



Chapitre

3

La conception d'un réseau collectif

- 3.1 - Les principaux documents de référence**
- 3.2 - La conception hydraulique**
- 3.3 - La conception mécanique**
- 3.4 - L'implantation des ouvrages de visite, de branchement ou d'inspection**
- 3.5 - La qualité de l'ouvrage**

3.1 - Les principaux documents de référence

3.1.1 - Les normes

NF P 11-300

Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières

NF P 98-331

Tranchées : ouverture, remblayage, réfection

NF EN 752-2

Réseaux d'évacuation et d'assainissement à l'extérieur des bâtiments

Partie 2 : Prescriptions de performances

NF EN 752-3

Réseaux d'évacuation et d'assainissement à l'extérieur des bâtiments

Partie 3 : Établissement de l'avant projet

NF EN 752-4

Réseaux d'évacuation et d'assainissement à l'extérieur des bâtiments

Partie 4 : Conception hydraulique et considérations liées à l'environnement.



3.1.2 - Les textes officiels

“Ouvrages d’assainissement”

Fascicule n° 70 (novembre 2003) du Cahier des Clauses Techniques Générales (CCTG).

Titre I : Réseaux - Titre II : Ouvrages de recueil, de stockage et de restitution des eaux pluviales

Instruction technique relative aux réseaux d’assainissement des agglomérations

Circulaire interministérielle INT 77-284 du 22 juin 1977

La ville et son assainissement

Principes, méthodes et outils pour une meilleure intégration dans le cycle de l’eau
CERTU, octobre 2003

3.1.3 - Les ouvrages et publications

Les réseaux d’assainissement, calculs, applications, perspectives

Technique et documentation, 1997

R. Bourrier

Performances hydrauliques des canalisations d’assainissement

Publication technique du CERIB n° 119, 1998

F. Dutruel, D. Grisot

Campagne de mesures hydrauliques sur des réseaux d’assainissement en béton et en PVC

Publication du CERIB, référence DDE 24

La nouvelle méthode de dimensionnement mécanique des canalisations d’assainissement

Publication technique du CERIB n° 106

F. Dutruel, G. Degas

Essais préalables à la réception des réseaux d’assainissement

Guide de bonne pratique des essais d’étanchéité

FIB, Canalisateurs de France, SYNCRA, ASTEE, CIMBETON, CERIB

3.2 - La conception hydraulique

3.2.1 - Considérations d'ordre général

La conception hydraulique du réseau consiste dans un premier temps à évaluer le débit des effluents puis à dimensionner les ouvrages, en tenant compte des perspectives d'évolution de la collecte et du degré de protection contre les inondations.

Le concepteur s'appuie sur les textes suivants : les normes NF EN 752-2, NF EN 752-3, NF EN 752-4, l'Instruction Technique INT 77-284, l'ouvrage "La ville et son assainissement" du CERTU.

D'une manière générale, la conception hydraulique doit prendre en considération les critères suivants :

- protection contre la mise en pression (dans le cas d'un réseau gravitaire) et protection contre les inondations ;
- protection contre la pollution.

La conception du réseau doit en effet être telle que le milieu récepteur soit protégé contre le dépassement de sa capacité d'autoépuration. Elle doit prendre en considération les aspects physique, chimique, biochimique, bactériologique, visuel et olfactif.

La conception hydraulique constitue une étape clé puisqu'elle conditionne le bon fonctionnement du réseau, de manière durable. Ses objectifs principaux sont :

- **d'anticiper au mieux les éventuelles extensions du réseau en amont ;**
- **d'appliquer les conditions d'autocurage (vitesse minimale et donc pente minimale) permettant d'éviter les obstructions, la formation d'H₂S et leurs conséquences ;**
- **d'éviter les mises en charge et les débordements en assurant la protection du milieu contre la pollution selon sa sensibilité.**

3.2.2 - Calcul des débits d'eaux usées

3.2.2.1 - Eaux usées domestiques

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

En règle générale, il convient de tenir compte :

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

À défaut de disposer d'une information exacte, on peut admettre, compte tenu des débits parasites et des besoins publics courants, que le débit moyen journalier prévisible se situe dans une fourchette de 200 à 250 litres par habitant et par jour. Ainsi, compte tenu du nombre d'usagers raccordés en amont, il est possible d'estimer le débit moyen journalier Q_m *** à considérer en un point du réseau. Il convient aussi de tenir compte du fait qu'à certaines périodes de la journée, la consommation d'eau peut être beaucoup plus forte que celle correspondant au débit moyen. On applique alors un coefficient appelé coefficient de pointe P . La valeur de ce coefficient, qui peut atteindre 4 en partie amont du réseau, va en décroissant en aval, lorsque le nombre de raccordés augmente. Sa valeur peut être calculée à partir de la formule suivante, proposée dans l'Instruction Technique INT 77-284 :

$$P = a + \frac{b}{\sqrt{Q_m}}$$

dans laquelle, Q_m est exprimé en litres par seconde.

Les valeurs de a et de b sont prises respectivement égales à 1,5 et 2,5.

* Schéma Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme

** Plan d'Occupation des Sols

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

3.2.2.2 - Eaux usées industrielles autorisées

L'évaluation des débits doit prendre en compte d'une part les industries existantes et d'autre part, celles qui s'installeront dans des parcelles déjà viabilisées. Pour ces dernières, l'estimation des débits est plus délicate car ils peuvent varier considérablement suivant la nature des activités, les processus utilisés, les recyclages éventuels. Lorsque le lotissement industriel n'est pas affecté a priori, il y a lieu de s'appuyer sur des valeurs moyennes de consommation d'eau dont les plus fréquentes se situent dans une fourchette de rejet de l'ordre de 30 à 60 m³ par jour par hectare loti (m³/j/haL).

On peut distinguer trois catégories :

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

Nota : Le coefficient de pointe calculé comme le rapport entre le débit de pointe horaire et le débit moyen horaire (calculé sur le nombre d'heures de travail) peut varier de 2 à 3.

3.2.3 - Calcul des débits d'eaux pluviales

3.2.3.1 - Principaux critères de dimensionnement

- La période de retour de l'événement pluvial

Les ouvrages d'assainissement doivent assurer un degré de protection suffisant contre les inondations ou la mise en pression des réseaux. Le degré de protection à assurer est un compromis entre l'aspiration à une protection absolue qui est économiquement irréalisable compte tenu du caractère aléatoire des événements pluvieux, et le souci de limiter le coût de l'investissement. On est ainsi amené à apprécier le caractère plus ou moins exceptionnel des

orages par leur fréquence de dépassement F ou encore par leur période de retour $T = 1 / F$.

Le choix de la période de retour est effectué par l'autorité compétente (généralement le maître d'ouvrage) en fonction :

- du risque pour les riverains ;
- du risque pour l'environnement de l'ouvrage ;
- du risque pour l'ouvrage ;

en considérant que le degré de protection est d'autant plus élevé que la période de retour est longue.

Pour les petits projets et en l'absence de spécification de l'autorité compétente, il convient d'utiliser les critères du tableau ci-dessous extrait de la norme NF EN 752. Deux critères peuvent être choisis pour déterminer la période de retour : la prévention des inondations et/ou la mise en pression des réseaux qui conduisent à des périodes de retour différentes.

Tableau n° 1 : Périodes de retour recommandées

Lieu	Période de retour de mise en pression du réseau en années	Période de retour d'inondation en années
Zones rurales	1	10
Zones résidentielles	2	20
Centres villes, zones industrielles ou commerciales		
	• avec contrôle d'inondation	30
• sans contrôle d'inondation	5	30
Métro, passages souterrains	10	50

À défaut de statistiques climatiques suffisamment complètes pour apprécier valablement l'intensité des précipitations exceptionnelles, l'Instruction Technique INT 77-284 propose, pour déterminer un ordre de grandeur du débit correspondant à une période de retour supérieure à 10 ans, de multiplier le débit de pointe de la période de retour 10 ans par un facteur f dont les valeurs sont les suivantes :

f	T
1,25	20 ans
1,60	50 ans
2,00	100 ans

- Le coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement est fonction principalement du type d'occupation du terrain mais aussi de la nature des sols, de leur degré de saturation en eau, de la pente du terrain. A titre indicatif, des exemples de valeurs extraites de l'ouvrage "Les réseaux d'assainissement" de Régis Bourrier sont portées dans le tableau ci-après :

Tableau n° 2 : Coefficient de ruissellement "c" : en fonction du type d'occupation des sols	
Type d'occupation des sols	Coefficient de ruissellement "c"
Habitations très denses	0,90
Habitations denses	0,60 à 0,70
Quartiers résidentiels	0,20 à 0,50
Revêtements modulaires à joints larges	0,60
Zones cultivées	0,10 à 0,35
Zones boisées	0 à 0,15

- La pente moyenne du bassin versant

Il s'agit de la pente moyenne estimée de l'ensemble du bassin versant. Elle correspond au rapport entre le dénivelé du plus long parcours de l'eau et le plus long parcours de l'eau lui même.

