

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Abderrahmane Mira de Bejaia

Faculté de Technologie

Département d'Hydraulique

POLYCOPIE DE COURS

Module :

"ASSAINISSEMENT DES EAUX USÉES"

Master 1 (HU)

Responsable du Module :

Dr. Abbas BENZERRA

“For India, Sanitation is more important than independence.”

Mahatma Gandhi

Préambule

L'assainissement fait partie de l'hydrologie urbaine qui est une discipline scientifique de l'environnement. Elle s'intéresse à l'étude de l'eau et de ses relations avec les différentes activités humaines en zone urbaine. En outre, l'assainissement est un ensemble de processus visant à améliorer la situation sanitaire globale de l'environnement avec ses différents composants. Il couvre divers aspects : la collecte, l'évacuation à travers un réseau de collecteurs et le traitement des eaux usées dans une station d'épuration avant leur rejet au milieu naturel.

Par ailleurs, l'assainissement des eaux usées est fortement lié à la santé publique en raison des nombreuses maladies liées à un milieu malsain. En effet, la proximité avec les eaux usées peut engendrer des maladies à transmission fécale-orale (diarrhée, typhoïde, hépatites, choléra ...etc.).

Les collectivités locales notamment l'office national de l'assainissement représentent les principaux acteurs de l'assainissement. Elles remplissent dans ce rôle une fonction d'intérêt général dont elles ne peuvent se démettre. La première prend des décisions stratégiques ; en revanche, la deuxième prend des décisions à caractère opérationnel ainsi que la mise en œuvre des programmes d'assainissement. Ces parties prenantes ont besoin donc, dans l'accomplissement de leurs tâches, d'une main-d'œuvre technique qualifiée afin d'assurer un service durable aux usagers.

L'objectif de ce cours, destiné aux étudiants de spécialité Hydraulique des niveaux Master 1 (Option : Hydraulique Urbaine (HU)) est de fournir les bases nécessaires à la compréhension de la méthodologie de dimensionnement du réseau séparatif d'eaux usées.

Dans ce cours, le premier chapitre expose d'abord des généralités sur les différentes eaux usées collectées ainsi que l'évaluation de leurs débits actuels et futurs.

Le deuxième chapitre s'intéresse particulièrement à la procédure de dimensionnement du réseau d'assainissement séparatif d'eaux usées avec un exercice d'application détaillé.

Le troisième chapitre présente les différentes conditions de vérification de l'autocurage, argumenté par un exemple d'application.

Quant au quatrième et dernier chapitre, celui-ci traite les techniques d'exécution des travaux et entretien des réseaux d'assainissement.

Ce cours est dispensé par moi-même (Dr. Abbas BENZERRA) depuis plus d'une dizaine d'années pour les étudiants de la spécialité Hydraulique de l'université Abderrahmane Mira de Bejaia (Algérie).

Dr. Abbas BENZERRA

Table des matières

Chapitre I. Estimation des débits d'eaux usées collectées -----	1
I.1. Introduction -----	1
I.2. Eaux usées domestiques -----	2
I.3. Eaux industrielles -----	3
I.4. Le bassin de collecte -----	4
I.5. Evaluation des eaux usées domestiques -----	6
I.5.2. Estimation des débits futurs-----	8
I.5.3. Evaluation du coefficient de pointe-----	9
I.5.4. Autres méthodes utilisables pour le calcul du débit de pointe-----	14
I.6. Evaluation des eaux usées non domestiques -----	15
I.6.1. Notion d'équivalent-habitant-----	15
I.6.2. Objectifs de la notion d'équivalent-habitant-----	16
I.6.3. Débits d'eaux usées industrielles-----	18
I.6.3.1. Probabilités de satisfaction. Débits moyens spécifiques.-----	19
Chapitre II : Dimensionnement des réseaux d'assainissement séparatifs d'eaux usées ; ---	29
II.1. Généralités -----	29
II.2. Procédure de calcul du débit des eaux usées domestiques -----	30
II.2.1. Estimation du débit moyen actuel-----	30
II.2.2. Estimation du débit moyen futur-----	31
II.2.3. Estimation du débit de pointe-----	31
II.2.4. Calcul du débit de pointe (projet)-----	32
II.2.4.1. Détermination des débits moyens actuels pour chaque zone-----	32
II.2.4.2. Détermination des débits moyens futurs pour chaque la zone-----	33
II.2.4.3. Calcul du débit spécifique pour chaque zone-----	33
II.2.4.4. Calcul du débit de route des canalisations pour chaque zone :-----	33
II.2.4.5. Calcul du débit moyen entrant-----	34
II.2.4.6. Calcul du débit moyen sortant-----	34
II.2.4.7. Calcul du coefficient de pointe entrant et sortant-----	34
II.2.4.8. Calcul du débit de pointe entrant-----	35
II.2.4.9. Calcul du débit de pointe sortant-----	35
II.2.4.10. Calcul du débit de pointe pour chaque tronçon-----	35
II.3. Dimensionnement des diamètres des canalisations -----	36
II.3.1. Formule de Chezy-----	36
II.3.2. Contraintes de calage des réseaux d'eaux usées-----	38
II.3.3. Les abaques de l'instruction technique de 1977-----	38
II.4. Exemple d'application -----	42
Chapitre III. Vérification des Conditions d'autocufrage des réseaux séparatifs d'eaux usées -----	47
III.1. État des connaissances -----	47
III.2. Vérification des conditions d'autocufrage -----	48
III.2.1. Première condition :-----	48
III.2.2. Deuxième condition :-----	49
III.2.3. Troisième condition :-----	49

Chapitre IV	Exécution des travaux et entretien des réseaux d'assainissement	56
IV.1.	Réalisation des travaux	57
IV.1.1.	Les canalisations	58
IV.1.2.	Pose des canalisations en tranchée dans les conditions normales	58
IV.1.3.	Pose des regards :	63
IV.2.	Dangers liés aux fouilles et excavations et règles de sécurité	65
IV.2.1.	Dangers liés aux excavations	65
IV.2.2.	Planifiez avant de creuser	66
IV.2.3.	Les mesures de prévention	66
IV.2.3.1.	Précautions raisonnables	67
IV.2.3.2.	Concernant les réseaux, il faut :	67
IV.2.3.3.	Concernant la stabilité du sol, il faut :	67
IV.3.	Les règles de sécurité	68
IV.2.	Quelques techniques d'entretien des réseaux visitable et non visitable	69
IV.2.1.	Réservoir de chasse	69
IV.2.2.	Intercepter spécifiquement les solides constituant les dépôts	71
IV.2.3.	Solutions curatives pour lutter contre l'encrassement des réseaux	73
IV.2.3.1.	Curage manuel	73
IV.2.3.2.	Solutions curatives utilisant l'énergie des écoulements de temps sec (La pulsation des écoulements de temps sec)	73
IV.3.	Recommandations	75
Références bibliographiques		77
Annexe	Signalisation temporaire de chantier	78

Chapitre I. Estimation des débits d'eaux usées collectées

I.1. Introduction

L'assainissement se définit comme étant une démarche d'assainir, de rendre sain. Son domaine d'action couvre la gestion des eaux usées comme celle des eaux pluviales. Généralement, la collecte des eaux usées se fait à travers un réseau collectif (réseau public). Cependant, elle peut aussi se faire en utilisant des techniques plus ou moins localisées appelées assainissement autonome. L'assainissement représente l'aspect technique de l'hydrologie urbaine. Il peut avoir deux définitions. La première correspond à une approche physique qui regroupe l'ensemble des équipements utilisés en réseaux d'assainissement, assainissement autonome, et station d'épuration, pour évacuer les eaux urbaines. La deuxième représente l'ensemble des stratégies utilisées pour essayer de répondre à des problèmes posés par la circulation urbaine de l'eau (en excluant le domaine de l'alimentation en eau potable).

La connaissance des flux d'eaux usées est la garantie d'une bonne conception des réseaux de collecte adaptés au contexte socio-économique, culturel et environnemental de la localité considérée. Cette connaissance assure donc un bon dimensionnement des réseaux, les calculs de résistance du réseau aux apports exceptionnels, la rationalisation des coûts (investissements & exploitation) et la sécurité du personnel d'entretien et des usagers riverains. La prise en compte des prévisions d'évolutions spatiales et démographiques de la localité concernée n'est pas aisée, mais permet d'éviter les risques de surdimensionnement ou de sous-dimensionnement.

Le dimensionnement des réseaux d'eaux usées passe par la connaissance des débits d'eau à évacuer. Dans la pratique, les débits sont en général évalués sur la base de la consommation globale de l'eau dans la localité considérée, *au jour de la plus forte consommation de l'année rapporté à l'unité "habitant" sur une période de 24 heures*. Pendant cette phase d'évaluation, il est nécessaire de distinguer les eaux usées domestiques des eaux usées industrielles.

I.2. Eaux usées domestiques

Généralement, les eaux usées d'origine domestiques sont diverses (Figure 1), elles comprennent :

- **Eaux grises** : ce sont des eaux peu chargées en matières toxiques ou à haut-risque du point de vue sanitaire, par exemple des eaux d'origine domestique, résultant du lavage de la vaisselle, des lessives, du lavage des mains, des bains ou des douches) ;
- **Eaux-vannes** ou **Eaux noires** : elles contiennent des matières polluantes ou plus difficiles à éliminer telles que les matières fécales, les produits cosmétiques, ou tout type de sous-produit industriel mélangé à l'eau ;
- **Liquides manufacturés** provenant de sources domestiques (boissons, huiles de cuisine, pesticides, huiles de graissage, liquides de peinture, de nettoyage, etc.).



Figure 1 : Diverses origines des eaux usées domestiques

Les eaux usées domestiques contiennent généralement :

- ✓ Matières en suspension ;
- ✓ Matières organiques ;
- ✓ Matières azotées ;
- ✓ Phosphore (lessive...) ;
- ✓ Plusieurs milliards de germes pour 100 ml.

I.3. Eaux industrielles

Les eaux industrielles sont celles qui proviennent des diverses usines de fabrication ou de transformation. Elles sont très différentes des eaux usées domestiques. Leurs caractéristiques varient d'une industrie à l'autre. En plus des matières organiques, azotées ou phosphorées, elles sont très chargées en différentes substances chimiques, organiques et métalliques (Figure 2).



Figure 2 : Exutoire des eaux usées industrielles (photo : actu-environnement.com)

Selon leur origine industrielle, elles peuvent également contenir :

- Des graisses (industries agroalimentaires, équarrissage) ;
- Des hydrocarbures (raffineries) ;
- Des acides, des bases et divers produits chimiques (industries chimiques diverses, tanneries)

- Des métaux (traitements de surface, métallurgie) ;
- De l'eau chaude (circuit de refroidissement des centrales thermiques) ;
- Des matières radioactives (centrales nucléaires, traitements des déchets radioactifs).

Avant d'être rejetées dans les réseaux de collecte, les eaux usées industrielles doivent faire l'objet d'un traitement.

Elles ne sont mélangées aux eaux domestiques que lorsqu'elles ne présentent plus de danger pour les réseaux de collecte et ne perturbent pas le fonctionnement des stations d'épuration. Actuellement, les usines sont obligées d'équiper leur réseau d'évacuation des eaux usées de petite station d'épuration. Cette mesure est destinée à traiter leurs propres effluents avant de les rejeter au réseau public.

I.4. Le bassin de collecte

Les quantités d'eaux usées à considérer dépendent de la répartition des consommations d'eau, liées aux facteurs socio-économiques, que l'on peut intégrer dans des catégories d'occupation des sols (Figure 3) en fonction de l'importance de l'agglomération et de son activité dominante.

L'évaluation quantitative des rejets d'une agglomération peut être représentée par une modélisation spatiale des zones élémentaires d'occupation des sols. Pour ce faire, on distingue :

- Les types d'agglomérations :
 - Centres des villes importantes ;
 - Banlieues des grandes villes et villes moyennes ;
 - Villes touristiques ;
 - Villes nouvelles ;
 - Communes rurales traditionnelles ;
- Les catégories d'occupation des sols :
 - Secteurs denses (≥ 100 logements/ ha) ;

- Habitat urbain ancien ;
- Zones pavillonnaires ;
- Zones industrielles, zones d'activités et centres commerciaux ;
- Zones de loisirs, camping ;
- Centres administratifs, bureaux ;
- Centres hospitaliers et maisons de retraite ;
- Groupes scolaires ;
- Centres sportifs, culturels et religieux (mosquées) ;
- Voiries et espace public ;
- Espace vert.

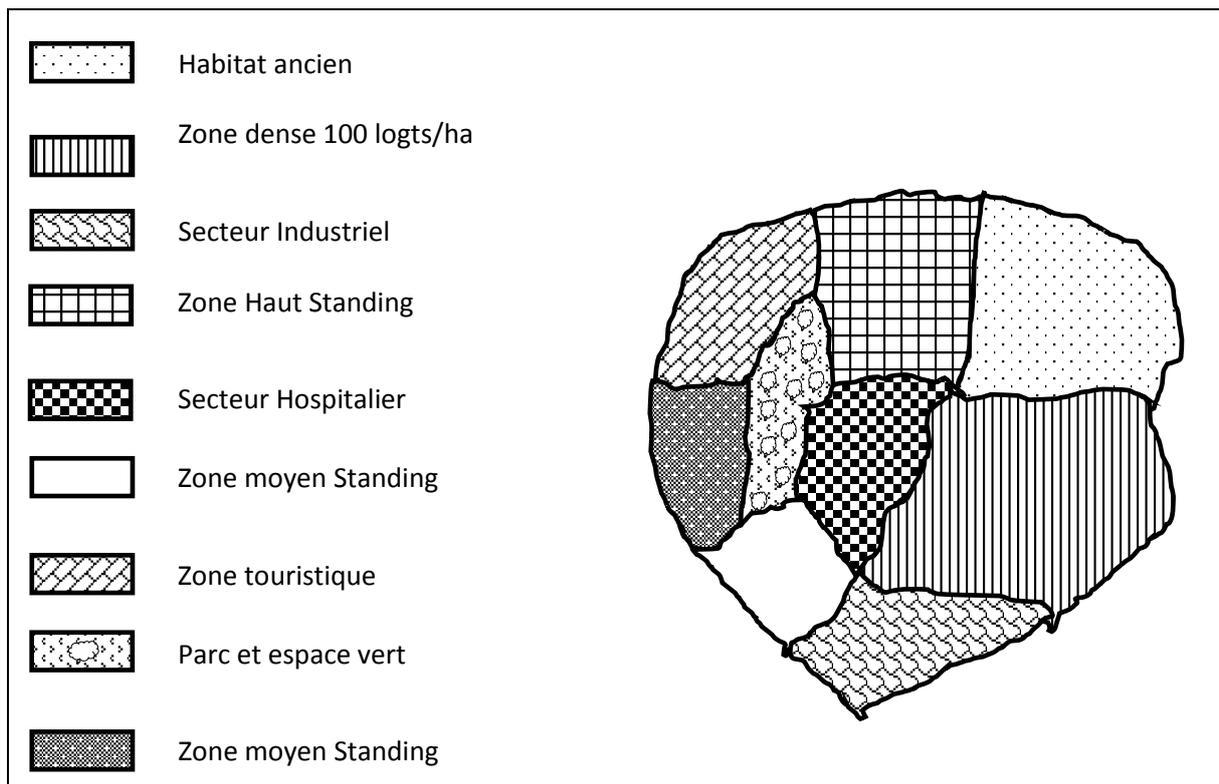


Figure 3 : Découpage d'une agglomération en zones d'habitats et secteurs d'activités spécifiques

L'étude démographique, la détermination du nombre moyen d'habitants et d'employés d'une zone d'activités (exprimés en éq-Hab.) ne donnent pas pour autant une représentation claire de la typologie des rejets. Il conviendra au besoin de sous-décomposer les zones initiales du découpage en tenant compte des autres facteurs socio-économiques, du standing de l'habitat par exemple (il y a une grande différence entre des immeubles collectifs et des appartements de luxe). De même, le seul découpage en fonction de la répartition courante par degré de densité de l'habitat ne suffit pas à caractériser les éléments constitutifs des bassins de collecte. Deux principales démarches peuvent être envisagées pour affiner la représentation typologique :

- L'enquête auprès des services communaux pour définir un découpage socio-économique ;
- La distribution de la dotation de la consommation d'eau potable ;

I.5. Évaluation des eaux usées domestiques

Pour l'évaluation des débits maximaux, on se réfère à la consommation d'eau par habitant et par 24 heures correspondant aux plus fortes consommations journalières de l'année, estimée ou calculée à partir des volumes d'eau produits, déduction faite des pertes et des volumes d'eau destinés à d'autres usages. Il y a lieu aussi de considérer que l'eau consommée ne correspond pas en totalité à l'eau produite à cause des pertes de diverses natures (fuites des réservoirs et des canalisations) qui peuvent atteindre jusqu'à 30 % de la production. En règle générale, il convient de tenir compte :

- de l'accroissement prévisible de la population sur la zone concernée (PDAU¹, POS²) ;
- du développement probable de la consommation des usagers.

I.5.1. Estimation des débits moyens actuels

¹ Plan Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme

² Plan d'Occupation des Sols

Le dimensionnement des ouvrages d'assainissement des eaux usées en système séparatif nécessite de prendre en compte les valeurs extrêmes de débit (Figure 4) :

- Les valeurs des débits de pointe, qui conditionnent implicitement le dimensionnement des canalisations ;
- Les valeurs de débits minimaux, qui permettent d'apprécier la capacité d'autocurage des canalisations. La vitesse de "non-sédimentation" des matières solides étant de l'ordre de 0,6 m/s.

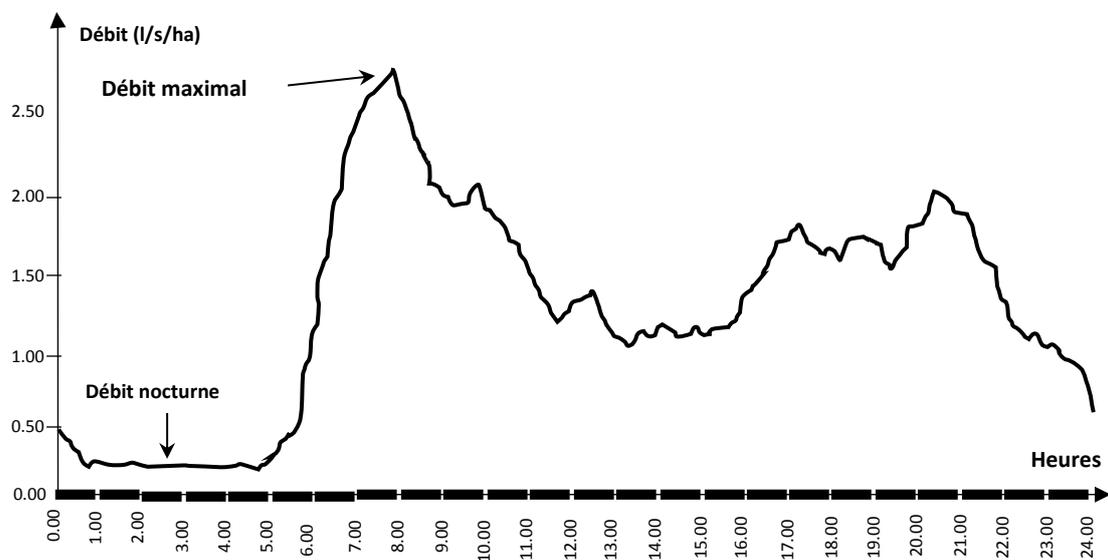


Figure 4 : Débit journalier des eaux usées d'une zone d'habitation.

Les projections faites concernant les eaux usées domestiques, il y a une trentaine d'années et prévoyant une croissance importante de la consommation d'eau, se sont révélées fausses. Les pressions actuelles, tant économiques (augmentation du coût de l'eau), que techniques (progrès dans le matériel électroménager) ou environnementales (encouragements à limiter la consommation), conduisent à penser que cette tendance à une stabilisation des consommations va se maintenir.

Des valeurs de l'ordre de 80 à 100 litres par jour et par habitant (exceptionnellement 150 l/j/hab.) sont donc à retenir, valeurs qui peuvent être affinées par l'analyse des consommations actuelles sur des zones urbaines de même nature.

La consommation moyenne d'eau dépend du type d'activités. Les valeurs suivantes sont généralement employées :

- zones de logements : de 100 à 150 l/j/personne ;
- zones de bureaux : de 30 à 75 l/j/personne ;
- zones d'activités (artisanat, commerce) : de 70 à 130 l/j/personne.

I.5.2. Estimation des débits futurs

Lors de l'évaluation des débits maximaux, il ne faut pas perdre de vue :

- D'une part, l'accroissement prévisible de la démographie en analysant particulièrement les données des documents d'urbanisme, et plus précisément, les plans d'occupation des sols (POS) qui permettent de localiser les accroissements et d'estimer, le cas échéant, le degré d'évolution à appliquer ;
- D'autre part, le développement probable de la consommation de l'eau, notamment si l'on a à faire à des secteurs d'habitat anciens où les progrès de l'équipement amèneront un accroissement des consommations et, par conséquent des rejets au fur et à mesure des transformations.

Cependant, à défaut d'informations plus précises, on peut admettre, compte tenu notamment des débits d'eau parasites et des besoins publics courants, que le débit moyen journalier futur d'eaux usées puisse se situer de 150 à 200 l/hab./jour dans les secteurs d'habitat nouveaux ou anciens. Cette fourchette est suffisamment large pour laisser aux projeteurs la place à la réflexion toujours indispensable avant d'arrêter les valeurs de projet.

Plusieurs auteurs préconisent d'adopter les valeurs d'eaux usées domestiques suivantes :

- 150 l/hab./jour pour les petites agglomérations ;
- 200 l/hab./jour pour les villes à partir de 10 000 habitants ;
- 250 l/hab./jour pour les villes à partir de 100 000 habitants ;
- 300 l/hab./jour pour les villes à partir de 500 000 habitants ;

- 350 l/hab./jour pour les villes à partir de 1 000 000 d'habitants ;

Concernant les villes algériennes, la consommation des eaux potables par les ménages est très basse par rapport aux normes européennes. Donc, les valeurs d'eaux usées domestiques rejetées seront très inférieures aux valeurs précédentes. En effet, il est préférable de faire une enquête au niveau des services concernés (APC, ADE et ONA) pour avoir des d'informations fiables sur les dotations et les habitudes de consommation d'eau de la population.

I.5.3. Évaluation du coefficient de pointe

À défaut de disposer d'une information exacte, on peut admettre, compte tenu des débits parasites et des besoins publics courants, que le débit moyen journalier prévisible peut se situer, en fonction des statistiques, dans une fourchette de 80 à 100 litres par habitant et par jour, suivant les types d'habitats et l'importance de l'agglomération. Ainsi, compte tenu du nombre d'utilisateurs raccordés en amont, il est possible d'estimer le débit moyen journalier Q_m^3 à considérer en un point du réseau.

