

GENIE CIVIL

COURS ASSAINISSEMENT

Cours de M.KHOMSI
Rédigé par CHBIHI Youness

SOMMAIRE

SOMMAIRE.....	1
INTRODUCTION.....	3
Définition.....	3
Préoccupations de l'assainissement	3
Situation du secteur assainissement au Maroc.....	3
Notion de projet	3
Chapitre 1 : Types d'Eau et Systèmes d'Assainissement.....	4
TYPOLOGIE DES EAUX USEES	4
TYPOLOGIE DES SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT	6
Système unitaire.....	6
Système séparatif	6
Système pseudo-séparatif.....	7
Système mixte	7
CHOIX DU SYSTEME D'ASSAINISSEMENT	7
SYNTHESE	7
Chapitre 2 : Evaluation des Débits des Eaux Usées	8
INTRODUCTION	8
EAUX MENAGERES	9
Dose Unitaire Globale (DUG).....	9
Dose Unitaire de Rejet	9
EAUX USEES INDUSTRIELLES	10
Quantité des EUI	10
Qualité des EUI	10
VARIATION DES DEBITS D'EAUX USEES.....	10
Coefficient de pointe	10
Coefficient de pointe horaire.....	11
Taux de raccordement	11
Taux de restitution à l'égout	12
APPLICATION 1 : CALCUL D'EU	12
Chapitre 3 : Canalisation des Réseaux d'Assainissement - Ouvrages	
Principaux	13
Chapitre 4 : Ecoulement dans les Collecteurs et Conception des Réseaux	
d'Assainissement.....	15
NOTION D'AUTOCURAGE	15
EQUATIONS D'HYDRAULIQUE	15
1) Rappel d'hydraulique.....	15
2) Equation de Bazin.....	16
3) Equation de Kutter (1869)	16
4) Equation de Manning.....	16

5) Equation de Darcy-Weisbach.....	16
CONCEPTION DES RESAUX UNITAIRES.....	17
Calcul de la section	17
CONCEPTION DES RESAUX SEPARATIFS : EU.....	18
Calcul de la section	18
CONCEPTION DES RESAUX SEPARATIFS : EP.....	19
DIAGRAMME DE REMPLISSAGE.....	19
Section circulaire	20
Application de la méthode de Caquot pour le dimensionnement d'un réseau d'Assainissement	21
<u>Chapitre 5 : Méthodes d'Evaluation des Débits Pluviaux.....</u>	<u>24</u>
1- Généralités	24
L'hydrogramme	24
2- Les méthodes globales d'évaluation des eaux pluviales.....	25
2.1. Modèles empiriques.....	25
2.2. La méthode rationnelle.....	25
3- Définition et choix des paramètres.....	26
3.1. La méthode rationnelle.....	26
3.2. Méthode superficielle de Caquot.....	27
Conclusion.....	28
<u>Chapitre 6 : Ouvrages Annexes.....</u>	<u>31</u>
INTRODUCTION.....	31
1- Les branchements	31
2- Les regards de visite	32
3- Les Bouches d'Egout	32
4- Les déversoirs d'orage	32

INTRODUCTION

La question de la disponibilité, l'accès à l'eau, et l'accès à l'assainissement est en aucun doute un des problèmes majeurs auxquels devra faire face l'humanité durant ce siècle.

Aujourd'hui, environ 2,6 milliards de personnes n'ont pas accès à un assainissement sûr, soit un peu d'un tiers de la population mondiale.

Définition

L'assainissement consiste à évacuer tout rejet (eau usée domestique, eau usée industrielle, eau pluviale,...) d'une manière sanitaire et hygiénique pour l'Homme et sans impact négatif sur l'Environnement.

Il s'agit de collecter ces rejets liquides, sans risque de submersion, quel que soit leurs provenances et leur nature en un ou plusieurs points, puis les véhiculer vers une STEP.

Préoccupations de l'assainissement

- Présentation de l'hygiène et la salubrité publique
- Protection de la santé publique
- Protection des personnes et biens contre les inondations
- Protection de l'environnement.

Situation du secteur assainissement au Maroc

- Déficit considérable en matière d'équipement :
 - o Plus de 5 Millions d'habitant urbains ne sont pas desservis par réseau
- Rejet d'un grand volume d'eau usée brute dans le milieu naturel ;
Inexistence/dysfonctionnement de STEP
- Dégradation et insuffisance des réseaux existants
- Problème d'évacuation des eaux pluviales

Notion de projet

Etapas importantes : Planification, Production de l'eau potable, Système de distribution et de stockage, collecte des eaux usées (EUD et EUI), Epuration des EU (EUD et EUI), Recouvrement des coûts.

CHAPITRE 1 : TYPES D'EAU ET SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT

TYPOLOGIE DES EAUX USEES

L'eau d'Egout est le liquide transporté par un réseau d'assainissement qui peut être composé :

- D'Eau Usée (EU)
- Et/ou d'Eau Usée Industrielle (EUI)
- Et/ou d'Eau Pluviale (EP)
- Eventuellement mélangée avec des Eaux Claires Parasites.

A - Eaux Usées

Les EU comprennent les eaux ménagères, les eaux vannes, et les eaux de service public :

A - 1. Eaux ménagères

Origine : Domestique

Presque toujours la part la plus importante des eaux usées, leur évacuation correcte est donc fondamentale.

Elles comprennent les eaux usées de cuisines, lavage des salles de bains et de douche, et lavage des toilettes, etc.

Elles sont polluées et contiennent des matières organiques des détritiques divers (détergents, particules).

Leur débit (Q_{EU}) varie au cours de l'heure de la journée, de la semaine, des mois et les habitants de la population, etc.

A - 2. Eaux vannes :

Elles proviennent des toilettes (Water Closed = WC), ce sont les matières fécales, l'urine, l'eau de chasse et de lavage des cabinets.

Elles sont très putrescibles, nauséabondes et nécessitent certaines dispositions dans le réseau.

En absence de toute dilution, il faudra accepter 1 à 1,3L/hab/j de matières fécales et d'urine.

A - 3. Eaux de service public :

Origine : proviennent du lavage des caniveaux et des chaussées, du fonctionnement des fontaines et des chambres de chasse au niveau des réseaux d'assainissement.

Leur pollution varie avec la qualité du service de nettoyage et d'enlèvement des Déchets Ménagers (DM).

Le débit est donc très variable suivant la ville et les heures de journée.

B - Eaux Usées Industrielles (Effluents Usés Industriels)

Les caractéristiques de ces eaux varient avec chaque genre d'industrie. Des considérations à prendre toujours tant pour leur évacuation que leur épuration.

Autres appellations :

- Effluents Usés Industriels
- Eux Résiduaires Industrielles (ERI)

Les EUI contiennent :

Soit des matières organiques généralement très **putréfiables** (Abattoir, sucrerie, conserve de poisson, industries textiles, etc.) pour lesquelles une **épuration biochimique** appropriée devra être étudiée.

Soit des matières minérales plus ou moins **toxiques** (industries chimiques, usines à gaz, tanneries, OCP, etc.) qui relèvent plus particulièrement d'un processus **d'épuration chimique** à développer.

C - Eaux Pluviales

C - 1. Caractère qualitatif :

La composition et le degré de pollution sont très variables dû au nettoyage de l'atmosphère et des surfaces de ruissellement.

- Composition :
 - L'atmosphère apporte des gaz dissous (gaz de l'atmosphère + gaz dissous (gaz nocifs des cités indus), des colonies microbiennes, des poussières en suspension dans l'air.
 - Sur les surfaces de ruissellement, les EP se chargent des détritux organiques et minéraux : Poussières, particules de terre, fientes d'oiseaux, crottins d'animaux, huiles/grasses des véhicules, sable, résidus d'ordures ménagères abandonnées au moment de leur collecte, etc.
 - L'eau de ruissellement contient :
 - (1) Des gaz dissous
 - (2) Des Matières en Suspension (MES)
 - (3) Des colonies microbiennes en dissolution.
- Degré de pollution :
 - Du caractère de la ville : cité industrielle, rurale, résidentielle, etc.
 - De la matière dont fonctionnent les services publics de nettoyage, et de collectes des DM
 - De la nature de revêtement des chaussées et trottoirs.

C - 2. Caractère quantitatif :

L'estimation et le calcul des EP permettent de déterminer les dimensions à donner aux ouvrages d'évacuation.