3.2.3.2 - Calcul des débits d'eau pluviales

Les trois principales méthodes de calcul sont les suivantes :

- Méthode de la norme NF EN 752-4

En l'absence de méthode spécifiée par l'autorité compétente, la norme NF EN 752-4 propose pour les aires d'au plus 200 hectares la méthode suivante : le débit de pointe est donné par la formule :

$$Q = c i A$$

Avec :

Q (l/s) : débit de pointe

c : coefficient de ruissellement compris entre 0 et 1

i (l/s/ha) : intensité pluviale fonction de l'analyse des données pluviométriques locales

A (ha) : aire recevant la chute de pluie mesurée horizontalement

Des valeurs appropriées pour “c” sont indiquées dans le tableau n° 3 :

Tableau n° 3 : Valeur du coefficient de ruissellement en fonction de la nature de l'aire raccordée		
Nature de l'aire raccordée	Coefficient de ruissellement “c”	Commentaires
Aires imperméables et toits très pentus	0,9 à 1,0	En fonction du stockage dans les zones de dépression
Vastes toits plats	0,5	Au-delà de 10 000 m ²
Petits toits plats	1,0	Moins de 100 m ²
Aires perméables	0,0 à 0,3	En fonction de la pente du terrain et de son revêtement

Cette méthode très simplifiée nécessite néanmoins la connaissance de l'intensité pluviale pour le site concerné.

- Méthode de l'Instruction Technique INT 77-284

La méthode proposée s'applique aux bassins versants d'une surface comprise entre 0,1 et 200 ha et considère trois régions de pluviométrie homogène pour le territoire national. Elle consiste à appliquer une formule distincte par région et par période de retour.

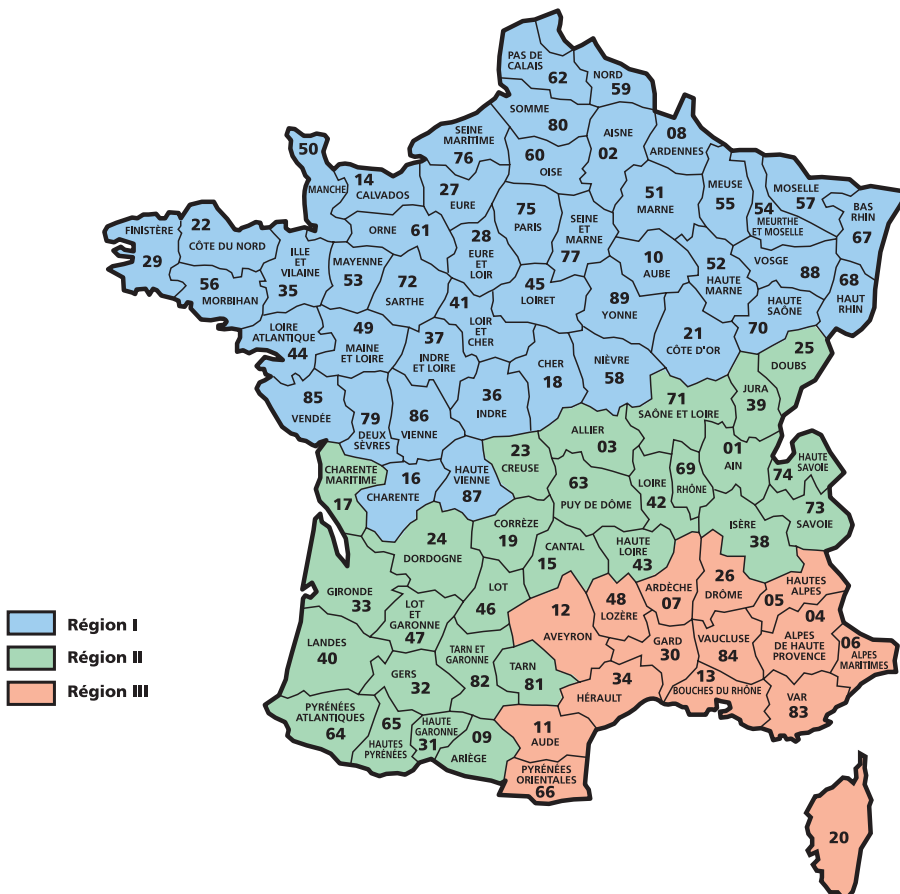


Figure 3 :
Carte des régions de pluviométrie homogène

Tableau n° 4 : Formules pour le calcul de Q selon l'INT 77-284

RÉGIONS	Périodes de retour T = 1/F	Formules superficielles en m³/s Q =			
I	10 ans	1,430	$I^{0,29}$	$c^{1,20}$	$A^{0,78}$
	5 ans	1,192	$I^{0,30}$	$c^{1,21}$	$A^{0,78}$
	2 ans	0,834	$I^{0,31}$	$c^{1,22}$	$A^{0,77}$
	1 an	0,682	$I^{0,32}$	$c^{1,23}$	$A^{0,77}$
II	10 ans	1,601	$I^{0,27}$	$c^{1,19}$	$A^{0,80}$
	5 ans	1,290	$I^{0,28}$	$c^{1,20}$	$A^{0,79}$
	2 ans	1,087	$I^{0,31}$	$c^{1,22}$	$A^{0,77}$
	1 an	0,780	$I^{0,31}$	$c^{1,22}$	$A^{0,77}$
III	10 ans	1,296	$I^{0,21}$	$c^{1,14}$	$A^{0,83}$
	5 ans	1,327	$I^{0,24}$	$c^{1,17}$	$A^{0,81}$
	2 ans	1,121	$I^{0,26}$	$c^{1,18}$	$A^{0,80}$
	1 an	0,804	$I^{0,26}$	$c^{1,18}$	$A^{0,80}$

Avec :

Q (m³/s) : débit de pointe

I (m/m) : pente moyenne du bassin versant

c : coefficient de ruissellement

A (ha) : aire exposée à la pluie

Exemple de calcul

Région I, période de retour (T = 10 ans), pente moyenne (I = 5 % soit 0,05 m/m), coefficient de ruissellement (c = 0,80) et aire exposée à la pluie (A = 2 ha).

Le calcul du débit Q s'effectue de la manière suivante :

$$Q = 1,430 \times 0,05^{0,29} \times 0,80^{1,20} \times 2^{0,78}$$

soit : **Q = 0,788 m³/s**

Nota : Pour des bassins complexes et/ou de grandes dimensions, on utilise des modèles de simulation numériques.

- Méthode des réservoirs linéaires

La méthode des réservoirs linéaires est reconnue comme étant la plus précise puisqu'elle prend en compte une distribution temporelle de l'intensité pluviale à partir d'une pluie de projet (ex. : intensité de pluie en forme de simple triangle en fonction du temps) ou d'une pluie réelle. De plus, contrairement aux méthodes précédemment évoquées, elle permet de tenir compte de l'effet réel de stockage du bassin versant. Sa mise en application nécessite une bonne connaissance de la pluviométrie locale et une modélisation informatique relativement simple à mettre en œuvre.

3.2.4 - Calcul de la section des canalisations

3.2.4.1 - Méthode de calcul hydraulique et paramètres de dimensionnement

La conception d'un réseau d'assainissement fait intervenir de multiples données liées, par exemple, à l'environnement et au choix des éléments constitutifs. Le concepteur d'un réseau d'assainissement détermine tout d'abord, pour les différentes mailles du réseau, les débits et les pentes, qui sont des contraintes du projet. Il calcule ensuite les diamètres (le plus souvent avec l'hypothèse d'une canalisation pleine) avant de sélectionner le matériau constitutif des tuyaux d'assainissement.

