

Université des Sciences et de la Technologies d'Oran

Faculté d'architecture et de génie Civil

Département d'hydraulique

Polycopie de cours

# Assainissement Urbain

et initiation au logiciel « COVADIS assainissement »

Destiné aux étudiants de Master, Spécialité : Hydraulique

Elaboré par Dr. MOKADEM Maamar



2020

## **Préambule**

Ce polycopié d'Assainissement urbain est un support pédagogique spécialisé. Il est destiné aux étudiants de la 3<sup>ème</sup> Licence et la 1<sup>ère</sup> année Master spécialité Hydraulique ainsi que pour les étudiants Master en fin de cycle pour leurs projets de fin d'étude. L'objectif de ce polycopié est de mettre à la disposition des étudiants un outil efficace pour leur permettre de maîtriser la conception, le dimensionnement et le calcul hydraulique des ouvrages d'assainissement urbain. Il est articulé en trois parties: un rappel de cours, essentiellement axé sur le dimensionnement, suivi d'une série d'exercices afin d'initier l'étudiant à la maîtrise du sujet et enfin une initiation au logiciel Covadis. Un « *Guide Technique pour l'élaboration d'un projet d'assainissement* » est présenté à la fin du polycopié.

# **I. Généralité : Règles techniques de conception d'un réseau d'assainissement**

## **I.1 Définition de l'Assainissement**

L'assainissement est l'ensemble des moyens de collecte, de transport et de traitement d'épuration des eaux usées et des eaux pluviales avant leur rejet dans le milieu naturel ou réutilisation.

## **I.2 Objectif de l'assainissement**

- Assurer l'évacuation et le traitement des eaux usées et des eaux pluviales le plus rapidement possible en minimisant les risques pour la santé et pour l'environnement ;
- Assurer la protection des biens et des personnes (pour une intensité de pluie choisie).

## **I.3 Classification des eaux**

- Les eaux usées domestiques

Après utilisation de l'eau par les consommateurs, les eaux usées domestiques sont évacuées. Elles sont essentiellement porteuses de pollution organique. Elles se répartissent :

- en eaux ménagères, qui ont pour origine les salles de bains et les cuisines, et sont généralement chargées de détergents, de graisses, de solvants, de débris organiques,...
- en eaux de vannes : il s'agit de rejets de toilettes, chargés de diverses matières organiques azotées et de germes fécaux.

La pollution journalière, produite par une personne utilisant, en moyenne, 150 litres d'eau par jour, est donnée par le tableau N°01 :

Tableau N°01 : La pollution journalière produite par une personne

Paramètres	Quantité (g)
MES	90
DBO <sub>5</sub>	120
DCO	60
Matières Azotées (MA)	15
Matières Phosphorées (MP)	4

- **Les eaux usées industrielles**

Les caractéristiques des eaux usées industrielles varient d'une industrie à l'autre. En plus de matières organiques (MO), matières Azotées et phosphorées, elles peuvent également contenir des produits toxiques, des métaux lourds, des hydrocarbures.

Les eaux industrielles sont classées dans le tableau N°02 ci-après :

Tableau N°02 : Classes des eaux industrielles

Classes ou catégories	Types d'industrie
1. Les eaux à pollution minérales	Industrie minière, fonderie.
2. Les eaux à pollution organique	Industrie agro-alimentaires.
3. Les eaux à pollution mixte	Industrie du papier, de textiles.
4. Les eaux à pollution radioactives	Industrie nucléaire.
5. Les eaux à pollution d'origine accidentelles	Fuites d'hydrocarbures.

- **Les eaux pluviales**

Les eaux de pluies se chargent d'impuretés au contact de fumées industrielles puis des résidus comme les carburants, métaux lourds, huiles...pendant leur ruissellement sur les toits et chaussées. En plus de leurs pollutions, les eaux de pluies présentent des risques d'inondation et débordement dans les milieux urbains et perturbent le fonctionnement de la STEP pendant les orages dans le cas des systèmes unitaires.

#### **I.4 Différents systèmes d'assainissement**

Il existe deux types d'assainissement :

1. **L'assainissement autonome** : ou appelé individuel, il est conçu pour les habitations éloignés difficile ou impossible de les reliés aux réseaux public. Dans ce cas les eaux usées sont récupérées par une fosse septique.
2. **L'assainissement collectif** : il est assuré par un réseau de collecte qui recueillent les eaux usées et les acheminent vers la STEP.

Il existe trois types de réseaux de collecte :

- **Système unitaire**

L'évacuation des eaux (EU et EP) est assurée par un réseau unique.

**Avantages :**

- économique (coût plus bas)
- facilite de branchement et de mise en œuvre.

**Inconvénients :**

- pollution relative du milieu récepteur

- Sédimentation par temps sec
- perturbation du fonctionnement de la station d'épuration

- **Système séparatif**

Il est composé de deux conduites distinctes, l'une collecte les eaux pluviales et l'autre les eaux usées.

**Avantages :**

- la station d'épuration est simplement dimensionnée (faible)
- fonctionnement efficace de la station d'épuration.

**Inconvénients :**

- mise en œuvre du système séparatif (coût élevé)
- problème de raccordement
- pollution des eaux des premières pluies subsistent dans le milieu d'habitation récepteur.

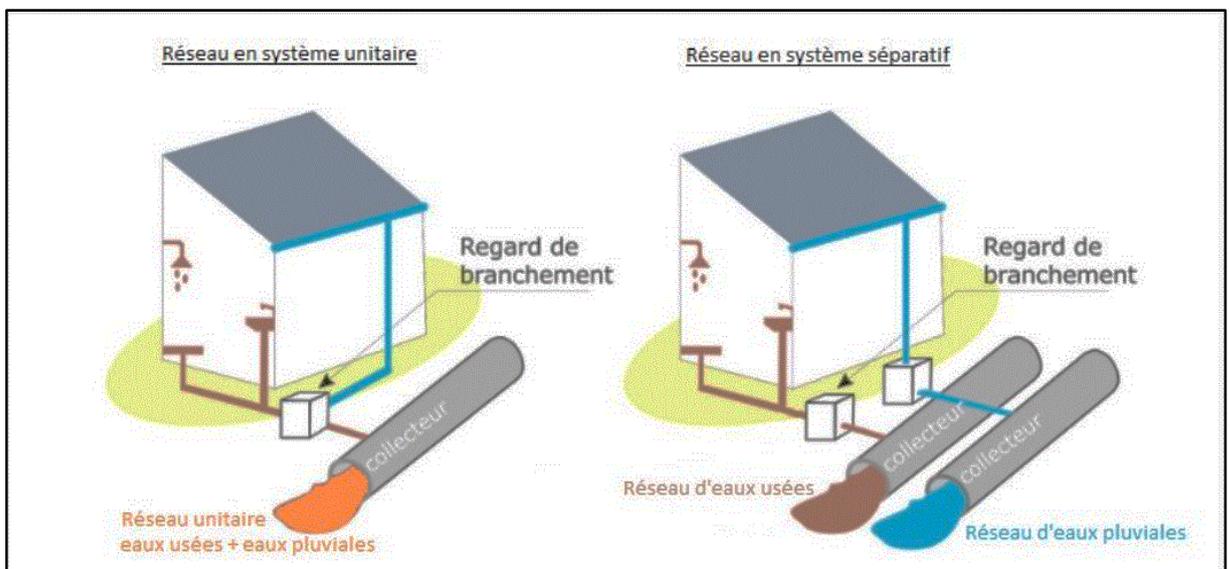


Figure N°01 : Schéma des réseaux en système unitaire et en séparatif

[Source : Communauté de communes du Val de l'Aisne]

- **Système pseudo- séparatif**

Le système pseudo-séparatif est constitué, selon les zones d'habitation, en partie système unitaire et en partie système séparatif. Ce système consiste à réaliser un réseau séparatif particulier dans lequel il est admis que le réseau d'évacuation des eaux usées reçoit une fraction d'eau pluviale des toitures et des cours intérieurs et le réseau d'évacuation d'eau pluviale sera réservé uniquement à la collecte des eaux de ruissellement sur les chaussées et du bassin versant.

- **Systèmes spéciaux**

Un système d'assainissement spécial est généralement un système qui se diffère du système classique par un écoulement en charge des eaux usées, il en existent deux :

1. Système sous pression sur la totalité du parcours : Le réseau fonctionne en charge de façon permanente sur la totalité du parcours.
2. Système sous dépression : Le transport de l'effluent s'effectue par mise des canalisations en dépression.

## **I.5 Les critères de choix d'un système d'assainissement**

Aucun critère ne permet, à lui seul, de choisir un système d'assainissement ; différents critères d'ordre environnemental, économique, technique et financier doivent être examinés ;

Un ensemble équilibré de critères combinant **quatre dimensions fondamentales** doit être pris en compte :

### **1.5.1 Le respect des contraintes physiques et environnementales**

Le choix d'une solution technique d'assainissement doit d'abord, bien entendu, intégrer au mieux les contraintes physiques et respecter l'environnement : qualité des sols, réseau hydrographique, nappe phréatique, altitude, topographie, pluviométrie, température, vent...

### **1.5.2 L'adaptation aux besoins de l'économie et du cadre de vie**

Les activités humaines, génératrices de pollution, peuvent être permanentes ou saisonnières, domestiques ou industrielles, concentrées en une zone agglomérée ou éclatées en plusieurs secteurs géographiques.

L'examen de ce critère doit être réalisé en prenant en compte tant la situation actuelle que son évolution prévisible

### **1.5.3 La cohérence par rapport aux règles de l'art et aux ressources humaines disponibles**

La cohérence des solutions proposées au regard de la réglementation technique et des pratiques habituellement admises ("règles de l'art").

La solution cohérente retenue sur la base de cette appréciation doit permettre le meilleur fonctionnement possible des installations.

Toutefois, cette cohérence ne saurait s'apprécier indépendamment de l'environnement humain dans lequel les installations auront à fonctionner.

### **1.5.4 L'optimisation des coûts**

Le critère financier doit bien entendu être pris en compte.

Il permet d'analyser l'impact des différentes solutions en termes de coût d'investissement mais aussi de fonctionnement.

## **I.6 Facteurs influents sur la conception d'un projet d'assainissement:**

### **1.6.1 Données naturelles:**

- pluviométrie
- Topographie
- Hydrographie
- Géologie

### **1.6.2 Caractéristiques de l'agglomération:**

- Importance et nature
- Mode d'occupation du sol
- Réseau existant
- Développement futur de l'agglomération

### **1.6.3 Contraintes liées à l'assainissement:**

- Conditions de transports des eaux usées
- Facilités d'exploitation
- Réduction des nuisances

## I.7 SCHEMAS TYPES DES RESEAUX D'EVACUATION

Bien que les réseaux d'évacuation revêtent des dispositions très diverses selon le système choisi, leur schéma se rapproche le plus souvent de l'un des cinq types décrits ci-après :

### 1) le schéma perpendiculaire au cours d'eau

On le trouve souvent dans les villes ou les 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.

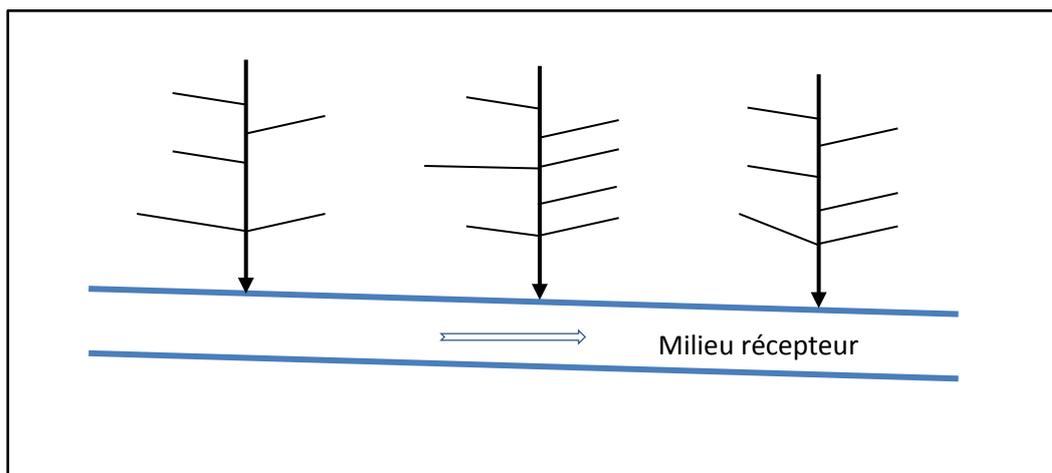


Figure N°02 : Schéma type perpendiculaire

## 2) le schéma type « collecteur latéral »

Ce schéma oblige parfois à prévoir des stations de relèvement.

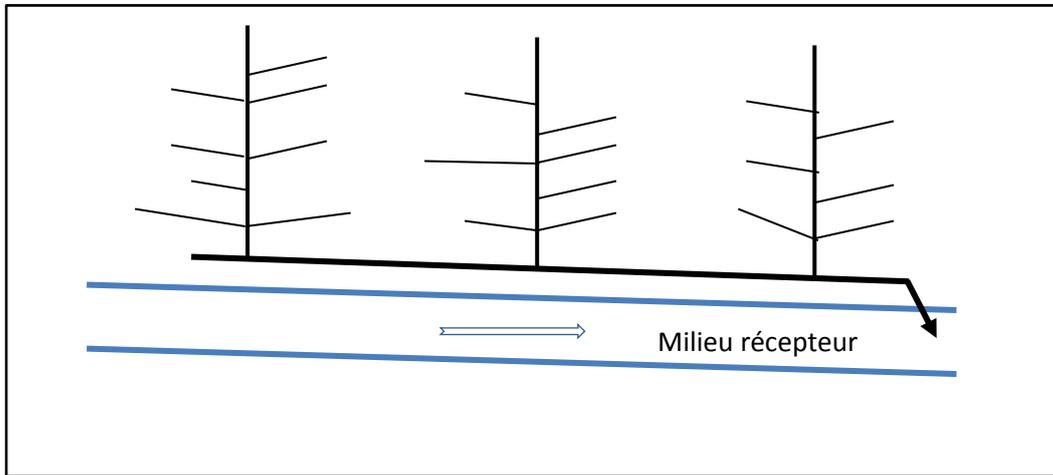


Figure N°02 : Schéma type latéral

## 3) le schéma type « collecteur transversal »

Ce schéma permet de reporter par simple gravité l'ensemble des effluents plus loin à l'aval par rapport au schéma précédent.

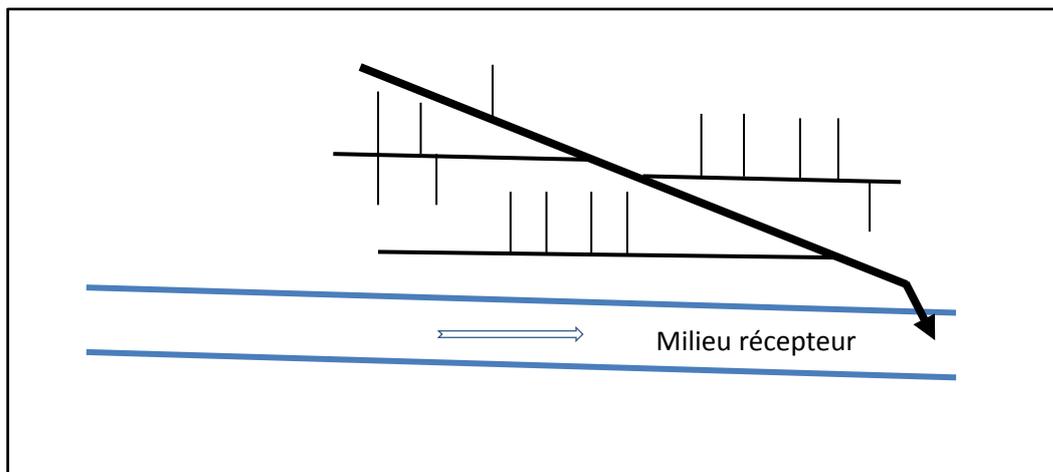


Figure N°03 : Schéma type collecteur transversal

#### 4) le schéma type « par zones étagées »

Ce schéma s'apparente au schéma précédent. Le collecteur bas qui doit souvent faire l'objet de relèvement, se trouve soulagé des apports des bassins dominants qui peuvent être évacués gravitairement.

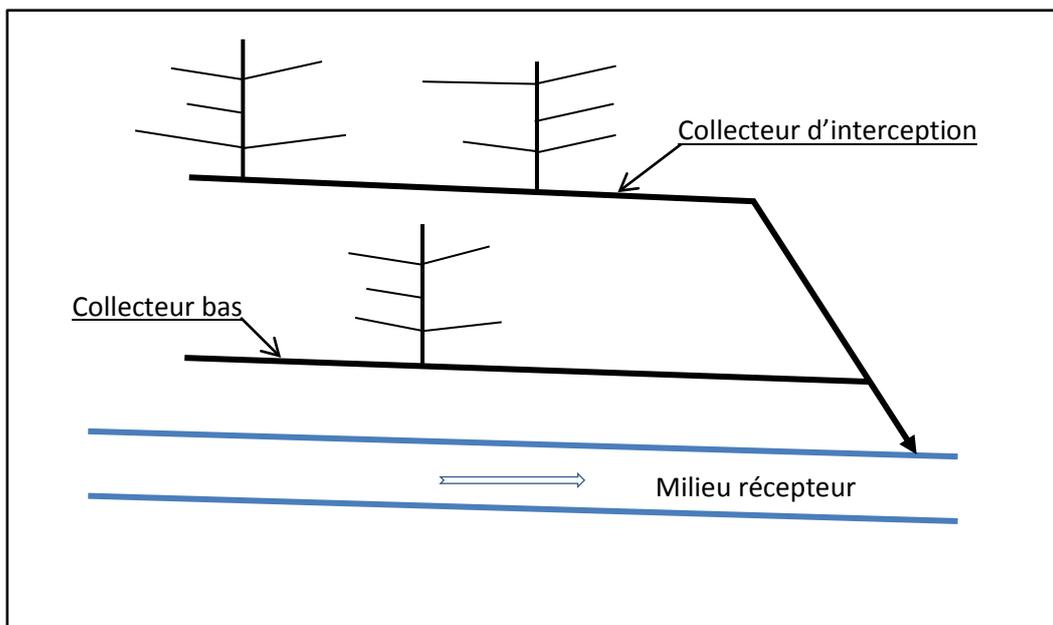


Figure N°04 : Schéma type Zones Etagées

#### 5) le schéma type « centre collecteur unique » et le schéma type radial

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

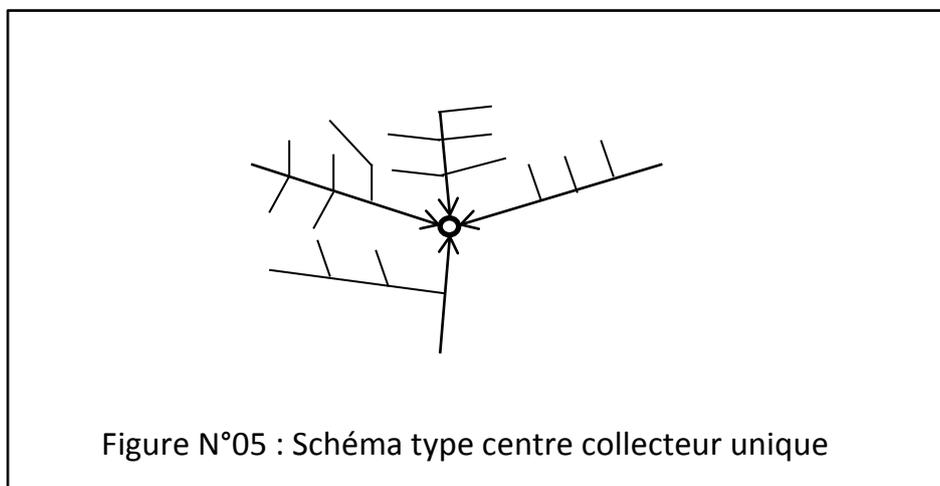


Figure N°05 : Schéma type centre collecteur unique

## **I.8 Choix d'un schéma d'assainissement**

Le choix d'un schéma d'assainissement se repose généralement sur les critères suivants:

1. Proximité d'un exutoire naturel
2. Sensibilité du milieu récepteur
3. Existence d'un réseau ancien
4. Pente du terrain

### **I.8.1 L'enquête préalable**

L'enquête préalable est concrétisée en pratique par la phase de reconnaissances avec des visites des lieux et la collecte des données, elle a pour objet de fournir les informations suivantes :

#### **1. informations 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.

#### **2. informations sur les équipements existants**

Caractéristiques du réseau existant : sa nature (unitaire ou séparatif), les conditions de rejets dans ce réseau (faisant l'objet d'une autorisation), les débits admissibles au droit du rejet de l'opération, la cote de mise en charge du réseau pour connaître les répercussions éventuelles, la profondeur du collecteur, les raccordements futurs provenant d'autres opérations.

