

Voiries et Réseaux Divers

VRD

2020

CH : 6

Evacuation des eaux

Daoud Ali

Département de Géographie et Aménagement du Territoire
Institut des Sciences de la Terre et de l'univers

I. Introduction à l'assainissement :

I.1. Définition:

L'assainissement est l'ensemble des techniques qui permettent l'évacuation par voie hydraulique des eaux usées d'une communauté. Ces eaux sont collectées à l'intérieur de la propriété par un réseau de canalisation enterré puis évacuées gravitairement vers un égout public qui en assure le rejet dans un exutoire étudié de manière à ne pas nuire à l'hygiène publique.

I.2. Les objectifs de l'assainissement :

- La collecte et l'évacuation **correcte** des eaux pluviales permettant d'éviter l'inondation des zones urbanisées et pour des raisons sanitaires d'empêcher la stagnation de ces eaux, particulièrement dans les points les plus bas des agglomérations.
- La collecte et l'évacuation des eaux usées de toutes natures en assurant leurs transports, le plus rapidement possible, jusqu'au lieu de leurs traitement (**STEP**).
- Le traitement des eaux usées avant leurs rejets dans le milieu récepteur, sous des modes compatibles avec les exigences de l'environnement et de la santé.

I.3. Natures des eaux d'assainissement:

On distingue les différentes catégories suivantes :

- **Les eaux de pluies** provenant des précipitations naturelles recueillies par les toitures et les chaussées.
- **Les eaux usées domestiques** comprennent :
 - Les eaux-vannes ou eaux noires, issues des W-C.
 - Les eaux ménagères ou eaux grises provenant des salles de bains, des cuisines et des buanderies.
- **Les eaux usées non domestiques** sont celles en provenance des diverses usines (industrielles), et les eaux provenant des établissements publics.
- **Les eaux parasites** : eaux de drainage, eau de trop plein, eaux de sources, etc.

I.4. Les modes d'assainissement :

Deux modes d'assainissement existent : non collectif et collectif.

I.4.1. Assainissement non collectif (autonome) :

Ce mode d'assainissement est présenté comme la solution alternative et le moyen définitif pour traiter et évacuer les eaux usées domestiques des

agglomérations rurales (densité de l'habitat est faible) où la solution d'assainissement collectif est défavorable du point de vue économique.

I.4.1.1. Objectifs de l'assainissement non collectif :

Le but recherché dans la conception d'un système d'assainissement autonome est d'obtenir en fin de la chaîne:

- une rétention des matières en suspension
- une dégradation de la matière organique
- une élimination des produits qui en résultent

I.4.1.2. Techniques de l'assainissement autonome :

La composante principale de ce mode est la **fosse septique** toutes eaux (**FTE**).

Ceci permet :

- une dilution des eaux vannes.
- un abaissement du seuil de toxicité ammoniacale des effluents.
- un traitement simultané de l'ensemble des eaux.

Dans la fosse septique, les eaux usées subissent, en même temps:

- une élimination des matières en suspension (décantation)
- élimination des flottants
- une fermentation anaérobie qui s'accompagne d'une liquéfaction et d'une dégradation de la matière organique.

I.4.2. Assainissement collectif :

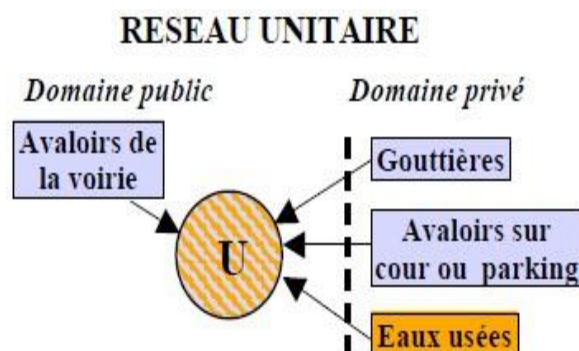
Ce mode d'assainissement est reconnu depuis plus d'un siècle que la méthode classique dans les milieux urbains, consiste à collecter et évacuer les effluents liquides (eaux usées et eaux pluviales) à l'aide d'un réseau de canalisations le plus loin possible des zones d'habitat et d'activités.

I.5. Les systèmes d'assainissement :

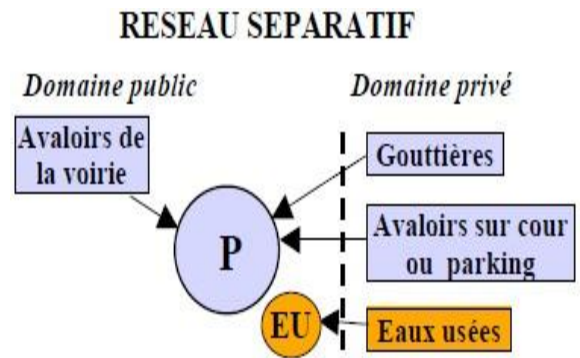
L'évacuation des eaux usées et des eaux de pluies peut être établie selon l'un des systèmes suivants :

- **Le système unitaire :**

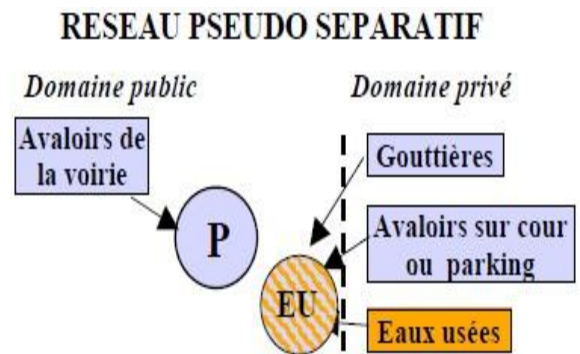
Il collecte toutes les eaux quelle que soit leur origine c'est le « **tout-à-l'égout** ». Ce système n'est utilisé que dans les grandes villes. Il aboutit à une station d'épuration qui rejette les effluents dans le milieu naturel.



- **Le Système séparatif :**
Il est composé de deux canalisations ; l'une collecte les eaux pluviales, l'autre les eaux usées. Il a l'avantage de ne pas charger les stations d'épurations en cas des précipitations abondantes.



- **Le réseau pseudo-séparatif :**
C'est un système intermédiaire entre l'égout unitaire et l'égout séparatif, réalisé pour collecter et évacuer les eaux usées et une partie des eaux pluviales en provenance des toitures et cours intérieurs des établissements et des parkings.

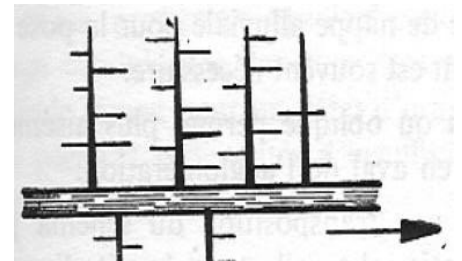


I.6. Schémas types des réseaux d'assainissement:

Un réseau d'évacuation se rapproche le plus souvent de l'un des cinq schémas types décrits ci-après :

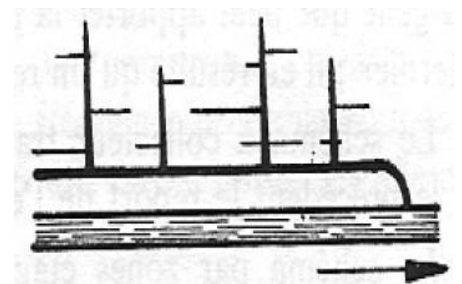
I.6.1. Le schéma perpendiculaire au cours d'eau :

C'est souvent celui des villes ou communes rurales qui ne se préoccupent que de l'évacuation par les voies les plus économiques et les plus rapides sans avoir un souci d'un assainissement efficace des eaux rejetées.