La norme NF EN 752-4 propose d'utiliser deux types de formules :

- Formule de Manning Strickler

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

Avec :

- V** (m/s) : vitesse de l'effluent
- K** : coefficient global d'écoulement
- R** (m) : rayon hydraulique défini comme le rapport de la section d'écoulement au périmètre mouillé
- I** (m/m) : pente de la canalisation
- S** (m²) : section d'écoulement
- Q** (m³/s) : débit volumique de l'effluent



- Formule de Colebrook

$$V = -4 \sqrt{2gRI} \cdot \log_{10} \left[\frac{k}{14,84R} + \frac{2,51v}{8R \sqrt{2gRI}} \right] \quad \text{et} \quad Q = S.V$$

Avec :

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

g (m/s²) : accélération terrestre = 9,81

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

I (m/m) : pente de la canalisation

k (m) : rugosité équivalente de la canalisation (paramètre non mesurable)

v (m²/s) : viscosité cinématique de l'effluent (on admet en général 1,30.10⁻⁶ m²/s pour l'eau à 10 °C)

S (m²) : section d'écoulement

Q (m³/s) : débit de l'effluent

Les conditions d'établissement des réseaux d'assainissement conduisent généralement à étudier un écoulement qui se situe dans la zone de transition entre un écoulement turbulent lisse et un écoulement turbulent rugueux. Pour ce type d'écoulement, il faudrait tenir compte de la viscosité de l'effluent et de la rugosité des parois (par l'intermédiaire de K ou k et v).

Notons que la formule de Colebrook, d'un emploi plus délicat, est la seule à introduire directement les caractéristiques de l'effluent grâce à la viscosité v. Cependant, compte tenu de sa simplicité d'application, c'est la formule de Manning Strickler qui est le plus souvent utilisée. Les caractéristiques de l'effluent ainsi que le

L'attention du concepteur est attirée sur le fait que, lors de la détermination du diamètre d'une canalisation, seuls interviennent les paramètres suivants :

- le débit à véhiculer (en anticipant les éventuelles extensions du réseau en amont) ;
- la pente et les éventuelles pertes de charge singulières ;
- la nature de l'effluent.

Rappelons, en effet, que les pertes de charge dans les canalisations sont définies dans la norme NF EN 752-4 et qu'elles sont indépendantes de la nature du matériau utilisé.

régime d'écoulement seront donc implicitement pris en compte dans le paramètre K. Dans cette formule simplifiée, le coefficient global d'écoulement K intègre un grand nombre de paramètres et notamment :

- les caractéristiques des tuyaux et donc, la rugosité absolue des tuyaux en service*, le nombre de joints et la façon dont ils assurent la continuité géométrique de la canalisation, les diamètres intérieurs et leurs éventuelles déformations (ex. : ovalisation) ;
- la nature de l'effluent (ex. : eaux usées ou eaux pluviales), sa température, la quantité de matières solides véhiculées et les éventuels dépôts, l'air contenu ;
- la qualité de la pose et notamment, les changements de pente, voire les contre-pentes ou les désalignements, qui peuvent apparaître pendant la durée de vie de l'ouvrage ;
- les points singuliers du réseau tels que changements de direction éventuels (ex. : coudes) et la qualité des raccordements au niveau des regards et des branchements ;
- les taux de remplissage ;
- la qualité et la périodicité de l'entretien.

Le choix du concepteur réside donc principalement dans les coefficients K ou k. Il dispose à cet effet, de deux textes de référence :

- sur le plan réglementaire, l'Instruction Technique INT 77-284, qui ne fait pas de distinction explicite entre les différents matériaux ;
- la norme NF EN 752-4, établie par des experts de 18 pays européens, qui préconise le choix de valeurs comprises entre 70 et 90 pour K et entre 0,03 et 3 mm pour k, sans faire de distinction entre les matériaux.

Des incertitudes peuvent toutefois subsister dans l'esprit du concepteur, compte tenu du fait qu'il est possible de trouver dans la littérature technique générale quelques valeurs contradictoires. Les différentes valeurs de K correspondantes, basées quelquefois sur des essais anciens et/ou peu représentatifs (ex. : très petits diamètres, canalisations de fabrication très ancienne, canaux à ciel ouvert, éléments en maçonnerie, canalisations en charge, etc.), ont été reprises successivement par certains auteurs s'appuyant ou non sur des justifications expérimentales. Or, par souci de simplification, cette disparité dans les valeurs de K et de k est le plus souvent identifiée comme résultant essentiellement de la "rugosité". Une telle approche conduit à une

* La rugosité en service est différente de la rugosité initiale des tuyaux neufs. En effet, les parois se recouvrent très rapidement d'une pellicule grasse constituée d'une biomasse que l'on qualifie de biofilm.

exploitation commerciale par des fabricants de tuyaux qui attribuent à leurs produits et ce, de façon inexacte, des performances hydrauliques irréalistes. **Ce choix conduit à un sous-dimensionnement du réseau qui peut alors entraîner de très graves conséquences telles que des inondations.** Il semblait donc nécessaire, pour lever définitivement ces incertitudes, de rechercher des résultats expérimentaux nouveaux s'ils existaient et de les valider par une campagne d'essais.

Résultats de l'étude menée par la Compagnie nationale du Rhône (CNR)

L'étude bibliographique réalisée préalablement à cette expérimentation fut délicate puisque, par souci d'objectivité, ne devaient être retenus que les résultats d'essais parfaitement comparatifs appliquant, pour des matériaux différents, un même protocole. Il semble qu'une seule étude récente, réalisée à l'université d'Alberta (Canada) par D.K. May, A.W. Peterson et N. Rajaratnam, permette une comparaison directe entre matériaux. Elle concerne des diamètres de canalisations inférieurs à 500 mm. Compte tenu d'une marge d'erreur annoncée de 10 % sur les résultats, les auteurs précisent qu'en dépit des différences de texture entre les tuyaux testés (PVC et béton), les coefficients K de Manning Strickler sont comparables. Les auteurs précisent par ailleurs, que leurs résultats sont en accord avec des essais plus anciens tels que ceux réalisés par Neale et Price (1964), par Bloodgood et Bell (1961) et enfin, par Straub.

Pour conforter ces résultats et notamment, ceux réalisés par l'université d'Alberta, il paraissait souhaitable d'entreprendre une nouvelle campagne expérimentale comparative avec des diamètres plus importants, qui correspondent à des sections couramment utilisées dans les réseaux. Ces essais ont été réalisés en 1996 par la Compagnie nationale du Rhône avec des canalisations présentant des rugosités apparentes réputées différentes : canalisations en béton et canalisations en PVC. Le choix s'est porté sur un diamètre inté-

rieur de 600 mm. C'est en effet, la seule gamme commerciale pour laquelle les diamètres intérieurs en béton et en PVC sont identiques. Ce choix a ainsi permis de s'affranchir du paramètre diamètre, qui selon certains auteurs, influence le coefficient K. Compte tenu des précautions prises quant à la qualité des mesures et aux conditions expérimentales, ces essais comparatifs démontrent que pour un taux de remplissage avoisinant les 93 % (taux qui correspond sensiblement au débit maximal pour une section circulaire), le débit dans les canalisations en béton est quasiment identique à celui transitant dans les canalisations en PVC : les coefficients K calculés sont en effet de 94 ± 3 pour le PVC et de $93,4 \pm 1,9$ pour le béton.

La convergence des textes réglementaires et normatifs (Instruction Technique INT 77-284 et norme NF EN 752-4) ainsi que les résultats des essais récents réalisés par l'université d'Alberta (Canada) et par la Compagnie nationale du Rhône, confirment donc qu'il est injustifié de relier le choix d'une valeur de coefficient d'écoulement à celui du matériau constitutif des canalisations courantes actuelles. Rappelons que l'étude expérimentale réalisée par la CNR portait essentiellement sur l'évaluation du coefficient K de Manning Strickler. Toutefois, l'analyse des résultats a permis de préciser la valeur du coefficient k de Colebrook correspondant. Ainsi, dans les conditions d'essai retenues, pour le débit maximal, la valeur du coefficient de rugosité équivalente k est de l'ordre de 0,2 mm quel que soit le matériau.



Etude expérimentale réalisée par la CNR

Il convient par ailleurs, de souligner que le concepteur qui doit choisir le coefficient global de perte de charge est incité à la prudence par l'Instruction Technique INT 77-284, en particulier dans les zones fortement urbanisées et dépourvues de relief. En fait, le concepteur doit intégrer toutes les incertitudes relatives à la réalité du projet (qualité de la pose, évolution du sol, nature des effluents, etc.) et anticiper l'évolution du réseau (extensions, branchements futurs). Le coefficient de sécurité à prendre en compte justifie alors les valeurs de la norme NF EN 752-4 qui correspondent à une minoration que l'on estime en général comprise entre 5 et 20 % par rapport aux valeurs expérimentales obtenues.