### **3. informations sur 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 l'agence nationale des ressources hydrauliques ainsi que l'agence du bassin hydrographique (ABH) 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.

#### **I.8.2 ETUDES PREALABLES**

Une étude préalable s'avère nécessaire pour répondre aux questions suivantes :

1. quel est le devenir des eaux de ruissellement pluviales recueillies ?
2. comment limiter tout risque de dommage par inondations ?
3. est-il possible de choisir une solution alternative mieux adaptée, plus économique que la mise en place de canalisations ?

#### **L'étude portera 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 équipements de rétention (perméabilité des sols et sous-sols, propriétés mécaniques du sol sous l'influence de l'eau, fluctuation de la nappe, risque de pollution de la nappe),
- la qualité des eaux de ruissellement (si rejet dans un milieu naturel de bonne qualité).

## II. Notion d'Hydrologie: Précipitations

### II.1 Introduction

Les précipitations sont des processus hydrologiques les plus variables.

D'une part, elles sont caractérisées par une grande **variabilité dans l'espace** et ceci quelle que soit l'échelle spatiale prise en compte (régionale, locale, etc.).

D'autre part, elles sont caractérisées par une grande **variabilité dans le temps**, aussi bien à l'échelle annuelle qu'à celle d'un événement pluvieux.

Les précipitations sont exprimées généralement en hauteur ou *lame* d'eau précipitée par unité de surface horizontale (mm) On définit aussi son *intensité* (mm/h) comme la hauteur d'eau précipitée par unité de temps.

Les précipitations sont mesurées par les deux appareils de mesures fondamentaux que sont :

- Le **pluviomètre** : instrument de base de la mesure des précipitations liquides ou solides. Il indique la quantité d'eau totale précipitée et recueillie à l'intérieur d'une surface calibrée dans un intervalle de temps séparant deux relevés.
- Le **pluviographe** : instrument captant la précipitation de la même manière que le pluviomètre mais avec un dispositif permettant de connaître, outre la hauteur d'eau totale, leur répartition dans le temps, autrement dit les intensités.

Les mesures ponctuelles acquises au niveau des pluviomètres ou des pluviographes sont analysées et soumises à différents traitements statistiques.

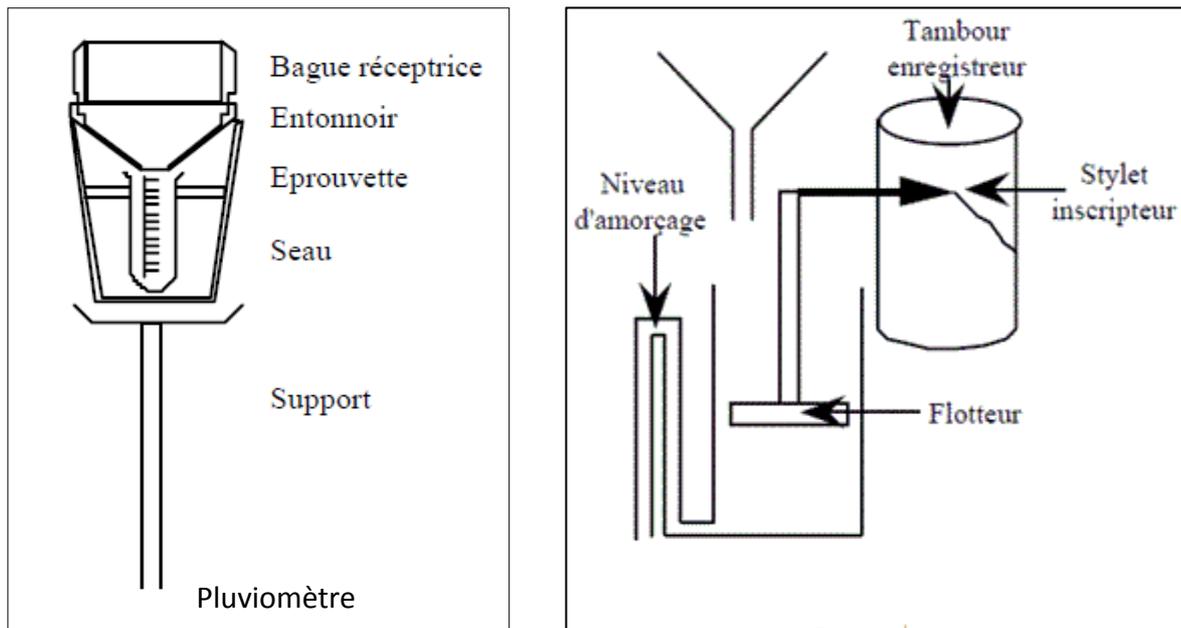


Figure N°06 : schéma du Pluviomètre et du pluviographe à siphon

## II.2 Notion d'averses et d'intensités

- On désigne en général par "averse" un ensemble de pluies associé à une perturbation météorologique bien définie.
- La durée d'une averse peut donc varier de quelques minutes à une centaine d'heures et intéresser une superficie allant de quelques kilomètres carrés (orages) à quelques milliers (pluies cycloniques).
- On définit finalement une averse comme un épisode pluvieux continu, pouvant avoir plusieurs pointes d'intensité.
- L'intensité moyenne d'une averse s'exprime par le rapport entre la hauteur de pluie observée et la durée  $t$  de l'averse :

$$i_m = h/t$$

$i_m$  : intensité moyenne de la pluie [mm/h, mm/min] ou ramenée à la surface [l/s.ha],

$h$  : hauteur de pluie de l'averse [mm],

$t$  : durée de l'averse [h ou min].

L'intensité des précipitations varie à chaque instant au cours d'une même averse suivant les caractéristiques météorologiques de celle-ci. Plutôt que de considérer l'averse entière et son intensité moyenne, on peut s'intéresser aux intensités observées sur des intervalles de temps au cours desquels on aura enregistré la plus grande hauteur de pluie: *intensité maximale*.

Deux types de courbes déduites des enregistrements d'un pluviographe (pluviogramme) permettent d'analyser les averses d'une station :

- La courbe des hauteurs de pluie cumulée, le hyétogramme.
- La courbe des hauteurs de pluie cumulées représente en ordonnée, pour chaque instant  $t$ , l'intégrale de la hauteur de pluie tombée depuis le début de l'averse.

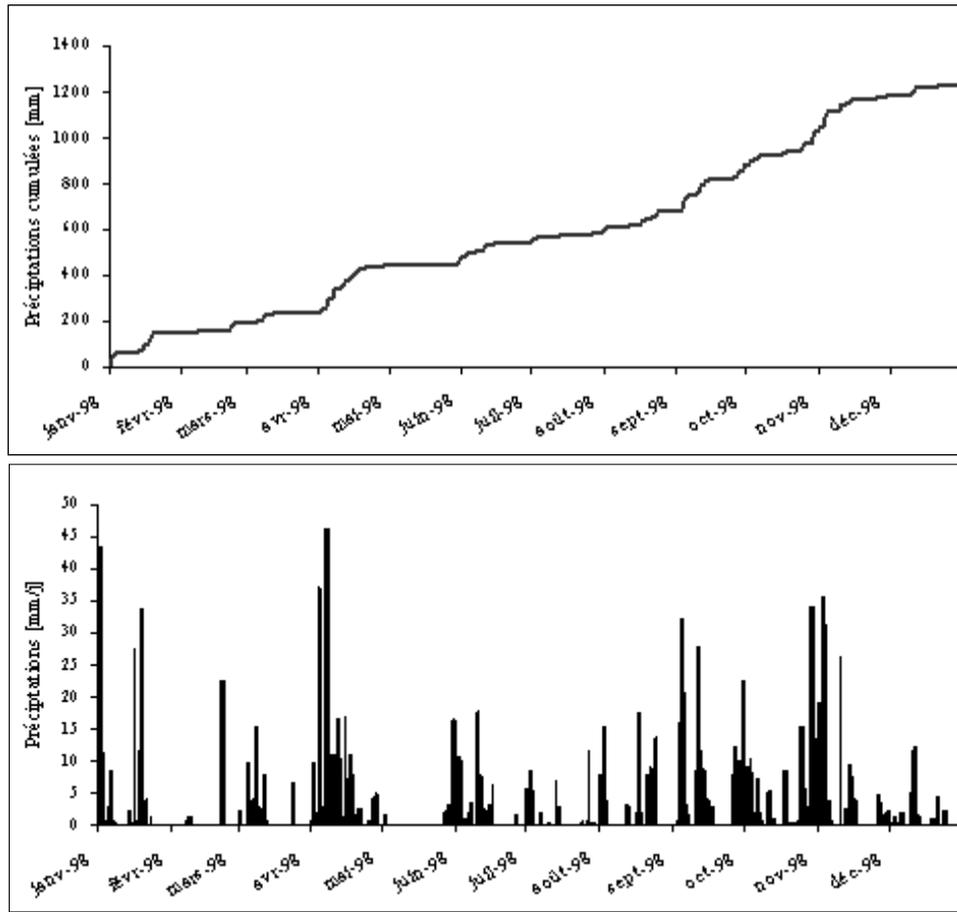


Figure N° 07 : Exemple de Courbe des pluies cumulées et hyétogramme

### II.3 Statistique descriptive des séries chronologiques

L'ensemble des données d'une station de mesures pluviométriques constitue une information considérable.

On applique ainsi les lois et d'autres techniques de la statistique aux relevés pluviométriques pour en tirer des informations utiles aux études et travaux envisagés.

On détermine de la sorte :

1. Valeurs moyennes, tendances centrales ou dominantes (moyenne, médiane, mode,...),
2. Dispersion ou fluctuation autour de la valeur centrale (écart-type, variance, quantiles, moments centrés),
3. Caractéristiques de forme (coefficients de Yulle, Fisher, Pearson, Kelley),
4. Lois de distribution statistiques (loi normale, log-normale, Pearson...).

L'ensemble de ces valeurs ponctuelles, condensées sous forme statistique, est utilisé pour déterminer la fréquence et les caractéristiques d'un événement pluvieux isolé ou encore pour étudier la variabilité de la pluviométrie dans l'espace.

### **II.3 Notion de période de retour**

#### **Définition 1:**

PERIODE DE RETOUR = durée théorique moyenne, exprimée en année, qui sépare deux occurrences d'un phénomène donné, si l'on considère une période de temps suffisamment longue.

Par exemple :

Une crue qui correspond à une PERIODE DE RETOUR  $T=100$  (centennale :  $Q_{100}$ ) est une crue théorique calculée à partir de l'analyse des crues passées et qui a une (01) chance sur 100 de se produire chaque année. On peut aussi dire que la crue centennale se produit en moyenne dix fois par millénaire.

**Remarque :**

Les projets d'aménagements hydrauliques ou hydrologiques sont souvent définis par rapport à une averse type associée aux fréquences probables d'apparition.

Lorsque l'on étudie des grandeurs comme les précipitations (caractérisées à la fois par leur hauteur et leur durée) ou les débits de crue d'un point de vue statistique, on cherche donc et, en règle générale, à déterminer par exemple la probabilité pour qu'une intensité  $i$  ne soit pas atteinte ou dépassée.

Cette probabilité est donnée, si  $i$  représente une variable aléatoire, par la relation suivante :

$$F(x_i) = P(i \leq x_i)$$

On nomme cette probabilité fréquence de non-dépassement ou probabilité de non-dépassement. Son complément à l'unité  $1 - F(x_i)$  est appelé probabilité de dépassement, fréquence de dépassement ou encore fréquence d'apparition.

On définit alors le *temps de retour*  $T$  d'un événement comme étant l'inverse de la fréquence d'apparition de l'événement. Soit :

$$T = \frac{1}{1 - F(x_i)}$$

Ainsi, l'intensité d'une pluie de temps de retour  $T$  est l'intensité qui sera dépassé en moyen toutes les  $T$  années.

**Définition 2 :**

PERIODE DE RETOUR = Pour les événements rares, la période de retour est l'inverse de la probabilité d'occurrence de l'événement considéré au cours d'une année quelconque.

Approximativement on constate que le débit de pointe  $Q_p$  varie comme  $\text{Log}T$

Ainsi :  $Q_p(T=100) = 2 Q_p(T = 10)$

## Débit centennal Débit décennal

Si la période de retour choisie augmente, le débit de pointe croit, le diamètre du collecteur est plus grand, les dépenses d'investissement s'accroissent, mais le risque d'inondation diminue. Il y a donc un *une période de retour optimale* à trouver.

En assainissement urbain, les projets sont en général déterminés pour la période décennale  $T = 10$  ans en précisant la nature des débordements prévisibles pour la période centennale  $T = 100$  ans.

Dans certains cas, il peut apparaître judicieux de proposer une variation de la période de retour de l'amont vers l'aval (2 à 5 ans dans la partie amont du réseau, 10 ans dans les zones d'urbanisation plus denses en aval et 25 ans pour la voirie et plus sur les secteurs économiquement importants).

Le calcul est alors effectué par application au débit décennal d'un coefficient multiplicateur Tableau N°03 et N°04

Tableau N°03 Coefficient multiplicateur pour des périodes inférieures à un an

Période de retour	Coefficient multiplicateur
1 mois	0,12
2 mois	0.20
3 mois	0.24
4 mois	0.28
6 mois	0.34
9 mois	0.40

Tableau N°04 Coefficient multiplicateur pour des périodes supérieures à 10 ans

Période de retour	Coefficient multiplicateur
20 ans	1.25
50 ans	1.60
100 ans	2.00

Une pluie peut être caractérisée par plusieurs paramètres qui peuvent avoir, au sein de la même pluie, des temps de retour très différents. Citons notamment :

- La hauteur totale de pluie,
- la durée,
- l'intensité moyenne,
- les intensités maximales sur des intervalles de temps quelconques,
- la distribution d'intensité instantanée  $i(t)$ .

#### **II.4 Les courbes IDF (intensité-durée-fréquence)**

L'analyse des pluies a permis de définir deux lois générales de pluviosité qui peuvent s'exprimer de la manière suivante :

- Pour une même fréquence d'apparition - donc un même temps de retour - l'intensité d'une pluie est d'autant plus forte que sa durée est courte.
- Ou encore, en corollaire, à durée de pluie égale, une précipitation sera d'autant plus intense que sa fréquence d'apparition sera petite (donc que son temps de retour sera grand).

Ces lois permettant d'établir les relations entre les intensités, la durée et la fréquence d'apparition des pluies peuvent être représentées selon des courbes caractéristiques : on parle généralement de *courbes Intensité-Durée-Fréquence* (IDF).

La notion de fréquence est en fait exprimée par la notion de temps de retour.

Les courbes IDF permettent d'une part de synthétiser l'information pluviométrique au droit d'une station donnée et, d'autre part de calculer succinctement des débits de

projet et d'estimer des débits de crue ainsi que de déterminer des pluies de projet utilisées en modélisation hydrologique.

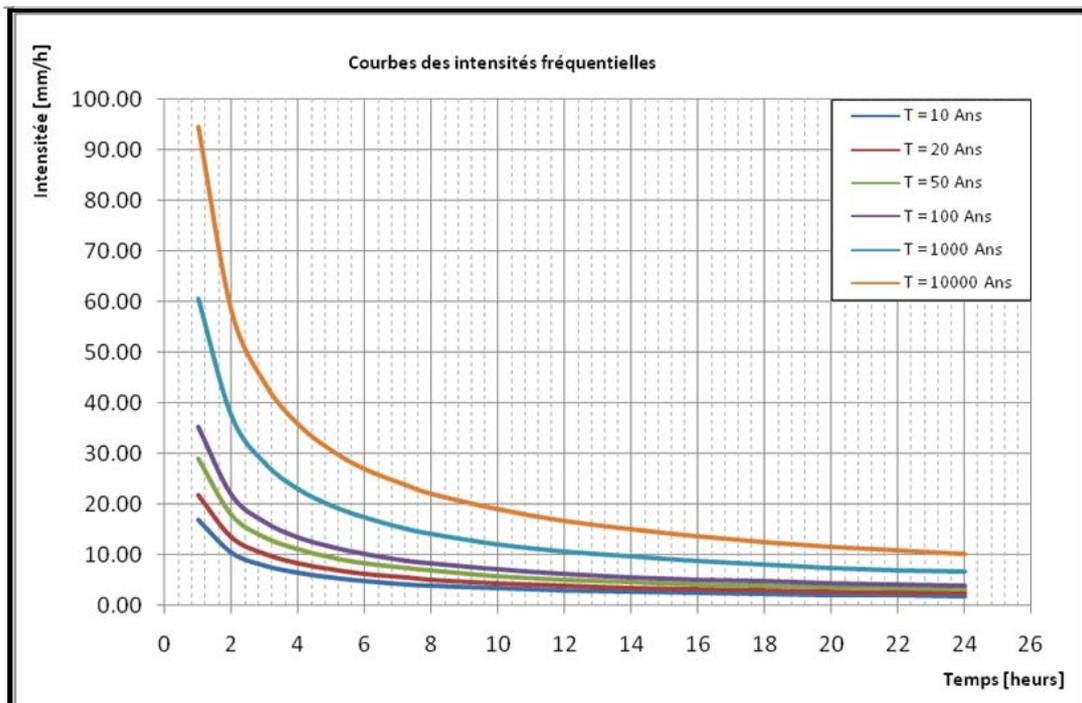


Figure N°08 : Représentation schématique des courbes I.D.F

#### **II.4.1 Construction de courbes IDF**

Les courbes IDF sont établies sur la base de l'analyse d'averses enregistrées à une station au cours d'une longue période. Les courbes obtenues peuvent donc être construites de manière analytique ou statistique.

##### **1. Représentation analytique**

Différentes formules sont proposées pour représenter l'intensité critique d'une pluie en fonction de sa durée.

La forme la plus générale (avec T variable) est la suivante :

$$i = \frac{k \cdot T^a}{(t + c)^b}$$

i : intensité totale [mm/h], [mm/min] ou intensité spécifique [l/s.ha],

T : période de retour en années,

t : durée de référence [h ] ou [min],

k, a, b, c : paramètres d'ajustement.