Il convient aussi de tenir compte du fait qu'à certaines périodes de la journée, la consommation d'eau peut être beaucoup plus forte que celle correspondant au débit moyen. On applique alors un coefficient appelé coefficient de pointe C_p .

La valeur de ce coefficient, qui peut atteindre 4 en partie amont du réseau, va en décroissant en aval, lorsque le nombre de raccordés augmente. Sa valeur peut être calculée à partir de la formule suivante, proposée dans l'Instruction Technique Française INT 77-284 :

$$C_p = a + \frac{b}{\sqrt{Q_m}} \dots \dots \dots (1)$$

Dans laquelle :

- C_p : coefficient de pointe (≤ 4);

³ Débit moyen journalier (journée de plus forte consommation au cours des années à venir)

- a : paramètre qui exprime la limite inférieure à ne pas dépasser lorsque Q_m croît vers l'infini (on prend **a=1,5**) ;
- b : paramètre qui introduit, par sommation avec le terme "a", la valeur de croissance exprimée par le second terme de la formule lorsque Q_m tend vers zéro (on prend **b=2,5**) ;
- Q_m : débit moyen journalier des rejets exprimés en litres/ seconde.

❖ Exemple d'application

Soit deux secteurs d'habitat :

S1= 10 ha avec une densité d1= 80 logements/ha ;

S2= 15 ha avec une densité d2 = 30 logements/ha.

Si on prend :

- Une densité moyenne d'occupation (pour les deux secteurs) de 3,1 habitants/logement ;
- les besoins en eau (consommation) rapportés à l'habitant sont respectivement de :
 - $D_1=250$ l/hab./jour pour le secteur S1 ;
 - $D_2=200$ l/hab./jour pour le secteur S2 ;
- les pertes pour arrosage des jardins privés et espaces publics, avec les fuites d'eau sur le réseau d'alimentation en eau potable, sont de l'ordre de 30 % de la valeur des besoins, alors, les valeurs Q_m des rejets à l'égout seront respectivement comme suit :

Secteur S1 :

$$Q_{m1} = \frac{D_1 \times (1 - P_1) \times N h_1}{24 \times 3600} = \frac{250 \times (1 - 0,3) \times 3,1 \times 80 \times 10}{86400} = 5,023 \text{ l/s}$$

Secteur S2 :

$$Q_{m2} = \frac{D_2 \times (1 - P_2) \times Nh_2}{86400} = \frac{200 \times 0,7 \times 3,1 \times 30 \times 15}{86400} = 2,260 \text{ l/s}$$

Les coefficients de pointe des deux secteurs sont :

Secteur S1 :

$$C_{p1} = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{q_{m1}}} = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{5,023}} = 2,62$$

Secteur S2 :

$$C_{p2} = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{q_{m2}}} = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{2,26}} = 3,16$$

Secteur S1+S2

$$C_{p1+2} = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{\sum q_{mi}}} = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{7,283}} = 2,43$$

A travers ces résultats, on remarque que l'expression du coefficient de pointe est inversement proportionnelle au nombre d'habitants.

Des prélèvements de débits d'eaux usées effectués sur plusieurs agglomérations avec un nombre de populations différentes montrent les variations horaires des débits (voir les figures 5 à 8)

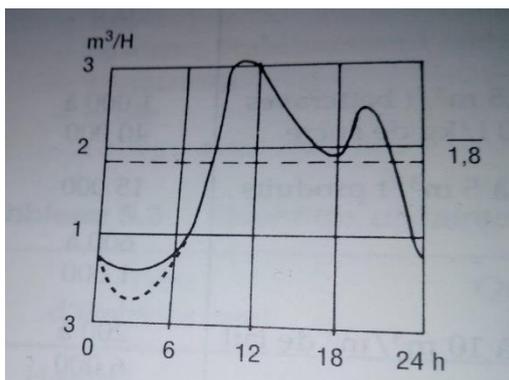


Figure 5 : Commune rurale (500 hab.) (Régis BOURIER)

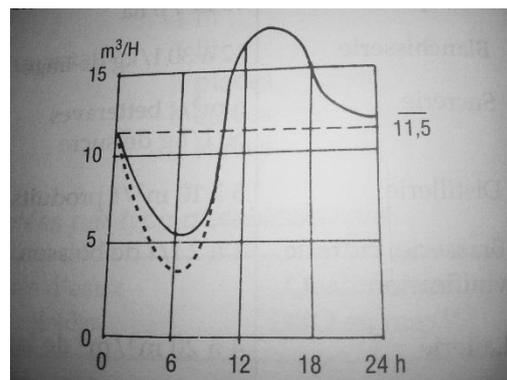


Figure 6 : Commune rurale (2000 hab.) réseau étendu (Régis BOURIER)

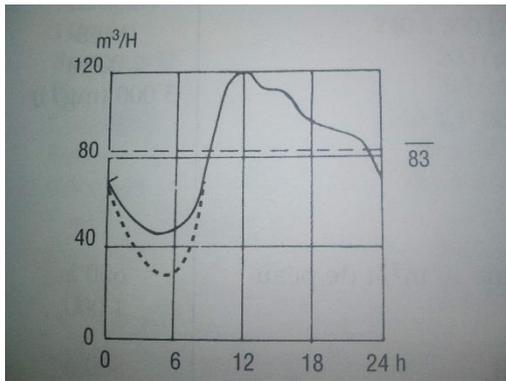


Figure 7 : Ville moyenne (10 000 hab.) avec activités (Régis BOURIER)

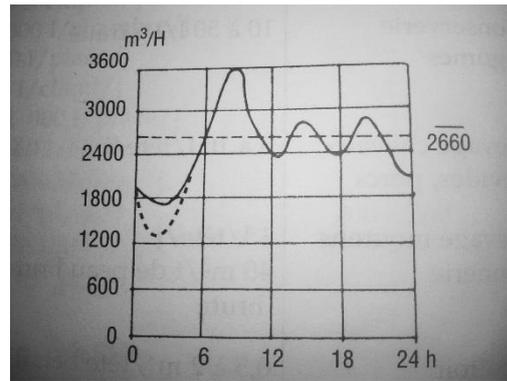


Figure 8 : Ville importante (200 000 hab.) (Régis BOURIER)

Ces figures montrent les variations des débits en fonction de l'importance de l'agglomération (en pointillés : débit nocturne en période sèche).

Par ailleurs, le **coefficient de pointe horaire** se définit aussi comme le rapport du débit maximum dans l'heure la plus chargée $Q_{H\ max}$, sur le débit moyen journalier $Q_{H\ max}$, soit :

$$C_p = \frac{Q_{H\ max}}{Q_m} \dots\dots\dots (2)$$

Comme nous l'avons noté précédemment, l'Instruction Technique Française INT 77-284 utilise la formule : $C_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_m}}$ avec $C_p \leq 4$

De cette formule, on a établi la courbe 1 (Figure 9), nommée courbe théorique.

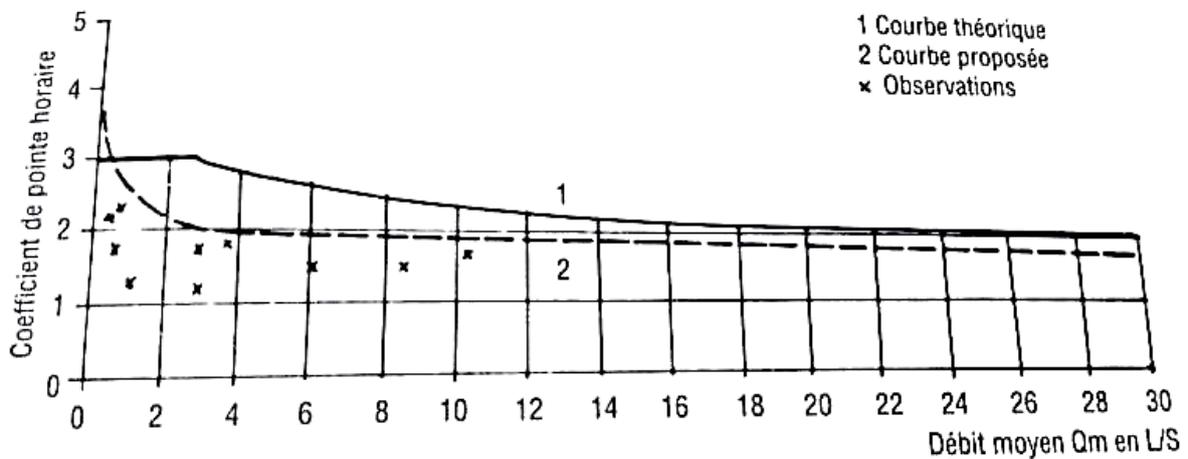


Figure 9 : Comparaison des coefficients de pointe horaire

Les coefficients constatés à partir des mesures d'eaux usées et reportés sur la figure 9 se situent tous bien en dessous de la courbe théorique ; par conséquent, on est tenté d'adopter une courbe mieux adaptée aux observations, dont la formule est établie par Régis BOURRIER :

$$C'_p = 1,5 + \frac{1}{\sqrt{Q_m}} \dots \dots \dots (3)$$

Exprimée avec les mêmes unités et sans limite d'application.

Le coefficient de pointe est peu variable en fonction de l'importance de l'agglomération, comme on peut le remarquer, à partir des valeurs prises sur les figures 5 à 8 :

$$C_{p \text{ rural}} (500 \text{ hab.}) = \frac{3,1}{1,8} = 1,7$$

$$C_{p \text{ rural}} (2000 \text{ hab.}) = \frac{17,5}{11,5} = 1,5$$

$$C_{p \text{ ville moyenne}} (10\ 000 \text{ hab.}) = \frac{120}{83} = 1,4$$

$$C_{p \text{ ville importante}} (200\ 000 \text{ hab.}) = \frac{3600}{2660} = 1,35$$

Si l'on considère cette ville de 200 000 habitants qui évacue un débit moyen $Q_M = 2660 \text{ m}^3/\text{heure}$, soit : 739 l/s , et en appliquant les formules proposées, on aurait :

$$C'_p = 1,5 + \frac{1}{\sqrt{739}} = 1,54 \quad \text{ou} \quad C_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{739}} = 1,59$$

La marge est suffisante entre le résultat d'observation ($C_p = 1,35$) et le coefficient de pointe calculé.

Enfin, les mesures sur des réseaux d'assainissement exempts d'eaux claires parasites montrent (Tableau 1) que l'instruction technique de 1977 tend à majorer fortement les valeurs de C_p , notamment lors de faibles populations, alors que la formule de BOURRIER est plus adaptée.

Tableau 1 : Comparaison des valeurs du coefficient de pointe estimées selon l'instruction 1977 et la formule de BOURRIER (M. SATIN & B. SELMI).

Population (hab.)	Habitat	C _p mesuré	C _p « instruction »	C' _p « Bourrier »
2200	Gros village	2,2	3,5	2,2
400	Petit bourg dense	2,7	5	2,9
1700	Quartier en collectif	1,8	3	2,1
2300	Centre-ville	2	1,4	1,8

Finalement, on obtient le débit de pointe par la formule suivante :

$$Q_p = C_p \cdot Q_m \dots\dots\dots (4)$$

Avec :

Q_p : débit de pointe en (l/s) ;

C_p : coefficient de pointe ;

Q_m : Débit moyen en (l/s).

I.5.4. Autres méthodes utilisables pour le calcul du débit de pointe

Il existe diverses formules dans le monde, traduisant probablement des différences dans le mode de vie et les habitudes d'utilisation de l'eau. À titre d'exemple, les deux formules suivantes sont souvent utilisées aux États-Unis :

$$Q_p = 3,93 \cdot Q_m^{0,9} \dots\dots\dots (5)$$

$$Q_{pointe} = 6,3 \cdot Pop^{-0,1242} \cdot Q_m \dots\dots\dots (6)$$

Q_p et Q_m : exprimés en (l/s) et Pop : représente le nombre d'habitants.

I.6. Évaluation des eaux usées non domestiques

Les eaux résiduaires industrielles sont des eaux usées non domestiques provenant de toute activité industrielle ou commerciale (d'après (NF EN 16323 - Glossaire de termes techniques des eaux résiduaires, 2014)).

Il est à signaler que parmi les eaux résiduaires industrielles, certaines peuvent être assimilées par leur composition à des eaux usées domestiques (voir (NF EN 16323 - Glossaire de termes techniques des eaux résiduaires, 2014)).

S'il est simple de connaître les besoins en eau, et donc les rejets potentiels d'une population, la diversité des domaines d'activités – artisanales, commerciales ou industrielles – pose parfois au concepteur des difficultés lorsqu'il s'agit d'estimer les débits journaliers à prendre en compte. C'est d'autant plus le cas que l'on intervient très en amont d'un projet de zone industrielle, où les types d'activités ne sont pas arrêtés.

I.6.1. Notion d'équivalent-habitant

L'équivalent-habitant (EH) est une unité de mesure définie comme la charge organique biodégradable ayant une demande biologique en oxygène en cinq jours (DBO5) de 60 grammes d'oxygène par jour.

Ainsi, l'EH est une unité basée sur la DBO5 qui permet d'apprécier la taille d'une agglomération d'assainissement. Elle est utilisée pour estimer les rejets des établissements publics, des industries et des commerces. Elle est aussi souvent privilégiée pour quantifier la capacité d'une station d'épuration puisqu'elle est sensée correspondre à la charge journalière maximale de pollution que devra, en dehors des situations inhabituelles, admettre cette station et traiter conformément au niveau de rejet qui lui est assigné.

I.6.2. Objectifs de la notion d'équivalent-habitant

La nécessité d'évaluer une valeur journalière maximale des eaux usées répond essentiellement à trois raisons :

1. Les quantités d'eaux usées domestiques rejetées par une population fluctuent tous les jours de l'année. Il convient de prendre en compte pour le dimensionnement des ouvrages, sa valeur la plus contraignante.
2. A cette quantité des eaux usées domestiques rejetées au réseau, s'ajoutent des eaux qui ont pour origine des activités collectives ou économiques telles que celles qui proviennent d'établissements comme les écoles, les hôpitaux, les commerces alimentaires et de restauration, les autres activités commerciales, les activités tertiaires et toutes les industries. Si pour les plus gros de ces établissements, des critères fiables permettent d'estimer en fonction de la fréquentation ou de la production, les charges maximales de pollution produites, il n'en est pas de même pour les plus petits, dont la présence est en général assez étroitement liée à la population résidente. Leurs effluents sont d'ailleurs généralement considérés comme relevant des eaux usées domestiques ou des eaux usées assimilées domestiques. L'équivalent-habitant permet ainsi de mutualiser les eaux usées non directement issues des habitations et des activités économiques les plus importantes.
3. La nature unitaire de beaucoup de réseaux de collecte conduit à y admettre des charges de pollution liées aux eaux de ruissellement, charges dont les fractions organiques, azotées et phosphorées sont, au regard de celles véhiculées par les eaux usées, relativement faibles lors des précipitations pour lesquelles la collecte et le traitement de la totalité des effluents collectés s'imposent, mais qui ne sont cependant pas négligeables. Ces charges sont difficiles, surtout pour les systèmes d'assainissement de petite ou moyenne taille à estimer de façon théorique, et c'est généralement à partir des charges reçues observées en entrée de station qu'elles sont prises en compte, sous forme d'une légère majoration des charges correspondant aux eaux strictement usées.

Pour déterminer le nombre d'équivalent-habitant pour un établissement recevant du public, il suffit d'appliquer le ratio correspondant à l'activité (Tableau 2) et de le diviser avec la capacité d'accueil du bâtiment.

Tableau 2 : Quelques exemples de ratio d'équivalent-habitant (source : Wikipedia)

Bâtiment ou complexe	Nombre d'équivalent-habitant (EH)
Usine, atelier	1 EH = 2 ouvriers
Bureau	1 EH = 3 employés
École sans bains, douche, ni cuisine (externat)*	1 EH = 10 élèves
École avec bains sans cuisine (externat)*	1 EH = 5 élèves
École avec bains et cuisine (externat)*	1 EH = 3 élèves
École avec bains et cuisine (internat)*	1 EH = 1 élève
Hôtel, gîte, pension*	1 EH = 1 lit simple, 1 EH = 0,5 lit double
Camping – emplacements de passage	1 EH = 2/3 emplacement
Camping – emplacements résidentiels	1 EH = 0,5 emplacement résidentiel
Caserne	1 EH = 1 personne (prévus)
Restaurant*	1 couvert servi = 1/4 EH Nbre EH = 1/4 EH x nombre moyen de couverts servis chaque jour
Bar, discothèque, salle de réception de fêtes*	1 EH = 20 places
Théâtre, cinéma, salle de fêtes, débits de boissons*	1 EH = 30 places
Plaine de sports, centre équestre*	1 EH = 20 places
Home, centre spécifique de soins, prisons*	1 EH = 2/3 lit

NB : Pour les bâtiments ou complexes annotés d'un astérisque (*), le nombre d'EH calculé d'après le tableau 2 est augmenté de 1/2 EH par membre du personnel attaché à l'établissement.

I.6.3. Débits d'eaux usées industrielles

L'estimation des débits d'eaux usées industrielles à prendre en compte pour le dimensionnement du réseau d'assainissement séparatif exige de distinguer :

- les industries existantes dont l'évaluation des débits doit résulter de mesures «in situ » ;
- les industries qui viendront s'installer ; pour celles qui seront connues au moment de l'étude, les renseignements indispensables pourront être réunis, alors qu'en ce qui concerne les potentialités, les incertitudes ne pourront être levées qu'en formulant des hypothèses associées à des probabilités de satisfaction.

Une zone industrielle se définit comme un ensemble ordonné comportant une infrastructure de desserte et un lotissement de 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 :

- que certaines industries traitent directement leurs effluents permettant ainsi leur rejet dans le milieu naturel ou dans le réseau, mais elles représentent l'exception ;

- que les industries lourdes s'implantent de préférence dans des sites où elles peuvent traiter globalement toutes leurs eaux de refroidissement et de les rejeter 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 domestiques ;
- 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.

I.6.3.1. Probabilités de satisfaction. Débits moyens spécifiques.

Sur la base des remarques précédentes, les concepteurs devront envisager plusieurs hypothèses de façon à bien cerner les problèmes. A cet effet, et en particulier s'ils ne peuvent pas attribuer, au cours de l'étude, une estimation des besoins en eau pour chacune des industries qui vont s'implanter dans la zone industrielle, dans le but :

- d'une part de satisfaire avec certitude à l'ensemble de la demande en eau ;
- et d'autre part de limiter les investissements afin d'obtenir un prix le plus faible.

Dans ce cas, ils devront rechercher, en faisant appel au besoin aux probabilités de satisfaction pour décider 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.

Dans les zones industrielles où, pour l'essentiel, les surfaces offertes seront occupées par des industries transférées, le concepteur peut s'appuyer sur des données existantes. Au 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/ha loti à 60 m³/jour/ha loti⁴.

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 du tableau 3 :

Tableau 3 : Probabilité de satisfaction des besoins en eau (M. Satin & B. Selmi).

Probabilité de satisfaction	25 %	50 %	75 %	90 %	97,5 %
Débits moyens journalier de consommation spécifiques d'eau (m ³ /jour/ha L)	15	40	100	225	500

En particulier, une étude statistique, citée par l'instruction technique française de 1977, 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%) de dépasser la valeur de 40 m³ par jour et par hectare loti. Par contre, la satisfaction des besoins en eau par un débit de 100 m³/j/ha loti ne s'avérerait insuffisante 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, à savoir :

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

⁴ Afin d'éviter toute confusion, l'instruction technique de 1977 a adopté, pour les zones industrielles, la notion d'hectares lotis (ha L), par opposition à celle de la surface totale, qui comprend en plus les voiries de desserte et les espaces accessoires.

Sachant aussi que la progression entre 10 et 100 ha (influence de la surface) reste de l'ordre de 25 %, il sera mieux de justifier les propositions sous les aspects techniques et économiques, en évaluant un coefficient majorateur déterminé par une courbe exprimant la valeur du coefficient en fonction de la surface lotie (Figure 10). Par exemple, pour 60 ha, le coefficient majorateur est de l'ordre de 1,18.

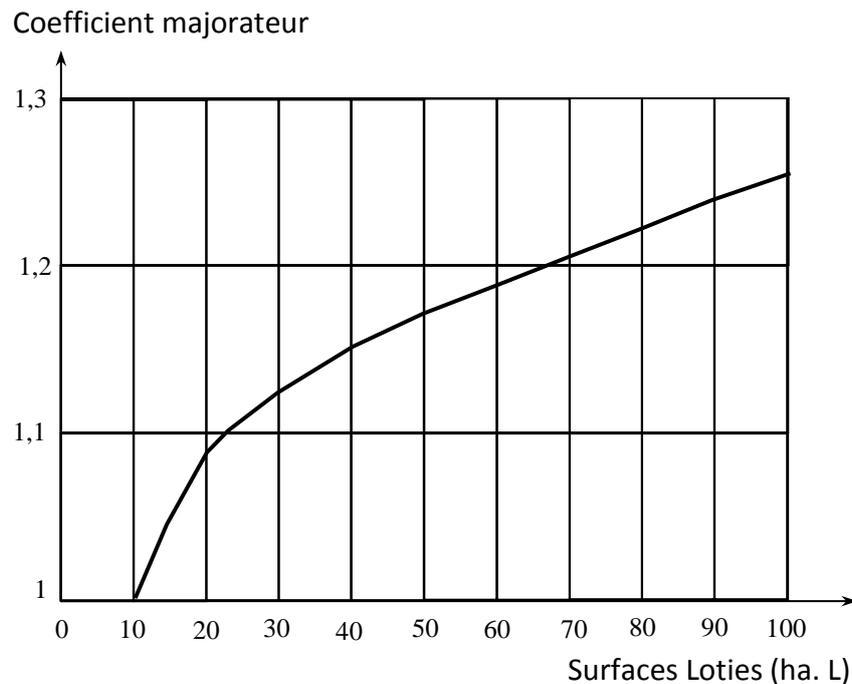


Figure 10 : Influence de la surface sur les valeurs de débits en $\text{m}^3/\text{jour}/\text{ha. L}$.

❖ Exemple d'application

Soit une zone à lotir d'une surface totale de 100 ha dont 15 % seront réservés à la voirie et à ses espaces annexes. Étudier les possibilités d'occupation des sols en fonction des probabilités de satisfaction. On considère que la moyenne des prélèvements en eaux se situera aux alentours de 30 à 40 $\text{m}^3/\text{j}/\text{ha L}$.

1) Solution

La surface totale de la zone est 100 ha \Rightarrow La surface réelle à occuper par les industries sera donc de 85 hectares.

