



Commission Assainissement
GT révision Instruction technique 77/284

GUIDE TECHNIQUE POUR LA CONCEPTION ET LE DIMENSIONNEMENT DES RESEAUX D'ASSAINISSEMENT ET LEURS OUVRAGES ANNEXES

1.	4
2.	4
3.	Méthodes de calcul.....	4
3.1.	Représentation de la pluie.....	4
3.1.1.	Définition et paramètres caractéristiques d'un événement.....	4
3.1.2.	Pluie « historique » observée (A valider).....	5
3.1.3.	Courbes intensité-durée-fréquence (A valider).....	6
3.1.4.	Pluie de projet (A valider).....	8
3.1.5.	Chronique de pluies (A valider).....	9
3.1.6.	VOLUMES ET PRODUCTION- Coefficients d'apports et de ruissellement... 10	
3.2.	Calcul d'un volume de stockage d'eaux pluviales (partie du § 4.2.9 + GT pluvial) Conception quantitative d'un bassin de rétention (JP+ DL validé le 06/07/2011)... 13	
3.2.1.	Calcul du volume utile d'un bassin de rétention (JP+ DL validé le 20/09/2011) DB intègre le cas des débits de fuite variables (voir utilité après simulations)+ remise en forme du §..... 14	
3.2.2.	Calcul du temps de vidange (JP) à revoir totalement GT pluvial..... 16	
3.3.	calcul d'un débit d'infiltration (GT pluvial)..... 16	
3.4.	Calcul des débits d'eaux pluviales..... 18	
3.4.1.	Des volumes aux débits : Paramètres de Transfert..... 18	
3.4.2.	Calcul du débit de pointe (A valider)..... 19	
3.4.3.	Débits produits par un BV naturel/rural (A valider)..... 21	
3.4.4.	Validation à l'aide de modèles hydrodynamiques détaillés (Validé JVR)..... 21	
3.4.5.	Conclusions (?)..... 21	
3.5.	Calcul des débits d'eaux usées (Validé le 07/09/2010)..... 21	
3.5.1.	Débits d'eaux usées domestiques Validé le 07/09/2010)..... 21	
3.5.2.	Débits d'eaux usées non domestiques (validé le 05/10/2010)..... 21	
3.5.3.	Débits à retenir (validé le 05/10/2010)..... 21	
3.6.	Calcul des sections d'écoulement (validé)..... 21	
3.6.1.	Bibliographie sommaire voir § 10..... 21	
4.	Techniques de Gestion des eaux pluviales (GT pluvial)..... 21	
4.1.	Critères de distinction des différentes techniques alternatives..... 21	
4.1.1.	Aspects quantitatifs (AN)..... 21	
4.1.2.	Aspects qualitatifs..... 21	
4.1.3.	Vue d'ensemble des différentes techniques..... 21	
4.2.	Fiches techniques..... 21	
4.2.1.	Techniques visibles..... 21	
4.2.2.	Techniques enterrées..... 21	
4.2.3.	Les ouvrages de traitement avant rejet dans le milieu récepteur..... 21	
4.3.	Les bassins de rétention (validé le 06/07/2011+ GT pluvial)..... 21	
4.3.1.	Indications générales (JP+ DL validé le 06/07/2011)..... 21	
4.3.2.	Conception (JP+ DL validé le 06/07/2011)..... 21	
4.3.3.	Données préparatoires à la conception du bassin (JP+ DL validé le 06/07/2011)..... 21	
4.3.4.	Conception quantitative d'un bassin de rétention (JP+ DL validé le 06/07/2011)..... 21	
4.3.5.	Contribution d'un bassin de rétention à la dépollution (DL+ Gt pluvial)..... 21	
4.3.6.	Prise en compte de l'entretien dans la conception des bassins de rétention (DL validé le 12/10/2011)..... 21	
4.4.	Exemples..... 21	
4.4.1.	Cas d'un secteur peu dense (i.e. 30% d'imperméabilisation)..... 21	
4.4.2.	Cas d'un secteur moyennement dense (i.e. 50% d'imperméabilisation)..... 21	
4.4.3.	Cas d'un secteur très dense (i.e. plus de 70% d'imperméabilisation)..... 21	

1.

2.

3. METHODES DE CALCUL

3.1.

3.2. REPRESENTATION DE LA PLUIE

Commentaire : quid de l'ETP?

Il y a deux approches pour décrire l'entrée pluviométrique:

- une *approche événementielle*, traditionnellement adoptée pour le dimensionnement des ouvrages d'assainissement urbain, et plus particulièrement des collecteurs, et qui considère que le système à concevoir n'est influencé que par les précipitations sur un passé très récent. Du point de vue du système de drainage, l'étendue de ce passé correspond au temps de concentration (voir plus loin) et détermine la définition d'un événement pluvieux. A cette approche est associée la notion de "période de retour", qui définit la fréquence moyenne d'un événement, et plus précisément de ses intensités maximales sur différentes durées

- une approche par *chronique*, qui considère l'alternance de pluie et de périodes sèches comme un processus continu, et qui présente un intérêt dès lors que le système a une "mémoire" supérieure à quelques heures, et qui peut atteindre plusieurs jours. C'est en particulier le cas pour les ouvrages de stockage et pour la dynamique de l'eau dans le sol. Une chronique, ou série temporelle, est une suite continue de valeurs qui décrit l'intégralité d'une période de temps, par exemple une année, discrétisée selon un pas de temps fixe (par exemple 6mn) ou variable (par exemple pour éviter les longues suites de valeurs nulles on peut le résumer par une seule valeur affectée à une durée de quelques heures). La discrétisation à pas de temps fixe donne des fichiers plus volumineux mais plus simples à traiter

Quelle que soit l'approche retenue, la pluviométrie peut être décrite par deux types de paramètres :

- la lame d'eau précipitée sur une durée ou lors d'un événement donnés : c'est le volume précipité par unité de surface, exprimé en L/m² par les journalistes et en mm par les météorologues et les hydrologues : les deux unités sont équivalentes : 1 mm = 1 L/m²
- l'intensité pluvieuse : c'est le débit moyen de pluie par unité de surface sur une durée donnée. Exprimé en mm/h, l'intensité pluvieuse est le rapport entre la lame d'eau et la durée sur laquelle elle a été calculée.

DEFINITION ET PARAMETRES CARACTERISTIQUES D'UN EVENEMENT

Il n'y a pas de définition universelle d'un événement pluvieux. Cette définition combine plusieurs critères, dont au minimum un critère de début et un critère de fin, et le cas échéant un critère de hauteur totale minimum, un critère de regroupement entre événements successifs. En toute rigueur la définition devrait être adaptée au système étudié et en particulier à son temps de concentration. En pratique les différences de définition conduiront à identifier un seul événement sur une pluvieuse donnée, ou à le scinder en plusieurs événements individuels, et à éliminer les événements de faible importance

Un événement pluvieux peut être caractérisée par plusieurs paramètres :

- sa durée (en min ou en heure) ;
- sa hauteur (en mm, pendant une durée donnée) ;

- son intensité (en mm/h, sur une durée donnée) ;
- ses périodes de retour sur différentes durées
- Il sera décrit plus finement par son hyétoigramme, représentation de l'intensité en fonction du temps, sous forme directe ou cumulée;

Un exemple de caractérisation d'une pluie d'orage (niveau 3) est donné ci-dessous :

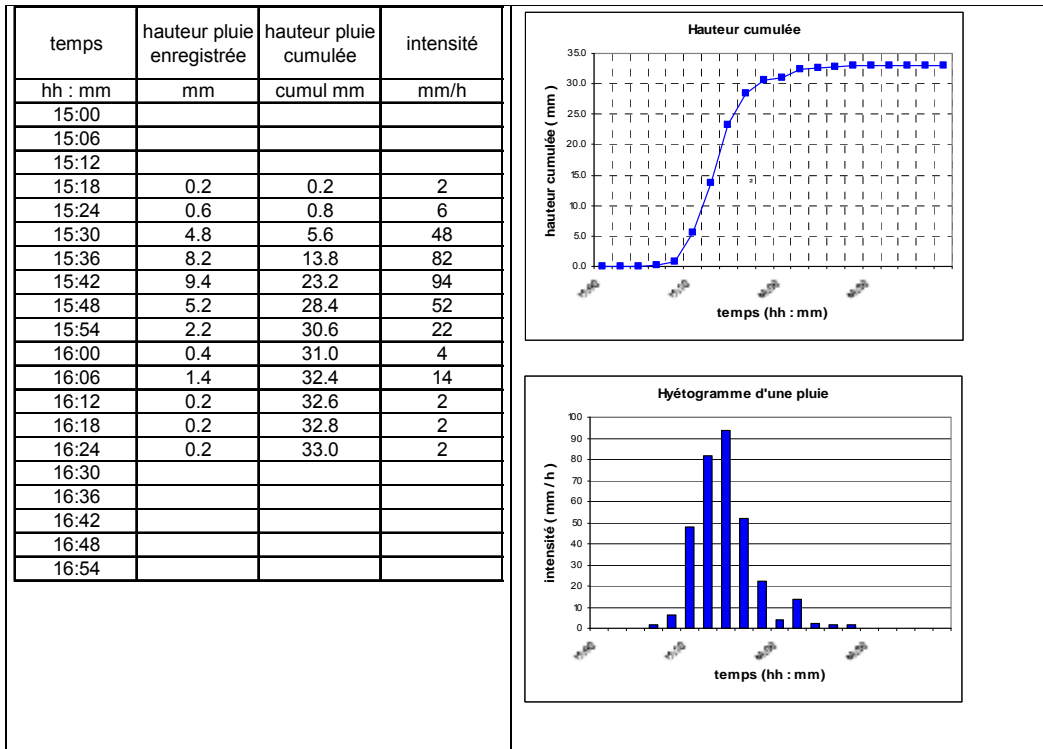


Figure 1 : Exemple de hyétoigramme

PLUIE « HISTORIQUE » OBSERVEE (A VALIDER)

Les observations d'événements pluvieux particuliers peuvent être utilisées directement. On parle alors de pluie « historiques ». Il s'agit en fait d'événements de référence supposés représentatifs des conditions qui doivent être gérées par les ouvrages, le plus souvent pour un niveau de service 3. Mais la diversité de ces conditions, qui peuvent par exemple se traduire par des périodes de retour différentes pour différentes durées, ne peut pas se résumer à quelques événements pour des On parle Un complément d'analyse peut être obtenu par l'étude d'une pluie observée, considérée comme une pluie de référence contre laquelle on veut se protéger. A développer par Philippe, avec exemple sur Nancy

Paramétrisation:

Intérêts/limites de la méthode :

L'intérêt des pluies historiques est de fournir des références concrètes et parlantes pour des interlocuteurs non spécialisés. Cela permet de traduire les objectifs de dimensionnement en termes plus accessibles que les classiques périodes de retour.

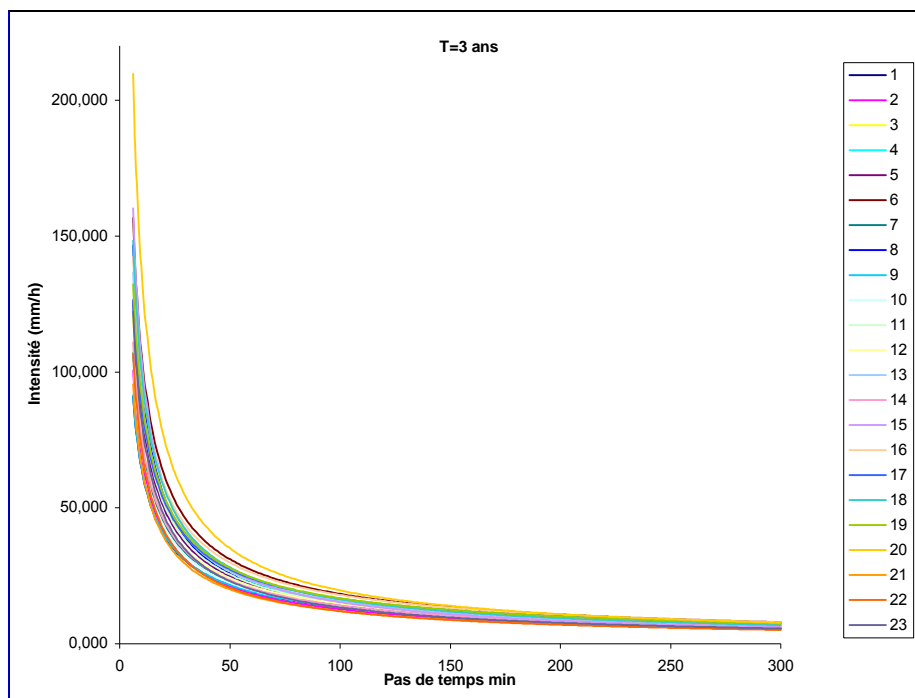
Mais la diversité de ces conditions, qui peuvent par exemple se traduire par des périodes de retour différentes pour différentes durées, ne peut pas se résumer à quelques événements de référence. Il serait donc risqué de baser un dimensionnement uniquement sur des événements historiques

Domaine d'emploi :

Le domaine d'emploi privilégié des événements historiques est la vérification d'un dimensionnement effectué sur des modes de description plus représentatifs de la diversité des événements pluvieux pour un niveau de service donné. Cette vérification pourra être faite par des méthodes analogues à celles qui ont servi au dimensionnement (seules les données d'entrée changent), éventuellement avec des adaptations. Elle pourra aussi requérir un outil de simulation, qui ne sera pas nécessairement très complexe (bilan entrée-sortie sur un tableur)

COURBES INTENSITE-DUREE-FREQUENCE (A VALIDER)

On peut transformer une série chronologique de pluie (enregistrement des mesures effectuées par un pluviomètre) en une représentation statistique synthétique des événements pluvieux en calculant les fréquences est d'apparition de différentes intensités de pluie (ou hauteurs de pluie) sur différentes durées. Pour une fréquence (période de retour) donnée on obtient une courbe décroissante reliant l'intensité moyenne sur une durée à cette durée. En traçant ces courbes pour différentes périodes de retours (par exemple 1an,2 ans, 5 ans, 10 ans, 20 ans) on obtient un abaque, permettant de calculer l'intensité connaissant la durée et la période de retour : ce sont les courbes Intensité-Durée-Fréquence (IDF).



Commentaire : Remplacer un rendu standard météo France pour un seul pluvio

Figure 2 : Courbes intensité/durée/fréquence sur différents pluviomètres de l'agglomération de Nancy pour une période de retour de 5 ans et des durées comprises entre 6 minutes et 6 heures. Données GEMCEA/Grand Nancy

Commentaire :

Dans l'exemple illustré sur la figure 2 on obtient une intensité de XX mm/h pour une durée de 30 mn et une période de retour de X ans.

On voit sur cette même figure que plus la durée est longue (par exemple 2 heures), plus l'intensité est faible (ici XX mm/h) pour une même période de retour (mais bien sûr la hauteur totale précipitée augmente avec la durée : ici XX mm/h x 2 heures = XXX mm, alors que XX mm/h x 0,5h = xx mm)

Pour représenter les courbes IDF, la formulation la plus utilisée en France est celle de Montana :

$$H(d,T) = a \cdot d^{1-b}$$

H la hauteur de pluie (mm)

d est la durée de la pluie (min)

a et b sont les coefficients de Montana

Paramétrisation :

Les coefficients a et b dépendent de la période de retour T et de la durée d. Un couple de valeur est généralement calculé pour une période de retour donnée et pour trois domaines d'ajustement des durées (par exemple : 6min-1h, 1h-6h, 6h-24h).

Commentaire : à vérifier

Pour obtenir les coefficients de Montana, plusieurs solutions sont possibles :

1. Météo-France fournit à la demande, pour le pluviomètre de référence du BV étudié, les coefficients de Montana a et b (prestations payantes à la date d'édition de ce document). Ces données peuvent également être disponibles auprès de grandes collectivités.

Durée de retour	Durée des pluies			
	6 minutes à 2 heures		2 heures à 24 heures	
	a	b	a	b
5 ans	6.351	0.636	16.433	0.839
10 ans	7.538	0.626	22.095	0.857
20 ans	8.7	0.62	27.599	0.869

Figure 3 : Exemple de coefficients de Montana de Paris-Montsouris 1982 –2002 d'après Météo-France [sous réserve d'autorisation par Météo-France]

Commentaire : mettre à jour la sortie climathèque

L'annexe 2 contient des recommandations pour commander à Météo-France ces coefficients.

Commentaire : annexe à établir

Intérêts/limites de la méthode :

C'est la seule méthode applicable en pratique pour une approche événementielle de la gestion des débits et des volumes.

Quelque soit la solution retenue, il est important de faire attention à :

- l'expression de la formule de Montana. Il existe **plusieurs formes** de la formule (par exemple b est parfois positif, parfois négatif) exprimées avec des unités différentes (par exemple d en min ou en h). En fonction de l'expression, les valeurs des coefficients a et b ne sont pas les mêmes ;
- la plage de durée de validité des coefficients a et b. Une erreur fréquemment commise est d'utiliser des coefficients valables pour des durées courtes (6min-2h) pour dimensionner un bassin de rétention à durée de vidange longue : ce mode de calcul peut déboucher sur un surdimensionnement important (de 1 à 2) ;

Commentaire : les présenter les deux plus haut

Domaine d'emploi :

C'est une méthode adaptée à de nombreuses utilisations : dimensionnement de capacités de transport ou de stockage, pour des niveaux de service de 1 à 4, à conditions de disposer des données nécessaires à la construction de la courbe intensité-durée pour la fréquence considérée.

PLUIE DE PROJET (A VALIDER)

Afin de conduire une analyse fine des débits de pointe et des volumes ruisselés, il est parfois nécessaire de calculer un hydrogramme (variation du débit au cours du temps) à l'exutoire d'un BV. Il est alors nécessaire de représenter la pluie par un hyétogramme et non uniquement par une courbe IDF.

On appelle pluie de projet une pluie synthétique définie par un hyétogramme type, non observé et de forme simplifiée. Ce hyétogramme est généralement construit à partir des caractéristiques statistiques des pluies, décrites par les courbes IDF.

Paramétrisation

Une pluie de projet est définie au minimum par sa durée et par sa forme. En fonction de cette forme d'autres paramètres peuvent être nécessaires.

La forme la plus simple est un rectangle d'intensité constante. On utilise plus couramment un hyétogramme triangulaire isocèle, dit « simple triangle ». Dans les deux cas, en fixant la durée de l'événement (de l'ordre du temps de concentration du bassin) et la période de retour souhaitée, on obtient une intensité moyenne. Dans le cas du triangle, l'intensité maximum est alors le double de cette valeur moyenne.

Une extension du principe de construction de la pluie triangulaire permet de créer un hyétogramme plus complexe en assemblant deux triangles. Il faut alors définir une durée totale et une durée de pluie intense, calculer les intensités correspondant à chaque durée pour une période de retour donnée, et réaliser l'assemblage de deux triangles correspondant à ces paramètres. Cet assemblage peut être symétrique (2 triangles isocèles de même axe de symétrie) ou dissymétriques (pointe avancée ou retardée)

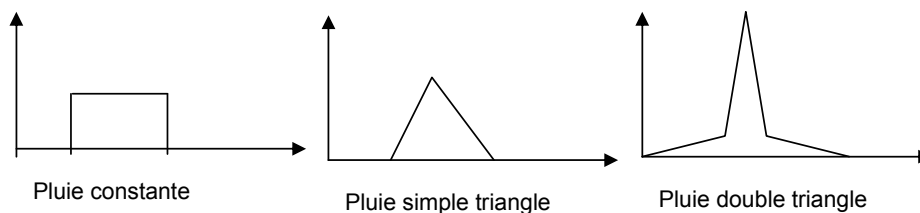


Figure 4 formes de pluies de projet

Intérêts/limites de la méthode :

Les pluies de projet constituent un compromis entre les pluies historiques et les courbes IDF. Comme les premières, elles fournissent des hyétogrammes, très utiles pour alimenter des modèles et réaliser des simulations. On gagne en représentativité par rapport aux pluies historiques en basant leur construction sur des paramètres issus de l'analyse statistique IDF. On peut de plus introduire une certaine diversité de formes d'hydrogramme en particulier si on adopte une forme double triangle dissymétriques. Néanmoins on se limite en pratique à

une seule ou quelques pluies de projet, et on ne capture pas toute la variabilité des situations réelles

Domaine d'emploi :

Elles sont surtout utilisées en modélisation, pour générer des hydrogrammes et simuler le fonctionnement et le dimensionnement des ouvrages de transfert et de stockage pour les niveaux de service 1 à 3

Variabilité spatiale de la pluie et coefficient d'abattement (A | valider)

Commentaire : pas adapté à la cible : on supprime ?

Lorsque la surface totale du BV étudié est supérieure à 10 km², il est recommandé de tenir compte de la répartition spatiale de la pluie. Cette approche peut être discutable, ces dernières années des orages intenses et homogènes sur des superficies très supérieures à 10 hectares ont été observés.

Si la surface totale du BV étudié est supérieure à 10 km², il deviendra nécessaire de s'interroger sur la répartition spatiale de la pluie.

Grâce à l'imagerie radar et aux nombreuses mesures de la pluie (principalement à l'aide de réseaux de pluviomètres gérés soit par Météo-France, soit par les Maîtres d'Ouvrage des réseaux d'assainissement), la répartition spatiale et temporelle de la pluie est de mieux en mieux connue en France. Cependant, si elle peut être estimée pour les événements fréquents liés aux fronts d'air chaud et d'air froid, elle est beaucoup moins bien connue pour les événements plus intenses de type orageux (période de retour supérieure à plusieurs années). De plus, l'observation radar a révélé à plusieurs reprises ces dernières années que des pluies orageuses peuvent s'étendre à l'échelle de plusieurs départements.

Par conséquent, le bien fondé de l'application de coefficients d'abattement spatial est très discutable.

Peut-on être un peu pédagogique et expliquer : i) pourquoi prendre en compte la variabilité spatiale, ii) citer différentes méthode de prise en compte (voir V&A), iii) introduire le coefficient d'abattement et sa paramétrisation si nécessaire (voir discussion en cours)

CHRONIQUE DE PLUIES (A VALIDER)

Cette méthode consiste à utiliser une chronique annuelle ou pluriannuelle de pluies réelles, représentées par leurs hyétogrammes, dans un modèle de calcul. Elle permet d'une part de généraliser l'approche à base de pluie historique : une chronique constitue une collection de plusieurs dizaines ou même centaines d'événements pluvieux et permet de prendre en compte une grande diversité de situations. En outre la chronique permet de prendre en compte les séquences d'événements successifs, qui jouent un rôle important en particulier en hiver et lorsqu'on s'intéresse au fonctionnement des nappes.