L'égout/collecteur desservant un BV donné ou une zone d'apport doit pouvoir évacuer sans risque d'inondation le volume d'eau produite par une précipitation donnée.

D - Eaux Claires Parasites

Elles ont pour origine les fuites des eaux potables, les eaux de sources et du drainage des nappes phréatiques perchées.

En absence des mesures des eaux claires permanentes, il est commode dans les projets d'assainissement de prendre 20% des EU produites pour leur estimation.

TYPOLOGIE DES SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT

- Système unitaire
- Système séparatif
- Système pseudo séparatif
- Système mixte

Système unitaire

Ce système comprend un seul réseau d'assainissement qui recueille l'ensemble des eaux domestiques, pluviales, et éventuellement industrielles et parasites.

- Les avantages :
 - Les EP urbaines polluées après avoir lavé les toits et les chaussées sont traitées à la STEP
 - L'unitaire est moins cher que le séparatif en investissement et en exploitation ainsi que pour la gestion des branchements.
- Les inconvénients :
 - En cas de pluie importante, une partie des eaux collectées est détournée par les Déversoirs d'Orage (DO) dans le milieu naturel, générant une pollution du milieu récepteur.
 - Le dimensionnement des canalisations doit être suffisant pour pouvoir évacuer un débit pluvial important au moins jusqu'au DO afin d'éviter une mise en charge du réseau entraînant des inondations.

Système séparatif

Ce système est constitué d'un double réseau parallèle :

- L'un destiné à recevoir les EUD et éventuellement les EUI aboutissant à la STEP
- L'autre destiné à recevoir les EP, afin de les rejeter directement dans un exutoire naturel (fossé, ruisseau, plan d'eau) ou de les traiter séparément (Bassin de rétention)
- Les avantages :
 - Le dimensionnement de la STEP est plus raisonnable ainsi que les conduites EU qui y mènent
 - Le rendement d'épuration est meilleur et le débit d'effluent moins élevé
 - Les pluies violentes ne conduisent plus à un rejet usé dans le milieu naturel
 - La capacité d'autocurage est meilleure. Donc une économie de maintenance.
- Les inconvénients :
 - Le coût global de réalisation est plus élevé, de l'ordre de 1,5 fois le coût du réseau unitaire
 - Le coût de gestion de branchement est plus important
 - Les EP ne sont pas exemptes de substances polluantes et nécessitent parfois un traitement spécifique avant leur rejet final.

Système pseudo-séparatif

- Ce système assure la collecte des écoulements des toitures, des cours, des terrasses et d'espaces privés, qui sont alors raccordés au réseau de l'EU pour une épuration à la STEP.
- Si le système pseudo-séparatif a été conçu pour remédier aux problèmes de raccordement du système séparatif et l'épuration de toutes les eaux, il possède la majorité des inconvénients des deux systèmes.

Système mixte

Il est constitué en partie en système unitaire, en partie en système séparatif et/ou en partie en système pseudo-séparatif.

C'est le système le plus souvent rencontré dans les villes avec leurs extensions.

CHOIX DU SYSTEME D'ASSAINISSEMENT

L'assainissement collectif ne pourra être envisagé que :

- S'il existe un réseau de distribution d'eau
- Que les débits soient suffisants pour que l'entraînement des matières solides par voie hydraulique soit possible.

Dans le cas contraire :

- Faible disponibilité en eau
- Débit réduit résultant d'une urbanisation peu poussée, l'assainissement autonome (individuel) sera préféré.

On préfère le système unitaire si les habitations sont denses, et les dénivellations sont assez marquées pour qu'une évacuation gravitaire soit possible sans que l'EP puisse être évacuée par les caniveaux (Points bas, contre pente, etc.)

On aura recours au système séparatif, dans le cas contraire : les habitations sont dispersées et les EP peuvent dans une large mesure être évacuées superficiellement par les caniveaux, et si les pentes sont faibles, ou si les relèvements sont inévitables. (Dépressions, cuvettes, zones plates, BV inversés...)

Il est à noter que dans le cas où le système séparatif sera adopté, le réseau pluvial doit être réduit au minimum indispensable.

SYNTHESE

En conclusion, le système le plus perfectionné demeure évidemment le système séparatif combiné avec des bassins de rétention sur le réseau EP (rabattement de la pollution, et gain sur la capacité du réseau en aval) et STEP en aval de l'émissaire des EU pour les raisons de préservation et protection de l'environnement.

Mais il entraîne des investissements prohibitifs et des frais d'exploitation importants.

CHAPITRE 2 : EVALUATION DES DEBITS DES EAUX USEES

INTRODUCTION

Les calculs des débits d'Eau Usées portent essentiellement sur l'estimation des quantités et de la qualité des rejets liquides provenant des habitations et lieux d'activités.

$$\begin{aligned} \text{Quantité : Charge Hydraulique} & \begin{cases} \text{débit normal } Q_{EU} & (m^3/j) \\ \text{débit de pointe } Q_{PEU} & (m^3/h) \end{cases} \\ \text{Qualité : Charge polluante} & \begin{cases} DBO5 \rightarrow C_{DBO5} & Flux_{DBO5} = Q_{EU} \times C_{DBO5} \\ DCO \rightarrow C_{DCO} & Flux_{DCO} = Q_{EU} \times C_{DCO} \\ MES \rightarrow C_{MES} & Flux_{MES} = \underbrace{Q_{EU}}_{m^3/j} \times \underbrace{C_{MES}}_{kg/j} \end{cases} \end{aligned}$$

L'évolution de l'habitat et du mode de vie des usagers entraînent une quantité croissante de rejets, et surtout une variation des débits différente de celle que l'on connaissait.

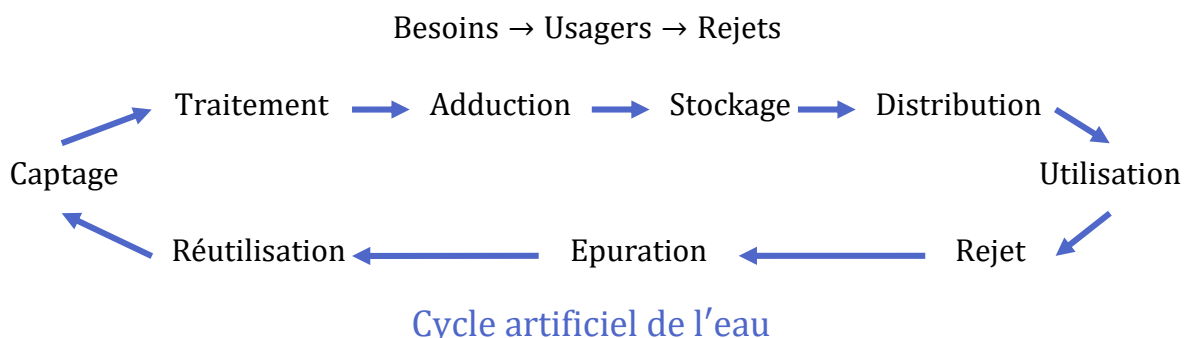
L'accroissement du niveau de vie, du confort sanitaire (Salle de bain, machine à laver, lave-vaisselle, etc.) contribue à une importante consommation d'eau et par conséquent à des rejets beaucoup plus importants.

Les rejets unitaires à considérer dépendent des facteurs socio-économiques que l'on peut intégrer dans les catégories d'occupation du sol en fonction de l'importance de l'agglomération, de son activité, de sa spécialité (résidentielle, touristique, etc.)

Exemple :

- Types d'agglomération (importance) :
 - Villes (nouvelles)
 - Villages (communes rurales)
- Catégorie d'occupation du sol :
 - Secteur urbain densité > 50 logements/hab.
 - Centres administratifs
 - Centres commerciaux
 - Centres hospitaliers, clinique
 - Voirie et services publics

L'ensemble des problèmes qui se posent aux divers stades de conception, d'étude de réalisation et d'exploitation de l'eau s'exprime dans le système artificiel de l'eau suivant :



EAUX MENAGERES

La quantité des EU à évacuer est prise légèrement inférieure à celle de consommation en eau du fait qu'il y a des pertes (évaporation, infiltration, fuite, transpiration, etc.)

