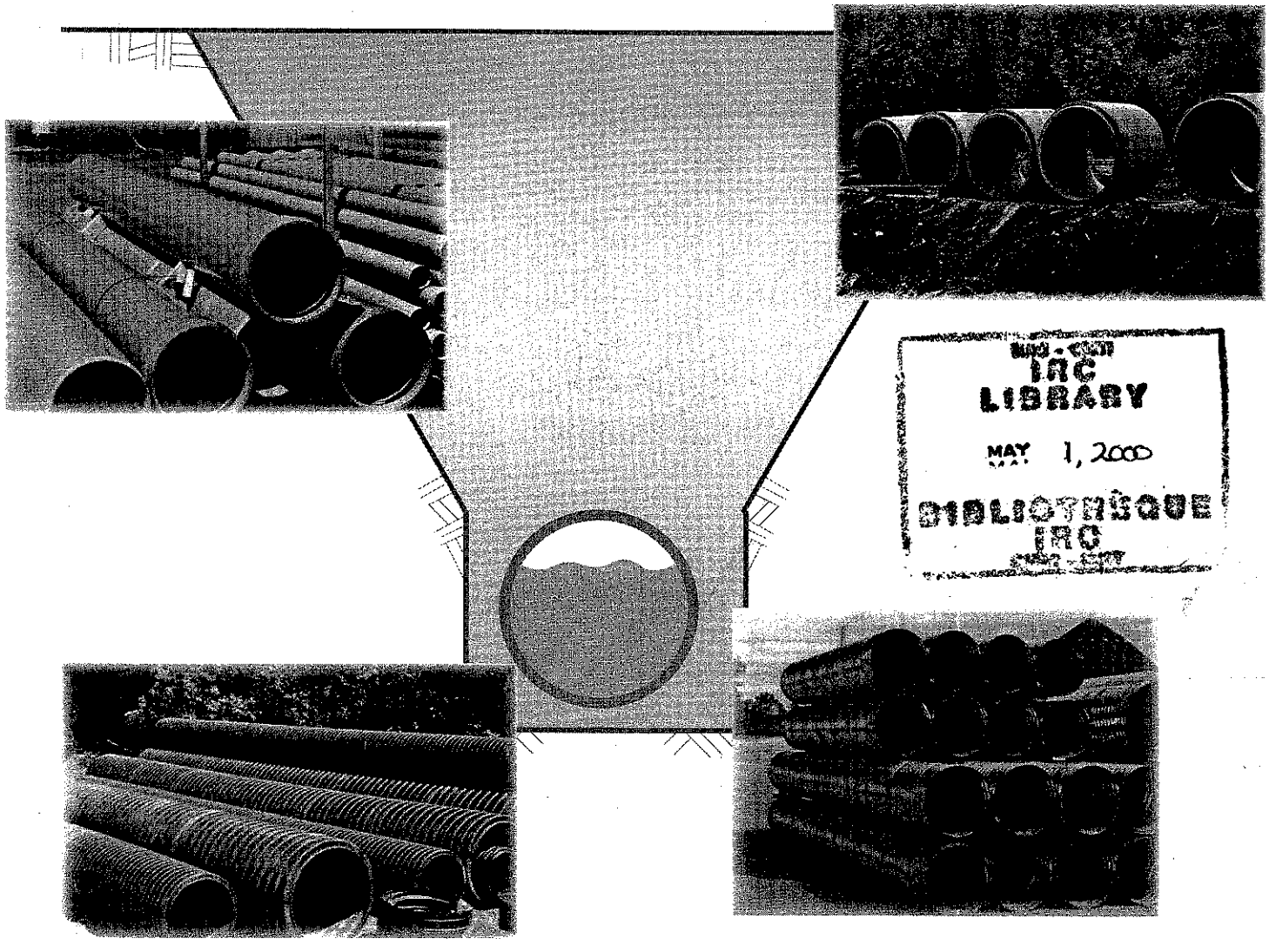
TD526
A1
Z82f
C.2
IRC

Conseil national de recherches Canada
National Research Council Canada

CNRC · NRC

Durabilité et performance des conduites à écoulement libre : étude documentaire approfondie



IRC
LIBRARY
MAY 1, 2000
BIBLIOTHÈQUE
IRC

Publié par
Institut de recherche en construction
IRC

Durabilité et performance des conduites à écoulement libre : étude documentaire approfondie

Jack Q. Zhao, Ph.D., ing., auteur principal
S. Kuraoka, Ph.D.
T.H.W. Baker, ing.
P. Gu, Ph.D.
J-F. Masson, Ph.D.
S. Boudreau, M.Eng.
R. Brousseau, Ph.D.

Programme de réhabilitation des infrastructures urbaines

Publié par
Institut de recherche en construction
Conseil national de recherches du Canada
Ottawa, Canada K1A 0R6

©Conseil national de recherches du Canada
Août 1998
ISBN 0-660-17686-6
NRCC 42868F

Remerciements

Ce projet de recherche a été financé conjointement par la Canadian Concrete Pipe Association (CCPA) et le Conseil national de recherches du Canada (CNRC).

Table des matières

Résumé iv

1 Introduction 1

1.1 Portée 1
1.2 Applications 2

2 Conception des conduites et produits 2

2.1 Conception d'un réseau de conduites en béton armé 3
2.2 Conception d'un réseau de conduites flexibles 6
2.2.1 Principes de base de la conception structurale 6
2.2.2 Conduites en tôle d'acier ondulée 8
2.2.3 Conduite en PVC 9
2.2.4 Conduite en PEHD 9
2.3 Conception en fonction de la résistance au fluage 10
2.4 Résumé 10

3 Méthodes de pose 11

3.1 Joints 11
3.1.1 Conduites en béton 12
3.1.2 Conduites flexibles 12
3.2 Détermination de la largeur de la tranchée 12
3.2.1 Conduites en béton 12
3.2.2 Conduites flexibles (PEHD, PVC, tôle d'acier ondulée) 14
3.3 Préparation de l'assise et remblayage 15
3.3.1 Conduites de béton 15
3.3.2 Conduites flexibles en PEHD, en PVC et en tôle d'acier ondulée 17
3.3.3 Utilisation de matériaux à faible résistance contrôlée 18
3.3.4 Comparaison de la conduite flexible et de la conduite en béton 19
3.4 Recouvrement minimal avant l'utilisation d'un gros compacteur 19
3.4.1 Conduites de béton 20
3.4.2 Conduites en PEHD, en PVC et en tôle d'acier ondulée 20
3.5 Autres paramètres intervenant lors des travaux 20
3.5.1 Résistance aux chocs 21
3.5.2 Effet de la température 21
3.5.3 Effet du rayonnement ultraviolet 22
3.6 Réouverture des tranchées 22
3.7 Résumé des méthodes d'installation 23

4 Caractéristiques de résistance et de sensibilité 24

4.1 Sensibilité des conduites en béton aux attaques chimiques 24
4.1.1 Attaque des ions sulfate 25
4.1.2 Lixiviation 25
4.1.3 Corrosion par les acides 26
4.2 Corrosion électrochimique de l'acier 26
4.2.1 Attaque par les chlorures 27
4.2.2 Réduction du pH 28

4.2.3 Attaque de l'acier par les acides 28
4.3 Résistance du PVC aux produits chimiques 28
4.4 Résistance du PEHD aux agents chimiques 28
4.5 Détérioration biologique 29
4.5.1 Conduites en béton et en tôle d'acier ondulée 29
4.5.2 Résistance du PVC aux attaques microbiennes 30
4.5.3 Résistance du PEHD aux attaques microbiennes 31
4.6 Résistance mécanique 31
4.6.1 Résistance à l'abrasion 31
4.6.2 Humidité et température 32
4.6.3 Résistance au feu 33
4.7 Comparaison des caractéristiques de résistance 34

5 Critères de performance et durée de vie utile 35

5.1 Critères de performance 36
5.1.1 Conduites en béton 36
5.1.2 Conduites en tôle d'acier ondulée 37
5.1.3 Conduites en plastique 38
5.2 Désordres et durée de vie utile des ponceaux 39
5.2.1 Ponceaux en béton 39
5.2.2 Ponceaux en tôle d'acier ondulée 40
5.2.3 Ponceaux en PEHD 41
5.3 Désordres et durée de vie des conduites d'égout 41
5.3.1 Conduites d'égout en béton 41
5.3.2 Conduites d'égout en plastique 41
5.4 Résumé 42
5.4.1 Critères de performance 42
5.4.2 Durée de vie utile 43

6 Sommaire et examen 43

6.1 Effet de différents facteurs 43
6.1.1 La conception 43
6.1.2 La pose 44
6.1.3 La résistance aux agents chimiques et biologiques 44
6.1.4 La résistance physique 45
6.2 Critères de performance et durée de vie utile 45
6.2.1 Critères de performance 45
6.2.2 Durée de vie utile 45
6.3 Analyse de la durabilité des conduites 45
6.4 Protection des conduites en béton 46
6.4.1 Modification de la composition du béton ou de la conception des conduites 46
6.4.2 Enduits et doublures 46

Bibliographie 48

Liste des figures

Figure 1 - Comparaison de la charge de terre sur une conduite rigide et sur une conduite flexible 4
Figure 2 - Terminologie illustrée du remblayage des tranchées 13
Figure 3 - Largeurs comparées des tranchées pour les conduites en béton, en PVC et en PEHD 15
Figure 4 - Comparaison de la durée de vie utile des conduites considérées 44

Liste des tableaux

Tableau 2.1 - Résistance à la fissuration et à la rupture des conduites en béton armé 5
Tableau 2.2 - Module d'élasticité à long terme 10
Tableau 2.3 - Comparaison de la conception des conduites 11
Tableau 3.1 - Type d'installation et degré de compactage exigés selon la norme ASCE (1993) 16
Tableau 3.2 - Types et coefficients d'assise selon l'OCPA (1986) 17
Tableau 3.3 - Classes d'assise pour conduites en plastique selon la norme ASTM D 2321-89 18
Tableau 3.4 - Paramètres de pose de divers types de conduites 23
Tableau 4.1 - Résistance à l'abrasion des divers types de conduites 32
Tableau 4.2 - Résistance au feu des divers types de conduites 34
Tableau 4.3 - Sensibilité à la corrosion des divers types de conduites 35
Tableau 4.4 - Résistance physique des divers types de conduites 35
Tableau 5.1 - Critères et limites de performance des divers types de conduites 43

Résumé

On a effectué un examen des ouvrages les plus récents traitant de la durabilité et de la performance des conduites d'égout à écoulement libre de 450 mm à 900 mm de diamètre en béton armé, en tôle d'acier ondulée, en PVC et en PEHD. L'objectif était de présenter une vue d'ensemble de ces quatre types de conduites sous les rapports des caractéristiques des matériaux, des mécanismes de transfert des efforts, de l'approche conceptuelle, des méthodes de pose ainsi que de la résistance à la dégradation chimique, biologique et mécanique. Les conduites en béton armé sont des conduites rigides tandis que les conduites en tôle d'acier ondulée, en PVC et en PEHD entrent dans la catégorie des conduites flexibles. Toutes les conduites, quel qu'en soit le type, peuvent présenter une bonne tenue mais les conditions nécessaires à leur performance à long terme diffèrent dans chaque cas. De façon générale, le critère qui sert à mesurer la performance est la fissuration dans le cas des conduites de béton et la déflexion dans celui des conduites flexibles.