### Exemple1

Données de bases :

- Pluie moyenne journalière maximale  $P_j = 54.74 \text{ mm}$ .
- Exposant climatique  $b = 0.38$ .
- Coefficient de variation  $C_v = 0.47$
- Période de retour  $T = 10$  ans, la variable de Gauss  $u = 1,28$

Fréquence au dépassement (%)	50	20	10	5	2	1
Période de retour (années)	2	5	10	20	50	100
Variable de GAUSS (U)	0	0.84	1.28	1.64	2.06	2.33

1. Calcul de précipitation journalière :

$$P_j = \frac{P_{j\text{moy}}}{\sqrt{c_v^2 + 1}} \cdot \exp(u \cdot \sqrt{\ln(c_v^2 + 1)}) \quad (\text{mm})$$

$$P_j(10\%) = \frac{54.74}{\sqrt{(0.47)^2 + 1}} \times e^{1.28 \sqrt{\ln(0.47^2 + 1)}} = 88.07 \text{ mm}$$

2. Calcul de l'intensité de l'averse de 24 h:

$$I = \frac{P_j(10\%)}{t} = \frac{88.07}{24} = 3.67 \text{ mm/h}$$

3. Calcul de l'intensité de l'averse pour une durée de T=15mn

$$I_t = I \cdot \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} = 3.67 \cdot \left(\frac{0.25}{24}\right)^{0.38-1} = 84.04 \text{ mm/h}$$

4.  $I_{(15\text{min})} = 84.04 \times 10000 / 3600 = 233.44 \text{ l/s.ha}$

**Remarque:**

Pour un projet d'assainissement cette intensité suffit largement si on utilise la méthode rationnelle, par exemple; mais pour Covadis on a besoin des coefficients de Montana a et b.

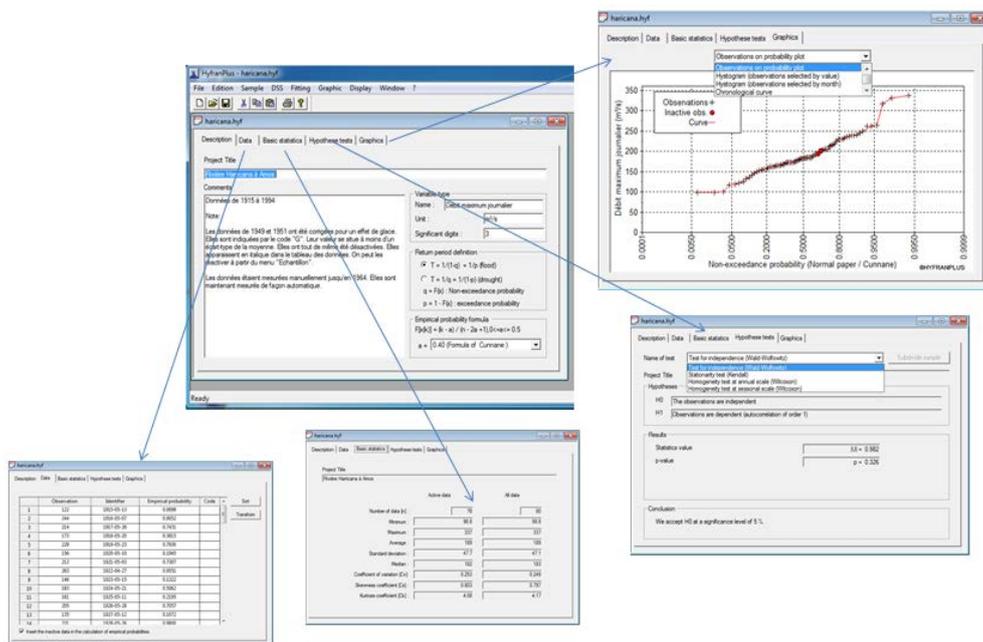
**Détermination de l'intensité pluviale i en utilisant le logiciel Hyfran**

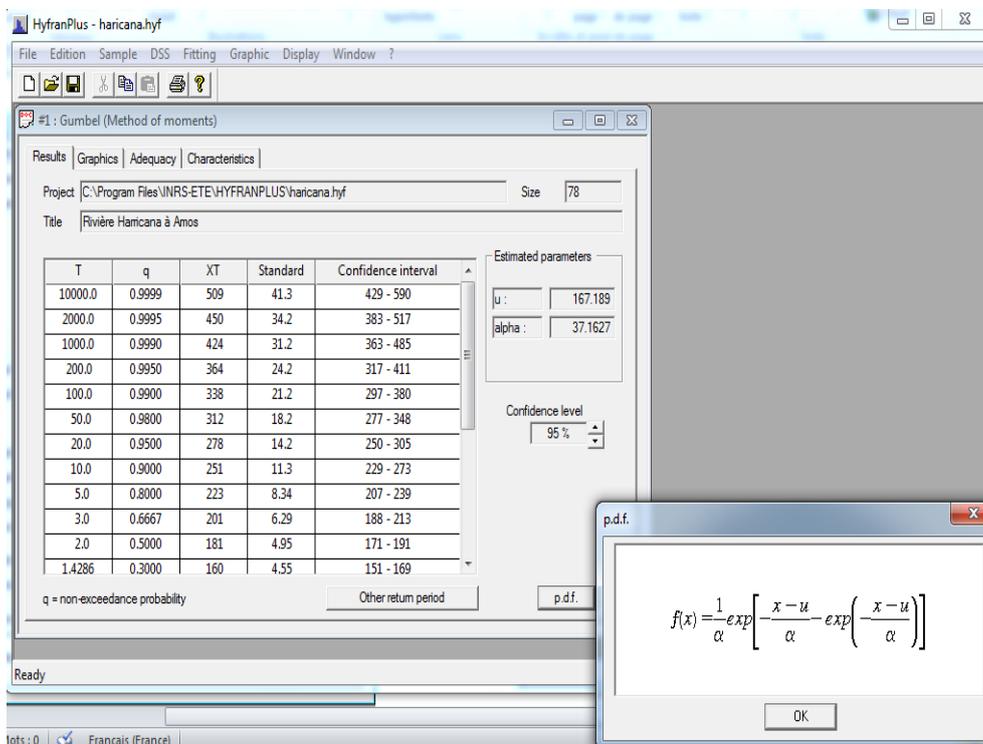
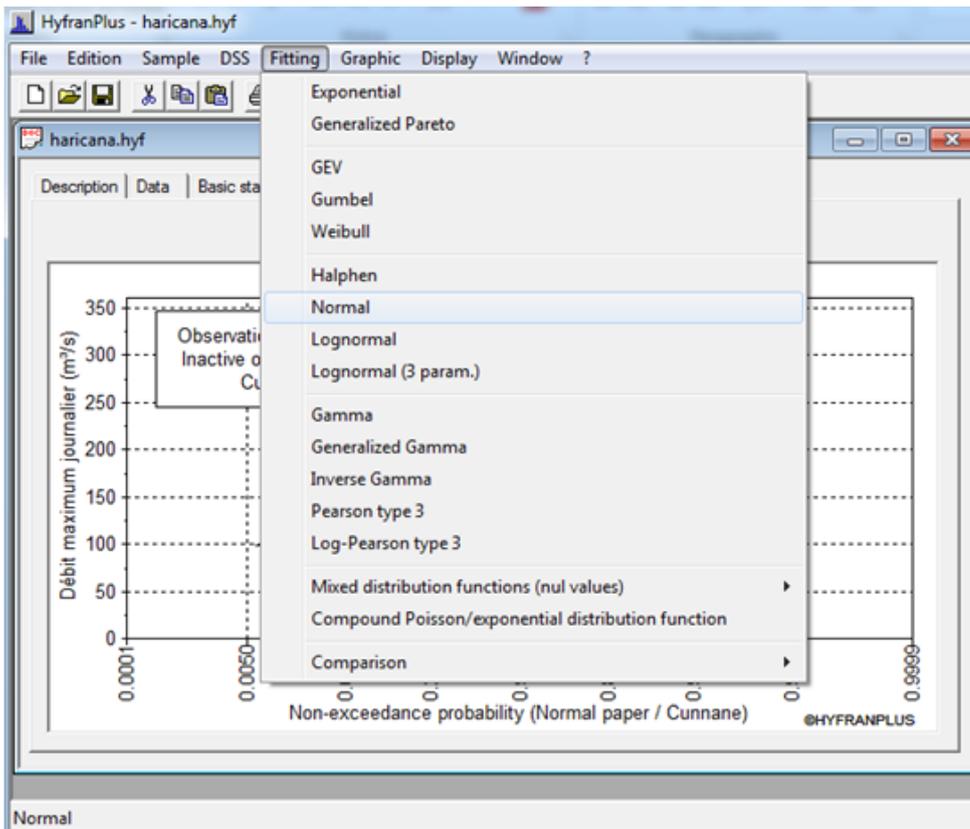
Le logiciel **HYFRAN** permet l'analyse fréquentielle en hydrologie particulièrement pour les valeurs extrêmes. Ainsi pour l'analyse des crues, il s'intéresse au débit maximum annuel. Cependant il peut être utilisé pour n'importe quelle série de valeurs extrêmes dans d'autres domaines avec différents pas de temps, à conditions que les observations soient Indépendantes comme l'ajustement de nombre important de distributions statistiques à une série de données qui vérifient les hypothèses d'indépendance, d'homogénéité et de stationnarité.

**HYFRAN** a été développé par l'équipe du Pr. Bernard Bobée titulaire de la chaire en hydrologie statistique (1992-2004).

Hyfran est un logiciel d'ajustement de lois statistiques, qui possède les fonctionnalités suivantes :

4. vérification d'hypothèses : indépendance, homogénéité, présence de tendances ou de valeurs singulières, adéquation des lois théoriques aux données observées ;
5. ajustement à 16 lois (exponentielle, GEV, Gumbel, normale, log-normale (deux ou trois paramètres), Weibull, gamma (ou Pearson, deux ou trois paramètres), gamma généralisée, gamma inverse, log-Pearson type 3, Halphen (types A, B et B-1) par trois méthodes (maximum de vraisemblance, moments, moments pondérés) ;
6. calcul de quantiles avec intervalles de confiance (avec les quantiles de loi normale, ou par Bootstrap paramétrique) ;
7. interfaçage avec tableurs.





**Exemple 2** : Détermination de l'intensité pluviale  $i$  en utilisant le logiciel Hyfran

**Etape N°01**: données pluviométriques

Année	Pluie moyenne annuelle station Sidi Bel Abbès
1990/1991	364.9
91/92	229.1
92/93	187.8
93/94	230.9
94/95	261.8
95/96	433.3
96/97	158.9
97/98	329.8
98/99	285.3
99/2000	234.4
2000/01	342.6
01/02	351.4
02/03	353.9
03/04	315.5
04/05	310.3
05/06	340.4
moyenne	295.58

## Etape N°02: introduction des données dans le logiciel Hyfran

The screenshot shows the Hyfran software window with the 'Data' tab selected. The data table is as follows:

	Observation	Identifrier	Empirical probability	Code
1	52	1990	0.7869	
2	56	1991	0.8689	
3	46.7	1992	0.7049	
4	32.7	1993	0.2131	
5	39.4	1994	0.3770	
6	41.1	1995	0.4590	
7	35.4	1996	0.2951	
8	25	1997	0.1311	
9	18.3	1998	0.0492	
10	45	1999	0.5410	
11	56	2000	0.9508	
12	45	2001	0.6230	

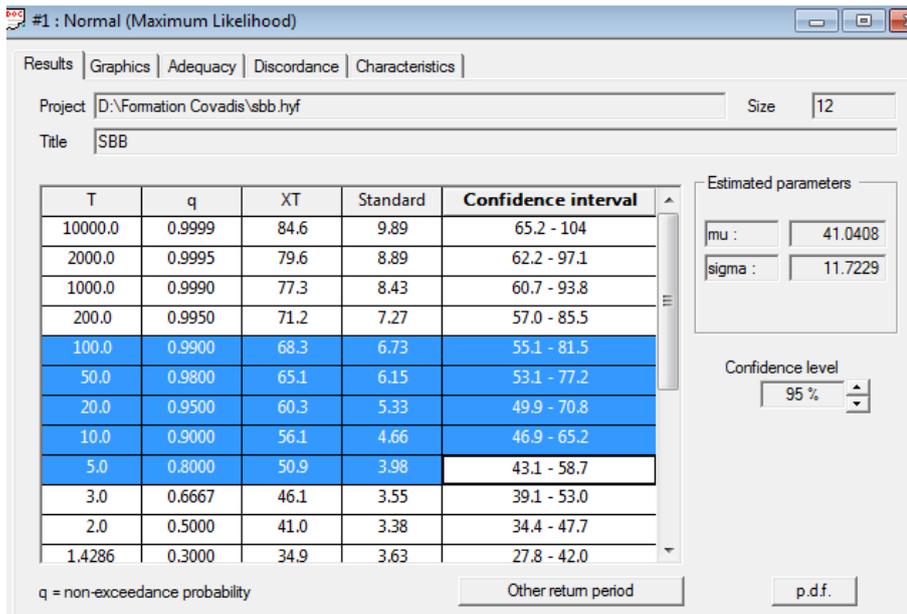
Intensité maximale journalière

Paramètres statistiques :

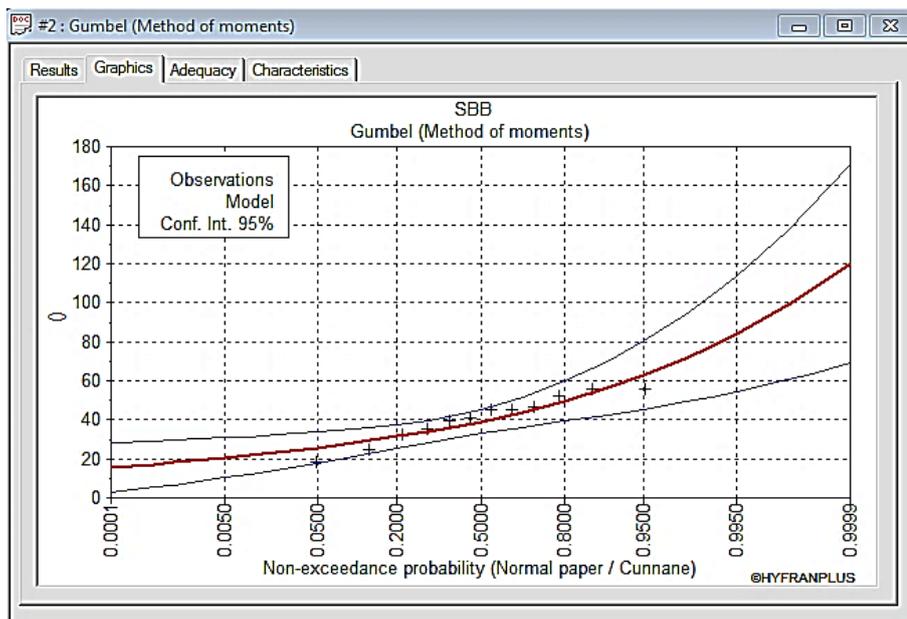
The screenshot shows the 'Basic statistics' tab in Hyfran. The project title is 'SBB'. The statistical parameters are:

Number of data [n] :	12
Minimum :	18.3
Maximum :	56.0
Average :	41.0
Standard deviation :	11.7
Median :	43.0
Coefficient of variation [Cv] :	0.286
Skewness coefficient [Cs] :	-0.569
Kurtosis coefficient [Ck] :	2.02

Station	minimum	maximum	moyenne	Ecart type	Coefficient de Variation
<b>SBB</b>	18.3	56	41	11.7	0.286

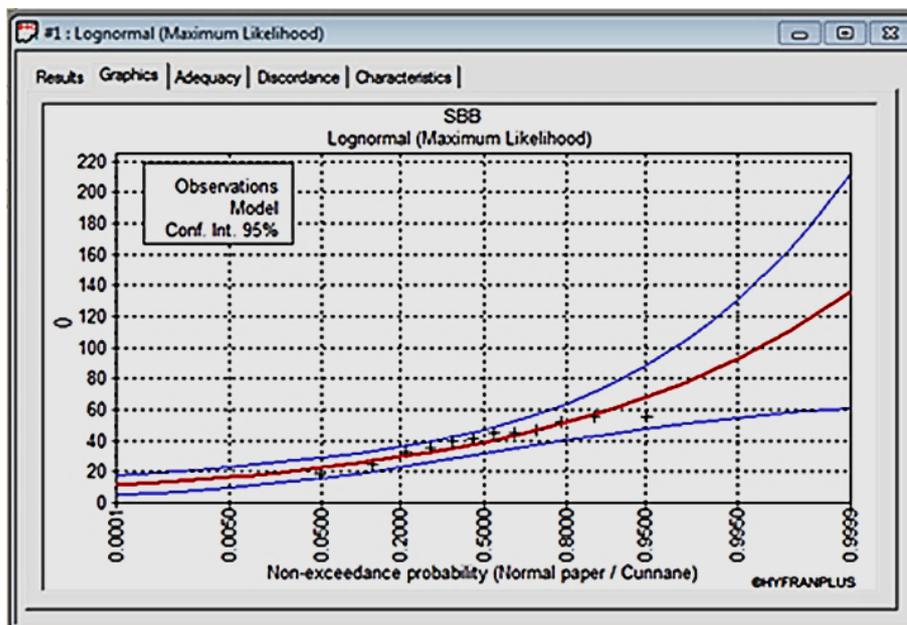


Pour une période de retour T=10 ans (fréquence q=0.9): La pluie journalière maximale **Pjmax= 56.1 mm/h.**



## Statistique descriptive des séries chronologiques

- Valeurs moyennes, tendances centrales ou dominantes (moyenne, médiane, mode,...),
- Dispersion ou fluctuation autour de la valeur centrale (écart-type, variance, quantiles, moments centrés),
- Caractéristiques de forme (coefficients de Yulle, Fisher, Pearson, Kelley),
- Lois de distribution statistiques (loi normale, log-normale, Pearson...).



Pour calculer les pluies de courtes durées:

$$P_t = P_{jmax} \cdot \left(\frac{t}{24}\right)^b$$

$P_j$  : Hauteur de la pluie journalière maximale (mm).

$P_t$  : pluie journalière maximale annuelle.

$t_c$  : Temps de concentration (heure).

$b$  : Exposant climatique donné par la formule suivante.

$$b = 1 + \frac{\ln\left(\frac{P_{jmax}}{24}\right) - \ln(25)}{\ln(24) - \ln(0.5)}$$

Pour  $P_{jmax}=56.1$  mm ;  $b$  dans ce cas est égale à **0.39**

Par exemple : Pour  $t=20$  min = 0.3h

$$P_{20min} = 56.1 \cdot \left(\frac{0.3}{24}\right)^{0.39} = 10.16 \text{ mm}$$

$i = P_v/t = 10.16/0.3 = 33.87$  mm/h = **94.07** l/s.ha.