Paramétrisation:

Bien qu'on utilise assez directement des enregistrements de résultats de mesure, l'utilisateur doit spécifier certaines options

- la durée de la chronique
- la période retenue
- le pas de temps

La durée est au minimum d'une année hydrologique (débutant en période de nappes basses, en fin d'été) et de préférences plusieurs, en fonction des objectifs visés

la période correspond au choix des années, qui ne sont pas nécessairement consécutives. On privilégiera des données récentes et représentatives (en fonction des objectifs) : les années très sèches seront en général évitées, les années très humides pourront faire l'objet d'une exploitation spécifique.

Pas de temps : le pas de 6 mn est en général disponible et convient à toutes les utilisations. Un rééchantillonnage à des pas plus long (de l'heure à la journée) peut être compatible avec les objectifs et permet de réduire les temps de calcul.

Intérêts/limites de la méthode :

L'intérêt de la méthode a été décrit dans sa présentation, et tient en un mot « représentativité ». Mais celle-ci est subordonnée à la longueur de la chronique et aux choix des années. Elle est assez facile à obtenir pour les niveaux de service 1 et 2 qui constituent son domaine d'emploi privilégié. Les limites sont liées d'une part à la disponibilité et au coût des données, et d'autre part à l'adéquation entre le pas de temps des enregistrements et la puissance de calcul nécessaires pour bien représenter les processus sur une durée suffisante

Domaine d'emploi :

Les chroniques de pluie permettent de faire des simulations de fonctionnement d'un ouvrage ou d'un réseau. Elles nécessitent donc de disposer d'un outil de simulation (modèle). Comme indiqué plus haut, elle sera surtout utilisée pour les niveaux de service 1 et 2.

3.2 ETP A ECRIRE

3.3 VOLUMES ET PRODUCTION- COEFFICIENTS D'APPORTS ET DE RUISSELLEMENT

Extrait de 3.1.1.1.1. Transformation pluie – ruissellement (A valider)

La pluie qui tombe est appelée pluie brute, alors que la pluie qui participe au ruissellement est appelée pluie nette (Pluie nette = Pluie brute – pertes au ruissellement)..

Sur une surface imperméable, les pertes correspondent au volume absorbé pour le mouillage de la surface et le stockage dans les microdépressions, qui sera évaporé en fin de pluie. Pour les surfaces de voirie classique, les infiltrations participent à ces pertes et atteignent 0.5 à 1 mm/h.

Toutes pertes confondues, la différence entre pluie brute et pluie nette ne représente pour ces surfaces que quelques millimètres, et elle est souvent négligée au regard des fortes valeurs de pluie généralement prises en compte pour les dimensionnements d'ouvrages. Cependant lorsque l'on s'intéresse aux pluies de niveau 1 (c'est à dire les pluies de faible intensité), cet écart doit être pris en compte car il devient significatif **voir tableau**

Pour les surfaces perméables (espaces verts ou techniques alternatives de gestion des eaux pluviales), l'élément principal des pertes au ruissellement correspond aux infiltrations (stockage dans les pores du sol et écoulements souterrains), mais il varie en fonction de l'intensité et de la durée de la pluie. En pratique les surfaces perméables ne participent à la production de ruissellement que pour les pluies longues et intenses correspondant au dimensionnement d'ouvrages de stockage pour un niveau de service 3 **(cf tableau)**

Le rapport entre le volume ruisselé et le volume précipité est appelé coefficient de ruissellement lorsqu'il est calculé sur des durées assez courtes (inférieures à une heure, pour calculer des débits de pointe, voir plus loin la notion de temps de concentration).

Le même rapport prend le nom de « coefficient d'apport » s'il est calculé sur des durées de plusieurs heures, voire plusieurs jours, pour calculer des volumes de stockage.

Les valeurs du coefficient de ruissellement et du coefficients d'apport varient avec la pluie utilisés pour les calculer : ils augmentent lorsque la pluie est plus intense. Ils diffèrent entre eux car les surfaces perméables ne contribuent pas au coefficient de ruissellement (sauf pour le niveau de service 4)

durée \ T	~1 mois Niveau 1	1mois ~1 an Niveau 2	~1 an ~ 20 ans Niveau 3	> ~20 ans Niveau 4
Cr_p	0,7.	1	1	1
Ca_p	1	1	1	1

Figure 5 : Estimation de Cr et Ca pour les surface imperméables en fonction du niveau de service visé

durée \ T	~1 mois Niveau 1	1mois ~1 an Niveau 2	~1 an ~ 20 ans Niveau 3	> ~20 ans Niveau 4
Cr_i	0	0	0	1
Ca_i	.0	0	0,1 à 0.4	1

Figure 6 : Estimation de Cr et Ca pour les surfaces perméables en fonction du niveau de service visé

3.1.1.1.2.1. Bassin versant et occupation du sol

Un bassin versant (BV) est défini par rapport à un point de collecte ou à un ouvrage et correspond à la surface pour laquelle les eaux ruisselées sont acheminées vers ce point ou cet ouvrage. On peut ainsi définir le bassin versant d'une toiture (c'est cette toiture elle même), d'une noue, d'un ouvrage de stockage, d'un réseau de collecte...

Les notions de coefficients de ruissellement et de coefficient d'apport définis pour des surfaces homogènes peuvent être généralisées à un bassin versant hétérogène en gardant les mêmes définitions. Pour estimer ces paramètres il faut prendre en compte une description de l'occupation du sol du bassin versant

On peut la caractériser grossièrement cette occupation du sol par un paramètre, le taux d'imperméabilisation du BV (Imp_{BV}), rapport entre la superficie imperméabilisée sur le BV et la superficie totale du BV. Sont complément à 1, $1 - Imp_{BV}$

On peut alors combiner les deux tableaux précédents en un tableau unique

durée \ T	~1 mois Niveau 1	1 mois ~1 an Niveau 2	~1 an ~ 20 ans Niveau 3	> ~20 ans Niveau 4
Cr_{bv}	$0,7 \cdot Imp_{BV}$	Imp_{BV}	Imp_{BV}	Imp_{BV}
Ca_{bv}	Imp_{BV}	Imp_{BV}	$Imp_{BV} + Ca_p(1 - Imp_{BV})$	1

La notion même de bassin versant suppose que les surfaces contributives, et notamment les surfaces imperméabilisées sont connectées au point ou à l'ouvrage définissant le bassin. Mais cette connection peut n'être effective que dans certaines conditions, en particulier si elle n'est pas directe mais passe par l'intermédiaire d'un ouvrage de stockage. Ainsi une chaussée réservoir ne sera pas connectée au réseau aval pour des pluies modérées (niveau de service 2), ne saturant pas sa capacité de stockage, mais sa connection sera effective lorsque cette capacité sera saturée et que la chaussée se comportera comme une chaussée classique. Plus précisément sa contribution au coefficient du ruissellement est négligeable pour ces pluies, mais sa contribution au coefficient d'apport ne l'est pas si elle est conçue avec une vidange vers le réseau.

D'une générale les notions de coefficient de ruissellement et de coefficient d'apport sont mal adaptées dans les situations où les pertes ne sont pas proportionnelles à la pluie, ce qui est le cas à l'aval d'ouvrages de gestion à la source. Il faut alors mener une réflexion au cas par cas pour évaluer la fraction de la pluie brute à prendre en compte dans le dimensionnement.

Commentaire : sacré Joannis, tu ne changeras donc jamais !

...considérée est celle raccordée au réseau, la contribution au débit d'une surface non-raccordée étant a priori assez rare et en tout cas beaucoup moins fréquente que celle des surfaces raccordées. Par surfaces raccordées, on entend toutes surfaces dont l'évacuation du ruissellement vers le réseau d'assainissement est planifiée et organisée. Un parking dont le ruissellement s'évacue dans la pelouse adjacente n'est pas considéré comme raccordé. Il existe différentes méthodes pour estimer Imp_{BV} [réf Guide V&A].

Traiter l'impact des TA sur la production

Commentaire : j'ai essayé de la faire !

Pour un projet d'aménagement simple et limité en superficie, Imp_{BV} doit être estimé sur plan à partir du détail du projet.

3.1.1.1.2.4. Coefficient de ruissellement (A valider)

Cas d'un BV naturel

Sur des BVs naturels, le coefficient de ruissellement est aussi un paramètre important pour estimer les débits produits. Encore plus qu'en milieu urbain, sa variabilité est très importante et extrêmement difficile à appréhender. Il peut varier entre 0,1 et presque 1 en fonction de la superficie du BV (plus la superficie est réduite et plus localement il peut tendre vers 1), de la pente du BV (plus la pente est importante et plus il est fort), de l'occupation du sol, du contexte hydrogéologique (perméabilité du sol, niveau de la nappe phréatique, etc.).

En absence d'estimation de la part du chargé d'étude, les valeurs indicatives suivantes peuvent être retenues (à corriger éventuellement en fonction du prorata des types de surface et des classes de pente présents sur le BV) :

Couverture végétale	Morphologie	Pente (%)	Cr _{BV}		
			Terrain sable grossier	Terrain limoneux	Terrain argileux
Bois	presque plat ondulé montagneux	$I_{BV} < 5$	0,10	0,30	0,40
		$5 < I_{BV} < 10$	0,25	0,35	0,50
		$10 < I_{BV}$	0,30	0,50	0,60
Pâturage	presque plat ondulé montagneux	$I_{BV} < 5$	0,10	0,30	0,40
		$5 < I_{BV} < 10$	0,15	0,36	0,55
		$10 < I_{BV}$	0,22	0,42	0,60
Culture	presque plat ondulé montagneux	$I_{BV} < 5$	0,30	0,50	0,60
		$5 < I_{BV} < 10$	0,40	0,60	0,70
		$10 < I_{BV}$	0,52	0,72	0,82

Rem EB: vérifier la pertinence de ce tableau, en particulier son origine

Figure 7 :

3.3. CALCUL D'UN VOLUME DE STOCKAGE D'EAUX PLUVIALES (PARTIE DU § 4.2.9 + GT PLUVIAL) CONCEPTION QUANTITATIVE D'UN BASSIN DE RETENTION (JP+ DL VALIDE LE 06/07/2011)

Dans la mesure des conditions techniques et économiques, le concepteur cherchera à rejeter les volumes stockés par les ouvrages de rétention par infiltration ou rejet vers le milieu superficiel. Le rejet au réseau devant être choisis en dernier recours.

4.2.9.1. DEBIT DE FUITE DE L'OUVRAGE (JP VALIDE LE 11-05-2011)

Certaines conditions sont à remplir pour déterminer l'intégration du débit de fuite de l'ouvrage dans la conception.

4.2.9.9.1 Rejet en réseau

Le débit de fuite de l'ouvrage à dimensionner doit être au maximum équivalent au débit de fuite admissible à l'aval. Ce débit de fuite peut être subordonnée à la non modification des conditions d'autorisation du dit réseau pour ses rejets, déversoir d'orage et station d'épuration en application des articles R.214-18 , R.214-40 , L.214-18 et R.214-40 du code de l'environnement. L'autorité organisatrice à l'aval de l'ouvrage délivre les autorisations de rejets en fonction de ses contraintes techniques ou réglementaires (cf. § 2.5.2.1.3).

La qualité du rejet au réseau est soumise aux mêmes conditions que celles portant sur l'aspect quantitatif.

Commentaire : On a rapatrié ce §, mais en fait, il ne s'agit pas de calculs. Il faut le mettre dans le 2? dans le 4? Ici il y aurait hâte à introduire le calcul d'un volume de stockage en disant qu'il est basé sur une différence entre entrées et sorties cumulées dans le temps, les entrées étant constituées par la pluie, les sorties étant les sorties habituelles (épuration, infiltration, utilisation, évacuation vers l'aval) et représentées par un débit de fuite, en général constant.

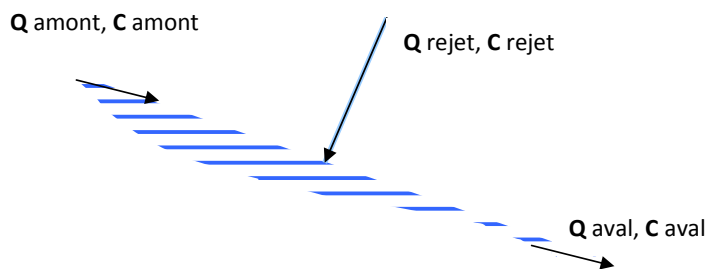
4.2.9.9.2 Rejet en milieu naturel (marin, eau douce, sol, sous sol)

Le débit de fuite de l'ouvrage à dimensionner et les flux polluants doivent être au maximum équivalents aux objectifs fixés par la MISE du département concerné. On évitera autant que possible les rejets permanents ou occasionnels d'eaux pluviales non traités dans les plans d'eaux en raison des accumulations de polluants possibles.

Le non déclassement d'un cours d'eau est vérifié à partir des débits d'étiage au plus égaux au QMNA2 (pour les rejets pluviaux), et au QMNA5 (pour les rejets pérennes), et dans tous les cas selon la sensibilité du milieu récepteur.

L'évaluation de la concentration en éléments polluants et du débit de référence du rejet se basent sur (cf. § 2.5.1.3.1, 2.5.1.3.2) :

- La quantification de la pollution rejetée est réalisée sur la base de prélèvements ou par défaut, de valeurs guides.
- Le calcul de concentration en éléments polluants du cours d'eau, après rejet, peut être réalisé par la méthode de la dilution : (voir avec 2.5.1.3.1.... JP)



D'où

$$C_{aval} = \frac{Q_{amont} \times C_{amont} + Q_{rejet} \times C_{rejet}}{Q_{amont} + Q_{rejet}}$$

Avec : Q rejet : débit du rejet

C rejet : concentration en éléments polluants du rejet

Q amont : débit du cours d'eau au droit du projet, avant rejet

C amont : concentration en élément polluants du cours d'eau , avant rejet

C aval : concentration en éléments polluants du cours d'eau après rejet

Q aval : débit du cours d'eau après rejet

CALCUL DU VOLUME UTILE D'UN BASSIN DE RETENTION (JP+ DL VALIDE LE

20/09/2011) DB INTEGRE LE CAS DES DEBITS DE FUITE VARIABLES (VOIR UTILITE APRES SIMULATIONS)+ REMISE EN FORME DU §

Le calcul du volume utile d'un bassin de rétention peut être approché par des méthodes simples. De façon très pragmatique, le volume d'un bassin est bien souvent égal au volume disponible sur le terrain. Par contre, il est conseillé de toujours simuler, dans un deuxième temps, le fonctionnement de l'ouvrage intégré dans son réseau amont et aval avec un modèle de calcul hydrologique.

Parmi les méthodes simples, nous pouvons conseiller l'emploi de la méthode des pluies qui se programme facilement sur un tableur. (vérifier à quel point elle est sous dimensionnante)

La Loi de Montana (cf. § 5.....) suffit à exprimer le débit entrant qui peut être mis sous la forme :

$$Q_e = a \cdot t^{-b} \text{ exprimé en mm/mn}$$

et le volume ruisselé pour une pluie de durée t sera donc :

$$V_e = Q_e \cdot t = a \cdot t^{1-b} \text{ exprimé en mm}$$

Attention : Il est important de noter que les coefficients de Montana sont fournis, à la demande, par Météo-France. Il est prudent de distinguer trois domaines d'ajustement des durées par exemple : 6 mn à 1h, 1h à 6h et 6h à 24h.

L'organe de vidange de la retenue permet en même temps d'évacuer une partie de ce volume.

Pour être homogène avec l'expression de Q_e , le débit de sortie Q_s doit également être exprimé en mm/mn, soit :

$$Q_s [\text{en mm / mn}] = \frac{Q_s [\text{en m}^3 / \text{s}] \times 6}{A [\text{en ha}] \times C}$$

avec : A = surface du bassin versant en ha

C = coefficient de ruissellement

Si ce débit de sortie est constant, le volume évacué au bout d'un temps t est :

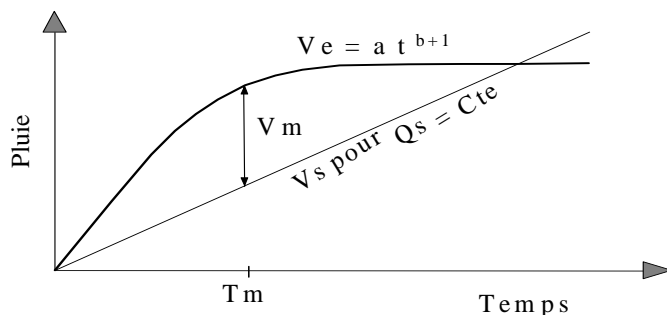
$$V_s = Q_s \cdot t$$

avec : V_s en mm

Le volume à stocker dans la retenue sera donc, par unité de surface active du bassin versant :

$$V = V_e - V_s = a \cdot t^{1-b} - Q_s \cdot t$$

La figure 2 illustre ces relations par la représentation de la courbe enveloppe des précipitations qui produit $V_e = a \cdot t^{1-b}$ et la représentation de la droite qui traduit l'évolution dans le temps de V_s pour Q_s = constante.



La formule est fausse modifier $b+1$ en $1-b$

Figure 3 : Illustration du principe de calcul de la méthode des pluies

Le volume maximal V_m à donner au bassin de retenue est obtenu lorsque l'écart entre la courbe et la droite est maximal. Cela se produit au bout d'une durée T_m exprimée selon :

$$T_m = \left[\frac{Q_s}{a(b+1)} \right]^{1/b}$$

La formule est fausse modifier $b+1$ en $1-b$ et $1/b$ devient $-1/b$

avec : T_m en mn et Q_s en mm/mn

Il est essentiel de vérifier que la valeur obtenue est bien dans le domaine d'ajustement du couple a et b utilisé pour le calcul

En reportant cette valeur dans l'expression du volume stocké par unité de surface active du bassin versant, nous obtenons le volume de stockage V_m

$$V_m = T_m \times Q_s \left[\frac{1}{b+1} - 1 \right]$$

La formule est fausse modifier b+1 en 1-b

avec : V_m en mm et Q_s en mm/mn

Le volume de stockage V_{stock} exprimé en m^3 , est calculé selon :

$$V_{stock} [en m^3] = V_m [en mm] \times 10 \times A [en ha] \times C$$

CALCUL DU TEMPS DE VIDANGE (JP) A REVOIR TOTALEMENT GT PLUVIAL

Commentaire : voir ce qu'on fait de ce §

Un ouvrage de rétention doit pouvoir se vider complètement en 24h.

En considérant un bassin parallélépipédique vidangé par un orifice le temps de vidange peut être approché par :

$$t_v = \frac{S}{s} \sqrt{\frac{2H}{g}}$$

Avec : t_v = temps de vidange (en s)
 S = surface du bassin (en m^2)
 s = section de l'orifice (en m^2)
 H = hauteur maxi de remplissage du bassin (en m)
 g = accélération de la pesanteur ($9,81 \text{ m/s}^2$)

3.4. CALCUL D'UN DEBIT D'INFILTRATION (GT PLUVIAL)

4.2.9.3.2 Restitution d'un ouvrage de rétention/infiltration (JP validé le 12/10/2011)

Commentaire : je suis de plus en plus perlexe sur l'emploi de ce terme "restitution" (et de son compagnon "abattement"! finalement infiltre ce ne serait pas abattre?!??)

L'étude géotechnique préalable doit comprendre un essai de perméabilité in situ, on peut notamment utiliser l'essai type Porchet à niveau constant, (circulaire 97-49 du 22 mai 1997) donnant la perméabilité du sol : K (m/s).

Note : Pour assurer une bonne infiltration et limiter la taille des ouvrages il est préférable que la perméabilité Porchet du sol K soit comprise entre 10^{-2} et 10^{-5} m/s . Pour les sols dont la perméabilité est supérieure à 10^{-2} m/s il convient de reconstituer une couche du niveau de perméabilité souhaité.

La perméabilité du sol à retenir dans le dimensionnement correspondra à 50% celle mesurée correspondant à un facteur de sécurité de 2. La végétalisation des berges, qui peut contribuer à lutter contre le colmatage tout en limitant les risques d'érosion, n'est pas prise en compte dans le calcul.

Il faut ensuite déterminer la surface d'infiltration en fixant arbitrairement une surface de départ : **Sinf** qui sera affinée par itérations en fonction des dimensions finales de l'ouvrage.

1. Pour des ouvrages d'infiltration recevant des eaux en provenance de collecteurs on ne prendra en compte, comme surface infiltrante, que les parois latérales en raison du risque de colmatage rapide du fond.
2. Pour les noues et fossés assimilables à des bassins de rétention/infiltration alimentés directement par le ruissellement on prendra en compte, comme surface infiltrante: **S_{inf}**, la surface au miroir de l'ouvrage à condition que le fond soit protégé contre la sédimentation la détermination du débit de fuite se fait par la formule



Le débit de fuite de l'ouvrage d'infiltration est déterminé par la formule :

$$Q_f = S_{inf} \times K$$

Avec : Q_f = débit de fuite (en m³/s)
 S_{inf} = Surface infiltrante (en m²)
 K = Perméabilité retenue (en m/s)

2.1.1.6.3 Détermination du débit de restitution des eaux pluviales par infiltration (NLN+)

Dans les gammes de perméabilité permettant l'infiltration des eaux pluviales, c'est généralement l'application de la loi de DARCY qui permet de déterminer, pour une surface d'infiltration donnée, le débit infiltré à travers cette surface dans la zone non saturée. Elle peut être formulée ainsi de manière simplifiée (gradient hydraulique égal à 1).

$$Q_{INFILTRATION} = K * S_{INFILTRATION}$$

avec : Q en m³/s
 K en m/s, supposé homogène sur la surface d'infiltration
 S en m².

Autres lois / autre terminologie : perméabilité, capacité d'infiltration... ?

La valeur de K est obtenue par des essais de perméabilité in situ, par zone homogène. La valeur mesurée sera multipliée par 1/2 (facteur de « sécurité » proposé par La ville et son assainissement – Voir avec S.BARRAUD).

Selon la conception de l'ouvrage d'infiltration, plusieurs cas de figures peuvent être rencontrés :

- **surface d'infiltration constante**, quelles que soient les conditions de remplissage de l'ouvrage : dans ce cas, le débit de restitution est considéré constant ;
- **surface d'infiltration variable** selon les conditions de remplissage de l'ouvrage : dans ce cas le débit de restitution varie avec la charge dans l'ouvrage, jusqu'à Q_{max} .

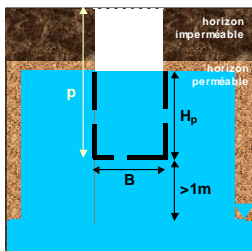


Figure 8 : Exemple de loi de vidange d'un puits d'infiltration (sans sécurité)

Perméabilité $K = 10^{-4}$ m/s
 Puits d'infiltration, de base circulaire de 3 mètres de diamètre, de hauteur maximale d'infiltration de 2 mètres.

La perméabilité des sols est une caractéristique susceptible de varier dans l'espace (en X, Y et Z) et dans le temps, avec un colmatage de la surface d'infiltration. Il peut être nécessaire de prendre en compte une sécurité sur le débit d'infiltration modulée selon la conception de l'ouvrage et les conditions d'entretien, sous forme de coefficient de sécurité ou de modulation de la surface d'infiltration (par exemple, négliger la base du puits d'infiltration ou inversement surdimensionner l'ouvrage d'infiltration).