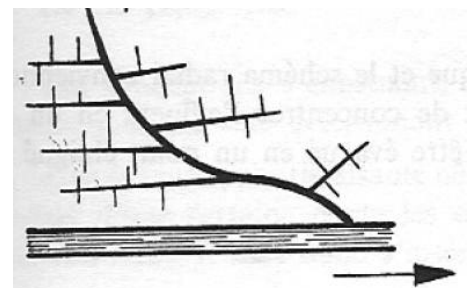
I.6.2. Le schéma type « collecteur latéral » :

Il est également appelé schéma à collecteur latéral. Ses eaux sont recueillies dans un collecteur parallèle au cours d'eau. Il permet de reporter l'effluent à l'aval de l'agglomération. Son désavantage principal est qu'il nécessite souvent des relèvements.



I.6.3. Le schéma type « collecteur transversal » :

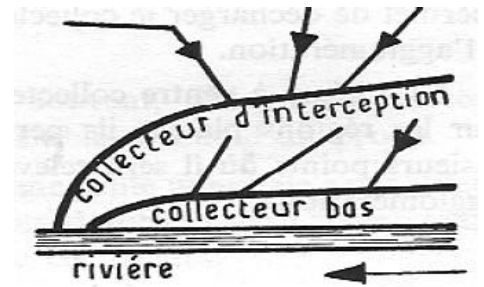
Le ou les collecteurs orientés par rapport à la pente topographique et à la direction de l'écoulement de la rivière. Ce schéma permet de reporter par simple



gravite l'ensemble des effluents plus loin à l'aval par rapport au schéma précédent.

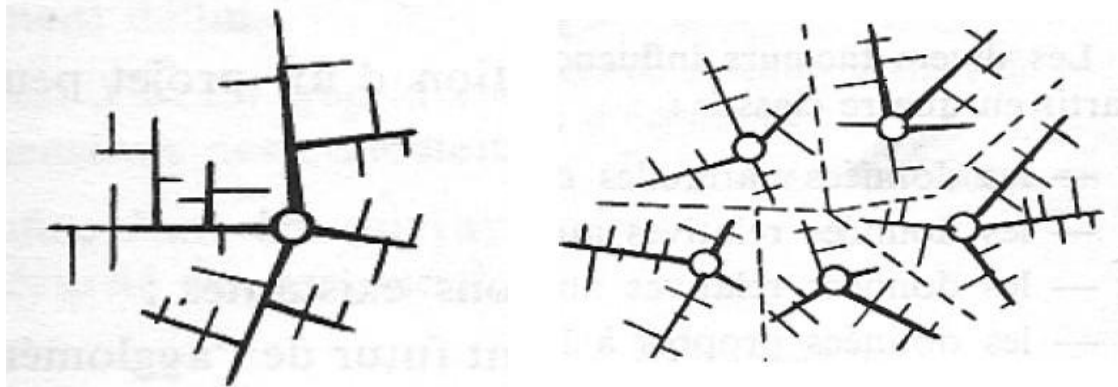
I.6.4. Le schéma type « par zones étagées » :

Le schéma est une transposition du schéma par déplacement latéral, mais avec multiplication des collecteurs longitudinaux; il permet de décharger le collecteur bas des apports en provenance du haut de l'agglomération.



I.6.5. Le schéma type « centre collecteur unique » et le schéma type « radial » :

Selon que le réseau converge vers un ou plusieurs points bas ou l'on peut reprendre l'effluent pour le relever, on utilise ce type de schéma.



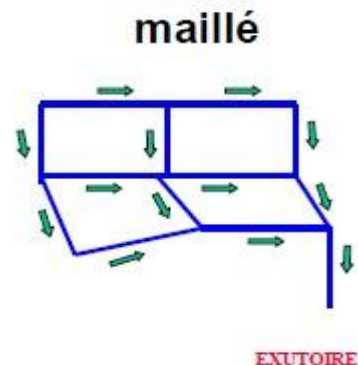
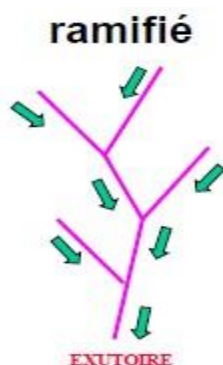
Ces deux schémas conviennent spécialement aux régions uniformément plates. Le système séparatif s'applique bien dans de tels schémas à cause de la multiplicité des rejets.

I.7. Types de réseaux (agencement des canalisations) :

On distingue deux types de réseaux, ramifié ou maillé.

Les réseaux d'assainissement appartiennent généralement au type « ramifié » ce qui est le cas des schémas précédents.

Le réseau « maille » permet dans certaines zones urbaines d'obtenir de meilleures conditions d'écoulement, d'autocurage, de gestion des fortes pluies et d'entretien.



II-projet d'assainissement:

Afin de réaliser le projet d'assainissement d'une opération, le maître d'œuvre doit nécessairement connaître :

- les dispositions relatives à la préservation de la santé, de la sécurité des habitants et de la qualité de l'environnement.
- les dispositions particulières relatives à l'assainissement adoptées par la collectivité locale (Commune et ses services techniques).

II.1. Conception :

II.1.1. Enquête préalable :

Nécessité de réaliser une enquête préalable ayant pour objet de fournir les informations suivantes relatives à :

- *l'urbanisation :*

- prévision de l'évolution de l'urbanisation,
- existence des projets d'urbanisations futures devant transiter à travers la zone étudiée,
- répartition des zones en fonctions des exutoires et de leur capacité d'évacuation,
- aménagements particuliers à la charge des propriétaires pour leur raccordement.

- *les équipements existants :* (caractéristiques du réseau existant)

- *le milieu naturel :*

La création d'un réseau collectif nous oblige à rechercher l'existence d'exutoires naturels ainsi que la charge de pollution qu'ils peuvent admettre.

Pour cela, il convient de contacter les services spécialisés afin de connaître les caractéristiques du réseau hydrographique, les activités qui y sont attachées ainsi que les objectifs de qualité fixés.

Il importera également de connaître la vulnérabilité des nappes souterraines.

II.2. Etude préalable :

L'étude préalable doit répondre aux questions suivantes :

- Quel est le devenir des eaux de ruissellement recueillies ?
- Comment limiter les risques d'inondation ?
- Est-il possible de choisir une solution alternative ?

L'étude préalable porte sur :

- la connaissance du terrain et des pratiques du voisinage,
- la connaissance du fonctionnement hydrologique du bassin (pluviométrie, localisation des écoulements des débits attendus, topographie, taux d'imperméabilisation),
- l'existence et la capacité de l'exutoire (débit maximum de rejet),
- la recherche des zones où il est possible d'infiltrer ou de prévoir des zones d'équipements de rétention
- la qualité des eaux de ruissellement dans le cas d'un rejet vers un exutoire naturel sensible

II.2. Les étapes du projet d'assainissement:

- Détermination des caractéristiques et des paramètres de la région
- Découpage de la surface en un certain nombre de bassins élémentaires
- Recherche des Caractéristiques des bassins élémentaires (superficie, pente, longueur du plus long cheminement hydraulique coefficient du ruissellement),
- Détermination des débits de pointes des bassins élémentaires,
- Opération aux assemblages de l'amont vers l'aval avec détermination des paramètres équivalents correspondants,
- Dimensionnement des ouvrages,
- Établissement des profils en long des antennes, et collecteur principal constituant le réseau d'assainissement,
- Évaluation économique de l'établissement du projet.

II.3. Facteurs influents dans l'élaboration des projets d'assainissement :

La conception d'un réseau d'assainissement est commandée par un ensemble de facteurs naturels relatifs au site du projet et un autre ensemble de données concernant la situation actuelle et future de la zone couverte par le projet d'assainissement.

Parmi les données naturelles essentielles :

II.3.1. Données naturelles du site :

Données Topographiques :

La topographie constitue une contrainte principale dans les études concernant les projets d'assainissement.

- L'évacuation des rejets dans les conditions acceptables (sans stagnation dans les réseaux) impose une pente minimale (caractère gravitaire).