La conduite rigide présente une rigidité intrinsèque plus grande que le sol qui l'entoure, ce qui lui permet de résister aux charges exercées par ce dernier. Le conduite flexible, quant à lui, exploite la capacité du sol environnant à supporter une grande partie de la charge et active la résistance latérale passive de celui-ci grâce à sa déformation annulaire. En conséquence, les paramètres les plus sensibles à prendre en compte afin de garantir une performance satisfaisante des conduites flexibles sont la qualité du remblai et son degré de compactage. Les conduites en béton doivent être recouvertes d'un matériau approprié qui assurera une bonne répartition des charges; mais ce sont les conduites flexibles qui exigent un remblayage et un compactage des plus minutieux, étant les plus sujettes aux désordres et aux défaillances durant l'installation et après. Il est essentiel de prévoir des inspections d'assurance et de contrôle de la qualité pendant la pose des conduites flexibles.

La corrosion et l'abrasion sont les causes premières des désordres et des ruptures des conduites en tôle d'acier ondulée. Les revêtements protecteurs n'ont qu'un effet négligeable sur leur performance. Mais malgré tout, ce type de conduites demeure le plus utilisé pour les ponceaux des réseaux routiers au Canada

Les conduites en PVC et en PEHD présentent, dans la plupart des milieux corrosifs, une bonne résistance aux attaques chimiques et biologiques. De plus, ce sont eux qui résistent le mieux à l'abrasion. Les autres caractéristiques spécifiques aux conduites en plastique sont le fluage, la fragilité aux basses températures et la dégradation due aux rayons UV. Quant à la performance à long terme, il est difficile de s'en faire une idée précise en raison de la jeunesse relative du produit.

Les conduites en béton armé se sont toujours bien comportées dans la plupart des sols, comme en témoignent les nombreux rapports sur leur durée utile. Elles résistent le mieux aux chocs et au feu et on peut rouvrir les tranchées pour installer de nouvelles conduites sans trop de risques de les endommager. Cependant, on reconnaît d'emblée que le béton craint les attaques chimiques et biologiques. Les méthodes utilisées pour améliorer la résistance à la corrosion incluent l'emploi de béton de haute qualité ainsi que l'utilisation de revêtements et de doublures. Parmi les solutions novatrices, mentionnons l'utilisation de conduites à base aplatie pour les assises de piètre qualité.

Quoiqu'il existe une grande quantité de renseignements sur certains types de conduites, rares sont les études qui en ont comparé la performance à long terme. De plus, les définitions de durée utile et de rupture, sauf la rupture due à l'affaissement, ne font pas l'unanimité. Par ailleurs, il existe un plus grand nombre d'études sur les ponceaux que sur les canalisations d'égout, peut-être en raison de la moindre accessibilité de ces dernières.

1 Introduction

La durabilité étant la capacité d'un matériau à conserver longtemps ses qualités et caractéristiques d'origine (Ring 1984), les villes et les municipalités accordent beaucoup d'attention à la performance et à la durabilité des conduites dans leurs projets de construction de réseaux de canalisations enfouis. Si elles sont durables, les conduites réduiront considérablement les coûts d'entretien et de réhabilitation.

Pour un projet donné de réseau souterrain, les ingénieurs concepteurs ont à choisir le matériau de conduite le plus approprié parmi une diversité de produits. Ce choix est rendu difficile non seulement en raison du grand nombre de produits offerts, traditionnels ou nouveaux, mais aussi à cause de la surenchère d'allégations à laquelle se livrent les fournisseurs et les fabricants, ou les associations qui les représentent (Jeyapalan et coll., 1997). Actuellement, le choix d'un matériau est surtout dicté par le coût initial et par les coûts d'installation, ainsi que par l'expérience. Fait encourageant à signaler, un récent sondage (CNRC, 1997) a indiqué qu'un nombre croissant de concepteurs tenaient à la fois compte du coût initial et du coût du cycle de vie.

1.1 Portée

Pour être en mesure d'obtenir une performance satisfaisante à long terme, il importe de bien comprendre les facteurs influant sur la performance et la durabilité des canalisations enfouies. Bien des études ont traité de la durabilité des divers types de conduite mais seulement un petit nombre d'entre elles ont procédé par comparaison (CERF, 1992). Cette étude documentaire a pour but :

- de recueillir des renseignements sur la durabilité et la performance des conduites et
- de tenter de comparer divers facteurs en utilisant autant que possible une échelle commune.

Les types de conduites d'égout pluvial et sanitaire à écoulement libre étudiés sont les conduites

- en béton armé
- en tôle d'acier ondulée
- en PVC
- en PEHD

dans des diamètres variant entre 450 mm (18 po) et 900 mm (36 po).

Les conclusions de ce rapport sur la durabilité des conduites s'appuient sur l'examen des ouvrages traitant des quatre types de conduites d'égout pluvial et sanitaire et tiennent compte des critères suivants :

- la conception et les produits,
- les répercussions des opérations de pose, notamment l'excavation, la construction de l'assise, le remblayage et le compactage,
- les incidences des conditions ambiantes sur les types de conduite, en particulier les attaques chimiques et biologiques,
- les critères de performance et la durée de vie utile.

Les résultats de l'étude fourniront aux ingénieurs municipaux un aperçu des quatre types de matériaux, les guidant ainsi dans le choix des conduites les plus appropriées pour un projet donné.

La section 2 porte sur les produits et la conception des conduites. Dans la section 3, nous examinons les types d'assise et de remblai de même que les méthodes de pose. L'analyse de la résistance des conduites aux attaques chimiques et biologiques, à l'abrasion et aux incendies constitue la matière de la section 4. La section 5 présente les critères et limites de performance de même que la durée de vie utile des divers matériaux en cause. La section 6 contient un résumé du rapport.

Nota : Pour alléger le texte, l'expression " conduite d'égout " désigne à la fois les ponceaux, les conduites d'égout pluvial et les conduites d'égout sanitaire. Une distinction est faite seulement lorsque c'est nécessaire.

1.2 Applications

Une conduite d'égout sert principalement à transporter des eaux usées ou des eaux de ruissellement d'un endroit à un autre; par exemple, des points de collecte des effluents à une usine de traitement de traitement des eaux, ou d'un côté à l'autre d'une route dans le cas d'un cours d'eau. Les premiers réseaux de canalisations souterraines étaient surtout constitués de conduites rigides, habituellement faites de béton. De nouveaux matériaux, comme la tôle d'acier ondulée, le PVC et le PEHD, sont tour à tour apparus sur le marché, il y a une cinquantaine d'années (Uni-Bell, 1993). De nos jours, on utilise des conduites en béton armé à la fois pour les réseaux d'égout et pour les ponceaux, tandis que les conduites en tôle d'acier ondulée et en PEHD servent surtout pour les ponceaux et ceux en PVC uniquement pour les réseaux d'égout sanitaire.

Actuellement, les conduites flexibles - en PVC et en PEHD surtout - sont utilisées dans près de 90 % des nouvelles installations exigeant des conduites de moins de 300 mm (12 po) (Uni-Bell, 1993). Selon les résultats du sondage mentionné plus haut (NRC, 1997), 58 % des conduites d'égout de grand diamètre (de 450 mm à 900 mm), installées au cours des cinq dernières années au Canada, étaient des conduites en béton armé, et 24,4 %, des conduites en PVC. En revanche, on a utilisé des conduites en béton armé dans seulement 2 % des installations de ponceaux. À ce titre, les conduites en tôle d'acier ondulée ont occupé la plus grande part du marché, soit 29 % (CNRC, 1997). On sait que des ponceaux faits de conduites en PEHD ont été incorporés ces dernières années au réseau routier ontarien, mais le sondage n'en fait pas mention en raison de l'absence de données pertinentes.

2 Conception des conduites et produits

Lorsqu'on conçoit un réseau de canalisations souterraines, on doit comprendre qu'il existe une relation entre le comportement des conduites et celui du sol dans lequel elles sont enfouies. Ce principe sous-tend la conception des deux types généraux de conduites, notamment les conduites en matériau rigide et celles en matériau flexible. Dans cette étude, nous avons considéré comme rigides les conduites en béton armé, et comme flexibles les conduites en PVC, en PEHD et en tôle d'acier ondulée. Ce classement suit celui adopté dans la norme en vigueur en Ontario (OPSS 421, 1995), laquelle définit la conduite flexible comme une conduite capable d'absorber une déflexion de plus de 2 % sans se fendre. Cette définition, bien qu'arbitraire, est très répandue (Moser et coll., 1977).

Selon le principe de conception des conduites rigides, la rigidité des conduites doit être supérieure à la dureté du sol dans lequel elles sont enfouies; les conduites sont conçues et mises en place de manière à résister aux charges agissant sur elles. La conception des conduites flexibles exploite la capacité du sol environnant à supporter une grande partie de la charge. En conséquence, la conception des différents types de conduites, les méthodes de pose et la qualité de l'assise et des matériaux de remblai ainsi que leur degré de compactage font partie intégrante des études de structure des réseaux souterrains composés de conduites rigides ou flexibles.

Dans toute étude technique, on doit connaître les limites d'application et de performance du matériel considéré, flexible ou rigide, afin d'être en mesure de déterminer les critères de base de la conception. En plus des conditions du sol, le concepteur ou l'ingénieur doit connaître

- les divers matériaux et types de conduites existants,
- les méthodes de pose convenant à chacun d'eux,
- les incidences de la largeur de la tranchée, de la qualité de l'assise et des matériaux de remblai ainsi que du degré de compactage,

afin d'être en mesure de garantir la qualité du réseau.