3.5. CALCUL DES DEBITS D'EAUX PLUVIALES

DES VOLUMES AUX DEBITS : PARAMETRES DE TRANSFERT

3.1.1.1.2.2 Longueur et pente hydrauliques (Validé le 17/11/2011)

La longueur hydraulique L_{BV} (m) est définie comme le «chemin hydraulique» le plus long sur le BV en unité de temps. Ce chemin se dessine comme le trajet le plus long que suivrait une goutte de pluie sur le BV pour rejoindre l'exutoire en empruntant la surface du sol et/ou la canalisation.

La pente hydraulique I_{BV} (%) du BV peut être estimée de différentes façons, en fonction de la méthode de calcul :

- pente moyenne le long de la longueur hydraulique depuis le point haut jusqu'au point bas : $I_{BV} = \Delta h / L$,
- pente pondérée sur différents tronçons : pour un bassin urbanisé dont le plus long cheminement hydraulique L est constitué de tronçons successifs L_K de pente sensiblement constante I_K , l'expression de la pente pondérée est la suivante :
$$I_{BV} = \left[\frac{L}{\sum \frac{L_K}{\sqrt{I_K}}} \right]^2$$

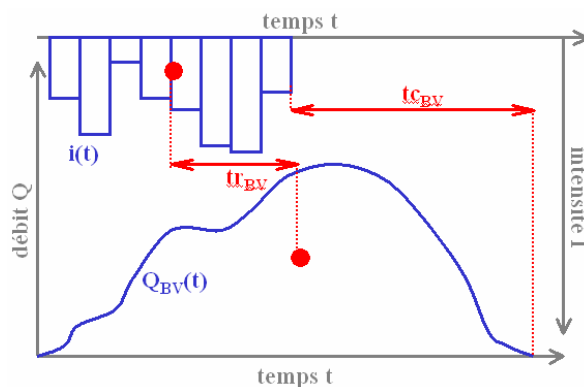
Il peut y avoir des écarts importants entre ces différentes méthodes ; on recommande :

- dans le cas d'un BV de taille réduite (<5ha) et de topographie homogène, de calculer simplement la pente moyenne le long de la longueur hydraulique ;
- dans le cas d'un BV plus grand ou moins homogène, d'identifier des tronçons homogènes et de calculer la pente pondérée.

3.1.1.1.2.3 Temps caractéristiques (A valider)

Deux temps caractéristiques sont à retenir dans la transformation pluie-débit sur un BV :

- le temps de réponse tr_{BV} (h), qui caractérise le décalage de temps entre la pluie et le débit à l'exutoire est utilisé dans le modèle du réservoir linéaire. Il peut être estimé comme le temps entre le barycentre du hyétogramme et le barycentre de l'hydrogramme ;
- le temps de concentration tc_{BV} (h), qui représente le temps d'écoulement le plus long sur le BV (donc sur la longueur hydraulique) est utilisé dans la



méthode rationnelle. Il peut être estimé avec le décalage de temps entre la fin de la pluie et la fin du débit.

Figure 9 : ...

Ces temps caractéristiques varient d'un événement pluvieux à l'autre, mais dans la pratique on considère généralement des valeurs moyennes constantes.

Dans le cas où l'on ne dispose pas de mesure, ils peuvent être estimés à partir de formules paramétriques les reliant à d'autres caractéristiques du BV, comme la pente, la longueur, le coefficient d'imperméabilisation, etc. Les § 5.1.1.2.3.1. et 5.1.1.2.3.2 détaillent les nombreuses formules existantes.

Pour le temps de concentration, la plus rigoureuse est celle basée sur un calcul de vitesse d'écoulement en amont du réseau (en surface) et dans le réseau.

Dans le cas d'utilisation de méthodes plus globales, on recommande d'en appliquer plusieurs, dans leur domaine d'emploi, puis de retenir une valeur moyenne qui généralement sera plus juste que la valeur d'une unique formule retenue arbitrairement.

Temps de concentration (A écrire)

Temps de réponse (A écrire)

Noter les différentes formules et leur validité – préciser qu'il s'agit d'estimation

3.6.

CALCUL DU DEBIT DE POINTE (A VALIDER)

Trois méthodes sont présentées pour calculer à l'exutoire d'un BV un débit de pointe. Par ordre de simplicité, il s'agit de : la formule rationnelle, la formule de Caquot et la méthode coefficient de ruissellement – réservoir linéaire.

3.6.1.1. FORMULE RATIONNELLE (A VALIDER)

C'est la formule la plus élémentaire de calcul d'un débit produit par un BV. Elle permet de calculer un débit produit sur une surface pour une durée de pluie et une période de retour données ; le débit calculé est un débit de pointe instantané :

$$Q_{BV}(T,d) = 2,78.Cr_{BV}.i(T,d).S_{BV}$$

avec T : période de retour
d : durée sur laquelle est fait le calcul (min)
 Cr_{BV} : coefficient de ruissellement du BV (sans dimension)
 $i(T,d)$: intensité de la pluie (mm/h)
 S_{BV} : superficie du BV (ha)
 Q_{BV} : débit produit (l/s)

Paramétrisation:

Le chargé d'étude doit choisir la durée d : pour estimer un débit de pointe, cette durée doit être équivalente au temps de concentration tc_{BV} , et donc généralement courte (<1h).

Pour le coefficient de ruissellement, (cf. § 4.1.1.2.4.) en tenant compte si possible de la durée d et de la période de retour T considérées.
L'intensité i est calculée avec les coefficients de Montana locaux pour la période de retour T et la durée d (cf. § 4.1.2.2.1.).

Intérêt/limite de la méthode :

L'intérêt de la méthode est sa grande simplicité d'expression et d'utilisation. Ces limites sont une représentation très élémentaire de la transformation pluie-débit (qui néglige par exemple les effets du transfert et du stockage hydraulique) et une forte sensibilité aux paramètres i et Cr_{BV} .

Domaine d'emploi :

En milieu urbain, elle est valable pour des BVs très simples de tailles réduites, plutôt imperméabilisés et avec un réseau amont sans points singuliers (confluence, coude, etc.). Elle est par exemple très utilisée, à bon escient, pour dimensionner les réseaux d'assainissement routier.

3.6.1.2. FORMULE DE CAQUOT (A VALIDER)

RemEB: l'écriture de Caquot proposée par Dominique, proche de l'IT77, a été revue dans le cadre de la rédaction du guide La Ville et son Assainissement. Je préfère donc faire apparaître l'écriture la plus récente qui me semble plus claire (cette écriture avait été obtenue par un gpe de rédacteur qui comprenait des techniciens, des M.Ou, et relue par M.Desbordes à ma connaissance).

Formule « historique » utilisée en France, elle a été préconisée dès 1949 et confirmée dans l'Instruction Technique de 1977. Elle permet de calculer un débit de pointe produit par un bassin versant pour une période de retour donnée. Sa forme générale s'écrit :

$$Q_{BV}(T) = \alpha_1 \cdot I_{BV}^{\alpha_2} \cdot Cr_{BV}^{\alpha_3} \cdot S_{BV}^{\alpha_4}$$

avec Q_{BV} : débit de pointe produit (l/s)

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ et α_4 : coefficients de la formule

Paramétrisation (cf. § I.1.a) :

I_{BV} : pour un bassin urbanisé dont le plus long cheminement hydraulique L est constitué de tronçons successifs L_K de pente sensiblement constante I_K , l'expression de la pente moyenne est la suivante:

$$I_{BV} = \left[\frac{L}{\sum \frac{L_K}{\sqrt{I_K}}} \right]^2$$

La valeur de Cr_{BV} est à fixer en fonction des préconisations du § I.1.a. en tenant compte de la période de retour et du temps de concentration (cf. ci-dessous).

Les coefficients $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ et α_4 dépendent des caractéristiques du bassin versant, de la pluviométrie locale et de la période de retour T (cf. [Guide CERTU V&A] pour les détails). Ils ont été révisés depuis 1949 et 1977 ([ref Desbordes 1976 et 1984]) pour arriver aux expressions suivantes :

$$\alpha_1 = 1000 \cdot [a \cdot (0,5 \cdot (M/2)^{1-0,7 \cdot b})^b / 6,6]^{1/(1-0,287 \cdot b)}$$

$$\alpha_2 = 0,41 \cdot b / (1 - 0,287 \cdot b)$$

$$\alpha_3 = 1 / (1 - 0,287 \cdot b)$$

$$\alpha_4 = (-0,507 \cdot b + 1 - \varepsilon) / (1 - 0,287 \cdot b)$$

avec ε le paramètre du coefficient d'abattement spatiale de la pluie ($= S_{BV}^{-6}$).

On recommande de le prendre entre 0 et 0,05 (à valider en fonction des discussions actuelles).

M le coefficient d'allongement égal à : $L_{BV}/100/(S_{BV})^{1/2}$, avec 0,8 comme limite inférieure

Cas des bassins versants en série ou en parallèle

L'application de la méthode de Caquot à un ensemble de bassins versants hétérogènes placés en série ou en parallèle est délicate. Le tableau suivant fournit les caractéristiques du BV équivalent, avec lesquelles un nouveau calcul doit être mené :

Paramètres équivalents	S_{eq}	C_{eq}	I_{eq}	M_{eq}
Bassins en série	$\sum S_j$	$\frac{\sum C_j S_j}{\sum S_j}$	$\left[\frac{\sum L_j}{\sum \frac{L_j}{\sqrt{I_j}}} \right]^2$	$\frac{\sum L_j}{\sqrt{\sum S_j}}$
Bassins en parallèle	$\sum S_j$	$\frac{\sum C_j S_j}{\sum S_j}$	$\left[\frac{\sum I_j Q_{pj}}{\sum Q_{pj}} \right]$	$\frac{L (tc \max)}{\sqrt{\sum S_j}}$

Figure 10 : ...

Attention, dans certains cas des anomalies de résultat peuvent apparaître : on recommande en particulier de bien vérifier dans le cas d'un groupement en parallèle que le débit de pointe du groupement reste supérieur au plus fort débit des diverses branches et inférieur à la somme des débits de pointe de ces mêmes branches.

RemEB : si j'ai bien compris, Dominique ne préfère pas mentionner cette possibilité d'assemblage et préfère juste mentionner l'expression de la pente moyenne : pourquoi (dans le guide la V&A, elle a été conservée) ? j'avoue ne pas avoir d'avis sur le sujet

Formulation du temps de concentration tc_{BV}

Une des originalités de la méthode est de ne pas faire apparaître explicitement une durée de pluie (égale au temps de concentration du BV). Ce temps de concentration est exprimé dans la formulation de la méthode, en se fondant sur des considérations théoriques d'écoulement en surface et en réseau :

$$tc_{BV} (h) = 0,061 \cdot (M/2)^{(1-0,7 \cdot b)} \cdot I_{BV}^{-0,41} \cdot S_{BV}^{0,507} \cdot Q_{BV}^{-0,287}$$

Un des intérêts de cette formulation est de prendre en compte le débit Q_{BV} (a priori, plus le débit de pointe est important et plus le temps de concentration est réduit). Cette formulation est toutefois utilisée uniquement dans la méthode de Caquot et fournit généralement des temps de concentration inférieurs aux moyennes des autres formules (à valider).

Domaine d'emploi :

Son domaine d'application doit être réduit par rapport aux pratiques antérieures. Nous recommandons notamment d'éviter les montages complexes de bassins en parallèle et en série (utiliser dans ce cas la méthode du réservoir linéaire dont le domaine d'utilisation est plus étendu, ou un modèle hydrodynamique détaillé). Les limites suivantes peuvent être retenues : BV de superficie <20ha, coefficient d'imperméabilisation >0,2 et de pente comprise entre 0,2% et 5% ; le débit dimensionnant ne devant pas dépasser 500 l/s. (à valider avec les discussions en cours)

Intérêt/limite de la méthode :

Du fait de sa présence « historique » et de sa relative simplicité de mise en œuvre, la méthode est largement utilisée, uniquement en France (à valider), depuis plus d'un demi-siècle. Par rapport à la formule rationnelle, elle a comme intérêt de prendre en compte un effet de stockage sur le BV et de transfert dans le réseau. Elle est par contre encore plus sensible au paramètre Cr_{BV} et utilise implicitement un temps de concentration plutôt court par rapport à la moyenne des autres formules reconnues. La méthode de Caquot ne s'applique correctement qu'à des BV urbains homogènes et équipés d'un réseau d'assainissement sans ouvrages spéciaux.

Dominique avait inséré ici un § appelé « La formule du réservoir linéaire avec le modèle de Desbordes »

J'avoue ne pas tout comprendre de cette présentation et n'avoir pas connaissance de certains calculs :

je recherche la publi à la base de cette formulation (à priori, Desbordes, 1976, Extension du modèle de Caquot ... ; TSM 71(5) p223-229)

quel est l'intérêt de cette formulation, puisque l'on présente après le modèle complet du réservoir linéaire et qu'il peut facilement se mettre dans un tableur ?

3.6.1.3. CALCUL D'UN HYDROGRAMME PAR LA METHODE DU RESERVOIR LINEAIRE

(A VALIDER)

Dans de nombreux projets, la connaissance d'un débit de pointe ne suffit plus et l'étude nécessite un hydrogramme calculé à l'exutoire du BV. Le modèle « coefficient de ruissellement – réservoir linéaire » permet de calculer un hydrogramme, à partir d'un hyétogramme de pluie de façon simple :

- en entrée, on définit le hyétogramme de pluie $i(\Delta t_j)$, avec j l'indice des pas de temps Δt ;
- la part de la pluie qui contribue au débit est calculée avec un coefficient de ruissellement constant :

$$i_e(\Delta t_j) = i(\Delta t_j) \cdot Cr_{BV}$$

- avec i_e : la pluie qui contribue réellement au débit pendant le pas de temps Δt (appelée pluie efficace).

Pour représenter la transformation de la pluie efficace en débit à l'exutoire, le BV est considéré comme un réservoir qui se remplit et se vide en fonction de la pluie et du débit à l'exutoire. Deux équations décrivent le modèle :

$$[V_{BV}(\Delta t_j) - V_{BV}(\Delta t_{j-1})] / (\Delta t) = i_e(\Delta t_j) - Q_{BV}(\Delta t_j)$$

$$Q_{BV}(\Delta t_j) = [1 / tr_{BV}] \cdot V_{BV}(\Delta t_j)$$

avec V_{BV} le volume d'eau stocké sur le BV

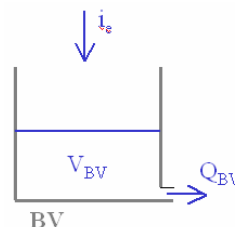


Figure 11 : ...

La résolution des équations précédentes débouche sur une formule de récurrence très simple qui permet de calculer le débit durant le pas de temps Δt_j en fonction de la pluie efficace pendant ce pas de temps et du débit durant le pas de temps précédent:

$$Q_{BV}(\Delta t_j) = e^{-\Delta t / tr_{BV}} \cdot Q_{BV}(\Delta t_{j-1}) + (1 - e^{-\Delta t / tr_{BV}}) \cdot i_e(\Delta t_j)$$

Définition de $i(\Delta t)$:

Le hyétogramme de pluie en entrée peut être une chronique de pluie observée, une pluie historique ou une pluie de projet (cf. §I.1). Pour calculer un débit de pointe, il est possible de prendre une pluie de projet double triangle (cf § I.1.b) d'une durée totale de 4h et d'une durée intense équivalente au temps de concentration du BV. Si nécessaire, on peut tester différentes pluies de projet en faisant varier la durée intense (entre le temps de réponse et le temps de concentration du BV) et la forme (simple ou double triangle) du hyétogramme.

Paramétrisation (cf. § I.1.a) :

Cr_{BV} est à fixer en fonction des caractéristiques du BV, en prenant comme durée de référence le temps de concentration du BV.

L'estimation de tr_{BV} suit les recommandations du §I.2.a.

Intérêt/limite du modèle :

Le modèle « coefficient de ruissellement – réservoir linéaire » est un modèle simple à mettre en œuvre et peu paramétré qui permet de représenter la dynamique de la transformation pluie-débit et de produire un hydrogramme pertinent en sortie. Il est donc très utile pour dimensionner un collecteur ou un bassin de rétention. Le chargé d'étude doit prêter une attention particulière au choix de la pluie de projet et à la valeur prise par les 2 paramètres Cr_{BV} et tr_{BV} . L'une des limites du modèle est que le transfert dans le réservoir (décalage de temps entre l'entrée I_e et la sortie Q_{BV}) est instantané. On peut donc s'attendre à une surestimation du débit de pointe, particulièrement pour les BV de superficie importante et de forme allongée.

Domaine d'emploi :

Le modèle du réservoir linéaire s'applique plutôt à des BV urbains et semi-urbains, homogènes et équipés d'un réseau d'assainissement sans ouvrages spéciaux. Son domaine d'application est toutefois plus large, en particulier on peut l'appliquer à des superficies jusqu'à 50ha. Le débit dimensionnant doit dans tous les cas ne pas dépasser 1000l/s (à valider avec les discussions en cours)

DEBITS PRODUITS PAR UN BV NATUREL/RURAL (A VALIDER)

Faire relire/valider cette partie par des experts du CEMAGREF

Dans le cas d'un BV naturel, la transformation pluie-débit est encore plus complexe que sur un BV urbain :

- Les processus physiques de formation des débits sont plus variés qu'en milieu urbain, où le ruissellement sur les surfaces imperméabilisées est, sauf exception, le processus dominant ;
- Cette variété entraîne une plus grande variabilité dans la formation des débits, variabilité qui dépend de façon méconnue de nombreux paramètres et qui est propre à chaque bassin versant, voire à chaque événement pluvieux.

L'estimation des débits produits par des BV naturels est donc très difficile, avec des incertitudes supérieures à celles affectant les débits urbains.

Si le BV naturel est important et que les enjeux liés à l'estimation de ses débits sont forts, on recommande une étude hydrologique spécifique réalisée par un prestataire spécialisé. Une telle étude se basera généralement sur des modèles ou formules calés à partir de débits mesurés soit sur le BV, soit à défaut sur des BV voisins dont les observations seront transposées au BV d'intérêt (réf ??).

En l'absence d'observations et dans leur domaine d'emploi, il est possible de présenter 3 formules simples d'estimation des débits sur un BV naturel :

Formule rationnelle :

C'est la même expression que celle utilisée pour les BV urbains (cf. §1.2.b). Il faut juste adapter la paramétrisation aux caractéristiques du BV naturel.

Pour estimer un débit de pointe, la durée d doit être équivalente au temps de concentration du BV (cf. §1.1.a, formules pour les BV naturels). Pour estimer un volume de bassin de rétention, c'est plutôt des durées longues qui sont les plus critiques. L'estimation de Cr_{BV} est difficile (cf. §1.2.b) et l'intensité i est calculée avec les coefficients de Montana locaux pour la période de retour T et la durée d .

Les intérêts et limites de la méthode sont les mêmes que sur des BV urbains, la sensibilité du calcul au paramètre Cr_{BV} étant encore plus gênante.

Son domaine d'emploi sur des BV naturels est plus large qu'en milieu urbain, elle est raisonnablement applicable jusqu'à des superficies d'environ 10 km².

Formule CRUPEDIX :

La méthode développée par le CEMAGREF (1980-1982, [réf Fascicule CEMAGREF]) permet d'estimer le débit de pointe décennal. La formulation a été obtenue par une analyse statistique de mesures effectuées sur 630 bassins versants français de moins de 2000 km²:

$$Q_{10} = R \cdot (P_{j10}/80)^2 \cdot (S_{BV}/100)^{0,8}$$

avec :

- Q_{10} : le débit instantané de pointe de fréquence décennale (m³/s)
- R le coefficient régional (l'annexe ?? contient la cartographie du coefficient R en France métropolitaine)
- P_{j10} : les précipitations journalières de fréquence décennale (mm).

La méthode est applicable sur des BVs de moins de 2000 km². L'incertitude de la méthode est grande : l'intervalle de confiance (moyen à l'échelle national pour l'échantillon considéré) à 70% est $[2/3Q, 3/2Q]$ et celui à 90% est $[Q/2, 2Q]$.

Formule SOCOSE :

Cette méthode est le résultat d'une synthèse menée par le CEMAGREF à partir de l'observation de 5000 crues sur 187 bassins versants ruraux de superficie variant entre 2 et 200 km². Elle s'intéresse à 2 variables pour décrire la crue : le débit de pointe décennal instantané (Q_{10}) et la durée caractéristique de la crue du bassin versant (D_s). Derrière le calage statistique de la méthode sur l'échantillon d'observations, il y a un modèle classique : hyétogramme donné comprenant un coefficient d'abattement, fonctions de production (Soil Conservation Service des USA) et de transfert (hydrogramme unitaire). La méthode est détaillée en annexe ?? ; après le calcul d'une série de variables, elle fournit :

- le débit de pointe décennal de crue (Q_{10}) ;
- la durée caractéristique de crue du BV D_s , caractéristique de la durée par temps de crue pendant laquelle le débit dépasse $Q_{10}/2$;
- un hydrogramme de projet décennal, en fonction des caractéristiques du BV et en particulier du paramètre D_s ;
- il est possible de déterminer les crues pour des fréquences non décennales, entre 5 et 50 ans environ.

La méthode est particulièrement valable pour des superficies entre 2 et 200 km². L'intervalle de confiance à 75% pour Q_{10} (moyen à l'échelle national sur l'échantillon d'observations considéré) se situe entre $Q/2$ et $2Q$.

VALIDATION A L'AIDE DE MODELES HYDRODYNAMIQUES DETAILLES (VALIDE JVR)

Commentaire : A supprimer ?