- Dans les terrains plats, le respect de ces conditions avec une pente minimale semble difficile à réaliser, ce qui entraîne la construction des stations de relevage, ceci génère des surcoûts du projet.
- Pour les terrains à forte pente, la mise en place d'un réseau avec des pentes et vitesses admissibles (pente maximum de **7%** pour une vitesse maximale de **4m/s**)

Pluviométrie de la région :

La pluviométrie est un facteur essentiel du coût du réseau.

- L'objectif essentiel de la collecte des eaux pluviales est de protéger les zones urbaines contre les inondations.
- Les débits de pointes d'eaux pluviales sont très supérieurs à ceux des pointes des eaux usées. Dans un réseau unitaire c'est l'évacuation des eaux d'ouvrage qui détermine les caractéristiques hydrauliques des ouvrages de collecte.
- L'exploitation du réseau impose des pentes minimales supérieures pour les ouvrages d'eaux pluviales que pour les ouvrages des eaux usées.
- L'évacuation des débits d'eaux pluviales importants correspondants à une averse type d'une fréquence probable donnée : 1, 2, 5 ou 10ans.

Données géologiques :

Les données géologiques et le régime des nappes souterraines sont indispensables pour la conception des réseaux d'assainissement.

Elles permettent de :

- Eviter l'implantation des ouvrages de collecte sur des terrains à fortes contraintes.
- Choisir les conditions favorables de rejets (risques de pollution des nappes sous terrains).

II.3.2. Données relatives aux agglomérations :

Elles concernent toutes les données relatives à la situation actuelle et future de la zone couverte, on retient :

- Sa vocation (urbaine, rurale, touristique, etc.)
 - L'organisation urbaine de l'agglomération (répartition de la population, les zones d'activité,...)
 - Importance de l'agglomération.
 - Mode d'occupation du sol : les modes d'occupation du sol correspondent respectivement aux données suivantes d'un plan d'occupation du sol (plan d'aménagement):
- Coefficient d'occupation du sol

- Zones d'urbanisation, zones d'activités spécialisées, voies et ouvrages publics
- Zones naturelles, espaces boisés classés et espaces verts
 - Les données relatives au développement futur de l'agglomération doit porter sur l'évolution démographique et l'urbanisation future de l'agglomération arrêtée par les plans d'urbanisme.

II.3.3. Contraintes liées à l'assainissement

- Conditions de transport des eaux usées
- Facilité d'exploitation
- Réduction des nuisances

Quel type de réseau choisir :

Dans son objectif, la conception doit arrêter le type de réseau à dimensionner (unitaire, séparatif ou pseudo-séparatif). Ainsi, le choix du réseau qui met en évidence les facteurs suivants :

- Préexistence d'un réseau : existe-t-il déjà un réseau dans l'agglomération ? si oui, quel son état ?
- Critères économiques : peut-on financer un réseau séparatif ?
- Critères écologiques : si les pluies sont très faibles (cas du sud Algérien) on pourra se limiter un réseau d'eaux usées complété par des amorces de réseau d'eaux pluviales se raccordent chacune à un exutoire différent.
- Type d'urbanisation : le type d'urbanisation a une part non négligeable dans le choix du réseau :

Urbanisation linéaire : réseau séparatif avec multiplication des points de rejet des eaux pluviales.

Habitat très dispersé : à la limite pas de réseau (dispositifs individuels : assainissement sur fosses septiques) avec plusieurs points de rejets des eaux pluviales dans le milieu naturel.

Après avoir pris en considération de tous les facteurs qui influent sur le projet d'assainissement, on établie :

- **Plan coté** : il contient tous les éléments concernant l'altimétrie de la zone : courbe de niveau, points coté, l'assiette du projet, les voies existantes...

- ***Plan de voirie*** : on trace l'axe de chaque voie, sa nomination, sa largeur, les angles aux intersections des axes et les distances entre les intersections des axes.
- ***Plan d'assainissement*** : on trace les canalisations du réseau avec mention du sens d'écoulement et du diamètre, canalisation de branchement des lots au réseau, les ouvrages annexes (regards avec distinction des différents types, bouches d'égout) et le raccordement du lotissement aux réseaux d'égouts existants.
- ***Plan des bassins versants*** : délimitation des bassins versants et la détermination des superficies, coefficients de ruissellement, pentes du terrain naturel et l'allongement.
- ***Profils en long*** : tracé des éléments de voirie (la ligne rouge, cotes voirie, pentes voirie..), les éléments du terrain naturel (plan de comparaison, ligne et cotes du terrain naturel, distances partielles et cumulées entre points de terrain naturel) et les éléments de canalisation (numéros de regard, distance entre regards, cotes radiers, pentes des collecteurs, diamètres et classes des collecteurs

III- Dimensionnement des réseaux d'assainissement :

Le dimensionnement des conduites est une étape assez complexe car elle fait appel à des méthodes empiriques qui mettent en œuvre des fondements théoriques de l'hydrologie urbaine et l'hydraulique générale. Elle s'effectue en adoptant la démarche suivante :

- tracé du réseau en plan
- découpage sur le plan de masse en bassins élémentaires
- évaluation des débits à évacuer :
 - débits des eaux usées
 - débits des eaux pluviales
- assemblage des bassins
- calcul des dimensions de la canalisation
- tracé du profil en long de la canalisation
- vérification du bon fonctionnement

III.1. Tracé du réseau en plan :

Le Tracé du réseau consiste, en général, en tronçons principaux rectilignes appelés collecteurs, généralement tracés dans les voies les plus longues, puis on trace les antennes qui drainent ces collecteurs qui y sont raccordés avec des regards.

Les plans sont renseignés en coordonnées Lambert (X, Y et Z) avec Z rattaché au NG (Nivellement Général).

III.2. Découpage sur le plan de masse en bassins élémentaires :

On procède au découpage de la zone d'étude en sous bassins versant susceptible d'être drainé par chaque tronçon.

Le découpage devra suivre :

- Les voies
- Les lignes de plus grande pente
- Les limites séparatives des propriétés

III.3. Evaluation des débits à évacuer :

III.3.1. Estimation des débits des eaux usées (EU) :

La détermination des débits des eaux usées est basée sur les prévisions des consommations moyennes par habitant d'eau potable pour les différents types d'usagers (domestiques, équipements et industrielles)

III.3.1.2. Débit d'eaux usées domestiques :

Concernant les eaux domestiques, retenir comme base la dotation d'eau potable et adopter un coefficient de retour à l'égout C_r de l'ordre de **0,8** (**80%** de la consommation).

✓ **Evaluation du débit moyen journalier :**

Le débit moyen journalier rejeté est calculé par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy,j}} = Cr * D * N / 86400 \quad (\text{l/s})$$

$Q_{\text{moy,j}}$: Débit moyen rejeté quotidiennement en (l / s).

N : Nombre d'habitants à l'horizon d'étude (hab).

D: Dotation journalière l/j/hab.

Cr: Coefficient de rejet

✓ **Evaluation du débit de pointe :**

Le débit de pointe des eaux usées est calculé par la relation suivante :

$$Q_{\text{max}} = K * Q_{\text{moy,j}} \quad (\text{l/s})$$

Q_{max} : Débit de pointe. (l/s)

$Q_{\text{moy,j}}$: Débit moyen journalier. (l/s)

K: Coefficient de pointe, ce coefficient de pointe peut être calculé par :

$$K = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{\text{moy,j}}}} \quad 1,5 < K < 4$$

Pour le dimensionnement des conduites, on considérera le débit de pointe horaire (Q_{max}).

✓ **Calcul du débit spécifique :**

Il est calculé par la formule suivante :

$$Q_{\text{sp}} = \frac{Q_{\text{p}}}{L}$$

Q_{SP} : Débit spécifique (l/s/m).

Q_{P} : Débit de pointe (l/s).

L_t : Longueur totale du réseau (m).