Nous abordons ci-dessous la conception des divers types de conduites et leurs applications dans le cadre de notre étude. Cependant, nous ne traitons pas des procédés de fabrication.

2.1 Conception d'un réseau de conduites en béton armé

Les conduites rigides pour ponceaux et réseaux d'égout pluvial et sanitaire sont conçues pour transférer au sol de l'assise, par leurs parois, les charges s'exerçant sur elles. Les études de conception comportent les étapes suivantes :

1. déterminer les charges de terre et les surcharges;
2. déterminer les exigences de l'assise;
3. déterminer le coefficient de charge;
4. appliquer un coefficient de sécurité (1,0 pour les conduites en béton armé pour un chargement en trois points produisant des fissures de 0,03 mm, 1,5 ou 1,25, selon la classe de conduite, pour un chargement maximal en trois points). (Se reporter au tableau 2.1 pour plus de détails).
5. établir la résistance appropriée de la conduite.

Les charges de terre de calcul pour les conduites rigides ont toujours été calculées en fonction de la théorie des charges de Marston (Marston, 1930) :

$$W = C\gamma B^2 \qquad (2.1)$$

où

W = charge du remblai (kN/m),
C = coefficient de charge,
γ = poids unitaire du matériau de remblai (kN/m^3),
B = largeur de la tranchée au sommet de la conduite (m).

Le coefficient de charge et la largeur de la tranchée sont définis différemment selon qu'il s'agit d'une installation en tranchée ou en remblai (Marston, 1930; Spangler et Handy, 1973; ASCE/WPCF, 1982). Pour une installation en tranchée, le coefficient de charge (C) est défini comme suit :

$$C = \frac{1 - e^{-2K\mu'(H/B)}}{2K\mu'} \qquad (2.2)$$

où

K = rapport pression latérale-pression verticale active du sol,
μ' = coefficient de frottement entre le matériau de remblai et les parois de la tranchée,
H = hauteur du remblai au-dessus de la conduite (m).

Comme le montre l'équation 2.2, la charge de terre sur les conduites augmente avec la largeur de la tranchée jusqu'à ce que cette dernière atteigne la valeur de transition. À ce point, la pression verticale de la terre équivaut à celle en saillie positive (Marston, 1930; Spangler et Handy, 1973; Uni-Bell, 1979; Moser, 1990; OCPA, 1986). À la figure 1, on compare la charge de terre sur les conduites rigides et sur les conduites flexibles.

La théorie de Marston fait intervenir des coefficients de sécurité de l'assise (se reporter à l'équation 2.3). Tous ces coefficients ont été obtenus en comparant les charges de rupture de différentes conduites (essais de chargement en trois points dans un compresseur) avec celles de conduites semblables avec une assise simulée (se reporter au tableau 3.2, qui présente des exemples de coefficients de sécurité de l'assise). La résistance à l'écrasement correspond à la charge par unité de longueur nécessaire pour écraser ou fissurer un échantillon de conduite. La charge Marston nécessaire pour provoquer la rupture d'une conduite est habituellement supérieure à la résistance à l'écrasement et est déterminée par la façon dont la conduite est posée sur son assise.

$$\text{Coefficient d'assise} = \frac{\text{résistance in situ}}{\text{résistance à l'écrasement}} \qquad (2.3)$$

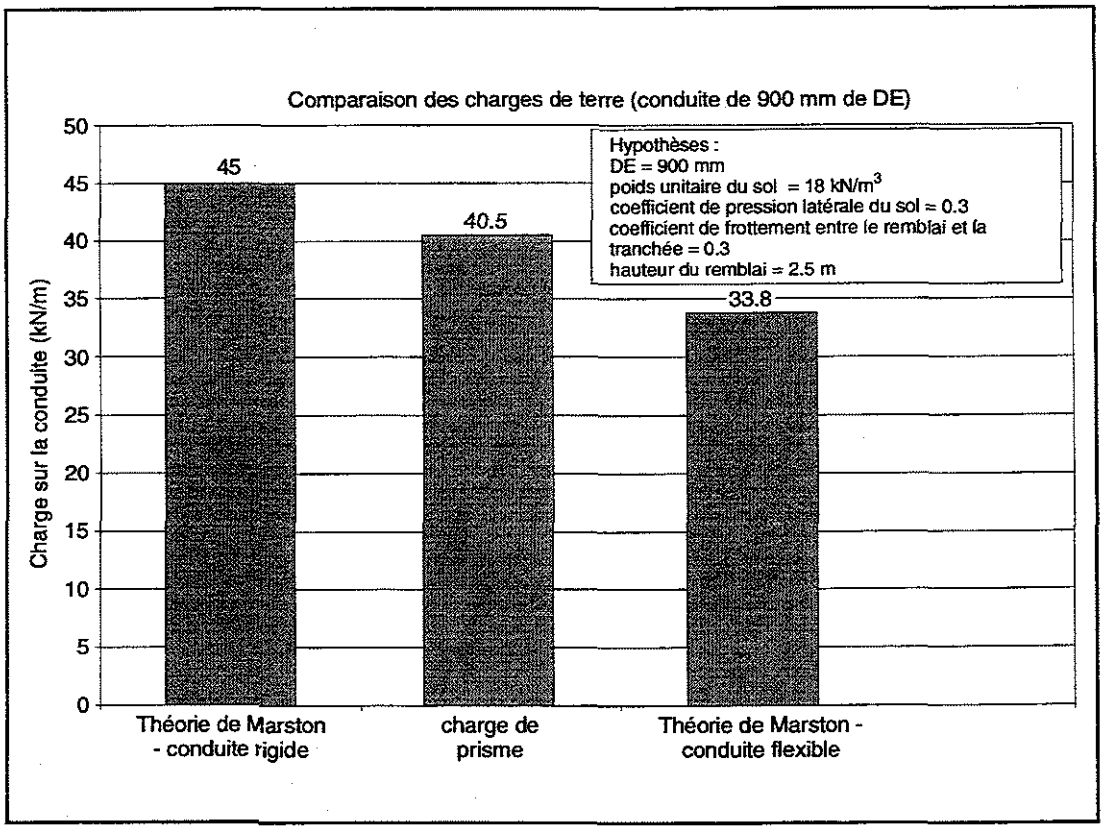


Figure 1. Comparaison de la charge de terre sur une conduite rigide et sur une conduite flexible

Dans les premiers essais avec des conduites sur assise simulée (Marston et Anderson, 1913) on ne faisait pas intervenir les forces s'exerçant dans le plan horizontal et supportant les conduites une fois enfouies. À cet égard, l'industrie des conduites rigides (Bland et Sheppard, 1985) a parrainé des recherches visant à réduire les coefficients de sécurité d'assise. À noter que ces coefficients varient en fonction du type d'assise. Pour concevoir un réseau économique, on a le choix d'augmenter le coefficient de sécurité d'assise ou de réduire la résistance de la conduite si l'assise est de grande qualité. (Se reporter à l'analyse détaillée des coefficients de sécurité d'assise, à la section 3.3).

On a introduit dernièrement un nouvel élément dans la conception des conduites en béton enfouies, notamment le programme d'analyse et d'étude de l'interaction sol-conduite (SPIDA). Ce programme a été mis au point par l'American Concrete Pipe Association (Heger et coll., 1985). Le calcul des parois de la conduite prend en compte les moments, les poussées et les efforts de cisaillement déterminés au moyen de l'analyse, par éléments finis, de l'interaction sol-structure. Le logiciel de conception exploite une méthode de calcul de la résistance et du contrôle de la fissuration conçue spécialement pour les conduites circulaires en béton armé (Heger, 1982). Le programme SPIDA a permis de réduire, dans certains cas, les coûts liés à l'armature et à l'épaisseur des parois.

La conception et la fabrication des conduites en béton armé sont assujetties aux exigences de résistance à l'écrasement énoncées dans les normes CAN/CSA-A257.2-M92 et ASTM C 76M-90. La charge D autorise le classement des

résistances sans égard au diamètre des conduites. L'essai d'écrasement par appui triple mesure la charge maximale qu'une section de conduite peut supporter avant l'apparition d'une fissure de 0,3 mm de largeur. La fissure est étroitement surveillée et mesurée à plusieurs reprises jusqu'à ce qu'elle atteigne au moins 0,3 m de longueur. La charge D correspond à la charge maximale appliquée dans l'essai d'écrasement par appui triple qu'un conduite peut supporter. Elle est exprimée en Newtons par mètre linéaire par mm de diamètre intérieur. (Le tableau 2.1 montre les charges de rupture de cinq classes de conduites définies dans les normes mentionnées plus haut.)

Tableau 2.1. Résistance à la fissuration et à la rupture des conduites en béton armé (CAN/CSA-A257.2-M92; ASTM C 76M-92)

Classe	Charge produisant une fissure de 0,3 mm		Charge ultime	
	Charge D (N/m /mm)	Coefficient de sécurité	Charge D (N/m /mm)	Coefficient de sécurité
40-D	40.0	1.0	60.0	1.5
50-D	50.0	1.0	75.0	1.5
65-D	65.0	1.0	100.0	1.5
100-D	100.0	1.0	150.0	1.5
140-D	140.0	1.0	175.0	1.25

Les conduites en béton armé doivent leur grande résistance à la rupture par traction à leur cage en acier d'armature. Ils se présentent habituellement en sections de 2,44 m de longueur, dans divers diamètres et épaisseurs de paroi. Les conduites de béton et les produits connexes sont fabriqués de béton à faible teneur en eau (affaissement nul), qu'on appelle souvent béton coulé à sec (Willis, 1969). La norme OPSS 1821 (1993) attribue au béton coulé à sec, lors de la mise en place, un affaissement inférieur à 20 mm. De l'équipement moderne vibre ou tasse le béton dans des moules tubulaires, ce qui donne des produits en béton de forte densité et de haute qualité.

Les formulations des mélanges de béton sont précisées dans les normes CAN/CSA-A257.2 et ASTM C 76M. Dans l'industrie du béton, on fait grand usage de cendres volantes et de fumées de silice pour produire du béton à faible perméabilité et très résistant aux acides et agents corrosifs présents dans les réseaux d'égout. Selon Rebeiz (1996), on a également pulvérisé des enduits sur les parois internes et utilisé du béton modifié aux polymères afin d'accroître la résistance à la corrosion des conduites de béton, mais ces deux méthodes se sont avérées peu efficaces. Elles ne sont pas très répandues au Canada.