Les besoins journaliers de consommation d'eau à satisfaire se situeront dans la fourchette des deux valeurs suivantes :

$$1) Q_1 = 35 \times 85 \times 1.22 = 3629,5m^3/jour$$

$$2) Q_2 = 40 \times 85 \times 1.22 = 4148m^3/jour$$

Cette fourchette de débit représente la limite inférieure et supérieure à ne pas dépasser. C'est-à-dire qu'il ne faut pas descendre au-dessous de la valeur $Q_1 = 3629,5m^3/j$, car l'agglomération possède la capacité de fournir ce débit de consommation d'eau pour les futures usines. Descendre au-dessous de cette valeur signifie qu'on va éliminer une catégorie d'usines qui peuvent prétendre faire partie des occupations de sols de la zone d'activité à lotir. De même, dépasser la valeur $Q_2 = 4148m^3/j$ désigne qu'on pourra intégrer une certaine catégorie d'usines, dans notre zone d'activité, qui auront besoin d'un volume journalier d'eau impossible à satisfaire.

2) Problématique :

Dans ce genre de situation, nous avons 85 ha dans une zone d'activité réservée à lotir des usines. Le problème est que nous ne connaissons pas quelles sont les usines potentielles qui peuvent occuper ces 85 ha qui auront des besoins en eaux compris dans la fourchette calculée précédemment.

3) Méthodologie :

Ce qu'il faut faire, c'est de rechercher les surfaces destinées à être occupées par des industries à l'aide des probabilités de satisfaction. Ces surfaces, bien sûr, ne devront pas dépasser, dans ce cas, les 85 ha et de même la somme des volumes journaliers d'eau à satisfaire pour les futures industries, qui vont occuper ces surfaces, doit être comprise entre $Q_1 = 3629,5 m^3/j$ (1^{er} cas d'hypothèse), et $Q_2 = 4148 m^3/j$ (2^{ème} cas d'hypothèse).

Dans le tableau 4 suivant (Hypothèse 1), nous commençons à choisir des surfaces cumulées jusqu'à 85 ha, à partir de là, nous déduisons les surfaces partielles et les

coefficients de majoration correspondants. Le volume journalier à satisfaire pour chaque parcelle sera le résultat de la multiplication de la surface partielle, de son coefficient de majoration et de la probabilité de satisfaction.

Idem pour le cas de la 2^{ème} hypothèse.

Tableau 4 : Probabilité de satisfaction des besoins en eaux en fonction des surfaces choisies.

Hypothèses	Surfaces cumulées	surfaces partielles	coefficient majorateur	Probabilité de satisfaction (m3/j/ha. L)				Volumes Journalier(m3/j)
				25%	50%	75%	90%	
1	0							
	20	20	1,08			100		2160
	35	15	1,04		40			624
	85	50	1,173	15				879,75
	85							3663,75
2	0							
	5	5	1				225	1125
	15	10	1			100		1000
	43	28	1,14		40			1276,8
	85	42	1,15	15				724,5
	85							4126,3

Sur la base des probabilités de satisfaction exprimées dans le tableau 4, il est facile de traduire sur un graphique (Figure 11) les valeurs des diverses probabilités. Celles-ci apparaissent sous forme de vecteurs de pentes variables, selon les hypothèses de satisfaction probables, en tenant compte également de l'influence globale de progression des surfaces.

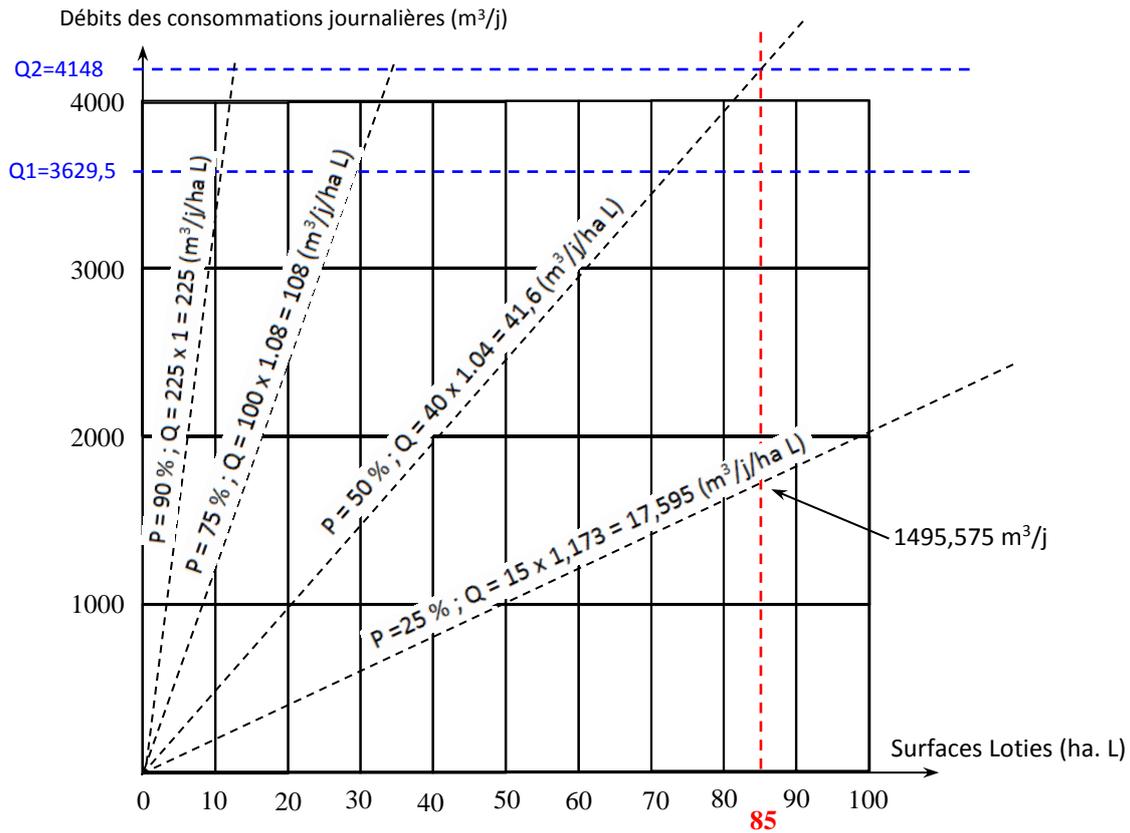


Figure 11 : Evaluation des pentes correspondant aux probabilités dans la limite de 85 ha.

Ces résultats vérifient parfaitement les premières hypothèses Q_1 et Q_2 de la fourchette des prélèvements (Figure 12). De plus, en composant les valeurs retenues pour les différentes probabilités de satisfaction, on peut chercher dans la gamme des industries recensées quelles seraient celles correspondant le mieux.

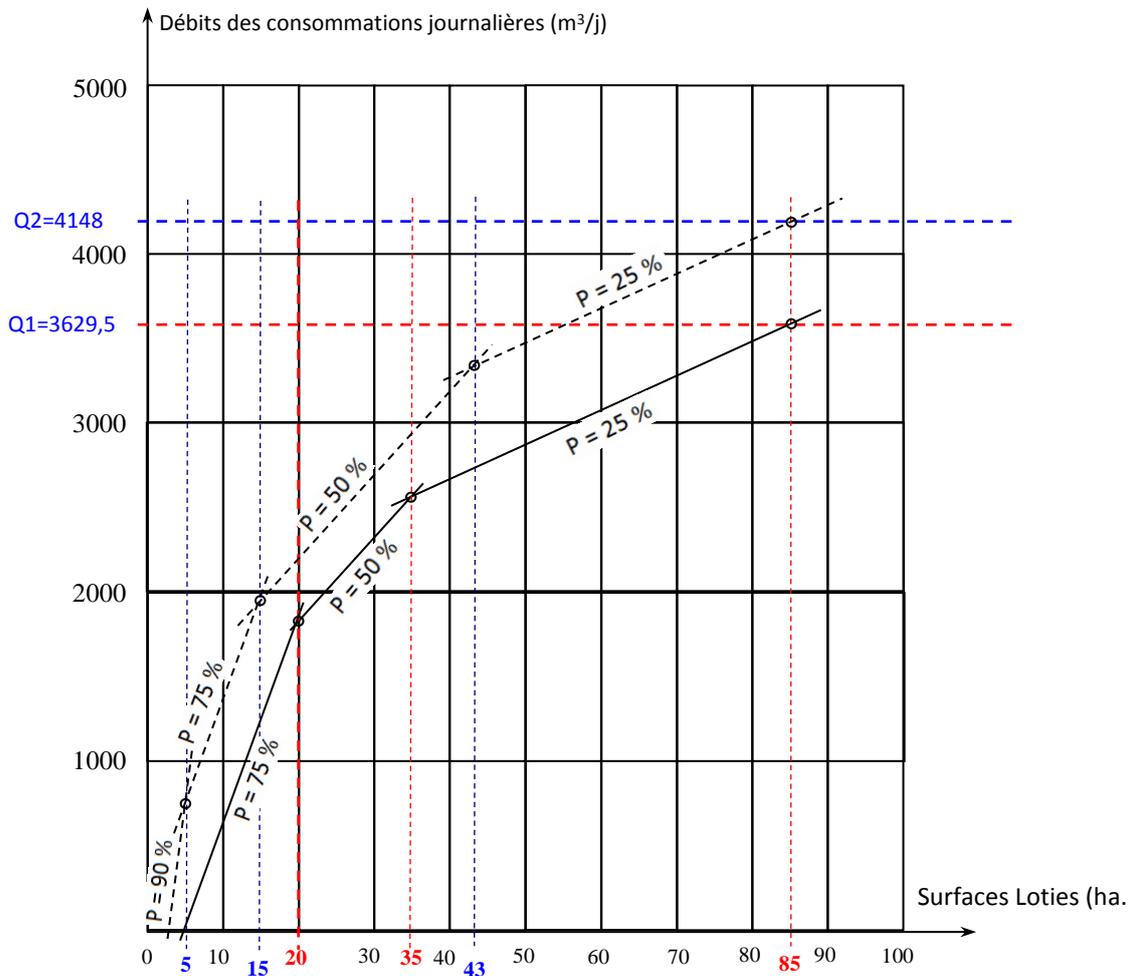


Figure 12 : Tracés des polygones de propositions d'occupation des sols.

À titre indicatif, on trouvera (Tableaux 5 et 6), les besoins en eau à prévoir pour les différents types d'activités avec leur taux de rejet des eaux usées et quelques informations sur les quantités d'eaux usées rejetées par les industries.

Tableau 5 : Consommation en eau journalière et taux de rejet de quelques industries

Branche d'activité industrielle	Consommation journalière (m³/jour)	Taux de rejet (%)
Fabrication du vin à partir des raisins et des moûts	34,9	97,1
Négoce et élevage du vin	22,2	97,4
Réception des pommes, extraction du jus, clarification et stockage	99	84
Fabrication et conditionnement en récipients neufs ou consignes de boissons gazeuses et de boissons aux fruits	1075	50
Conditionnement d'eaux minérales et d'eaux aromatisées	5 947	37
Conserve de légumes, racines et féculents	1 719	83,9
Conserverie de champignons	1 114	87,8
Lavage, cuisson et conditionnement de légumes et préparation de salade	325	64,9
Lavage de légumes	595,3	39
Travail de grains, farines, pâtisserie et biscuiterie	58,8	71,6
Confiserie et chocolaterie	121,8	71,2
Industrie de l'œuf	253,9	91,4
Transformation de lait en lait de consommation, yaourts et desserts lactés	831,4	83,2
Fabrication de fromage	802	94,6
Transformation de lait en beurre	650	75
Site multiactivités : production de beurre, fromage, crème, production de poudre de lait, sérum, babeurre, déconcentre de sérum et babeurre	751,6	90,3
Abattage de gros animaux : bovins, veaux, ovins, chevaux.	579	95,1
Abattage de volailles	676,5	92,2
Découpe, broyage et conditionnement de viande	Découpe : 57,5 Broyage : 347,9	81 57
Abattage de lapins	106,3	84,3
Traitement de la viande : conserve et salaison	217,7	82,6
Traitement des produits de la mer	223,1	95,4
Cuisson et conditionnement de crevettes	150,1	90,9
Production de surimi	363,8	62,4
Fabrication de plats cuisines à base de viandes, poissons, légumes, féculents	276,2	76,7
Fabrication d'aliments pour chiens et chats	1 221	51,4
Fabrication et transformation de papiers et cartons	3 944	86,8
Fabrication et impression de carton ondule	92,1	35,1
Opération de blanchiment, teinture, impression, apprêtage sur tissu	613	86,0
Blanchisserie industrielle : lavage de linge	204,2	90,4

Source : IRH Ingénieur Conseil. *Ratios polluants en industrie dans le bassin Loire Bretagne, étude sur 33 branches d'activité des secteurs : agroalimentaire, papeterie, textile. Juin 2010, 266 p.*

Tableau 6 : Quantités d'eaux usées rejetées par type d'activité industrielle (R. Bourrier)

Type d'activité	Quantités d'eaux usées rejetées	
	<u>Sans recyclage</u>	<u>Avec recyclage</u>
Industrie grosse consommatrice (Papeterie, agglomérés)	100 à 500 m ³ /j/ha	20 à 100 m ³ /j/ha
Sidérurgie, fondement, verrerie, mécanique	1 m ³ /t de produits	
Industrie moyenne	40 m ³ /j/ha	10 m ³ /j/ha
Ateliers, artisanat	20 m ³ /j/ha	
Entrepôts	10 m ³ /j/ha	
Blanchisserie	12 à 30 l/kg de linge	
Sucrierie	6 m ³ /t betteraves	1,5 m ³ /t betteraves
	50 l/kg de sucre	10 l/kg de sucre
Distillerie	5 à 10 m ³ /t produits	1 à 5 m ³ /t de produits
Brasserie, cidrerie, vinification	1 à 2 l/ litre de boisson	
Laiterie	4 à 20 m ³ /m ³ de lait	2 à 10 m ³ /m ³ de lait
Fromagerie	5 l/litre de lait	
Conserverie légume	10 à 50 l/ kg traité	
Élevage chevaux, bovidés	5 à 10 l/tête/j	
Élevage moutons	1 l/tête/j	
Tannerie	40 m ³ /t de peau brute	10 m ³ /t de peau brute
Abattoir	0,5 à 2 m ³ / tête bétail	
	0,5 à 20 m ³ / carcasse	

D'autres études fournissent des indications de consommations artisanales ou industrielles. En voici quelques valeurs de débits pour différents types d'activité (M. Satin & B. Selmi) :

- Centre commercial de taille régionale avec galerie marchande : 100 à 150 m³/jour ;
- Hospice, caserne : 200 à 300 l/lit/jour ;
- Hôtel : 250 à 300 l/lit/jour ;
- Restaurant : 20 l/lit/jour ;
- Établissement hospitalier : 400 à 540 l/lit/jour ;
- École : 30 à 60 l/élève/jour ;
- Internat : 150 à 200 l/élève/jour ;
- Théâtre cinéma : 10 l/place/jour ;
- Abattoir 2 à 5 m³ d'eau par tonne abattue
- Blanchisserie : 10 à 30 l/kg de linge lavé ;
- Atelier, artisanat : 10 m³/ha loti/ jour ;
- Entrepôt : 1 à 10 m³/ha loti/ jour ;
- Garage automobile : 1 à 4 m³/ jour ;
- Laiterie : 5 à 6 litres d'eau / litre de lait traité ;
- Fabrication de jus de fruits : 2 à 10 m³ par tonne traitée ;
- Conserverie : 4,2 à 14 m³ par tonne de produits finit ;
- Usine, hors process industriel : 40 à 80 l/employé/jour ;
- Bureau : 50 l/employé/jour.

La consommation d'eau industrielle est extrêmement variable d'un pays à l'autre, car elle dépend évidemment beaucoup du niveau de développement de chaque nation. Dans certains pays, presque toute l'eau consommée est utilisée pour l'agriculture : c'est le cas par exemple, de l'Inde ou du Mexique, qui utilisent 90 % de toute leur eau à des fins d'irrigation. Dans les pays industrialisés, en revanche, la consommation d'eau industrielle n'a fait que croître depuis la révolution industrielle du XIXe siècle. Elle aurait été multipliée par 20 en France entre 1900 et 1975. Elle est aujourd'hui en moyenne équivalente à la consommation d'eau agricole. (Source CNRS, 2000).

Chapitre II : Dimensionnement des réseaux d'assainissement séparatifs d'eaux usées

II.1. Généralités

Le dimensionnement des réseaux d'assainissement est complexe en raison de leur structure, constituée d'éléments divers (sections, pentes), pleine de singularités (branchements, jonctions, bifurcation, seuils, chutes) de systèmes différents en séparatif (Figure 13) ou en unitaire, d'apports et de conditions d'écoulement très variables dans le temps, qui modifient sans cesse le profil de la ligne d'eau et les capacités de transfert : de ce fait, il faut effectuer des calculs à chaque tronçon et nœud hydraulique.

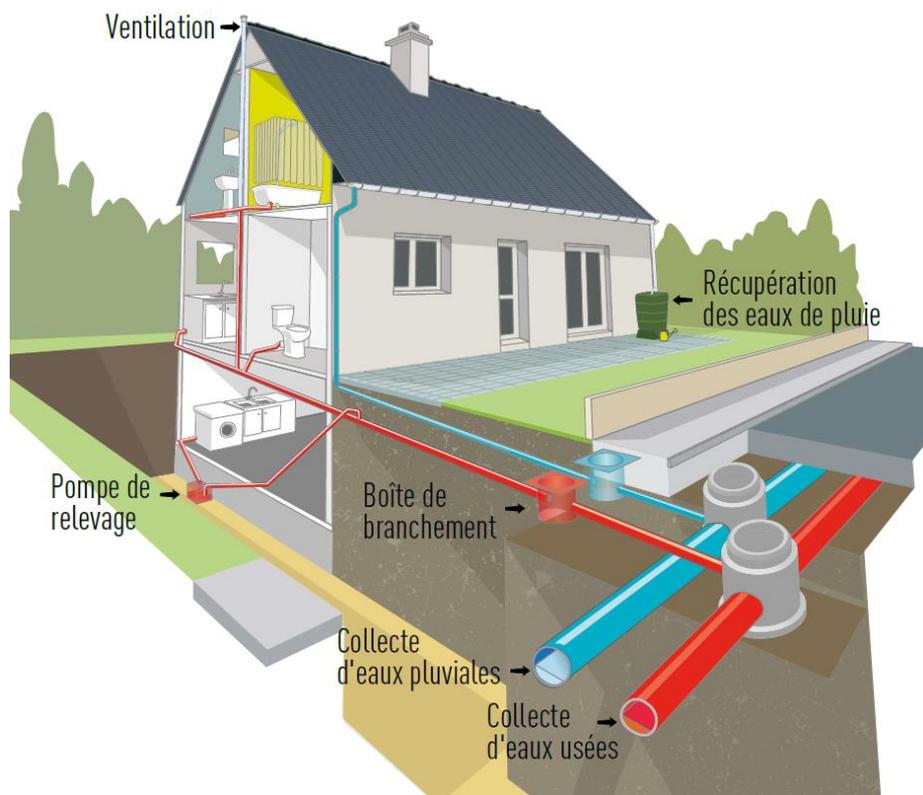


Figure 13 : Schéma descriptif du réseau d'assainissement séparatif d'eaux usées
(Source : mairie-orsay.fr)

L'expérience a montré que les dysfonctionnements constatés sur les réseaux existants sont à imputer, en majeure partie, à des erreurs initiales de conception et de dimensionnement. C'est pourquoi la conception d'un système d'assainissement à écoulement libre ou en charge et le contrôle des réseaux existants doivent être menés avec beaucoup de rigueur et faire appel à des outils informatiques, ce qui ne dispense pas pour autant l'utilisateur de savoir appréhender correctement les calculs nécessaires.

Le calcul des réseaux d'évacuation des eaux usées suppose une procédure en deux étapes :

- Le calcul des débits de projet, qui permettront de déterminer les caractéristiques dimensionnelles du réseau, en, capacité d'évacuation et en possibilité d'autocurage ;
- Le calcul des sections des ouvrages, en fonction de la pente.

II.2. Procédure de calcul du débit des eaux usées domestiques

La méthode de dimensionnement hydraulique d'un réseau simplifié évacuant les eaux usées d'une zone donnée conduit à l'établissement d'une note de calcul. Le concepteur est guidé, dans son projet, étape par étape par la procédure de calcul suivante :

II.2.1. Estimation du débit moyen actuel

Le débit moyen actuel se détermine à partir de débit moyen de la consommation d'eau suivant cette formule :

$$Q_{ma} = \frac{(D_a \times (1 - P_a) \times Nh_a)}{86400} \dots\dots\dots (7)$$

Avec :

- Q_{ma} : débit moyen actuel (l/s) ;
- D_a : dotation actuelle (l/j//hab) ;
- P_a : pertes actuelles ;
- Nh_a : nombre d'habitants actuels.

II.2.2. Estimation du débit moyen futur

Le débit moyen d'avenir est lié aux caractéristiques de la consommation d'eau de la population estimée à l'horizon de l'étude (généralement on prend 25 ans).

$$Q_{mf} = \frac{D_f \times (1 - P_f) \times Nh_f}{86400} \dots\dots\dots (8)$$

Avec :

- Q_{mf} : débit moyen futur (l/s) ;
- D_f : dotation future (l/j//hab) ;
- P_f : pertes futures ;
- Nh_f : nombre d'habitants futurs.

II.2.3. Estimation du débit de pointe

Il est estimé par la formule (4) : $Q_p = C_p \times Q_m$

Avec :

- Q_p : débit de pointe (l/s) ;
- C_p : coefficient de pointe ($C_p \leq 4$), défini dans l'équation (1) ;
- $a = 1,5$: paramètre exprimant la limite inférieure à ne pas dépasser lorsque le débit moyen futur est très grand ;
- $b = 2,5$: paramètre exprimant l'augmentation de Q_p lorsque Q_{mf} est très petit.

❖ Remarque (1) :

Il faut distinguer de façon nette entre la consommation actuelle et celle d'avenir. Elles sont en fonction de plusieurs facteurs dont les principaux sont :

- Type d'habitation ;
- Densité de la population ;
- Conditions climatiques, ...etc.

La consommation prévisible est très délicate pour les besoins journaliers en eau. La littérature donne :

- 150 l/hab./j pour une petite agglomération ;
- 200 l/hab./j pour une ville de plus de 10000 habitants ;
- 250 l/hab./j pour une ville de plus de 50000 habitants ;
- 300 l/hab./j pour une ville de plus de 150000 habitants.