Dose Unitaire Globale (DUG)

– 1^{ère} Approche : Mesurée à l'arrivée de la STEP, donc on connaît les volumes globaux d'où on peut définir

$$D_{UG} = \frac{V_J}{P_T}$$

D_{UG} : Dose unitaire globale (L/j/hab)

V_J : Volume journalier acheminé à la STEP (L/j)

P_T : Population collectée (hab)

Exemple :

Agglomération	$V_J(m^3/j)$	$P_T(hab)$	$D_{UG} (L/j/hab)$
Grande ville	1 550 000	5 000 000	310
Commune rurale	45	500	90

– 2^{ème} Approche : Evaluer à partir de la consommation d'eau potable mesurée sur les compteurs des abonnés diminués des pertes

– 3^{ème} Approche : Pour une zone à équiper pour la première fois, on peut s'inspirer des données d'une zone similaire existante de point de vue population, climat, habitudes, etc.

Exemple :

Ville	$D_{UG} (L/j/hab)$	Ville	$D_{UG} (L/j/hab)$
Fès	100	Marseille	1000
Essaouira	110	Genève, USA	2000
Tourirt	50	Yambu (Arabie Saoudite)	200
Settat	95	Côte d'Ivoire	120
Boujaad	58	Zaïre	15 – 20

- Pour les régions rurales : Un habitant rejette 80 – 150 L/j/hab
- D'une manière générale : Un habitant rejette 80 – 150 L/j/hab
- Pour les animaux :

Animal	$D_{UG} (L/j/tête)$
Gros bétail (cheval, vache, etc.)	50
Petit bétail (mouton, chèvre, brebis, etc.)	8 – 10

Dose Unitaire de Rejet

C'est une définition tenant compte de diverses catégories d'occupation de sol

$$D_i = \frac{V_i}{n_i}$$

D_i : Dose unitaire de Rejet (L/j/catégorie i)

V_i : Volume journalier de la catégorie i (L/j)

n_i : L'unité de compte (nombre d'habitants, nombre d'employés, logement habitants, volume, poids, etc.)

EAUX USEES INDUSTRIELLES

Lors de la production, l'eau utilisée est polluée et passe dans les canalisations sous forme d'eau de process, eau d'alimentation des chaudières, eaux de refroidissement, eau de lavage et eau de rinçage, etc.

Quantité des EUI

La quantité des EUI peut être évaluée comme pour les eaux domestiques, suivant la quantité du produit industriel exprimée en poids, en volume ou en surface ou en nombre de travailleurs employés par l'industrie :

Usine Laitière	8 – 12 L/Litre de lait
Abattoirs	100 – 500 L/Tête d'animal
Distillerie de Betteraves	4 m ³ /tonnes de Betteraves
Sucrierie	60 – 100 L/Kg de sucre
Conserverie Industrielle	6 – 20 L/Kg de conserve
Fabrique de Glace	20 m ³ /tonne de glace
Tannerie	10 – 12 m ³ /tonne de produit fabriqué
Papeterie	300 – 500 m ³ /tonne
Coton	15 – 250 m ³ /tonne
Blancherie	2 m ³ /Kg de linge
Artisanat	

Qualité des EUI

La quantité de l'Eau Potable relative à la conservation et les EU rejetées sont très variables. On doit toujours décider, selon le cas particuliers, si les EUI doivent être traitées ou non avant leur évacuation dans le réseau public urbain.

Le réseau urbain doit obéir à certaines exigences, entre autres :

- Les EUI ne doivent pas être chaudes (<30°C)
- Elles ne doivent pas contenir d'éléments corrosifs (acides, base, gaz qui attaquent les ouvrages, etc.)
- Elles ne doivent pas contenir des matières solides qui peuvent détériorer par frottement les parois des canaux
- Elles ne doivent pas contenir de matières volatiles qui empoisonnent l'eau des canaux ou le rendre explosible
- Elles ne doivent pas contenir de matières toxiques ou radioactives qui rendent difficile leur traitement au niveau des STEP ou qui nuisent à la santé des surveillants des STEP
- Elles doivent passer dans la canalisation de façon régulière et non par à-coup (brusquement)

VARIATION DES DEBITS D'EAUX USEES

Coefficient de pointe

L'estimation des variantes de débits d'EU est primordiale en assainissement. Les égouts doivent être calculés pour évacuer les débits maxima.

La production d'EU varie en fonction de la saison de l'année, des conditions climatiques, du jour de la semaine et des heures de la journée.

Les variations ne s'écartent pas trop de la moyenne comme l'eau potable E_{pot} . Les pics sont plus aplatis.

Coefficient de pointe horaire

$$C_H = \frac{Q_{Hmax}}{Q_M}$$

Avec :

C_H : Coefficient de pointe horaire

Q_{Hmax} : Débit horaire max (m^3/s)

Q_M : Débit moyen horaire (m^3/s)

- Plusieurs formules dans la littérature :
 - France :

$$C_H = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_M}}$$

C_H : Coefficient de pointe horaire avec $C_H \leq 3$

Q_M : Débit moyen journalier (l/s)

Modifiée en :

$$C_H = 1,5 + \frac{1}{\sqrt{Q_M}}$$

- En UK et pays anglo-saxons :

$$C_H = 1 + \frac{2,2}{4 + \sqrt{P}}$$

C_H : Coefficient de pointe horaire

P : Population en milieu exprimée en 10^3

- Pratiquement :
 - L'estimation des coefficients de pointe d'une manière correcte, doit être faite en équipant les bassins versants en système préparatif (réseau EU) de moyens de mesures de la débitmètrie au niveau de l'entrée des STEP au cours de plusieurs années.

Taux de raccordement

- Permet de déterminer Q_{EU} transporté par le réseau
- Défini par :

$$T_{RAC} = \frac{P_{RAC}}{P_{TOT}}$$

Avec :

T_{RAC} : Taux de raccordement au réseau d'assainissement (%)

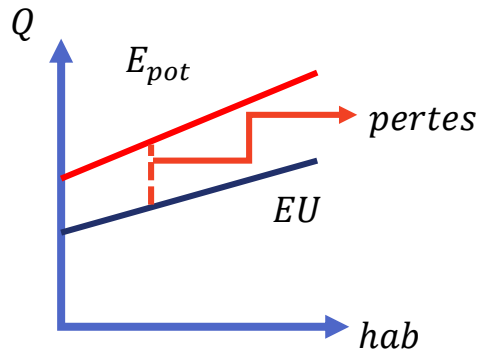
P_{RAC} : Population raccordée (*hab*)

P_{TOT} : Population totale (*hab*)

Taux de restitution à l'égout

L'eau distribuée ne correspond pas à l'EU, il y a des pertes qui s'estiment de 20 à 30% en réseau neuf et beaucoup plus en ancien réseau par rapport à 50%.

La corrélation entre la consommation d'eau et rejet à l'égout est difficile (à cause de l'arrosage des jardins, E. services publics, nettoyage des voies publics, etc.) permet d'évaluer les pertes entre la consommation en E_{pot} et les EU



Le taux de restitution à l'égout est défini par :

$$T_{REJ} = \frac{D_{UG}}{q}$$

Avec :

T_{REJ} : Taux de restitution à l'égout, il est de 70 à 80% (réseaux neufs) (%)

D_{UG} : Dose Unitaire Globale ($L/j/hab$)

q : Dotation en Eau Potable ($L/j/hab$)

APPLICATION 1 : CALCUL D'EU

Calculer les débits d'EU (Moyens + Pointe : France et Pays anglo-saxons) de la ville de Boujaad pour les horizons futurs avec un pas de temps de 5 ans entre 2013 à 2030.

Année 2013 :

Paramètre	Symbole	Valeur	Unité
Population	P_{TOT}	54 450	hab
Dotation en Eau Potable	q	90	$L/j/hab$
Taux d'accroissement de la population	r	3	%
Taux d'accroissement de la dotation	r_q	0,8	%
Taux de restitution	T_{REJ}	80	%
Taux de raccordement	T_{RAC}	82	%
Taux de branchement	T_b	100	%

Horizon	2013	2015	2020	2025	2030
Taux de raccordement (%)	82	85	90	95	97

CHAPITRE 3 : CANALISATION DES RESEAUX D'ASSAINISSEMENT - OUVRAGES PRINCIPAUX

- Conduites préfabriquées :
 - Béton
 - BA
 - AC Amiante Ciment
 - PVC, etc.
- Conduites coulées sur place (Ovoïdes)
- Choix des collecteurs

CHAPITRE 4 : ECOULEMENT DANS LES COLLECTEURS ET CONCEPTION DES RESEAUX D'ASSAINISSEMENT

Le calcul de canalisation s'effectue suivant la théorie des conduites à « écoulement à surface libre ».