Cette recommandation est confortée par les résultats obtenus dans le cadre d'une comparaison des performances hydrauliques en service de canalisations en béton et en PVC (Publication technique du CERIB, réf. DDE 24). Il s'agissait de mesurer les performances hydrauliques de canalisations d'assainissement en service, constituées de matériaux différents (en béton et en PVC), afin de déterminer l'influence éventuelle de la nature du matériau sur la performance de l'écoulement. Les mesures qui ont été réalisées par la SAFE-GE ont porté sur des canalisations de diamètre 400 mm posées en 1994. L'évaluation de la performance hydraulique s'est effectuée au moyen du coefficient K de Manning Strickler. Les mesures ont été réalisées sur deux sites :

- site de Trignac - 44 (canalisation en PVC)
- site de Jouha - 44 (canalisation en béton).

Une inspection télévisée préalable a démontré que les deux réseaux étaient en très bon état (aucune anomalie hydraulique ou structurelle). Les valeurs de K obtenues d'une part, sur le site de Trignac et d'autre part, sur le site de Jouha, ne présentent aucun écart significatif. Ces valeurs sont en effet comprises entre 45 à 75 pour le béton et entre 50 et 75 pour le PVC.

3.2.4.2 - Vitesses limites

Protection contre la septicité

L'émanation d'hydrogène sulfuré (H_2S) a pour origine, les composants soufrés contenus dans les effluents qui sont décomposés, par les bactéries présentes dans le réseau, en sulfure puis en H_2S lorsqu'il n'y a pas assez d'oxygène (ex. : réseau en refoulement, temps de séjour trop important, etc.).

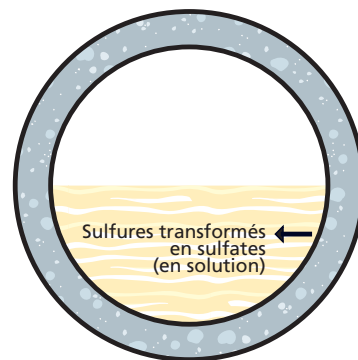
Les eaux résiduaires domestiques contiennent en effet, de nombreux composés soufrés qui sont essentiellement des sulfates ou des sulfonates (issus des produits détergents).

Dans le cas d'un effluent aéré (ex. : $O_2 > 1 \text{ mg/l}$), les sulfures diffusent du biofilm vers l'effluent et sont oxydés en sulfates grâce à l'oxygène dissous contenu dans l'effluent. Ils se retrouvent donc en solution sous forme de sulfates et il n'y a pas production d'hydrogène sulfuré (cas 1).

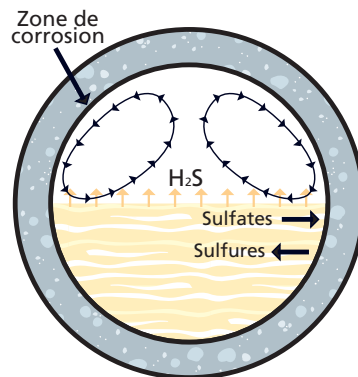
Dans le cas d'un effluent pauvre en oxygène (ex. : $O_2 < 0,1 \text{ mg/l}$), les sulfures ne sont pas tous oxydés en sulfates et l'augmentation de leur concentration conduit à la formation d' H_2S . Installées sur les parois internes des canalisations dans les zones où il y a condensation (notamment aux débouchés de refoulement), d'autres bactéries, les sulfato-bactéries, consomment l'hydrogène sulfuré pour leur métabolisme et l'oxydent sous forme d'acide sulfurique H_2SO_4 . À ce stade, le pH peut atteindre exceptionnellement des valeurs proches de zéro (cas 2).

En dehors des risques de dégradation des ouvrages (canalisations, installations de pompage, stations d'épuration, etc.), la présence d' H_2S dans les réseaux d'assainissement présente de réelles nuisances : odeur très désagréable pour les riverains mais surtout, risques d'intoxication et d'asphyxie pour le personnel d'inspection et d'entretien des installations. L'hydrogène sulfuré (H_2S) est en effet un gaz malodorant (odeur d'œuf pourri) qui peut entraîner des problèmes pulmonaires et digestifs en cas d'exposition prolongée dans un environnement de 10 à 20 ppm et même la mort à des concentrations de l'ordre de 500 ppm. De plus, il est explosif à partir d'une concentration de 4 % en volume dans l'air.

Dans tous les cas et ce, quelle que soit la nature des matériaux constitutifs du réseau, le maître d'ouvrage doit intervenir au niveau de la conception même du réseau (station



Cas 1 : $O_2 > 1 \text{ mg/l}$



Cas 2 : $O_2 < 0,1 \text{ mg/l}$

Figure 4 :
Principe de formation de l' H_2S

de relèvement, réduction du temps de séjour de l'effluent, ventilation, etc.) pour éviter la gêne des riverains et la détérioration des ouvrages en aval qui peut être très rapide (ex. : station d'épuration).

Au niveau des effluents, il existe plusieurs techniques éprouvées permettant de réduire la production de sulfures : un apport d'air, voire d'eau oxygénée, pour augmenter la quantité d'oxygène dissous, ou un traitement chimique à base de sulfate ferreux, de chlorure ferrique ou de chlorosulfate ferrique, sont parmi les plus pratiquées.

Autocurage

La norme NF EN 752-4 précise que dans les petits branchements (diamètre < 300 mm), la vitesse d'autocurage peut être en général atteinte en s'assurant que l'on a bien prévu, soit une vitesse de l'effluent d'au moins 0,7 m/s une fois par jour, soit une pente minimale de 1/DN.

L'Instruction Technique INT 77-284 fait une distinction en fonction du type de réseau. Elle précise que :

- dans les systèmes unitaires, les conditions d'autocurage sont réalisées avec des vitesses à pleine section de l'ordre de 1 m/s ;
- dans les réseaux d'eaux pluviales, les conditions liées à la septicité sont moins sévères, les pentes limites peuvent alors être plus faibles.

L'apparition d'hydrogène sulfureux (H₂S) dans les réseaux d'assainissement est un phénomène contre lequel il y a lieu de se protéger à plusieurs titres :

- **ce gaz est malodorant pour les riverains et dangereux pour les exploitants des réseaux ;**
- **il se manifeste par des phénomènes de corrosion sur les canalisations, sur les installations de pompage et sur les stations d'épuration.**

Le concepteur doit donc prendre en considération, le temps de séjour de l'effluent, la vitesse et les conditions des turbulences, la ventilation du réseau, la présence de sulfates, etc., voire envisager la mise en place de stations de relèvement. Des solutions curatives existent pour le traitement de l'effluent (oxygène, sulfate ferreux, etc.).

Risques d'érosion

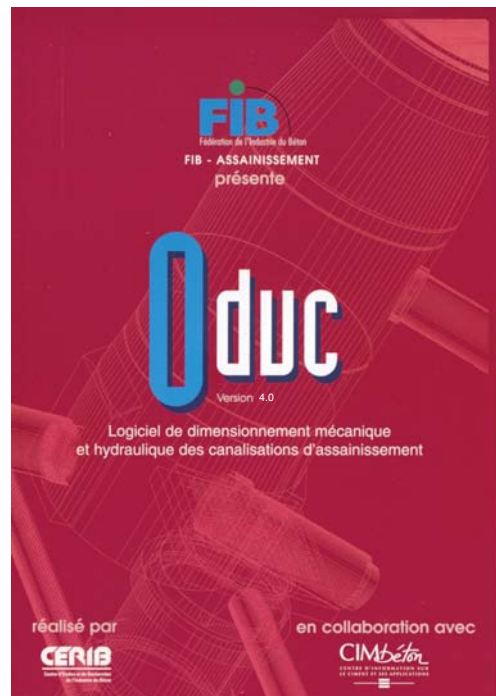
Dans les systèmes unitaires et les réseaux d'eaux pluviales, la vitesse de l'effluent doit être limitée pour préserver la sécurité du personnel d'exploitation et pour éviter les risques d'érosion prématurée. Une vitesse de l'effluent de l'ordre de 10 m/s est généralement considérée comme une limite supérieure. Une compacité élevée (ex. : tuyaux en BHP*), voire des revêtements de surface intérieurs à base de résine époxy par exemple, permettent d'améliorer sensiblement la résistance à l'érosion. Le cas échéant, des mesures visant à réduire la vitesse de l'effluent peuvent être envisagées (ex. : regards de chute accompagnée).

3.2.4.3 - Outils de calcul

Des logiciels tels que le logiciel de calcul "Oduc V4", développé par le CERIB, permettent de déterminer d'une part, le débit des eaux de ruissellement à l'aval d'un bassin versant et d'autre part, le diamètre convenable en fonction de la pente, du taux de remplissage et du débit. Il permet également de déterminer le volume des réservoirs de stockage/restitution.