III.3.2. Estimation des débits des eaux pluviales (EP) :

➤ **Formule rationnelle :**

La méthode rationnelle est une méthode simplifiée permettant le calcul du débit maximal à l'exutoire d'un bassin versant soumis à une précipitation donnée. Cette méthode conduit à l'expression générale :

$$Q_p = C.I.A$$

Q_p : débits des eaux pluviales (l/s)
 C : coefficient de ruissellement
 I : intensité de l'averse choisie (l/ha.s)
 A : surface du bassin drainé (ha)

La méthode rationnelle semble aisée à utiliser mais son inconvénient :

- Ne tient pas compte de l'effet de stockage
- Ne tient pas compte de la variabilité spatiale des pluies

Cette méthode est encore utilisée pour déterminer l'apport pluvial d'une plateforme routière.

Surface du bassin versant A :

Après avoir délimité les bassins versants on peut calculer la surface de chacun comme suit :

- manuellement sur le plan en la subdivisant en éléments géométriques simples ;
- par le logiciel « autocad » si on a un plan sur ordinateur.

Coefficient de ruissellement C :

Ce coefficient dépend de plusieurs paramètres tels que le mode d'occupation du sol et le pourcentage des surfaces imperméables. Il peut être calculé selon la formule suivante :

$$C = \frac{A_{imp}}{A}$$

A_{imp} : Surface imperméabilisée (revêtue) ;

A : Surface totale du bassin versant.

L'auteur du projet utilise en générale les valeurs moyennes suivantes :

Tableau 1 : valeurs de C en fonction de l'élément qualitatif :

Elément qualitatif	Coefficient de ruissellement C
Habitations très denses	0,9
Habitations denses	0,6 à 0,7
Habitations moins denses	0,4 à 0,5
Habitats dispersés, espaces verts, allées en gravier	0,2 à 0,3
Pavage à larges joints	0,6
Voies en macadam	0,35
Surfaces boisées	0,005

Tableau 2 : valeurs de C en fonction de la densité de la population :

Densité de la population hab/ha	Coefficient de ruissellement C
---------------------------------	--------------------------------

Moins de 20	0,2
30 à 60	0,2 à 0,25
60 à 150	0,25 à 0,3
150 à 250	0,3 à 0,45
250 à 300	0,45 à 0,6
300 à 400	0,6 à 0,8

Intensité de pluviométrie I :

Le débit de pointe est proportionnel à l'intensité moyenne maximale de l'averse déterminée avec un intervalle de temps égal au temps de concentration calculé par la formule de **Montana**, soit :

$$I = a \cdot t_c^b \text{ (mm/h)}$$

a et **b** étant deux paramètres d'ajustement dits paramètres régionaux de pluviométrie (paramètres de Montana) qui interviennent dans la formule de **Caquot**.

L'intensité peut être calculée par la formule suivante :

$$I = h/t$$

I : intensité mm/min ou l/ha.s

h : la hauteur d'eau mm

t : durée de la précipitation min

- La donnée de base utilisée pour le dimensionnement des collecteurs d'eaux pluviales est la « pluie du projet » ou « pluie de référence »
- Cette dernière est choisie sur une longue série d'observation dans la zone du projet.
- L'intensité moyenne de cette pluie correspondant à une période de retour $X_{(\text{années})} = 1/F$ (F : fréquence probable)
- Cette pluie a la plus grande probabilité de se manifester, en moyenne, une fois au cours d'une période de : $X_{(\text{années})} = 1/F$ (F : fréquence probable)

En assainissement urbain, les périodes de retour les plus utilisées sont : 1 ans, 2 ans, 5 ans et 10 ans.

Temps de concentration t_c :

C'est le temps mis par les gouttes de pluies les plus hydrauliquement éloignées pour arriver à l'exutoire du bassin versant.

Plusieurs formules empiriques utilisées pour le calcul de t_c :

➤ **Formule de Kirpich (1940) :**

$$t_c \text{ (en min)} = 0,0195 \times L^{0,77} \times I^{-0,385}$$

L : cheminement hydraulique le plus long en m

I : Pente moyenne du bassin versant

La plupart des réglementations de l'assainissement urbain, décomposent le temps de concentration en deux parties :

$$t = t_s + t_e$$

Où :

t_s : temps de ruissellement superficiel jusqu'à une entrée dans le réseau. Il est donné par plusieurs formules empiriques.

➤ **Formule de Terstreip :**

$$t_s = 1,92 L^{0,32} I^{-0,64} i^{-0,45}$$

➤ **Formule de Ragan :**

$$t_s = 6,92 L^{0,6} \cdot \eta^{0,4} \cdot (L \cdot i)^{-0,4}$$

t_s : en minute.

L : longueur d'écoulement en mètre.

I : intensité de pluie en mm/h

i : pente de l'écoulement en cm/m ou en pourcentage.

$\eta = 0,02$ en terrain en pavé et $\eta = 0,5$ en terrain gazonné

t_e : temps d'écoulement dans le réseau. Il se calcule comme suit :

Pour un collecteur de section **S** et de pente **i** homogène, la durée de parcours dans un tronçon **k** de longueur **L_k** est :

$$t_{ek} = \frac{L_k}{v_k}$$

Où :

$v_k = C \cdot \sqrt{R \cdot i}$ vitesse d'écoulement dans la conduite en m/s.

R : rayon hydraulique en m.

C : coefficient de CHEZY, selon Manning-Strickler $C = K \cdot R^{1/6}$ où

K est le coefficient de Strickler lié à la rugosité de la canalisation.

i : pente de l'écoulement en m/m.

➤ **Formule superficielle de Caquot :**

Il s'agit d'une méthode globale (datant de 1949) découlant directement de la méthode rationnelle.

Elle permet donc le calcul du débit pour fréquence de dépassement F donnée, à l'exutoire d'un bassin versant urbanisé :

$$Q_p = K \frac{1}{U} \times I \frac{V}{U} \times C \frac{1}{U} \times A \frac{W}{U}$$

Q_p : débit de pointe exprimé en m^3/s ; de fréquence de dépassement F

C : coefficient de ruissellement ;

A : surface du bassin versant en hectare (ha) ;

I : pente moyenne du bassin versant en m/m.

K	$\frac{1}{U}$	$\frac{V}{U}$	$\frac{W}{U}$
$\frac{a \cdot \mu_0^b}{6(\beta + \delta)}$	$\frac{1}{1 - bf}$	$\frac{b \cdot c}{1 - bf}$	$\frac{b \cdot d + 1 - \varepsilon}{1 - bf}$

Temps de concentration t_c :

Selon Caquot :

$$t_c = \mu \cdot i^c \cdot A^d \cdot Q_p^f$$

t_c en min i en m/m A en ha Q_p en m^3/s

Où :

$$\mu = \mu_0 (E/2)^{0,84}$$

$E = \frac{L}{\sqrt{A}}$ allongement du bassin versant.

Les paramètres μ_0 , c, d et f concernent le temps de concentration et sont donnés par plusieurs instructions :

Tableau 3 : Valeurs des paramètres de la formule de Caquot

Paramètre	Caquot	Instruction française
μ_0	0,930	0,500
c	-0,363	-0,341
d	0,366	0,510
f	-0,200	-0,290

Coefficient d'abattement spatial de la pluie ε :

Tableau 4 : Valeurs de ε de la formule de Caquot

Paramètre	Caquot	Instruction française
ε	0,178	0,5

Tableau 5 : Valeurs de β et δ de la formule de Caquot

Paramètre	Caquot	Instruction française
-----------	--------	-----------------------

$\beta + \delta$	1,85	1,1
------------------	------	-----

Remarque : En Algérie, on adopte, généralement, les valeurs proposées par l'instruction française.

Pente moyenne i :

La longueur **L** totale du parcours d'eau est constituée de tronçons successifs L_k de pentes sensiblement constante i_k . La pente moyenne **i** est donnée par :

$$i = \left[\frac{\sum L_k}{\sum \frac{L_k}{\sqrt{i_k}}} \right]^2 \text{ (m/m)}$$

Coefficients a et b :

a et **b** étant deux paramètres d'ajustement dits paramètres régionaux de pluviométrie. Ils sont constants pour une période de retour T donnée.