Les normes ACI 318 et AASHTO (Section 8 - Reinforced Concrete Design) présentent les calculs relatifs à l'armature, tandis que les exigences visant le contrôle de la qualité des conduites circulaires finies, par la méthode de l'essai de chargement en trois points, sont énoncées dans les normes CAN/CSA-A257.2 et ASTM C 655M. En Amérique du Nord, les conduites de béton sont fabriquées selon les normes de conception et les méthodes de contrôle de la qualité mises au point par les organismes suivants : AASHTO, ACI, ANSI, AREA, ASCE, ASTM, AWWA, BNQ et CSA. Au cours des 20 dernières années, on a fait beaucoup d'efforts pour améliorer la qualité et l'uniformité de la fabrication des conduites en béton. À cette fin, on a resserré les normes et les spécifications visant les matériaux, les dimensions et les tolérances ainsi que le contrôle de la qualité. Grâce aux normes et aux exigences de préqualification établies par les associations concernées, on a amélioré l'uniformité et la qualité des produits de l'industrie des conduites, ce qui a rendu ces produits plus fiables aux yeux des ingénieurs municipaux et routiers.

La préqualification des fabricants est un programme relativement nouveau au Canada; son adoption a suivi celle de la norme allemande de qualité (FBS). Un comité inspecte l'usine du demandeur, les matériaux utilisés dans la fabrication des conduites et les conduites elles-mêmes, en particulier leurs

dimensions et leurs limites, les procédures de contrôle de qualité ainsi que les qualifications du personnel. En Ontario, ce comité se compose d'un membre de chacun des organismes suivants : OCPA, OPS, MEA et MTO. Lorsque le demandeur a satisfait à toutes les exigences de préqualification, on lui remet un certificat valable pour douze mois. (Les fabricants de conduites en béton et leurs associations ont également produit des programmes informatisés afin d'aider les concepteurs).

2.2 Conception d'un réseau de conduites flexibles

Les conduites flexibles comprennent les conduites en tôle d'acier ondulée, en polyéthylène et en polychlorure de vinyle. Elles sont employées comme ponceaux et dans les réseaux d'égout pluvial et d'égout à écoulement libre.

Au départ, on a utilisé des tubes de plastique à paroi lisse mais le perfectionnement des techniques d'extrusion et de collage a autorisé l'introduction de matières de charge et de matériaux recyclés, ainsi que le façonnage de nervures et de profils de diverses formes et dimensions. Ces innovations techniques ont permis aux fabricants de tubes de plastique d'être plus concurrentiels. Au milieu des années 1980, la faible rigidité annulaire des conduites de plastique de grand diamètre commandait de recourir à des méthodes spéciales d'installation et de manutention. La pose était laborieuse et la performance in situ des produits ne répondait pas aux attentes (Jeyapalan, 1990).

2.2.1 Principes de base de la conception structurale

Une conduite flexible ne doit pas présenter les défauts ni désordres suivants :

- dégradation du matériau ou craquelures sous l'effet de contraintes prolongées,
- ouverture des joints causée par une très grande compression annulaire,
- écrasement de la paroi causé par une très grande pression extérieure,
- flambage dû à des pressions extérieures ou une dépression intérieure excessives,
- fléchissement important entraînant la fuite des joints,
- rupture causée par de très grandes déformations en flexion et en compression ou en traction.

Une conduite flexible est également conçue pour transférer une partie importante de la charge s'exerçant sur elle au sol se trouvant sur les côtés. Il réagit aux charges extérieures en fléchissant. Plus la charge augmente, plus le diamètre vertical de la conduite diminue, tandis que son diamètre horizontal augmente. L'augmentation du diamètre horizontal est freinée par la dureté du sol se trouvant sur les côtés de la conduite. À cet égard, la norme C950 de l'AWWA présente une méthode de conception des conduites flexibles qui permet de déterminer les cinq paramètres suivants :

1. la rigidité de la conduite,
2. son fléchissement,
3. la déformation en flexion de la paroi de la conduite,
4. les déformations totales de la paroi de la conduite,
5. le flambage.

Les ingénieurs doivent comprendre que le rapport entre la conduite flexible et le sol constitue le facteur premier à prendre en compte lors de la conception. L'industrie des conduites flexibles se sert de l'équation de déflexion de Spangler (équation 2.3), de l'équation de contrainte de Watkin (équation 2.4) (Jeyapalan et coll., 1987) et de l'équation de flambage de Luscher (équation 2.5) pour la plupart des produits utilisés en Amérique du Nord, à l'exception des ponceaux en métal. [La méthode de calcul du rapport entre les ponceaux et le sol, mise au point par Duncan (1978), a été une innovation importante.]

$$\Delta y_s = \frac{LkP}{EI/R^3 + 0.061E'} \qquad (2.4)$$

$$\varepsilon w = D_f(t/D)(\Delta y_s/D) \qquad (2.4)$$

$$q_a = (1/SF)(32)^{1/2} R_w B' E' S \qquad (2.5)$$

où

- B' = coefficient de support du sol
- D = diamètre du tuyau
- D_f = coefficient de contrainte
- E = module d'élasticité du tuyau
- E' = module de réaction du sol
- I = moment d'inertie du tuyau
- L = coefficient de persistance de la déformation
- P = charge sur le tuyau
- q_a = charge critique de flambage
- R = rayon moyen du tuyau
- R_w = coefficient d'eau souterraine
- S = rigidité du tuyau
- SF = coefficient de sécurité
- t = épaisseur de la paroi
- ε_w = déformation de la paroi selon Watkins
- Δy_s = modification du diamètre vertical

Une des hypothèses sous-tendant la formule de déflexion de Spangler et la conception des conduites flexibles veut qu'une conduite se déforme elliptiquement, les déflexions dans les plans horizontal et vertical étant de même valeur (Howard, 1981; Kienow et Prevost, 1983; Uni-Bell, 1982; Spangler et Handy, 1973). Des observations et des mesures sur le terrain de conduites flexibles présentant une performance satisfaisante ont confirmé que la déformation prévue était elliptique ou presque (Watkins et Shupe, 1990; Howard, 1981). Il arrive cependant que cette déformation ne soit pas elliptique, par exemple lorsque la dureté du sol se trouvant sur les côtés de la conduite est supérieure à la rigidité de celle-ci (Howard, 1981; Kienow et Prevost, 1988) ou lorsque le support du sol n'est pas uniforme, condition due à un mauvais compactage (Greenwood et Lang, 1990). Bien que l'équarissement d'une conduite n'entraîne pas nécessairement sa rupture, elle augmente toutefois le flambage en des points précis sur le dessus de celle-ci, car ce type de conduite présente une moindre résistance au flambage (Kienow et Prevost, 1983, 1988; Jeyapalan et Boldon, 1986). Il est également important d'empêcher le flambage de la conduite de plastique, car les déformations élevées causées par son équarissement peuvent augmenter les risques de rupture par corrosion là où les déformations sont ressenties (Kienow et Prevost, 1983).

Lorsqu'on installe une conduite flexible dans une tranchée et que le matériau de remblai est convenablement compacté de sorte qu'il présente la même dureté que la conduite elle-même, la charge de terre (kN/m) s'exerçant sur la conduite peut être calculée à l'aide de la théorie de Marston (Marston, 1930; Spangler et Handy, 1973) :

$$W = C\gamma B B_d \qquad (2.7)$$

où

- B_d = largeur (à l'extérieur) dans le plan horizontal de la conduite (m),
- B, C et γ comme précédemment.

L'équation 2.7 permet de calculer la charge du sol minimale s'exerçant sur la conduite (Moser, 1990). Selon Moser, la charge de prisme du sol (p), qui est de plus grande magnitude que la charge minimale de sol, constitue une charge de calcul plus réaliste. La charge de prisme du sol est définie comme suit :

$$p = \gamma H \qquad (2.8)$$

où

- H = hauteur de sol au-dessus de la conduite.

La figure 1 établit une comparaison des charges du sol calculées à l'aide des équations 2.1, 2.7 et 2.8.

La rigidité des conduites est scrutée de près par l'industrie des conduites flexibles, comme en témoignent les diverses expressions créées par les groupes concernés : coefficient de rigidité, coefficient de rigidité de la conduite, classe de conduite, constante de rigidité annulaire,

coefficient de flexibilité, série de conduites, etc. La rigidité de la conduite dépend du comportement du matériau et des caractéristiques de sa paroi (paroi lisse, paroi double, paroi ondulée, paroi nervurée, paroi profilée, etc.). Les conduites à paroi ondulée, nervurée ou profilée sont conçues et fabriquées de façon à obtenir une réduction maximale de la quantité de matériau grâce à l'accroissement du module de section de la paroi. Les tubes de plastique à paroi pleine sont fabriqués par extrusion, tandis que ceux à paroi nervurée et à paroi profilée sont fabriqués soit par extrusion, soit par extrusion et enroulage sur mandrin combinés. On a calculé (Taprogge, 1981) que les conduites à paroi nervurée et à paroi profilée présentaient la même rigidité, ou résistance aux surcharges extérieures, que celles à paroi pleine tout en utilisant moins de matériau dans une proportion pouvant atteindre 40 %. Le concept de la paroi nervurée ou profilée est apparu en Allemagne il y a environ 25 ans (Taprogge, 1981). Il existe sept modèles de conduites en PVC et en PEHD à paroi nervurée ou profilée en Amérique du Nord (Sargand et coll., 1996). On a combiné d'autres matériaux (p. ex. le béton léger) à des conduites de petit diamètre (< 375 mm) à paroi ajourée et profilée (en treillis) dans le but d'accroître leur rigidité et d'en faire des conduites semi-rigides. Cela a donné une conduite qui a tendance à se fissurer facilement en se déformant.