Il ne peut être envisagé de mettre en charge les canalisations d'assainissement pour :

- Le risque de soulèvement des tampons de regards qui pourraient provoquer des accidents de circulation
- La spécificité que la variation des débits connaît
- La fiabilité des systèmes gravitaires permettent de renforcer ce choix

NOTION D'AUTOCURAGE

On entend par autocurage la faculté, pour une canalisation, de pouvoir se curer d'elle-même dans le cas de passage à faible débit, appelé débit de temps sec. Pouvoir aussi entraîner les sables et d'autres matières par le seul fait que le flot est animé d'une vitesse suffisante.

EQUATIONS D'HYDRAULIQUE

1) Rappel d'hydraulique

Formules applicables :

- Débit : $Q = A \times V$

- Vitesse :

Equation de Chézy $V = C \cdot \sqrt{Ri}$

Le plus souvent utilisé en France, Maroc, etc.

Q : Débit m^3/s

A : Section mouillée m^2

V : Vitesse moyenne du liquide m/s

i : Pente de la canalisation m/m

R : Rayon hydraulique en m défini par le rapport A/P

P : Périmètre mouillé m

C : Coefficient adimensionnel dépendant de la rugosité des parois et du liquide transporté.

Pour une section circulaire :

$$R = \frac{A}{P} = \frac{D}{4}$$

- $\begin{cases} \text{Système unitaire} \\ \text{Système séparatif : EP} \end{cases} \Rightarrow C = 60 \cdot R^{\frac{1}{4}}$

- Système séparatif : EU $\Rightarrow C = 70 \cdot R^{\frac{1}{6}}$

2) Equation de Bazin

La plus souvent utilisée en France, Maroc

$$V = \frac{87R\sqrt{I}}{\gamma + \sqrt{R}}$$

Type de réseau	γ
Système unitaire	0,46
Système séparatif : EP	0,46
Système séparatif : EU	0,25

3) Equation de Kutter (1869)

La plus souvent utilisée en Allemagne, Belgique

$$V = \frac{100R\sqrt{I}}{b + \sqrt{R}}$$

b : Coefficient adimensionnel, dépendant de la rugosité
 = 0,25 pour les égouts aux parois très lisses et surtout pour les conduites d'eau propre,
 exemple : E_{pot}
 = 0,35 le plus couramment utilisé pour les égouts quel que soit le système et le matériau utilisé

4) Equation de Manning

Utilisés en US, France, Maroc...

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{1}{3}} \sqrt{I}$$

n : Coefficient adimensionnel de rugosité
 = 0,011 – 0,017 dépendant de la nature du matériau

5) Equation de Darcy-Weisbach

Utilisés en US, France, Maroc...

$$I = \frac{\Delta H}{L} = \frac{\lambda V^2}{2gD} \quad \text{avec} \quad D = 4 \cdot R_{hyd}$$

λ : Coefficient adimensionnel de perte de charge défini par l'équation de Colebrook-White

I : Pente de la canalisation m/m

V : Vitesse du liquide m/s

ΔH : Perte de charge linéaire m

L : Longueur de la conduite m

D : Diamètre de la conduite m

D'après l'équation précédente, la vitesse d'écoulement est :

$$V = \sqrt{\frac{8 \cdot g \cdot R \cdot I}{\lambda}}$$

Equation de Colebrook-White :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \cdot \log \left[\frac{2,51}{Re\sqrt{\lambda}} + \frac{K}{3,71D} \right]$$

K : Rugosité du collecteur $K = 3 \cdot 10^{-3}$ à $6 \cdot 10^{-3}m$

D : Diamètre de la canalisation m

Re : Nombre de Reynolds définit par :

$$Re = \frac{V \cdot D}{\nu}$$

ν : Viscosité cinématique du liquide m^2/s

→ L'ensemble des équations de vitesse donnent pour une même conduite dans les mêmes conditions, des résultats sensiblement différents

CONCEPTION DES RESAUX UNITAIRES

Calcul de la section

– Approche française :

Pour faciliter les calculs, la circulaire CG 1333 a donné au coefficient de Chézy la valeur

$C = 60 \cdot R^{\frac{1}{4}}$. D'après l'équation précédente, la vitesse est :

$$V = 60 \cdot R^{\frac{3}{4}} \cdot \sqrt{I}$$

Cette formule est d'emploi plus commode et peut être traduite par des abaques. En termes de débit Q , nous avons :

$$Q = 60 \cdot A \cdot R^{\frac{3}{4}} \cdot \sqrt{I}$$

→ En assainissement, le pré-dimensionnement se fait en considérant la participation totale de la section de la canalisation c'est-à-dire la section pleine.

A - Section circulaire

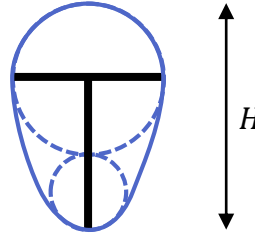
L'équation précédente permet d'écrire pour la section circulaire de diamètre initial D_0 qui est le plus souvent non standard (non nominal) :

$$Q = \frac{60\pi D_0^2}{4} \cdot \left[\frac{D_0}{4} \right]^{\frac{3}{4}} \cdot \sqrt{I}$$

$$D_0 = \left[\frac{Q}{k_1 \sqrt{I}} \right]^{m_1} \quad k_1 = 16,7 \text{ et } m_1 = \frac{4}{11}$$

- D_0 doit être arrondi au diamètre nominal D_N le plus proche, Diamètres nominaux (voir chapitre 4) En système unitaire, le diamètre minimal à considérer est $D_{min} = DN \underbrace{300}_{mm}$

B - Section en T ou l'Ovoïde



$$A = 1,1485 \cdot D^2$$

$$P = 3,9545 \cdot D$$

$$R = \frac{A}{P} = 0,2904 \cdot D$$

$$D_0 = \left[\frac{Q}{k_2 \sqrt{I}} \right]^{m_2} \quad k_2 = 27,3 \text{ et } m_2 = \frac{4}{11}$$

- D_0 doit être multiplié par 1,5 pour obtenir la hauteur correspondante du T.

Les sections T normalisées (voir chapitre 4) sont T100, T130, T150, T180, T200.

T100 signifie $H = 100 \text{ cm} = 1 \text{ m} \Rightarrow D = H/1,5$

En pratique, au-delà de DN600 certains projeteurs conseillent l'utilisation des sections T qui présentent un meilleur écoulement en période sèche, par une concentration du flot en temps sec.

Remarque :

- En système unitaire, le débit Q_{EU} n'a pratiquement pas d'influence sur le dimensionnement. Il est important toutefois d'en tenir compte dans le calcul du remplissage partiel qui correspond aux conditions d'exploitation les plus fréquentes et les plus délicates.

- Autocurage (V_{min}) :

Il est nécessaire de vérifier que pour « les débits fréquemment observés », la vitesse est suffisante pour éviter la formation des dépôts dans les canalisations.

Pour un réseau unitaire, cette vitesse V_{min} est appelée vitesse minimum d'autocurage.

On admet que l'autocurage est réalisé quand : pour un débit égal au 1/10 du débit à pleine section : $Q_0 = Q_{PS}/10$, la vitesse V_0 correspondante est encore $\geq V_{min}$

$$V_0 \left(Q_0 = \frac{Q_{PS}}{10} \right) \geq V_{min} = 0,6 \text{ m/s}$$

- Vitesse maximum (V_{max}) :

Toutefois, il est nécessaire de limiter la vitesse dans les tuyaux à $V_{max} = 4 \text{ m/s}$

CONCEPTION DES RESAUX SEPARATIFS : EU

Calcul de la section

Dans les réseaux eaux usées, il se forme une pellicule grasse qui améliore l'écoulement.

On prend $\gamma = 0,25$. Pour faciliter les calculs, la CG 3300 recommande $C = 70 \cdot R^{\frac{1}{6}}$.