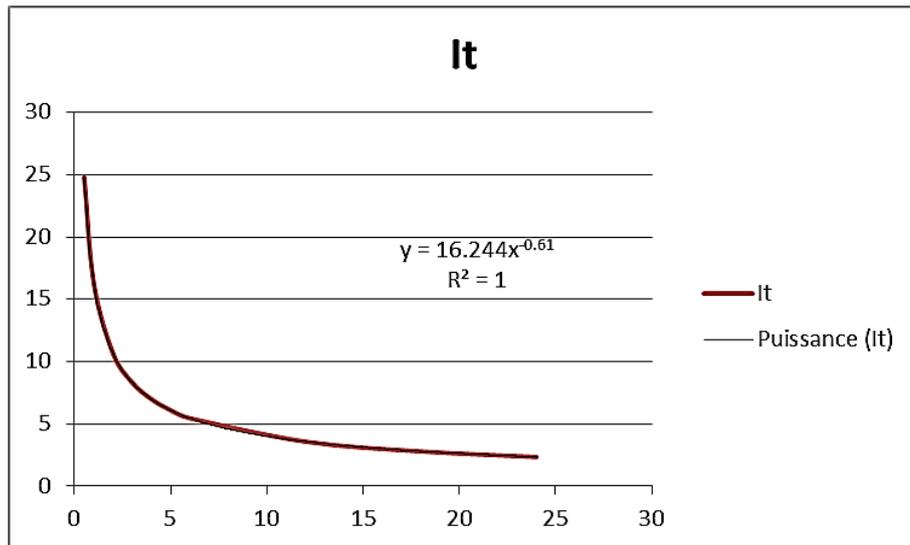
### Calcul des coefficients de Montana a et b

On calcul pour chaque temps (t) la pluie et l'intensité correspondante

Pjmax 24h	t(h)	P(t) mm	It
56.1	0.5	12.40	24.7918408
56.1	1	16.24	16.2435323
56.1	2	21.29	10.6427088
56.1	3	24.93	8.31067907
56.1	4	27.89	6.97306771
56.1	5	30.43	6.08567526
56.1	6	32.67	5.44512952
56.1	12	42.81	3.5676309
56.1	18	50.15	2.78589182
56.1	24	56.10	2.3375

On trace  **$i(t)$**  en fonction de  **$t$** .

Puis On introduit une courbe de tendance (puissance) de la forme  $i = a \cdot t^{-b}$



Pour notre exemple les coefficients de Montana sont :  $a(F) = 16.24$  et  $b(F) = -0.61$

Pour une période de retour  $F=10$  ans.

#### Remarques:

1. Pour les intensités inférieures ou égales à 1 h, la loi de Talbot convient mieux:

$$i(t, T) = \frac{a'(T)}{(t + b'(T))}$$

2. le coefficient  $b$  de Montana est indépendant de la fréquence.
3. En Algérie, les précipitations journalières maximales annuelles sont sensiblement Gumbéliennes.

### Notion du temps de concentration :

Passini	$t_c = 6.48 \cdot \frac{\sqrt[3]{A \cdot L}}{\sqrt{P}}$	$t_c$ en minutes, A en Km <sup>2</sup> , L en Km, P en m/m, A>40 Km <sup>2</sup>
Ventura	$t_c = 7.62 \cdot \sqrt{\frac{A}{P}}$	$t_c$ en minutes, A en Km <sup>2</sup> , L en Km, P en %. A>40 Km <sup>2</sup> , P faibles à moyennes
Kirpich	$t_c = 0.0195 \cdot L^{0.77} \cdot P^{-0.385}$	$t_c$ en minutes, L en m, P en m/m.
Espagnole	$t_c = 7.56 \cdot \left(\frac{L}{P^{0.25}}\right)^{0.77}$	$t_c$ en minutes, A en Km <sup>2</sup> , L en Km, P en m/m.
Giandotti	$t_c = 60 \cdot \frac{(4 \cdot A^{0.5} + 1.5 \cdot L)}{(0.8 \cdot H^{0.5})}$	$t_c$ en minutes, A en Km <sup>2</sup> , L en Km, H en m.
Van Te Chow	$t_c = 60 \times 0.123 \left(\frac{L \times P^{0.5}}{1000}\right)^{0.64}$	$t_c$ en minutes, L en m, P en m/m.
Californienne	$t_c = 60 \times 0.1452 \left(\frac{L \times P^{0.5}}{1000}\right)^{0.77}$	$t_c$ en minutes, L en m, P en m/m.
US corps	$t_c = 16.682 \left(\frac{L \times P^{0.25}}{1000}\right)^{0.77}$	$t_c$ en minutes, L en m, P en m/m.
Méthode des Vitesses utilisé par Covadis	$t_c = \frac{L}{60 \cdot V}$	$t_c$ en minutes, L en m, V en m/s.

### III. Evaluation des débits des eaux pluviales

Utilité du calcul des débits ?

- Dimensionner un nouveau collecteur
- Vérifier la capacité d'un collecteur existant

Pour évaluer les débits des eaux pluviales il faut choisir et évaluer les paramètres suivants :

1. Choix de la période de retour (le degré de protection est d'autant plus élevé que la période de retour est longue)
2. Le coefficient de ruissellement : est fonction principalement du type d'occupation du terrain mais aussi de la nature des sols, de leur degré de saturation en eau, de la pente du terrain.
3. La pente moyenne du bassin versant: elle correspond au rapport entre la dénivelée du plus long parcours de l'eau et la longueur de ce dernier.

#### III.1 Historique sur l'évolution des méthodes d'évaluation des débits des eaux pluviales :

L'apport empirique de **Dupuit** et de **Belgrand** cède le pas à la méthode rationnelle. Cette méthode, mise en œuvre dès la fin du XIX<sup>e</sup> siècle dans les pays anglo-saxons, constitue la première ébauche d'une analyse mécaniste du fonctionnement des bassins versants. Elle introduit en particulier le concept de temps de concentration. Dès 1904, le professeur **Talbot**, de l'université de l'Illinois, imagine la première formulation des courbes intensité-durée-fréquence. En 1930, **Koch** propose l'utilisation de la méthode rationnelle en remplacement de la méthode de Belgrand.

Au début des années 1940, **Caquot** propose une adaptation de la méthode rationnelle rendant l'utilisation de cette dernière particulièrement simple.

En 1948, **Grisollet** publie une analyse statistique des données pluviographiques de la station de Paris-Montsouris qui avait été équipée d'un pluviographe à siphon dès 1873.

En 1968, **M. Affholder** propose au Ministère de l'Équipement un programme de vérification expérimentale du modèle de Caquot. Au début des années 1970, une commission interministérielle, présidée par l'Ingénieur général **Loriferne**, reçoit pour mission de réviser la CG 1333. Les travaux de cette commission aboutissent à la publication en 1977 de *l'Instruction technique* INT 77/284.

## III.2 Calcul des débits des eaux pluviales

### III.2.1 La méthode rationnelle

$$Q = C \cdot i \cdot A$$

Avec :

- **Q** (l/s) : débit de pointe
- **i** (l/s/ha) : intensité pluviale fonction de l'analyse des données pluviométriques locales.
- **A** (ha) : aire recevant la chute de pluie.
- **C** : coefficient de ruissellement pondéré compris entre 0 et 1

$$C(\text{pondéré}) = \frac{\sum C_i \cdot A_i}{\sum A_i}$$

Tableau N° 03: Coefficient de ruissellement “c” en fonction du type d’occupation des sols

Type d’occupation des sols	Coefficient de ruissellement
Habitation très denses	0.90
Habitation denses	0.60 à 0.70
Quartiers résidentiels	0.20 à 0.50
Revêtements modulaires à joints larges	0.60
Zones cultivées	0.10 à 0.35
Zones boisées	0 à 0.15

Tableau N°04: Coefficient de ruissellement en fonction de la nature de l’aire raccordée

Nature de l’aire raccordée	Coefficient de ruissellement « C »	Observation
Aires imperméables et toits très pentus	0.9 à 1.0	En fonction du stockage dans les zones de dépression
Vastes toits plats	0.5	Au-delà de 10.000 m <sup>2</sup>
Petits toits plats	1.0	Moins de 100 m <sup>2</sup>
Aires perméables	0.0 à 0.3	En fonction la pente du terrain et de son revêtement

**Principe de la méthode rationnelle :**

1. Découpage du bassin en bassins élémentaires  $A_i$
2. Calcul du coefficient de ruissellement pondéré
3. Détermination de l'intensité pluviale  $i$ .

### III.2.2 La méthode superficielle (méthode de Caquot)

$$Q = k \cdot I^u \cdot C^v \cdot A^w$$

- $Q$  : Débit maximum d'eau pluviale ( $m^3/s$ ).
- $A$  : Air du bassin versant ( $km^2$ ).
- $C$  : Coefficient de ruissellement.
- $I$  : la pente moyenne du bassin versant:
- $k, u, v, w$  : sont des coefficients tels que :

$$k = \frac{0.5^{b(F)} \cdot a(F)}{6.6}$$

$$u = 1 + 0.287 \cdot b(F)$$

$$v = -0.41 \cdot b(F)$$

$$w = 0.95 + 0.507 \cdot b(F)$$

$$b(f) = b - 1$$

$$a(F) = \frac{P_{24(F)}}{24 \times 60} \cdot \left( \frac{1}{24 \times 60} \right)^{b-1}$$

$b$  : Coefficient climatique des courbes de réduction des précipitations :

$$b = 1 + \frac{\ln\left(\frac{P_{jmax}}{24}\right) - \ln(25)}{\ln(24) - \ln(0.5)}$$

Pour des durées différentes on a des coefficients de Montana différents.

Pour les projets d'assainissement, on peut prendre t variant entre 6mn à 2 h ou 2h à 24 h.

Dans le cas de l'Algérie, on peut utiliser la formule suivante :

$$Q = 520 \cdot I^{0.2} \cdot C^{1.11} \cdot A^{0.83}$$

### Assemblage de bassins versants

Quelle que soit la formule de calcul de débit choisie, le groupement de sous-bassins hétérogènes nécessite l'emploi de formules d'équivalence pour les paramètres A (surface), C (coefficient de ruissellement), I (pente) et M (coefficient d'allongement).

Depuis l'amont vers l'aval, on regroupe les sous-bassins pour obtenir au final un bassin d'ensemble permettant de calculer le débit à l'exutoire :

Paramètres Equivalents	$A_{eq}$	$C_{eq}$	$I_{eq}$	$M_{eq}$
<i>Bassins En série</i>	$\sum_{i=1}^N A_i$	$\left[ \frac{\sum_{i=1}^N C_i A_i}{\sum_{i=1}^N A_i} \right]$	$\left[ \frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sum_{i=1}^N \left( \frac{L_i}{\sqrt{I_i}} \right)} \right]^2$	$\left( \frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sqrt{\sum_{i=1}^N A_i}} \right)$
<i>Bassins En parallèle</i>	$\sum_{i=1}^N A_i$	$\left[ \frac{\sum_{i=1}^N C_i A_i}{\sum_{i=1}^N A_i} \right]$	$\left[ \frac{\sum_{i=1}^N I_i Q_i}{\sum_{i=1}^N Q_i} \right]^2$	$\left( \frac{L(Q_{pjMAX})}{\sqrt{\sum_{i=1}^N A_i}} \right)$

Si M est différent de 2, il faut corriger le débit calculé en multipliant le débit brut par un coefficient correctif  $m$  :

Le coefficient correctif :  $m = (M / 2)^x$

Avec :  $x = (0,84 b) / (1-b(F))$

Ou bien on peut utiliser la formulation suivante :

$$m = \left(\frac{M}{2}\right)^{0.7 \cdot b}$$

**Limites de la méthode de Caquot :**

- Superficie : moins de 200 ha
- Imperméabilisation : > 0.2
- Pente :  $0.2\% < I < 5\%$ .

### III.3 Evaluation des débits des eaux usées

Pour évaluer le débit des eaux usées, il faut d'abord estimer la population à l'horizon d'étude et évaluer la dotation hydrique.

$$Q_{eumoy} = 0.8 \cdot \left(\frac{D \cdot P_n}{86400}\right)$$

$$P_n = P_0 \cdot (1 + \alpha)^n$$

$Q_{eu\ moy}$  : Débit d'eau usée moyen (l/s)

D : Dotation en eau potable (l/j.hab)

$P_n$  : population à l'horizon d'étude

$P_0$  : population actuelle ou de l'année de référence.

$\alpha$  : taux d'accroissement

### III.3.1 Le débit de pointe horaire

Le débit de pointe horaire tient compte de la variation de la production en eaux usées lors d'une journée. Le débit maximal horaire de temps sec, il se calcule de la manière suivante :

$$Q_{p_{usée}} = P \cdot Q_{moy.j(E.U)}$$

Avec :

$$P = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy.j(EU)}}} \quad \text{si } Q_{moy.j(EU)} \geq 2.81 \text{ l/s}$$

$$P = 3 \quad \text{si } Q_{moy.j(EU)} < 2.81 \text{ l/s}$$

et  $Q_{moy.j}$  : débit moyen journalier des eaux usées.

### III.3.2 Calcul des sections des ouvrages

Les sections des ouvrages sont calculées par différents méthodes :

1. Utilisation des formules empiriques sous Excel;
2. Utilisation des logiciels dédiés à l'assainissement comme « Covadis », « Mensura » ou « SWMM »...
3. Soit on utilise les abaques

#### III.3.2.1 Calcul des sections des ouvrages en utilisant les formules empiriques

La formule retenue, par l'instruction Technique 77.284, est de celle de Chezy:

$$V = C \cdot \sqrt{R \cdot I}$$

Avec :

**V**: vitesse de l'effluent (m/s)

**R**: rayon hydraulique défini comme le rapport de la section d'écoulement au périmètre mouillé (m).

**I**: pente de la canalisation (m/m)

**C**: Coefficient défini par la formule de Bazin ci-après:

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

$\gamma$  : Coefficient d'écoulement qui varie suivant les matériaux employés et la nature des eaux transportées,

- Selon le type de réseaux d'assainissement, le coefficient de Bazin prend pour expression:

1. pour les réseaux d'EU en système séparatif:

$C = 70 \cdot R^{1/6}$  ce qui conduit à la formule d'écoulement :

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

(Formule de Manning Strickler avec K=70).

2. pour les réseaux d'EP en système séparatif ou unitaire:

$C = 60 \cdot R^{1/4}$  ce qui conduit à la formule d'écoulement :

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

La norme NF EN 752-4 recommande les Formule de Manning Strickler et Colebrook:

### 1. Formule de Manning Strickler :

$$V = K \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad \text{et} \quad Q = S \cdot V$$

Avec :

- **V** (m/s) : vitesse de l'effluent
- **K** : coefficient de rugosité
- **R** (m) : rayon hydraulique défini comme le rapport de la section d'écoulement au périmètre mouillé
- **I** (m/m) : pente de la canalisation
- **S** (m<sup>2</sup>) : section d'écoulement
- **Q** (m<sup>3</sup>/s) : débit volumique de l'effluent

### 2. Formule de Colebrook

$$V = -4 \cdot \sqrt{2g \cdot R \cdot I} \cdot \text{Log}_{10} \left[ \frac{k}{14.84 \cdot R} + \frac{2.51 \cdot \nu}{8 \cdot R \sqrt{2g \cdot R \cdot I}} \right] \quad \text{et} \quad Q = S \cdot V$$

Avec :

- **V** (m/s) : vitesse de l'effluent
- **g** (m/s<sup>2</sup>) : accélération terrestre = 9,81
- **R** (m) : rayon hydraulique défini comme le rapport de la section d'écoulement au périmètre mouillé
- **I** (m/m) : pente de la canalisation
- **k** (m) : rugosité équivalente de la canalisation (paramètre non mesurable)

- $\nu$  (m<sup>2</sup>/s) : viscosité cinématique de l'effluent (on admet en général  $1,30 \cdot 10^{-6}$  m<sup>2</sup>/s pour l'eau à 10 °C)
- $S$  (m<sup>2</sup>) : section d'écoulement
- $Q$  (m<sup>3</sup>/s) : débit de l'effluent

### III.3.3 Condition d'auto-curage (Selon INT 77-284)

L'objectif de l'auto-curage est d'avoir le minimum de dépôt dans les canalisations.

#### En système séparatif:

- à plein section ou à demi-section, la vitesse doit être de 0,7 m/s ou à l'extrême rigueur 0,50 m/s.
- Pour un remplissage égal aux 2/10 de diamètre: la vitesse  $V$  doit être au moins de 0,3 m/s.
- Le remplissage de la conduite au moins égal aux 2/10 de diamètre doit être assuré pour le débit moyen actuel.

#### En système unitaire:

INT 77-284 stipule que la pente des ouvrages devrait permettre pour des débits pluviaux atteints assez fréquemment, l'entraînement des sables, et pour le débit moyen des EU, celui des vases organiques fermentescibles.

#### Pour une période de retour décennale:

- Des vitesses de l'ordre de 0,60 m/s pour 1/10 de  $Q_{ps}$  et de 0,30 m/s pour 1/100 de ce même débit.
- Il est précisé que ces limites sont respectées toutes les deux avec des  $V_{ps}$  de l'ordre de 1 m/s dans des canalisations circulaires.

Ces formules, instructions peuvent être utilisées sous Excel comme le montre l'exemple suivant où :

[1]: identifiant bassin versant

[2] : identifiant de la canalisation à dimensionner

[3] et [4] : identifiant les nœuds amont et aval de la canalisation à dimensionner

[5] et [6] : cote du terrain naturel des nœuds amont et aval

[7] : longueur de la canalisation

[8]: débit d'eau à évacuer

[9]: pente radier

[10]: diamètre nominale c.à.d. diamètre intérieur

[11] et [12] : débit et vitesse en pleine section

[13] rapport des débits c.à.d.  $rQ = Q/Q_{ps}$

Bassin	Tronçon	Nœuds		Cotes TN (m)		Collecteur Long 2D (m)	débit (m3/s)	pente du radier	diamètre (mm)	pleine section		rQ	rh	rv	H (mm)	V (m/s)	v (1/10 Qps) m/s
		Amont	Aval	Amont	Aval					Qps (l/s)	Vps (m/s)						
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
BV 35	R1 - R2	R1	R2	100.14	100.29	18.00	0.064	0.40%	400	120	0.95	0.53	0.51	1.01	204	0.96	0.54
	R2 - R3	R2	R3	100.29	100.32	18.00	0.064	0.40%	400	120	0.95	0.53	0.51	1.01	204	0.96	0.54
	R3 - R4	R3	R4	100.32	100.34	18.00	0.064	0.40%	400	120	0.95	0.53	0.51	1.01	204	0.96	0.54
	R4 - R5	R4	R5	100.34	100.43	25.32	0.064	0.40%	400	120	0.95	0.53	0.51	1.01	204	0.96	0.54
BV06	R5 - R6	R5	R6	100.43	100.37	12.13	0.121	0.40%	500	217	1.11	0.56	0.52	1.02	262	1.13	0.63
	R6 - R7	R6	R7	100.37	100.32	18.89	0.121	0.40%	500	217	1.11	0.56	0.52	1.02	262	1.13	0.63
	R7 - R8	R7	R8	100.32	100.27	17.11	0.121	0.40%	500	217	1.11	0.56	0.52	1.02	262	1.13	0.63
	R8 - R9	R8	R9	100.27	100.17	18.00	0.121	0.40%	500	217	1.11	0.56	0.52	1.02	262	1.13	0.63
BV37	R9 - R10	R9	R10	100.17	100.20	23.15	0.224	0.40%	600	354	1.25	0.63	0.57	1.05	343	1.32	0.71
BV37	R10 - R11	R10	R11	100.20	100.08	23.97	0.224	0.40%	600	354	1.25	0.63	0.57	1.05	343	1.32	0.71
	R11 - R12	R11	R12	100.08	99.92	18.02	0.224	0.40%	600	354	1.25	0.63	0.57	1.05	343	1.32	0.71
BV05	R12 - R13	R12	R13	99.92	99.95	3.91	0.339	0.40%	800	761	1.51	0.45	0.45	0.96	363	1.45	0.86
	R13 - R14	R13	R14	99.95	99.79	17.56	0.339	1.00%	800	1204	2.39	0.28	0.35	0.84	276	2.00	1.36
	R14 - R15	R14	R15	99.79	99.63	18.00	0.339	0.40%	800	761	1.51	0.45	0.45	0.96	363	1.45	0.86
	R15 - R16	R15	R16	99.63	99.29	24.00	0.339	0.40%	800	761	1.51	0.45	0.45	0.96	363	1.45	0.86
BV04	R16 - R17	R16	R17	99.29	99.02	15.01	0.393	0.50%	800	851	1.69	0.46	0.46	0.97	372	1.64	0.96
BV38	R17 - R18	R17	R18	99.02	98.63	24.24	0.427	0.50%	800	851	1.69	0.50	0.49	0.99	392	1.68	0.96
BV44	R18 - R19	R18	R19	98.63	98.30	25.76	0.587	0.40%	1000	1380	1.76	0.43	0.44	0.95	441	1.66	1.00
	R19 - R20	R19	R20	98.30	98.19	24.00	0.587	0.40%	1000	1380	1.76	0.43	0.44	0.95	441	1.66	1.00
	R20 - R21	R20	R21	98.19	97.98	24.00	0.587	0.40%	1000	1380	1.76	0.43	0.44	0.95	441	1.66	1.00

- [14] rapport des hauteurs c.à.d.  $rH= H/DN$
- [15] rapport des vitesses c.à.d.  $rv= V/Vps$
- [16] hauteur d'eau dans la canalisation qui correspond au débit Q
- [17] Vitesse d'écoulement d'eau
- [18] Vitesse d'auto-curage

### **III.3.2.2 Calcul des sections des ouvrages en utilisant des logiciels dédiés à l'assainissement**

Voir la partie IV. Initiation au logiciel « Covadis assainissement »

### **III.3.2.3 Calcul des sections des ouvrages en utilisant abaques**

Les abaques sont des graphiques illustrant la relation entre différentes données. Leur consultation permet de simplifier de nombreux calculs mathématiques.