Le module du sol (E') figurant dans les équations utilisées pour la conception des conduites flexibles est obtenu à partir des résultats des essais en laboratoire et sur le terrain effectués par Howard (1977), du US Bureau of Reclamation, et par Moser (1990), de la Utah State University. Les ingénieurs européens utilisent le coefficient de Leonhardt pour rajuster la valeur E' en fonction de la largeur de la tranchée, ainsi que le rapport de la valeur E' du sol d'origine (à l'extérieur de la tranchée) à celle du remblai (à l'intérieur de la tranchée). La migration des fines du sol d'origine dans l'assise de la tranchée et le matériau de remblai peut entrer en ligne de compte. Nous avons noté que le choix des valeurs E' suscite bien des divergences d'opinion dans la littérature spécialisée. La plupart des auteurs conviennent que le module E' n'est pas une propriété intrinsèque du sol avoisinant et que le rétrocalcul par éléments finis effectué au moyen d'essais exhaustifs sur le terrain constitue la meilleure façon de déterminer cette valeur. Tous les auteurs conviennent que la conception d'un réseau de conduites devrait être confiée à des ingénieurs compétents qui en connaissent bien les principes géotechniques et structuraux, ainsi que le rapport entre le sol et les conduites.

La fatigue des matériaux plastiques exposés à des charges répétées peut être un paramètre à prendre en compte lors de la conception des ponceaux installés à de faibles profondeurs sous les remblais de routes. Les conduites en PVC et en polyéthylène peuvent se rompre sous des contraintes inférieures à ce que peut subir le matériau si elles sont soumises pendant un certain temps à des charges continues répétitives, à une fréquence et une magnitude suffisamment élevées (Uni-Bell, 1990). Les phénomènes du flambage et du déchirement localisés des conduites à paroi profilée ont été étudiés par Moore (1994a, 1994b, 1996) et par Moore et Hu (1995).

2.2.2 Conduites en tôle d'acier ondulée

La conduite d'acier ondulée est faite d'une plaque d'acier ondulée liée par un joint continu. Il y a des conduites en tôle d'acier ondulée hélicoïdale, des conduites en tôle d'acier ondulée annulaire et des conduites ayant une paroi à nervures spiralées. On utilise le joint enclenché ou soudé continu sur les conduites en tôle ondulée hélicoïdale, et le joint riveté ou soudé par points sur les conduites en tôle ondulée annulaire. Les conduites ayant une paroi à nervures spiralées sont assemblées par joints enclenchés. Pour les installations hydrauliques complexes, il existe des conduites doublées et des conduites à parois intérieures recouvertes de bitume ou de béton. Les spécifications des matériaux et les essais de contrôle de la qualité sont établis par l'AASHTO, l'AISI, l'ASTM, le BNQ et la CSA.

Une fois le diamètre de la conduite établi pour un réseau hydraulique donné, on doit procéder à la conception de la structure, ce qui, dans le cas de la conduite en tôle d'acier ondulée, exige de déterminer le profil de l'ondulation et l'épaisseur de l'acier. La conduite est conçue pour résister à la force de compression à laquelle est soumise sa paroi, et pour empêcher sa déformation, son flambage et les ruptures de son joint. Les critères qui sous-tendent la conception des conduites en tôle d'acier ondulée sont les suivants (ASTM A 796-93; Wolf et Townsend, 1970) :

- la déflexion de la conduite, calculée à l'aide de l'équation de Spangler (se reporter à l'équation 2.3),
- la poussée s'exerçant sur la paroi,
- le flambage critique de la paroi,
- la résistance du joint longitudinal,
- la résistance à la manutention et à l'installation.

Il existe des tableaux servant à concevoir diverses configurations et épaisseurs de parois.

Revêtements

La corrosion est le problème numéro un des réseaux de conduites en tôle d'acier ondulée. Les revêtements et les doublures que l'on applique avant ou après la pose des conduites sont les enduits de zinc ou d'aluminium (zingage), les polymères, le ciment Portland et le bitume. Ces revêtements et doublures influant peu sur la résistance et la rigidité des conduites, ils ne sont pas inclus, habituellement, dans les calculs.

2.2.3 Conduite en PVC

La conduite en PVC est utilisée en Amérique du Nord pour le transport des eaux usées et le drainage depuis 1952 mais elle connaît un véritable essor depuis le début des années 1970. Elle est de loin la conduite en thermoplastique la plus employée. Les thermoplastiques comme le PVC sont des matériaux qui, chauffés, peuvent être refaçonnés. La conduite en PVC est faite d'un mélange de matériaux dont l'ingrédient principal est le chlorure de polyvinyle. La résine de PVC est mélangée avec des stabilisants, des pigments, des lubrifiants, des additifs et des matières de charge. La classification à cellules (ASTM D1784, D 3915 et D 4396) sert à identifier les matériaux des conduites en PVC à partir de seulement quelques données concernant leurs propriétés.

Contrôle de la qualité

Essais de contrôle de la qualité :

- essais de détermination de la qualité d'extrusion (ASTM D 2152, F 1057),
- diamètre intérieur et épaisseur de la paroi (ASTM D 2122),
- essai d'éclatement (ASTM D 1599),
- essai d'aplatissement (ASTM F 794),
- essai de tenue au choc (ASTM D 2444)
- essai de détermination de la rigidité de la conduite (ASTM D 2412).

Il existe des conduites en PVC à paroi pleine, profilée ou nervurée. Le diamètre maximal des premières est de 675 mm, celui des deuxièmes, de 1200 mm, et celui des troisièmes, de 750 mm. Uni-Bell (1995) a mis au point un logiciel de conception de conduites en PVC appelé « External Load Designs for Flexible Conduits ».

2.2.4 Conduite en PEHD

Le polyéthylène appartient à la famille des thermoplastiques dénommée « polyoléfines ». On a commencé à utiliser ce matériau comme substitut des métaux immédiatement après la guerre, au milieu des années 40. La résine utilisée dans la fabrication des conduites se présente sous forme de pastilles, généralement de teinte noire dans le cas des égouts gravitaires, des drains et des ponceaux.

Certains types de polyéthylène peuvent se fissurer ou se fendiller lorsqu'ils sont soumis à des contraintes d'un niveau donné ou exposés à certains produits chimiques. On appelle ce phénomène « craquelure sous l'effet de contraintes et/ou de l'environnement ». Le polyéthylène haute densité (type III, classe C, catégorie 5, P34) est considéré comme un matériau résistant aux intempéries et aux fissures provoquées par les contraintes. Les spécifications visant ce type de conduite indiquent les valeurs minimales (ASTM D 3350) et les différents matériaux (ASTM F 894, D 1248).

Les conduites à paroi pleine ont un diamètre maximal de 1200 mm, celles à paroi profilée, de 3000 mm. Cependant, les conduites en polyéthylène de grand diamètre étant peu rigides, on doit les manipuler et les installer avec soin pour éviter une déflexion ou un flambage trop important, surtout au moment où le sol est placé et compacté autour des conduites.

2.3 Conception en fonction de la résistance au fluage

Le fluage est la déformation progressive d'une conduite soumise à des charges permanentes. Toutes les conduites flexibles en plastique soumises à des charges continues présentent avec le temps un module d'élasticité décroissant. Il s'ensuit un accroissement des contraintes et une déflexion dans le plan vertical, ainsi qu'une diminution de la rigidité des conduites (Jeyapalan et Boldon, 1986). (Le tableau 2.2 montre les modules d'élasticité à long terme d'une conduite en PVC et d'une conduite en PEHD). Le module d'élasticité du PEHD se situe, à court terme, entre 690 et 900 MPa (100 000 et 130 000 lb/po^2) et, à long terme, entre 140 et 210 MPa (20 000 à 30 000 lb/po^2) (PPI, 1993). On devrait utiliser les valeurs du module d'élasticité à long terme pour calculer les déflexions et les pressions critiques provoquant le flambage à long terme.

Tableau 2.2. Module d'élasticité à long terme (Kienow et Prevost, 1983)

Matériau	Module d'élasticité après 50 années
PVC	33 % de la valeur initiale
PEHD	16 % de la valeur initiale

En outre, les conduites flexibles continuent de fléchir après leur mise en place et l'application de la charge verticale maximale (en tranchée ou en remblai positif). Cette déflexion continue aussi longtemps que le sol autour d'elles ne s'est pas densifié (compacté et solidifié). On doit donc tenir compte, lors de la conception, des déflexions provoquées par les travaux.

2.4 Résumé

La conception et la mise en place de réseaux de conduites à écoulement libre procèdent de principes différents selon qu'on utilise des conduites rigides ou des conduites flexibles. Dans le premier cas, la conduite doit être conçue de manière à être plus rigide que le sol qui l'entoure et à résister aux charges s'exerçant sur elle. Naturellement, cette résistance dépendra de la qualité du béton, de l'épaisseur de la paroi et de l'armature d'acier. Dans le second cas, la conduite doit être conçue pour se déformer et exploiter la capacité du sol avoisinant à supporter une grande partie de la charge appliquée. Les conduites diffèrent sous les rapports de la résistance, de la configuration de la paroi et de la rigidité. (Le tableau 2.3 présente un résumé des différences de conception pour les conduites en béton et les conduites flexibles).

On propose également des conduites semi-rigides ou très flexibles. Ces concepts différents n'ont cependant modifié ni la conception ni les méthodes d'installation fondamentales (Howard, 1996). On reconnaît d'emblée que la conception des différents types de conduites, les méthodes de pose, la qualité et le degré de compactage de l'assise ainsi que le choix du matériau de remblai font tous partie de la conception des réseaux souterrains de

Table 2.3. Comparaison de la conception des conduites

Paramètres	Conduite rigide (béton)	Conduite flexible
Charge du sol	Charge de Marston	Charge de prisme de sol
Mécanisme de transfert des efforts	Charge du sol supportée grâce à la rigidité intrinsèque du matériau	Exploite la résistance du sol qui l'entoure pour assurer sa stabilité et supporter la charge du sol
Assise et remblai	Jouent un rôle important en répartissant la charge et réduisant au minimum les concentrations de charges	Jouent un rôle essentiel en tant qu'éléments du système de transfert des efforts
Méthode de conception	La résistance est le facteur dominant. Résistance à l'écrasement *(essai de chargement en trois points)* Détermination de la charge du sol à l'aide de l'équation de Marston.	La déflexion est le facteur dominant. Les déformations sont un facteur critique. La déflexion peut être déterminée à l'aide de l'équation de Spangler.
Fluage	Négligeable	Toutes les conduites de plastique soumises à des charges continues présentent avec le temps un module d'élasticité décroissant. Module à long terme (% de la valeur initiale) PVC PEHD 33 % 16 %

conduites rigides et flexibles. Il importe de souligner qu'une conduite bien conçue et convenablement installée, quel que soit son matériau, offrira une performance satisfaisante.