Par le même raisonnement que le système unitaire, l'utilisation de l'équation de continuité ($Q = f(R, I)$) permet de déterminer la section initiale de la canalisation :

$$D_0 = \left[\frac{Q}{k_3 \sqrt{I}} \right]^{m_3} \quad k_3 = 21,8 \text{ et } m_3 = \frac{3}{8}$$

- D_{min} :
 - Les sections utilisées sont seulement les circulaires. En système séparatif réseau EU, le diamètre minimum à considérer est $D_{min} = DN300$
- Autocurage :
 - On admet que l'autocurage est réalisé quand : pour un débit égal au 1/10 du débit à pleine section, la vitesse est de 0,3 m/s pour éviter les dépôts de vase (plus léger que le sable). Cette vitesse est de $V_{min} = 0,3 \text{ m/s}$
- Vitesse maximum :
 - Ici également la vitesse de 4 m/s ne doit pas être dépassée, si la pente est plus importante, il faut procéder à des chutes dans les regards.

CONCEPTION DES RESAUX SEPARATIFS : EP

Il se calcule comme les réseaux unitaires. Seule la condition d'autocurage est importante car les dépôts éventuels ne dégagent pas de mauvaises odeurs, la vitesse d'autocurage sera considérée égale à 0,3 m/s pour un passage d'un débit de 1/10 du débit à pleine section. En effet $V_{max} = 4 \text{ m/s}$

DIAGRAMME DE REMPLISSAGE

Nous avons vu que le débit est :

$$\underbrace{Q}_{\text{m}^3/\text{s}} = \underbrace{A}_{\text{m}^2} \cdot \underbrace{V}_{\text{m/s}}$$

Si on choisit la formule de Manning-Strickler :

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} \sqrt{I} \quad Q = \frac{1}{n} A R^{\frac{2}{3}} \sqrt{I}$$

La quantité $AR^{\frac{2}{3}}$ ne dépend que du remplissage.

$$\rho = \frac{h}{H}$$

ρ Qui est le rapport de la hauteur h (conduite partiellement remplie) à la hauteur de canalisation H (D pour conduite circulaire).

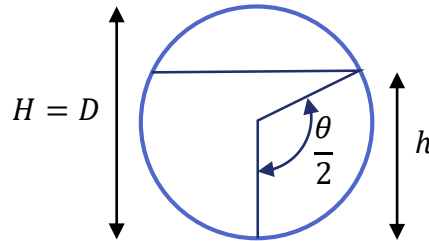
On observe que le débit maximum Q_{max} est supérieur au débit à pleine section, qui est obtenu à l'ordre de $\rho = 0,94$ (A circulaire) et $\rho = 0,96$ (A Ovoïde)

La formule du débit est applicable quel que soit le remplissage de la canalisation ($\rho = 0,01 - 1$) Désignons par :

V_h, Q_h : Vitesse et débit de profondeur d'eau h

V_H, Q_H : Vitesse et débit de profondeur d'eau H

Section circulaire



Pour h , nous avons :

$$\begin{cases} \text{Vitesse : } V_h = \frac{1}{n} \cdot R_h^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{I} \\ \text{Débit : } Q_h = \frac{1}{n} \cdot A_h \cdot R_h^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{I} \end{cases}$$

De même pour H , nous avons :

$$\begin{cases} \text{Vitesse : } V_H = \frac{1}{n} \cdot R_H^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{I} \\ \text{Débit : } Q_H = \frac{1}{n} \cdot A_H \cdot R_H^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{I} \end{cases}$$

On définit les rapports suivants :

$$\begin{aligned} \rho = r_H = \frac{h}{H} & \quad \beta = \frac{A_h}{A_H} & \quad \gamma = \frac{R_h}{R_H} & \quad \varepsilon = \frac{R_h^{\frac{2}{3}}}{R_H^{\frac{2}{3}}} \\ \delta = \frac{A_h R_h^{\frac{2}{3}}}{A_H R_H^{\frac{2}{3}}} & & \quad \varepsilon' = r_V = \frac{V_h}{V_H} & \quad \delta' = r_Q = \frac{Q_h}{Q_H} \end{aligned}$$

Expression des rapports en fonction de θ :

$$\begin{aligned} \rho = r_H = \frac{1}{2} \cdot \left(1 - \cos\left(\frac{\theta}{2}\right)\right) & \quad \beta = \frac{1}{8} \cdot (\theta - \sin(\theta)) & \quad \gamma = \frac{1}{4} \cdot \left(1 - \frac{\sin(\theta)}{\theta}\right) & \quad \varepsilon = \gamma^{\frac{2}{3}} \\ \delta = \frac{1}{2^{\frac{13}{3}}} \cdot \frac{(\theta - \sin(\theta))^{\frac{5}{3}}}{\theta^{\frac{2}{3}}} & & \quad \varepsilon' = 4^{\frac{2}{3}} \cdot \varepsilon & \quad \delta' = 4^{\frac{5}{3}} \cdot \delta \end{aligned}$$

L'application directe des courbes de remplissage est :

- La vérification des conditions d'autocurage
- Le calcul des paramètres réels d'écoulement ($V_h, Q_H, \text{etc.}$)
- Le calcul des axes hydrauliques (courbes de remous, lignes piézométriques)

En ce qui concerne les conditions d'autocurage, on calcule :

- La valeur du rapport r_V à l'aide :
 - Soit des tables correspondant aux canalisations circulaires ou aux canalisations ovoïdes
 - Soit des calculs directs (en cherchant θ) on obtient $\rho', \beta', \gamma', \varepsilon'$

Application de la méthode de Caquot pour le dimensionnement d'un réseau d'Assainissement

Données :

$\left\{ \begin{array}{l} T = 100 \text{ ans} \\ a(10) = 3,70 \\ b(10) = -0,62 \end{array} \right.$	Bassin	C	$I(m/m)$	$A(ha)$	$L(m)$
	B1-3	0,37	0,005	7,73	260
	B2-3	0,50	0,007	2,93	175
	B3-4	0,32	0,008	7,16	230

Les 7 paramètres de Caquot sont :

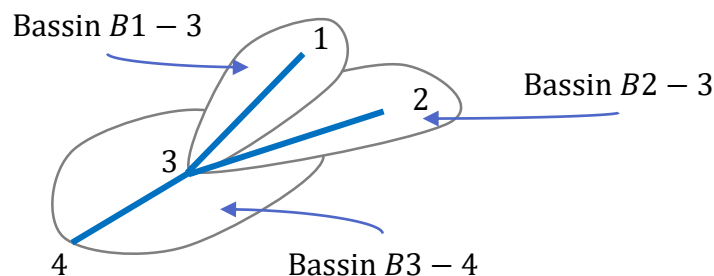
$\mu = 0,500$ $c = -0,410$ $d = 0,507$ $f = -0,287$ $\delta + \beta = 1,100$ $\varepsilon = -0,05$
 Diamètre des conduites circulaires :

Diamètres (mm)	DN300	DN400	DN500	DN600
	DN700	DN800	DN900	DN1000

2.1. Calculer par la méthode de Caquot les débits brutes et corrigés des BV 1-3, 2-3, 3-4.

2.2. Calculer les débits des assemblages

$$B1 - 3 // B2 - 3 = B1,3 \text{ et } B1,3 + B3 - 4 = B1,4$$



2.3. Déterminer les débits de conception sachant que le système d'assainissement est le séparatif

2.4. Dimensionner le réseau collecteur C1-3, C2-3 et C3-4 en appliquant l'équation de Kutter

$$V = \frac{100R\sqrt{I}}{b + \sqrt{R}}$$

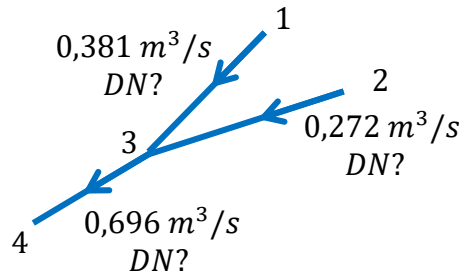
2.5. Calculer les vitesses et hauteurs réelles et vérifier les conditions d'autocurage.