Le calcul du bassin versant est effectué par ce logiciel selon les trois méthodes suivantes :

- méthode de la norme NF EN 752-4 ;
- méthode de l'Instruction Technique INT 77-284 ;
- méthode des réservoirs linéaires.



Logiciel Oduc

Le calcul des canalisations applique la formule de Manning Strickler, conformément à la norme NF EN 752-4.

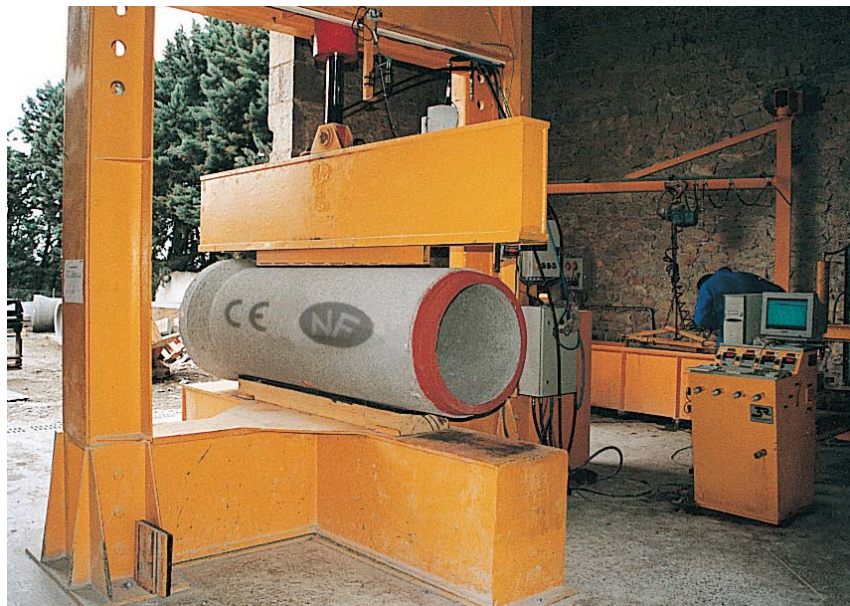
*Béton à Hautes Performances

3.3 - La conception mécanique

Les canalisations d'assainissement, qui sont le plus souvent enterrées, sont soumises en service à un grand nombre d'actions d'ordre mécanique : poids propre, poids de l'effluent, charge due au remblai, charges de surface, etc. Le dimensionnement mécanique consiste, d'une manière générale, à choisir la classe de résistance des canalisations ou l'ovalisation maximale et les conditions de mise en œuvre appropriées conférant à l'ouvrage la pérennité souhaitée.



Essai de résistance mécanique



La méthode de calcul du fascicule n° 70 s'est affinée au fil des versions successives. Les principales évolutions de la version 2003, par rapport à la version 1992, portent sur les points suivants :

- données géotechniques mieux précisées grâce à l'apport de l'étude géotechnique préalable rendue obligatoire et à la charge du maître d'ouvrage ;
- caractéristiques des sols mieux définies et rendues homogènes avec la norme NF P 98-331 et apparition du niveau de densification q4 (95 % de l'OPN Optimum Proctor Normal) ;
- introduction d'une loi de variation linéaire entre le module du sol en place et le module du matériau d'enrobage de la canalisation ;
- introduction de nouveaux types de canalisations : béton fibré acier, polyéthylène, plastique renforcé verre et polypropylène ;
- introduction de nouveaux matériaux de remblaiement : gravette et matériaux autocompactants liés ;
- augmentation des largeurs minimales de tranchée afin, d'une part, d'améliorer les conditions de travail des poseurs et d'autre part, de faciliter les conditions d'atteinte des objectifs de compacité.

Le comportement mécanique à long terme d'une canalisation enterrée résulte de sa résistance propre et de l'évolution éventuelle de son environnement géotechnique. Le respect des points suivants est donc primordial :

- **une bonne connaissance des sols en place et des paramètres correspondants (résultats de l'étude géotechnique) ;**
- **un choix réaliste des paramètres de calcul tenant compte des réalités du chantier (matériaux d'enrobage, charges d'exploitation, conditions de retrait du blindage, conditions de compactage, etc.) ;**
- **la prise en compte des charges d'exploitation et des charges exceptionnelles de chantier ;**
- **l'anticipation des éventuelles augmentations de la hauteur du remblai.**

3.3.1 - Études géotechniques préalables

Tenant compte du fait que le comportement à long terme d'un ouvrage enterré est directement lié au comportement de son environnement géotechnique et en particulier, à la stabilité du sol de fondation, on conçoit l'importance que revêtent les études géotechniques préalables. En effet, les désordres constatés sur les réseaux sont souvent dus aux mouvements du sol environnant, à des évolutions (ex. : tassements) ou à des caractéristiques du sol mal appréhendées.

C'est pour répondre à cette préoccupation que le nouveau fascicule 70 impose au maître d'ouvrage de faire réaliser une étude géotechnique préalable à l'étude du projet. Au stade d'un projet, l'évaluation de la résistance du sol de fondation et de l'amplitude des tassements potentiels par remaniement du sol sous le fond de fouille et par consolidation est nécessaire afin d'éviter les désordres structurels (contre-pentes, déboîtements, etc.) et par suite, les pertes d'étanchéité. Les risques correspondants sont particulièrement sensibles en présence d'une nappe phréatique, dans le cas des alluvions fines compressibles (limons, sables, argiles, marnes) et dans le cas des sols de résistance moyenne (craie, sables fins). Dans tous les cas, une étude géotechnique de phase 1 au sens du fascicule n° 70 est le minimum nécessaire.

Les trois phases d'une étude géotechnique au sens du fascicule n° 70 sont les suivantes :

PHASE 1 :

La première phase consiste en une approche globale du site basée sur les cartes géologiques, l'expérience antérieure, les dossiers archivés, les enquêtes, les levés de terrain, etc. A ce stade, il n'est pas prévu de reconnaissance in situ sauf, éventuellement, en complément, par quelques sondages à la pelle mécanique. Dans la majorité des cas, l'étude se limite à cette phase et doit être en mesure, dès ce stade, d'interpréter les résultats et d'apporter des réponses positives aux différentes questions qui figurent dans le contenu de l'étude, à savoir : absence de risque de tassement préjudiciable, utilisation de la méthode d'exécution usuelle, absence de difficulté de terrassement et réutilisation possible des déblais.

Au-delà d'un certain degré de difficulté (essentiellement en présence d'eau), les risques et les contraintes géotechniques sont tels qu'ils ne peuvent être appréciés sans passer par des investigations et des mesures directes, in situ, des caractéristiques géotechniques. Dans ce cas, la phase 1 constitue une phase préliminaire de l'étude et se conclut par la nécessité d'engager la phase 2.

PHASE 2 :

La phase 2 consiste à effectuer une reconnaissance à partir des techniques géophysiques, de sondages, d'essais in situ et d'essais de laboratoire et à l'interpréter de façon à ce que le contenu de l'étude ait les mêmes objectifs que précédemment.

Associée à la phase 1, la phase 2 marque la fin de l'étude géotechnique dans le cas général.

PHASE 3 :

Elle est réservée au traitement de problèmes spécifiques ou de risques peu fréquents, ce qui nécessite des moyens et des méthodes particulières. A titre d'exemple, on peut citer le dimensionnement d'un rabattement par puits drainants, la localisation précise de cavités souterraines, la caractérisation de la résistance de sols rocheux, etc.

L'examen des données géotechniques issues des phases 1, 2 ou 3 peut, dans certains cas, amener le maître d'ouvrage à intervenir au niveau des points suivants :

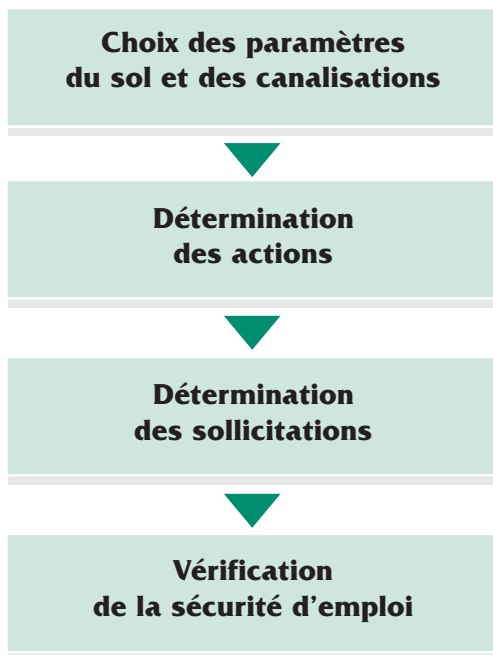
- définition du projet (optimisation des tracés et profils, etc.), prise en compte de l'environnement géotechnique ;
- mise en œuvre des canalisations (talutage de la tranchée, blindage, rabattement, etc.) ;
- choix des matériaux d'enrobage des canalisations et de remblai (réemploi des matériaux extraits, sensibilité à l'eau, etc.).