3.6.1.4. GENERALITE (VALIDE JVR)

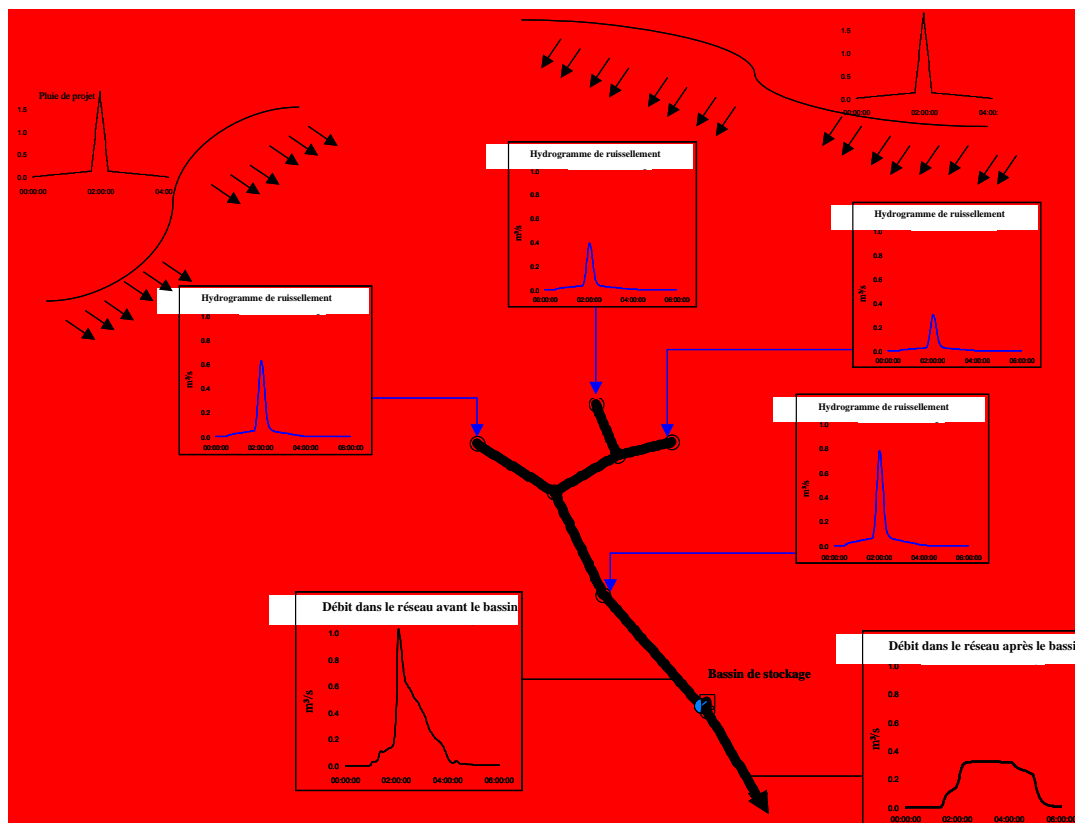
Les méthodes globales fournissent des résultats hydrologiques. Elles ne peuvent traiter ni les assemblages complexes rencontrés dans le réseau tels que ruptures de pente, maillages, ni les ralentissements dynamiques dus à des particularités du réseau ou à des ouvrages ponctuels, ni le fonctionnement dynamique de bassins d'orage situés en amont ni le comportement des défluences (répartition du débit entre plusieurs branches à l'aval). C'est pourquoi l'étude des systèmes d'assainissement par temps de pluie a recours de plus en plus souvent à des outils de modélisation pour diagnostiquer au mieux le fonctionnement d'un réseau et dimensionner des solutions d'aménagements optimisées en termes de coût-efficacité.

Un modèle hydrodynamique détaillé est en effet nécessaire pour représenter les variations de hauteur d'eau et de débit en tout point d'un réseau complexe.

3.6.1.5. LES GRANDS PRINCIPES DE LA MODELISATION (VALIDE JVR)

Les méthodes dynamiques permettent de simuler le cycle de l'eau depuis la précipitation jusqu'à l'écoulement à l'exutoire du réseau. Ainsi en chaque point du réseau, il devient possible d'obtenir une représentation de l'hydrogramme.

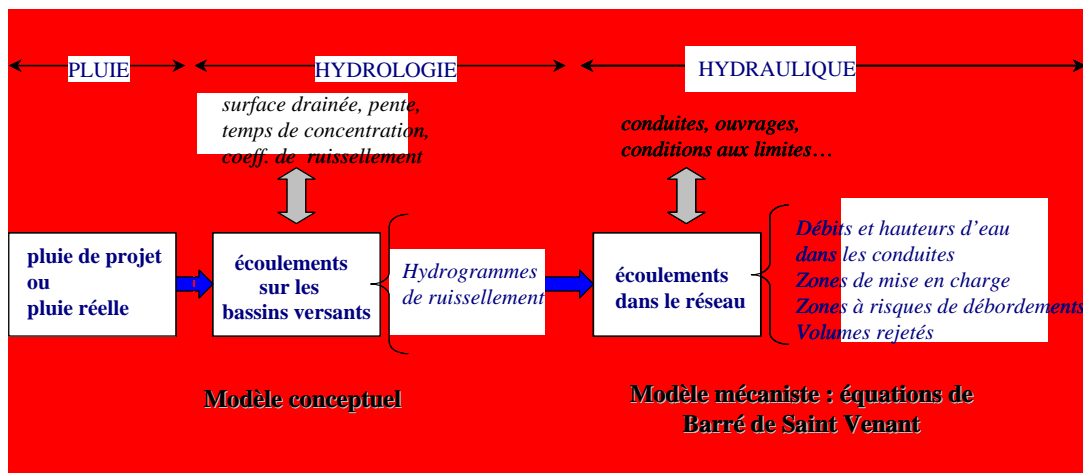
Figure 3-12 : Transformation de la pluie sur le bassin versant en débit à l'exutoire



La modélisation dynamique comporte trois étapes :

- **modélisation de la pluie** : représentation par des pluies de projet caractérisées par leur durée totale et la durée de la période intense ou utilisation de pluies réelles enregistrées
- **modélisation hydrologique** : modélisation de la transformation de la pluie en débit , (cf. paragraphe 1.1)
- **modélisation hydraulique** : modélisation des écoulements d'eau dans le réseau, avec la prise en compte de toutes les singularités de celui-ci : maillages et ramifications, déversoirs d'orages, bassins de retenue, conditions aux limites...

Figure 3-13 : les trois étapes de la modélisation dynamique



3.6.1.6. MODELISATION DE LA PLUIE (VALIDE JVR)

La modélisation de la pluie a été traitée au § 5.1.2.2.2. : Pluie de projet.

3.6.1.7. MODELISATION HYDROLOGIQUE (VALIDE JVR)

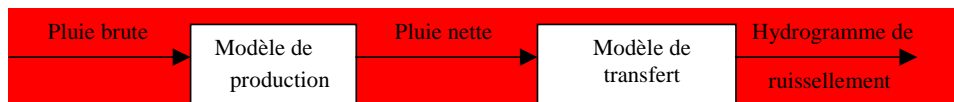
La modélisation hydrologique consiste à transformer la pluie en débit ruisselé.

3.6.1.7.1. Principe général (Validé JVR)

La transformation de la pluie en hydrogramme de ruissellement se traduit par l'application successive de deux fonctions :

- La fonction de production permet de déterminer le hydrogramme de pluie nette à partir de la pluie brute - la pluie nette est la fraction de pluie brute qui participe effectivement à l'écoulement.
- La fonction de transfert permet de déterminer l'hydrogramme de crue résultant de la pluie nette.

Figure 3-14 : transformation de la pluie en hydrogramme de ruissellement



3.6.1.7.1.1. Fonction de production

Les pertes initiales ayant été déduites, différents modèles de production sont utilisables dans les logiciels :

- Pour les bassins versants urbanisés : modèle du coefficient de ruissellement constant. La méthode s'applique pour les bassins versants dont le coefficient d'imperméabilisation est au minimum de 20%. Il est à noter que le coefficient de ruissellement est différent selon que les pluies soient d'intensité faible, moyenne ou forte (les apports dus aux surfaces non imperméabilisées peuvent participer à l'écoulement quand l'intensité de la pluie devient supérieure à 40 mm pendant 1 heure).
- Pour les bassins versants ruraux : modèle des pertes continues. Les pertes continues par infiltration peuvent être définies selon la loi de Horton :

$$f(t) \text{ (mm/h)} = f_c + (f_0 - f_c)e^{-kt}$$

où : $f(t)$ = capacité d'infiltration à l'instant t en mm/h
 f_0 = capacité d'infiltration initiale du sol
 f_c = capacité d'infiltration du sol saturé
 k = constante de temps

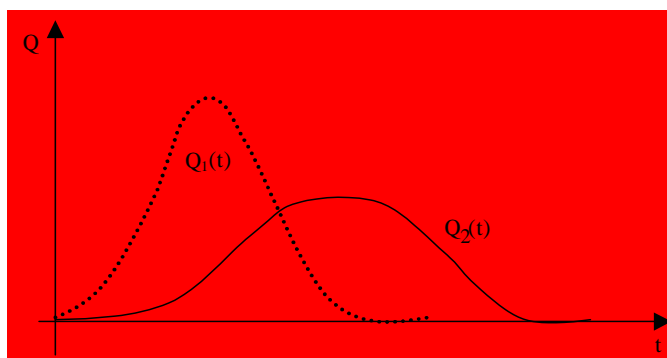
3.6.1.7.1.2. Cette loi n'est en théorie pas applicable sur des sols initialement nus et secs

3.6.1.7.1.3. Fonction de transfert

Le modèle du réservoir linéaire est largement employé pour les bassins versants urbains, équipés d'un réseau d'assainissement. Cette méthode a été explicitée au § 4.1.2.1.3. Calcul d'un hydrogramme par la méthode du réservoir linéaire.

Pour les bassins versants peu urbanisés, les modèles utilisent de préférence deux ou plus de deux réservoirs linéaires en série, ce qui amortit la réponse du bassin versant.

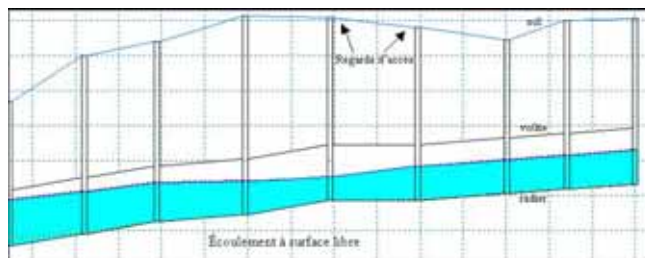
Figure 3-15 : hydrogramme de ruissellement d'un bassin versant peu urbanisé par la méthode du double réservoir linéaire



3.6.1.8. MODELISATION HYDRAULIQUE

En général, les écoulements dans les réseaux d'assainissement sont à surface libre, c'est à dire que le liquide s'écoule sous l'effet de la gravité en étant en contact partiellement avec la conduite et avec l'air dont la pression est proche de la pression atmosphérique.

Figure 3-16 : Ecoulement gravitaire à surface libre



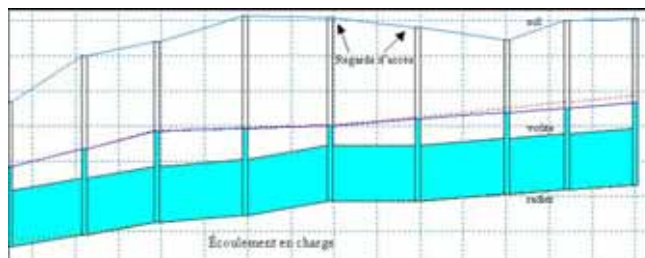
Ces écoulements sont très variables dans le temps, ceci étant du à l'intensité variable de la pluie et aux temps de concentration différents des bassins versants ils sont dits écoulements non stationnaires graduellement variés

Un écoulement à surface libre peut être :

- « fluvial » : la vitesse de déplacement d'une onde est supérieure à la vitesse du déplacement du liquide ; la perturbation se propage vers l'amont et vers l'aval ; il faut donc connaître les conditions aux limites amont et aval.
- « torrentiel » : la vitesse de déplacement de l'onde de crue est inférieure à la vitesse du déplacement du liquide ; la perturbation se propage uniquement vers l'aval ; il suffit de connaître les conditions aux limites amont.

De plus, lors des pluies, certains tronçons sont susceptibles de se mettre en charge. Ces mises en charge perturbent fortement l'écoulement et sont des phénomènes aggravateurs de désordres (montée d'eau dans les regards d'accès, risque de débordement dans les réseaux de canalisations enterrées) qui peuvent conduire à des débordements sur la voirie.

Figure 3-17 : Ecoulement en charge



Principes de modélisation :

La modélisation de la propagation des écoulements en réseau d'assainissement peut se faire de deux manières :

- Soit avec un modèle hydrodynamique issu de la mécanique des fluides, dérivé du modèle complet de Barré de Saint-Venant,
- Soit avec un modèle conceptuel

Modèle complet :

Les équations complètes de Barré de Saint-Venant sont issues des deux principes fondamentaux de la mécanique classique :

- Conservation de la masse de fluide (équation de continuité)
- Conservation de la quantité de mouvement - équilibre entre les forces de frottement et les forces motrices : pente et inertie -(équation dynamique :).

Ces équations sont valables d'un point de vue théorique pour les écoulements à surface libre. Elles s'appliquent à des écoulements monodimensionnels.

Le modèle complet permet, moyennant des hypothèses de simplification des équations de Barré de Saint-Venant, de simuler la propagation des hydrogrammes d'entrée dans le réseau à partir de leurs différents points d'injection. Ces hydrogrammes sont transformés au travers des caractéristiques générales des différents tronçons de canalisations, de leurs ramifications et de leurs maillages éventuels.

Les deux équations sont résolues numériquement entre chacun des nœuds du modèle, et aux intervalles de temps de calcul souhaités, pour des conditions aux limites données. Elles permettent d'exprimer le débit et la hauteur d'eau en fonction du temps en n'importe quel point du réseau.

Prise en compte des mises en charge par le modèle complet :

Dans les réseaux d'assainissement, les écoulements peuvent également se produire en charge. Pour pouvoir continuer à simuler le fonctionnement du réseau en cas de mise en charge, les modèles hydrodynamiques détaillés utilisent l'artifice de calcul appelé «fente de Preissmann». Il s'agit d'une fente très fine ajoutée à la voûte des conduites qui permet de se maintenir en permanence dans des conditions d'écoulement à surface libre. Le calcul est ainsi mené entièrement à surface libre, permettant ainsi de modéliser la partie du réseau mise en charge (la hauteur d'eau dans la fente représentant fictivement la hauteur de mise en charge).

Modèles simplifiés dérivés du modèle complet :

Il est également possible, dans certains cas simples, de simplifier la description de l'écoulement (modèle de l'onde diffusante, modèle de l'onde cinématique) mais ces modèles simplifiés sont, en pratique, rarement utilisés.

Modèles conceptuels :

Il existe aussi des modèles dits conceptuels, plus simples, qui permettent de représenter les transformations subies par l'hydrogramme d'entrée dans un collecteur pour obtenir l'hydrogramme de sortie, tout en ne faisant pas appel aux phénomènes physiques complexes engendrant la transformation de cet hydrogramme dans les tronçons de collecteur.

Le plus connu est le modèle de Muskingum, qui a été conçu initialement pour des rivières mais a été adapté aux écoulements en réseau. Ce modèle s'appuie sur l'hypothèse que le volume stocké (S) dans un tronçon dépend à la fois du débit entrant dans le tronçon (Q_e) et du débit en sortant (Q_s). Il donne des résultats satisfaisants lorsque que le réseau est relativement simple : sans influence aval ou sans mise en charge, sans singularités hydrauliques ou sans ouvrages spéciaux. Ce modèle présente également des variantes.

3.6.1.9. CHOIX D'UN MODELE (VALIDE JVR)

Les logiciels de calcul en réseaux d'assainissement proposent plusieurs modèles numériques d'écoulement dans les conduites.

La représentativité d'un modèle numérique d'écoulement dépend :

- des objectifs poursuivis,
- de la complexité du réseau étudié,
- de la complexité des phénomènes hydrauliques en réseau,
- de la validation du modèle par son calage.

Quelque soit le modèle utilisé, il est indispensable d'avoir au préalable les données caractéristiques indispensables à la description du réseau et à la construction du modèle :

- Pour les nœuds : données topographiques en x, y, z_tampon, z_radier,
- Pour les tronçons : (section, fil d'eau,...)

Les bonnes pratiques nécessitent de croiser les résultats obtenus par modélisation avec :

- les observations de terrain (mises en charge au niveau des regards, débordements sur chaussée,...)
- les données de hauteur et de débit existantes ou à réaliser en préalable de la modélisation (la métrologie des réseaux est complémentaire de la modélisation).

Le modèle complet répond à tout type de problème :

- en général lorsque le réseau est complexe, la complexité se mesurant à partir des caractéristiques suivantes : pente faible (de l'ordre de 5 pour 1000), nombre de confluences et défluences (taux de maillage), variabilité spatiale du taux de sollicitation (non homogénéité du taux de remplissage des collecteurs) ;
- en particulier lorsque des phénomènes d'écoulement (risques de mise en charge, influence aval, effets dynamiques) sont connus ou potentiellement observables.

L'utilisation du modèle complet permet de :

- analyser et comprendre le fonctionnement d'un réseau complexe,
- définir et localiser les principales causes de surcharge du réseau (saturation, capacité hydraulique réduite),
- dresser un bilan volumique des déversements au milieu récepteur,
- optimiser le remplacement ou la mise en place d'ouvrages hydrauliques spéciaux,
- tester différents modes de gestion des bassins de stockage.

L'emploi d'un modèle conceptuel permet d'effectuer des simulations hydrauliques simplifiées. Un tel modèle est intéressant à utiliser :

- pour les réseaux « simples », sans ouvrage spécial,
- pour le pré dimensionnement des réseaux.

Il présente l'inconvénient de ne pas calculer de hauteurs d'eau, donc de ne pas représenter de phénomènes hydrauliques.

En conclusion, il est important de garder à l'esprit que tout modèle a des limites :

- d'une part dans son domaine d'application,
- d'autre part dans la précision des résultats.

CONCLUSIONS (?)

Ce chapitre a présenté différentes formules et modèles pour dimensionner un ouvrage du réseau d'assainissement. Le tableau en page suivante synthétise les différents

outils présentés et leurs conditions d'utilisation. (à améliorer ; plutôt que faire un tableau dans les méthodes sont les entrées, pourquoi pas faire un tableau ou un synoptique dont l'objectif de l'étude est l'entrée)

Dans le cas où plusieurs méthodes apparaissent valables (cela peut être le cas pour calculer un débit de pointe, on recommande de faire un calcul avec chacune des méthodes pour ensuite en extraire la valeur qui semble la plus vraisemblable, plutôt que de privilégier arbitrairement une unique méthode. (à valider)

3.7. CALCUL DES DEBITS D'EAUX USEES (VALIDE LE 07/09/2010)

Les débits d'eaux usées à considérer dans l'étude des réseaux d'assainissement (1 et 2) correspondent essentiellement aux pointes actuelles et/ou futures qui conditionnent la détermination des sections des canalisations en système séparatif et, dans certains cas, en système unitaire, en veillant à respecter les conditions d'auto curage (cf. § 6.3).

L'estimation des débits n'est pratiquement nécessaire que dans le corps des réseaux. Les canalisations disposées en tête des réseaux (les limites inférieures des diamètres étant fixées à 200 mm en système séparatif et à 300 mm en système unitaire pour éviter les risques d'obstruction) sont surabondantes pour l'écoulement des débits.

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

Afin de limiter à un minimum les erreurs de raccordement (eaux claires parasites et inversions de branchement) les autorités organisatrices (cf. 2.5.2) se doivent de vérifier systématiquement si les ouvrages d'assainissement raccordés aux réseaux publics sont bien conformes aux dispositions réglementaires. Les textes, et notamment, l'article 1331-4 du Code de la Santé Publique permettent ce contrôle sur les installations nouvelles et existantes.

- (1) *Pour les eaux usées domestiques, la signature de l'abonnement permettant la perception des taxes sur l'assainissement accompagnée de la remise, à l'abonné, du règlement du service de l'assainissement de la collectivité ainsi que l'acceptation par cette dernière de la demande de branchement crée, tacitement, la « convention ordinaire de déversement » et l'autorisation de déversement. Il est rappelé que les riverains doivent obligatoirement raccorder leurs effluents d'eaux usées domestiques au réseau existant et que la collectivité a le devoir de les recevoir.*
- (1) *Il n'en est pas de même des effluents non domestiques qui ne peuvent être déversés à l'égout que moyennant une autorisation de déversement fixant les conditions techniques avec prétraitement éventuel et, si nécessaire, une convention spéciale de déversement fixant les conditions financières pour la participation aux frais d'établissement et d'exploitation du réseau et de la station d'épuration.*

DEBITS D'EAUX USEES DOMESTIQUES (VALIDE LE 07/09/2010)

Le débit réel peut être différent de celui découlant du calcul ci après compte tenu du rendement du réseau (cf. § 3.2) et de l'évolution du raccordement des immeubles desservis.

3.7.1.1. DEBITS MOYENS (VALIDE LE 07/09/2010)

Pour l'assainissement d'une zone, le mode de calcul du débit d'eaux usées fait référence aux documents d'urbanisme. En règle générale, il sera tenu compte de

l'accroissement prévisible de la population correspondant aux schémas directeurs et plans d'aménagement (cf. § 2.5.2 et 2.5.3). On veillera cependant à vérifier le bon fonctionnement du réseau dans la situation à la date du projet.

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

Le débit moyen journalier (Q_m) de rejet d'eaux usées domestiques d'une zone homogène peut être évalué en prenant la consommation d'eau par habitant et par vingt-quatre heures correspondant aux plus fortes consommations journalières de l'année estimées ou calculées à partir des volumes d'eau vendus. Il est à noter que l'eau consommée tant par les usagers que par les services publics ne parvient pas en totalité au réseau ; l'eau d'arrosage des jardins et plantations est vouée à l'infiltration dans le sol ou à l'évaporation dans l'atmosphère, l'eau de lavage des espaces publics est recueillie dans les ouvrages pluviaux ou dans les ouvrages unitaires grossissant le débit de temps sec.

Cette consommation moyenne (C_m), toutes sources confondues, dépend du type d'activités. Les valeurs suivantes sont généralement employées :

Zones de logements : de 100 à 150 l/j/personne

Zones de bureaux : de 30 à 75 l/j/personne

Zones d'activités (artisanat, commerce) : de 70 à 130 l/j/personne

Les chiffres les plus forts ont longtemps fait référence en France, mais les consommations d'eau montrent de façon généralisée une tendance à la diminution et cette tendance devrait se poursuivre pour tendre vers les valeurs plus basses, toutefois, il faut prendre en compte les possibilités de distorsion entre les consommations d'eau potable et les volumes d'eaux usées rejetés.

$$Q_m = \frac{N_h \times C_m}{86400}$$

Avec : Q_m : débit moyen journalier en L/s

N_h : nombre d'habitants raccordés

C_m : Consommation moyenne en L/j/Habitant

Pour les équipements collectifs tels que : casernes, complexes sportifs, écoles, pensionnats tout calcul au plus près de la réalité est à privilégier, même si c'est au prix d'investissements complémentaires (campagnes de mesure ou comparaison avec des établissements similaires). Il faut travailler avec les valeurs les plus probables, les ratios présentés ci dessus ne conduisant qu'à des ordres de grandeur.

3.7.1.2. DEBITS MAXIMAUX (VALIDE LE 07/09/2010) + VERIF MJT

Pour l'évaluation des débits maximaux, on partira des débits moyens calculés au § 6.1.1.