Coefficient correcteur m :

La formule de Caquot suppose un allongement **E=2** du bassin versant. Si E est différent de 2, les débits obtenus par la formule précédente doivent être corrigés par un coefficient **m** calculé l'application de la formule suivante :

$$m = \left[\frac{E}{2} \right]^{\frac{0,84 \times b}{1+0,287b}}$$

Dans ce cas, le débit de pointe devient :

$$Q_p \text{ corrigé} = K_U^{\frac{1}{U}} \times I_U^{\frac{V}{U}} \times C_U^{\frac{1}{U}} \times A_U^{\frac{W}{U}} \times m$$

Limites de validité de la méthode de Caquot :

- $A \leq 200$ ha
- $C \geq 0.2$
- $0.002 \leq I \leq 0.05$ m/m
- Pour l'assemblage des bassins élémentaires, le rapport de la pente maximale à la pente minimale ne doit pas dépasser 20

$$\frac{I_{max}}{I_{min}} \leq 20$$

III.4. Assemblage des bassins :

Puisque les bassins versants ne sont pas isolés les uns des autres, alors pour calculer le débit, en une section donnée, on doit faire un assemblage de tous les bassins qui se trouvent en amont de celle-ci.

Le calcul des débits est effectué pour chaque sous-bassin puis dans chaque branche du réseau suivant un principe d'assemblage dépendant de la structure du réseau (**assemblage en série ou en parallèle**).

Le débit résultant est recalculé par la formule de **CAQUOT** sur un bassin équivalent au groupement de ces bassins.

Les paramètres **Aeq** (surface équivalente), **Ceq** (Coefficient de ruissellement équivalent), **Ieq** (pente équivalente) et **Eeq** (allongement équivalent) sont obtenus à partir des caractéristiques des bassins élémentaires par deux familles de relations, l'une pour les groupements en série, l'autre pour les groupements en parallèle.

Ces paramètres seront déterminés par application des formules suivantes :

Paramètres d'équivalence	Aeq	Ceq	Ieq	Eeq
Bassins en série	$\sum A_j$	$\frac{\sum A_j C_j}{\sum A_j}$	$\left[\frac{\sum I_K}{\sum i_K} \right]^2$	$\frac{\sum L_j}{\sqrt{\sum A_j}}$
Bassin en parallèle	$\sum A_j$	$\frac{\sum A_j C_j}{\sum A_j}$	$\frac{\sum Q_{pj} i_j}{\sum Q_{pj}}$	$\frac{L_j \text{ (de } Q_P \text{ max)}}{\sqrt{\sum A_j}}$

III.5. Calcul des dimensions de la canalisation :

III.5.1. Hypothèses sur les conditions d'écoulement:

Pour le dimensionnement des collecteurs, on considère que :

- L'écoulement dans le réseau d'assainissement s'effectue par voie gravitaire.
- L'écoulement dans les conduites est en régime permanent et uniforme, c'est-à-dire que les débits sont pris maximaux et constants dans le temps et dans l'espace.
- Pour certains sites à topographie accidentés, l'écoulement sous pression pourrait s'imposer partiellement pour le réseau.
- La pente ainsi que le débit maximal sont deux données indispensables pour la détermination des sections des collecteurs.

III.5.2. Calcul des sections d'écoulement:

Toute conception d'un réseau d'assainissement s'appuie sur la loi de conservation de la masse :

$$Q = V.S$$

Avec :

Q : Débit (m³/s).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

S : Section mouillée (m²).

➤ Formule de Chézy :

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

$$V = C\sqrt{R_H I}$$
$$Q = S.C\sqrt{R_H I}$$
$$R_H = \frac{S}{P}$$

R_H : rayon hydraulique moyen en (m)

P : périmètre mouillé en (m²)

S : section mouillée (m)

V : vitesse moyenne dans la section (m/s)

I : pente de l'ouvrage (m/m)

C : Coefficient de CHEZY, il dépend des paramètres hydraulique et géométrique de l'écoulement. Le coefficient "C" est donné à son tour par la formule de **BAZIN** :

$$C = \frac{87\sqrt{R_H}}{\gamma + \sqrt{R_H}}$$

γ : Coefficient de rugosité de BAZIN dépendant de la nature des parois.

- Réseaux *eaux usées* en système séparatif: γ = 0.25 (**abaque 1**)

$$V = 70 R_H^{2/3} I^{1/2} \quad C = 70 R_H^{1/6} \quad Q = V.S = 70 R_H^{2/3} I^{1/2} S$$

- Réseaux *unitaires* ou *pluviaux* séparatifs: γ = 0.46 (**abaque 2**)

$$V = 60 R_H^{3/4} I^{1/2} \quad C = 60 R_H^{1/6} \quad Q = V.S = 60 R_H^{3/4} I^{1/2} S$$

- Pour les canalisations standards utilisation des *abaques*

➤ **Formule de Manning-Strickler :**

$$C = K R_H^{1/6} \quad V = K R_H^{2/3} I^{1/2} \quad Q = V.S = K R_H^{2/3} I^{1/2} S$$

K : Coefficient de Manning - Strickler

S : Section mouillée de l'ouvrage au m²

P : Périmètre mouillé de l'ouvrage en m

R_H : Rayon hydraulique de l'ouvrage S /P en m

I : Pente longitudinale de l'ouvrage en m/m

V : Vitesse de l'eau dans l'ouvrage en m/s

Q : Débit de l'ouvrage en m³/s

Valeurs courantes de K utilisées pour les études :

- Ouvrages en fonte, béton, grès, PVC, PEHD,... : K = 70 a 80
- Ouvrages métalliques en tôle ondulée : K = 40 a 45
- Fosses profonds engazonnés : K = 25 a 30

Calcul de diamètre du réseau d'assainissement :

$$D = \left[\frac{Q \cdot 4^{\frac{8}{3}}}{I^{\frac{1}{2}} \cdot 4\pi k} \right]^{\frac{3}{8}}$$

Q_p : débit de pointe à l'amont de la conduite (m³/s).

I : la pente de pose de conduite en %.

D : Diamètre approximatif ou théorique (m).

K : Coefficient de Manning sans unité qui dépend du matériau utilisé pour la fabrication de l'ouvrage de drainage utilisé.

La normalisation du diamètre (D_N) en fonction du diamètre calculé (D) est de façon à avoir D_N ≥ D disponible sur le marché.

Calculer les caractéristiques à pleine section :

- Débit à pleine section :

$$Q_{ps} = 4 \cdot \pi \cdot k \left[\frac{D}{4} \right]^{\frac{8}{3}} \cdot I^{0,5}$$

- Vitesse à pleine section :

$$V_{ps} = \frac{Q_{ps}}{\pi \frac{D^2}{4}}$$

- Rapport des débits :

$$R_Q = \frac{Q_P}{Q_{ps}}$$

- Rapport des vitesses :

$$R_v = \frac{V}{V_{ps}}$$

- Rapport des hauteurs :

$$R_h = \frac{h}{D}$$

Q_p : Débit véhiculé par la conduite circulaire (m^3/s).

V : Vitesse de circulation de l'eau (m/s).

h : Hauteur de remplissage dans la conduite (m).

I : Pente du collecteur (m/m).

Q_{ps} : Débit de pleine section (m^3/s).

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

D : Diamètre normalisé de la conduite (mm).

Remarque :

En fonction de la valeur calculée pour " R_Q " on peut déterminer à partir de **l'abaque 3** suivant deux valeurs correspondant qui sont R_h et R_v .

Calcul de la pente:

La pente de chaque canalisation est se calcule par le rapport entre la dénivelée et la distance horizontale entre ces deux points :

$$I = \frac{\Delta H}{L}$$

$$CP_{\text{amont}} = CTN_{\text{amont}} - P_{\text{amont}}$$

$$CP_{\text{aval}} = CTN_{\text{aval}} - P_{\text{aval}}$$

$$H = CP_{\text{amont}} - CP_{\text{aval}}$$

ΔH : La différence entre deux côtes du projet du tronçon considéré (m).