3.3.2 - Principe du calcul mécanique et exemples de calculs

La méthode de calcul est définie dans le fascicule n° 70 du CCTG. Elle s'applique aux canalisations en béton, béton armé, béton fibré acier, fonte, PVC, grès, polyéthylène, plastique renforcé verre, thermoplastique à paroi structurée et polypropylène :

- qui sont mises en œuvre de façon traditionnelle dans des tranchées ou sous remblai, sur un lit de pose continu ;
- qui sont enterrées à des hauteurs de couverture sous chaussée supérieures ou égales à 0,80 m ;
- qui entrent dans un réseau à écoulement gravitaire, la pression hydraulique ne dépassant pas 4 m d'eau (0,04 MPa) ou, à défaut, la pression d'épreuve étant limitée au débordement des regards conformément à la norme NF EN 1610 ;
- pour lesquelles la température des effluents transportés est réputée conforme à celle fixée par l'Instruction Technique INT 77-284, soit inférieure à 35 °C.

L'organigramme général de la méthode de calcul est le suivant :



Le calcul des actions dues au remblai s'effectue selon la théorie de Marston. Cette théorie suppose qu'il existe au sein du remblai des "plans de glissement" le long desquels apparaissent des forces de frottement qui augmentent ou réduisent la charge sur la canalisation selon leur direction et leur intensité. Ces forces de frottement sont liées d'une part, au type de pose (voir figures 5 et 6) et d'autre part, à la rigidité de la canalisation.

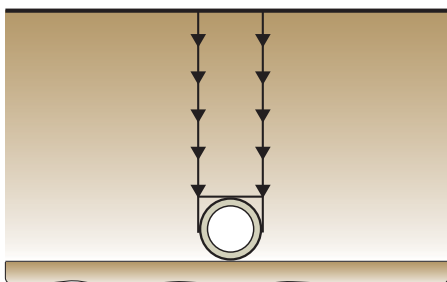


Figure 5 :
Pose en remblai indéfini
(cas d'une canalisation en béton)

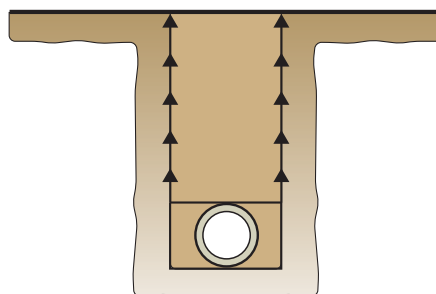


Figure 6 :
Pose en tranchée étroite
(cas d'une canalisation en béton)

La connaissance de la position des plans de frottement, de la direction de ces frottements et l'écriture de l'équilibre mécanique du milieu constitué par la canalisation et le sol environnant, permettent alors de calculer la pression p_r sur la canalisation, qui s'exprime de la manière suivante :

$$p_r = C \gamma H \text{ (en kN/m}^2\text{)}$$

Avec :

γ (kN/m³) : poids volumique du remblai

H (m) : hauteur de remblai au-dessus de la génératrice supérieure de la canalisation

C : coefficient de concentration, appelé coefficient de Marston, qui prend en compte l'influence des frottements sur la pression p_r

Le calcul de l'action due aux charges roulantes s'effectue selon la théorie de Fröhlich en considérant soit l'effet du convoi Bc (convoi de camions de 30 t) défini par le fascicule n° 61 du CCTG "Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art", soit les charges définies dans l'Eurocode 1 "Actions sur les structures". Les coefficients de majoration, tenant compte des effets dynamiques, sont issus de travaux expérimentaux réalisés en vraie grandeur par le CERIB et repris par la réglementation française.



**Tranchée
Pose de tuyaux d'assainissement en béton
dans une tranchée blindée**

Le modèle de calcul des sollicitations prend en compte les effets de second ordre (phénomène de flambement). Dans cette approche, le sol est supposé élastique et modélisé par une infinité de ressorts appliqués normalement à la paroi du tuyau (hypothèse de Winkler). Sous certaines conditions de chargement (profondeur importante, nappe phréatique, etc.) et en fonction de la rigidité de la canalisation concernée, il existe une pression extérieure critique au-delà de laquelle apparaît une instabilité de forme appelée "flambement".

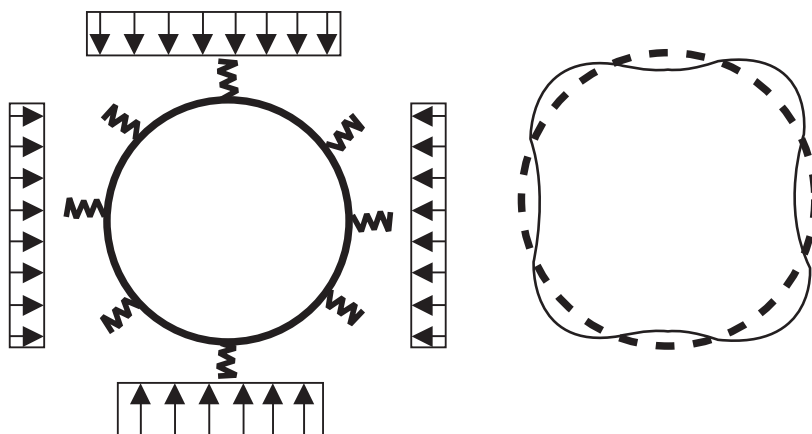


Figure 7 :

Modèle de Winkler et schéma de flambement d'une canalisation flexible

Le phénomène apparaît en particulier dans le cas des canalisations à comportement flexible. Il se traduit par un fort accroissement des contraintes dans la paroi de la canalisation au droit des ondes.

La vérification de la sécurité d'emploi fait appel aux notions d'états limites (états limites de service et états limites ultimes).

La méthode appliquée tient compte notamment :

- du comportement rigide ou flexible de la canalisation ;
- de la nature et des caractéristiques des matériaux de remblai et du sol environnant ;
- de la qualité du compactage dans la zone d'enrobage ;
- de la présence éventuelle d'une nappe phréatique ;
- des conditions d'exécution de la tranchée, du type de blindage et de ses conditions de retrait.

D'une manière générale et conformément aux souhaits de ses auteurs, cette méthode tend à privilégier les bonnes conditions d'exécution des travaux et à pénaliser les mauvaises conditions, comme en témoignent les exemples d'application traités dans les paragraphes suivants.

3.3.2.1 - Influence de la nature du sol constituant l'enrobage

La méthode de calcul du fascicule n° 70 distingue différents groupes de sols par référence à la norme NF P 11-300 "Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières". L'exemple traité ci-après met particulièrement en évidence l'influence du choix du matériau d'enrobage sur les résultats. Il montre aussi que cette influence est d'autant plus grande que la canalisation est plus flexible.

Exemple de l'influence de la nature de l'enrobage

Canalisation de diamètre 500 mm, posée sous remblai indéfini, compacté contrôlé et non validé, sans charge roulante, avec une hauteur de remblai de 3 m.

Nota : les critères de dimensionnement sont :

- Fr (résistance à la rupture garantie exigible) pour les canalisations à comportement rigide ;
- Ov (ovalisation à court terme) pour les canalisations à comportement flexible.

	Sol de groupe 1	Sol de groupe 4	Ecart
Cas d'une canalisation en béton armé	Fr = 28,6 kN/m	Fr = 48,6 kN/m	+ 70 %
Cas d'une canalisation flexible (CR8)	Ov = 1,29 %	Ov = 4,52 %	+ 250 %

CR : classe de rigidité

Ce paramètre caractérise la rigidité des canalisations flexibles.

CR 8 correspond à une classe de rigidité de 8 kN/m².

3.3.2.2 - Influence des conditions de compactage

Quatre niveaux de qualité de compactage sont considérés dans le fascicule n° 70 :

- n° 1 : mise en place non contrôlée.
- n° 2 : compacté, contrôlé et non validé
- n° 3 : compacté, contrôlé et validé q5* (90% de l'OPN en moyenne)
- n° 4 : compacté, contrôlé et validé q4* (95% de l'OPN en moyenne)

*q4 et q5 sont des niveaux de densification définis dans la norme NF P 98 331.