Le débit à prendre en compte en un point donné du réseau (dénommé point de calcul ou nœud) pour un projet, est une valeur maximale appelée débit de pointe Q_p . Il est calculé à partir du débit moyen journalier Q_m multiplié par un coefficient de pointe C_p . Ce coefficient correspond à la variation de débit entre le jour et la nuit par rapport à la moyenne. Ce coefficient de pointe est largement influencé par la consommation, le nombre de raccordements et le temps d'écoulement dans le réseau qui dépend en particulier de sa longueur. Il décroît avec la consommation totale et avec le nombre des raccordements dont

la répartition sur le parcours du réseau contribue à l'étalement de la pointe par la dispersion dans le temps qu'elle suppose. Le coefficient de pointe qui est compris entre 1.5 (en corps de réseau) et 4 (en tête) peut être évalué selon la formule empirique :

$$C_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_m}} \text{ avec } 1,5 \leq C_p \leq 4$$

Au final, nous avons donc :

$$Q_p = Q_m \times C_p = Q_m \times \left(1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_m}} \right)$$

Avec : Q_p : débit de pointe en l/s

Q_m : débit moyen en l/s

Compte tenu du fait que les débits d'eaux usées sont généralement faibles, ils sont exprimés en litres/secondes ou en m³/h. Retenons que 1 l/s = 3,6 m³/h.

En tête de réseau ou pour le calcul des débits résultants de cas particuliers notamment quand les débits de pointe calculés sont inférieurs à 2 l/s, les productions de pointe d'eaux usées peuvent être évaluées à l'échelle du bâtiment par référence au tableau suivant :

Débits de base	DTU 60.11 Oct 88
Baignoire	1,2 l/s
Douche	0,5 l/s
Lavabo	0,75 l/s
Bidet	0,5 l/s
Evier	0,75 l/s
Bac à laver	0,75 l/s
Urinoir	0,5 l/s
WC	1,5 l/s
Lave linge	0,65 l/s
Lave vaisselle	0,4 l/s

Voir validité MJT

Dans ce cas, les débits de l'ensemble des appareils sont sommés et pondérés par un coefficient de simultanéité exprimé selon la formule ci-dessous, où n est le nombre d'appareils présents dans le bâtiment :

$$C_s = \frac{0,8}{\sqrt{n-1}}$$

Attention, il est nécessaire de vérifier que la somme des débits pondérés n'est pas inférieure au débit instantané d'un seul appareil **vérifier application DTU 60 MJT**

Pour les installations collectives (école, équipement sportif, caserne,...) on ne prendra en compte qu'une partie du débit de base de chaque équipement en fonction d'un temps d'usage évalué, afin de définir les débits de pointe (cf. § 5.1.2.) puisque ces équipements sont susceptibles d'être utilisés presque tous simultanément.

DEBITS D'EAUX USEES NON DOMESTIQUES (VALIDE LE 05/10/2010)

3.7.1.3. GENERALITES (VALIDE LE 05/10/2010)

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

- d'une part, les établissements existants dont l'évaluation des débits doit résulter de mesures « in situ » ;
- d'autre part les établissements qui s'installeront dans des zones organisées à cet effet dont les débits doivent être évalués (cf. § 5.2.3).

Une zone d'activités se définit comme un ensemble ordonné comportant une infrastructure de desserte et un lotissement des terrains destinés à accueillir des entreprises.

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

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

- que certaines activités traitent directement leurs effluents, permettant ainsi le rejet dans le milieu naturel ou parfois dans le réseau pluvial (avec autorisation de rejet et conventionnement en vue de s'assurer de la compatibilité du rejet avec le traitement des eaux pluviales);
- que les industries lourdes s'implantent de préférence dans des sites où elles peuvent traiter globalement tous leurs problèmes de refroidissement et de rejets sans être tributaires du réseau public ;

L'acceptation des rejets non domestiques dans le réseau de collecte est à étudier avec soin (cf. § 2.5.4.1.), tant du point de vue des flux rejetés par rapport aux flux d'eaux domestiques que du point de vue de leur compatibilité au niveau du traitement. Ces rejets doivent systématiquement faire l'objet d'une autorisation de déversement et parfois même d'un conventionnement (cf. § 5.2.2.).

3.7.1.4. AUTORISATIONS ET CONVENTIONS DE REJETS POUR LES EAUX NON DOMESTIQUES (JCB VALIDE LE 09/11/2010)

Les eaux usées domestiques ont des caractéristiques moyennes connues. Afin de garder la maîtrise du fonctionnement du système d'assainissement, l'autorisation préalable des rejets d'eaux usées non domestiques au réseau de collecte, par l'autorité organisatrice (cf. § 2.5.2.1.), est rendue obligatoire par l'article L 1331-10 du code de la Santé publique.

Une autorité organisatrice est libre d'accepter ou de refuser un rejet d'eaux usées industrielles dans son système d'assainissement collectif. Tout rejet doit donc être préalablement autorisé par la collectivité et formalisé, si nécessaire, par une convention spéciale de déversement.

3.7.1.4.1. Autorisation de déversement (JCB validé le 09/11/2010)

Tout raccordement est soumis à autorisation de déversement délivrée par l'autorité organisatrice et fait l'objet d'une demande de « convention ordinaire de déversement ».

Dans de nombreux cas la collectivité procède au contrôle de la bonne exécution des installations privées avant d'autoriser la mise en service du raccordement et donc le déversement, et ce, conformément à l'article L 1331.4 du Code de la Santé Publique :

*« Les ouvrages nécessaires pour amener les eaux usées à la partie publique du branchement sont à la charge exclusive des propriétaires et doivent être réalisés dans les conditions fixées à l'article L. 1331-1. Ils doivent être maintenus en bon état de fonctionnement par les propriétaires. **La commune en contrôle la qualité d'exécution et peut également contrôler leur maintien en bon état de fonctionnement** » (consultation Septembre 2010).*

Les contrôles d'installations privées préalables à l'autorisation de déversement peuvent concerner les immeubles à usage d'habitation mais sont surtout pratiqués pour les établissements à caractère artisanal ou commercial (garages, restaurants, pressing,...). Ces contrôles préalables seront prolongés dans le temps par des contrôles systématiques de maintien en bon état des installations intérieures autorisées. Dans ce cas la collectivité peut autoriser des déversements définis dans une « convention ordinaire de déversement » plus détaillée que le règlement général du service de l'assainissement

Il faut noter que pour les immeubles à caractère artisanal ou commercial la collectivité peut être amenée à exiger une convention spéciale de déversement (cf. § 5.5.2.2.) de même que pour tout autre rejet d'eaux indésirables comme par exemple, des eaux d'exhaure de forage ou de drainage.

3.7.1.4.2. Convention spéciale de déversement (JCB validé le 09/11/2010)

(cf. NF P XPP 16 001 : gestion et contrôle des opérations de collecte des rejets non domestiques dans les réseaux d'évacuation et d'assainissement)

L'autorisation de rejeter des eaux usées industrielles dans un système d'assainissement collectif est de la seule responsabilité de l'autorité organisatrice à laquelle appartient le système d'assainissement collectif (appelée dans ce qui suit "la collectivité"). Cela signifie clairement que la collectivité assume également la responsabilité des conséquences dommageables que ces rejets peuvent avoir sur les installations de collecte ou de traitement, sur le milieu naturel récepteur, voire sur les personnes appelées à travailler au contact de ces effluents

L'autorisation peut être assortie d'une « convention spéciale de déversement » qui traite des responsabilités et de l'intervention financière des parties.

Seule cette convention permet au gestionnaire du système d'assainissement de suivre les éventuelles évolutions des rejets industriels ou commerciaux que ce soit par rapport à leur nature, leurs quantités ou leur localisation. Il s'agit là d'un élément indispensable pour l'optimisation du processus épuratoire et des sous produits de l'épuration.

La « convention spéciale de déversement » qui contractualise la relation entre le producteur de rejets non domestique et la collectivité acceptant d'en assurer le transport et le traitement vise à assurer la mise en place de dispositions négociées et acceptées par les parties.

- **Sur le plan technique :**
 - Cerner la nature des rejets et leur variation en qualité et en quantité, en assurer la surveillance et évaluer leur impact sur les réseaux et les filières de traitement.
 - Définir le flux maximal admissible de rejet dans le réseau et l'installation de traitement.
 - Définir les moyens techniques de surveillance à mettre en œuvre et les modalités de contrôle.
 - Définir les moyens de confinement.
- **Sur le plan économique :** définir les dépenses d'investissement et les frais de fonctionnement du système d'assainissement.
- **Sur le plan juridique :** énoncer les responsabilités et les obligations de l'exploitant du système d'assainissement, de l'établissement et de la collectivité.

La « convention spéciale de déversement » :

- est toujours établie pour une durée déterminée renouvelable ou non,
- peut faire l'objet d'avenants en fonction des éventuelles évolutions du rejet dans le temps, de modification des capacités épuratoires du système de traitement ou de modification des contraintes de rejet.

Exemple de convention de déversement en annexe

3.7.1.5. ESTIMATION DES DEBITS (VALIDE LE 05/10/2010)

Pour une zone d'activité existante les débits et charge sont évalués sur la base des conventions de déversement quand elles existent.

L'estimation des débits résultants d'une zone d'activités est délicate, elle est sujette à de nombreuses sources d'incertitude.

Le besoin de précision dépend de la taille du système d'assainissement dans lequel se fait le rejet.

Lorsque l'on ne connaît pas la destination des parcelles, donc l'ampleur des rejets, on fixe à priori (en fonction des capacités du système aval) un débit maximal de rejet par hectare loti. Ce débit maximal doit apparaître dans le règlement de zone qui fait partie des pièces obligatoires lors de la vente des terrains.

Ce débit maximal doit être fixé :

- en débit instantané en l/s ;
 - un débit instantané inférieur à 5 l/s peut augmenter les risques de colmatage des équipements ;
 - la valeur maximale de ce débit instantané est fixée par les conditions d'écoulement du système aval en tenant compte des autres rejets de la zone.
- en volume horaire en m³/h. En l'absence de données locales plus précises on peut utiliser le tableau ci-dessous qui n'inclut pas les eaux usées domestiques ou assimilables.

Superficie de la zone	Rejet journalier	Volume horaire maximal
< 5 ha	3 m ³ /j par ha loti	2 m ³ /h
5 ha > 20 ha	6 m ³ /j par ha loti	3 m ³ /h
> 20 ha	10m ³ /j par ha loti	5 m ³ /h

Fig... : Valeurs par défaut de rejets d'eaux usées non domestiques en zones d'activités

Les conditions de débit imposées peuvent nécessiter un rejet discontinu et un stockage tampon à la parcelle.

Le fonctionnement des zones d'activités induit une discontinuité dans les rejets avec des périodes actives et des périodes d'arrêt complet le week-end ou lors des fermetures. Il sera nécessaire d'étudier le fonctionnement du système dans les deux situations au niveau :

- des conditions de stagnation des effluents dans le système pendant les périodes d'arrêt ;
- du fonctionnement des systèmes de traitement ;

et d'adapter le projet en conséquence.

Les valeurs ci-dessus permettent d'évaluer les débits rejetés par chaque parcelle. A l'exutoire de la zone d'activités, le rapport du débit de pointe horaire sur le débit moyen horaire calculé sur le nombre d'heures de travail peut être compris entre 3 et 4 suivant le nombre de postes de travail. En aucun cas, les concepteurs ne devront faire usage, pour établir le coefficient de pointe des rejets non domestiques, de la formulation retenue pour le calcul des débits de pointe des effluents domestiques.

$$\text{Débit de pointe horaire} = \frac{\text{Volume journalier}}{\text{Nombre d'heures de travail par jour}} \times 3 \text{ (ou 4)}$$

DEBITS A RETENIR (VALIDE LE 05/10/2010)

Le débit de pointe de temps sec à retenir pour le dimensionnement des ouvrages est la somme des débits de pointe des eaux usées domestiques, des débits de pointe des eaux usées non domestiques et des débits d'eaux claires parasites (cf. § 3.2.2.)

3.8.

3.9. CALCUL DES SECTIONS D'ÉCOULEMENT (VALIDE)

3.5.1 Généralités (LMT validé)

La méthode de détermination des sections des ouvrages est applicable aux réseaux d'eaux pluviales, d'eaux usées et aux réseaux unitaires

En première approche, le dimensionnement des sections d'écoulement à surface libre consiste à déterminer la section d'ouvrage nécessaire à véhiculer un débit donné compte tenu des pentes de l'ouvrage et des pertes de charges linéiques et singulières (voir §1.4.1).

Cette première étape de dimensionnement hydraulique est complétée dans un second temps par la vérification :

- des conditions d'érosion et d'autocurage (voir § 6.3.).
- de la non mise en charge des canalisations (voir § 6.4.) qui peut être induite par des battements de la surface libre de l'écoulement pour un débit de niveau N2 (voir § 2.3.1.) correspondant à des périodes de retour mentionnées dans l'EN 752 (voir § 2.3.1.)
- de l'augmentation du volume d'eau à véhiculé du fait d'un écoulement aéré (voir § 6.5.)

A l'issue du calcul des sections d'écoulement, il est alors indispensable de vérifier les conséquences sur le fonctionnement à l'échelle du réseau et notamment de la nécessaire prise en compte ou non des influences aval (voir § 6.6.).

Dans tous les cas, il est recommandé de respecter des valeurs de diamètres intérieurs minimaux de :

- Ø 200 mm en eau usée ;
- Ø 300 mm en eau pluviale ou unitaire.

Ces diamètres minimaux ne découlent pas directement d'un calcul hydraulique mais tiennent compte des contraintes d'exploitation : passage des matières pouvant entrer dans le réseau (engouffrement amont), des contraintes de raccordement des branchements et des possibilités de réhabilitations futures.

LOGIGRAMME D'UTILISATION DU § (JV)

3.5.2. Calcul des sections d'écoulement pour un débit donné

3.5.2.1 Formule de Manning-Strickler (LMT validé)

Différentes formules de dimensionnement des sections d'écoulement ont été établies intégrant les évolutions successives de la connaissance des paramètres d'écoulement : Chezy, Chezy-Bazin, Manning-Strickler, Von Karmann, Nikuradze, Colebrook... Chacune de ces approches correspond à un domaine d'application et à des types d'écoulement associés.

La formule de Colebrook est applicable tant aux écoulements turbulents lisses que rugueux. Contrairement à la formule de Manning Strickler, elle représente la nature des parois ainsi que la nature du fluide via la viscosité cinématique.

La formule de Manning Strickler a été établie pour des écoulements rugueux et fortement rugueux. Elle ne représente pas la totalité des paramètres de l'écoulement : elle ne tient pas compte notamment de la nature du fluide transporté dont l'influence est prépondérante dans les pertes de charges des écoulements rencontrés dans l'assainissement.

Elle est intéressante et couramment employée car d'usage simple grâce à son caractère monôme qui permet un calcul direct sans itérations.

La formule de Manning Strickler est :

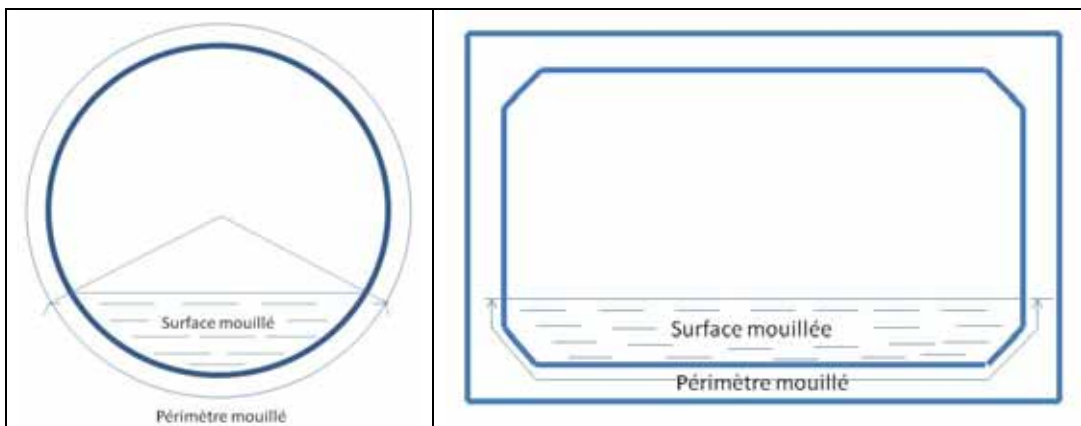
$$V = K R_h^{2/3} I^{1/2}$$

avec : V : vitesse de l'effluent dans la canalisation en m³/s

K : coefficient de débit en m^{1/3} s⁻¹

R_h : rayon hydraulique en m = Surface mouillée / périmètre mouillé

I : pente motrice de l'écoulement en m/m = pente de l'ouvrage en régime uniforme



Ajouter : θ : Angle relatif au taux de remplissage (CK)

La détermination de la surface mouillée et du périmètre mouillé sont des formules de calcul géométrique prenant en compte la forme et les dimensions de l'ouvrage ainsi que la hauteur de remplissage.

Des équations permettent de calculer le coefficient de débit de Manning Strickler en fonction du coefficient de rugosité de Colebrook. L'emploi de formules simplifiées (par exemple NF EN 752) conduit à surévaluer le coefficient de débit de Manning Strickler et

donc le débit dans les canalisations dans le cas des conduites les plus lisses. (cf. § 10 annexe... « Relation Manning/ Colebrook » **CK à terminer**)

3.5.2.2 Formule de Manning-Strickler corrigée par Lautrich (LMt validé le 19-01-2011)

Commentaire : Tout ça est bien compliqué pour dire finalement qu'au moins sur l'exemple donnée, il vaut mieux dimensionner sur le débit à pleine section que sur le débit maximum!!!!

Dans le cas de conduites fermées, partiellement remplies à plus de 50% de hauteur (taux de remplissage), on peut tenir compte de la présence de l'air par la formule de Thormann. Cette formule a été par la suite des travaux de Franke et H. Schmidt, combinée avec la formule de Prandlt-Colebrook et sa simplification a permis de l'employer dans la pratique avec une précision suffisante (reprise dans la publication de Lautrich).

L'application de la Formule de Manning-Strickler corrigée par Lautrich permet de définir un rapport bijectif entre le taux de remplissage et le débit transporté.

3.5.2.2.1 Modélisation

Dans le cas de sections remplies à plus de 50%, la résistance de l'air en canalisations fermées provoque une diminution de la vitesse de l'effluent V .

Thormann et Lautrich prennent en compte ce phénomène en adoptant une valeur du rayon hydraulique corrigé R_h' qui s'établit comme suit :

En considérant :

$$\Theta = 2 \cos^{-1} \left(1 - 2 \frac{h}{D} \right)$$

$$b = D \cdot \sin \left(\frac{\Theta}{2} \right)$$

On définit le facteur de correction α de la manière suivante :

$$\begin{aligned} &\text{➤ Si } \frac{h}{D} < 0,5 \text{ alors } \alpha = 0 \\ &\text{➤ Si } \frac{h}{D} \geq 0,5 \text{ alors } \alpha = \frac{\left(10 \cdot \frac{h}{D} - 5 \right)^3 + 5 \left(10 \cdot \frac{h}{D} - 5 \right)}{150} \end{aligned}$$

Le périmètre mouillé corrigé s'écrit donc :

$$P_w' = P_w + \alpha \cdot b = \Theta \cdot \frac{D}{2} + \alpha \cdot D \cdot \sin \left(\frac{\Theta}{2} \right)$$

Le rayon hydraulique corrigé s'écrit alors :

$$R_h' = \frac{A_f}{P_w'}$$

Où : R_h' : Rayon hydraulique modifié (il s'agit d'un artifice de calcul, ne correspond à rien de réel)

P_w' : Périmètre mouillé modifié (il s'agit d'un artifice de calcul, ne correspond à rien de réel)

b : Largeur de l'écoulement en surface

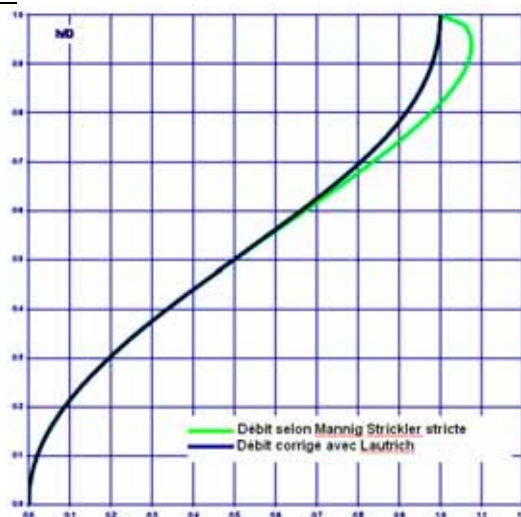
α : Facteur de correction

$\alpha \cdot b$: Accroissement du périmètre mouillé
 D : diamètre intérieur de la canalisation
 h : hauteur de remplissage de la canalisation
 Θ : Angle relatif au taux de remplissage

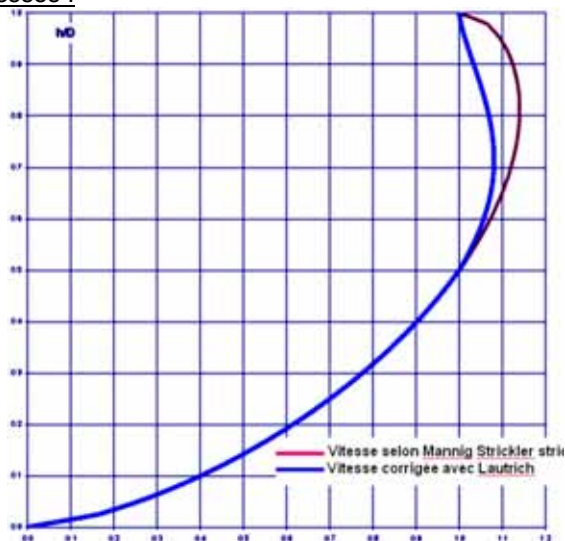
3.5.2.2.2 Représentation graphique

Les courbes ci-après montrent l'influence de cette correction sur les vitesses et les débits calculés par la formule de Manning-Strickler :

Comparaison des débits



Comparaison des vitesses :



3.5.2.3 Application de la formule de Manning Strickler au calcul des sections d'écoulement (LMT)

Le calcul des sections d'écoulement s'effectue sur la base du débit de pointe à évacuer Q_p (cf. § 5.1 et 4.1.2.1.). En s'appuyant sur la formule de Manning Strickler :

$$Q_p = K S R_h^{2/3} I^{1/2}$$

$$R_h = \left(\frac{Q_p}{K.S.I^{1/2}} \right)^{3/2}$$

avec : Q_p : débit véhiculée par la canalisation en m^3/s

K : coefficient de débit en $m^{1/3} s^{-1}$

S : surface mouillée m^2

R_h : rayon hydraulique en m = Surface mouillée / périmètre mouillé

I : pente motrice de l'écoulement en m/m = pente de l'ouvrage en régime permanent et uniforme

La formule de Manning Strickler a été établie pour des écoulements turbulents rugueux et fortement rugueux. Elle ne tient pas compte de la viscosité de l'eau dont l'influence sur l'estimation des pertes de charges ne peut être négligé pour les écoulements hydrauliquement lisses, au risque de sous-dimensionner les sections des ouvrages par l'adoption d'un coefficient de débit trop important et conduire à des débordements ou des inondations. Pour le dimensionnement des canalisations rectilignes circulaires, produites industriellement, le coefficient de débit de Manning Strickler doit être limité à une valeur maximale de $K=90 m^{1/3} s^{-1}$

Détermination du coefficient de Manning Strickler :

Il convient de prendre en compte l'ensemble des facteurs influant sur les pertes de charges pour déterminer la valeur de dimensionnement du coefficient de débit :

- la nature de l'effluent (ex. : eaux usées ou eaux pluviales), la quantité de matières solides véhiculées et des éventuels dépôts, de l'air contenu dans l'effluent et de la température ;
- les caractéristiques des tuyaux et donc les diamètres intérieurs et de leurs éventuelles déformations (ex. : ovalisation), la rugosité absolue des tuyaux qui est modifiée en service lors du développement d'un biofilm, le nombre de joints et la façon dont ils assurent la continuité géométrique de la canalisation ;
- la qualité de la pose et notamment des contre-pentes ou des désalignements qui peuvent résulter des conditions de pose ou apparaître pendant la durée de vie de l'ouvrage ;
- les points singuliers du réseau et la qualité des raccordements au niveau des regards et des branchements ;
- les taux de remplissage des canalisations ;
- la qualité et de la périodicité de l'entretien.