Réponse :

R 2.1. (Voir chapitre 6)

R 2.2. (Voir chapitre 6)

R 2.3. Débit de conception :



Collecteur	C1 – 3	C2 – 3	C3 – 4
$Q_{conc}(m^3/s)$	0,381	0,272	0,696

R 2.4. Dimensionnement du réseau :

D'après la formule de Kutter :

$$V = \frac{100R\sqrt{I}}{b + \sqrt{R}} \Rightarrow Q = \frac{100\pi \frac{D^3}{16} \sqrt{I}}{0,35 + \sqrt{\frac{D}{4}}}$$

$$D = \left(Q \cdot 16 \cdot \frac{0,35 + \sqrt{\frac{D}{4}}}{100\pi\sqrt{I}} \right)^{\frac{1}{3}}$$

Par itération on trouve la valeur du diamètre pour chaque débit et pente :

Collecteur	$Q_{conc}(m^3/s)$	$I(m/m)$	$D_t(m)$	$DN(mm)$
C1 – 3	0,381	0,005	0,586	600
C2 – 3	0,272	0,007	0,487	500
C3 – 4	0,696	0,008	0,670	700

R 2.5. Calcul des vitesses et hauteurs réelles et vérification des conditions d'autocurage :

A) Vitesses et hauteurs réelles :

On calcule tout d'abord le débit et la vitesse à pleine section :

$$Q_{PS} = \frac{100\pi \frac{DN^3}{16} \sqrt{I}}{0,35 + \sqrt{\frac{DN}{4}}} \text{ et } V_{PS} = \frac{100 \frac{DN}{4} \sqrt{I}}{0,35 + \sqrt{\frac{DN}{4}}}$$

Et on a :

$$r_Q = \frac{Q_h}{Q_{PS}} = \frac{A_h V_h}{A_{PS} V_{PS}} = \left(\frac{1}{2\pi} \cdot \frac{(\theta - \sin(\theta))^2}{\theta} \right) \cdot \frac{\frac{0,35}{\sqrt{DN}} + 0,5}{\frac{0,35}{\sqrt{DN}} + \frac{1}{2} \sqrt{\left(1 - \frac{\sin(\theta)}{\theta}\right)}}$$

$$\theta = \sqrt{2\pi r_Q \theta \cdot \frac{\frac{0,35}{\sqrt{DN}} + \frac{1}{2} \sqrt{\left(1 - \frac{\sin(\theta)}{\theta}\right)}}{\frac{0,35}{\sqrt{DN}} + 0,5}} + \sin(\theta)$$

On trouve par itération la valeur de θ , puis on calcule r_V et r_H :

$$r_V = \frac{V_h}{V_{PS}} = \left(1 - \frac{\sin(\theta)}{\theta}\right) \frac{\frac{0,35}{\sqrt{DN}} + 0,5}{\frac{0,35}{\sqrt{DN}} + \frac{1}{2} \sqrt{\left(1 - \frac{\sin(\theta)}{\theta}\right)}}$$

$$r_V = \frac{2\pi}{\theta - \sin(\theta)} r_Q$$

$$r_H = \frac{1}{2} \left(1 - \cos \frac{\theta}{2}\right)$$

On en déduit les valeurs :

$$V_h = r_V \cdot V_{PS} \text{ et } h = r_H \cdot H$$

Assemblage	DN mm	I m/m	Q_h m^3/s	Q_{PS} m^3/s	V_{PS} m/s	r_Q	θ rad	r_V	r_H	V_h m/s	h m
C1 - 3	600	0,005	0,381	0,407	1,439	0,936	4,23	1,15	0,759	1,655	0,455
C2 - 3	500	0,007	0,272	0,292	1,487	0,932	4,22	1,15	0,757	1,710	0,378
C3 - 4	700	0,008	0,696	0,784	2,037	0,888	4,09	1,14	0,728	2,322	0,510

B) Autocurage $V_{min} = 0,3 \text{ m/s}$

On doit vérifier que pour un débit $Q_0 = Q_{PS}/10$ on ait $V_0 \geq 0,3 \text{ m/s}$

C'est-à-dire qu'on a : $r_Q = 0,1$

Assemblage	DN mm	I m/m	Q_{PS} m^3/s	V_{PS} m/s	Q_0 m^3/s	r_Q	θ rad	r_V	r_H	V_0 m/s	Auto- curage
C1 - 3	600	0,005	0,407	1,439	0,041	0,1	1,95	0,615	0,219	0,885	OK
C2 - 3	500	0,007	0,292	1,487	0,029	0,1	1,96	0,607	0,221	0,903	OK
C3 - 4	700	0,008	0,784	2,037	0,078	0,1	1,95	0,615	0,219	1,253	OK

CHAPITRE 5 : METHODES D'ÉVALUATION DES DÉBITS PLUVIAUX

1- Généralités

Plusieurs facteurs influent sur les débits pluviaux :

- Facteurs climatiques :
 - Précipitations
 - Humidité initiale du sol
- Facteurs physiologiques
 - Bassin versant
 - Densité de son réseau hydrographique
 - Couverture et nature du sol
- Facteurs physiques

→ Difficulté d'intégrer la totalité de ces facteurs :

- 1^{ère} voie : Formules détaillées ⇒ Difficulté d'extrapolation
- 2^{ème} voie : Théories simplifiées ⇒ Formules plus générales
- La modélisation des écoulements sur le sol est conditionnée par deux facteurs fondamentaux :
 - 1- La grandeur que l'on veut déterminer :
 - ⇒ Débit maximum
 - ⇒ Débit maximum
 - 2- Le type d'approche : Transformation de la pluie en débit

L'hydrogramme

1 : Modèle de l'hydrogramme unitaire (ISHERMAN, 1992)

→ Considération du BV comme un transformateur qui reçoit une entrée (l'hyétogramme de pluie) et fournit une réponse (Hydrogramme à l'exutoire)

2 : Modèles à réservoirs

3 : Modèle de MUSKINGUM

→ Pour les deux modèles, l'idée de départ est que les différentes parties du sol se comportent comme des réservoirs d'eau qui se remplissent et s'évident selon des lois bien conditionnées.

→ Un BV est assimilé à une succession de réservoirs en série et/ou en parallèle où les lois de vidange des réservoirs sont bien choisies de façon à obtenir une réponse bien identique à la réponse du BV réel.

⇒ Approche globale : Q_{max}

1 : Modèles empiriques

→ Formules de BURKLI-ZEIGLER

2 : Formules rationnelles

3 : Modèle de Caquot

⇒ Approche Réductionniste : Modèles détaillés (1^{ère} voie)

- Nés avec l'emploi des ordinateurs

- Approche fine des phénomènes hydrologiques
- Simulent les différentes phases du cycle hydrologique par les lois physiques traduisant au mieux la réalité
- Composés généralement de cinq modules simulant les principales phases du cycle hydrologique :
 - Calcul des pertes de charge
 - Ecoulement sur le sol
 - Ecoulement dans les caniveaux
 - Ecoulement dans les conduites
 - Transformations spéciales (Jonctions, bassins de retenu, déversoirs d'orage, etc.)
- Quelques exemples :
 - Modèle UCUR (University of Cincinnati Urban Runoff Model)
 - Modèle EPASWMH
 - Modèle QUURM
 - Modèle de la ville de Chicago

2- Les méthodes globales d'évaluation des eaux pluviales

2.1. Modèles empiriques

- La grande majorité a été élaborée à la fin du 20^{ème} siècle à partir de données expérimentales très réduites
- VEN TE CHOW a recensé une centaine
- Création due au développement très rapide de l'urbanisation
- Formules de BURKLI-ZEIGLER (Allemagne, 1880)

$$Q = C_1 \times A^{0,75} \times i \times I^{0,25}$$

Q : Débit de pointe, pied cube/s (0,0283 m³/s)

C_1 : Coefficient, $C_1 = 0,20$ pour une zone rurale

$C_1 = 0,75$ pour une zone urbaine très dense

A : Surface drainée, acre (0,405 ha)

i : Intensité moyenne de pluie, pouces/heures (25,4 mm/h) $i = 1$ à 3

I : Pente moyenne du BV, millièmes

→ De très nombreuses variantes de cette équation ont été utilisées. Une seule variante est systématiquement présente : La surface du BV : A.