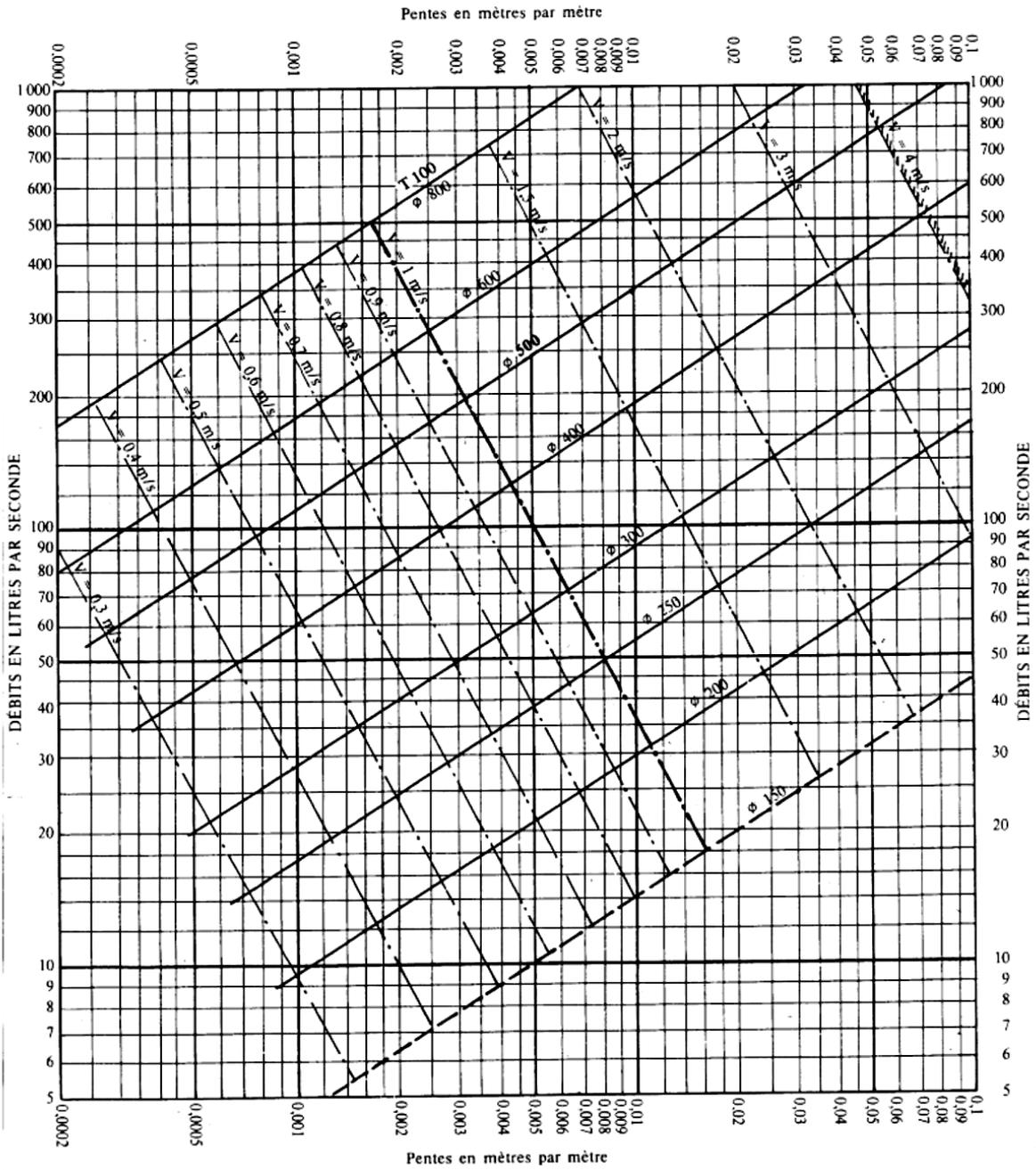
Le rôle des abaques est toutefois identique à celui des tables : il consiste à mettre plusieurs données en relation les unes avec les autres.

La précision des abaques est liée à la fois à :

- leur qualité graphique,
- la graduation des échelles qu'ils contiennent
- l'interprétation qu'en fait la personne qui les consulte.

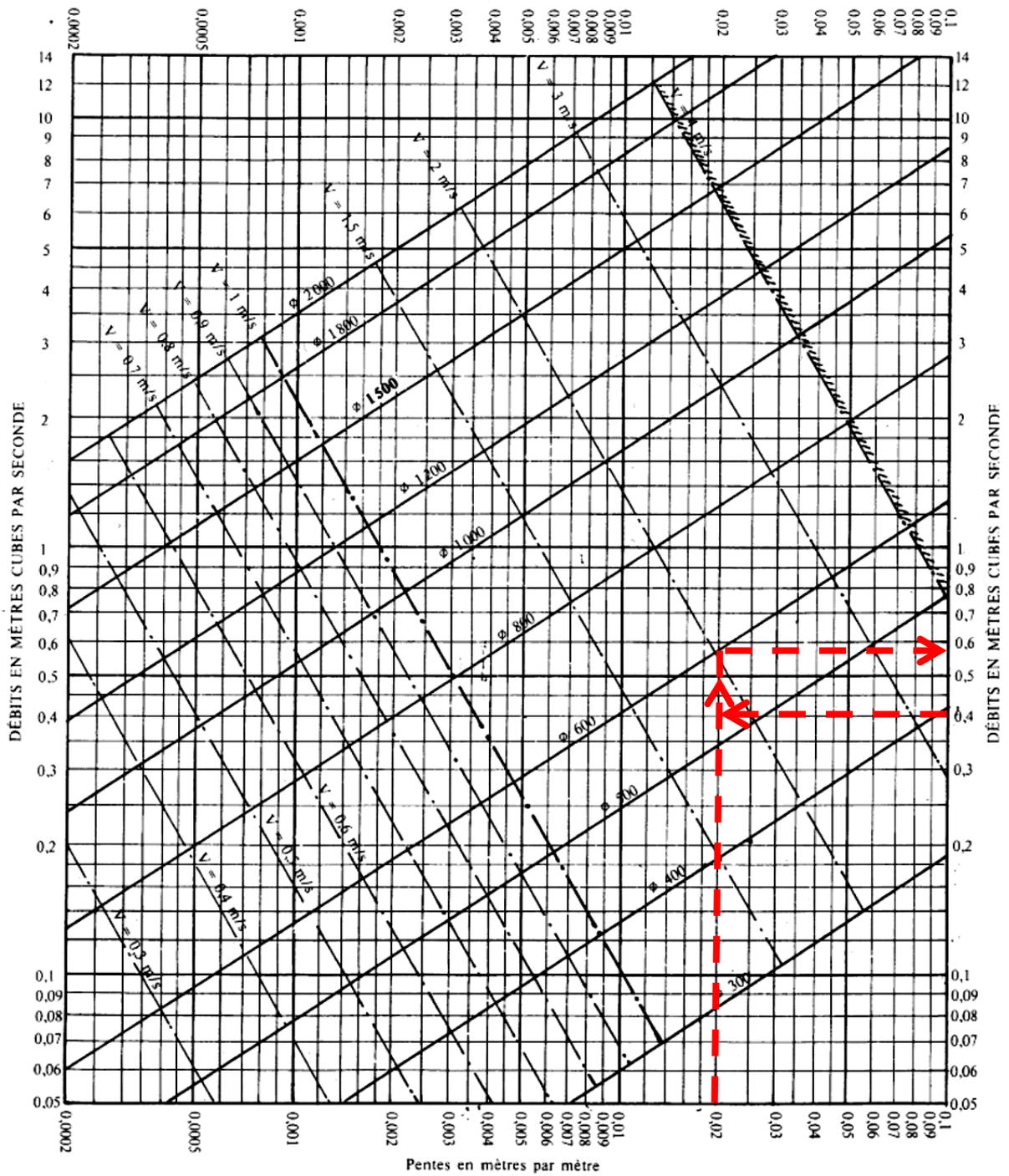
Si les abaques se révèlent moins exacts que les tables, ils permettent en revanche d'obtenir **une meilleure vue d'ensemble d'un processus.**

RÉSEAUX D'EAUX USÉES EN SYSTÈME SÉPARATIF



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

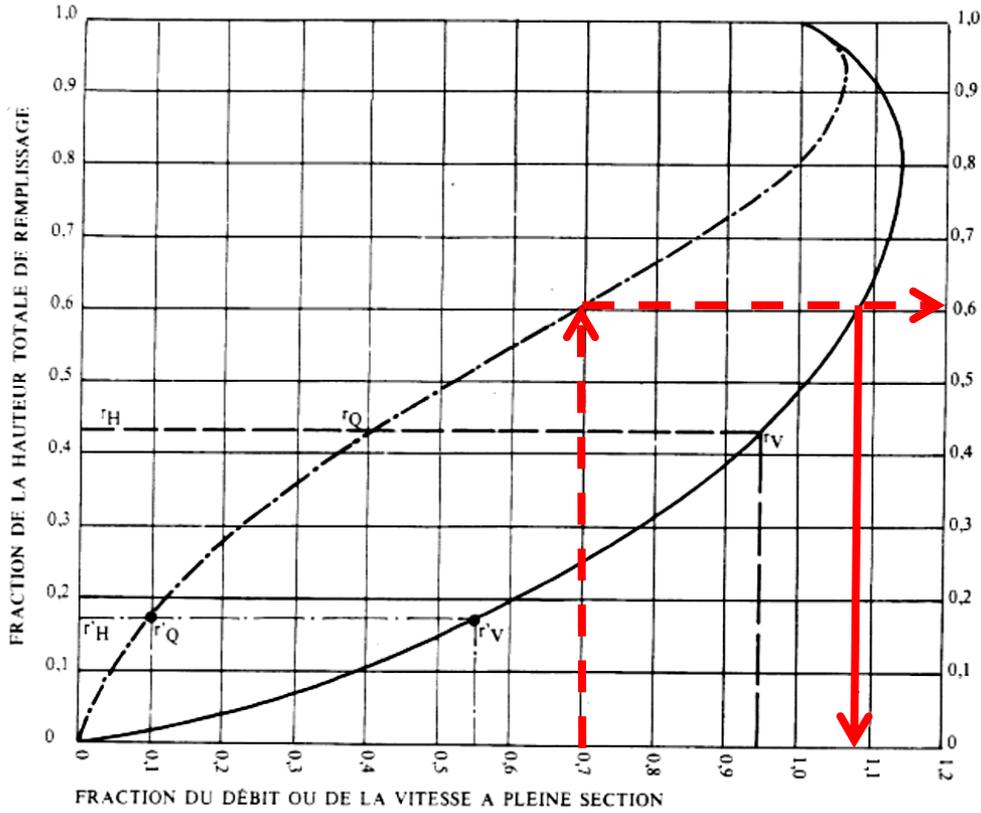
RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF  
(Canalisations circulaires)



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

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

a) Ouvrages circulaires



MODE D'EMPLOI.

Les abaques Ab. 3 et Ab. 4 (a et b) utilisés pour le choix des sections d'ouvrages, compte tenu de la pente et du débit, permettent d'évaluer la vitesse d'écoulement à pleine section.

Pour l'évaluation des caractéristiques capacitaires des conduites, ou pour apprécier les possibilités d'autocurage, le nomogramme ci-dessus permet de connaître la vitesse atteinte en régime uniforme pour un débit inférieur à celui déterminé à pleine section.

Les correspondances s'établissent, soit en fonction de la fraction du débit à pleine section, soit en fonction de la hauteur de remplissage de l'ouvrage.

Exemples :

Pour  $r_Q = 0,40$ , on obtient  $r_V = 0,95$  et  $r_H = 0,43$ .

Pour  $Q_{PS}/10$ , on obtient  $r'_V = 0,55$  et  $r'_H = 0,17$  (autocurage).

**Nota.** — Pour un débit égal au débit à pleine section, la valeur du rapport  $r_Q = 1,00$  est obtenue avec  $r_H = 0,80$ .

Le débit maximum ( $r_Q = 1,07$ ) est obtenu avec  $r_H = 0,95$ .

La vitesse maximum ( $r_V = 1,14$ ) est obtenue avec  $r_H = 0,80$ .

Ces dernières conditions d'écoulement à caractère assez théorique ne peuvent être obtenues que dans des conditions très particulières d'expérimentation.

**Exemple** : dimensionnement d'un collecteur en système unitaire

Débit calculé  $Q=0.4 \text{ m}^3/\text{s}$

Si on choisit une pente de radier  $I=2\%$

En utilisant l'abaque Ab 4.a on lit :  $DN= 600 \text{ mm}$  ;  $Q_{ps}\approx 0.58 \text{ m}^3/\text{s}$  ;  $V_{ps}=2 \text{ m/s}$ .

Avec ces données on peut déterminer  $rQ=0.4/.58\approx 0.7$

Utilisant l'abaque Ab 5(a) : pour  $rQ=0.7$  lui correspond un taux de remplissage  $rH=0.6$  et un  $rV\approx 1.08$

Avec ces données on peut déduire que :

La vitesse d'écoulement  $V=rV*V_{ps}=1.08*2=2.16 \text{ m/s}$

La hauteur de remplissage  $h=rH*DN=0.6*600=360 \text{ mm}$ .

## **IV. Ouvrages annexes**

Les ouvrages annexes correspondent aux constructions et les installations ayant pour but de permettre l'exploitation rationnelle du réseau.

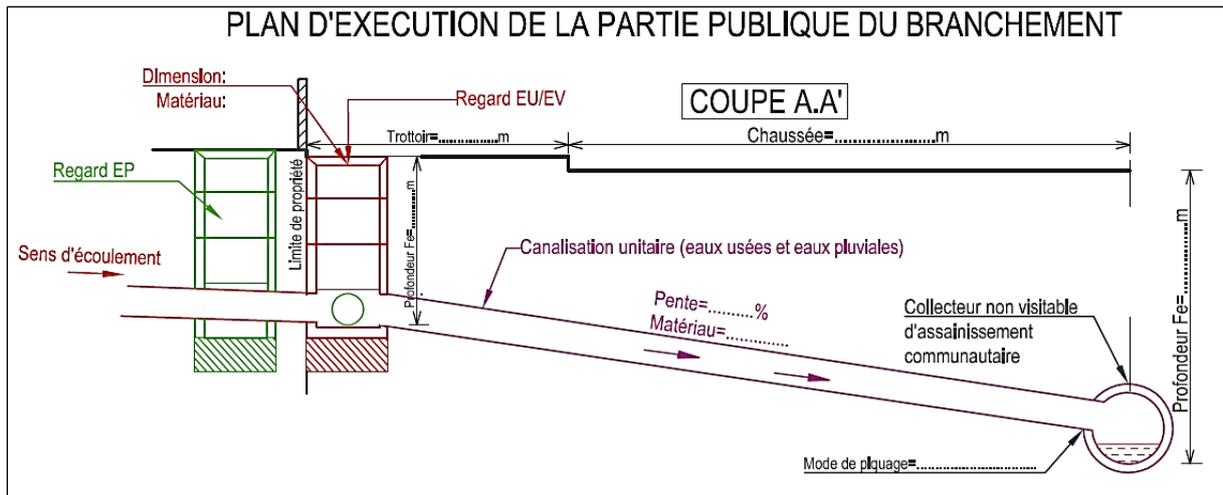
### **IV.1 Les ouvrages de branchements au réseau**

Les branchements particuliers sous domaine public permettent l'acheminement des eaux usées domestiques, des eaux pluviales ou des eaux industrielles provenant d'une source privée vers un collecteur public. Les branchements doivent assurer les meilleures conditions d'hygiène pour l'habitation tout en sauvegardant le bon fonctionnement du réseau de collecte en respectant les règles du règlement sanitaire départemental et du règlement du service de l'assainissement de la collectivité. Un branchement particulier, comme l'illustre la figure suivante, comporte trois parties essentielles :

**A. Regard de façade (boite de branchement)** : Est un ouvrage en béton armé qui doit être déposé en bordure de trottoir sur la façade de la propriété à raccorder pour permettre un accès facile aux personnels chargés de l'exploitation et du contrôle du bon fonctionnement.

**B. Canalisation de branchement** : Sont utilisées pour raccorder les regards de façade aux réseaux publics. Elles sont de préférence raccordées suivant une oblique inclinée à 45° ou 60° par rapport à l'axe général du réseau public.

**C. Dispositifs de raccordement au réseau** : Permettent le raccordement direct des branchements sur les conduites. Ils sont liés à la nature et aux dimensions du réseau public.



## IV.2 Ouvrages de collecte en surface

### A. Ouvrages d'engouffrement (bouches d'égout)

#### ***Bouche d'égout à accès par le dessus (à grille) :***

Ce sont des ouvrages d'engouffrement des eaux pluviales, constitués d'une fosse de section carrée en béton. D'une grille concave à cadre carré en fonte ductile.



***Bouche d'égout à grille***

***Bouche d'égout à accès latéral (à avaloir) :***

Ce sont des ouvrages d'engouffrement à avaloir, constitués d'une fosse de section carrée en béton, d'un tampon en fonte ductile et cadre carré avec trou de 12 mm et système de verrouillage.



***Bouche d'égout à avaloir***

**IV.3 Ouvrages de collecte et de transport**

**A. Fossés :**

Ces ouvrages sont destinés, en général, à la collecte et le transport des eaux provenant des chaussées en milieu rural. Ils sont soumis à un entretien périodique.

**B. Gargouille :**

Ce sont des conduites à section carrée ou rectangulaire, encastrés dans le sol, destinés à conduire les eaux pluviales au caniveau lorsqu'il n'existe pas de réseau de collecte d'eaux pluviales à proximité immédiate.

**C. Caniveaux :**

Ce sont des accessoires de la voirie, destinés à la collecte d'eaux pluviales ruisselant sur le profil transversal de la chaussée et les trottoirs. Et au transport de ces eaux d'égouts.

## IV.4 Les ouvrages d'accès au réseau

### A. Regards :

Les regards sont des ouvrages constitués par un puits vertical surmonté d'un couvercle mobile. Son rôle est de permettre l'accès aux canalisations pour le curage, de plus ils assurent la ventilation des égouts.