Cet exemple met en évidence l'influence déterminante (principalement pour les canalisations flexibles) du niveau de densification de la zone d'enrobage de la canalisation.



Compactage

Exemple de l'influence de la qualité du compactage sur les résultats

Canalisation de diamètre 500 mm, posée sous remblai indéfini (sol de groupe 3), sans charge roulante, avec une hauteur de couverture de 3 m.

Qualité du compactage	n° 3	n° 1	Ecart
Cas d'une canalisation en béton armé	Fr = 24,7 kN/m	Fr = 35,09 kN/m	+ 42 %
Cas d'une canalisation flexible (CR8)	Ov = 1,00 %	Ov = 2,66 %	+ 166 %

Afin de préserver la sécurité des opérateurs et de faciliter les opérations de compactage, la version 2003 du fascicule n° 70, en accord avec la norme NF EN 1610, prévoit des largeurs minimales de tranchées supérieures à celles de la version de 1992. De plus, ces valeurs minimales tiennent compte du type de blindage. Il convient de souligner que le respect sur chantier des largeurs de tranchées prescrites au CCTP est impératif. En effet, la charge due au poids du remblai est fonction de la largeur de tranchée.

3.3.2.3 - Influence de la présence d'une nappe phréatique

La présence d'une nappe phréatique dans l'environnement de la canalisation conduit à une décompression du remblai dont l'influence se révèle déterminante, particulièrement dans le cas des canalisations à comportement flexible.

Exemple de l'influence de la nappe phréatique

Canalisation de diamètre 500 mm, posée sous remblai indéfini (sol de groupe 3), compacté, contrôlé et validé, sans charge roulante, avec une hauteur de couverture égale à 3 m.

	Sans nappe	Avec nappe	Ecart
Cas d'une canalisation en béton armé	Fr = 24,7 kN/m	Fr = 24,9 kN/m	+ 1 %
Cas d'une canalisation flexible (CR8)	Ov = 1,00 %	Ov = 1,30 %	+ 30 %

3.3.2.4 - Influence des conditions de retrait du blindage dans le cas d'une pose en tranchée

Le retrait brutal (en une seule phase) des blindages après remblaiement total de la tranchée peut avoir des conséquences graves pour la canalisation, puisque cette opération conduit à une décompression de l'assise de la canalisation et du remblai, ainsi qu'à une détérioration des conditions de frottement du remblai sur les parois de la tranchée.

Le fascicule n° 70 distingue trois conditions de retrait de blindage :

- condition 1 : relèvement du blindage puis compactage d'une couche (solution recommandée) ;
- condition 2 : compactage d'une couche puis relèvement du blindage ;
- condition 3 : remblaiement total puis enlèvement du blindage (solution déconseillée).

Exemple de l'influence des conditions de retrait des blindages sur les résultats

Canalisation de diamètre 500 mm, posée en tranchée (largeur 1,40 m), remblai compacté contrôlé et validé (sol de groupe 3), sans charge roulante, avec une hauteur de couverture de 3 m.

Retrait du blindage	Condition 1	Condition 3	Ecart
Cas d'une canalisation en béton armé	Fr = 24,7 kN/m	Fr = 43,5 kN/m	+ 76 %
Cas d'une canalisation flexible (CR8)	Ov = 1,00 %	Ov = 2,19 %	+ 119 %

Il apparaît que la sensibilité aux paramètres de mise en œuvre est très forte, en particulier dans le cas des canalisations à comportement flexible. Aussi, il convient d'attirer l'attention du bureau d'étude sur l'importance du choix des hypothèses. En cas de doute sur telle ou telle hypothèse, le projeteur devra orienter son choix sur l'hypothèse conduisant à la plus grande sécurité pour la canalisation. De plus, lors de l'exécution des travaux, il conviendra de veiller particulièrement au respect des hypothèses de calcul.



Blindages

3.3.3 - Normalisation européenne de la méthode de calcul mécanique

Des travaux européens traités dans le cadre du Comité Européen de Normalisation (CEN) et des Comités Techniques 164 et 165 par le groupe de travail JWG1/TG1 "Calcul statique des tuyaux" ont abouti à l'édition d'un rapport technique (CEN technical report). Ce document, qui n'a pas de valeur normative, présente deux méthodes de calcul :

- la première (option 1), basée sur la méthode allemande de l'ATV 127, mais intégrant des modifications issues d'un groupe composé d'experts allemands et autrichiens ;
- la seconde (option 2), basée sur la méthode française du fascicule n° 70, version 1992, mais intégrant des modifications liées notamment aux charges roulantes à prendre en compte.

La méthode de calcul à appliquer en France est celle développée dans le fascicule n° 70 du CCTG.

3.3.4 - Cas de poses particulières

Ces cas de poses, qui n'entrent pas directement dans le champ d'application de la méthode de calcul du fascicule n° 70, doivent faire l'objet d'un dimensionnement spécifique. Pour chacun des cas de poses particulières, le CERIB, s'appuyant sur ses nombreux travaux théoriques et expérimentaux, propose aux concepteurs des méthodes de calcul adaptées pour les canalisations en béton, en béton armé et en béton fibré acier. Le logiciel "Oduc", diffusé gratuitement par le CERIB, permet en effet de traiter ces cas délicats de manière aussi aisée que les cas courants. Les bureaux d'étude, en effet, sont de plus en plus fréquemment confrontés à des cas de poses particulières (ex. : tranchées asymétriques) et/ou à des cas pour lesquels les canalisations de classes de résistance courantes ne conviennent pas. Ces derniers cas correspondent par exemple, à de grandes hauteurs de remblai variables dans le temps (ex. : décharges), à des charges de surface exceptionnelles ou à des canalisations posées à de faibles profondeurs et pour lesquelles, l'influence des surcharges est considérable.

3.3.4.1 - Cas des tranchées asymétriques

Ce cas de pose est souvent rencontré dans les systèmes séparatifs. Les deux canalisations sont en général à des niveaux différents. Les cas les plus fréquents correspondent à une tranchée asymétrique dans laquelle la canalisation de plus gros diamètre, dédiée aux eaux pluviales, est disposée sur une banquette située au-dessus d'une canalisation de diamètre plus faible, destinée aux eaux usées.

Dans ce type de pose, il convient de veiller particulièrement à la distance minimale R (revanche) entre la canalisation supérieure et le bord de la tranchée inférieure, afin d'assurer la stabilité de la banquette. Cette distance est notamment fonction de la nature du sol en place et du diamètre de la canalisation.

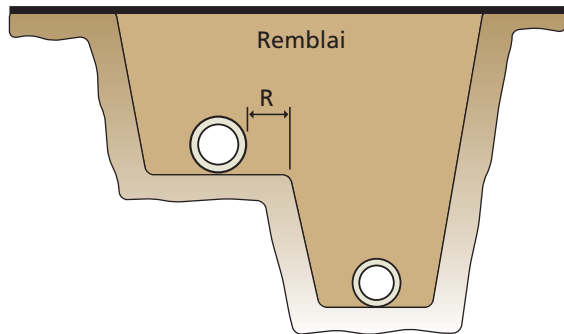


Figure 8 : Pose en tranchée asymétrique

3.3.4.2 - Cas des grandes hauteurs de remblai

Pose dans une dépression

Ce cas de pose peut se rencontrer notamment dans les travaux routiers. Il permet de diminuer les charges du remblai sur la canalisation par rapport à une pose sous remblai classique.

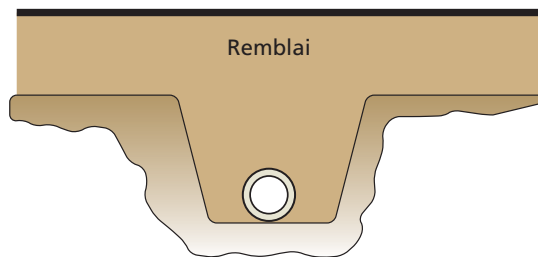


Figure 9 : Pose dans une dépression

Pose en dépression avec interposition d'un matériau souple

Dans un remblai indéfini, la présence d'une canalisation rigide induit des tassements dans le remblai adjacent (3 et 4), supérieurs aux tassements du prisme 1 surplombant la canalisation. Cette différence de tassement fait apparaître dans les plans verticaux tangents à la canalisation, des forces de frottement dirigées vers le bas qui constituent une surcharge pour la canalisation. L'interposition d'un matériau souple (ex : polystyrène expansé) permet d'inverser le sens des forces de frottement et de réduire de 20 à 50 % la charge verticale due au remblai (voir figure 10).