Il y a lieu de noter que ces valeurs de consommation d'avenir ont été fixées dans une période de croissance de la consommation d'eau, alors qu'aujourd'hui celle-ci a tendance à stagner, voire à régresser. Rappelons que ces valeurs sont exagérément fortes, et qu'elles ne représentent en rien le présent, ni même l'avenir

II.2.4. Calcul du débit de pointe (projet)

II.2.4.1. Détermination des débits moyens actuels pour chaque zone

On a vu que les débits de rejets devaient être évalués sur la base des consommations d'eau par secteur géographique et globales de l'agglomération au jour de la plus forte consommation de l'année.

Dans le cas des habitations individuelles, les résultats sont donnés dans le tableau 7 suivant :

Tableau 7 : Détermination des débits moyens actuels des zones

N° de la zone	Nombre de logements	Densité Hab. .logt	Nombre d'habitants	Dotation (l/hab./j)	Perte (%)	Qmf (l/s)
I						
II						
... etc						

II.2.4.2. Détermination des débits moyens futurs pour chaque la zone

Les résultats obtenus seront reportés dans le tableau suivant :

Tableau 8 : Détermination des débits moyens futurs des zones

N° de la zone	Nombre de logements	Densité Hab. .logt	Nombre d'habitants	Dotation (l/hab./j)	Perte (%)	Qmf (l/s)
I						
II						
...etc.						

II.2.4.3. Calcul du débit spécifique pour chaque zone

Lorsque le débit moyen futur est estimé, il est ensuite distribué d'une façon homogène sur toutes les longueurs des canalisations du bassin considéré. On a enfin, un débit spécifique par mètre linéaire :

$$Q_{si} = \frac{Q_{mfi}}{\sum L_i} \dots\dots\dots (9)$$

Avec :

- Q_{si} : débit spécifique de la zone « i » (l/s×m) ;
- Q_{mfi} : débit moyen futur de la zone « i » (l/s) ;
- $\sum L_i$: somme des longueurs des tronçons de la zone considérée (m).

II.2.4.4. Calcul du débit de route des canalisations pour chaque zone :

Le débit de route représente le débit que reçoit la conduite sur toute sa longueur :

$$Q_{ri} = Q_{si} \times L_i \dots\dots\dots (10)$$

Tel que :

- Q_{ri} : débit de route de la zone « i » ;
- Q_s : débit spécifique (l/s×m) ;
- L_i : longueur des tronçons de la zone « i ».

II.2.4.5. Calcul du débit moyen entrant

Le débit moyen entrant représente le débit que reçoit la conduite arrivant à travers son nœud amont. Dans le cas où il n'y a pas de canalisation à l'amont de la conduite considérée, le débit entrant est donc nul. De toute façon, il ne faut pas perdre de vue le schéma du réseau d'assainissement afin de reconnaître les débits qui parviennent au niveau du nœud amont de la conduite considérée.

$$Q_{mei} = \sum Q_{ri} \text{ (Avec un cumul).} \quad \dots\dots\dots (11)$$

Avec :

Q_{mei} : débit moyen entrant au tronçon 'i'.

II.2.4.6. Calcul du débit moyen sortant

Le débit moyen sortant indique l'ensemble des débits qui sortent du nœud aval de la conduite considérée :

$$Q_{msi} = Q_{mei} + Q_{ri} \quad \dots\dots\dots (12)$$

Avec :

- Q_{msi} : débit moyen sortant au tronçon « i » ;
- Q_{mei} : débit moyen entrant au tronçon « i » ;
- Q_{ri} : débit de route au tronçon « i ».

II.2.4.7. Calcul du coefficient de pointe entrant et sortant

Après avoir estimé le débit moyen journalier (Q_{mj}) à considérer en un point du réseau, on détermine le coefficient de pointe (C_{pe} (C_{ps})) qui est le rapport entre le débit de pointe et le débit moyen au cours de cette même journée, c'est à dire :

$$C_{pe}(C_{ps}) = \frac{Q_p}{Q_m} \quad \dots\dots\dots (13)$$

Ce coefficient peut s'exprimer par la formule suivante :

$$C_{pe}(C_{ps}) = a + \frac{b}{\sqrt{Q_{me}(Q_{ms})}} \dots\dots\dots (14)$$

Dans laquelle :

Q_{me}, Q_{ms} en (l/s).

On adoptera la valeur (a=1,5) et (b=2,5).

II.2.4.8. Calcul du débit de pointe entrant

Le débit de pointe entrant se calcule à partir de la formule suivante :

$$Q_{pe i} = C_{pe i} \times Q_{me i} \dots\dots\dots (15)$$

Tel que :

- Q_{pi} : débit de pointe entrant dans la conduite « i » ;
- C_{pi} : coefficient de pointe entrant de la conduite « i » ;
- Q_{me} : débit moyen entrant de la conduite « i ».

II.2.4.9. Calcul du débit de pointe sortant

Le débit de pointe sortant se calcule à partir de la formule suivante :

$$Q_{ps i} = C_{ps i} \times Q_{ms i} \dots\dots\dots (16)$$

Tel que :

- Q_{psi} : débit de pointe sortant de la conduite « i » ;
- C_{ps} : coefficient de pointe sortant de la conduite « i » ;
- Q_{ms} : débit moyen sortant de la conduite « i ».

II.2.4.10. Calcul du débit de pointe pour chaque tronçon

Nous déterminerons enfin les valeurs du débit de pointe (Q_{pi}) en effectuant la moyenne arithmétique des débits entrants $Q_{pe i}$ (débit amont) et des débits sortants $Q_{ps i}$ (débit aval).

$$Q_{pi} = (Q_{pe i} + Q_{ps i})/2 \dots\dots\dots (17)$$

II.3. Dimensionnement des diamètres des canalisations

Arrivant à l'étape où les débits de pointe et les pentes des canalisations sont connus, les sections sont déduites facilement à partir de l'abaque de Bazin. Les dimensions des canalisations varient compte tenu des diamètres courants de fabrication, ce qui apporte de ce fait, une capacité supplémentaire d'écoulement. Le diamètre minimal des canalisations est fixé à 200 mm.

II.3.1. Formule de Chezy

Selon l'instruction ministérielle française de 1977, les diamètres des conduites sont calculés par la formule d'Antoine Chézy. Elle est issue de l'équation des pertes de charge et mettant en relation la vitesse moyenne de l'écoulement, le rayon hydraulique et les pertes de charge par unité de longueur (ou la pente dans le cas d'un régime uniforme). La formule de Chézy peut se mettre sous la forme :

$$V = C \cdot \sqrt{R_h \cdot J} \quad \dots\dots\dots (18)$$

Avec :

- V : vitesse moyenne (m/s) ;
- C : coefficient de Chézy ($m^{\frac{1}{2}}/s$) ;
- R_h : Rayon hydraulique (m) ;
- J : Pente de la ligne d'énergie (m/m).

Dans le cas d'un régime uniforme $J=I$ (pente de la conduite). La formule de Chézy permet dans ce cas de calculer le couple (hauteur, vitesse) correspondant à une valeur particulière de débit. De nombreuses relations existent pour calculer le coefficient C. Les plus connues sont celles de Bazin, de Colebrook et de Manning-Strickler.

On adopte, pour le calcul du coefficient de Chézy, la formule de Bazin (1897) :

$$C = \frac{87 \cdot \sqrt{R_h}}{\gamma + \sqrt{R_h}} \dots\dots\dots (19)$$

Avec :

- C : coefficient de Chézy ($m^{1/2}/s$) ;
- R_h : rayon hydraulique (m) ;
- γ : coefficient fonction de la rugosité des parois ($m^{1/2}$). C'est un coefficient d'écoulement qui varie suivant les matériaux utilisés et la nature des eaux transportées.

Pour les canalisations des eaux usées, il se forme une pellicule grasse (biofilm) dans les ouvrages qui améliore les conditions d'écoulement. Aussi, le coefficient de Bazin γ peut être pris égal à 0,25 en tenant compte des inégalités dans le réseau et d'éventuelles intrusions de sable ou de terre.

Le coefficient C peut donc être représenté approximativement par l'expression suivante :

$$C = 70 \cdot R^{1/6} \dots\dots\dots (20)$$

On obtient donc :

$$V = 70 \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots\dots\dots (21)$$

Et le débit de la conduite Q sera :

$$Q = V \cdot S = 70 \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \cdot S \dots\dots\dots (22)$$

Tel que :

- Q en (m^3/s) ;
- V en (m/s) ;
- S en (m^2).

II.3.2. Contraintes de calage des réseaux d'eaux usées

Les canalisations d'eaux usées sont généralement circulaires. Les contraintes de calage de ces canalisations sont :

1. Diamètre minimum de **200 mm** pour éviter les risques d'obstruction ;
2. Pente minimum : **0,002 m/m** ;

Le relèvement des eaux par pompage ne pourra dans certains cas être évité.

3. Couverture minimale de la canalisation : **80 cm** ;

En dessous de cette valeur, la canalisation sera protégée par une dalle de répartition en béton pour éviter son écrasement sous les charges roulantes.

4. Regard de visite tous les **70m à 80 m** au maximum pour permettre un hydrocurage des réseaux ou une visite par caméra. Distance standard : **50m** ;
5. Regard à chaque changement de pente ou de direction ;
6. Vitesse maximum : **4 m/s** afin d'éviter l'abrasion des tuyaux.

II.3.3. Les abaques de l'instruction technique de 1977

Elles représentent la relation de Chézy $V = C \cdot \sqrt{R_h \cdot J}$ complétée par la formule de Bazin :

$$C = \frac{87 \cdot \sqrt{R_h}}{\gamma + \sqrt{R_h}} \dots\dots\dots (23)$$

L'hypothèse est donc faite d'un écoulement uniforme, avec :

$\gamma = 0,25$ pour les eaux usées ;

$\gamma = 0,46$ pour les eaux pluviales ou en unitaire.

Ces abaques sont construits pour le débit à pleine section avec :

$$R_h = \frac{\left(\frac{\pi D^2}{4}\right)}{\pi \cdot D} = \frac{D}{4} \dots\dots\dots (24)$$

Il y a lieu de remarquer que les débits de pointes servent au calcul des sections des canalisations. Par contre, les débits minimaux (débit moyen actuel) sont utilisés pour la vérification des conditions d'autocurage.

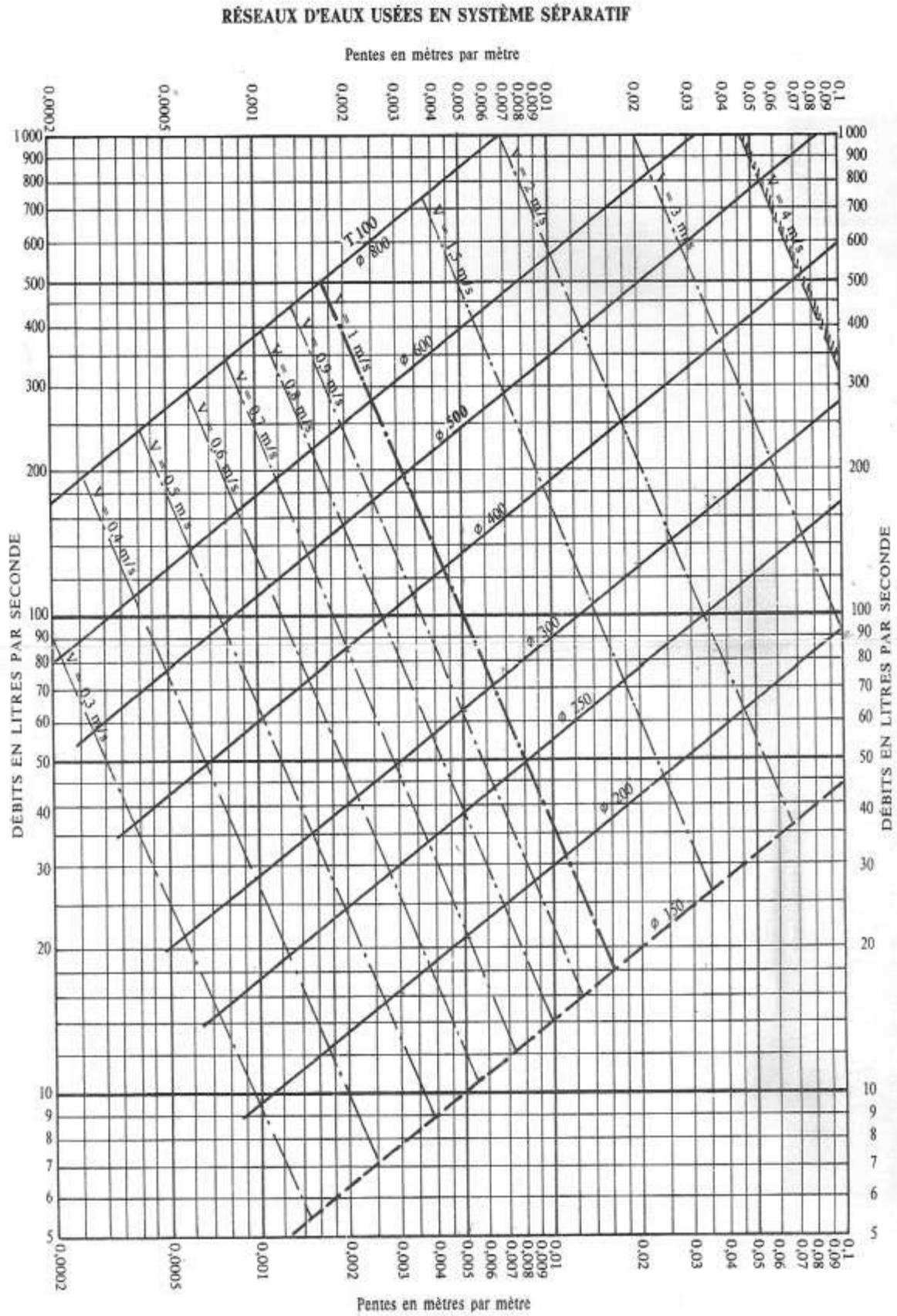


Figure 14 : Abaque de Bazin pour les réseaux d'eaux usées en système séparatif.

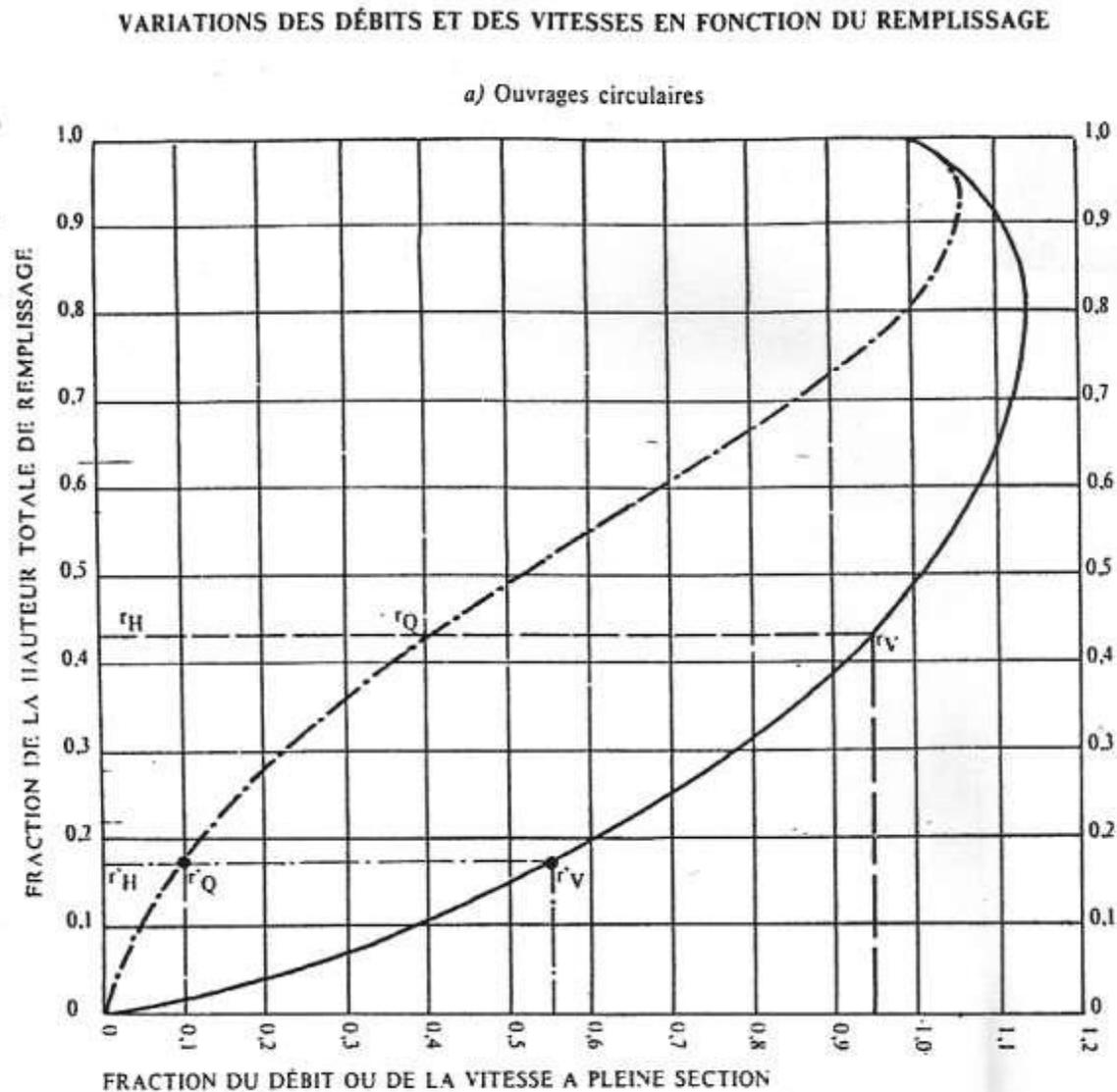


Figure 15 : Abaque de Manning donnant les variations des débits et des vitesses en fonction du remplissage.

II.4. Exemple d'application

Soit une zone d'habitation composée de 3 sous bassins de collecte. La conception du réseau d'évacuation des eaux usées donne lieu au schéma d'ossature (Figure 16). Les caractéristiques du secteur d'habitation sont fournies dans le tableau suivant :

Tableau 9 : Caractéristiques de la zone d'habitation étudiée.

Bassin de collecte	Bâtiment	Appt/étage	Densité de population (hab./logt)		Consommation en eau (l/hab./j)		Perte en eau (%)	
			Actuelle	Future	Actuelle	Future	Actuelle	Future
B1	8 (R+4)	3	6	9	100	150	20	30
B2	2 (R+9)	3						25
	4 (R+4)	2						
B3	2 (R+9)	3						28
	4 (R+6)	3						
	4 (R+4)	2						

Questions :

- 1) Déterminer les débits moyens futurs d'eaux usées rejetées par cette zone (l/s) ;
- 2) Déterminer les débits de pointe de chaque tronçon (l/s) ;
- 3) En exploitant l'abaque de BAZIN, déterminer les diamètres des conduites en béton destinées à évacuer les eaux usées de cette zone ;

Solution

1) Sur la base des connaissances du nombre de logements pour chaque bassin de collecte, la répartition démographique des populations à desservir, la consommation en eau potable et les fuites en situation actuelle, puis en situation future, on peut facilement calculer le nombre d'habitants et ensuite, calculer le débit moyen futur pour chaque secteur (Tableau 10).

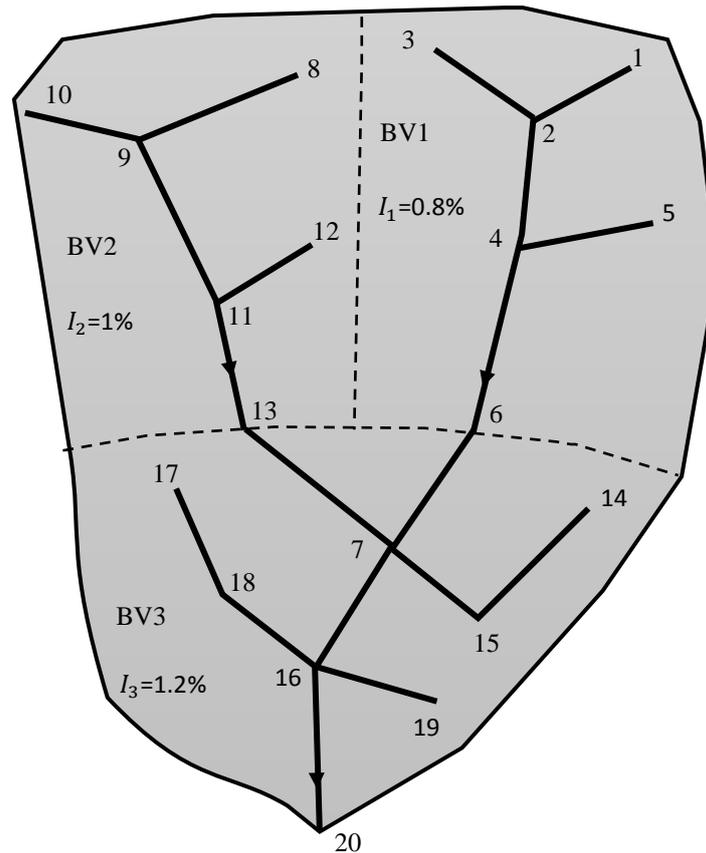


Figure 16 : Schéma d'ossature d'un réseau d'évacuation des eaux usées.

Tableau 10 : Nombre d'habitants et les débits moyens évalués dans la situation future.

Bassin de collecte	Nombre habitant	Q_{mf} (l/s)	Σ Long des conduites (m)
B1	$8*5*3*9=1080$	1,3125	277
B2	$(2*10*3*9)+(4*5*2*9)=900$	1,1719	271
B3	$(2*10+4*7)*3*9+(4*5*2*9)=1656$	2,07	522
Total	3636	4,5544	1070

2) On a déjà vu précédemment que les débits des eaux usées rejetées sont intimement liés à la consommation d'eau au jour de la plus forte consommation de l'année. Le taux de pertes en eau, mentionnées dans le tableau 9, regroupe l'arrosage des jardins et les pertes non comptabilisées par les compteurs d'eau potable.

En suivant les étapes de calcul de la section II.2.4.1 jusqu'à la section II.2.4.10, énoncé précédemment, on aura les valeurs des débits de pointes des eaux usées récapitulées dans le tableau 11 ci-dessous.

Tableau 11 : Calcul du débit de pointe des canalisations de la zone étudiée.