Ils sont installés à chaque:

- Jonction de canalisation ou jonction de réseau ;
- Changement de diamètre ;
- Changement de direction ;
- Changement de pente ;
- 60 mètres pour les diamètres 500 et 600mm;
- 50 mètres pour les diamètres 800 et 1000mm;
- Accès à des ouvrages spéciaux.

### Types de regards :

**Regard en tête** : il est impératif que le réseau d'assainissement début par un regard qu'on appelle regard de tête, qui sert à :

- Un éventuel curage mécanique ;
- Un éventuel branchement.

**Regard de jonction** : il est prévu dans le but de joindre plusieurs conduites quelques soient leurs diamètres.

**Regard de visite** : il convient de prévoir des regards de visite à des distances assez rapprochées pour pouvoir accéder à l'entretien régulier des canalisations et assurer une ventilation au réseau.

## IV.5 Les ouvrages spéciaux :

Ces ouvrages sont liés aux circonstances :

### A. Stations de pompages :

Les stations de pompages sont destinées, en assainissement, à élever les eaux d'un niveau à un autre, soit pour le franchissement d'un obstacle, soit pour modifier des tracés devenus économiquement inacceptables en réseau gravitaire, ou en raison de conditions incompatibles avec les données d'aval.

Suivant le cas on distingue :

- **Un poste de relèvement:** est destiné à élever les eaux, généralement sur place et sur une faible hauteur, pour permettre à un collecteur devenu trop profond de retrouver un niveau économiquement acceptable.
- **Un poste de refoulement:** a pour objet de faire transiter les effluents sous pression, souvent sur une assez grande longueur ou sur une assez grande hauteur de refoulement pour franchir un obstacle particulier (rivière, relief, etc.... ) ou pour atteindre une station d'épuration éloignée.

### B. Déversoir d'orage :

Le déversoir d'orage est un ouvrage en béton constitué d'un bassin rectangulaire ou carré, muni de déversoir à seuil unique ou à seuil latéral ou frontal d'une sortie de délestage des eaux pluviales ; dont la fonction essentielle est d'évacuer les pointes exceptionnelles des débits d'orage vers le milieu récepteur et d'intercepter les débits des eaux usées diluées vers le réseau.

Ils sont placés :

- Avant la station d'épuration pour la régularisation du débit ;
- Sur le réseau pour réduire les diamètres des collecteurs en aval, ou déchargé un collecteur

On distingue :

- Déversoir à seuil frontal;
- Déversoir à seuil latéral;
- Déversoir à double seuil latéral;
- Déversoir à orifice
- Déversoir circulaire;
- Déversoir siphonide;
- Déversoir à vannage.

## Formules de calcul

### B1. Déversoir d'orage à seuil frontal

La longueur du seuil déversant est déterminée par la formule de Bazin :

$$L = \left[ \frac{Q}{(\mu \cdot H \cdot \sqrt{2gH})} \right] \geq 4 \cdot H$$

$$0.08 \text{ m} \leq H \leq 0.7 \text{ m}$$

$$\mu = \left( 0.45 + \left( \frac{0.003}{H} \right) \cdot \left( 1 + 0.55 \cdot \left( \frac{H}{H+Z} \right) \right)^2 \right)$$

### B2. Déversoir à seuil latéral

La longueur du seuil déversant est déterminée par la formule d'Engels :

$$L = \frac{Q}{\left( \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{1.67} \right)^{1.2}}$$

$$0.2 \text{ m} \leq Z \leq 2 \text{ m}$$

$$0.08 \text{ m} \leq H \leq 0.7 \text{ m}$$

$$L \geq 4 \cdot H$$

Avec :

- Z : pelle correspondant au niveau du seuil partir du radier qui empêche le déversement des eaux usées.
- H : charge en (m)
- L : largeur de la lame déversante en (m).

### B3. Déversoir à orifice :

En mode noyé la section  $S$  de l'orifice est déterminée par

$$S = \frac{Q}{(m \cdot \sqrt{2gH})}$$

La largeur  $L$  de l'ouverture est :

$$L = \frac{Q}{\left(m \cdot e \cdot \sqrt{\left(\frac{2gH}{(1 + m \cdot (e/H))}\right)}\right)}$$

Avec :

#### En mode dénoyé :

- S : Section de l'orifice
- m : coefficient du débit = 0.9 pour l'ouverture libre et 0.8 pour l'ouverture canalisée
- H : la charge en la surface libre plan d'eau à l'amont et le centre de l'orifice en mode dénoyée et le plan d'eau à l'aval en mode noyé.

#### En mode noyé :

- m : coefficient du débit = 0.6 à 0.7
- e : levé de vanne en (m)
- H : profondeur amont au fond

### **C. Passages en siphon**

Les passages en siphon sont réalisés dans le cas de franchissement d'obstacles tel que les cours d'eau, routes ou voie ferrées encaissée avec des puits verticaux ou inclinés ou mixtes ou d'autres dispositifs souples.

#### **D. Dispositifs de ventilations**

Ces dispositifs sont destinés à assurer en toute circonstance une aération suffisante de l'égout afin d'éviter le développement des fermentations anaérobies nauséabondes pouvant conduire à des dégagements de méthane dans les ouvrages et à assurer la sécurité du personnel. A cet égard, ils doivent donc être généralisés sur les réseaux. En particulier, une ventilation efficace devra être obtenue au voisinage des installations électriques (stations de relèvement, de refoulement, bassins de décantation etc. ...).

#### **E. Dégrilleurs**

Les dégrilleurs ont pour objet la rétention à l'amont des parties canalisées, des siphons, à l'entrée des stations de pompage et d'épuration, les corps volumineux entraînés par les eaux pluviales ou les eaux usées au cours de leur écoulement dans les canalisations d'assainissement.

#### **F. Bassin de dessablement :**

Les bassins de dessablement sont des ouvrages qui permettent d'éliminer les matières facilement décantables qui sont véhiculées par les eaux usées et pluviales (le plus souvent du sable).

Il pourra néanmoins être nécessaire de les placer sur le réseau d'assainissement pour la protection des ouvrages contre :

- Le frottement au niveau des collecteurs et pompes.
- Les pertes en volume utilisables dues aux dépôts qui se forment rapidement

### **G. Bassins d'orage :**

Les bassins de retenue d'eaux pluviales sont des ouvrages destinés à réguler les débits reçus de l'amont du réseau, en vue de les restituer ultérieurement à l'aval sous forme d'un débit compatible avec la capacité totale ou partielle d'évacuation de l'exutoire (au sens large : fossé, canalisation, antenne d'un réseau existant,...).

Le fonctionnement des bassins doit donc permettre :

- D'écarter les pointes des orages de forte période de retour,
- La rétention temporaire destinée à maîtriser les débordements en raison des insuffisances du réseau à l'aval,
- La restitution des volumes stockés à faible débit, appelé débit de fuite, sur une période plus ou moins longue, selon la capacité hydraulique du réseau aval et surtout du milieu naturel.

## V. Exercices et Examens Corrigés

### Exercice N°01

a)- Donner les critères qu'il faut tenir compte lors du choix du type d'un réseau d'assainissement.

b)- Calculer le débit de pointe des eaux usées pour la zone d'étude dont les données sont :

- L'année de référence 2013
- Population  $P_0=86240$  habitants
- Taux d'accroissement est égal à 1.24
- Dotation (eau potable): 180 l /j.hab
- L'horizon d'étude : 2038.

### Solution :

a)- Le choix du type de réseau doit répondre aux critères suivants:

- le type du système déjà existant et auquel un branchement est possible.
- Le coût de réalisation
- L'existence ou l'absence de station d'épuration
- La topographie du terrain (écoulement gravitaire ou sous pression)
- La densité d'urbanisation : dans une agglomération à une urbanisation dense.

b)-

- Calcul de la population :  $P_n = P_0 \cdot (1 + \alpha)^n = P_n = 86240 \cdot (1 + 0.0124)^{25} = 117358$

habitants ;

- calcul des besoins domestique :  $B_{d1} = \frac{P_{2038} \cdot D}{1000} = \frac{117358 \times 180}{1000} \approx 21125 \text{ m}^3 / j$

- Calcul du débit moyen des eaux usées :  $Q_{moy.j(EU)} = 0.8 \cdot Q_{moy.j(eau\ potable)}$

$$Q_{moy.j(EU)} = 0.8 \cdot 21125 = 16900 \text{ m}^3 / j$$

$$Qp_{usée} = p \cdot Q_{moy.j(EU)}$$

$$p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy.j(EU)}}}$$

Avec  $Q_{moy.j}$  : débit moyen journalier des eaux usées.

$$Qp_{usée} = p \cdot Q_{moy.j(EU)} = 1.52 \cdot 16900 = 25688 \text{ m}^3 / j$$

$$Qp_{usée} = 297.32 \text{ l/s}$$

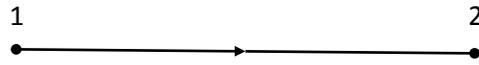
### Exercice N°02

Dimensionner la conduite d'assainissement 1-2 de longueur 32 m qui draine les eaux pluviales de la surface dont les caractéristiques sont :

Surface (hectare)	Toit (c=0.9)	0.22
	Route (c=0.7)	0.14
	Reste (c=0.2)	0.75

On vous donne: intensité pluviale 165 l/s.ha,

1. Calculer la profondeur au point 2



N° du point	1	2
Cote terrain	102.8	101.4

**Solution:**

Appliquons la méthode rationnelle pour l'évaluation du débit des eaux pluviales :

$$Q=CiA$$

$$C(\text{pondéré}) = \frac{\sum C_i \cdot A_i}{\sum A_i}$$

$$=0.9 \cdot 0.22 + 0.7 \cdot 0.14 + 0.2 \cdot 0.75 / (0.22 + 0.14 + 0.75) = 0.446 / 1.11 = 0.4$$

Q=0.4*165*1.11=73.26 l/s	V=1.8m/s
On choisit une pente l=5%	Vitesse auto-curage: 0.55*1.8=0.99>0.6m/s
Abaque 1 nous donne :	Calcul de la profondeur au point 2
Diamètre 300 mm	Diamètre 300 donc on peut prendre h1=1.5+.3=1.8 m
Qps=150 l/s	Cote projet au point 2 = cote projet au point 1 -Δh
Vps=1.8 m/s	102.8-1.8-32*5/100=101-1.6=99.4m
Rq=0.5 ;	Profondeur au pt2=cote terrain pt2-cote
Abaque 2: rh=0.5, rv=1	projetpt2=101.4-99.4=2m

**Epreuve Rattrapage 2016**

Q1 (2pts): Donner les limites de validité de la méthode superficielle (Caquot) et dans quel cas elle est plus adaptée ?

Q2 (2pts) : Définir la condition d'auto-curage pour un réseau d'assainissement (type unitaire).

Q3 (2pts) : Donner les critères guidant la conception d'un réseau d'assainissement

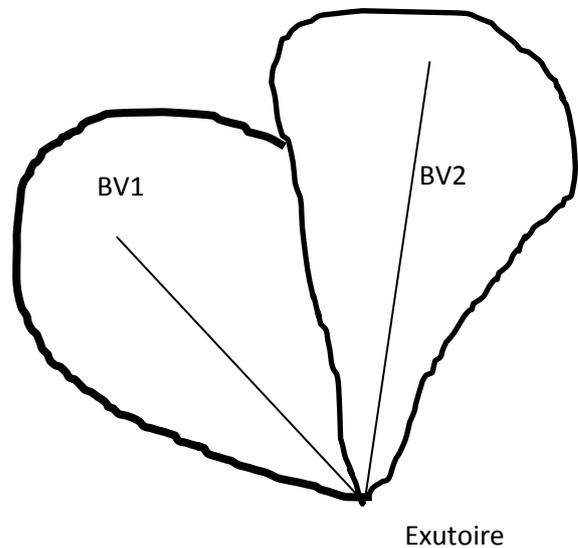
Q4 (2tps): Comment calculer la largeur de la tranchée dans un projet d'assainissement

**Exercice (12 pts)**

Données :

	A (ha)	I %	C	L(m)
BV1	72	0.3	0.2	550
BV2	48	0.5	0.3	820
$Q = 1.3 I^{0.22} \cdot C^{1.15} \cdot A^{0.82}$				

a=6.1, b= -0.44



a) Donner les caractéristiques du bassin équivalent (BV1+BV2).

b) Calculer le débit à l'exutoire.

Paramètres équivalents	Aeq.	Ceq.	Ieq.	Meq.
Bassins en série	$A_{eq} = \sum_i A_i$	$C_{eq} = \frac{\sum_i C_i A_i}{\sum_i A_i}$	$I_{eq} = \left( \frac{\sum_i L_i}{\sum_i \frac{L_i}{\sqrt{I_i}}} \right)^2$	$Meq = \frac{\sum_i L_i}{\sqrt{\sum_i A_i}}$
Bassins en parallèle	$A_{eq} = \sum_i A_i$	$C_{eq} = \frac{\sum_i C_i A_i}{\sum_i A_i}$	$I_{eq} = \frac{\sum_i I_i Q_{pi}}{\sum_i Q_{pi}}$	$Meq = \frac{L(Q_{pi\max})}{\sqrt{\sum_i A_i}}$

## Correction Epreuve Rattrapage 2016

**Réponse 1:** Les limites de validité de la méthode superficielle (Caquot)

Surface A < 200 ha ;                      0.2% < I < 5% ;                      0.2 < C < 1

**Réponse 2:** conditions d'auto-curage

- Des vitesses de l'ordre de 0,60 m/s pour 1/10 de Qps et de 0,30 m/s pour 1/100 de ce même débit.

**Réponse 3:** les critères guidant la conception d'un réseau d'assainissement

1. Plan occupation de sol (zone urbaine avec ou sans zone industrielle)
2. Choix du schéma de réseau
3. Choix du système d'assainissement.
4. Planification du réseau d'égout urbain
5. Choix de l'émissaire

**Réponse 4:** la largeur de la tranchée dans un projet d'assainissement

La largeur = diamètre + 2\*0.3 + 2\*épaisseur du blindage

### Exercice

- a) les caractéristiques du bassin équivalent (BV1+BV2) :

Calculons la surface équivalente Aeq et le coefficient de ruissellement équivalent Ceq :

$$\mathbf{Aeq=72+48=120 \text{ ha} ; Ceq=0.2 \times 72 + 0.3 \times 48 / 120 = 0.24}$$

Calcul des débits Q1 et Q2

$$Q1_{brute} = 1.3 \cdot (0.003)^{0.22} \cdot 0.2^{1.15} \cdot 72^{0.82} = 1,897 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q2_{brute} = 1.3 \cdot (0.005)^{0.22} \cdot 0.3^{1.15} \cdot 48^{0.82} = 2,427 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$M1 = L1/M1 = \frac{L1}{\sqrt{A1}} = \frac{5.5}{\sqrt{72}} = 0,648 ; m1 = (0.648/2)^{0.7} \cdot 0.44 = 1,415 ;$$

$$Q1_{corrigé} = 1.415 \cdot 1.897 = 2,684 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$M2 = L2/M2 = \frac{L2}{\sqrt{A2}} = \frac{8.2}{\sqrt{48}} = 1,184 ; m1 = (1.184/2)^{0.7} \cdot 0.44 = 1,175 ;$$

$$Q1_{corrigé} = 1.175 \cdot 2.427 = 2,852 \text{ m}^3/\text{s}$$

$Q_{\max}(Q_1, Q_2) = 2.852 \text{ m}^3/\text{s}$ ;  $Q_{1c} + Q_{2c} = 5.536 \text{ m}^3/\text{s}$

$$I_{eq} = \frac{0.003 * 2.684 + 0.005 * 2.852}{5.536} = \mathbf{0.004}$$

$Q_{eqbrute} = 1.3 * (0.004)^{0.22} * 0.24^{1.15} * 120^{0.82} = 3.789 \text{ m}^3/\text{s}$

$$M_{eq} = \frac{8.2}{\sqrt{120}} = \mathbf{0.748}$$

$m_{eq} = (0.748/2)^{0.7} * 0.44 = 1.354$ ;  $Q_{eq \text{ corrigé}} = 1.354 * 3.789 = \mathbf{5.130 \text{ m}^3/\text{s}} < 5.536 \text{ m}^3/\text{s}$

donc on le débit  $5.130 \text{ m}^3/\text{s}$  est maintenu pour le bassin équivalent B1//B2.

## VI. Initiation au logiciel « Covadis assainissement »



Présentation et initialisation du logiciel:

COVADIS permet de concevoir, de dimensionner et de dessiner des réseaux EU et EP (réseaux busés et fossés) en respectant les normes en vigueur, et en exploitant une bibliothèque métier complète et évolutive (ouvrages, éléments du réseau, etc.).

Il permet également de réaliser l'étude hydraulique d'un site à partir du MNT (analyse des pentes, lignes d'écoulement, détection et assemblage des bassins versants, etc.).

Le module de réseaux d'assainissement comprend les fonctions:

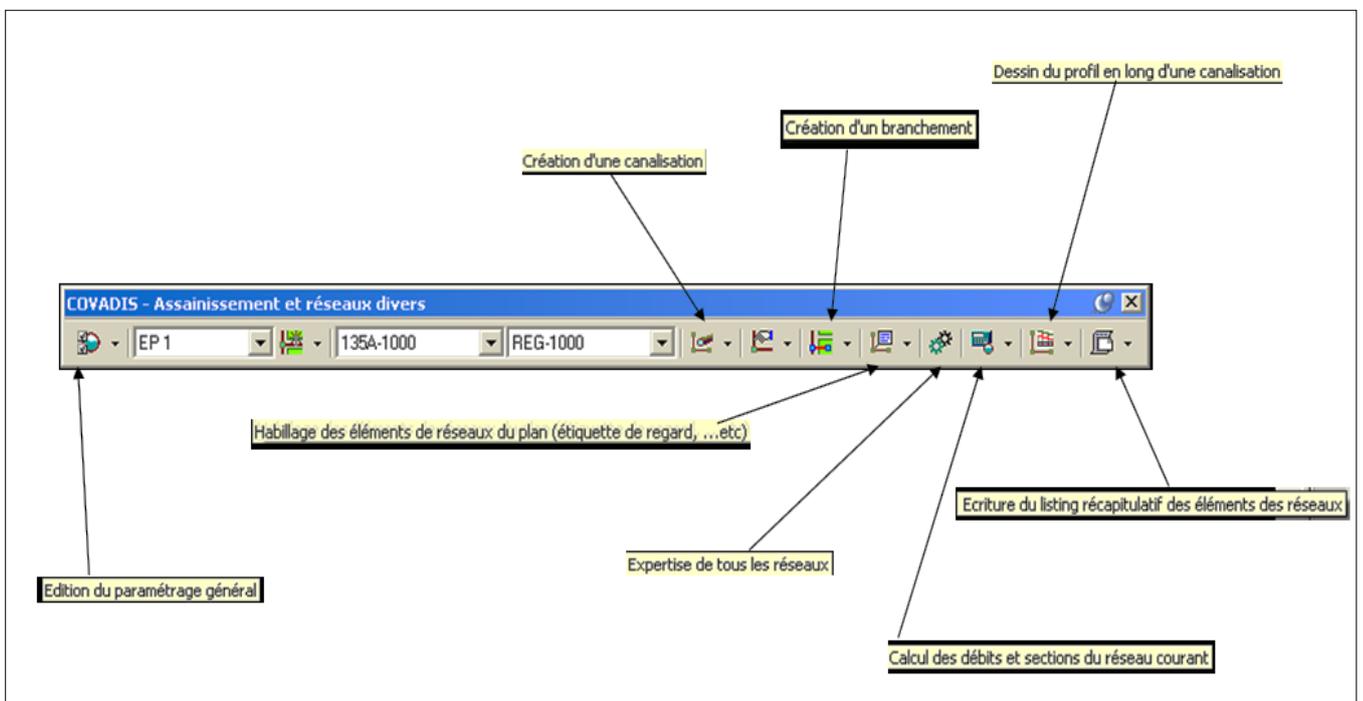
- de calcul de dimensionnement de réseaux d'eaux pluviales et d'eaux usées,
- de conception de réseaux,
- de dessin des profils en long et en travers de tranchées
- de calcul des mètres de tranchées.