L: La longueur du tronçon considéré (m).

P: profondeur.

CTN : côtes terrain naturel.

En **gravitaire**, la pente recommandée :

- Pour $DN \leq 600$ adopter $3\% \leq PG \leq 5\%$ tout en respectant les critères d'autocurage.
- Pour les grands calibres adopter 2% jusqu'à $1,5\%$

III.5.3. Contraintes de calage dans le réseau :

✓ Canalisations d'eaux usées (généralement circulaire) :

Les contraintes de calage des canalisations d'eaux usées sont :

- Diamètre minimal de : 200mm
- Pente minimale de : 0,002m/m
- Couverture minimale des canalisations : 80 cm
- Regard de visite tous les 80 m au maximum. Distance standard : 50m
- Regard a chaque changement de pente ou de direction
- Vitesse maximale admissible: 4 m/s (éviter abrasion du tuyau)
- **Condition d'autocurage :**
 - 1- A pleine ou a demi-section : $V \geq 0,70$ m/s ou a l'extrême rigueur 0,50 m/s (dans ce cas, le rapport des vitesses est égal à 1 donc on vérifiera que la vitesse pleine section est supérieure à 0,70 m/s)
 - 2- Pour une hauteur d'eau égale au 2/10 du D : $V \geq 0,30$ m/s (Le rapport des vitesses étant égal a 0,6 on vérifiera que $0,6 V_{PS} \geq 0,3$ m/s)
 - 3- La hauteur d'eau doit être égale aux 2/10 du D, assure par le débit moyen actuel. (le rapport des débits étant égal à 0,12 on vérifiera que $Q_{\text{moyen}} \geq 0,12 Q_{PS}$)

En pratique, on pourra considérer que l'autocurage est respecte si $V \geq 0,30$ m/s pour le débit journalier moyen actuel.

✓ Canalisations d'eaux usées pluviales ou unitaire :

Les contraintes de calage des canalisations d'eaux pluviales sont :

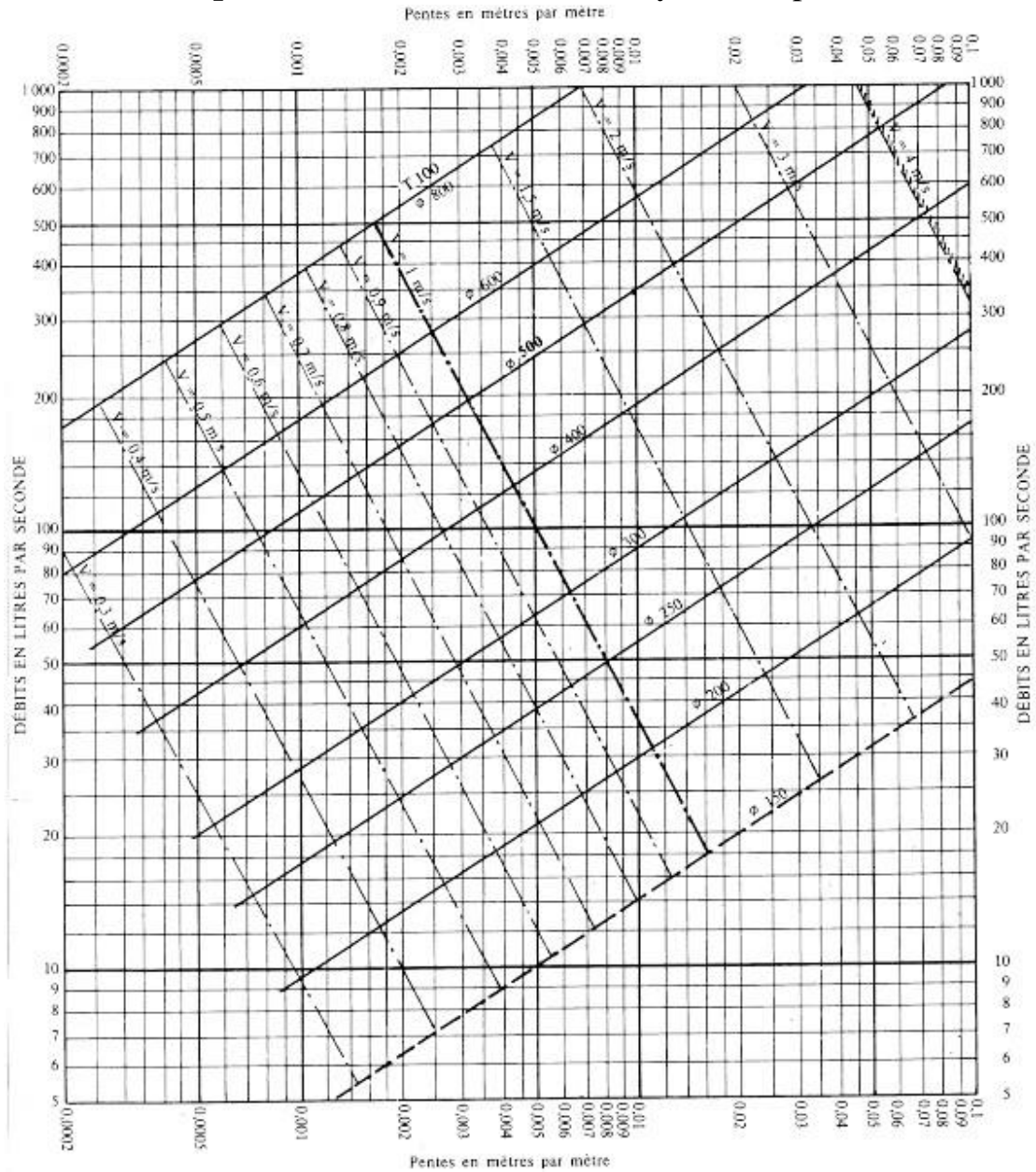
- Diamètre minimal de : 300mm
- Pente minimale de : 0,003m/m
- Couverture minimale des canalisations : 80 cm
- Regard de visite tous les 80 m au maximum. Distance standard : 50m
- Regard a chaque changement de pente ou de direction
- Vitesse maximale admissible:4 m/s (éviter abrasion du tuyau)
- **Condition d'autocurage :**

1-Pour 1/10 du débit a pleine section : $V \geq 0,60\text{m/s}$ (quand $R_Q=Q/Q_{PS}= 0,1$; $R_V=V/V_{PS}=0,55$ donc on vérifiera que $V_{PS} \geq 1 \text{ m/s}$)

2-Pour 1/100 du débit a pleine section : $V \geq 0,30 \text{ m/s}$

Les abaques :