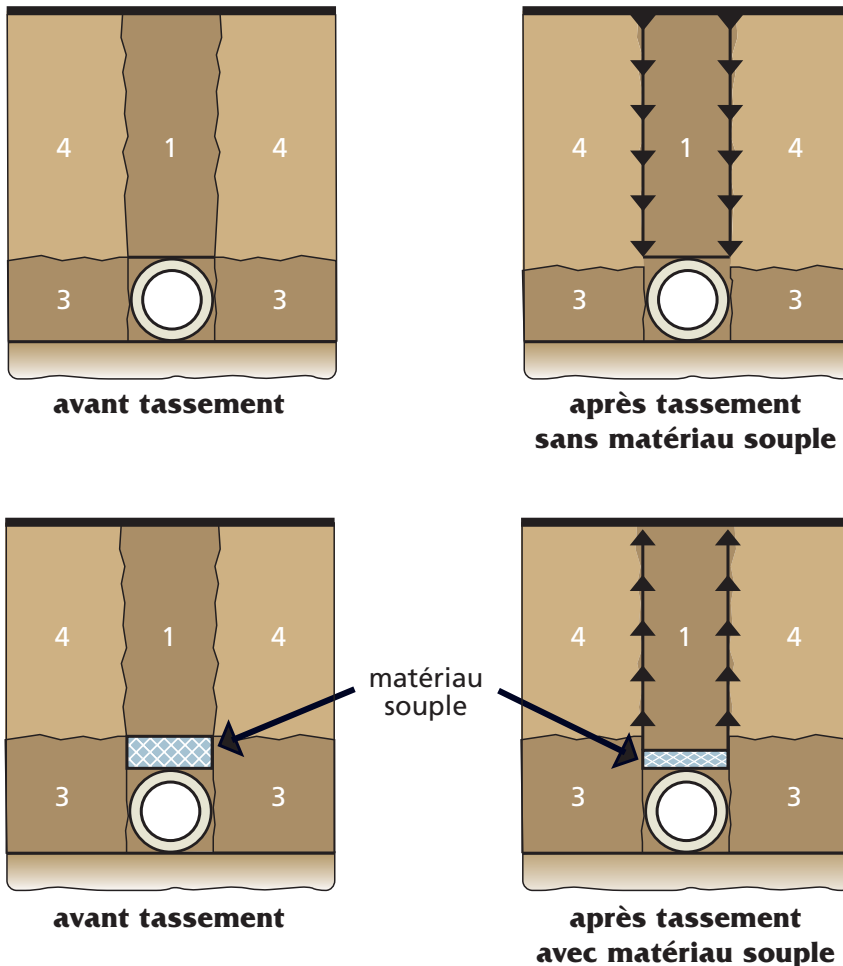


Figure 10 : Pose en remblai indéfini avec interposition d'un matériau souple

Pose sur berceau ou sous voûte

La pose sur berceau ou sous voûte en béton armé permet de limiter les moments d'ovalisation s'exerçant sur la canalisation sous l'effet des charges verticales.

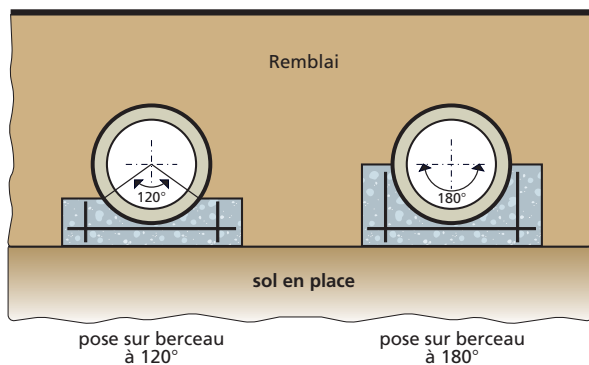


Figure 11 : Pose sur berceau en béton armé

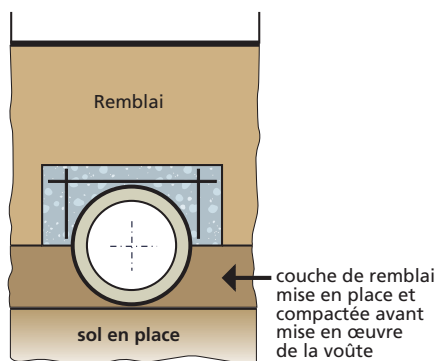


Figure 12 : Pose sous voûte en béton armé

3.4 - L'implantation des ouvrages de visite, de branchement ou d'inspection

(Cf. fascicule n° 70 du CCTG)

La norme NF EN 476 et le fascicule n° 70, précisent les dimensions applicables aux regards de visite et aux boîtes de branchement ou d'inspection :

- $DN / ID \geq 1000$: regards visitables pour nettoyage et inspection (regards accessibles par le personnel pour tous les travaux d'entretien).
- $800 \leq DN / ID < 1000$: regards avec accès pour nettoyage et inspection (possibilité occasionnelle d'accès à une personne équipée d'un harnais).
- $DN / ID < 800$: boîtes de branchement ou d'inspection (introduction de matériel de nettoyage, d'inspection et d'essai mais ne permettant pas l'accès du personnel). La mise en place de ces dispositifs sur canalisation principale est réservée à des cas particuliers (encombrement...).



Regard de visite

Nota : L'emploi des regards occasionnellement visitables est conditionné par les moyens dont dispose l'exploitant du réseau. Il doit également être tenu compte des éventuels changements de direction et de niveau, du nombre de raccordements à l'intérieur du regard et de l'installation d'éventuels appareils de mesure.

3.4.1 - Implantation des regards

Le fascicule n° 70 précise les conditions d'implantation en ces termes : "La distance maximale entre deux regards visitables consécutifs est fixée par le marché, sans dépasser 80 m. Sur des canalisations de diamètre nominal supérieur ou égal à 800, les regards doivent être visitables."

3.4.2 - Changements de direction, de pente ou de diamètre

Les changements de direction, de pente ou de diamètre sont réalisés à l'intérieur même d'un regard conformément au fascicule n° 70.



Changement de direction

3.5 - La qualité de l'ouvrage

D'une manière générale, la qualité d'un ouvrage est le produit des cinq facteurs clés suivants : qualité de la conception, qualité des composants, qualité de la mise en œuvre, qualité de la réception et qualité de l'exploitation.

Les facteurs clés	Les outils	Les acteurs
Qualité de la conception	NF EN 752 Instruction Technique INT 77-284 Fascicule n° 70 Logiciels	Maître d'œuvre
Qualité des composants	Marque NF, CSTBat	Industriels AFNOR, CSTB, CERIB
Qualité de la mise en œuvre	Fascicule n° 70 NF EN 1610 NF P 98-331	Entreprise
Qualité de la réception	Fascicule n° 70 NF EN 1610	Organisme de contrôle
Qualité de l'exploitation	NF P 15-900-2	Gestionnaire de réseau

Comme dans le cas d'une chaîne, la défaillance d'un seul de ces cinq facteurs peut entraîner la défaillance de l'ouvrage. En ce qui concerne la qualité des dimensionnements hydraulique et mécanique, les concepteurs et les bureaux d'étude disposent de trois textes de référence :

- la norme NF EN 752-4 et l'Instruction Technique INT 77-284 pour le dimensionnement hydraulique ;
- le fascicule n° 70 du CCTG pour le dimensionnement mécanique.

Le concepteur pourra aussi consulter les publications et les ouvrages généraux relatifs à l'assainissement cités dans l'annexe bibliographique. Sur un plan pratique, il pourra utiliser le logiciel "Oduc", développé et diffusé par le CERIB. Rappelons que sur le plan hydraulique, "Oduc" permet le calcul du débit des eaux pluviales à l'aval d'un bassin versant, du diamètre convenable, de la pente, du taux de remplissage, de la vitesse de l'effluent et du débit. Sur le plan mécanique, il permet de réaliser les calculs pour toutes les canalisations, conformément au fascicule n° 70 et de traiter les cas de poses particulières évoqués précédemment pour les canalisations en béton, en béton armé et en béton fibré acier. De plus, le logiciel "Oduc" propose des solutions géotechniques appropriées lorsque les caractéristiques du sol sont défavorables.



Fascicule n° 70

Ce document est disponible à la Direction des Journaux Officiels
26 rue Desaix - 75727 PARIS Cedex 15
info@journal-officiel.gouv.fr