Pour les sections des canalisations fermées :

En réseau pluvial, unitaire ou d'eaux usées strictes, la prise en compte de ces différents facteurs conduit à adopter, quel que soit le matériau constitutif de la canalisation, un coefficient de débit de Manning-Strickler est de 80 à $90 m^{1/3} s^{-1}$.

Note : Cette limitation du coefficient de Manning Strickler à 90 a pour objet de tenir compte des conditions globales d'écoulement des canalisations mais également de limiter la surestimation des débits calculés par rapport à la méthode de Colebrook.

Afin de tenir compte de l'influence des branchements et de la fréquence des ouvrages d'accès, deux approches peuvent être retenues :

- Cas n°1 : On dispose d'un outil de simulation permettant de faire distinguer les pertes de charges linéiques des tronçons rectilignes de canalisation et des singularités : on additionne alors les pertes de charges linéiques et singulières.
- Cas n°2 : on globalise tout le réseau en prenant un coefficient global de débit K compris entre 70 et 80 $\text{m}^{1/3} \text{s}^{-1}$. Quand on ne dispose pas d'outils de simulation. Il convient toutefois de tenir compte du fait que des coefficients de débits inférieurs peuvent être rencontrés, notamment en cas de dépôts importants ou d'obstruction partielle de la section d'écoulement.

Le tableau 1 présente les débits pleins sections des canalisations circulaires pour une rugosité de Manning Strickler $K=70$.

Il est complété des indications relatives aux conditions pour limiter les dépôts dans les canalisations (voir § 6.3).

Pour les sections ouvertes, le coefficient de débit est très variable selon les ouvrages, le guide SETRA de l'assainissement routier mentionne :

Type d'ouvrages	Coefficient de débit «K » indicatif
Ouvrages enherbés plats peu profonds avec une hauteur d'eau dans l'ouvrage inférieure ou égale à 15 cm.	10
Ouvrages enherbés plats peu profonds avec une hauteur d'eau dans l'ouvrage inférieure ou égale à 20 cm.	15
Fossés enherbés (trapézoïdaux ou triangulaires).	25
Ouvrages superficiels en béton (fossés, cunettes, caniveaux).	70

3.5.3 Conditions pour limiter les problèmes de dépôts dans les canalisations (VALIDÉ LE 10/02/2011)

Différentes approches ont été proposées pour atteindre l'autocurage et prévenir la limitation des dépôts dans les canalisations. Les résultats sont présentés dans le tableau 1 pour un coefficient de Manning Strickler $K=70$.

Il convient cependant de souligner que la capacité d'auto curage dépend étroitement des conditions hydrauliques de l'écoulement, ce qui rend le problème complexe :

- Les conditions, telles qu'elles peuvent être estimées au niveau du projet, doivent certes être favorables, mais cela ne suffit pas, car elles peuvent être modifiées lors de la construction et de la vie de l'ouvrage ;
- La rectitude de la pose et la qualité de l'entretien sont ainsi des facteurs favorables ;
- La nature de l'effluent (charge en matières en suspension et nature des particules), avec d'autres facteurs plus ou moins connus, sont probablement à l'origine de la plupart des obstructions ou atterrissements. En particulier, l'expérience montre qu'il n'y a pas corrélation étroite entre la pente et les possibilités de sédimentation.

Compte tenu de ce qui précède, lorsque l'on est en limite ou en dessous des conditions d'auto curage, il y a un optimum à rechercher entre la réalisation d'un réseau à forte pente mais engendrant des coûts supplémentaires (approfondissement rendant nécessaires des relevages) et la réalisation d'un réseau à faible pente engendrant des curages fréquents.

3.5.3.1 Vitesses d'écoulement requises

Les règles utilisées sont en général empiriques, la réalité étant difficile à appréhender. La Ville et son Assainissement propose de prendre en compte soit des vitesses minimales, soit le paramètre de la contrainte de cisaillement au radier, comme dans d'autres pays ; Une valeur minimale préconisée, dans la bibliographie (*), de $1,6 \text{ N/m}^2$ permet de transporter 90 % des solides présents dans les réseaux. L'expression de cette contrainte est :

$$\tau_0 = \rho \cdot g \cdot R_h \cdot J$$

avec : τ_0 : contrainte de cisaillement en N/m²

ρ : masse volumique de l'eau en kg/m³

g : coefficient de la pesanteur en m/s²

R_h : rayon hydraulique en m (calculé pour le débit de pointe de temps sec en unitaire comme en séparatif eaux usées et pour une pluie mensuelle en eaux pluviales),

J : pente motrice de la canalisation en mètre par mètre (m/m).

(*) Solids in sewers, 2004, IWA publishing, p. 252

$\frac{Q}{Q_{PS}}$	$\frac{H}{D}$	$\frac{V}{V_{PS}}$	$\frac{S}{S_{PS}}$	$\frac{R_h}{R_{hPS}}$	θ
0,001	0,024	0,16	0,006	0,063	36
0,002	0,033	0,20	0,010	0,087	42
0,003	0,040	0,22	0,013	0,105	46
0,004	0,046	0,24	0,016	0,120	49
0,005	0,051	0,26	0,019	0,132	52
0,006	0,056	0,27	0,022	0,144	55
0,007	0,060	0,29	0,024	0,154	57
0,008	0,064	0,30	0,027	0,164	58
0,009	0,067	0,31	0,029	0,173	60
0,010	0,071	0,32	0,031	0,182	62
0,011	0,074	0,33	0,033	0,190	63
0,012	0,077	0,34	0,035	0,198	64
0,013	0,080	0,35	0,037	0,205	66
0,014	0,083	0,36	0,039	0,212	67
0,015	0,085	0,36	0,041	0,219	68
0,016	0,088	0,37	0,043	0,225	69
0,017	0,091	0,38	0,045	0,231	70
0,018	0,093	0,38	0,047	0,237	71
0,019	0,096	0,39	0,049	0,243	72
0,020	0,098	0,40	0,050	0,249	73
0,022	0,103	0,41	0,054	0,260	75
0,024	0,107	0,42	0,057	0,270	76
0,026	0,111	0,43	0,061	0,280	78
0,028	0,115	0,44	0,064	0,290	79
0,030	0,119	0,45	0,067	0,299	81
0,032	0,123	0,46	0,070	0,308	82
0,034	0,126	0,46	0,073	0,316	83
0,036	0,130	0,47	0,076	0,325	84
0,038	0,133	0,48	0,079	0,333	86
0,040	0,137	0,49	0,082	0,340	87
0,045	0,145	0,51	0,089	0,359	89
0,050	0,152	0,52	0,096	0,376	92
0,055	0,159	0,54	0,103	0,392	94
0,060	0,166	0,55	0,109	0,408	96
0,065	0,173	0,56	0,115	0,423	98
0,070	0,179	0,58	0,122	0,437	100
0,075	0,185	0,59	0,128	0,450	102
0,080	0,191	0,60	0,133	0,463	104
0,085	0,197	0,61	0,139	0,476	105
0,090	0,203	0,62	0,145	0,488	107
0,095	0,208	0,63	0,151	0,500	109
0,100	0,214	0,64	0,156	0,511	110
0,105	0,219	0,65	0,162	0,522	112
0,110	0,224	0,66	0,167	0,533	113
0,115	0,229	0,67	0,173	0,543	114
0,120	0,234	0,67	0,178	0,554	116
0,125	0,239	0,68	0,183	0,564	117
0,130	0,243	0,69	0,188	0,573	118
0,135	0,248	0,70	0,193	0,583	119
0,140	0,253	0,70	0,198	0,592	121
0,145	0,257	0,71	0,203	0,601	122
0,150	0,262	0,72	0,209	0,610	123
0,155	0,266	0,73	0,213	0,619	124
0,160	0,270	0,73	0,218	0,627	125
0,165	0,275	0,74	0,223	0,635	126
0,170	0,279	0,75	0,228	0,644	128
0,175	0,283	0,75	0,233	0,652	129
0,180	0,287	0,76	0,237	0,660	130
0,190	0,295	0,77	0,247	0,675	132
0,200	0,303	0,78	0,256	0,690	134
0,210	0,311	0,79	0,265	0,704	136
0,220	0,319	0,80	0,274	0,718	137
0,230	0,326	0,81	0,283	0,732	139
0,240	0,334	0,82	0,292	0,745	141
0,250	0,341	0,83	0,301	0,758	143
0,260	0,348	0,84	0,309	0,770	145
0,270	0,355	0,85	0,318	0,782	146
0,280	0,362	0,86	0,326	0,794	148
0,290	0,369	0,87	0,335	0,806	150
0,300	0,376	0,87	0,343	0,817	151
0,310	0,382	0,88	0,351	0,828	153
0,320	0,389	0,89	0,360	0,839	154
0,330	0,395	0,90	0,368	0,850	156
0,340	0,402	0,90	0,376	0,860	157
0,350	0,408	0,91	0,384	0,870	159
0,360	0,415	0,92	0,392	0,880	160
0,370	0,421	0,93	0,400	0,890	162
0,380	0,427	0,93	0,408	0,899	163
0,390	0,434	0,94	0,416	0,908	165
0,400	0,440	0,94	0,424	0,918	166

PS = Plein Section

$\frac{Q}{Q_{PS}}$	$\frac{H}{D}$	$\frac{V}{V_{PS}}$	$\frac{S}{S_{PS}}$	$\frac{R_h}{R_{hPS}}$	θ
0,410	0,446	0,95	0,431	0,926	168
0,420	0,452	0,96	0,439	0,935	169
0,430	0,458	0,96	0,447	0,944	170
0,440	0,464	0,97	0,454	0,952	172
0,450	0,470	0,97	0,462	0,961	173
0,460	0,476	0,98	0,470	0,969	175
0,470	0,482	0,98	0,477	0,977	176
0,480	0,488	0,99	0,485	0,985	177
0,490	0,494	0,99	0,492	0,992	179
0,500	0,500	1,00	0,500	1,000	180
0,510	0,506	1,00	0,508	1,006	181
0,520	0,512	1,01	0,516	1,013	183
0,530	0,518	1,01	0,523	1,019	184
0,540	0,525	1,02	0,531	1,025	186
0,550	0,531	1,02	0,539	1,031	187
0,560	0,537	1,02	0,547	1,037	188
0,570	0,543	1,03	0,554	1,042	190
0,580	0,549	1,03	0,562	1,048	191
0,590	0,555	1,04	0,570	1,053	193
0,600	0,561	1,04	0,578	1,058	194
0,610	0,567	1,04	0,586	1,063	195
0,620	0,574	1,04	0,593	1,068	197
0,630	0,580	1,05	0,601	1,073	198
0,640	0,586	1,05	0,609	1,077	200
0,650	0,592	1,05	0,617	1,082	201
0,660	0,599	1,06	0,625	1,086	203
0,670	0,605	1,06	0,633	1,090	204
0,680	0,611	1,06	0,641	1,093	206
0,690	0,618	1,06	0,649	1,097	207
0,700	0,624	1,07	0,657	1,100	209
0,710	0,631	1,07	0,665	1,104	210
0,720	0,638	1,07	0,673	1,107	212
0,730	0,644	1,07	0,681	1,109	214
0,740	0,651	1,07	0,689	1,112	215
0,750	0,658	1,07	0,698	1,114	217
0,760	0,665	1,08	0,706	1,116	219
0,770	0,672	1,08	0,715	1,118	220
0,780	0,679	1,08	0,723	1,120	222
0,790	0,687	1,08	0,732	1,121	224
0,800	0,694	1,08	0,741	1,122	226
0,805	0,698	1,08	0,745	1,122	227
0,810	0,702	1,08	0,750	1,123	228
0,815	0,706	1,08	0,754	1,123	229
0,820	0,710	1,08	0,759	1,123	230
0,825	0,714	1,08	0,763	1,123	231
0,830	0,718	1,08	0,768	1,123	232
0,835	0,722	1,08	0,773	1,123	233
0,840	0,726	1,08	0,778	1,123	234
0,845	0,730	1,08	0,782	1,123	235
0,850	0,734	1,08	0,787	1,122	236
0,855	0,739	1,08	0,792	1,122	237
0,860	0,743	1,08	0,797	1,121	238
0,865	0,748	1,08	0,802	1,120	239
0,870	0,752	1,08	0,807	1,120	241
0,875	0,757	1,08	0,812	1,119	242
0,880	0,762	1,08	0,817	1,117	243
0,885	0,766	1,08	0,822	1,116	244
0,890	0,771	1,08	0,828	1,115	246
0,895	0,776	1,07	0,833	1,113	247
0,900	0,782	1,07	0,839	1,112	249
0,905	0,787	1,07	0,844	1,110	250
0,910	0,792	1,07	0,850	1,108	252
0,915	0,798	1,07	0,856	1,106	253
0,920	0,804	1,07	0,862	1,103	255
0,925	0,810	1,07	0,868	1,101	257
0,930	0,816	1,06	0,874	1,098	258
0,935	0,823	1,06	0,880	1,095	260
0,940	0,829	1,06	0,887	1,092	262
0,945	0,836	1,06	0,893	1,088	265
0,950	0,844	1,06	0,900	1,084	267
0,955	0,852	1,05	0,907	1,080	269
0,960	0,860	1,05	0,915	1,075	272
0,965	0,869	1,05	0,922	1,070	275
0,970	0,878	1,04	0,931	1,064	278
0,975	0,889	1,04	0,939	1,058	282
0,980	0,900	1,03	0,948	1,051	286
0,985	0,914	1,03	0,958	1,042	292
0,990	0,930	1,02	0,969	1,032	299
0,995	0,951	1,01	0,982	1,020	309
1,000	1,000	1,00	1,000	1,000	360

$$\frac{R_h}{R_{hPS}} = \frac{\tau}{\tau_{PS}}$$

Tableau des caractéristiques hydrauliques des conduits circulaires partiellement remplis

Les règles de l'ancienne IT 77/284 qui se sont avérées efficaces dans le temps précisent :

En système séparatif, l'autocurage des canalisations d'eaux usées est considéré comme assuré si les trois conditions ci-après sont remplies :

- à pleine ou à demi section, un tuyau circulaire doit assurer une vitesse d'écoulement de 0,70 m/s ou à l'extrême rigueur 0,50 m/s ;
- pour un remplissage égal au 2/10 du diamètre, la vitesse d'écoulement doit être au moins égale à 0,30 m/s.
- Un remplissage de la canalisation au moins égal au 2/10 du diamètre doit être assuré pour le débit moyen actuel (cf. § 5.1.1.).

En réseaux unitaires, la pente des ouvrages devrait permettre pour des débits pluviaux atteints assez fréquemment, l'entraînement des sables, et pour le débit moyen des eaux usées, celui des vases organiques fermentescibles. On tend vers la satisfaction de ces conditions dans les ouvrages calculés pour l'évacuation du ruissellement de fréquence décennale en y réalisant :

- des vitesses de l'ordre de 0,60 m/s pour 1/10 du débit à pleine section et de 0,30 m/s pour 1/100 de ce même débit.

Ces limites sont respectées toutes deux avec des vitesses à pleine section de l'ordre de 1 m/s dans des **canalisations circulaires** (par l'application directe de la formule de Manning Strickler). Pour les autres profils, il faut reprendre la formule et vérifier les conditions pour les trois débits évoqués ci-dessus.

3.5.3.2 Pentes minimales requises (LMT validé)

- Schütz (1985) recommande la formule empirique suivante :

$$S_{om} (m/m) = \frac{1}{D(mm)}$$

- Sander (1994) observe que pour les canalisations plus petites que D=1000mm, la pente minimum recommandée pour éviter la sédimentation est :

$$S_{om} (m/m) = \frac{1,2}{D(mm)}$$

Pour D>1m, la limite minimum absolue S₀= 1.2‰ convient d'être utilisée.

Il convient de s'assurer qu'il sera effectivement possible de respecter la pente minimale résultant du calcul compte tenu des sujétions de pose.

3.5.3.3 Capacité de transport solide et risques de dépôts (LMT validé)

La détermination de la capacité de transport solide d'un écoulement permet d'évaluer le risque de dépôt.

Pour cela, nous proposons de calculer le diamètre médian D₅₀ des particules susceptibles d'être entraînées par l'écoulement dans l'ouvrage projeté, en fonction de sa section et de sa pente. Pour cela, il est possible d'utiliser la formulation simple établie par Laplace suite à des expérimentations en collecteur d'assainissement :

$$D_{50} = 10^4 R_h I + 0,5 \text{ pour } D_{50} \geq 0,5 \text{ mm}$$

Avec : D₅₀ : Diamètre médian transporté exprimé en mm

R_h : Rayon hydraulique en m = Surface mouillée / périmètre mouillé

I : pente motrice de l'écoulement en m/m = pente de l'ouvrage en régime uniforme

L'estimation de D_{50} doit être conduite pour les conditions d'écoulement les plus fréquentes avec un remplissage partiel de la canalisation. En réseau unitaire et sanitaire, D_{50} sera calculé pour le débit de temps sec et en réseau pluvial, pour le débit de période de retour mensuelle ou un remplissage de $1/10^{\text{ème}}$ de la section d'écoulement.

L'interprétation des résultats pourra se faire de la manière suivante :

- Pour des $D_{50} < 2$ mm, l'ouvrage sera très fortement soumis à la formation de dépôts avec présence de matières organiques fermentescibles. Dans ces conditions, il générera de l' H_2S à l'origine d'odeurs, de corrosion et de danger pour le personnel d'exploitation. Il est absolument déconseillé de poser des ouvrages dans ces conditions.
- Pour $2 \text{ mm} < D_{50} < 5$ mm, l'ouvrage sera soumis à la formation de dépôts minéraux. Des dispositions particulières doivent alors être prises pour faciliter l'exploitation (accès pour hydrocurage, dispositifs de chasse, pièges à charriage). Un entretien régulier sera nécessaire qui représentera une lourde charge financière sur la durée de vie de l'ouvrage. Dans de tels cas, l'utilisation de stations de relèvement intermédiaires pour permettre des pentes de tronçon plus importantes peut se justifier.

D'une manière générale, il est conseillé de respecter des valeurs de $D_{50} > 5$ mm pour limiter la formation des dépôts et réduire les charges d'exploitation.

Pour éviter l'érosion des radiers, il est conseillé de respecter un $D_{50} < 50$ mm à pleine section.

3.5.4 Prise en compte du battement de la surface d'écoulement. (LMT)

L'écoulement dans une canalisation fermée peut conduire du fait des fluctuations de la surface libre à une soudaine mise en pression ou un débordement des canalisations au droit des ouvrages d'accès. Ce phénomène est notable lorsque les canalisations fonctionnent à des taux de remplissage important. Dans ces cas, l'accès de l'air atmosphérique peut être réduit : ce phénomène se produit par exemple à l'aval d'un regard lorsque l'écoulement est proche de la pleine section. Plus l'écoulement sera torrentiel, plus ce phénomène de battement de surface par création de vagues sera important.

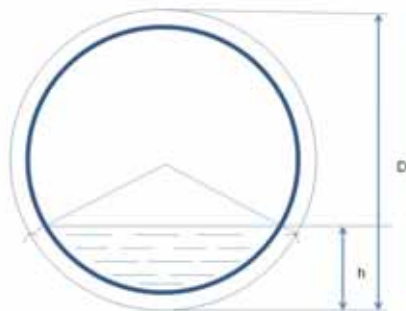
Pour prévenir la mise en charge d'une canalisation de pente I , on limitera leur taux de remplissage h/D à :

$$h/D = \text{MAX} \{ 0,55 ; 0,92 - 0,03 I [\%] \}$$

$$\text{soit } h/D = \text{MAX} \{ 0,55 ; 0,92 - 0,03 \cdot 10^3 I [\text{m/m}] \}$$

Commentaire : Donc 0,89 pour $I=1\%$ et 0,77 pour $i=5\%$: Pour atteindre 0,55 il faut que $i=12\%$ le deuxième membre du Max suffit largement! a second ex

Commentaire : super cette traduction de pour mille en mm/m exprimé en notation scientifique! de qui on se moque?



Le tableau 2 présente les débits des canalisations circulaires pour une rugosité de Manning Strickler $K=70$ permettant de prévenir une mise en charge par fermeture de l'écoulement :

Commentaire : quel rapport avec la formule précédente ? c'est un autre mode de calcul ?

Il est complété des indications relatives aux conditions pour limiter les dépôts dans les canalisations (voir § 6.3.).