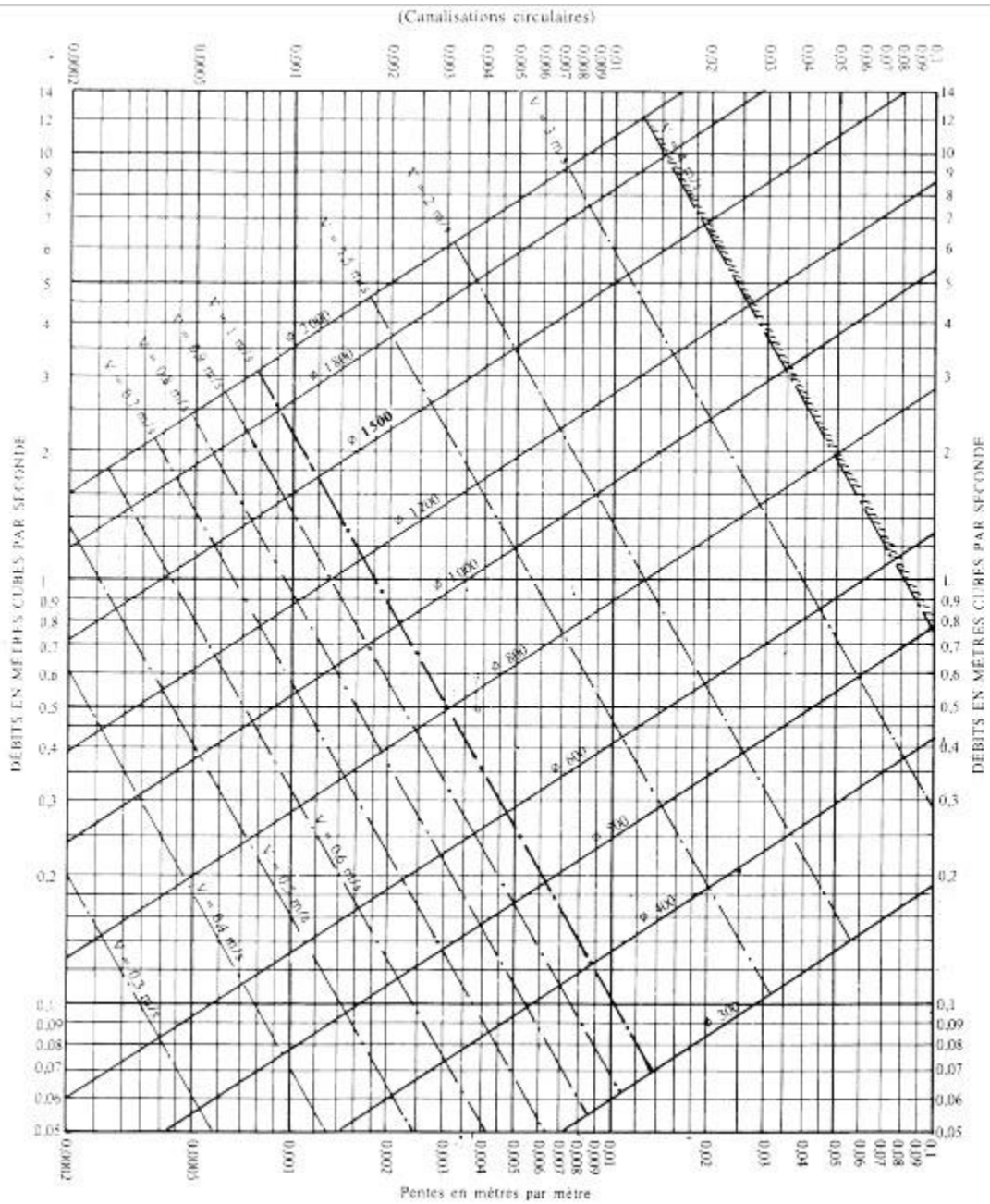
Abaque 1 : réseau d'eaux usées en système séparatif.



Note :

La valeur du coefficient du BAZIN a été prise égale à 0,25. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majors de 20% ($\gamma=0,16$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

Abaque 1 : réseau d'eaux pluviales en système unitaire séparatif.

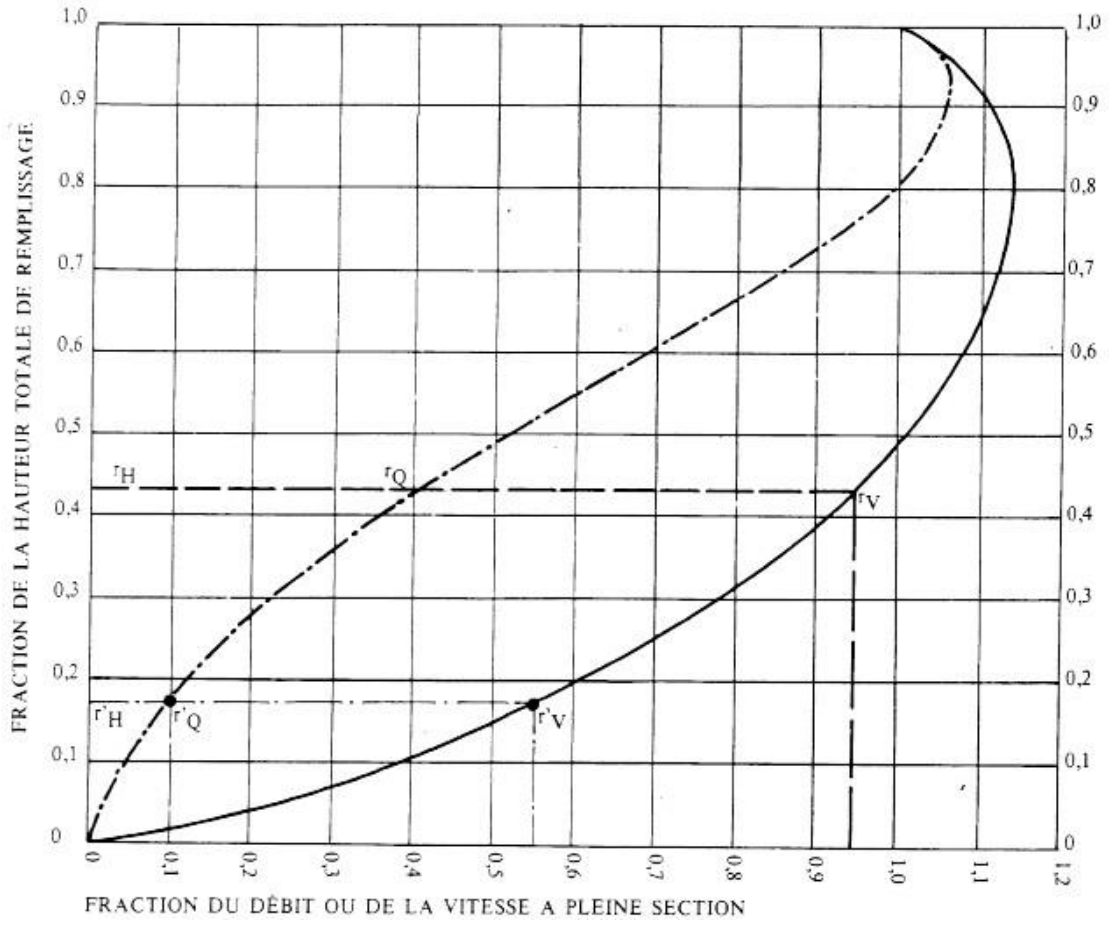


Note :

La valeur du coefficient du BAZIN a été prise égale à 0,46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majors de 20% ($\gamma=0,30$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

Abaque 3 : variations des débits et des vitesses en fonction du remplissage.

a) Ouvrages circulaires



Td : Réseaux d'assainissement

A : Evaluation des rejets urbains

Exercice 1 :

Soit une agglomération X, d'une population de 3000 habitants.

1-Calculer le débit moyen de rejet si le coefficient de rejet $Cr = 60\%$?

On donne la dotation d'alimentation $D = 150$ l/j/h,

2-Calculer le coefficient de pointe K ?

3-Calculer le débit maximum (de pointe) des rejets ?

Solution :

1-le débit moyen :

$$\begin{aligned} Q_{\text{moy},j} &= Cr * D * N / 86400 \text{ (l/s)} = 0,6 \cdot 150 \cdot 3000 = 270000 \text{ l/j} \\ &= 3,125 \text{ l/s} \\ &= 3,125 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

2-le coefficient de pointe K :

$$K = 1,5 + \frac{1}{\sqrt{Q_{\text{moy},j}}} = 1,5 + \frac{1}{\sqrt{3,125}} = 2,06$$

3-le débit maximum sera :

$$Q_{\text{max}} = K * Q_{\text{moy},j} = 2,06 \cdot 3,125 = 6,437 \text{ l/s} = 6,437 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

Exercice 2 :

Une agglomération Y d'une population actuelle de 45000 habitants, dont le taux d'accroissement annuel est de $\alpha = 1,6\%$.

Si on donne un coefficient de rejet $Cr = 62\%$ et une dotation d'alimentation $D = 180$ l/j/h,

1-Calculer le débit moyen de rejet pour un horizon de 25 ans ?