3 Méthodes de pose

Nous présentons dans cette section les aspects techniques de la mise en place de conduites d'égout (sanitaire et pluvial) et de ponceaux en béton, en PVC, en polyéthylène (PEHD) et en tôle d'acier ondulée, mentionnés dans les ouvrages inclus dans la présente étude documentaire. En général, la pose des conduites dans une tranchée consiste à creuser, à préparer l'assise, à mettre en place les conduites, à les joindre et à remblayer la tranchée. La pose dans un remblai positif se fait de façon semblable, à l'exception d'une excavation peu profonde, qui peut être requise afin d'améliorer le support assuré par l'assise (voir la figure 2). Il importe de bien concevoir et planifier la pose, car elle aura une incidence directe sur le coût des travaux et sur la performance des conduites. Par exemple, la largeur de la tranchée, l'assise et l'enrobage sont des facteurs importants au niveau du contrôle des contraintes et de la déformation de la conduite. En outre, les conduites sont sensibles aux conditions défavorables (basses températures, charges d'impact et rayonnement ultraviolet) qui peuvent exister sur le chantier.

3.1 Joints

Toutes les conduites d'égout sont fabriquées en longueurs limitées (habituellement 2,4 m). On les joint les unes aux autres dans la tranchée afin de former une canalisation continue. Les conduites de faible poids comportent moins de joints que les conduites lourdes. Les joints des conduites doivent présenter les caractéristiques suivantes :

1. résistance aux infiltrations d'eau ou de sol,
2. résistance aux fuites,
3. capacité d'absorber les déflexions latérales ou les mouvements longitudinaux sans causer de problèmes de fuite,
4. résistance aux efforts de cisaillement se produisant entre les conduites,
5. continuité hydraulique,
6. facilité d'installation.

3.1.1 Conduites en béton

Les conduites en béton préfabriqué de grand diamètre se présentent en sections courtes, le but étant de réduire le poids et de faciliter le transport, le stockage et la mise en place. Il y a donc plus de joints dans un réseau constitué de conduites en béton que dans un réseau de même longueur formé de conduites flexibles. À cause du plus grand nombre de joints, le premier présente une plus faible rigidité longitudinale. Par contre, l'assemblage des conduites en béton au fond d'une tranchée est plus laborieux que celui des conduites flexibles (Jeyapalan et Boldon, 1986). Les types de joints utilisés sont le joint à embouts mâle et femelle et le joint à emboîtement double, avec des garnitures d'étanchéité telles que des bagues en caoutchouc, du mortier de ciment et des mastics préformés ou appliqués à la truelle. Les bagues d'étanchéité en caoutchouc sont décrites dans les normes CAN/CSA-A257.3 et ASTM C 443, C 877.

3.1.2 Conduites flexibles

Les conduites en PVC sont jointes les unes aux autres au moyen de raccords à bague comprimée ou de colle à solvant organique (Howard, 1996). On utilise des manchons à garniture préformée pour joindre les conduites en PEHD à paroi ondulée ou profilée, et des joints à embouts mâle et femelle avec garniture ou des manchons pour joindre les conduites en PEHD à paroi lisse. Le soudage par élément chauffant des sections de conduites en PEDH est une autre méthode d'assemblage, peu utilisée cependant pour les réseaux à écoulement libre (Howard, 1996).

L'assemblage des conduites en tôle d'acier ondulée se fait habituellement à l'aide de manchons à garniture en néoprène ou en bitume (NCSPA, 1989), de brides, de manchons taraudés et de soudure bout à bout (Howard, 1996). Les produits d'étanchéité utilisés sont les joints toriques, les manchons (mousse ou néoprène), les bandes d'étanchéité (butyle ou néoprène) et les mastics. Les joints doivent être conformes à l'article 26.4.2 de la norme AASHTO, Bridge Design Specification. Ils doivent présenter une résistance appropriée au cisaillement, à la flexion et à la traction, ainsi qu'un recouvrement adéquat, et être étanches aux infiltrations de sol et d'eau.

Le faible poids de la conduite flexible, par comparaison avec la conduite rigide, autorise l'utilisation de sections de plus grande longueur. En outre, les conduites peuvent être coupées sur place à la longueur désirée, ce qui facilite l'assemblage et l'installation.

3.2 Détermination de la largeur de la tranchée

La géométrie d'une tranchée (largeur du fond, profondeur et pente) a des répercussions importantes sur les coûts de construction et la conception des conduites. En effet, la largeur de la tranchée influe sur les pressions exercées par le sol et sur la dureté du sol qui supporte la conduite (Hodges et Enyart, 1993; McGrath et coll., 1990). McGrath et coll. (1990) estiment que si le sol d'origine est meuble et si la largeur de la tranchée est égale à moins de cinq fois le diamètre de la conduite, la dureté du mélange de sol sera inférieure à la dureté du remblai. On conseille en règle générale de réduire au minimum la largeur de la tranchée afin de diminuer la charge du sol tout en conservant un dégagement suffisant pour assurer un bon compactage. Dans le texte, l'expression largeur de tranchée désigne la largeur de l'excavation au sommet de la conduite (se reporter à la figure 2). La terminologie relative au remblai est tirée de la norme ASTM D 2321-89 et celle relative aux conduites, de la norme ASCE (1993).

3.2.1 Conduites en béton

La charge de terre qui s'exerce sur les conduites augmente avec la largeur de la tranchée jusqu'à ce que cette dernière atteigne la valeur de transition. À ce point, la pression verticale de la terre équivaut à celle en saillie positive (Spangler, 1973; Spangler et Handy, 1973; Uni-Bell, 1979; Moser, 1990). Le manuel de conception des conduites en béton (Concrete Pipe Design Manual, OCPA, 1986)

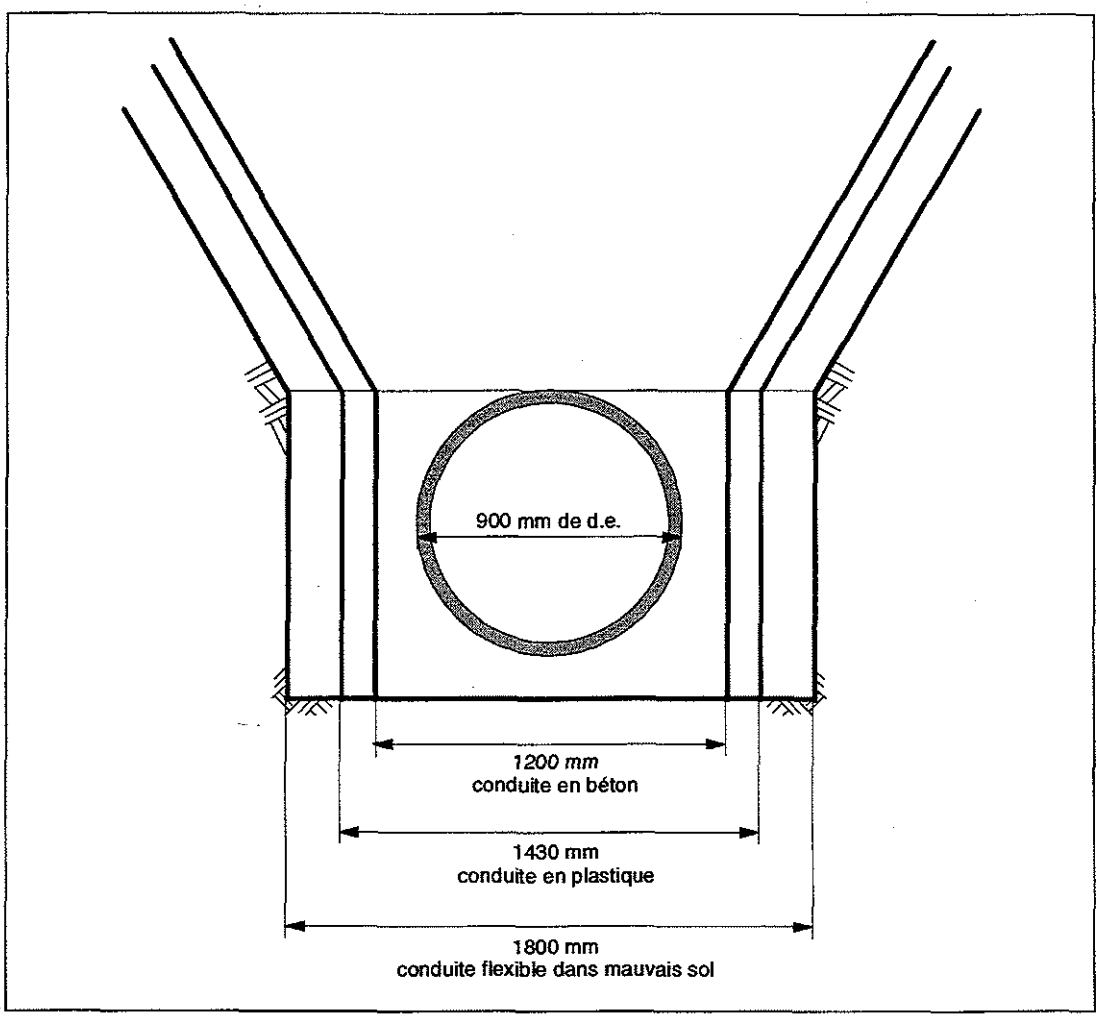


Figure 2. Terminologie illustrée du remblayage des tranchées

indique que la charge du remblai est directement fonction de la largeur de la tranchée. Le concepteur suppose habituellement une largeur de tranchée quelconque afin de déterminer la charge de terre, puis il établit la résistance de la conduite en fonction de cette charge. Les plans ou les dessins normatifs précisent habituellement la largeur maximale d'une tranchée. Lorsque la largeur maximale n'est pas indiquée, la tranchée devrait avoir la plus petite largeur possible avec des dégagements adéquats de chaque côté de la conduite afin de garantir un compactage approprié (OCPA, 1986). Le Concrete Pipe Handbook (ACPA, 1988) mentionne que la distance entre le flanc de la conduite et la paroi de la tranchée ne devrait pas être de plus du *tiers du diamètre intérieur* (DI) de celle-ci, et jamais de moins de 150 mm.

La norme de l'ASCE (1993) sur les conduites de béton, quant à elle, fournit des indications différentes à propos de la largeur de la tranchée. Elle propose quatre méthodes de remblayage en fonction de quatre niveaux de qualité du remblai (de 4 à 1). Pour un remblai de qualité inférieure (niveau 4), on exige un degré moindre de compactage mais une résistance plus élevée de la conduite. Toutefois, le dégagement minimal de chaque côté de la

conduite est le même pour tous les niveaux de qualité, soit 1/6 du diamètre extérieur (DE). Dans ce cas, la largeur de la tranchée est uniquement fonction du diamètre de la conduite, et non de la méthode de remblayage même si, dans le cas du quatrième niveau de qualité, la largeur de tranchée requise serait la moins grande des quatre, aucun compactage n'étant nécessaire.