Débit capable en litres par seconde pour une rugosité ks=2.5mm correspondant à Strickler de Ks=70, vis
Prise en compte de l'approche Lautrich dans le calcul de Rh

Pente (mm/m)	Diamètre Non visitable (mm)															Diamètre Visitable (mm)									
	100	125	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700	800	900	1000	1100	1200	1400	1500	1600	1800	2000	2200		
0.5	1.0	1.9	3.1	6.6	12.1	19.7	29.7	42.4	58.0	76.7	124.5	187.3	266.7	364.1	480.9	618.4	777.8	1 167.5	1 400.0	1 659.1	2 261.4	2 982.6	3 830.8		
1	1.4	2.7	4.3	9.4	17.1	27.8	41.9	59.8	81.7	108.1	175.3	263.7	375.4	512.4	676.7	870.0	1 094.3	1 642.3	1 969.2	2 339.5	3 080.3	3 984.3	5 186.6		
2	2.0	3.7	6.1	13.1	23.8	38.7	58.4	83.3	113.9	150.7	244.3	357.4	522.9	713.7	942.4	1 211.6	1 523.8	2 286.5	2 741.5	3 248.6	4 427.0	5 838.0	7 497.1		
3	2.4	4.5	7.3	15.8	28.6	46.5	70.1	100.0	136.8	182.9	293.2	440.9	627.5	856.3	1 130.7	1 453.6	1 828.1	2 742.8	3 288.5	3 896.6	5 309.8	7 001.9	8 991.4		
4	2.8	5.0	8.2	17.7	32.2	52.4	79.0	112.6	154.0	203.6	330.1	496.3	706.2	963.7	1 272.4	1 635.8	2 057.0	3 086.2	3 700.1	4 384.2	5 974.0	7 877.5	10 115.5		
5	3.0	5.5	8.9	19.2	34.9	56.8	85.6	122.1	166.9	220.7	357.8	537.9	765.4	1 044.4	1 378.9	1 772.7	2 229.2	3 344.3	4 009.4	4 750.6	6 473.2	8 535.5	10 960.1		
6	3.2	5.8	9.4	20.3	36.9	60.0	90.4	129.0	176.3	233.1	377.8	567.9	808.1	1 102.7	1 455.9	1 871.5	2 353.4	3 530.6	4 232.8	5 015.2	6 833.6	9 010.6	11 570.0		
7	3.3	6.0	9.7	21.0	38.2	62.1	93.6	133.5	182.4	241.2	390.9	587.7	836.3	1 141.1	1 506.5	1 936.6	2 435.3	3 653.3	4 379.9	5 189.5	7 071.0	9 323.5	11 971.8		
8	3.3	6.1	9.9	21.4	38.9	63.2	95.3	135.8	185.7	245.5	397.9	598.1	851.1	1 161.4	1 533.3	1 971.0	2 478.5	3 718.2	4 457.7	5 281.6	7 196.5	9 489.0	12 184.4		
9	3.3	6.1	9.9	21.5	39.0	63.4	95.5	136.2	186.3	246.3	399.1	600.0	853.8	1 165.0	1 538.1	1 977.2	2 486.4	3 730.0	4 471.9	5 298.5	7 219.6	9 519.6	12 223.7		
10	3.3	6.0	9.8	21.3	38.6	62.8	94.5	134.5	184.4	243.8	395.2	594.1	845.3	1 153.5	1 523.0	1 957.8	2 462.0	3 693.6	4 428.2	5 246.9	7 149.3	9 427.1	12 105.1		
12	3.1	5.7	9.3	20.1	36.5	59.3	89.4	127.5	174.3	230.5	373.7	561.9	799.6	1 091.2	1 440.8	1 852.2	2 329.4	3 494.9	4 190.3	4 965.1	6 765.8	8 921.9	11 457.0		
14	3.3	6.0	9.8	21.1	38.3	62.3	94.0	134.0	183.2	242.3	392.8	590.5	840.4	1 146.9	1 514.3	1 946.8	2 448.3	3 673.5	4 404.4	5 218.8	7 111.7	9 378.1	12 043.0		
16	3.5	6.4	10.4	22.6	41.0	66.7	100.5	143.3	195.9	259.1	419.9	631.4	898.5	1 226.2	1 619.0	2 081.4	2 617.6	3 927.4	4 708.7	5 579.4	7 603.1	10 026.1	12 875.0		
18	3.7	6.8	11.1	23.9	43.5	70.7	106.6	152.0	207.8	274.8	445.4	669.7	953.1	1 300.6	1 717.3	2 207.8	2 776.5	4 165.8	4 994.6	5 918.1	8 064.6	10 634.7	13 656.5		
20	3.9	7.2	11.7	25.2	45.8	74.5	112.4	160.2	219.1	289.7	469.6	706.0	1 004.7	1 371.1	1 810.3	2 327.3	2 926.8	4 391.3	5 265.0	6 238.5	8 501.1	11 210.3	14 395.6		
22	4.1	7.5	12.2	26.5	48.1	78.2	117.8	168.1	229.8	303.8	492.5	740.5	1 053.8	1 438.0	1 898.7	2 441.0	3 069.8	4 605.8	5 522.1	6 543.2	8 916.3	11 757.7	15 098.6		
24	4.3	7.8	12.8	27.7	50.2	81.7	123.1	175.5	240.0	317.4	514.4	773.4	1 100.7	1 502.0	1 983.2	2 549.6	3 206.4	4 810.7	5 767.8	6 884.3	9 313.0	12 280.9	15 770.4		
26	4.5	8.2	13.3	28.8	52.3	85.0	128.1	182.7	249.8	330.3	535.5	805.0	1 145.6	1 563.4	2 064.3	2 653.8	3 337.4	5 007.3	6 003.5	7 113.6	9 693.5	12 782.6	16 414.6		
28	4.6	8.5	13.8	29.9	54.3	88.2	133.0	189.6	259.3	342.8	555.7	835.5	1 188.9	1 622.5	2 142.3	2 754.1	3 463.5	5 196.4	6 230.3	7 382.3	10 059.6	13 265.4	17 034.6		
30	4.8	8.8	14.3	30.9	56.2	91.3	137.6	196.3	268.4	354.9	575.2	864.8	1 230.7	1 679.5	2 217.5	2 850.8	3 585.1	5 378.9	6 449.1	7 641.5	10 412.9	13 731.2	17 632.7		
35	5.2	9.5	15.5	33.4	60.7	98.6	148.7	212.0	289.9	383.3	621.3	934.2	1 329.4	1 814.2	2 395.3	3 079.4	3 872.5	5 810.2	6 966.1	8 254.1	11 247.6	14 831.9	19 046.1		
40	5.5	10.1	16.5	35.7	64.9	105.5	159.0	226.7	309.9	409.8	664.3	998.7	1 421.2	1 939.5	2 560.8	3 282.1	4 140.1	6 211.5	7 447.3	8 824.3	12 024.6	15 856.4	20 361.7		
45	5.9	10.7	17.5	37.9	68.8	111.9	168.6	240.5	328.7	434.7	704.6	1 059.3	1 507.5	2 057.8	2 716.3	3 491.9	4 391.4	6 588.5	7 899.3	9 359.8	12 754.3	16 818.7	21 597.3		
50	6.2	11.3	18.5	40.0	72.5	117.9	177.8	253.5	346.5	458.3	742.8	1 116.7	1 589.1	2 168.6	2 863.3	3 680.9	4 629.0	6 945.1	8 326.8	9 866.3	13 444.5	17 728.8	22 766.0		
55	6.5	11.9	19.4	41.9	76.1	123.7	186.4	265.9	363.5	480.7	779.0	1 171.2	1 666.7	2 274.5	3 003.1	3 860.7	4 855.1	7 284.2	8 733.4	10 348.1	14 101.0	18 594.4	23 877.6		
60	6.8	12.4	20.3	43.8	79.5	129.2	194.7	277.7	379.7	502.0	813.7	1 223.4	1 740.9	2 375.7	3 136.7	4 032.4	5 071.1	7 608.3	9 121.9	10 808.4	14 728.2	19 421.5	24 939.7		
65	7.1	12.9	21.1	45.6	82.7	134.5	202.7	289.1	395.2	522.6	847.0	1 273.3	1 812.0	2 472.8	3 264.9	4 197.2	5 278.2	7 919.1	9 494.5	11 249.9	15 329.9	20 214.8	25 958.4		
70	7.3	13.4	21.9	47.3	85.8	139.6	210.4	300.0	410.1	542.3	879.0	1 321.4	1 880.5	2 566.2	3 388.2	4 355.7	5 477.6	8 218.1	9 853.0	11 674.8	15 908.7	20 978.2	26 938.6		
75	7.6	13.9	22.6	49.0	88.9	144.5	217.8	310.5	424.5	561.8	909.8	1 367.8	1 946.5	2 656.3	3 507.2	4 508.6	5 669.9	8 506.7	10 199.0	12 084.7	16 467.3	21 714.7	27 884.3		
80	7.9	14.3	23.4	50.8	91.8	149.2	224.9	320.7	438.4	579.8	939.7	1 412.7	2 010.4	2 743.4	3 622.2	4 656.6	5 855.9	8 785.8	10 533.6	12 481.2	17 007.5	22 427.0	28 799.7		
85	8.1	14.8	24.1	52.1	94.6	153.8	231.8	330.6	451.9	597.6	968.6	1 456.2	2 072.3	2 827.9	3 731.8	4 799.9	6 036.2	9 056.3	10 857.9	12 865.4	17 531.1	23 117.5	29 685.7		
90	8.3	15.2	24.8	53.6	97.3	158.3	238.6	340.2	465.1	615.0	996.7	1 498.5	2 132.4	2 909.9	3 842.0	4 939.2	6 211.3	9 318.9	11 172.8	13 238.5	18 039.5	23 787.9	30 546.5		
95	8.6	15.6	25.5	55.1	100.0	162.6	245.1	349.5	477.8	631.8	1 024.1	1 539.6	2 190.8	2 989.7	3 947.4	5 074.6	6 381.6	9 574.4	11 479.0	13 601.4	18 534.0	24 439.9	31 383.8		
100	8.8	16.0	26.2	56.5	102.6	166.8	251.5	358.6	490.2	648.3	1 050.7	1 579.6	2 247.8	3 067.4	4 050.0	5 206.4	6 547.4	9 823.2	11 777.3	13 954.8	19 015.6	25 075.0	32 199.3		

Autocurage Schütz

Autocurage Sanders

D50 entre 2mm et 5mm
(Laplace)

D50 supérieur à 50mm (Laplace)

Guide technique pour la conception et le dimensionnement des réseaux d'assainissement –V27 suite réunion du 15-02-2012. Page 50/64

3.5.5 Prise en compte des écoulements aérés dans les canalisations circulaires (LMT validé)

A partir de certaines pentes (de l'ordre de quelques %), les écoulements dans les canalisations sont susceptibles d'être aéré (fonctionnement di-phasique miscible). Le phénomène appelé *eau blanche* est attribué à la turbulence de l'écoulement, ce qui peut éjecter les particules du fluide pendant l'écoulement. De plus, le volume occupé par l'écoulement dans la canalisation est plus grand que dans les conditions normales. Ce phénomène ne correspond que rarement aux conditions rencontrées en assainissement.

Le paramètre χ , permet de prévoir le phénomène d'écoulement aéré.

$$\chi = \frac{K \cdot I^{1/2} \cdot D^{1/6}}{g^{1/2}}$$

Avec : I : pente de la canalisation

D : diamètre intérieur de la canalisation

K : coefficient de débit de Manning Strickler

g : accélération de la pesanteur

Le phénomène d'aération se produit expérimentalement à partir de $\chi_i = 8$.

Dans ce cas, la hauteur de remplissage de l'écoulement aéré $h_{aéré}$ est calculée sur la base de la hauteur de remplissage obtenue sans tenir compte de l'aération de l'écoulement $h_{non_aéré}$

$$h_{aéré} = \frac{1}{4} \cdot \left(\frac{K^2 \cdot I^{1/2} \cdot h_{non_aéré}^{1/3}}{g} \right)^{1/3} \cdot h_{non_aéré}$$

Afin de prévenir tout débordement, on limitera $h_{aéré}$ au diamètre intérieur de la canalisation D. Si $h_{aéré}$ est supérieure au diamètre intérieur de la canalisation, on procède par itération pour tendre vers le rapport $h_{aéré}/D \leq 1$.

3.5.6 Vérification des conditions de fonctionnement du réseau (LMT validé)

Commentaire : inutile ou pas assez détaillé

A l'issue du dimensionnement hydraulique des sections d'écoulement, il est parfois utile de vérifier le fonctionnement du réseau et notamment de s'assurer de la présence ou non d'influence aval par la méthode du nombre de Froude :

$$Fr = \frac{U}{\sqrt{g D_h}}$$

Avec : U : vitesse moyenne du fluide en m/s

g : accélération de la pesanteur en m/s²

D_h : profondeur hydraulique (surface mouillée/largeur au miroir) en m

- **Fr > 1** : régime torrentiel, avec une faible hauteur d'eau et une forte vitesse (équivalent d'un régime supersonique). Dans ce régime, le fluide est "tiré" par les forces qui le meuvent (la gravité le plus souvent), sans que la masse de fluide en avant soit une gêne.

- **Fr < 1** : régime fluvial, avec une forte hauteur d'eau et une faible vitesse (équivalent d'un écoulement subsonique). Ce régime est "piloté par l'aval" : le comportement des particules en mouvement est contraint par celles qui les précèdent.

Cette information permet de valider le fonctionnement de certains ouvrages (déversoir, station de pompage,...) intervenant dans la régulation du réseau. Au besoin, on passera du régime fluvial au régime torrentiel ou vice versa en intervenant sur la pente de pose.

3.5.7 Performance hydraulique et exploitation (LMT validé)

Commentaire : ce n'est pas du calcul!

La limitation des dépôts est également fortement conditionnée par :

- la présence d'ouvrage d'accès aux canalisations permettant des travaux de maintenance en toute sécurité :
 - l'accès aux canalisations doit permettre l'entrée et la sortie en toute sécurité des opérateurs, fournir un espace de travail suffisant et être compatible avec les techniques d'entretien des réseaux. (cf. § 7.2. pour les dimensions requises)
 - La distance maximale entre deux regards visitables consécutifs ne doit pas dépasser 80 mètres. Sur les canalisations de diamètre nominal supérieur ou égal à 800, les regards doivent être visitables. Pour les canalisations de DN>600 mm la distance recommandée par les exploitants ne doit pas excéder 50 mètres (cf. § 7.2.).
- la régularité de la pente de la canalisation (voir §6.3)
- la réalisation des changements de direction ou de niveau dans des regards visitables afin de permettre l'entretien,
- l'emploi de cunette à grand rayon dans les regards et les boîtes d'inspection.

BIBLIOGRAPHIE SOMMAIRE VOIR § 10

4. TECHNIQUES DE GESTION DES EAUX PLUVIALES (GT PLUVIAL)

4.1. CRITERES DE DISTINCTION DES DIFFERENTES TECHNIQUES ALTERNATIVES

ASPECTS QUANTITATIFS (AN)

Les techniques alternatives d'assainissement pluvial peuvent avoir deux fonctions principales quantitatives hydrauliques :

- L'abattement volumique des premières pluies
- La régulation du débit de fuite

L'abattement volumique des premières pluies consiste à déconnecter du réseau un impluvium, au moins jusqu'à une pluie de référence. Il est particulièrement indiqué pour assurer le premier niveau de service (N1). Il permet souvent, de ce fait, l'atteinte des niveaux de service supérieurs en favorisant les pertes initiales.

La régulation du débit de fuite consiste à réaliser un stockage muni d'un dispositif de régulation sensé garantir un débit constant, ou au moins un débit limité, généralement vers le réseau d'assainissement (cf.§...). Elle n'a que peu d'impact sur le premier niveau de

protection. Il est cependant particulièrement indiqué pour satisfaire les niveaux supérieurs (niveaux 2 et 3).

Les objectifs donnés par l'autorité publique en matière de gestion des eaux pluviales, la configuration urbaine de l'impluvium (bâti plus ou moins dense, espaces de voirie...) et la taille du bassin versant permettront d'orienter les choix vers différentes familles de techniques alternatives, en fonction de leur capacité à abattre les volumes pluviaux ou à réguler le débit de fuite. Le choix final doit en outre être motivé par des aspects qualitatifs et non hydrauliques :

Destination du dispositif selon l'origine de l'eau

Origine secteur bâti

Origine espace libre

Origine secteur mixte (bâti et libre)

Autre origine

ASPECTS QUALITATIFS

4.1.1.1. IMPACT DU QUANTITATIF SUR LE QUALITATIF

4.1.1.2. MODE D'ALIMENTATION DU POINT DE VUE DE L'APTITUDE A MOBILISER ET CONCENTRER DES POLLUANTS VERS L'AVAL.

4.1.1.2.1. Diffus

4.1.1.2.2. Concentré

4.1.1.2.3. Autres

4.1.1.3. IMPACT DES TECHNIQUES ELLES-MEMES SUR LES ASPECTS QUALITATIFS

4.1.1.4. TECHNIQUES DE PRETRAITEMENT ET DE TRAITEMENT AU POINT DE REJET

4.1.1.4.1. Décantation

4.1.1.4.2. Filtration

4.1.1.4.3. Autres

VUE D'ENSEMBLE DES DIFFERENTES TECHNIQUES

4.1.1.5. AVANTAGES ET INCONVENIENTS PAR RAPPORT AUX AUTRES TECHNIQUES

4.1.1.6. CONTRAINTES DE CONCEPTION ET CONTRAINTE D'EXPLOITATION

4.1.1.7. TABLEAUX DE COMPARAISONS

4.2. FICHES TECHNIQUES

TECHNIQUES VISIBLES

4.2.1.1. TOITURES TERRASSES STOCKANTES

4.2.1.2. TOITURES TERRASSES VEGETALISEES

4.2.1.3. REVETEMENTS PERMEABLES

4.2.1.4. JARDINS DE PLUIE (AN)

Un jardin de pluie est un jardin décaissé, de préférence en pleine terre, dans lequel on plante des végétaux pouvant supporter de fortes variations hydriques, et vers lequel sont orientées les flux d'eau de pluie d'une parcelle ou d'un espace public.

Fonction et impact

La première fonction d'un jardin de pluie est de récupérer les eaux pluviales d'une parcelle. Le volume d'une partie de ces eaux peut être abattu, par absorption par le substrat végétal. Le surplus peut éventuellement être stocké et restitué au réseau après régulation du débit de fuite.

Gamme d'utilisation

Le jardin de pluie dans sa fonction d'abattement volumique comme de stockage, peut convenir à des surfaces actives de toutes tailles. Cependant, plus il est situé proche du point de chute de la pluie, plus sa conception est simple.

Principe de conception

La conception du jardin relève du paysagiste ou du jardinier d'une opération. Cependant les volumes à stocker ou à abattre doivent être déterminés en fonction de la perméabilité du substrat et du débit de fuite imposé (voir chapitre XXXXX pour le dimensionnement des volumes). Certaines parties du jardin de pluie peuvent être gardées en eau permanente pour former des « zone humides ». Enfin il convient de s'assurer que le jardin de pluie ne reçoit que des eaux pluviales.

Règles de gestion

Les règles de gestion sont inhérentes à sa fonction première d'espace vert. Il reste à assurer une surveillance d'un éventuel système de régulation du débit de fuite et de la perméabilité du substrat.

Avantages et inconvénients

- Coût : ☺☺☺ un jardin de pluie ne coûte pas plus cher qu'un jardin qui n'aurait pas la fonction pluie, tant à l'entretien qu'à l'investissement.
- Traitement de la pollution chronique : ☺☺☺ Le jardin de pluie peut être conçu pour la phytoremédiation, notamment en cas de rejet vers le milieu naturel aquatique.
- Traitement de la pollution accidentelle : ☺☺ En cas de pollution accidentelle, la surface du substrat fixe la pollution et empêche sa diffusion à l'aval. Le substrat pollué peut ainsi être récupéré et envoyé en décharge ad hoc.
- Services écologiques : ☺☺☺ En plus d'une éventuelle épuration, le jardin de pluie apporte de nombreux services écologiques comme l'embellissement du paysage urbain, la protection de la biodiversité, ainsi qu'un effet bioclimatique certain (lutte contre les îlots de chaleur et puits de carbone). Le service écologique est maximal en cas de présence de « zone humides ».
- Sécurité : ☺☺ A l'aplomb d'un sous-sol sensible (présence de gypse ou de vides) certaines précautions doivent être envisagées. Il peut être intéressant par exemple de limiter le ratio surface active / surface du jardin de pluie. Cependant, du fait que la plus grande partie des eaux qui y sont amenées sont captées par le substrat végétal,

seule une faible proportion des eaux pluviales s'infiltrant réellement, l'impact sur un sous-sol sensible est relativement limité.

- Adaptabilité : ☺ Le jardin de pluie nécessite des surfaces non négligeables. Cependant, lorsqu'il est réalisé très en amont, une petite surface peut suffire. Une simple jardinière sous une gouttière peut avoir une très bonne efficacité.
- Efficacité : ☺☺☺ De par le fait qu'il est visible et donc entretenu de par sa fonction première d'espace vert, le jardin de pluie garde une bonne efficacité au cours du temps. En outre, lorsqu'il est utilisé pour abattre les premiers volumes de pluie, le complexe racinaire rend le substrat perméable, ce qui permet de l'implanter même sur un sous-sol relativement imperméable, contrairement aux dispositifs d'infiltration plus classiques (puits ou tranchées). Un jardin de pluie correctement dimensionné permet relativement aisément de déconnecter une parcelle du réseau.

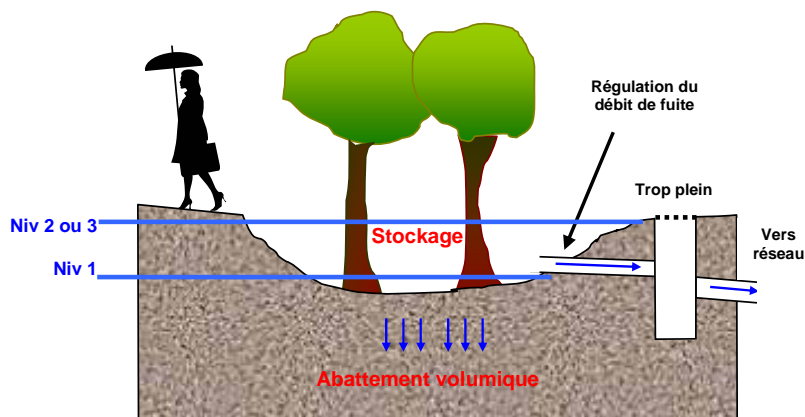


Fig..... : Exemple de principe d'un jardin de pluie ayant les fonctions d'abattement volumique des premières pluies et de stockage pour régulation du débit de fuite.