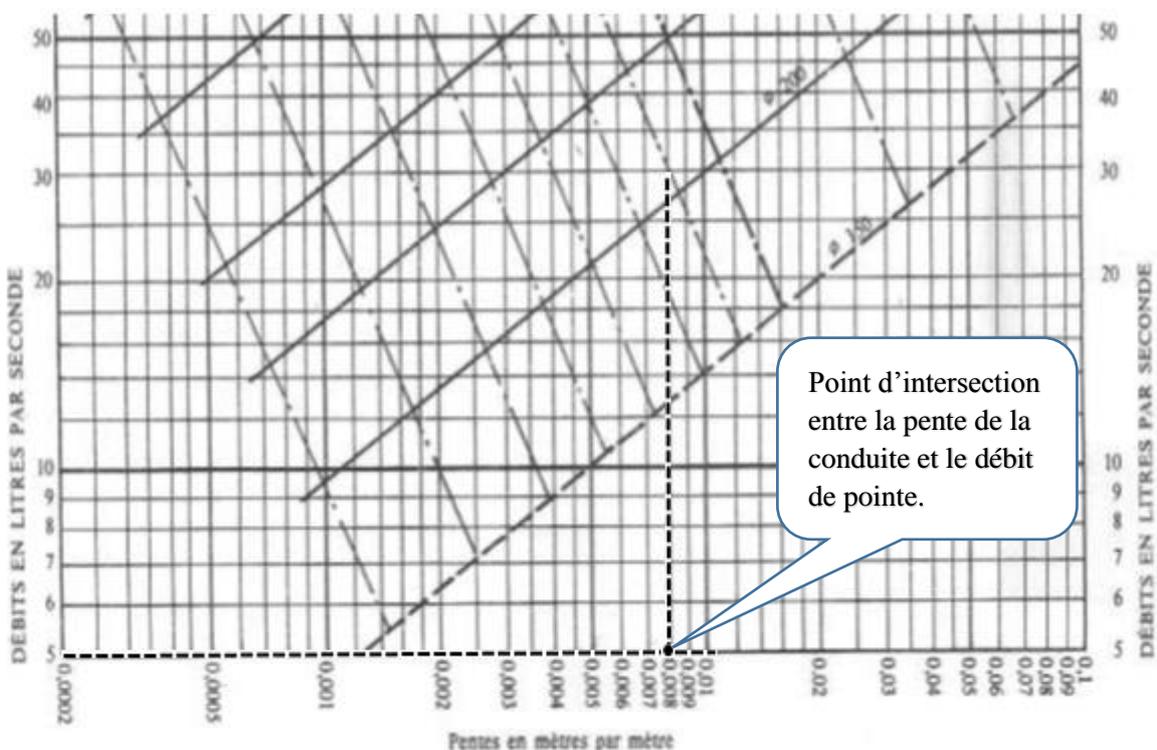
Nœud	Li (m)	Qmfu (l/m.l)	Qmfr (l/s)	Qmfe (l/s)	Qmfs (l/s)	Pe	Qpe (l/s)	Qp (l/s)
						Ps	Qps (l/s)	
1 2	40	0,00474	0,190	0	-	0	0	0,379
				-	0,190	4	0,758	
3 2	55	0,00474	0,261	0	-	0	0	0,521
				-	0,261	4	1,042	
2 4	65	0,00474	0,308	0,450	-	4	1,801	2,417
					0,758	4	3,032	
5 4	50	0,00474	0,237	0	-	0	0	0,474
				-	0,237	4	0,948	
4 6	67	0,00474	0,317	0,995	-	4	3,980	4,407
				-	1,313	3,682	4,833	
6 7	68	0,00397	0,270	1,313	-	3,682	4,833	5,175
				-	1,582	3,488	5,518	
8 9	40	0,00432	0,173	0	-	0	0	0,346
				-	0,173	4,000	0,692	
10 9	20	0,00432	0,086	0	-	0	0	0,173
				-	0,086	4,000	0,346	
9 11	73	0,00432	0,316	0,259	-	4,000	1,038	1,669
				-	0,575	4,000	2,301	
12 11	100	0,00432	0,432	0	-	0	0	0,865
				-	0,432	4,000	1,730	
11 13	38	0,00432	0,164	1,008	-	3,991	4,021	4,242
				-	1,172	3,809	4,464	
13 7	39	0,00397	0,155	1,172	-	3,809	4,464	4,667
				-	1,327	3,671	4,869	
14 15	60	0,00397	0,238	0	-	0	0	0,476
				-	0,238	4,000	0,952	
15 7	60	0,00397	0,238	0,238	-	4,000	0,952	1,428
				-	0,476	4,000	1,903	
7 16	50	0,00397	0,198	3,385	-	2,859	9,676	9,891
				-	3,583	2,821	10,106	
17 18	65	0,00397	0,258	0	-	0	0	0,516
				-	0,258	4,000	1,031	
18 16	65	0,00397	0,258	0,258	-	4,000	1,031	1,547
				-	0,516	4,000	2,062	
19 16	65	0,00397	0,258	0	-	0	0	0,516
				-	0,258	4,000	1,031	
16 20	50	0,00397	0,198	4,356	-	2,698	11,752	11,959
				-	4,554	2,671	12,167	
Total L (m) =	1070							

Détermination du diamètre des canalisations

Pour la détermination des diamètres des conduites, nous avons besoin d'utiliser les débits de pointe Q_p évalués pour chaque tronçon avec leurs pentes respectives. Les pentes sont bien sûr déduites des profils en long. En utilisant l'abaque de Bazin pour les réseaux d'eaux usées en système séparatif, l'intersection des deux droites : horizontale pour le débit et verticale pour la pente, nous donne le point sur lequel on se base pour choisir le diamètre. Prenant comme exemple le tronçon névralgique (4-6) du bassin B1 :

- Le débit de pointe est $Q_{p\ 4-6} = 4,407\ l/s$
- La pente est $I_{4-6} = 0,8\ \%$.

L'intersection entre ces deux lignes discontinues sur l'abaque de Bazin ci-dessous, donne lieu à un diamètre en dessous de $\varnothing 150\ mm$. Mais, compte tenu du fait qu'il est recommandé de ne jamais descendre en dessous d'une canalisation d'un diamètre de 200 mm, donc on doit adopter la section $\varnothing 200\ mm$.



De la même manière, les tronçons névralgiques (11-13) du bassin B2 et (16-20) du bassin B3 ont tous les deux un diamètre de $\varnothing 200 \text{ mm}$.

Tableau 12 : Détermination du diamètre des conduites.

Bassin de collecte	B1	B2	B3
Conduites névralgiques	4 – 6	11 – 13	16 – 20
Pente I (%)	0,8	1	1,2
Débit de pointe Q_p (l/s)	4,407	4,242	11,959
Diamètre D (mm) Abaque de Bazin	200	200	200

Dans ce cas, on peut réduire le développement de la détermination des autres diamètres du réseau d'assainissement, en se contentant de dire que les tronçons les plus défavorables des trois bassins ont un diamètre $\varnothing 200 \text{ mm}$, donc il est évident que les autres tronçons en amont auront tous également un diamètre $\varnothing 200 \text{ mm}$.

Chapitre III. Vérification des Conditions d'autocuage des réseaux séparatifs d'eaux usées

L'autocuage est l'aptitude d'une conduite d'assainissement à transporter les écoulements qu'elle reçoit sans s'encrasser. L'objectif de ce type d'étude consiste généralement à choisir la pente et les caractéristiques (diamètre et rugosité) à associer à une conduite neuve, à réhabiliter ou à remplacer.

En pratique, un bon autocuage impose que la capacité de transport des particules solides soit suffisante pour éviter leur dépôt et leur sédimentation ou pour assurer leur reprise lors d'un cycle journalier ou d'un événement pluvieux (pour les réseaux unitaires ou séparatifs d'eaux pluviales). Plusieurs paramètres ont été utilisés dans différents pays et à différentes époques pour établir les conditions minimales censées assurer l'autocuage des réseaux d'assainissement :

- La pente : c'est le paramètre le moins utilisé et seules quelques valeurs sont disponibles. Ainsi en Allemagne, on propose comme valeur minimale de la pente I , exprimée en ‰, l'inverse du diamètre D de la canalisation exprimée en mètres ;
- La vitesse : c'est le critère le plus souvent employé et il existe de très nombreuses valeurs limites dans la littérature. En ce qui nous concerne, on se contentera de vérifier les trois conditions citées ci-dessous.

III.1. État des connaissances

Des travaux importants ont été conduits à partir des années 1990 par le groupe de travail *Sewer sediment* du *Joint Committee on Urban Drainage* JCUD. Ces travaux ont été synthétisés dans Ashley et al (2004). Les principales conclusions de ces travaux sont les suivantes :

- L'application des critères de vitesse minimale ou de contrainte de cisaillement minimale conduit à des pentes trop fortes pour les conduites de diamètre inférieur à 500 mm, et à des pentes insuffisantes pour les conduites de plus grand diamètre.
- Le caractère cohésif des dépôts, les caractéristiques hydrodynamiques des solides et la variabilité des conditions hydrauliques jouent un rôle important dans les processus

de dépôt, de sédimentation, d'érosion et de transport des solides, et donc dans l'obtention ou non d'un autocurage.

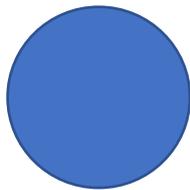
- Un meilleur autocurage suppose de prendre simultanément en compte plusieurs paramètres tels que la pente, le débit, la hauteur de remplissage des conduites et la concentration en solides transportés par l'écoulement.
- En termes d'exploitation un des résultats, a priori paradoxal montre que la capacité de transport solide d'un écoulement est plus élevée en présence d'un léger dépôt que dans la même conduite sans dépôt, et qu'il existe des hauteurs optimales de dépôts en fonction des autres paramètres pris en compte.

III.2. Vérification des conditions d'autocurage

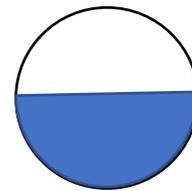
Dans le cas des réseaux d'eaux usées en système séparatif, où l'on ne bénéficie aucunement des chasses pluviales, il faut prendre en compte les conditions suivantes :

III.2.1. Première condition :

A pleine ($H=D$) ou à demi-section ($H=1/2 D$), une conduite circulaire doit assurer une vitesse d'écoulement ($V \geq 0,7 \text{ m/s}$) ;



Ou



La haute de remplissage : $(H_{eau} = D)$

La haute de remplissage : $H_{eau} = \frac{D}{2}$

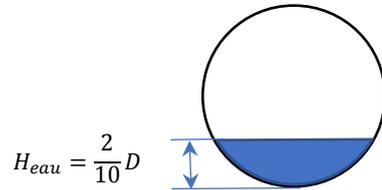
Le rapport des hauteurs : $r_H = 1$

Le rapport des hauteurs : $r_H = \frac{1}{2}$

⇒ La vitesse d'écoulement : $V \geq 0,7 \text{ m/s}$

III.2.2. Deuxième condition :

Pour un remplissage égal aux 2/10 du diamètre, la vitesse d'écoulement doit être ($V \geq 0,3 \text{ m/s}$);



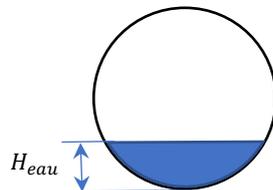
La haute de remplissage : $(H_{eau} = \frac{2}{10} D)$

Le rapport des hauteurs : $r_H = 0,2$

⇒ La vitesse d'écoulement : $V \geq 0,3 \text{ m/s}$

III.2.3. Troisième condition :

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



Lorsque le débit : $Q_{min} = Q_{ma}$:

Le rapport des hauteurs : $r_H \geq 0,2$

⇒ La hauteur de remplissage : $H_{eau} \geq \frac{2}{10} D$

À partir de l'abaque de Bazin, on détermine le débit à pleine section Q_{ps} , par la suite, on détermine V_{ps} à l'aide de la formule suivante :

$$V_{ps} = \frac{4 \times Q_{ps}}{\pi \times D^2} \dots\dots\dots (25)$$

Tel que :

Q_{ps} : Débit à pleine section (m^3/s) ;

V_{ps} : Vitesse à pleine section (m/s) ;

D : Diamètre de tronçon (m).

On peut aussi déterminer la valeur de Q_{ps} à partir de la formule de Manning pour les pentes supérieures à 10 %, puis déterminer V_{ps} . D'où :

$$Q_{ps} = \frac{0,03117}{\eta} \times D^2 \times \sqrt{I} \dots\dots\dots (26)$$

Avec :

η : Coefficient de rugosité de Manning

D : diamètre de la conduite en (m).

I : Pente motrice de la conduite en (%) ;

Ensuite, on détermine le rapport de débit avec la formule suivante :

$$r_Q = \frac{Q_{ma}}{Q_{ps}} \dots\dots\dots (27)$$

Avec :

Q_{ma} : Débit moyen actuel en (l/s) ;

Q_{ps} : Débit à pleine section exprimé en (l/s).

À partir de l'abaque de Manning, on détermine le rapport de vitesse r_V . La vitesse effective sera calculée à par la formule suivante :

$$V = r_V \times V_{ps} \dots\dots\dots (28)$$

Avec :

V : Vitesse effective (m/s) ;

r_V : Rapport des vitesses ;

V_{ps} : Vitesse à pleine section (m/s).

Dans l'abaque de Manning, on peut lire : $r_H = 0,2 \Rightarrow r_V = 0,6$

À partir de cet abaque, il est difficile de lire les valeurs de r_H pour de très petites valeurs de r_Q . Pour faciliter cette tâche, on a discrétisé l'allure de l'abaque $r_H = f(r_Q)$ en un nuage de points qui donne une expression polynomiale d'ordre 5 sous forme :

$$r_H = 0,49615.r_Q + 0,07861.r_Q^2 + 3,65128.r_Q^3 - 3,16149.r_Q^4 - 0,0612.r_Q^5 \dots\dots (29)$$

Exemple d'application : vérification des conditions d'autocurage

Reprenons l'exemple d'application dans la section II.4.

1^{ère} condition d'autocurage

La haute de remplissage : $H_{eau} = \frac{D}{2} \Leftrightarrow r_H = 0,5 \Rightarrow r_V = 1,01$

Mais nous savons que la hauteur de l'eau à l'intérieur de la conduite est : $H = \emptyset \cdot r_H$

Donc : $H = 0,5 \cdot \emptyset$, de même

$$V = V_{ps} \cdot r_V \Rightarrow V = V_{ps} \cdot 1,01 \geq 0,7$$

Dans ce cas, il nous reste à chercher la valeur de V_{ps} . Le tableau 13 résume les paramètres nécessaires pour la vérification de la 1^{ère} condition d'autocurage.

Tableau 13 : Vérification de la 1^{ère} condition d'autocurage

Bassin	B1	B2	B3
Conduite	4-6	11-13	16-20
Pente motrice I (m/m)	0,008	0,01	0,012
Diamètre des conduites névralgiques D(mm)	200	200	200
Débit à pleine section Q_{ps} (l/s) ¹	27	30	33
Vitesse à pleine section V_{ps} (m/s) ²	0,86	0,96	1,05
Rapport des vitesses $r_{V 0,5\emptyset}$	1,01	1,01	1,01
Vitesse $V_{r_H=0,5} = 1.01 \times V_{ps}$ (m/s)	0,88	0,97	1,06
1^{ère} Condition d'autocurage	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

NB : La 1^{ère} condition d'autocurage est remplie pour les trois conduites.

¹ Les débits à pleine section sont déterminés en utilisant l'abaque de Bazin

² Les vitesses à pleine section sont déterminées à partir de l'équation 27. Dans ce cas, ne pas oublier de transformer l'unité de Q_{ps} de (l/s) en (m³/s).

2^{ème} condition d'autocurage :

Lorsque le remplissage est égal aux 2/10 du diamètre, la vitesse d'écoulement doit être ($V \geq 0,3 \text{ m/s}$).

$$H_{eau} = \frac{2}{10}D \Leftrightarrow r_H = 0,2 \Rightarrow r_V = 0,6$$

Donc : $H = 0,2 \cdot \phi$

La vitesse d'écoulement : $V = r_V \cdot V_{ps} \Rightarrow V = 0,6 \cdot V_{ps} \geq 0,3$

Les détails de calcul sont résumés dans le tableau 14 :

Tableau 14 : Vérification de la 2^{ème} condition d'autocurage

Bassin	B1	B2	B3
Conduite	4-6	11-13	16-20
Vitesse à pleine section V_{ps} (m/s)	0,86	0,96	1,05
Rapport des vitesses $r_{V 0,2\phi}$	0,6	0,6	0,6
Vitesse $V_{r_H=0,2} = 0,6 \times V_{ps}$ (m/s)	0,516	0,576	0,63
2^{ème} Condition d'autocurage	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

NB : La 2^{ème} condition d'autocurage est remplie pour les trois conduites.

3^{ème} condition d'autocurage :

Lorsque le débit minimum (débit moyen actuel) s'écoule dans la conduite, celui-ci doit créer une hauteur de remplissage d'eau dans la conduite au moins égale aux 2/10 de son diamètre.

$$Q_{min} = Q_{ma} :$$

$$r_H \geq 0,2 \Rightarrow \text{La hauteur de remplissage : } H_{eau} \geq \frac{2}{10}D$$

Calculons maintenant le débit moyen actuel en utilisant l'équation (7) et les données des trois sous bassin de collecte (voir Tableau 15) :

Tableau 15 : Débit moyen actuel des trois sous bassins de collecte

Bassin	Nombre d'habitant	Débit moyen actuel Q_{ma} (l/s)
B1	$8 \times 5 \times 3 \times 6 = 720$	$Q_{ma1} = \frac{100 \cdot (1 - 0,2) \cdot 720}{86400} = 0,667$
B2	$(2 \times 10 \times 3 \times 6) + (4 \times 5 \times 2 \times 6) = 600$	$Q_{ma2} = \frac{100 \cdot (1 - 0,2) \cdot 600}{86400} = 0,556$
B3	$(2 \times 10 + 4 \times 7) \times 3 \times 6 + 4 \times 5 \times 2 \times 6 = 1104$	$Q_{ma3} = \frac{100 \cdot (1 - 0,2) \cdot 1104}{86400} = 1,022$
Total	2424	$Q_{maT} = 0,667 + 0,556 + 1,022 = 2,245$

Très peu d'auteurs proposent d'apporter des corrections aux débits moyens actuels à l'aval des bassins. Ils estiment que les valeurs de corrections à effectuer seront obtenues en effectuant les quotients de répartition linéaire rapportés à la longueur de réseau. Les formules de calcul sont comme suit :

Bassin B1 : Conduite 4-6

$$(Q_{ma1})_c = Q_{ma1} + \frac{Q_{ma1}}{\sum_{B1} l} \times \frac{L_{4-6}}{2} \dots\dots\dots (30)$$

Avec :

- $(Q_{ma1})_c$: Débit moyen actuel corrigé pour la conduite aval (4-6) du bassin 1 en (l/s) ;
- Q_{ma1} : Débit moyen actuel du bassin 1 en (l/s) ;
- $\sum_{B1} l$: Somme des longueurs des conduites du bassin 1 en (m) ;
- L_{4-6} : Longueur de la conduite aval (4-6) en (m) ;

Donc l'application de l'équation (30) sur le bassin 1 nous donne :

$$(Q_{ma1})_c = 0,667 + \frac{0,667}{277} \times \frac{67}{2} = 0,748 \text{ l/s}$$

Bassin B2 : Conduite 11-13

$$(Q_{ma2})_c = Q_{ma2} + \frac{Q_{ma2}}{\sum_{B2} l} \times \frac{L_{11-13}}{2} \dots\dots\dots (31)$$

Avec :

$(Q_{ma2})_c$: Débit moyen actuel corrigé pour la conduite aval (11-13) du bassin 2 en (l/s) ;

Q_{ma2} : Débit moyen actuel du bassin 2 en (l/s) ;

$\sum_{B2} l$: Somme des longueurs des conduites du bassin 2 en (m) ;

L_{11-13} : Longueur de la conduite aval (11-13) en (m) ;

En appliquant l'équation (31) sur le bassin 2, nous aurons :

$$(Q_{ma2})_c = 0,556 + \frac{0,556}{271} \times \frac{38}{2} = 0,595 \text{ l/s}$$

Bassin B3 : Conduite 16-20

$$(Q_{ma3})_c = Q_{maT} - \frac{Q_{ma3}}{\sum_{B3} l} \times \frac{L_{16-20}}{2} \dots\dots\dots (32)$$

Avec :

- $(Q_{ma3})_c$: Débit moyen actuel corrigé pour la conduite aval (16-20) du bassin 3 en (l/s) ;
- Q_{maT} : Débit moyen actuel total des trois bassins en (l/s) ;
- Q_{ma3} : Débit moyen actuel du bassin 3 en (l/s) ;
- $\sum_{B3} l$: Somme des longueurs des conduites du bassin 3 en (m) ;
- L_{16-20} : Longueur de la conduite aval (11-13) en (m) ;

L'application de l'équation (32) sur le bassin 3, nous donne :

$$(Q_{ma3})_c = 2,245 + \frac{1,022}{522} \times \frac{50}{2} = 2,294 \text{ l/s}$$

Passant maintenant à la vérification de la troisième condition d'autocuage.

Tableau 16 : Vérification de la 3^{ème} condition d'autocurage

Bassin	B1	B2	B3
Conduite	4-6	11-13	16-20
Diamètre D (mm)	200	200	200
Débit à pleine section Q_{ps} en (l/s)	27	30	33
Débit moyen actuel Q_{ma} en (l/s)	0,667	0,556	1,022
Débit moyen actuel corrigé $(Q_{ma})_c$ en (l/s)	0,748	0,595	2,294
Rapport des débits $r_Q = \frac{(Q_{ma})_c}{Q_{ps}}$	0,027704	0,019833	0,069515
Rapport des hauteurs r_H (équation 29)	0,013881	0,009899	0,036022
Hauteur d'eau $H_{eau} = r_H \times D$ en (m)	0,0028	0,0020	0,0072
Condition : $H_{eau} \geq 0,2.D$ en (m)	0,04	0,04	0,04
3 ^{ème} Condition d'autocurage	Non Vérifiée	Non Vérifiée	Non Vérifiée

NB : Finalement, la 3^{ème} condition d'autocurage n'est pas vérifiée pour les trois conduites. Donc, elle ne l'est pas pour toutes les conduites du réseau d'assainissement.

Parmi les moyens et solutions qu'on peut adopter :

- Entretien fréquent au niveau des conduites non autocurantes. Cependant, il faut disposer de moyens (humains, matériels et financier) nécessaires pour accomplir cette tâche ;
- Créer des charges en reliant des parties du réseau (notamment les conduites en tête) à des gouttières. Toutefois, cela fonctionne qu'en temps de pluie.
- Placer des réservoirs de chasse. (Voir la section III.4).