2.2. La méthode rationnelle

- C'est la plus ancienne méthode de calcul de débit pluviale
- Le débit de pointe Q_p relatif à un BV de superficie A et de coefficient de ruissellement C est donné par

$$Q_p(T) = C \times \alpha \times K \times i(t_C, T) \times A$$

Q_p : Débit de pointe

- i : Intensité moyenne de l'averse
- t_c : Temps de concentration
- T : Période de retour
- C : Coefficient de ruissellement
- A : Surface du BV
- K : Coefficient de conversion

- Le débit de pointe Q_p est effectivement la pointe d'un hydrogramme triangulaire où le triangle est isocèle
- Dans cette méthode l'averse a une durée $t_D = t_c$ du bassin versant
- La méthode rationnelle est valable pour $A < 100 \text{ km}^2$
- Valeurs du coefficient de conversion K :

$i(t, T)$	A	Q	K
$l/s \cdot ha$	ha	l/s	1
mm/min	ha	l/s	166,7
mm/h	ha	l/s	2,75
mm/h	ha	m^3/s	1/360
mm/h	km^2	m^3/s	1/3,6

- α = Coefficient d'abattement spatial de la pluie
Formule de FRÜHLING :
 - Bassin allongé : $\alpha = 1 - 0,006\sqrt{L/2}$
 - Bassin ramassée : $\alpha = 1 - 0,005\sqrt{L}$

→ L = Longueur du bassin en amont de l'extrémité considérée qui amène le débit à évacuer en ce point.
→ En pratique on utilise une formule moyenne unique :
 $\alpha = 1 - 0,0046\sqrt{L}$ avec $0,75 \leq \alpha \leq 1$.
- Inconvénients de la méthode rationnelle :
 - Elle ne tient pas compte de la capacité du stockage du réseau ;
 - Temps de concentration à estimer (existence de plusieurs formules) ;
 - Formule itérative ;
 - Estimation du débit pluvial et dimensionnement de la canalisation sont fusionnées

3- Définition et choix des paramètres

3.1. La méthode rationnelle

- Approche où les côtés hydrologique et hydraulique sont fusionnés

3.1.1. Estimation des variables de la formule

- L'aire drainée A
- $t_c = t_1 + t_2$
- $t_1 = 5 \text{ à } 30 \text{ min}$ selon la pente et la densité habitat du TN
- $t_2 = L/V$
- L'intensité $i(t_c, T)$: IDF / Modèles d'intensité
- C à partir des tables

3.1.2. Algorithme de résolution :

- 1- On choisit t_1 qui convient et on se fixe une vitesse apparente V_a (par exemple $V_a = 2 \text{ m/s}$)
- 2- On détermine la longueur du BV en amont du point aval du tronçon considéré L_C
- 3- On détermine le temps d'écoulement t_2 (1^{ère} itération) et on calcule le temps de concentration t_c
- 4- On détermine le coefficient d'abattement spatial α
- 5- On détermine le débit de pointe Q_p à évacuer d'après l'équation
- 6- On choisit une équation de vitesse d'écoulement hydraulique (exemple : Manning, Chézy, Bazin, Kutter, Darcy-Weisbach, etc.)
- 7- On calcule la vitesse réelle d'écoulement, après avoir déterminé la section du tronçon (DN) permettant de satisfaire les conditions de vitesse (V_{min} et V_{max})
- 8- On compare la vitesse réelle obtenue avec la vitesse apparente supposée, et on réitère jusqu'à ce que l'écart des vitesses entre deux calculs successifs soit inférieur à une précision voulue.

3.2. Méthode superficielle de Caquot

$$Q_p(T) = K(T) \cdot C^{u(T)} \cdot I^{v(T)} \cdot A^{w(T)} \cdot \eta(T, E)$$

Q_p : Débit de pointe (m^3/s)

C : Coefficient de ruissellement

I : Pente du collecteur (m/m)

A : Surface du BV (ha)

L : Longueur du chemin le plus éloigné hydrauliquement (hm)

$K(T), u(T), v(T), w(T)$ et $\eta(T)$ sont les paramètres de l'équation de Caquot définis par :

$$K(T) = \left(\frac{a(T) \cdot \mu^{b(T)}}{6(\delta + \beta)} \right)^{\frac{1}{1-b(T) \cdot f}} = \left(\frac{a(T) \cdot \mu^{b(T)}}{6(\delta + \beta)} \right)^{u(T)}$$

$$u(T) = \frac{1}{1 - b(T) \cdot f} \quad v(T) = \frac{c \cdot b(T)}{1 - b(T) \cdot f} = c \cdot b(T) \cdot u(T)$$

$$w(T) = \frac{b(T) \cdot d + 1 + \varepsilon}{1 - b(T) \cdot f} = (b(T) \cdot d + 1 + \varepsilon) \cdot u(T)$$

$$\eta(T, E) = \left[\frac{E}{2} \right]^{0,84b(T)u(T)} \quad E = \frac{L}{\sqrt{A}}$$

E : Coefficient d'allongement

$a(T)$ Et $b(T)$ sont les coefficients de l'équation de Montana.

$\mu, c, d, f, \delta, \beta$ et ε Sont des coefficients d'ajustement numérique du modèle de Caquot présentés dans le tableau suivant :

	μ	c	d	f	$\delta + \beta$	ε	
CG 1333. 1949	0,92	-0,363	0,367	-0,200	1,5	-0,10	
NI : LORIFERNE 1977	0,50	-0,410	0,507	-0,287	1,1	-0,05	La plus utilisée au Maroc
DESBORDES	0,05	-0,410	0,507	-0,287	1,1	-0,05	

- Approche où les côtés hydrologique et hydraulique sont indépendants l'un de l'autre
- ⇒ Estimation des variables de la formule C, I, A, L
 - Définition des variables hétérogènes : $C_{\acute{e}q}, I_{\acute{e}q}, A_{\acute{e}q}, L_{\acute{e}q}$

Paramètres équivalents	$A_{\acute{e}q} (ha)$	$C_{\acute{e}q}$	$I_{\acute{e}q} (m/m)$	$L_{\acute{e}q} (hm)$	$E_{\acute{e}q}$
Bassins en série	$\sum A_j$	$\frac{\sum C_j A_j}{\sum A_j}$	$\left[\frac{\sum L_j}{\sum \frac{L_j}{\sqrt{I_j}}} \right]^2$	$\sum L_j$	$\frac{\sum L_j}{\sqrt{\sum A_j}}$
Bassins en parallèle	$\sum A_j$	$\frac{\sum C_j A_j}{\sum A_j}$	$\frac{\sum I_j Q_{pj}}{\sum Q_{pj}}$	$L[\max(Q_{pj})]$	$\frac{L[\max(Q_{pj})]}{\sqrt{\sum A_j}}$

Conclusion

- ⇒ La quasi-totalité des méthodes de calcul des débits, utilisées dans le monde sont fondées sur les hypothèses de la méthode rationnelle qui surestime le débit de pointe vu qu'elle ne tient pas compte de la capacité du réseau.
- ⇒ Le modèle de Caquot qui est une amélioration partielle, présente l'avantage d'être d'emploi simple mais reste très globale et n'intègre pas l'hétérogénéité des pentes et des coefficients de ruissellement.
- ⇒ En général, ces méthodes ne peuvent conduire qu'à des ordres de grandeurs des débits car elles sont trop globales
- ⇒ Leur emploi n'est recommandé que pour des petits bassins ne dépassant pas quelques centaines d'hectares. ($A \leq 200 ha$) ($2\% \leq I \leq 5\%$)
- ⇒ Pour le calcul des réseaux complexes, dans le cas des grands bassins, il est recommandé de les remplacer par des méthodes plus élaborées. Tel est le cas des modèles basés sur la méthode HU ou sur la technique des réservoirs ou sur l'approche détaillée.