Exemple pour une conduite de béton

(norme de l'ASCE, 1993):

DE de la conduite = 900 mm
Largeur minimale de la tranchée = DE + 300 mm = 900 +300 = 1200 mm

3.2.2 Conduites flexibles (PEHD, PVC, tôle d'acier ondulée)

Selon la théorie mise au point par Marston (1930), bien que la charge de terre s'exerçant sur une conduite flexible augmente avec la profondeur de la tranchée, elle demeure inférieure à celle appliquée sur une conduite rigide. Le guide de pose des conduites en polyéthylène mentionne que le fait d'élargir la tranchée n'augmente pas la charge de terre au-delà de la charge du prisme de sol s'exerçant sur la conduite (se reporter à l'équation 2.8). On y indique également que la largeur de la tranchée doit être déterminée en fonction de considérations d'ordre pratique afin de ménager un espace de travail suffisant (PPI, 1996). En outre, une méthode de calcul plus prudente permet de considérer la charge de terre comme la charge du prisme de sol dans la conception des conduites en PVC ou en tôle d'acier ondulée (Moser, 1995; NCSPA, 1989; ASTM A 796-93; Uni-Bell, 1993).

Il faut respecter une largeur minimale dans le cas d'une tranchée dans laquelle est enfouie une conduite de plastique, afin de disposer d'un espace de travail adéquat pour le compactage. La norme ASTM D 2321-89 stipule que la largeur minimale d'une tranchée ne doit pas être inférieure à la plus grande des deux valeurs suivantes; le diamètre extérieur (DE) de la conduite plus 400 mm, ou le DE multiplié par 1,25 plus 300 mm. Le Plastic Pipe Institute (PPI, 1996) recommande une largeur plus petite (DE plus 460 mm) pour les conduites en polyéthylène. Dans le cas des conduites en tôle d'acier ondulée, on recommande que la tranchée soit la plus étroite possible (NCSPA, 1989), mais on n'indique aucune méthode particulière pour calculer cette largeur. Watkins (1995) a étudié la question de la largeur de tranchée nécessaire pour l'installation de conduites flexibles dans des sols d'origine de mauvaise qualité. Il a établi que le dégagement minimal entre le flanc de la conduite et la paroi de la tranchée, ou le côté en pente du remblai positif, devait correspondre à la moitié du diamètre extérieur de la conduite.

Exemple pour une conduite en plastique

DE de la conduite = 900 mm
ASTM D 2321-89:

a) DE + 400 = 900 + 400 = 1300 mm
b) 1,25(DE) + 300 = 1,25(900) + 300 = 1425 mm
∴ Largeur minimale de la tranchée = le plus grand de (a) et (b) = 1425 mm

PPI (1996):

Largeur minimale de la tranchée =DE + 460 = 1360 mm

Watkins (1995), DE de la conduite flexible = 900 mm:
Largeur minimale de la tranchée = 2(DE) = 1800 mm

Ces indications ne tiennent pas compte de la stabilité du matériau de remblai et des sols naturels. Shariff et Chambers (1991) proposent qu'on révise la norme de l'ASTM afin d'y spécifier des largeurs minimales de tranchée en

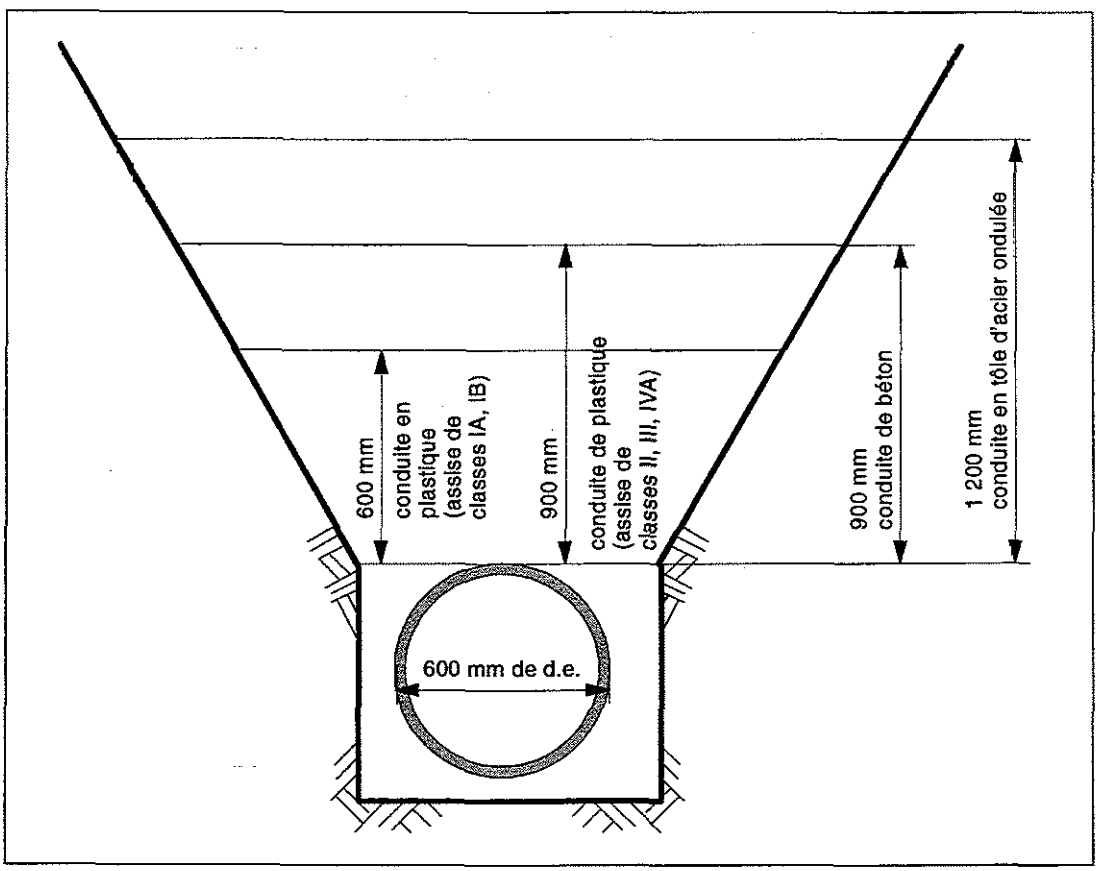


Figure 3. Largeurs comparées des tranchées pour les conduites en béton, en PVC et en PEHD

fonction de la stabilité des matériaux de remblai et des sols d'origine. (La figure 3 établit une comparaison des largeurs de tranchée pour les conduites en béton, en PVC et en PEHD).

3.3 Préparation de l'assise et remblayage

La préparation de l'assise et le remblayage (initial et final) sont des étapes cruciales de l'installation des conduites dans une tranchée ou un remblai positif, non seulement pour assurer la stabilité structurale de la conduite mais aussi pour prévenir les désordres au niveau de la structure des surfaces adjacentes. En outre, le choix des matériaux de l'assise et les méthodes de compactage influent sur le coût des travaux. Les matériaux de moindre qualité sont moins chers mais ils exigent un compactage plus serré et l'emploi de conduites plus résistantes. Le concepteur peut également envisager d'utiliser des matériaux de faible résistance contrôlée (MFRC, ou remblai sans retrait), si le sol d'origine est de mauvaise qualité et s'il en coûte plus cher de faire venir des matériaux granulaires d'ailleurs. Dans cette section, ous comparons certaines méthodes de remblayage recommandées et nous faisons état des études qui ont été faites sur le sujet.

3.3.1 Conduites de béton

La résistance des conduites en béton enfouies vis-à-vis des charges est déterminée par la qualité du contact entre ces conduites et l'assise (Hodges et Enyart, 1993). Le degré de compactage de même que les matériaux placés sous le diamètre horizontal de la conduite, par comparaison avec les matériaux placés

au-dessus de cet axe et jusqu'à la surface du sol, ont des répercussions importantes sur la résistance (Meyer et coll., 1993). C'est ce qui explique que les normes et les manuels fournissent des indications détaillées à propos des zones d'enrobage et d'assise.

La norme de l'ASCE (1993) décrit quatre types d'assise; l'assise de la classe inférieure (type 4) est uniquement constituée de matériaux de basse qualité qui ne sont pas compactés (à l'exception du remblai CL), tandis que celle de la classe supérieure (type 1) est constituée de sable à granulométrie continue compacté à 95 % selon l'essai Proctor normal (se reporter au tableau 3.1). (Les symboles de type de sol proviennent de la norme ASTM D 2321-89). Les types d'assise s'appliquent à la fois aux tranchées et aux remblais positifs.

Tableau 3.1. Type d'installation et degré de compactage exigés selon la norme ASCE (1993)

Type de remblai	Enrobage et appui extérieur
1	95 % SW*
2	90 % SW, ou 95 % ML
3	85 % SW, 90 % ML ou 95% CL
4	pas de compactage requis sauf pour CL, utiliser 85 % de CL

* Symboles des types de sol tirés de la norme ASTM *D 2321-89*

Il est à noter qu'à chaque type d'assise correspond un mode différent de répartition des pressions exercées par le sol se trouvant autour de la conduite. C'est pourquoi on doit calculer la résistance de la conduite en fonction du type d'assise. La norme de l'ASCE indique les répartitions des pressions du sol pour chaque type de remblai, établies par suite d'études théoriques et expérimentales (Heger et coll., 1985). La norme précise que pour une assise de la classe inférieure, on doit utiliser une conduite plus résistante, et vice-versa. Comme l'obtention d'un sol très dur constitue un facteur économique important (McGrath et coll., 1990), l'utilisation d'assise de classe inférieure comporte des avantages lorsque l'acquisition de matériaux de haute qualité coûte cher. Meyer et coll. (1993) font état d'un cas d'aménagement d'une assise de qualité inférieure (type 4) qui a donné de bons résultats.