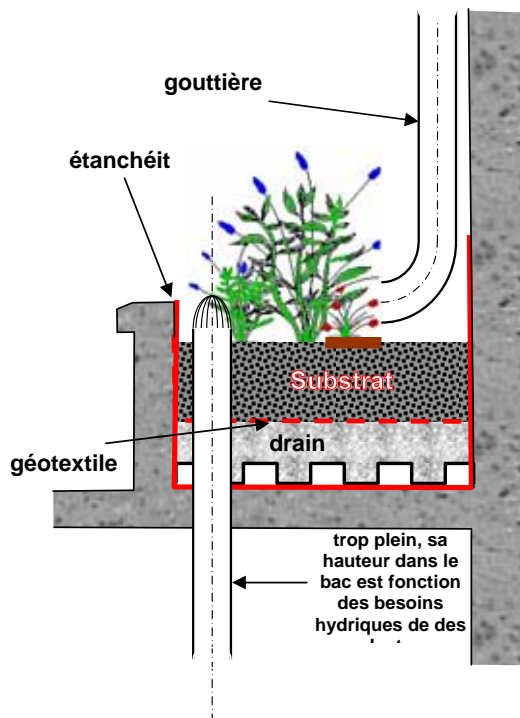


Fig... : Coupe de principe et illustration montrant une jardinière sur dalle dans lesquelles se jette la gouttière d'un immeuble

4.2.1.5. FOSSES ET NOUES

4.2.1.6. BASSINS D'INFILTRATION

4.2.1.7. BASSINS SEC

4.2.1.8. BASSINS EN EAU

4.2.1.9. ESPACES INONDABLES (ZONES D'INONDATION CONTROLEE)

TECHNIQUES ENTERREES

4.2.1.10. CITERNES DE COLLECTE POUR LA VALORISATION DES EAUX PLUVIALE

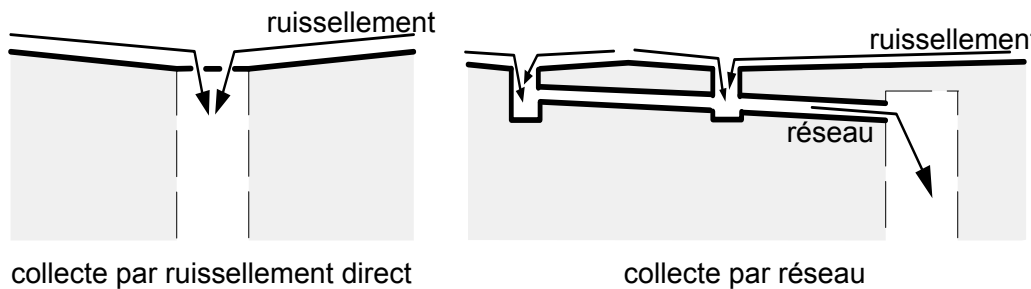
4.2.1.11. TRANCHEES D'INFILTRATION

4.2.1.12. PUIITS D'INFILTRATION (NLN+DL+ GT PLUVIAL)

Les puits d'infiltration ont pour fonction l'évacuation directe des eaux pluviales dans le sol. Ils drainent généralement des surfaces de l'ordre du millier de mètres carrés. Cette technique a l'avantage de pouvoir être appliquée dans des zones où la couche de sol superficielle est peu perméable (forte urbanisation, terrain superficiel imperméable) mais qui ont des capacités importantes d'infiltration dans les couches profondes. On distingue habituellement deux types de puits : les puits d'infiltration et les puits d'injection. Dans le premier cas, les eaux sont infiltrées dans le sol en passant au travers d'une couche de sol non saturée. Dans le deuxième cas, les eaux pluviales sont directement injectées dans une nappe.

4.2.1.13. PRINCIPLE DE FONCTIONNEMENT (DL)

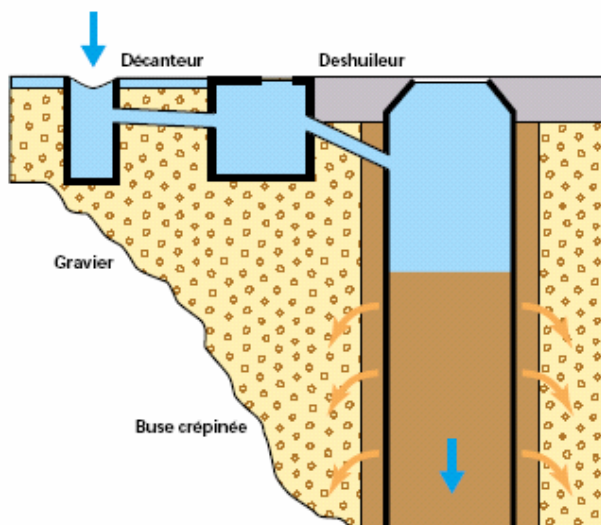
Un puits est un ouvrage pouvant être alimenté soit par la surface ou soit par un réseau de conduites :



Mode de réception dans les puits

Il permet le stockage temporaire plus ou moins important de l'eau ainsi collectée suivant la nature du sol, suivant son mode de remplissage (puits vide ou rempli en général de graves) et enfin suivant ses dimensions. L'évacuation et donc la régulation du puits s'effectuent par infiltration : soit par infiltration via une couche de sol non saturée assurant une certaine filtration de la pollution (soluble notamment), soit par injection dans une nappe.

Un puits d'infiltration doit être protégé par un dispositif de décantation et de piégeage des hydrocarbures et autres impuretés qui doivent être régulièrement entretenus :



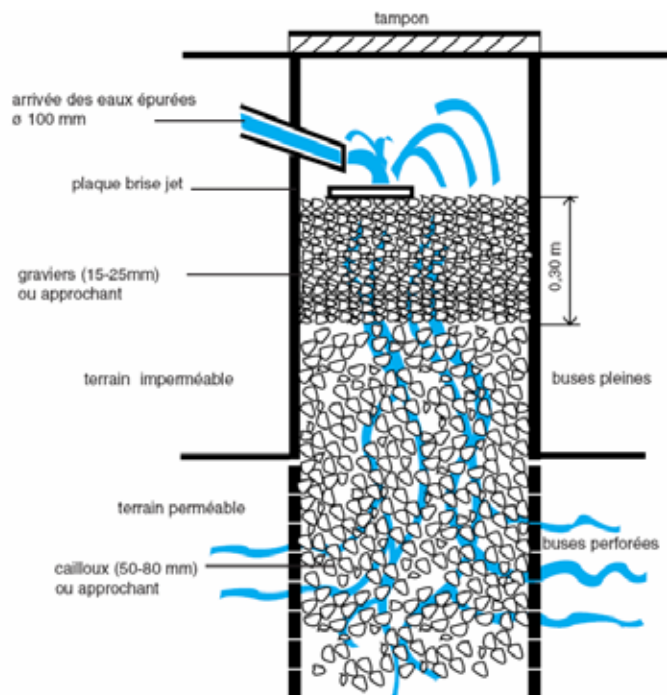


Figure ... : Puits partiellement rempli pour l'assainissement d'habitations et de voies publiques

Les avantages

Outre leur fonction d'écèlement des débits de pointe et de diminution des volumes d'eau, l'un des principaux avantages de ces techniques d'infiltration est la bonne intégration dans le tissu urbain. En effet, rien ne permet de déceler la présence d'un puits. Les puits peuvent donc être destinés aux opérations où la mise en oeuvre de systèmes à ciel ouvert, nécessitant une place trop importante, est impossible. De plus, cette technique devient intéressante dans la mesure où elle peut servir directement d'exutoire, permettant ainsi des économies sur les réseaux d'assainissement. Elle a l'avantage également de pouvoir être utilisée dans le cas d'un sol superficiel imperméable et d'un sous-sol perméable sans contrainte topographique majeure.

Les inconvénients

Cependant, ces ouvrages présentent des inconvénients :

- Ils doivent être régulièrement entretenus pour éviter les phénomènes de colmatage toujours possibles, et ils nécessitent le curage régulier des dispositifs de protection de décantation et de déshuilage situés juste en amont.
- Le risque de pollution des nappes peut être sérieusement redouté selon la nature des eaux infiltrées. La connaissance de la composition des eaux à infiltrer est donc primordiale (origine des eaux, nature des surfaces drainées, etc.). La pollution soluble est également présente dans les eaux de ruissellement et plus particulièrement dans certains cas (place de marché, déjections animales, etc.). Ce type de pollution passe directement dans la nappe.

Pour ce qui est de la pollution non soluble et dans la mesure où cette pollution est fortement liée aux matières en suspension, il est admis qu'une grande partie de cette pollution peut être retenue soit au niveau d'un équipement simple comme un décanteur, soit au niveau des premiers centimètres des surfaces d'infiltration (parois du puits, surface drainante, etc.).

Dans le cas de puits d'injection ou d'une nappe relativement proche de la base du puits (distance entre la base du puits et les plus hautes eaux de la nappe inférieure à 1 mètre), seules des eaux de ruissellement très peu polluées peuvent être infiltrées, comme certaines eaux de toiture. Notons cependant que dans certains pays, les puits d'injection sont interdits.

-----LIMITE DL-NLN-----

Un assemblage de puits d'infiltration en série peut permettre de répondre aux conditions de fonctionnement de différents niveaux de service, et limiter l'entretien le plus fréquent sur le premier ouvrage.

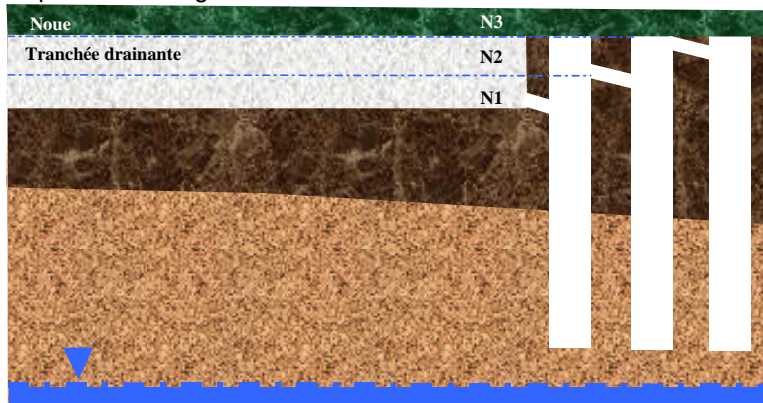


Figure 18 : Exemple de puits d'infiltration en série (à mettre en forme).

On mettra en œuvre un géotextile non tissé aiguilleté, permettant de répartir les flux, dimensionné en filtration et en perméabilité, et éventuellement un filtre granulaire...

A compléter. Jusqu'à quel niveau de développement allons nous ? > [en cours : projet de guide sur les ouvrages d'infiltration – Projet ANR ECOPLUIES, S. BARRAUD, INSA Lyon].

Comment restituer de très faibles débits vers le réseau hydrographique superficiel ?

Ces ouvrages ne permettent pas de réguler de très faibles débits. Indique-t-on une taille minimale d'ouverture de système (5 cm, 10 cm) ou de débit « limitable ou régulier » ? (5l/s ?, 10 l/s) ???

Or il est de plus en plus fréquent de rencontrer des exigences de régulation de très faibles débits, en amont de réseaux déjà existants, exprimée en débit spécifique (X l/s/ha). C'est pourquoi il est possible, si de telles contraintes globales le justifient, d'envisager différents scénarios selon les stratégies de gestion retenues (à la parcelle, en espace public, combiné...) :

- Scénario 1 : fixer une valeur minimale de 5l/s à la parcelle, et compenser globalement ce seuil par un ouvrage collectif ;
- Scénario 2 : regrouper les équipements en un ouvrage de stockage unique.

Exemple : aménagement de 20 ha avec une contrainte avale à 40 l/s (soit en moyenne 2l/s/ha) en 10 parcelles de 2 ha [à compléter avec Alice]

Scénario 1	Scénario 2
10 ouvrages à la parcelle restituant chacun 5l/s	Réseau eaux pluviales

Ouvrage public restituant 40 l/s

Ouvrage public restituant 40 l/s

- *développer intérêt / inconvénient des différents scénarii*
- *attention au phasage lors d'un aménagement avec solutions localisées*
- *débit surversé*

4.2.1.14. SAUL

4.2.1.15. CHAUSSEES A STRUCTURE RESERVOIR

4.2.1.16. BASSINS ENTERRES

LES OUVRAGES DE TRAITEMENT AVANT REJET DANS LE MILIEU RECEPTEUR

4.2.1.17. OUVRAGES COMPACTS (DECANTEURS LAMELLAIRES)

4.2.1.18. LAGUNES

4.2.1.19. FILTRES PLANTES

4.3. LES BASSINS DE RETENTION (VALIDE LE 06/07/2011+ GT PLUVIAL)

Dans un système d'assainissement, le ou les bassins de rétention sont des ouvrages structurants qu'il faut replacer dans le contexte du réseau existant ou à projeter. Ce contexte repose sur les documents SDAGE (Schéma directeur d'Aménagement et de gestion des Eaux), SAGE (Schéma d'aménagement et de gestion des eaux) et PLU (Plan local d'urbanisme) qui intègre le zonage d'assainissement pluvial établi préalablement.

Les 2 principes dirigeant la mise en place d'un bassin de rétention sont :

- Le principe d'amélioration de l'état initial par rapport au risque inondation.
- Le principe du respect de l'objectif de qualité du milieu récepteur.

INDICATIONS GENERALES (JP+ DL VALIDE LE 06/07/2011)

Le cas des bassins de rétention urbains est assez complexe car ils peuvent se situer sur des cours d'eau plus ou moins naturels ou sur des réseaux artificiels pluviaux ou unitaires, être à ciel ouvert ou être enterrés. Il en résulte une multitude de cas qui se traduit par une terminologie abondante : bassin de retenue, de rétention, de décantation, de dépollution, d'infiltration, bassin tampon, bassin d'orage...

De manière générale, pour les bassins de rétention d'eau strictement pluviale, la tendance actuelle est de favoriser l'infiltration, outre la limitation des débits de pointe. La fonction abatement de pollution peut être recherchée ou, être simplement la conséquence du stockage. Ces solutions peuvent s'implanter de la parcelle au bassin versant.

CONCEPTION (JP+ DL VALIDE LE 06/07/2011)

Avant d'engager tout calcul, il convient au préalable de se déterminer sur la fonction attendue. En effet, la retenue d'un volume d'eau provoque de la décantation qui peut être souhaitable lorsque le bassin est prévu pour faire de la dépollution, et tout à fait indésirable dans tout autre cas. Considérant que la pollution des rejets de temps de pluie présente la particularité d'être en très grande partie fixée sur les matières en suspension, le volume de

stockage d'un bassin permet une certaine efficacité de dépollution par décantation. Dans tous les cas, le bassin doit être conçu pour permettre de gérer ce phénomène de sédimentation :

- Dans le cas d'un bassin enterré, il peut être prévu d'évacuer les eaux surnageantes « propres » vers le milieu naturel et de soutirer ensuite les eaux chargées pour les traiter et enfin rincer les boues accumulées dans le fond et les traiter. S'il s'agit d'un bassin tampon ou de rétention simple, il faudra à l'inverse, soit lutter contre la décantation, soit mettre en place un dispositif de rinçage des produits décantés et les acheminer vers une unité de traitement.
- Dans le cas d'un bassin à l'air libre, une rampe d'accès permettra à des engins de curer régulièrement les accumulations de dépôts provoquées par la décantation.

En cas d'ouvrage mixte, l'arbitrage entre les fonctions de dépollution pour les pluies de « Niveau 1 » et de lutte contre les inondations pour les pluies de « Niveaux 2 à 4 » n'est pas simple :

- D'une part, les tranches d'hydrogramme à écrêter pour un maximum d'efficacité contre les inondations ne coïncident pas toujours avec celles qui sont les plus chargées en pollution.
 - o Il est d'usage de considérer que la première partie de la crue est la plus polluée et donc qu'elle doit être stockée en priorité. Cette stratégie permet également d'intercepter complètement tous les événements produisant un volume inférieur à celui du bassin.
 - o A l'inverse, pour optimiser l'efficacité de la lutte contre les inondations, il est nécessaire de conserver le volume de stockage disponible pour le moment où le débit sera le plus fort, et donc de libérer en permanence le débit maximum acceptable par l'aval. Le stockage du début de la crue n'est donc pas favorable.
- D'autre part, pour favoriser la décantation, il est nécessaire de conserver l'effluent pendant plusieurs heures dans le bassin, alors que si l'objectif est de lutter contre les inondations, il est indispensable de vidanger le bassin le plus rapidement possible de manière à disposer d'un volume maximum en cas de nouvelle crue.

Dans le cas d'un bassin mixte, il en résulte un mode de d'exploitation assez complexe qui, pour concilier ces usages, impose des équipements électromécaniques, de la télégestion et de la prévision de pluie.

DONNEES PREPARATOIRES A LA CONCEPTION DU BASSIN (JP+ DL VALIDE LE 06/07/2011)

1. Détermination de la surface de collecte **S (en ha)**

La rubrique 2.1.5.0. de l'article R.214-1 du code de l'environnement détermine le régime d'autorisation ou de déclaration du dossier loi sur l'eau et l'éventuel document d'incidence à fournir. Le rejet d'eaux pluviales dans les eaux douces superficielles, sur le sol ou dans le sous-sol, prend en compte la surface de collecte **S**, augmentée de la surface correspondant à la partie du bassin naturel dont les écoulements sont interceptés par le projet étant :

- Surface totale prise en compte supérieure ou égale à 20 ha : régime de l'autorisation
- Surface totale prise en compte supérieure à 1ha mais inférieure à 20 ha : régime de la déclaration

2. Evaluation du coefficient d'apport (cf. § 5.1.1.2.4) pour l'ensemble de la surface de collecte **S.**

CONCEPTION QUANTITATIVE D'UN BASSIN DE RETENTION (JP+ DL VALIDE LE 06/07/2011)

Dans la mesure des conditions techniques et économiques, le concepteur cherchera à rejeter les volumes stockés par les ouvrages de rétention par infiltration ou rejet vers le milieu superficiel. Le rejet au réseau devant être choisis en dernier recours.

4.3.1.1. DEBIT DE FUITE DE L'OUVRAGE (JP VALIDE LE 11-05-2011)

Certaines conditions sont à remplir pour déterminer l'intégration du débit de fuite de l'ouvrage dans la conception.

Commentaire : à envoyer en 4.1

4.3.1.1.1. Rejet en réseau

Le débit de fuite de l'ouvrage à dimensionner doit être au maximum équivalent au débit de fuite admissible à l'aval. Ce débit de fuite peut être subordonnée à la non modification des conditions d'autorisation du dit réseau pour ses rejets, déversoir d'orage et station d'épuration en application des articles R.214-18, R.214-40, L.214-18 et R.214-40 du code de l'environnement. L'autorité organisatrice à l'aval de l'ouvrage délivre les autorisations de rejets en fonction de ses contraintes techniques ou réglementaires (cf. § 2.5.2.1.3).

La qualité du rejet au réseau est soumise aux mêmes conditions que celles portant sur l'aspect quantitatif.

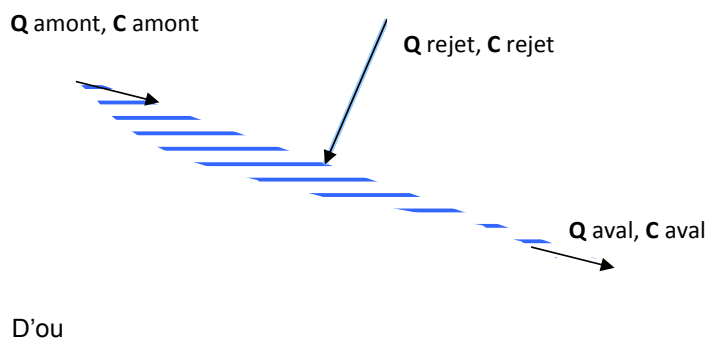
4.3.1.1.2. Rejet en milieu naturel (marin, eau douce, sol, sous sol)

Le débit de fuite de l'ouvrage à dimensionner et les flux polluants doivent être au maximum équivalents aux objectifs fixés par la MISE du département concerné. On évitera autant que possible les rejets permanents ou occasionnels d'eaux pluviales non traités dans les plans d'eaux en raison des accumulations de polluants possibles.

Le non déclassement d'un cours d'eau est vérifié à partir des débits d'étiage au plus égaux au QMNA2 (pour les rejets pluviaux), et au QMNA5 (pour les rejets pérennes), et dans tous les cas selon la sensibilité du milieu récepteur.

L'évaluation de la concentration en éléments polluants et du débit de référence du rejet se basent sur (cf. § 2.5.1.3.1, 2.5.1.3.2) :

- La quantification de la pollution rejetée est réalisée sur la base de prélèvements ou par défaut, de valeurs guides.
- Le calcul de concentration en éléments polluants du cours d'eau, après rejet, peut être réalisé par la méthode de la dilution : (voir avec 2.5.1.3.1.... JP)



$$C_{aval} = \frac{Q_{amont} \times C_{amont} + Q_{rejet} \times C_{rejet}}{Q_{amont} + Q_{rejet}}$$

Avec : **Q** rejet : débit du rejet

C rejet : concentration en éléments polluants du rejet

Q amont : débit du cours d'eau au droit du projet, avant rejet

C amont : concentration en élément polluants du cours d'eau , avant rejet

C aval : concentration en éléments polluants du cours d'eau après rejet

Q aval : débit du cours d'eau après rejet

CONTRIBUTION D'UN BASSIN DE RETENTION A LA DEPOLLUTION (DL+ GT PLUVIAL)

Rattacher au § 2.6.

Commentaire : Doit-on donner des éléments de dimensionnement de taritement ?

En première approche, il peut être considéré qu'un volume de l'ordre de 50 à 100 m³/ha ?? drainé permet une certaine efficacité de dépollution. La forme du bassin et sa profondeur sont des paramètres importants tout comme l'hydraulique des organes d'entrée et de sortie qui vont conditionner cette efficacité.

Considérant une vitesse de chute « moyenne » des particules chargées de pollution de 0,5 m/h, il apparaît tout simplement que plus le bassin est profond, plus il faudra attendre pour aboutir la décantation. Or il n'est pas souhaitable de laisser ces eaux décanter plus d'une dizaine d'heures pour éviter les phénomènes de fermentation. Donc un bassin de dépollution ne doit pas être trop profond.

Intégrer le débit surfacique : inférieur à 2 m/h. (FNDAE n°6 1988<10m/h) ?????

Par ailleurs, l'alimentation et la vidange doivent être hydrauliquement éloignées le plus possibles et doivent également limiter les turbulences pour ne pas contrarier la décantation.

PRISE EN COMPTE DE L'ENTRETIEN DANS LA CONCEPTION DES BASSINS DE RETENTION (DL VALIDE LE 12/10/2011)

Quel que soit le type de bassin, la retenue d'un plan d'eau provoque de la sédimentation. Sans entretien, un bassin finira par se combler sur le long terme et provoquera de nombreuses nuisances.

Un bassin doit être implanté en site accessible et son entretien doit être réalisé régulièrement par son propriétaire, ce qui garantit son bon fonctionnement sur la durée. L'entretien de bassins publics se situant sur une parcelle privée est très difficile à maîtriser. La collectivité doit pour cela établir une convention de servitude avec le particulier, sinon l'ouvrage risque d'être laissé à l'abandon.

Dans tous les cas, le bassin doit être conçu pour permettre de gérer le phénomène de sédimentation :

- par l'aménagement d'accès pour des engins de nettoyage et de curage pour les bassins à l'air libre,

- par des systèmes de rinçage du radier et de récupération des dépôts, pour les bassins enterrés.

L'accès au dispositif d'évacuation du débit de fuite doit être possible en permanence, même par temps de pluie, pour permettre de le désobstruer si nécessaire.

Les bassins végétalisés demandent un travail régulier d'entretien de la végétation.

4.4. EXEMPLES

L'objectif est de montrer que la densité d'urbanisation ne s'oppose pas à la gestion à la source.

CAS D'UN SECTEUR PEU DENSE (I.E. 30% D'IMPERMEABILISATION)

CAS D'UN SECTEUR MOYENNEMENT DENSE (I.E. 50% D'IMPERMEABILISATION)

CAS D'UN SECTEUR TRES DENSE (I.E. PLUS DE 70% D'IMPERMEABILISATION)