Suite de l'application du chapitre précédent :

Données :

$\begin{cases} T = 100 \text{ ans} \\ a(10) = 3,70 \\ b(10) = -0,62 \end{cases}$	Bassin	C	I(m/m)	A(ha)	L(m)
	B1-3	0,37	0,005	7,73	260
	B2-3	0,50	0,007	2,93	175
	B3-4	0,32	0,008	7,16	230

Les 7 paramètres de Caquot sont :

$$\mu = 0,500 \quad c = -0,410 \quad d = 0,507 \quad f = -0,287 \quad \delta + \beta = 1,100 \quad \varepsilon = -0,05$$

Réponse :

R 2.1. On calcule tout d'abord les paramètres de l'équation de Caquot :

$$u(T) = \frac{1}{1 - b(T) \cdot f} = \frac{1}{1 - 0,62 \cdot 0,287} = \mathbf{1,216}$$

$$v(T) = c \cdot b(T) \cdot u(T) = (-0,410) \cdot (-0,62) \cdot 1,216 = \mathbf{0,309}$$

$$K(T) = \left(\frac{a(T) \cdot \mu^{b(T)}}{6(\delta + \beta)} \right)^{u(T)} = \left(\frac{3,7 \cdot 0,5^{-0,62}}{6(1,1)} \right)^{1,216} = \mathbf{0,834}$$

$$w(T) = (b(T) \cdot d + 1 + \varepsilon) \cdot u(T) = (-0,62 \cdot 0,507 + 1 - 0,05) \cdot 1,216 = \mathbf{0,773}$$

$$\eta(T, E) = \left[\frac{E}{2} \right]^{0,84b(T)u(T)} \quad E = \frac{L}{\sqrt{A}}$$

$$Q_p(T) = K(T) \cdot C^{u(T)} \cdot I^{v(T)} \cdot A^{w(T)} \cdot \eta(T, E)$$

Validité du modèle de Caquot :

La formule superficielle est applicable dans les conditions suivantes :

$$\begin{cases} A \leq 200 \text{ ha} \\ 2\text{‰} \leq I \leq 5\text{‰} \\ 0,2 \leq C \leq 1 \\ E \geq 0,8 \text{ (Lorsque } E < 0,8 \text{ on calcule avec } E = 0,8) \end{cases}$$

Calcul des débits bruts et corrigés :

Bassin	C	I(m/m)	A(ha)	L(m)	$Q_0(T)$	E	$\eta(T, E)$	$Q_p(T)$
B1-3	0,37	0,005	7,73	260	0,235	0,935	1,619	0,381
B2-3	0,50	0,007	2,93	175	0,178	1,022	1,530	0,272
B3-4	0,32	0,008	7,16	230	0,215	0,860	1,707	0,367

R 2.2. Débits d'assemblage :

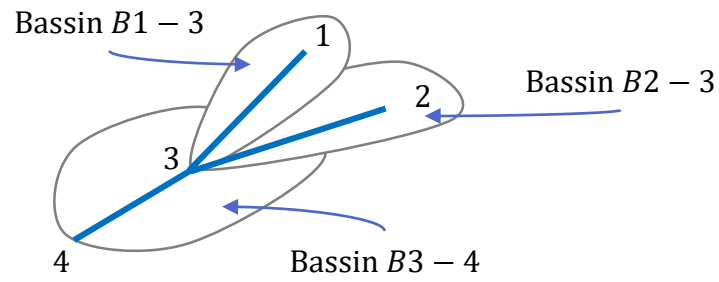
	$A_{\text{éq}}$ ha	$C_{\text{éq}}$	$I_{\text{éq}}$ m/m	$L_{\text{éq}}$ hm	$Q_0(T)$	$E_{\text{éq}}$	$\eta(T, E_{\text{éq}})$	$Q_p(T)$
B1 - 3//B2 - 3 = B1,3	10,66	0,406	0,0058	260	0,352	0,796	1,792	0,631
B1,3 + B3 - 4 = B1,4	17,82	0,371	0,0067	490	0,493	1,161	1,411	0,695

On remarque que :

$$Q_{p13} + Q_{p23} = 0,653 \text{ m}^3/\text{s} > Q_{p1,3} = 0,631 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{p13} + Q_{p23} + Q_{p23} = 1,02 \text{ m}^3/\text{s} > 0,695 \text{ m}^3/\text{s}$$

Caquot ne tient pas compte de la loi de continuité.



Les débits de conception des collecteurs :

Collecteur	C1-3	C2-3	C3-4
$Q_{max}(m^3/s)$	0,381	0,272	0,695

CHAPITRE 6 : OUVRAGES ANNEXES

INTRODUCTION

- ⇒ Les ouvrages principaux correspondent au développement de l'ensemble du réseau jusqu'à l'évacuation à l'exutoire et l'entrée des effluents à la STEP. Ces tuyaux forment une structure arborescente composée de diamètres croissant de l'amont vers t'aval.
- ⇒ Le projeteur, lors de la conception d'un projet d'assainissement est confronté en dehors de la conception du tracé et réseau, au choix du type de canalisation pouvant répondre aux mieux aux contraintes du projet d'une part, et aux conditions financières d'autres part.
- ⇒ Les conduites peuvent être construites en ciment, en amiante-ciment, en grés, en bois, en plomb, en cuivre, en tôle d'acier, en fonte, en béton ou en plastique.
- ⇒ Les matériaux les plus couramment employés dans le domaine d'assainissement sur lesquelles le projeteur peut effectuer un choix sont :
 - Le béton ;
 - L'amiante-ciment (AC) ;
 - Les tubes plastiques (PVC).

Notons que ces trois types de canalisation sont construits au Maroc avec l'importation de quelques matières premières

- ⇒ Les **Ouvrages courants** : Sont constitués par tous les dispositifs de raccordement, d'accès, de réception des EU et d'engouffrement des eaux pluviale :
 - Les branchements ;
 - Les regards de visite ;
 - Les regards borgnes ;
 - Les bouches d'égout (d'engouffrement) à avaloir ;
 - Les bouches d'égout à grille ;
- ⇒ Les **Ouvrages spéciaux** : Sont les installations ayant pour rôle fonctionnel de permettre l'exploitation rationnelle du réseau :
 - les déversoirs d'orage,
 - les postes de relevage,
 - les stations de refoulement.

1- Les branchements

a- But

Le rôle du branchement est d'amener les EU et EP des particuliers dans le réseau urbain.

Il est à la charge du propriétaire.

b- Eléments constitutifs

- Boite de branchement ou fosse réceptrice ;
- Une canalisation jusqu'à la conduite principale ;
- Un ouvrage de branchement dans la canalisation publique.

2- Les regards de visite

a- But

- Ils permettent l'accès aux canalisations pour l'entretien et les curages ;
- Ils assurent la ventilation du réseau.

b- Éléments constitutifs

- Ils doivent être installés à chaque changement de direction ;
- Ils doivent être installés à chaque changement de pente ;
- Ils doivent être installés à chaque changement de section ;
- Ils doivent être installés aux jonctions de plusieurs collecteurs ;
- Ils doivent être installés en cas de chute ;
- Ils doivent être installés à un espacement d'environ 80m depuis l'avènement des hydro-cureuses ;
- Sur les collecteurs visitables de grande longueur il n'y a pas de limite distance.

c- Variantes

Regard borgne : non visitable qui permet la liaison entre boîte de branchement et collecteur et/ou connexion entre une bouche d'égout et le réseau.

3- Les Bouches d'Egout

a- But

- Elles servent à l'introduction des EP et de lavage des chaussées soit dans un égout unitaire soit dans un égout pluvial en système séparatif ;
- Ils assurent la ventilation du réseau.

b- Variantes

B1- Bouches ordinaires : Ces dispositifs n'ont aucun obstacle à la pénétration des matières solides, d'où risque d'obturation ;

B2- Bouches sélectives : dont l'avantage est d'empêcher l'introduction aux corps étrangers au réseau. Là encore il existe 3 types : bouches à décantation, bouches à panier et bouches siphonides etc.

4- Les déversoirs d'orage

a- But

La fonction essentielle est d'évacuer les pointes exceptionnelles des débits d'orage vers le milieu récepteur.

b- Variantes

Les types les plus couramment rencontrés en assainissement sont : les déversoirs à seuil frontal, à seuil latéral, à double seuil latéral et le déversoir avec ouverture de radier

c- Débit

Pour calculer le débit déverse, la formule de Bazin convient :

$$Q = \mu \cdot L \cdot H \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H}$$

Q : Débit au niveau du seuil du déversoir m^3/s

μ : Coefficient expérimental dont la valeur est fonction du type de seuil

$\mu = 0,38$ pour seuil à crête épaisse

$\mu = 0,40$ pour seuil poutrelle à contraction latérale

$\mu = 0,45$ pour seuil mince avec faible contraction latérale

$\mu = 0,50$ pour seuil mince sans contraction latérale

L : Longueur de la lame-déversoir m

g : accélération de la pesanteur m/s^2

H : Hauteur de la charge au-dessus du seuil-déversoir, cette hauteur est considérée à une distance au moins égale à $5H$.

d- Conception

La conception du déversoir se réduit au choix du type de déversoir qui conviendra et à la détermination de la longueur L :

$$L = \frac{Q}{\mu \cdot H^{1,5} \cdot \sqrt{2 \cdot g}}$$