COVADIS est un applicatif d'AutoCAD. En matière de DAO, l'opérateur dispose donc, dans l'environnement AutoCAD, des fonctionnalités de dessin orienté objet de Covadis. Le fichier produit est un simple fichier DWG qui peut être exporté vers tous les formats reconnus par AutoCAD, Map, ou par Covadis.

Les nouvelles palettes d'outils, les nouveaux assistants et menus contextuels accélèrent le travail du projeteur en le guidant lors des différentes phases de la conception. Par ailleurs, ces nouveaux outils sécurisent les études en produisant à chaque étape une modélisation 3D du projet et les listings de calculs.

- COVADIS permet de dessiner et de dimensionner les réseaux EU et EP. Il propose différentes méthodes de calcul, notamment la méthode superficielle (Caquot) et la méthode rationnelle
- En phase d'analyse, COVADIS calcule automatiquement les contours des bassins versants à partir du MNT de la zone à aménager. Il détermine dynamiquement la ligne d'écoulement d'une goutte d'eau, ainsi que le sens d'écoulement de chaque face.
- Pour les calculs de débits, l'utilisateur peut sélectionner la méthode rationnelle, la méthode superficielle (Caquot) ou la méthode simplifiée.
- Le logiciel réalise automatiquement l'assemblage en série ou en parallèle des bassins versants du réseau.
- Concernant le dimensionnement, les diamètres des collecteurs peuvent être déterminés automatiquement selon différentes formules (Chezy-Bazin, Manning-Strickler) correspondant aux normes en vigueur.

Toutes ces fonctions sont lancées par des icônes de la barre d'outils suivante:

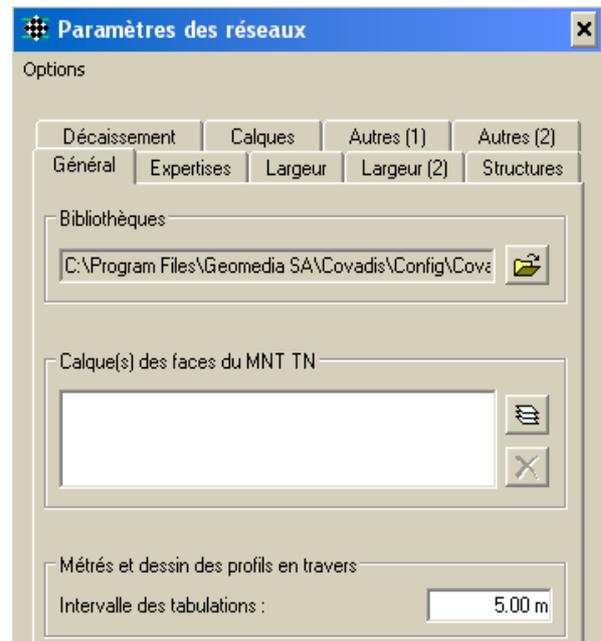


## I. Paramétrage général

### I.1 Paramètres des réseaux

- Onglet "Général":

On choisit le Modèle Numérique du Terrain que Covadis prenne en considération pour les calculs topographiques ou hydrauliques du projet.



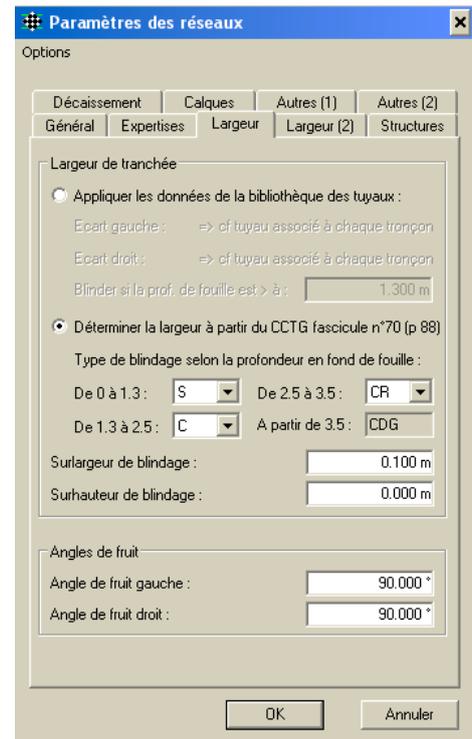
- Onglet Largeur et largeur(2)

Ces deux onglets permettent de définir le mode de calcul **par défaut** de la largeur de tranchée.

Ces valeurs seront automatiquement appliquées aux futures canalisations, mais elles resteront modifiables par canalisation, voire par tronçon.

La largeur de trachée est fonction de :

1. Diamètre de la canalisation
2. Profondeur de la tranchée
3. Type de blindages utilisés



Les tranchées sont des objets paramétrables pouvant intégrer plusieurs conduites. L'utilisateur peut notamment appliquer le C.C.T.G. pour les largeurs de tranchées, ou

paramétrer l'épaisseur des couches de tranchées, la nature des matériaux des couches, la forme des collecteurs (circulaire, cadre, ou ovoïde), etc.

L'utilisateur peut appliquer plusieurs profils en travers à son réseau selon un pas sur une longueur donnée

La bibliothèque de tranchées (profils en travers) peut bien sûr être complétée par le projeteur.

Tableau N°05 : Largeur de trachée suivant le CCGT (cahier des clauses générales techniques).

Profondeur de tranchée	Type de blindage	Largeur de tranchée (m)	
		DN ≤ 600	DN ≥ 600
de 0.00 à 1.30	S	De + 2x0.30 (min. 0.90)	De + 2x0.40 (min. 1.70)
de 0.00 à 1.30	C	De + 2x0.35 (min. 1.10)	De + 2x0.45 (min. 1.80)
de 1.30 à 2.50	C	De + 2x0.55 (min. 1.40)	De + 2x0.60 (min. 1.90)
de 1.30 à 2.50	CSG	De + 2x0.60 (min. 1.70)	De + 2x0.65 (min. 2.00)
de 2.50 à 3.50	CR	De + 2x0.55 (min. 1.70)	De + 2x0.60 (min. 2.00)
de 2.50 à 3.50	CSG	De + 2x0.60 (min. 1.80)	De + 2x0.65 (min. 2.10)
de 3.50 à 5.50	CDG	De + 2x0.65 (min. 1.90)	De + 2x0.70 (min. 2.20)
de 3.50 à 5.50	CDG	De + 2x0.65 (min. 2.00)	De + 2x0.75 (min. 2.30)
≥ 5.50	CDG	De + 2x0.70 (min. 2.10)	De + 2x0.80 (min. 2.60)

Avec :

*De : Diamètre extérieur de la canalisation*

*DN : Diamètre nominal ou intérieur*

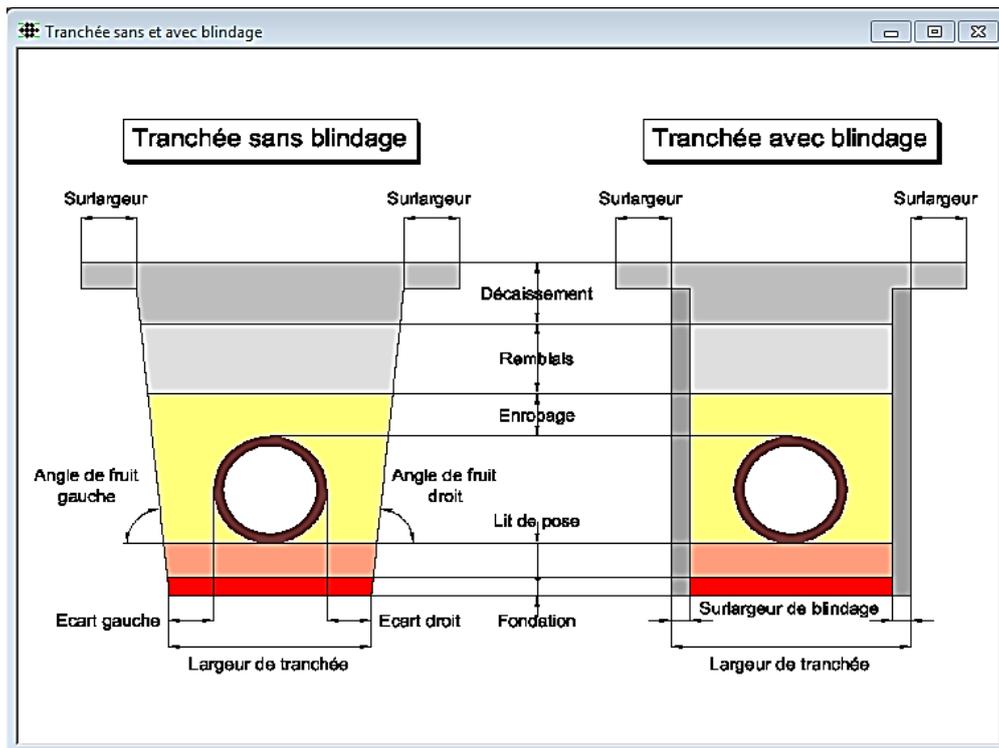
*S : sans blindage*

*C : caisson constitué d'une cellule comprenant 2 panneaux métalliques à structure légère et 4 vérins.*

*CR : caisson avec rehausse*

*CSG : coulissant simple glissière*

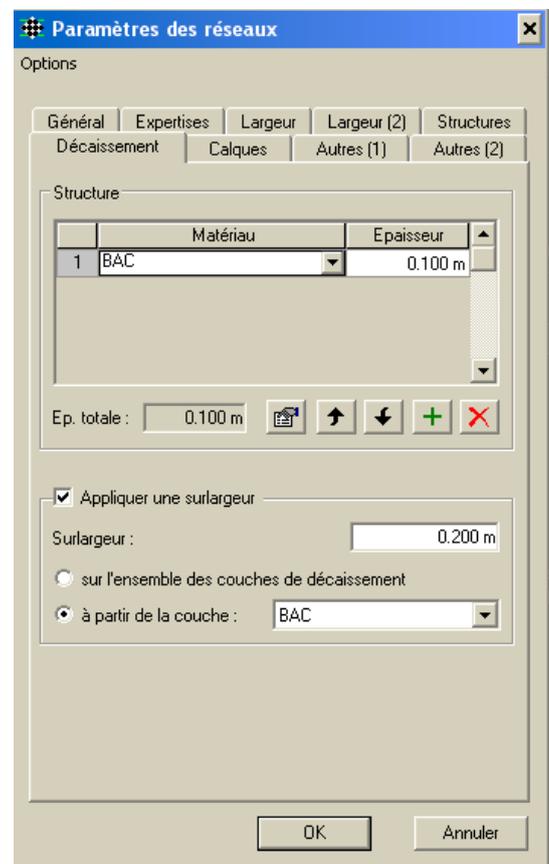
*CDG : coulissant double glissière*



- **Onglet Structure et Décaillement**

Ces deux onglets permettent de définir la composition, **par défaut** des couches de fondation et de décaillement de la tranchée.

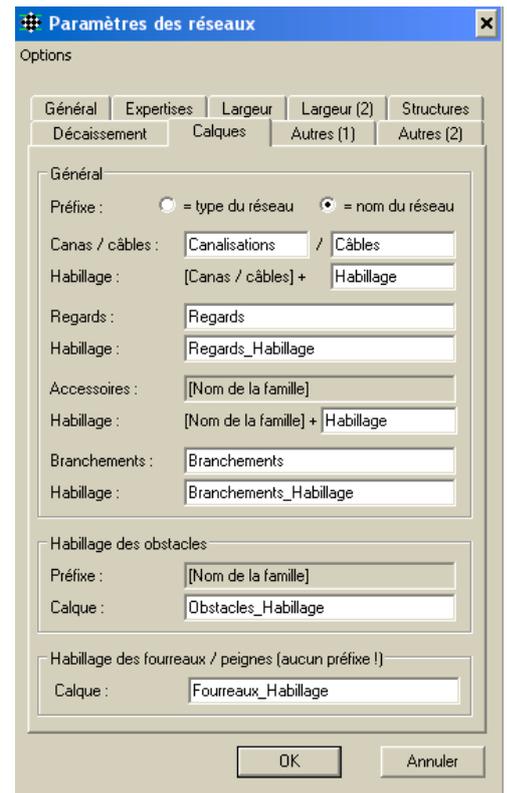
Ces valeurs seront automatiquement appliquées aux futures canalisations, mais resteront modifiables par canalisation, voire par tronçon.



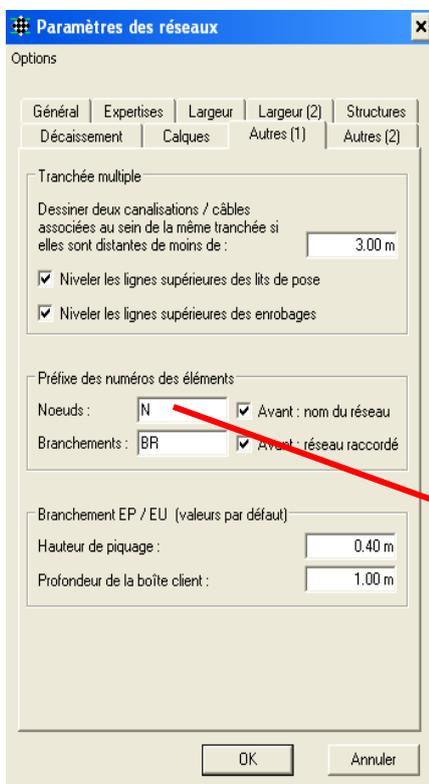
- **Onglet Calques:**

Cocher la case *Préfixe des calques*= nom du réseau de la canalisation permet de créer un jeu de calques par réseau (par exemple un pour EP et l'autre pour EU)

*Remarque:* changer les noms de calques de cet onglet en cours de projet n'agit que sur les futurs éléments à créer.

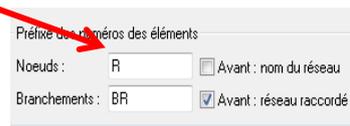


- **Onglet Autre (1)**



Cocher les deux cases permet de créer une numérotation spécifique par réseau (EU et EP par exemple).

**Remarque:** changer ces préfixes en cours de projet n'agit que sur les futures canalisations à créer.



Rechercher automatiquement le dernier indice correspondant à ce préfixe dans le dessin pour éviter les doublons.

## I.2 Edition des bibliothèques (assainissement, matériaux, contrainte, expertise....)

### Objectif:

Définir les données nécessaires au paramétrage des éléments du réseau (matériaux, tuyaux, regards), et aux calculs des débits et sections des réseaux d'eaux pluviales et usées (coefficients de Montana, contraintes de calcul).

The screenshot shows the 'Bibliothèques' application window. On the left is a tree view of library categories. The main area is titled 'Coefficients de Montana' and contains a table and several input fields.

Région / ville	An(s)	Mois
AGADIR	10	0
Ain Deffa Alg...	10	0
CASABLANCA	10	0
CASABLANCA	20	0
LILLE	5	0
LILLE	10	0
PARIS-MON...	5	0
PARIS-MON...	10	0
REGION1	1	0
REGION1	2	0
REGION1	5	0
REGION1	10	0
REGION1	20	0
REGION2	1	0
REGION2	2	0
REGION2	5	0
REGION2	10	0
REGION3	1	0
REGION3	2	0
REGION3	5	0
REGION3	10	0
ROSTRENEN	5	0
ROSTRENEN	10	0

General settings (Général):

- Région / ville: AGADIR
- Période de retour T = 1 / F:
  - Nombre d'années: 10 ans (circled in red)
  - Nombre de mois: 0 mois
- Coefficient multiplicateur f: 1.000

Coefficients de pluviométrie (=> intensité i (mm/min) = a \* t^b):

- Seuil de validité pour a (F) et b (F): 120 min
- Si t <= seuil, alors: a (F): 6.371, b (F): -0.639
- Si t > seuil, alors: a (F): 0.000, b (F): 0.000

Coefficients de Caquot:

- Calculer les coefficients à partir de a (F) et b (F) ...
- Table of coefficients for K, Alpha, Béta, and Gamma for t <= seuil and t > seuil.

- **Rubrique coefficients de Montana** : paramètres de pluviométrie déterminant l'intensité maximale de pluie homogène et pour une période de retour exceptionnelles données.

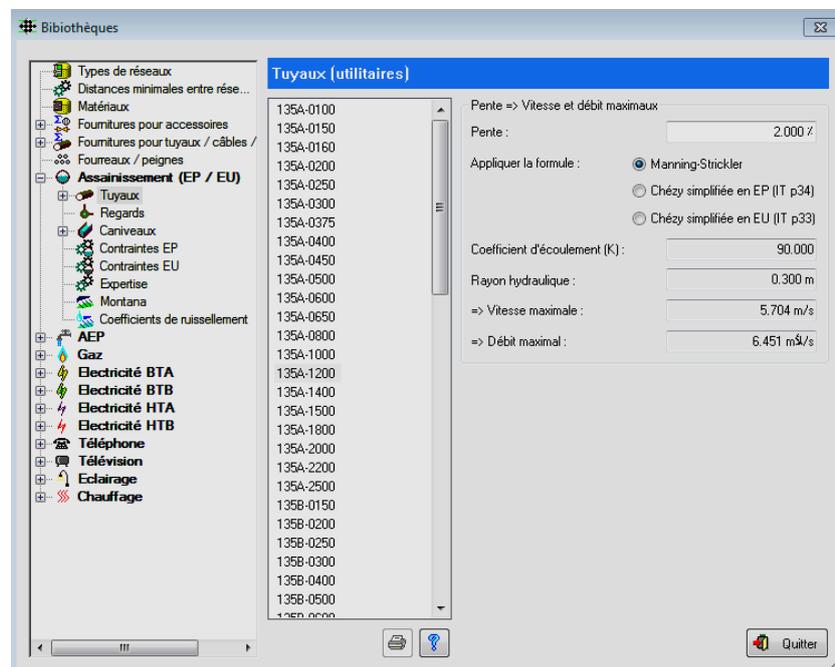
### Remarque 1:

Le coefficient multiplicateur  $f$  permet de déterminer le débit pour des périodes de retour des pluies exceptionnelles pour lesquelles on ne dispose pas des coefficients de Caquot (par ex. 20, 50 ou 100 ans).

### Remarque 2:

Si on modifie les coefficients  $a(f)$  ou  $b(f)$ , les coefficients  $K$ ,  $\alpha$ ,  $\beta$  et  $\gamma$  sont recalculés.

- **Rubrique Tuyaux**: la sélection de cette rubrique puis l'un des Modèles définis dans la zone de droite permet un calcul indicatif de vitesse maximale et de débit maximum.