Lors de la conception du réseau d'assainissement (réalisation des profils en long), il ne faut jamais négliger le rôle des pentes des conduites. En effet, il est constaté qu'une conduite dont la pente est supérieure à 0,007m/m ne présente aucune obstruction à l'écoulement des eaux usées, quelle que soit la valeur de son débit. Par contre, il n'en est pas de même pour les conduites ayant des pentes variantes entre 0,003 m/m et 0,007 m/m. Donc la condition de vitesse intimement liée à la pente, d'où l'intérêt de penter les conduites en tête du réseau

Chapitre IV Exécution des travaux et entretien des réseaux d'assainissement

Le réseau d'assainissement d'une commune représente, parmi les équipements collectifs prioritaires, l'une des infrastructures opérationnelles les plus importantes. En fait, il constitue le complément logique de la distribution d'eau potable. Il importe alors que la préparation de la planification soit prise par des instances responsables et compétentes. À cet effet, on distingue, d'une part, le maître d'ouvrage et, d'autre part, le maître d'œuvre.

Le maître d'ouvrage désigne le propriétaire de l'ouvrage ou commanditaire des travaux (État, collectivités, entreprises publiques, maître d'ouvrage privé). Il est l'entité porteuse d'un besoin, définissant l'objectif d'un projet, son calendrier et le budget consacré à ce projet. Le résultat attendu du projet est la réalisation d'un produit, appelé ouvrage.

Le maître d'ouvrage a un rôle essentiel à tenir au cours du projet, dans les interactions avec l'ingénieur éventuel et le maître d'œuvre. Cependant, il n'a pas nécessairement les compétences techniques ni surtout le temps qui lui permettrait de tenir ce rôle lui-même.

Le maître d'ouvrage met alors en place une organisation, qui assurera en pratique la continuité de l'activité demandée : c'est cette organisation — qui représente dans le cadre de ce projet le maître d'ouvrage dans ses interactions vis-à-vis des tiers — qui s'appelle plus généralement la maîtrise d'ouvrage.

Le maître d'ouvrage est celui qui commande le produit. Son rôle essentiel est de fixer les objectifs du produit à réaliser en matière de « coût délai performance ».

Le maître d'œuvre

La maîtrise d'œuvre ou maître d'œuvre est la personne physique ou morale choisie par le maître d'ouvrage pour la conduite opérationnelle des travaux en matière de coûts, de délais et de choix techniques, le tout conformément à un contrat et un cahier des charges.

La mission d'une maîtrise d'œuvre est de :

- Concevoir le projet, s'il est lui-même ingénieur ou architecte ;

- Contrôler la bonne exécution des travaux ;
- Jouer un rôle d'interface entre le client et les entreprises chargées d'exécuter les travaux.

Afin de mener à bien cette mission, le maître d'œuvre se structure autour d'un ingénieur ou d'un cabinet d'ingénieur. À partir d'un certain degré de complexité, le maître d'œuvre est constitué d'un cabinet d'ingénieur associé à un ou plusieurs bureaux d'études techniques (BET).

IV.1. Réalisation des travaux

La réalisation d'un réseau d'assainissement se décompose en plusieurs phases étroitement liées. La pose des canalisations qui transportent l'effluent vers le milieu naturel ou vers la station d'épuration en constitue la partie principale. Elle porte aussi sur la construction de différents regards et ouvrages complémentaires (Figure 17). Alors que le maître d'œuvre a la responsabilité des études et du projet, l'entrepreneur est responsable de l'exécution des travaux, de l'organisation du chantier et de la sécurité pendant toute la durée de celui-ci. Il doit, notamment, contrôler l'implantation des autres réseaux (eaux, électricité, gaz, téléphone ...etc.) afin d'éviter qu'ils ne soient endommagés pendant l'exécution des fouilles.

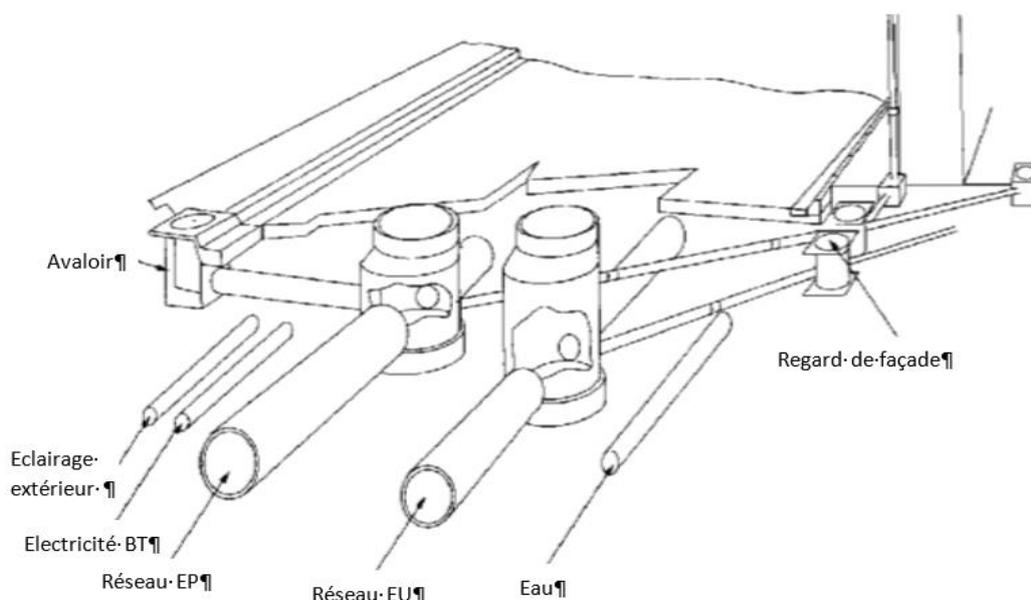


Figure 17 : Réalisation d'un réseau séparatif.

En fin de travaux, un plan de recollement est établi, portant les renseignements suivants :

- Le repérage exact du réseau par rapport à des points fixes ;
- L'indication des côtes du fil d'eau et du niveau du tampon des différents regards ;
- L'implantation des regards et des ouvrages particuliers ;
- Tous les éléments nécessaires à la bonne compréhension des plans.

IV.1.1. Les canalisations

Les canalisations sont constituées de tuyaux fabriqués en usine et livrés en palette sur le chantier. Ils sont classés en deux catégories : les tuyaux rigides et les tuyaux semi-flexibles ; chacun ayant ses propres qualités. Le tuyau rigide ne se déforme pas, il se rompt dès qu'une certaine contrainte limite est atteinte. Le tuyau semi-flexible, quant à lui, subit une flexion tant dans le sens transversal que dans le sens longitudinal.

Si la déformation est importante, des points bas peuvent être créés, causant ainsi un ralentissement de l'écoulement qui provoque la formation de dépôts solides. Deux paramètres sont à prendre en considération :

- La nature du matériau à partir duquel le tuyau est fabriqué : le béton est considéré comme rigide, le PVC est considéré comme semi-flexible ;
- La rigidité relative du tuyau et du sol environnant.

Le choix retenu a une influence non négligeable sur le mode de pose. C'est la raison pour laquelle, lors de la pose de tuyaux de type semi-flexible, il convient de ne pas seulement considérer la résistance du tuyau, mais la combinaison « tuyau – lit de pose – remblai latéral » qui permet de garantir une rigidité et une résistance satisfaisantes.

IV.1.2. Pose des canalisations en tranchée dans les conditions normales

Elle s'effectue sur un fond de fouille nivelé de manière régulière. La mise en œuvre doit respecter plusieurs règles :

Première règle : assurer la sécurité des travailleurs appelés à travailler en fond de fouille. Des précautions doivent être prises pour qu'ils ne soient pas ensevelis sous des éboulements.

Lorsque la profondeur de la tranchée est supérieure à 1,30 m, les parois sont maintenues par un blindage comme indiqué dans la figure 18.



Figure 18 : Blindage et étaieage de tranchée (<https://www.archiexpo.fr>)

La largeur retenue, fonction de la profondeur de la tranchée, du type de blindage, du diamètre du tuyau et de son diamètre extérieur, est telle qu'il est aisé d'y placer les tuyaux et les autres éléments, d'y réaliser les assemblages et d'y effectuer convenablement les remblais et les opérations de compactage autour de la canalisation en toute sécurité (Tableau 17)

Lorsque deux canalisations sont posées dans une même tranchée (cas de réseaux séparatifs), un espace minimal "e" est respecté entre celles-ci. Il est de 0,35 m pour des tuyaux dont le diamètre nominal DN est inférieur à 700 mm et de 0,50 m lorsque DN est supérieur. Leur écartement doit être suffisant pour réaliser les cheminées de visite (Figure 19) et les deux collecteurs positionnés de manière à permettre le croisement des branchements. Le fil d'eau des canalisations peut être à des niveaux différents.

Tableau 17 : Largeur minimale des tranchées.

Profondeur (m)	Type de blindage	DN ≤ 600	DN > 600
0,00 à 1,30	S	De + 2x0,30 (min. 0,90)	De + 2x0,40 (min. 1,70)
0,00 à 1,30	C	De + 2x0,35 (min. 1,10)	De + 2x0,45 (min. 1,80)
1,30 à 2,50	C	De + 2x0,55 (min. 1,40)	De + 2x0,60 (min. 1,90)
1,30 à 2,50	CSG	De + 2x0,60 (min. 1,70)	De + 2x0,65 (min. 2,00)
2,50 à 3,50	CSG	De + 2x0,60 (min. 1,80)	De + 2x0,65 (min. 2,10)
2,50 à 3,50	CDG	De + 2x0,65 (min. 1,90)	De + 2x0,70 (min. 2,20)
3,50 à 5,50	CDG	De + 2x0,65 (min. 2,00)	De + 2x0,70 (min. 2,30)
≥ 5,50	CDG	De + 2x0,70 (min. 2,10)	De + 2x0,80 (min. 2,60)

DN : diamètre nominal de la canalisation
 De : diamètre extérieur de la canalisation
 S : sans blindage
 C : caisson
 CSG : couissant simple glissière
 CDG : couissant double glissière

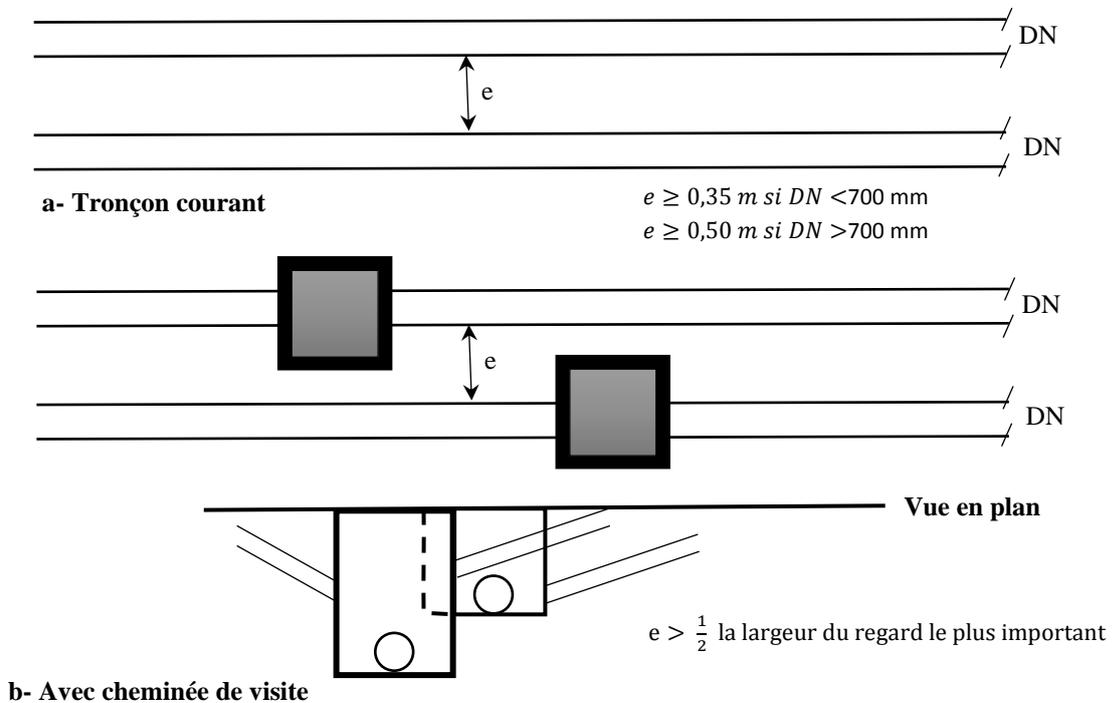


Figure 19 : Écartement entre deux canalisations parallèles.

Deuxième règle : effectuer la pose des tuyaux de l'aval vers l'amont, disposition qui permet de respecter la côte de rejet dans l'exutoire et d'assurer une mise en service des tronçons déjà en place. L'alignement des conduites est réalisé, de préférence, à l'aide d'un laser, afin de respecter la pente, notamment lorsqu'elle est très faible.

Troisième règle : Préparer des tuyaux en fond de tranchée dont la pente est sensiblement la même que celle de l'égout. Les conduites de l'égout reposent sur un lit de pose avec une assise. De part et d'autre de la conduite, le remblai latéral comble l'espace compris entre la canalisation et les parois de la tranchée. Les conduites sont recouvertes d'une première couche de remblai initial, puis du remblai proprement dit, sur lequel viennent s'ajouter les souches constitutives du sol de surface (Figure 20).

Il faut noter que l'épaisseur de la couche d'assise est déterminée par des calculs de résistance mécanique.

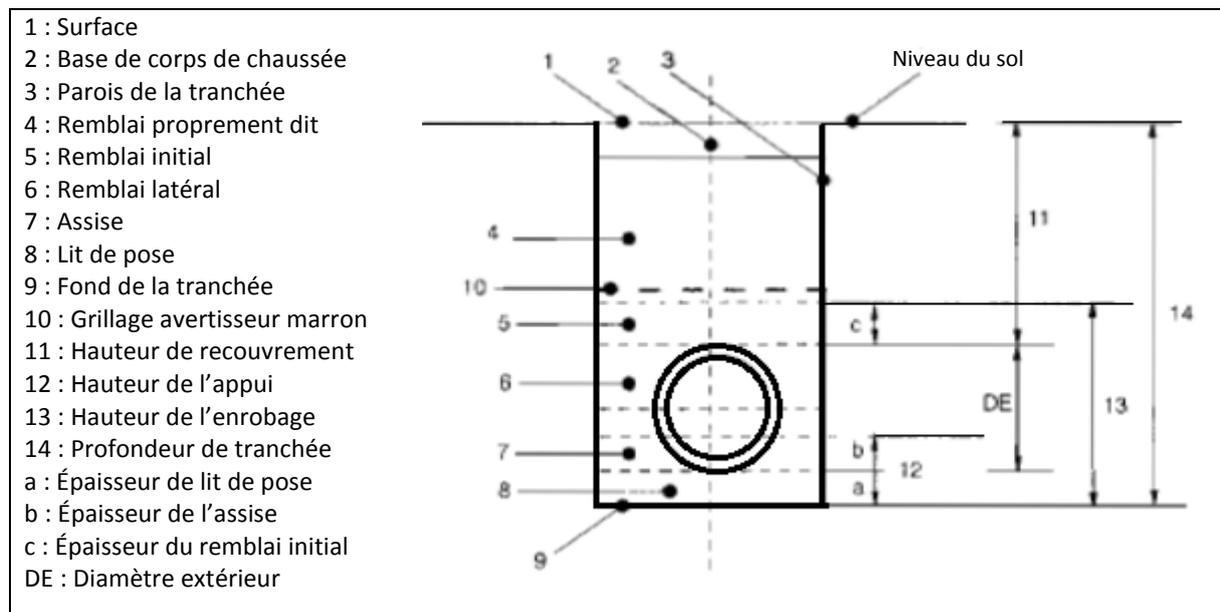


Figure 20 : Pose d'une canalisation en tranchée.

Cette couche est constituée de matériau de granularité appropriée (terrains en place, sable, gravier, tout-venant ...etc.). D'une manière générale, le lit de pose représente l'appui de la génératrice inférieure sur la totalité de la canalisation. Le lit de pose doit respecter les indications fournies par le fabricant. Il est constitué par l'un des trois éléments suivants :

- Une couche de sable d'une épaisseur de 10 cm pour les sols courants et de 15 cm en présence de sols dur ou rocheux ;
- Le fond de tranchée égalisé et mis en forme, dans lequel la base de la canalisation est encastrée, lorsque le sol d'assise est homogène, suffisamment meuble et à granulométrie fine ;
- Le fond de la tranchée égalisé et mis en forme, lorsque le terrain est homogène et à granulométrie fine.

Le remblai latéral participe au maintien de la canalisation et joue un rôle non négligeable dans l'emploi de tuyau semi-rigide. Il se compose de même matériau que l'assise et doit être convenablement compacté.

Le remblai initial est de même composition. Il a une épaisseur de 15 cm au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite. Le sol d'origine peut convenir si les analyses montrent qu'il a les aptitudes correspondantes (possibilité de compactage, absence de gros éléments de matériaux organiques, pourcentage d'argile compatible).

Le remblai proprement dit est constitué soit du réemploi du sol d'origine, soit de matériau d'apport, gravier tout venant ou autre.

Afin de signaler la présence du réseau d'assainissement, un grillage de couleur marron est placé lors de remblaiement, à 15 cm environ au-dessus de la génératrice supérieure des canalisations.

Quatrième règle : Exécuter les assemblages entre deux éléments successifs : point faible des réseaux d'assainissement. Ce joint doit être étanche et constituer une parfaite continuité du fil d'eau sans former de bourrelet ni de creux empêchant le bon écoulement de l'effluent. C'est pour laquelle une attention leur est apportée.

Lorsque les tuyaux sont à bouts unis, la liaison est réalisée à l'aide d'un manchon. Lorsqu'il est muni d'une emboîture, celle-ci est dirigée vers l'amont et reçoit le bout uni de l'élément suivant (Figure 21). L'emploi de garniture élastomère permet de garantir l'étanchéité ainsi qu'une certaine flexibilité de la liaison.

Cinquième règle : Avant la mise en service du réseau d'assainissement, il faut préparer les essais d'étanchéité. À la fin des travaux, l'entreprise doit établir un plan de recollement de manière à repérer les différents ouvrages par rapport à des points fixes permanentes (limites de propriété, angles de bâtiments ...etc.).

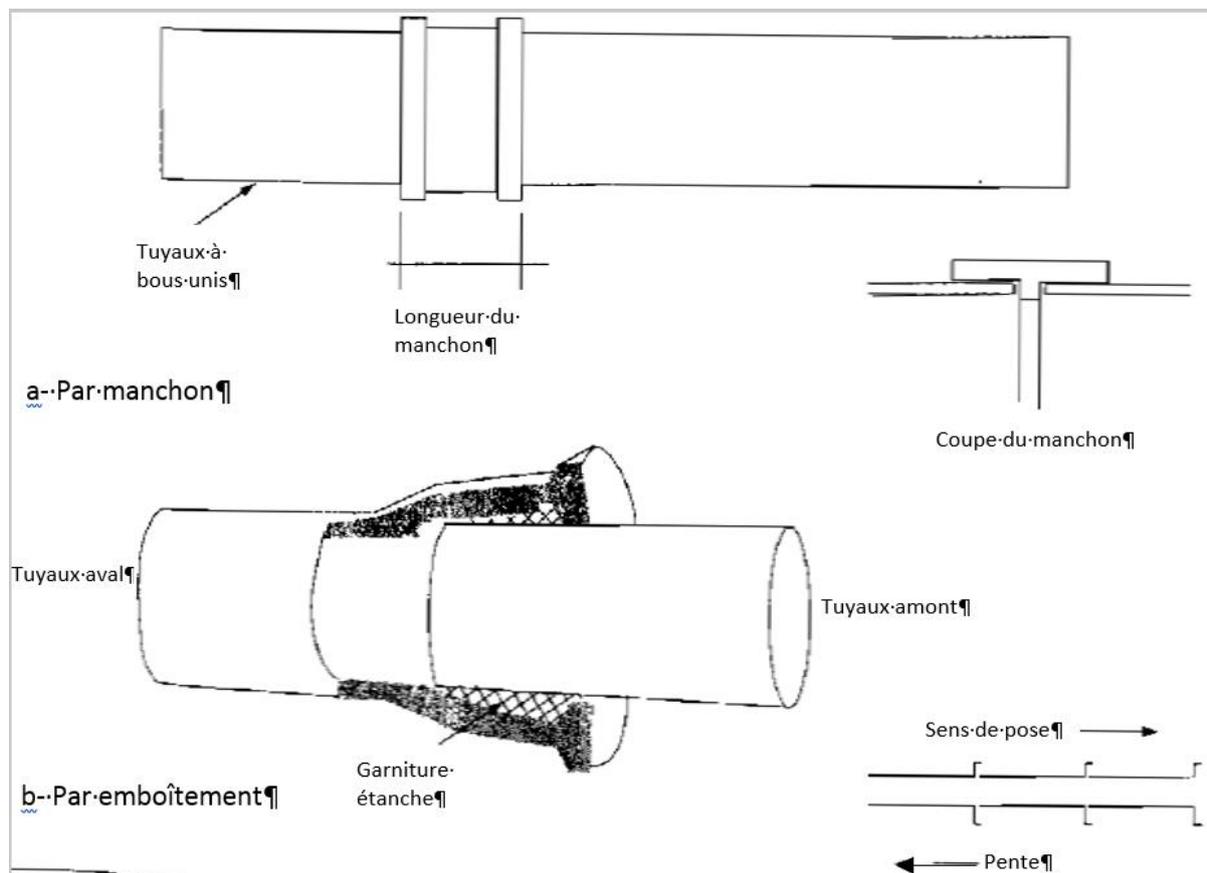


Figure 21 : Assemblage des tuyaux.

IV.1.3. Pose des regards :

Les regards sont implantés suivant le plan du projet. Ils sont réalisés soit en béton coulé sur place, soit en béton préfabriqué, soit en résine de synthèse.

Les regards en béton coulé sur place, l'épaisseur minimale du radier est de 15 cm et celle des parois 12 cm lorsque la profondeur est inférieure à 3 m et de 15 cm si elle est supérieure. Selon la position du regard et sa fonction, le fond peut être plat, incliné ou avoir une cunette

de mêmes dimensions que la canalisation sur laquelle il est placé des enduits intérieurs qui doivent être parfaitement lisses et les angles arrondis (Figure 22).