2-Calculer dans ce cas, le coefficient de pointe, et le débit de pointe ?

Solution :

1- Le débit moyen :

Le nombre d'habitants à l'horizon de 25 ans :

$$N_0 = N(1 + \alpha)^n = N_0 = 45000(1 + 0,016)^{25} = 66919,89 \text{ hab}$$

$$\begin{aligned} Q_{\text{moy}25} &= Cr * D * N / 86400 = 0,62 \cdot 180 \cdot 66919,89 = 7468259,7 \text{ l/j} \\ &= 86,44 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} \\ &= 86,44 \text{ l/s} \end{aligned}$$

Le coefficient de pointe et le débit de pointe :

Le coefficient de pointe :

$$K = 1,5 + \frac{1}{\sqrt{Q_{\text{moy},j}}} = 1,5 + \frac{1}{\sqrt{86,44}} = 1,61$$

Le débit de pointe à l'horizon de 25 ans :

$$\begin{aligned} Q_{\text{max}} &= K * Q_{\text{moy},j} = 1,61 \cdot 86,44 = 139,17 \text{ l/s} \\ &= 139,17 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

Exercice 3 :

Une ville de 25 habitants, est assainie par une conduite d'assainissement en PVC d'une pente moyenne $I = 2\%$ et d'un coefficient de Strickler $K = 110$.

- 1- Si en n'admettant que la dotation $D = 180$ l/h, que le coefficient de rejet $Cr = 65\%$ et que le taux d'accroissement de la population $\alpha = 2,8\%$

a-calculer le débit moyen à évacuer actuellement par la conduite ?

b-calculer le débit maximum à évacuer ?

c-calculer le débit moyen à évacuer à l'horizon de 25 ans ?

d-calculer le débit maximum à évacuer à l'horizon de 25 ans ?

- 2- Estimer le diamètre de la conduite pour les 4 cas ?

Solution :

a-débit moyen actuel à évacuer :

$$Q_{\text{moy}j} = Cr * D * N / 86400 = Q_{\text{moy}25} = 0,65 * 180 * 25000 = 33,85 \text{ l/s} \\ = 2925 \text{ l/j} \\ = 33,85 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

b-débit maximum à évacuer :

$$Q_{\text{max}} = K * Q_{\text{moy},j}$$

$$\text{Avec : } K = 1,5 + \frac{1}{\sqrt{Q_{\text{moy},j}}} = 1,5 + \frac{1}{\sqrt{33,85}} = 1,67$$

$$Q_{\text{max}} = 1,67 * 33,85 = 56,53 \text{ l/s} = 56,53 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

c-débit moyen à évacuer à 25 ans :

$$N_0 = N(1 + \alpha)^n = N_0 = 25000(1 + 0,02)^{25} = 49861,76 \text{ hab}$$

$$Q_{\text{moy}25} = Cr * D * N / 86400 = 0,65 \cdot 180 \cdot 49861,76 = 5833825,9 \text{ l/j} \\ = 67,52 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} \\ = 67,52 \text{ l/s}$$

d-débit maximum à évacuer à 25 ans :

$$Q_{\text{max}25} = K * Q_{\text{moy},25}$$

$$\text{Avec : } K = 1,5 + \frac{1}{\sqrt{Q_{\text{moy},j}}} = 1,5 + \frac{1}{\sqrt{67,52}} = 1,62$$

$$Q_{\text{max}25} = 1,62 \cdot 67,52 = 109,38 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} = 109,38 \text{ l/s}$$

2-Diamètre correspondant pour les 4 cas :

a- Débit moyen actuel :

$$D = \left[\frac{Q \cdot 4^{\frac{8}{3}}}{12 \cdot 4 \pi k} \right]^{\frac{3}{8}} = \left[\frac{33,85 \times 10^{-3} \times 4^{\frac{8}{3}}}{0,02^{\frac{1}{2}} \cdot 4 \pi \times 110} \right]^{\frac{3}{8}} = \mathbf{0,155m}$$

On prend $D_N = 0,2$ m (diamètre normalisé)

Vérification des conditions d'autocurage :

On calcul :

$$Q_{ps} = 4. \pi. k \left[\frac{D}{4} \right]^{\frac{8}{3}} . I^{0,5} = 4. \pi. 110 \left[\frac{0,2}{4} \right]^{\frac{8}{3}} . 0,02^{0,5} = 66,29. 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

On calcul :

$$V_{ps} = \frac{Q_{ps}}{\pi \frac{D^2}{4}} = \frac{66,29 \times 10^{-3}}{\pi \frac{0,2^2}{4}} = 2,21 \text{ m/s}$$

Et nous avons :

$$R_Q = \frac{Q_p}{Q_{ps}} = \frac{33,85}{66,29} = 0,51$$

D'après l'abaque 3 ce rapport des débits correspond à :

$$R_V = 0,99 \text{ et } R_H = 0,55$$

$$R_V = \frac{V}{V_{ps}} \quad V = V_{ps} \cdot R_V = 2,21 \cdot 0,99 = 2,19 \text{ m/s}$$

Donc nous avons : $V_{ps} < 5 \text{ m/s}$ et $V_{ps} > 0,6 \text{ m/s}$

Ce qui montre que le choix du diamètre est judicieux.

On suit la même démarche pour les autres cas.

B-Calcul des conduites d'assainissement :

Exercice 1 :

Un débit de 20 m³/h est véhiculé par une conduite circulaire.

Calculer le diamètre de la conduite correspondant à une vitesse moyenne

$V_{\text{moyen}} < 5 \text{ m/s}$ pour le cas de remplissage de la conduite ?

Solution :

Pour le cas de remplissage de la conduite : $V_{\text{moy}} = V_{ps}$

$$\text{Nous avons : } Q_{ps} = 4. \pi. k \left[\frac{D}{4} \right]^{\frac{8}{3}}$$

$$\implies D = \left[\frac{Q \cdot 4^{\frac{3}{8}}}{\frac{1}{12,4\pi k}} \right]^{\frac{3}{8}}$$

D'autre part nous avons :

Pour le cas de remplissage de la conduite : $V_{\text{moy}} = V_{ps}$

Avec V_{ps} : vitesse de pleine section.

$$V_{ps} = \frac{Q_{ps}}{\pi \frac{D^2}{4}} < 5$$

$$D > \sqrt{\frac{4Q_{ps}}{5\pi}} = D > \sqrt{\frac{4Q_{ps}}{5\pi}} = 0,03 \text{ m}$$

$$D > 0,03$$

Exercice 2 :

Une conduite circulaire de diamètre $D = 400\text{mm}$, transitant un débit de $1500 \text{ m}^3/\text{h}$ à surface libre ayant une pente $I = 1\%$.

Déterminer la hauteur de remplissage de la conduite correspondant à une vitesse moyenne $V_{\text{moy}} = 2 \text{ m/s}$?

On donne le coefficient de Strickler $K = 100$

Solution :

$$Q_{\text{ps}} = 4 \cdot \pi \cdot k \left[\frac{D}{4} \right]^{\frac{8}{3}} \cdot I^{0,5} = 4 \cdot \pi \cdot 100 \left[\frac{0,4}{4} \right]^{\frac{8}{3}} \cdot 0,01^{0,5} = 270,6 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

La vitesse de pleine section est :

$$V_{\text{ps}} = \frac{Q_{\text{ps}}}{\frac{\pi D^2}{4}} = \frac{270,6 \times 10^{-3}}{\frac{\pi \cdot 0,4^2}{4}} = 2,15 \text{ m/s}$$

Le rapport des vitesses sera :

$$R_v = \frac{V}{V_{\text{ps}}} = \frac{2}{2,15} = 0,93$$

D'après l'abaque 3, cette valeur du rapport des vitesses correspond à un rapport des hauteurs de $R_h = h/D = 0,43$

$$h = 0,43 \times D = 0,43 \times 400 = 172\text{mm}$$

donc : $h = 172\text{mm}$.