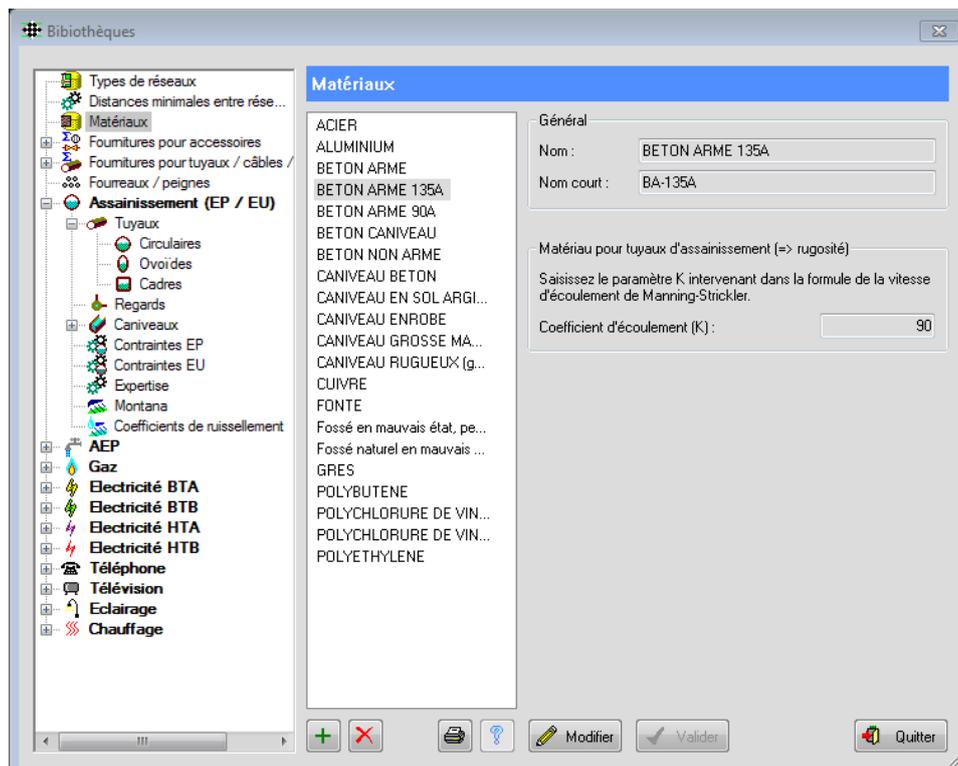


La sélection de l'une des trois sous-rubriques « **Circulaires, Ovoides ou Cadres** » donne accès à la liste des tuyaux existants, par géométrie et la possibilité d'éditer les tuyaux existants ou d'en créer.

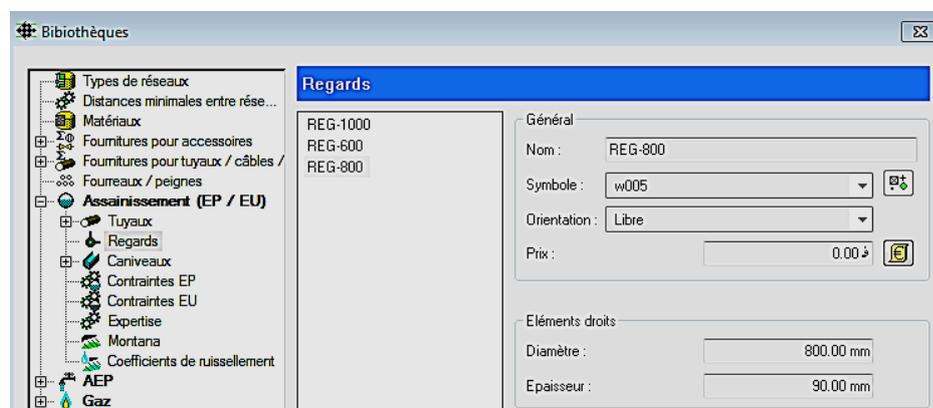
- **Rubrique Matériaux (MDC):**

Remarque :

D'un projet à l'autre, les matériaux précédemment paramétrés sont conservés. Cette fonction n'est donc pas à lancer systématiquement pour chaque nouveau projet.

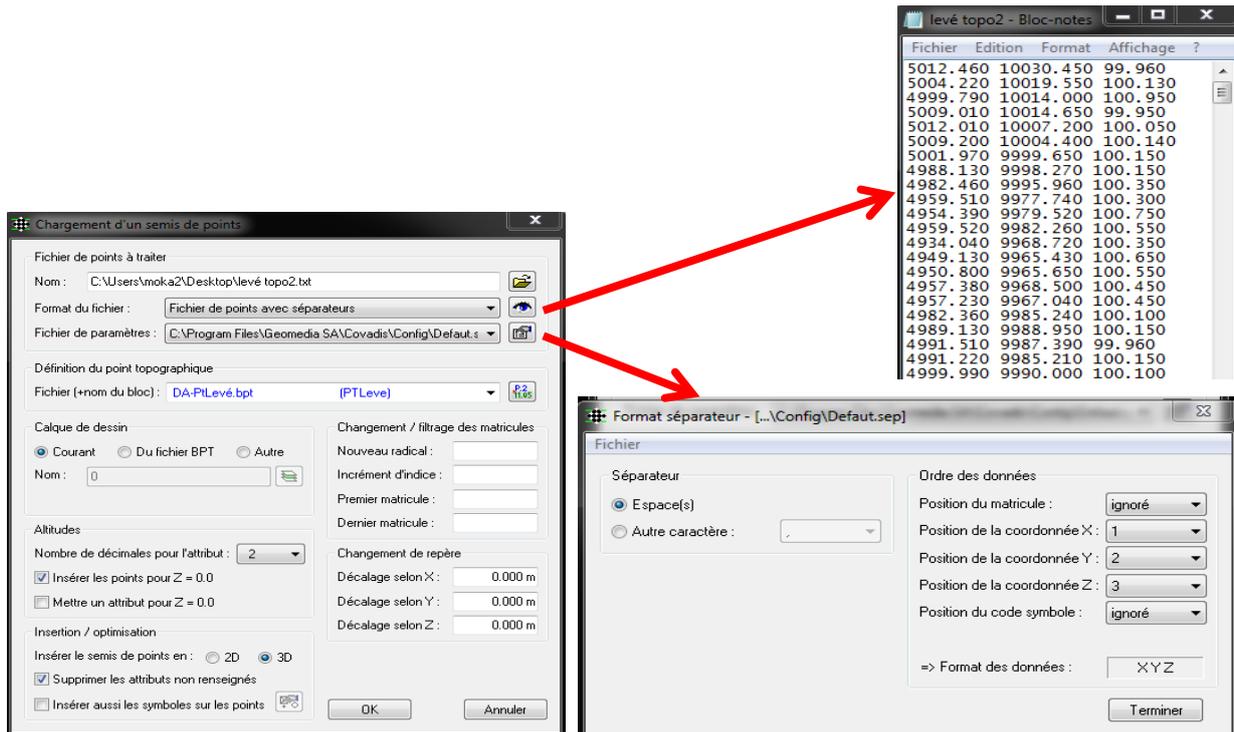


- **Rubrique Regards :**



- **Chargement des points topographique et création du MNT**

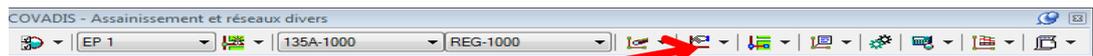
1. Charger des Semi de points (Covadis 2D, points Topos)
2. Visualisation des points en créant un fichier des points topo
3. Visualisation des points en utilisant une vue 3D
4. Création d'un MNT



- **Création et Edition des réseaux d'assainissement**

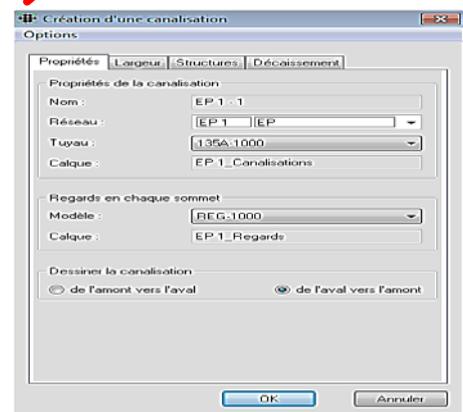
**La création d'une canalisation peut se faire par quatre modes :**

**Mode 1: « Créer »**



Quel que soit le sens de la canalisation choisi:

- Dans la boîte de dialogue les nœuds sont numérotés et affichés dans le sens amont aval.
- La polyligne représentant la canalisation sera dessinée également dans le sens d'écoulement.



**Mode 2: « Convertir une polyligne »** est utilisé dans le cas où le réseau est déjà tracé dans « AutoCad » donc il suffit de convertir une polyline en canalisation.

**Mode 3 : Création par décalage :** est utilisé dans le cas où un réseau est déjà tracé dans covadis par exemple pour les eaux usées et on veut créer un autre pour les eaux pluviales.

**Mode 4 : Saisie rapide :** ce mode est utilisé pour tracer rapidement une canalisation sans passer par un MNT, il suffit de préciser les regards avec les cotes terrains et projets correspondantes.

## VII. Guide Technique pour l'élaboration d'un projet d'assainissement

Un projet d'assainissement se compose de quatre phases :

1. **Phase de reconnaissance** : levé topographique, collecte des données de la région d'étude (intensité pluviométrique, coefficients de Montana, nature du relief, ouvrages existants, l'occupation du sol, la nature géologique de la zone, milieu récepteur, position de la STEP, nombre de population et le taux d'accroissement, taux d'occupation par logement « T.O.L », dotation de l'eau, l'extension futur de la zone, ...

Ces données sont collectées auprès de l'ANRH, ONS, APC, DRE...et en consultant des documents comme le PDAU (Plan Directeur d'Aménagement Urbain).

- 2<sup>eme</sup> **Phase Avant-projet** : plusieurs variantes sont proposées (réseau unitaire, séparatif, avec station relevage ou non, des tracés du réseau projeté sont proposés avec un choix justifié pour la période de retour qui est fonction de l'importance de la zone (exp. Zone rurale T=5 ans, zone urbaines T=10 ans, Zone stratégique T=20 ans ou plus).

**Choix de la pente** : la pente est choisie de telle sorte que les conditions techniques hydrauliques, de réalisation et économiques sont vérifiées.

- Dans le cas d'un terrain plat (pente terrain faible) on choisit une pente projet faible (4 – 5‰ par exemple) pour éviter des profondeurs excessives.
- Dans le cas d'un terrain accidenté (pente terrain élevées) on choisit une pente projet élevée (8- 10% par exemple) pour éviter les regards de chute
- Dans le cas d'un terrain de pentes normal, on choisit une pente normale.

**Conditions techniques** : Pente min=3‰, pente max=10%, Diamètre min=300 mm, vitesse min $\geq$ 0.6 m/s ; Vmax<4m/s, condition d'auto-curage vérifiée.

### **Définition :**

**Condition d'auto-curage** : pour les fréquences décennales et des sections circulaires les vitesses sont de l'ordre de 0.6 m/s pour un débit d'écoulement correspond au 1/10 du débit plein section **Qps** et de 0.3 m/s pour 1/100 du Qps

**Remarque 1.** Si les conditions sont vérifiées ne sont pas vérifiés on choisit une autre pente et on refait les calculs.

**Remarque 2.** Si le calcul hydraulique est bon, Il faut vérifier que la hauteur de recouvrement, les profondeurs des branchements, éventuelle connexion du réseau avec des obstacles.

**Définition :**

**La hauteur de recouvrement** est la distance qui sépare la côte terrain et la génératrice supérieure de la conduite d'assainissement. Elle doit être fixée en fonction de la profondeur de la conduite d'AEP et des autres réseaux existants ou projetés et de la distance minimale entre réseau (voir tableau) :

**Ecartements 2D entre réseaux et distances 3D minimales aux croisements**

	EP	EU	AEP	Gaz	Electricité BTA	Electricité BTB	Electricité HTA	Electricité HTB	Téléphone	Télévision	Eclairage	Chauffage
EP	0.50	0.50	0.20	0.25	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.25
EU	0.50	0.50	0.20	0.25	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.25
AEP	0.20	0.20	0.20	0.25	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.25
Gaz	0.25	0.25	0.25	0.25	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.25
Electricité BTA	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.50	0.20	0.20	0.25
Electricité BTB	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.50	0.20	0.20	0.25
Electricité HTA	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.50	0.50	0.20	0.25
Electricité HTB	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.50	0.50	0.20	0.25
Téléphone	0.20	0.20	0.20	0.20	0.50	0.50	0.50	0.50	0.20	0.00	0.50	0.25
Télévision	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.50	0.50	0.00	0.20	0.50	0.25
Eclairage	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.50	0.50	0.20	0.25
Chauffage	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25

**3<sup>eme</sup> Phase : Avant-projet détaillé :** on procède à l'élaboration de la note de calcul, plan de masse, profils en long de la variante choisie.

**4<sup>eme</sup> Phase : Projet d'exécution :** en plus des éléments, corrigés et rectifiés, de la phase précédente, on ajoute les plans de coffrage- ferrailage types, détail regard, plan Génie civil des ouvrages en Béton Armé (Traversée d'oued...), devis estimatif et quantitatif + dossier d'appel d'offre.

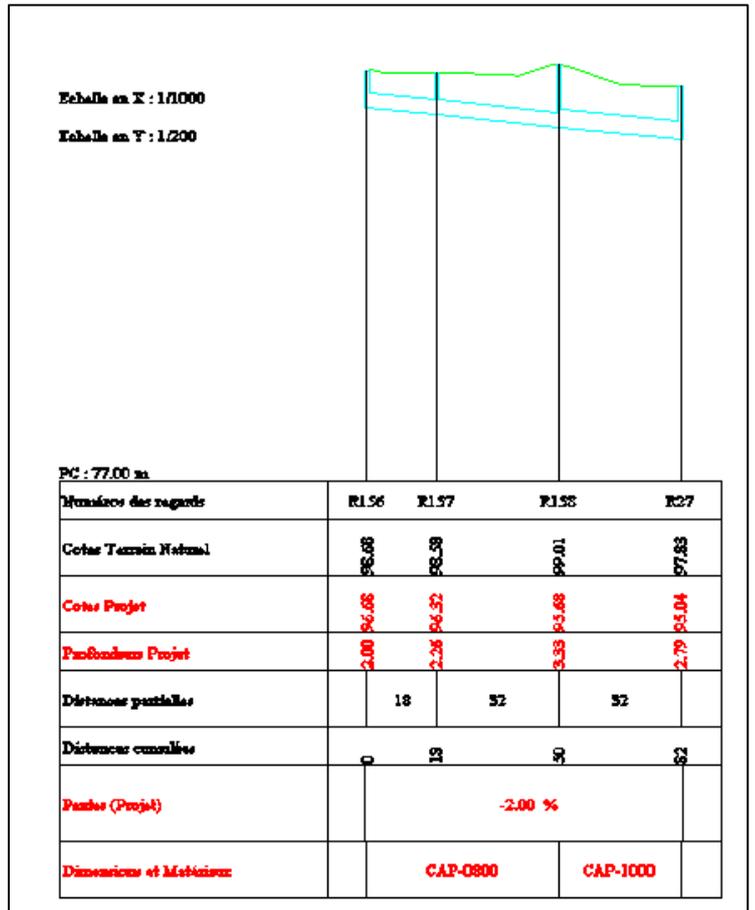
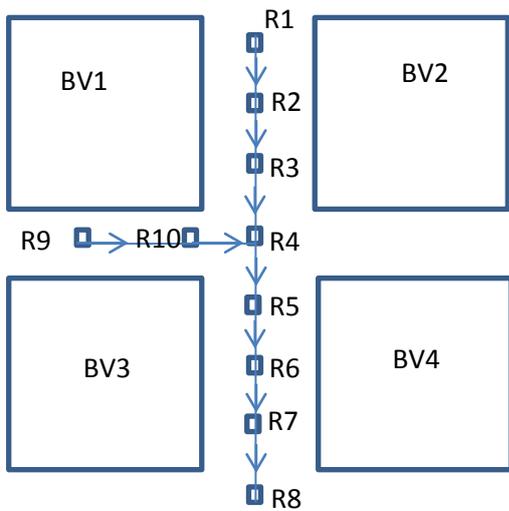
## Etapes de l'étude :

- l'implantation des regards: Sur le plan topographique on procède à cette implantation (en commençant par les têtes de réseau), dans les intersections des routes, et distant l'un de l'autre d'une longueur par exemple 30m, 42m ...
- **Traçage du réseau** le traçage des tronçons du réseau (un tronçon est limité par deux regards consécutifs).
- Et **numérotation** de tous les regards (de l'amont à l'aval).
- Si on utilise la méthode rationnelle, on détermine l'intensité  $i$ , si la méthode de Caquot est choisie on détermine la formule du débit pluvial  $Q=k^{1/u} \cdot I^{v/u} C^{1/u} A^{w/u}$
- Pour chaque tronçon on calcule : le **débit d'eau pluvial** (calcul de la surface à drainer  $A$ , estimation du coefficient de ruissèlement  $C$ , la pente moyenne  $I$  du bassin drainé par le tronçon étudié, et la longueur du plus long parcours de l'eau  $L$ , calcul du coefficient d'allongement  $M$ , on calcule le débit brute  $Q_{EPB}$ , le coefficient de correction  $m$ , et en fin on calcule le débit corrigé  $Q_{EPC}$ . Et ensuite on calcule le débit des **eaux usées** moy, coef de pointe  $K_p$  et  $Q_{eu}$  pointe.

**Remarque :** Tous les résultats seront reportés sur des tableaux récapitulatifs.

Tronçon	Q calculé (m³/s)	Diam. théo (mm)	Collecteur	Pente (%)	V (m/s)	r Q (Q/Qps)	r V	r H	H calculée (mm)	Q Ps (m³/s)	V Ps (m/s)	V calculée (m/s)	V Qps/10 (m/s)
R16 - R17	0.537	783	CAP-800	0.40	1.07	0.94	1.14	0.77	617	0.570	1.13	1.29	0.62
R17 - R18	0.564	797	CAP-800	0.40	1.12	0.99	1.14	0.81	649	0.570	1.13	1.29	0.62
R18 - R19	0.564	797	CAP-800	0.40	1.12	0.99	1.14	0.81	649	0.570	1.13	1.29	0.62
R19 - R20	0.564	797	CAP-800	0.40	1.12	0.99	1.14	0.81	649	0.570	1.13	1.29	0.62
R20 - R21	0.564	797	CAP-800	0.40	1.12	0.99	1.14	0.81	649	0.570	1.13	1.29	0.62

Bassin	Noeuds		Surface A (ha)	Débit Eaux Pluviales QEP (l/s)	Débit Eaux Usées Q EU (l/s)	Débit Qtotal (l/s)	Débit Qtotal (m³/s)	Débit cumulé calculé pour des bassins en séries ou en parallèles (m³/s)
	Amont	Aval						
BV 35	R1	R2	0.44	63.36	0.884	64.244	0.064	0.064
	R2	R3						
	R3	R4						
	R4	R5						
BV06	R5	R6	0.27	38.88	0.5427	39.42	0.039	=0.039+0.064=0.103
	R6	R7						
	R7	R8						
	R8	R9						



Exemple d'un plan de masse et d'un profil en long

## Bibliographie

1. Julien Gabert, Mémento de l'assainissement, Éditions du Gret, 2018 ;
2. KERLOC'H Bruno, Le dimensionnement des réseaux d'assainissement des agglomérations, C.E.T.E. NORD – PICARDIE.
3. Bruno Tassin, Calcul des débits d'eaux pluviales, 2005.
4. instruction technique 1977.
5. Geomedia S A, Formation Covadis Assainissement, 2006.
6. Anonyme, Guide d'assainissement DAE-ONEP,
7. Ministère des ressources en eau, Guide Technique d'assainissement, 2006.
8. BOURRIER R., Guide Technique Assainissement, 2017.
9. BOURRIER R., Les réseaux d'assainissement calculs, applications, perspectives, Edition LAVOISIER, 2008
10. VAZQUEZ j. et al. , Guide technique sur le fonctionnement hydraulique des déversoirs d'orage, Guide FNDAE, 2006.