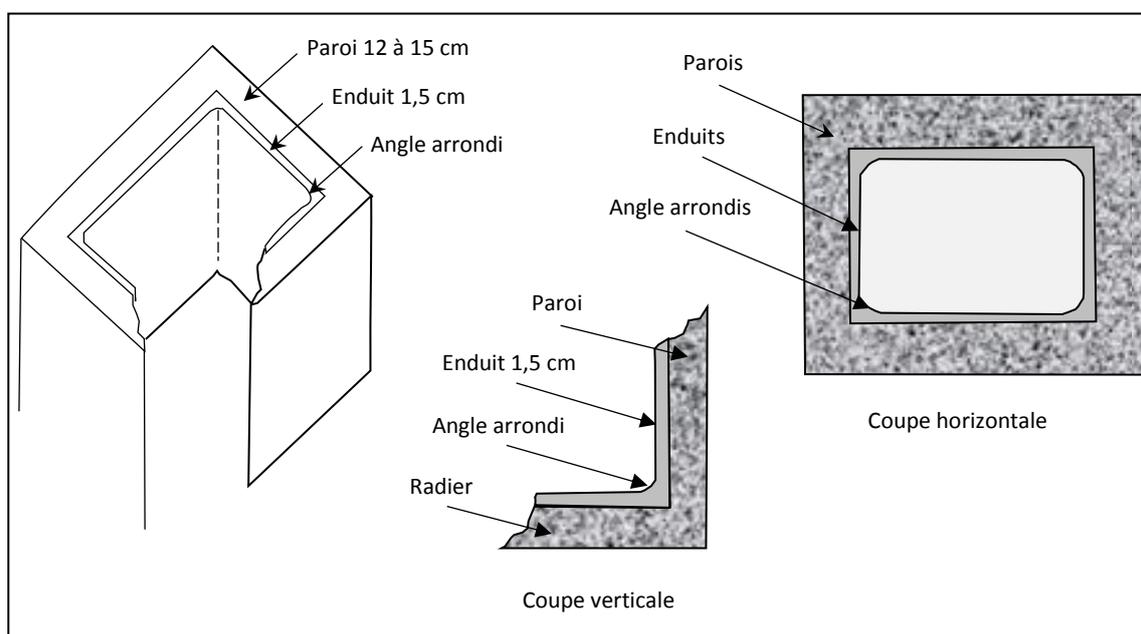


Figure 22 : Regard coulé en place

En béton préfabriqué, les éléments sont mis en place successivement les uns sur les autres en bouchant soigneusement les joints de manière à les rendre étanches. L'élément de fond est posé sur une couche de sable après réglage du fond de la fouille. Ce type de regard est d'un emploi courant et occasionne moins de contraintes que ceux coulés in situ.

En résines de synthèse (PVC ou polyéthylène), les regards sont monoblocs. La pose est effectuée sur un lit de sable conformément aux directives fournies par les fabricants.

Les raccords entre les canalisations et les regards doivent être particulièrement soignés afin d'en garantir la parfaite étanchéité, sans aspérité ni creux. Les conditions d'écoulement en dépendent.

Dans les regards de branchement, le raccordement des diverses branches sur le collecteur est réalisé avec un angle qui favorise le sens de l'écoulement.

La dimension des fouilles pour les regards en boîtes de branchement est égale aux dimensions extérieures augmentées de 0,50 m de part et d'autre.

- Diamètre Intérieur $DI \geq 1$ m : regard visitable (accessible par le personnel pour les travaux d'entretien) ;
- $0,8 \text{ m} \leq DI < 1$ m : regard avec accès pour nettoyage et inspection (possibilité occasionnelle à une personne équipée d'un harnais (ceinture de sécurité antichute) ;
- $DI < 0,8$ m : boîte de branchement ou d'inspection (introduction de matériel, mais ne permet pas l'accès du personnel).

IV.2. Dangers liés aux fouilles et excavations et règles de sécurité

Les dangers des chantiers là où des fouilles et des tranchées sont présentes sont toujours d'actualité et ils peuvent conduire à des accidents graves. Les risques peuvent provenir de l'effondrement des parois, mais également de la mise en contact avec des réseaux non sécurisés ou non repérés (électricité, gaz, etc.) ainsi que des dangers liés à l'environnement direct du chantier.

IV.2.1. Dangers liés aux excavations

- chute dans des tranchées ou des excavations
- trébucher sur de l'équipement, des débris et des déblais
- chute de déblais ou d'autres objets sur les travailleurs
- exposition à des installations souterraines ou à des lignes électriques aériennes
- présence de structures instables à proximité
- mauvaise manutention de matériaux ou emplacement inapproprié de ceux-ci
- mauvaise qualité de l'air (gaz nocifs ou manque d'oxygène)
- présence de gaz toxiques, irritants, inflammables ou explosifs
- incidents touchant à des véhicules ou à d'autres équipements mobiles

Les dangers peuvent provenir entre autres :

- de parois instables ;
- de zones de travail mal identifiées ou mal protégées ;
- d'un contact avec des réseaux alimentés ;
- d'un manque d'oxygène.

Il faudra également vérifier la présence :

- d'eau ou autre liquide (ou leur possible irruption) ;
- de tâches manuelles ou mécanisées dangereuses ;
- de produits chimiques dangereux (sur site à proximité, dans le sol ou apportés par les travaux eux-mêmes) ;
- de co-activités.

Ainsi qu'évaluer :

- l'instabilité du sol ;
- le risque d'atmosphère dangereuse dans l'excavation ;
- la présence de vibrations (notamment dans le cas d'autres travaux à proximité de la tranchée, utilisant du matériel mécanique).

IV.2.2. Planifiez avant de creuser

- Débarrasser les parois de l'excavation débris et déblais ;
- prévenir la chute de travailleurs dans l'excavation ;
- retirer l'eau des excavations ;
- repérer les conducteurs électriques aériens sous tension et les branchements de services souterrains ;
- connaître les types de sols et appliquer les contrôles nécessaires, par exemple : techniques de talutage et d'échafaudage ou systèmes de soutien préfabriqués ;
- préparer un plan en cas d'urgence ;
- interdire de procéder à des travaux dans une tranchée sans qu'un autre travailleur se trouve à la surface du sol ;
- repérer l'emplacement des branchements de services publics avant de creuser.

IV.2.3. Les mesures de prévention

Pour éliminer ou réduire ces risques, avant le démarrage du chantier, il faut prendre quelques précautions d'usage.

IV.2.3.1. Précautions raisonnables

- Déterminer comment les travailleurs entreront dans l'excavation et en sortiront ;
- savoir à l'avance quels équipements et outils d'excavation sont requis ;
- prévoir tous les dangers d'origine environnementale (pluie) pouvant se présenter lors des travaux ;
- tenir compte des véhicules et des équipements mobiles à proximité qui font vibrer le sol ;
- offrir de la formation aux travailleurs.

IV.2.3.2. Concernant les réseaux, il faut :

- obtenir des informations sur l'emplacement des réseaux assurant la distribution des fluides et énergies :
 - le gaz, l'eau, l'assainissement, les télécommunications, l'électricité ;
 - la distribution enterrée ou la présence dans les tuyaux de produits chimiques, de carburant ou de fluide frigorigène dans les tuyaux ;
 - les tuyaux de drainage, les citernes, les puits et les réservoirs de stockage.

Ces informations doivent concerner l'espace situé dans et à proximité du lieu de travail.

- Déposer un dossier de demande d'intervention auprès des autorités concernées lorsque l'intervention a lieu sur le domaine public. C'est le cas par exemple de la permission de voirie qui autorise l'intervention sur le domaine public routier. Le dossier technique joint à la demande permet d'évaluer les risques pouvant provenir des interactions avec les réseaux connus existants.

La situation est plus complexe lorsque la tranchée est effectuée dans un espace privé. Il est fréquent que des sites industriels anciens n'aient pas conservé l'ensemble des plans et des modifications successives des réseaux.

IV.2.3.3. Concernant la stabilité du sol, il faut :

- vérifier la nature du sol et si la tranchée nécessite un blindage (et lequel) ;
- vérifier les chutes d'éléments lourds à proximité ou dans la tranchée qui pourraient se produire, depuis l'extérieur ;

- réfléchir au placement approprié et au poids des matériaux excavés, déchets de plantes ou autres charges ;
- identifier l'instabilité potentielle de toute structure adjacente causée par l'excavation ;
- vérifier l'existence de toute perturbation précédente de la terre y compris l'excavation précédente ;
- prévoir l'instabilité supplémentaire de l'excavation en raison de personnes ou d'installations de travail adjacentes à l'excavation ;
- réfléchir au phasage de l'opération, en fonction entre autre des conditions météo (une humidité ou une sécheresse excessive peuvent être des critères d'instabilité).

IV.3. Les règles de sécurité

Pendant le chantier, il faut s'assurer :

- que les signalisations temporaires de chantier ont été mises en place avant le début des travaux, notamment pour les chantiers au bord des routes (**voir annexe**) ;
- que les travailleurs portent les équipements de protection individuelle adéquats ;
- que les équipements de protection collective (blindages, barrières, signalisation, etc.) sont mis en place selon les plans prévus ;
- que les accès aux tranchées et aux fouilles sont suffisamment sécurisés ;
- que les documents de sécurité ont été mis à jour ;
- de disposer de l'outillage prévu, en bon état ;
- de disposer, si nécessaire, des moyens de ventilation et d'élimination de l'eau par pompage.

On voit que l'aspect organisationnel en amont d'un chantier de fouilles ou de tranchées est extrêmement important. C'est un mode de réduction des risques à la source particulièrement efficace.

IV.2. Quelques techniques d'entretien des réseaux visitable et non visitable

IV.2.1. Réservoir de chasse

Généralement, les conditions d'autocurage définies précédemment ne sont pas satisfaites notamment en tête de réseau en raison de l'insuffisance et de l'intermittence des débits. Cependant, il est possible d'installer des dispositifs de chasse (Figure 23 pour pallier à cette déficience d'autocurage. Actuellement, ce genre d'ouvrage souterrain est remplacé par l'installation de citerne disposée au mur des constructions. À cet effet, il est préférable de ne pas de prendre des marges de sécurité trop importantes pour les débits d'avenir, entraînant un surdimensionnement des canalisations.

Il y a lieu de noter que l'action dynamique de ces dispositifs ne s'exerce que sur de faibles distances (maximum 100 mètres). Par ailleurs, les réservoirs de chasse peuvent être installés dans les cas suivants :

- Réseaux séparatifs eaux usées, en tête des antennes lorsque la pente est inférieure à 10 ‰ ;
- Réseaux unitaires : en tête des antennes lorsque la pente est inférieure à 5 ‰ ;
- Lorsqu'il n'y a pas de dispositif d'engouffrement avant le premier déversement d'eaux usées ;
- Dans les régions connaissant des périodes de temps sec de plusieurs mois.

Leur fonctionnement doit être de préférence automatique. Toutefois, en cas d'insuffisance de l'alimentation en eau, on peut prévoir la possibilité d'une manœuvre manuelle. On peut 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 une canalisation de 300 mm de diamètre le volume est égal à 700 litres. Leur capacité est au minimum de 500 litres et le fonctionnement doit être assuré deux à trois fois par jour. Il est à noter que l'eau des chasses constitue une charge pour les collectivités et que la gestion de leur alimentation en eau doit être particulièrement soignée. Chaque fois que possible il est astucieux d'utiliser de l'eau non potable (stockages eaux de pluie, eaux épurées des stations d'épuration ou autres). Lorsqu'elles sont nombreuses, leur débit doit être pris en compte dans le dimensionnement des petites stations de traitement des eaux usées.

Dans l'hypothèse où un dispositif de chasse s'avère nécessaire, il y a lieu de prendre en compte les contraintes nécessaires au maintien de son fonctionnement (vérifications préventives trimestrielles) ; on doit privilégier les systèmes rustiques à siphon (sans pièce en mouvement ni électronique).

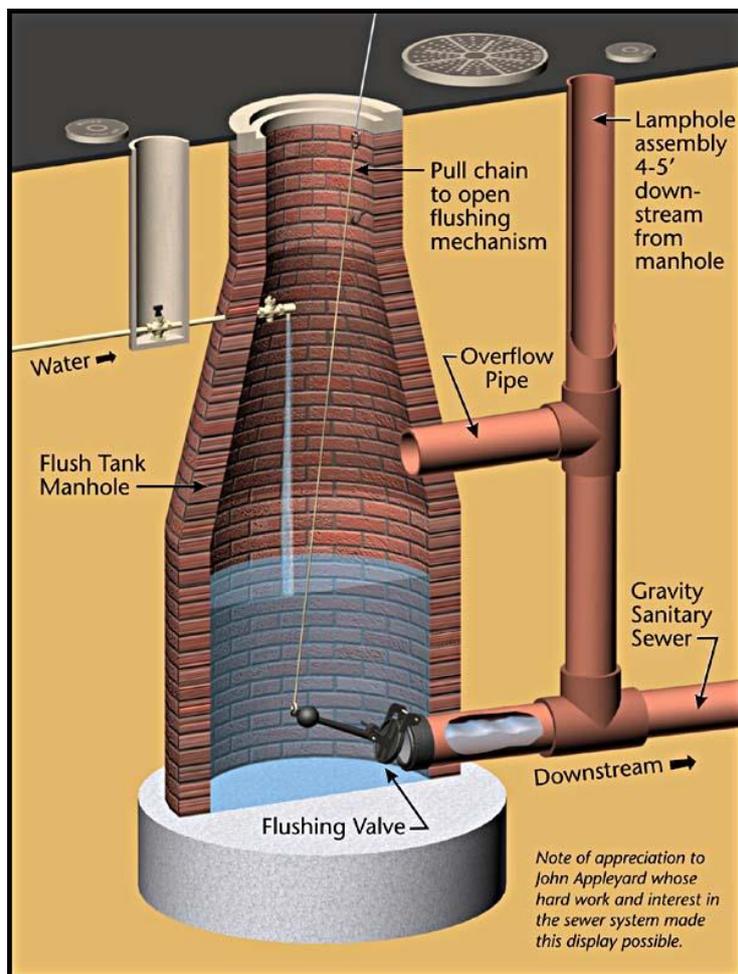


Figure 23 : Exemple d'un mécanisme de réservoir de chasse (Tucson, Arizona, 1900-1925)

(source : <http://www.sewerhistory.org>)

IV.2.2. Intercepter spécifiquement les solides constituant les dépôts

Le charriage constitue le mode principal de transport pour les solides destinés à constituer les dépôts. Ceci oriente les moyens de lutte vers la mise en place de « pièges à charriage » destinés à arrêter les solides constituant les dépôts.

Une étude sur le transport solide en réseau d'assainissement a permis de comprendre la mauvaise adaptation de la technique d'interception des solides par décantation pour résoudre les problèmes d'encrassement des réseaux d'assainissement pour être efficace et sélectif, il faut donc s'intéresser spécifiquement à la fraction des solides transportés par charriage et laisser la part transportée en suspension dans l'écoulement afin qu'elle soit acheminée jusqu'à l'exutoire ou la station d'épuration pour y être traitée.

À partir de ces connaissances, une nouvelle technique (Figure 24, 25 et 26) a été conçue pour :

- Intercepter spécifiquement les solides charriés à l'intérieur du piège ;
- Retenir les solides indépendamment de son niveau de remplissage tant que le maximum n'est pas atteint ;
- Empêcher l'érosion ultérieure des solides une fois qu'ils sont piégés ;
- Faciliter les opérations de curage.

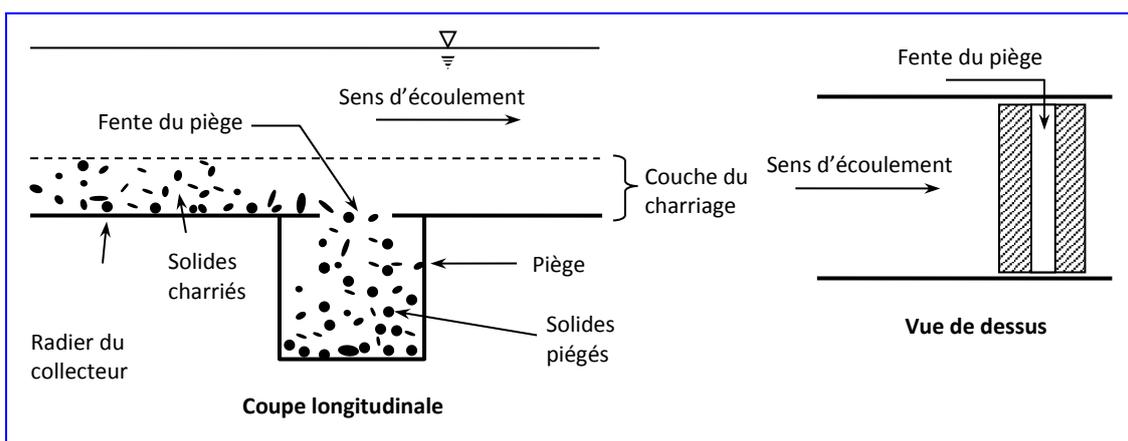


Figure 24 : Principe de fonctionnement du piège à charriage

La conception d'un piège à charriage doit intégrer cet aspect de sélection et permettre d'éviter tout ralentissement de l'écoulement afin d'éviter la décantation. Ces pièges sont mis en place en amont des lieux de formation de dépôt.

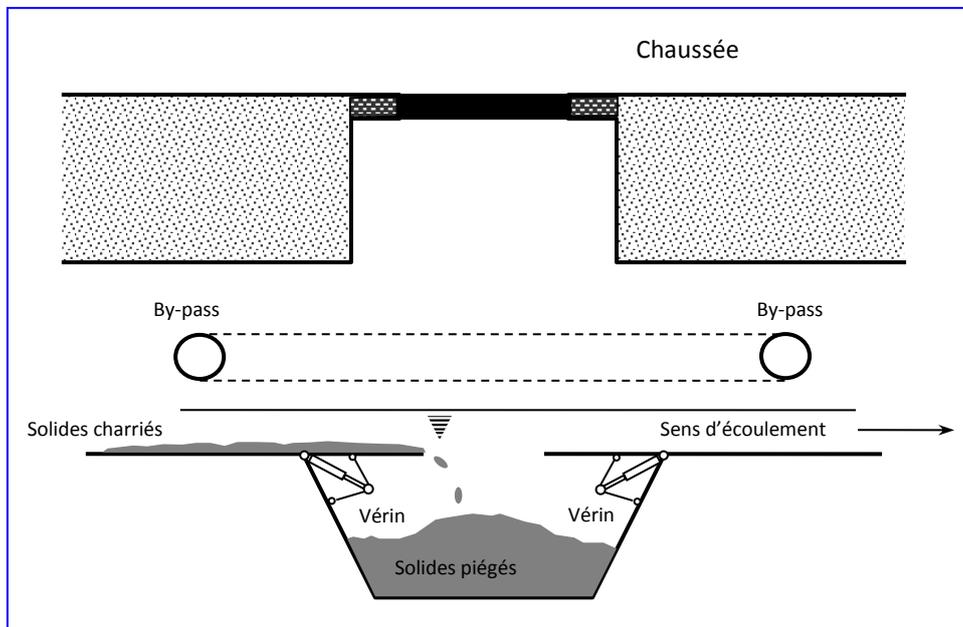


Figure 25 : Piège à charriage en fonction normal

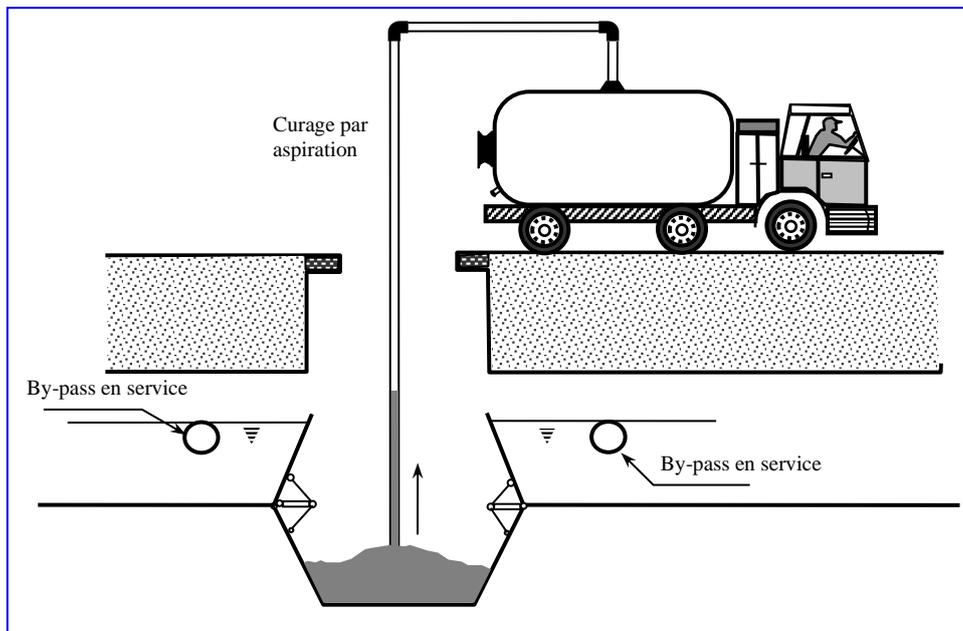


Figure 26 : Schéma d'un piège à charriage en position d'ouverture pour curage

IV.2.3. Solutions curatives pour lutter contre l'encrassement des réseaux

IV.2.3.1. Curage manuel

Certains collecteurs, de par leur configuration et leur contexte, n'autorisent pas d'autres alternatives que le curage manuel (Figure 27). Cette méthode, aussi classique soit-elle, nécessite comme matériel de base la pelle et la brouette. L'extraction peut être facilitée par l'utilisation d'un treuil électrique.



Figure 27 : Curage manuel par les agents de L'office national de l'assainissement
(source : ona-dz.org)

IV.2.3.2. Solutions curatives utilisant l'énergie des écoulements de temps sec (la pulsation des écoulements de temps sec)

Le principe de ces systèmes consiste à effectuer des chasses d'eau cycliques à partir d'un point fixe en utilisant les effluents de temps sec. L'eau est stockée en amont d'une retenue est lâchée périodiquement sur les dépôts préalablement mis à sec des vannes mécanisées peuvent être utilisées à cet effet.

Récemment, un système appelé « HYDRASS » utilise une vanne à axe horizontal décentré et provoque des basculements automatiques (Figure 28). Lorsque sous l'action de la montée des

eaux, la pression devient supérieure dans la partie située au-dessus de l'axe à celle exercée dans la partie en dessous de l'axe, la vanne bascule en générant une onde de crue assez brutale qui vient remettre en mouvement le dépôt mis à sec. Lorsque le stock d'eau est vidé, la force de gravité et la poussée des eaux dans la partie située en dessous de l'axe redressent la vanne qui se ferme en position verticale pour recommencer un cycle.

La vitesse de remplissage est fonction du débit de temps sec, de la géométrie du collecteur et de la hauteur de la vanne.

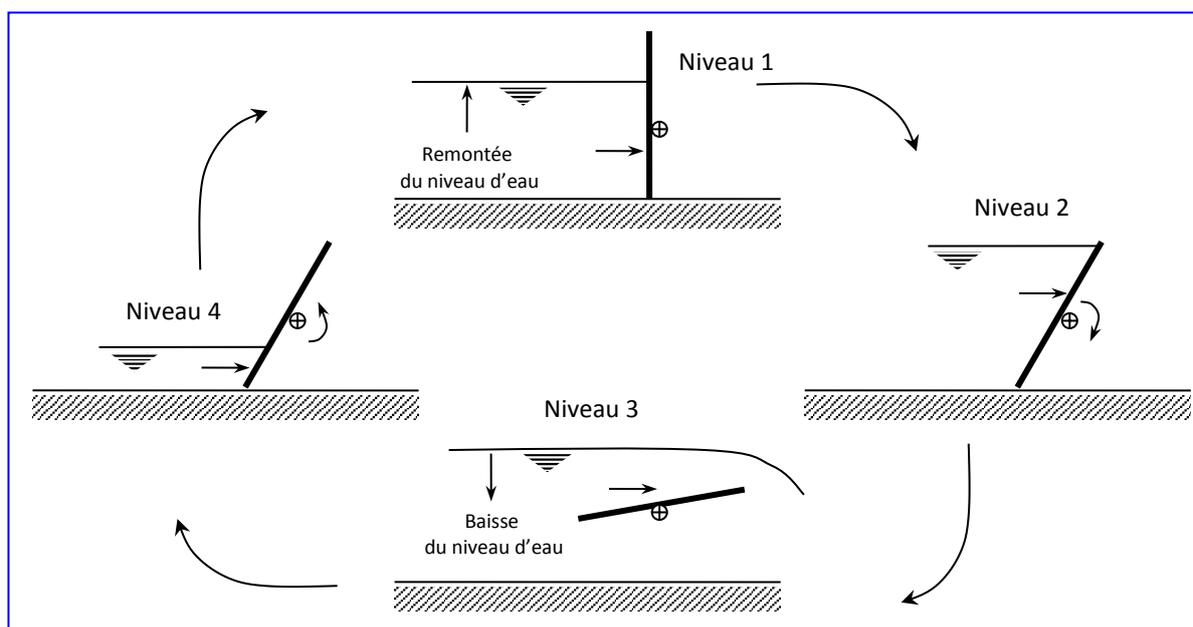


Figure 28 : Schéma de fonctionnement de la vanne « HYDRASS »

Nous pouvons citer d'autres moyens, entre autres, tel que le combiné hydrocureur-aspiratrice qui pousse les dépôts et assure le transport horizontal puis aspire le jus, pour extraire les dépôts (Figure 29).

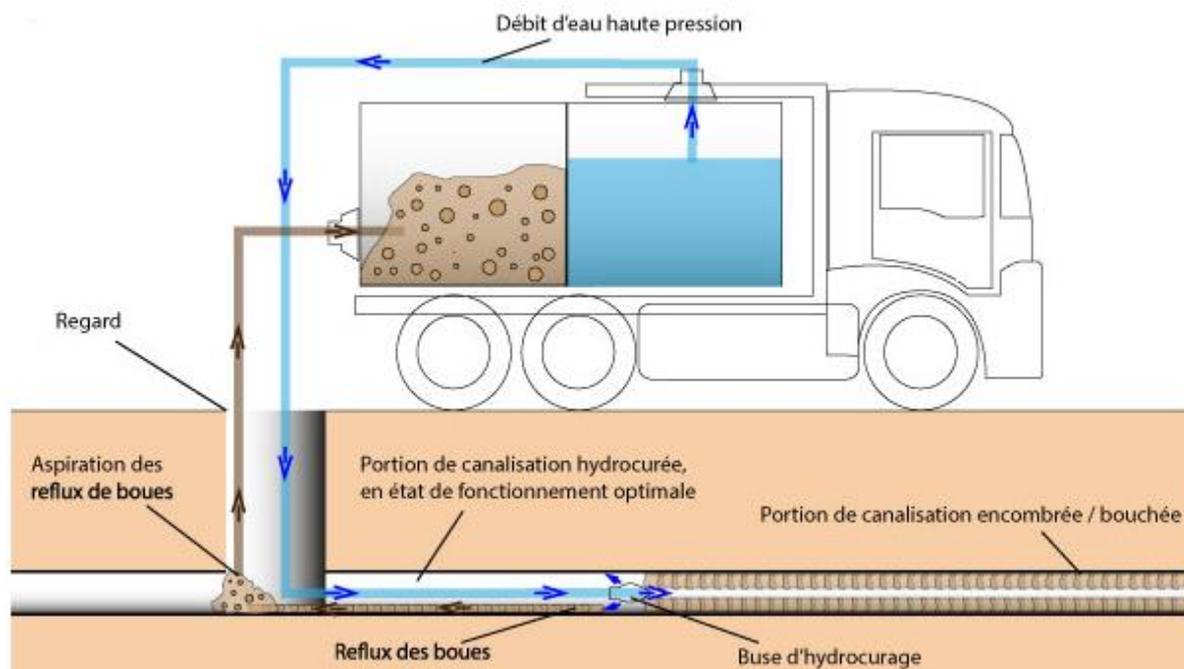


Figure 29 : Principe de fonctionnement d'un combiné hydrocureur

(source : <https://alzeoenvironnement.com>)

IV.3. Recommandations

Le phénomène d'encrassement des réseaux constitue une lourde charge financière pour les collectivités. De plus, des problèmes environnementalistes de maîtrise de la qualité des rejets urbains par temps de pluie, les services gestionnaires doivent chercher, aujourd'hui, à améliorer l'efficacité de l'entretien en réduisant les fréquences d'intervention.

La lutte contre ce phénomène se situe donc en fait au cœur d'une problématique plus large, qui est la modernisation des techniques de l'assainissement. Par ailleurs, les stratégies à développer doivent tenir compte tout autant de l'élimination des produits extraits que de leur extraction.

Enfin, nous recommandons aux services d'exploitation et de gestion des réseaux d'assainissement, la mise en place de fiches techniques d'entretien comportant le maximum d'informations possibles (nom de la zone d'intervention, types d'anomalies, hauteur de dépôts diamètre du collecteur, volume de dépôt extrait ... etc.) sur les interventions qu'ils réalisent. Ces fiches consistent une base de données importante pour d'éventuelles recherches sur la dynamique de formation des dépôts dans les collecteurs d'assainissement.

Phénomène directement en relation avec le problème des inondations urbaines puisque ces dernières sont, la plupart du temps, provoquées par le "sous-dimensionnement" engendré par les dépôts consolidés (manque ou absence d'entretien).

En Algérie, le transport solide urbain est un phénomène facilement visible en surfaces des B.V, et très amplifié en raison de plusieurs facteurs dont nous citons les principaux :

- Absence de viabilisation des espaces (surfaces non aménagées à sol nus) qui favorise le phénomène de l'érosion des sols ;
- Prolifération des chantiers de construction anarchiques et souvent (pour ne pas dire toujours) non finis ; ce qui favorise et accentue le phénomène d'accumulation des matières solides (le sable notamment) sur les surfaces des B.V ;
- Absence ou manque d'entretien des réseaux d'assainissement qui favorisent les dépôts.

Références bibliographiques

AFNOR, Association française de normalisation (1998) « Réseaux d'assainissement : conception, construction et exploitation », 450 pages.

AFNOR, Association française de normalisation (2003) « Ouvrages d'assainissement. Vol. 2, Canalisations d'assainissement, normes applicables au fascicule 70 : recueil, cycle de l'eau. » Paris, 419 pages.

Badia-Gondard Françoise (2003) « L'assainissement des eaux usées » Édition TechniCités ; ISBN : 2-84866-005-8, 229 pages.

Bourrier Régis (2008) « Réseaux d'assainissement - Calculs, applications, perspectives ». Édition Lavoisier, 1114 pages.

Butler David and Davies John W. «Urban Drainage». 2ème Edition published 2004 by Spon Press (Taylor & Francis e-Library Group), London 2004, 566 pages.

CERTU. (2003) « La Ville et son Assainissement ». CERTU, 503 pages.

CHOCAT Bernard « Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement » Édition Lavoisier, technique et documentaire, ISBN13 : 978-2-7430-0126-1, Paris, 1997, 1124 pages.

Fascicule n°70 (2003) « Ouvrages d'assainissement ». Titre I : Réseaux, 419 pages.

Gomella Cyril et Guerrée Henri (1979) « Guide de l'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales ». Edition Eyrolles, Tome 1 : La Collecte, 240 pages.

Guignard Jean-Claude, Bruyelle Jean-Charles et Krommydas Céline (2017) « Conception et dimensionnement des systèmes de gestion des eaux pluviales et de collecte des eaux usées » Mémento technique, en collaboration du groupe Astee, 275 pages.

IRH Ingénieur Conseil (2010) « Ratios polluants en industrie dans le bassin Loire-Bretagne, étude sur 33 branches d'activité des secteurs : - agroalimentaire – papeterie – textile ». Guide technique, agence de l'eau Loire-Bretagne, ISBN : 978-2-916869-18-6, 266 pages.

Karsenty Gérard « Guide pratique des VRD et aménagements extérieurs ». Edition Eyrolles, 2004. Paris, 620 pages.

OPPBTP (2015) « Signalisation temporaire de chantier ». Réf. : D6 H 03 15. 12 pages.

Satin Marc, Selmi Béchir (2006) « Guide technique de l'assainissement ». Édition Le Moniteur, 3ème édition, ISBN : 2-281-11239-x, Paris, 726 pages.

Valiron François (1994) « Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement ». Lyonnaise des eaux, Editeur : Technique & Documentation-Lavoisier, Tome 2, assainissement urbain, 1262 pages.

Annexe Signalisation temporaire de chantier

Rôle de la signalisation : la signalisation remplit trois tâches :

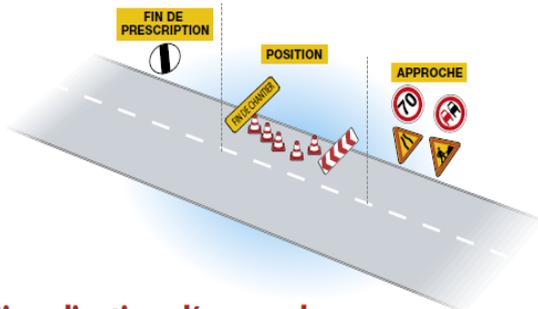
- Avertir
- Guider
- Prescrire



La signalisation doit être adaptée, cohérente, crédible et lisible. La mise en place de cette signalisation doit être précédée par une autorisation délivrée par les autorités compétentes (exemple : la mairie).

Catégorie de signalisation

Trois catégories selon leur implantation



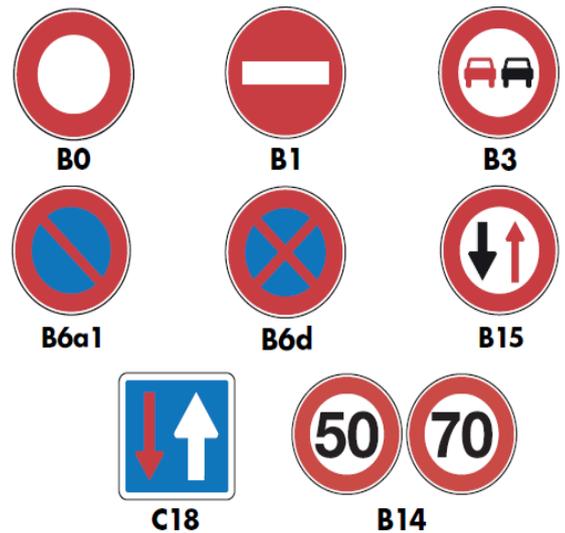
Signalisation d'approche

- Signalisation de danger temporaire



- Signalisation de prescription

Interdictions et limitations entrent dans cette catégorie.

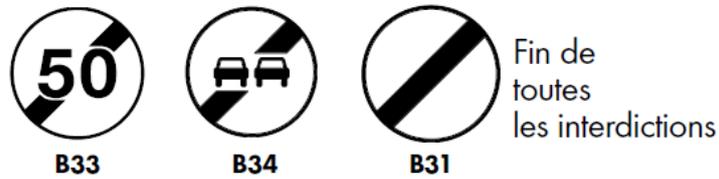


Signalisation de position

Elle délimite la zone de danger.



Signalisation de fin de prescription



Le vêtement de signalisation : il doit être de haute visibilité et comprend :

- Un support fluorescent, de couleur jaune, orange ou rouge, qui assure la visibilité et le contraste de jour ;
- Des éléments rétro réfléchissants de couleur gris argent pour assurer la visibilité et le contraste de nuit.



Le port de vêtement de signalisation est obligatoire pour toute personne exposée sur une chaussée en circulation.

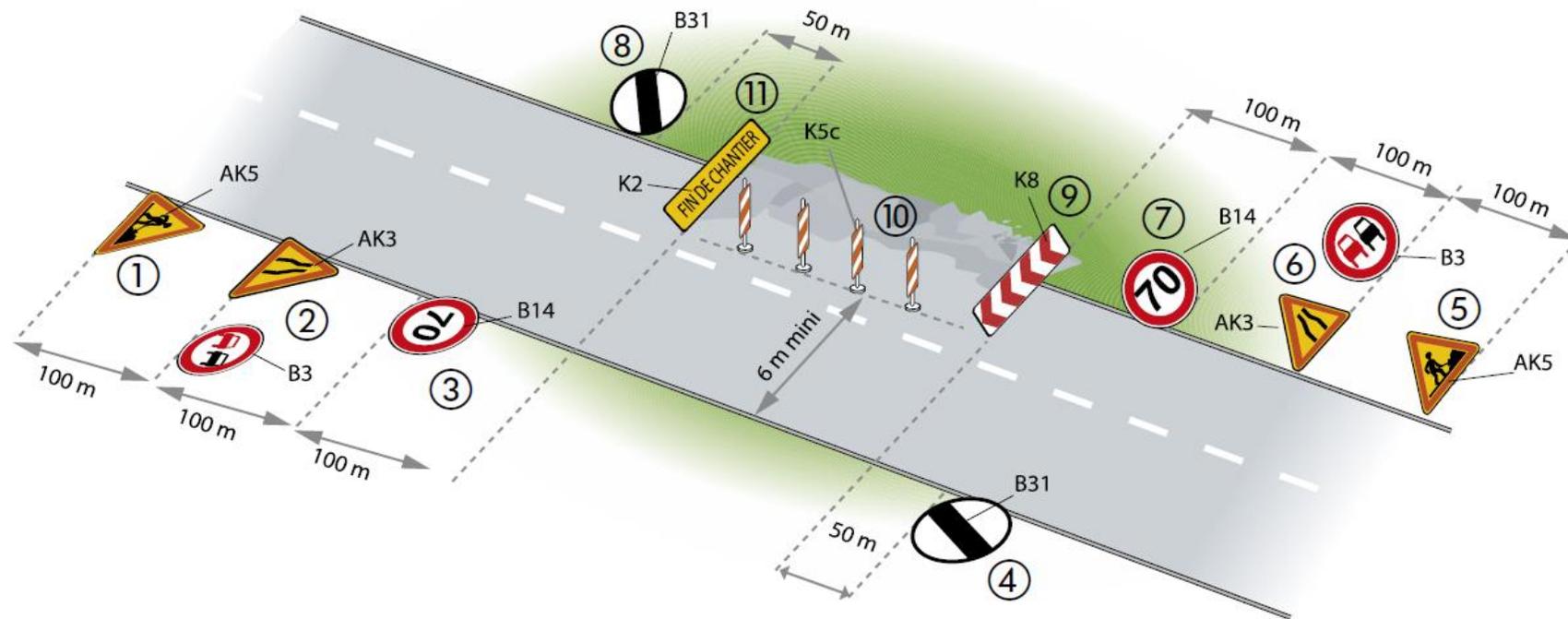
Règles de pose de panneaux

Placer les panneaux de signalisation d'approche, de position et de fin de prescription dans l'ordre indiqué, en commençant par le côté opposé au chantier.



Distances à respecter

Respecter les distances définies dans le plan de signalisation validé avant le début des travaux.



Signalisation temporaire de nuit

Ce qu'il faut retenir :



toujours le premier



triflash pour être visible la nuit



le minimum pour baliser la position



conseillé en cas d'empiètement

Signalisation temporaire de nuit

De nuit, la signalisation **est renforcée**, que le chantier soit ou non en activité.



Le premier panneau de danger rencontré doit être équipé d'un **revêtement rétro réfléchissant** de classe 2 ou doté de trois **feux R2** de balisage et d'alerte synchronisés. L'association des deux équipements est autorisée.



Par ailleurs, les dispositifs assurant le balisage de position peuvent être équipés de feu R2 synchronisé ou à défilement.

Toutes ces dispositions s'appliquent également aux zones dotées d'un éclairage public.

Règle de l'alternat

L'alternat s'applique lorsqu'une seule voie est laissée libre pour 2 sens de circulation, d'où une circulation alternée.

Le système d'alternat dépend de la longueur du chantier et du nombre de véhicules en circulation.

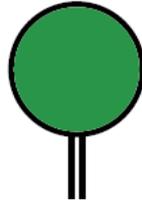


B15



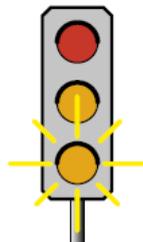
C18

Longueur max. (m)	Trafic de pointe max. (véh./h)
50	100



Piquets K10

Longueur max. (m)	Trafic de pointe max. (véh./h)
1200	1000

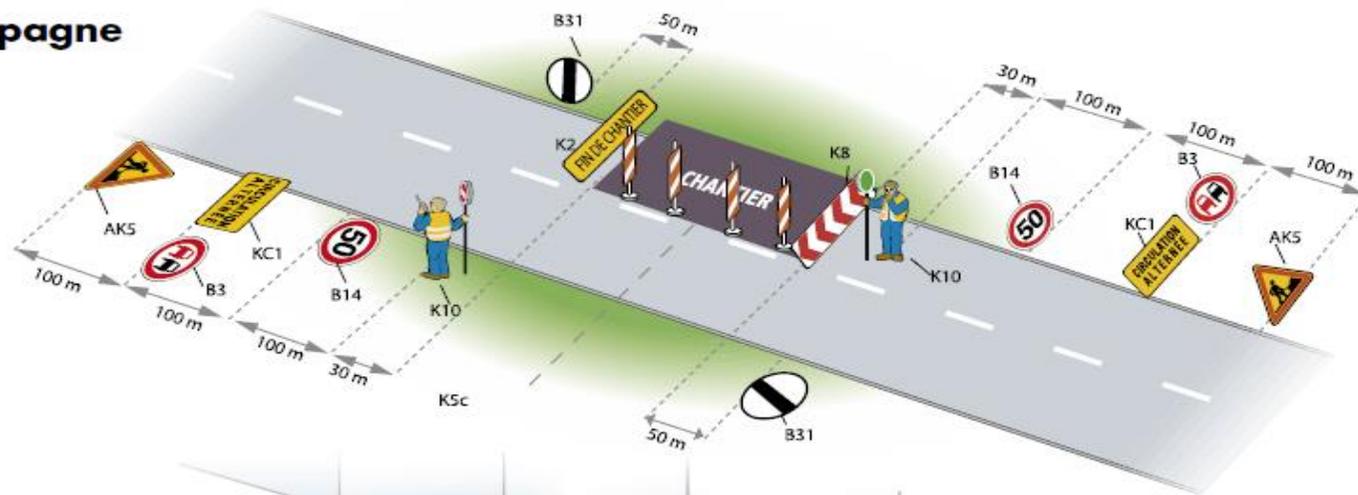


Signaux tricolores KR11

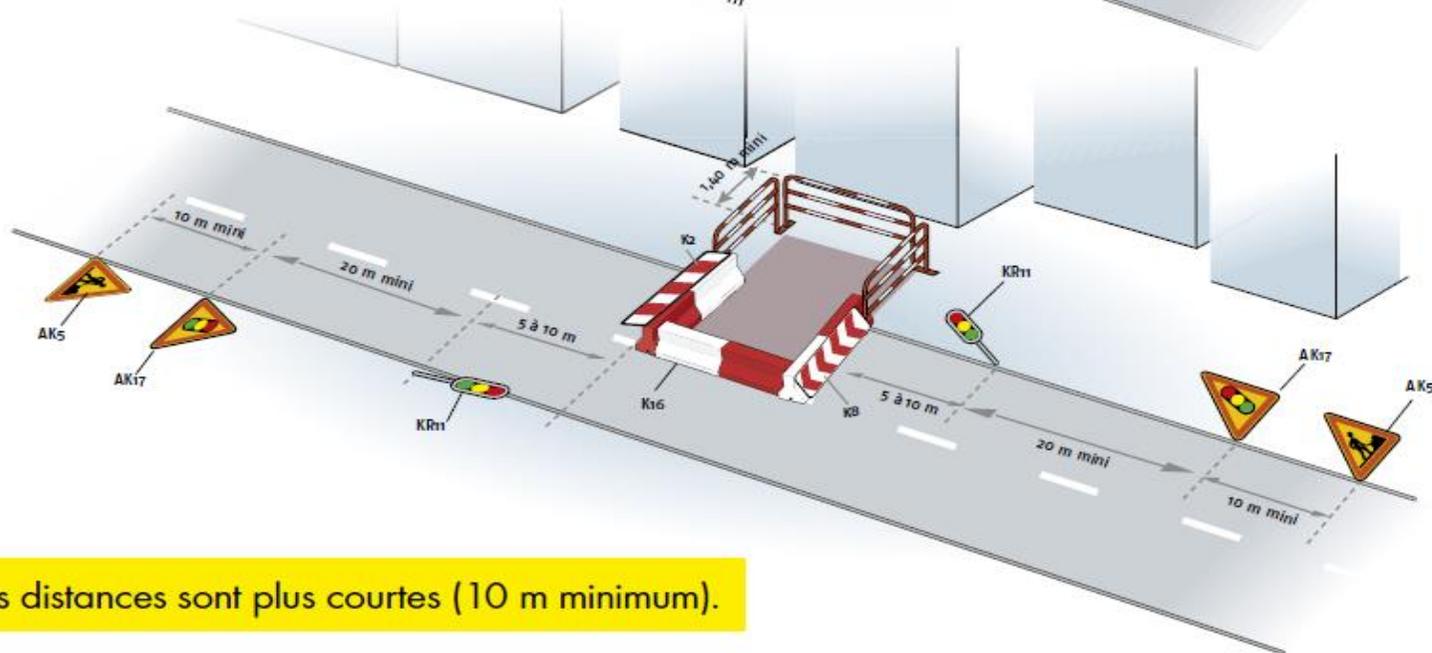
Longueur max. (m)	Trafic de pointe max. (véh./h)
500	800

Principe de la signalisation par alternat K10 ou signaux tricolores.

En rase campagne



En ville



En ville les distances sont plus courtes (10 m minimum).