La partie à mi-hauteur de la tranchée (sous le radier de la conduite - Figure 2) exige un traitement particulier, car le sol doit y demeurer meuble afin de transférer les charges vers la partie du rein de la conduite et réduire ainsi la concentration de contraintes au niveau du radier (norme de l'ASCE, 1993; Meyer et coll., 1993). Un compactage trop intensif du sol dans la partie à mi-hauteur de la tranchée, et insuffisant dans la région du rein, peut provoquer l'apparition fortuite de fissures dans la conduite (Wilson, 1985).

Les méthodes traditionnelles de pose de conduites en béton, décrites dans les manuels de l'ACPA (1988) et de l'OCPA (1986), font état de quatre types principaux d'assise : A à D (se reporter au tableau 3.2). Le type A consiste en une assise et un enrobage en béton, et les types B et C, en une assise en matériau granulaire. L'assise de type D se distingue par un fond plat et convient pour les applications n'exigeant pas de fondation de forme particulière. Chaque type d'assise a son propre coefficient, lequel détermine la résistance exigée pour la conduite et mesurée à l'aide de l'essai de chargement en trois points. Pour obtenir la résistance prescrite, il suffit de diviser la charge verticale estimée s'exerçant sur la conduite par le coefficient de l'assise. Plus ce coefficient est élevé, moins la résistance à l'écrasement sera forte. Par exemple, l'assise de qualité inférieure D ayant un faible coefficient convient pour une conduite présentant une grande résistance à l'écrasement selon l'essai de chargement en trois points. Le concepteur peut donc choisir une assise de qualité inférieure avec une conduite très résistante, ou l'inverse.

Tableau 3.2. Types et coefficients d'assise selon l'OCPA (1986)

Type d'assise	Coefficient d'enrobage
A	de 2,8 à 4,8*
B	1,9
C	1,5
D	1,1

* Selon la quantité d'armature du béton d'enrobage ou l'effet de voûte

Ces quatre types d'assise conviennent également aux installations en remblai positif. Par contre, pour les types B et C, on propose deux autres types d'assise : une assise de faible épaisseur à fondation façonnée et une assise avec enrobage jusqu'à hauteur de l'axe de la conduite.

3.3.2 Conduites flexibles en PEHD, en PVC et en tôle d'acier ondulée

La stabilité et la capacité de transférer les efforts, dans le cas de la conduite flexible, sont déterminées par l'appui assuré par le remblai placé de chaque côté de celle-ci. Pour que la conduite flexible se comporte de façon satisfaisante, il faut apporter un soin particulier à la préparation de l'assise, à l'enrobage, au remblayage et au compactage. Même si un compactage adéquat assure une bone performance à long terme, la conduite flexible risque d'être déformée au-delà de la limite admissible si le sol est trop tassé autour d'elle (Uni-Bell, 1982; Howard, 1981). Il importe donc de prévoir des inspections lors de la pose afin de s'assurer que le degré de compactage est approprié et que la déformation de la conduite est contrôlée, de sorte que sa déflexion demeure dans les limites prescrites. À la suite d'un essai in situ sur une conduite en PVC à paroi mince (110 mm, e/D = 0.024), Zorn et Berg (1990) ont constaté que la déformation due au compactage était la principale cause de déformation au moment du remblayage de la tranchée. Ils n'ont toutefois pas indiqué l'ampleur de ces déformations. Kawabata et Mhori (1995) ont observé la déflexion d'une conduite en polyéthylène lors de son installation - le sol était compacté à l'aide d'un pilon de 80 kg - mais ils n'ont pas fait de distinction entre la déflexion due au compactage et celle causée par la charge de terre. Sehn et Duncan (1994) ont signalé un cas de déflexion excessive d'une conduite en tôle d'acier ondulée. La conduite (de 1 830 mm de diamètre), enfouie à une profondeur de 5 m, s'est déformée dans une proportion de 14 % (par rapport à son diamètre nominal) au moment de sa mise en place et elle a dû être remplacée. On a attribué le problème à la baisse importante de l'appui latéral du silt, en raison des vibrations. McGrath et Selig (1994), pour leur part, ont signalé un cas de déflexion excessive, vers le haut, d'une conduite flexible en thermoplastique armé. La conduite (de 3 600 mm de diamètre) s'est déformée plus que la limite prescrite (3%) en raison d'un compactage trop intense du matériau de remblai à la hauteur du rein, aspect qu'il faudrait surveiller davantage lors des travaux.

La déflexion à long terme d'une conduite flexible est contrôlée par la dureté du sol qui l'entoure plutôt que par la résistance de la conduite à la flexion (McGrath et coll., 1990). Par exemple, les conduites en polyéthylène ou en PVC peuvent se déformer au-delà de la limite de 7,5 % (ASTM D 3034-93) si le remblai n'est pas suffisamment compacté (Lang et Howard, 1985; Howard, 1990). La préparation de la région du rein est cruciale parce que l'aire de contact de l'assise et de la conduite est un paramètre important au niveau de la déflexion de la conduite (Spangler, 1973). Le choix du matériau de remblai est également important pour des considérations d'ordre économique. Un sol pauvre à texture fine ne coûte pas cher à l'achat mais son compactage est onéreux, contrairement au compactage des sols à gros grains qui, eux, coûtent cher (Selig, 1988). De plus, l'emploi de matériaux de mauvaise qualité commande d'utiliser des conduites plus rigides (ou à paroi plus épaisse), qui coûtent plus cher. La norme ASTM D 2321-89 présente des méthodes détaillées de remblayage des conduites en matériau thermoplastique (polyéthylène et PVC) et établit cinq types

principaux de sols de remblayage. On y indique aussi la façon d'utiliser ces sols dans chaque zone de remblayage (se reporter au tableau 3.3).

Un des aspects à prendre en compte dans le cas des conduites à paroi nervurée ou profilée est le rapport entre la géométrie de la paroi de la conduite et la granulométrie du remblai (Sargand et coll., 1996). Nous avons constaté que le compactage autour d'une conduite peut s'avérer déficient si l'espacement des nervures ou des ondulations de la paroi de la conduite correspond à la taille maximale des particules du matériau de remblai. La zone de contact réelle entre la conduite et le remblai était très petite, dans le cas en question. Ce défaut de compactage a donné lieu à un taux élevé de déformation initiale de la conduite, laquelle s'est par la suite stabilisée lorsque le remblai est devenu plus dense, à mesure que le diamètre extérieur de la conduite s'étirait vers l'extérieur.

Tableau 3.3. Classes d'assise pour conduites en plastique selon la norme ASTM D 2321-89

Classe	Description
IA	granulats préparés : non denses, propres
IB	granulats préparés, traités, denses, propres
II	sols à gros grains, propres (GW, GP, SW, SP) ou sols à gros grains, propreté limite avec fines (GW-GC, SP-SM)
III	sols à gros grains avec fines (GM, GC, SM, SC)
IVA	sols à texture fine (inorganiques) (ML, CL)
IVB	sols à texture fine (inorganiques) (MH, CH)
V	sols organiques ou à forte teneur en matières organiques (OL, OH, PT)

Pour les conduites en tôle d'acier ondulée, nous avons relevé des recommandations générales précisant, par exemple, de ne pas utiliser de sols pauvres ou de bien compacter le matériau de remblai. Par contre, on ne donne aucun détail sur la configuration de l'assise, l'enrobage, le remblayage final et les matériaux à utiliser (ASTM A 796-93; NCSPA, 1989; Wolf et Townsend, 1970).

La qualité du remblai est cruciale, non seulement pour la conduite mais aussi pour la structure des surfaces adjacentes. Un compactage inadéquat ou l'utilisation de matériaux de remblayage de piètre qualité peut provoquer des affaissements très prononcés (Eugene, 1972; Cameron Advisory Service Ltd., 1985; Johnson, 1992). À noter que la déflexion marquée d'une conduite en matériau thermoplastique de grand diamètre peut aussi donner lieu à un affaissement excessif de la surface (Erdos, 1990). La limite de déflexion prescrite pour les conduites en thermoplastique sert non seulement à prévenir les désordres au niveau de la conduite mais aussi à restreindre l'affaissement de la surface. Nous n'avons toutefois relevé aucune étude quantitative sur les effets de la déflexion de grosses conduites en thermoplastique sur la structure des surfaces adjacentes.

Les principes généraux qui régissent les opérations de remblayage s'appliquent à la fois aux installations en tranchée et remblai positif. Il n'existe cependant aucun manuel ou guide qui décrive les méthodes particulières de mise en place de conduites en polyéthylène dans des remblais positifs. On trouve par contre plusieurs méthodes de préparation de l'assise dans des sols compressibles ou dans le roc (ASTM A 796-93; NCSPA, 1989; Wolf et Townsend, 1970).

3.3.3 Utilisation de matériaux à faible résistance contrôlée

On peut réduire les coûts du remblayage en utilisant un matériau à faible résistance contrôlée (MFRC). Ce matériau, également appelé remblai sans retrait, est un mélange de ciment Portland, de granulats, d'eau et parfois d'adjuvants (comité ACI, 1994). Sa résistance nominale normale est inférieure à 0,4 MPa, ce qui permet de rouvrir les tranchées pour des réparations ou le remplacement des conduites. Howard (1994a, 1994b) décrit une méthode de remblayage qui convient aux conduites rigides et aux conduites flexibles : elle consiste à mettre en place du remblai sans retrait dans la zone du rein. Clem et coll. (1994) signalent un cas où ce

matériau a été utilisé avec succès pour l'assise d'une conduite de drainage en béton (de 380 mm à 2 400 mm de diamètre). Le remblai sans retrait a permis de réduire les coûts de pose en éliminant l'étape du compactage et en autorisant l'excavation d'une tranchée étroite (150 mm de plus que la largeur de la conduite). Il faut cependant prendre certaines précautions lorsqu'on utilise du matériau à faible résistance contrôlée dans des régions froides, car sa grande conductibilité thermique peut favoriser le soulèvement dû au gel et le gel de la conduite (Rajani et coll., 1995). Un autre problème lié à l'utilisation du remblai sans retrait est la tendance du matériau à déloger la conduite par flottaison, surtout si elle est faite d'un matériau léger comme le plastique ou la tôle d'acier ondulée. Pour éviter ce problème, on doit mettre en place le remblai en plusieurs étapes.

3.3.4 Comparaison de la conduite flexible et de la conduite en béton

La qualité de l'assise et de l'enrobage a des effets importants sur les contraintes auxquelles sont soumises les conduites flexibles et les conduites en béton, ainsi que sur leur déformation. Si elles ne sont pas convenablement supportées par le sol qui les entoure, les conduites flexibles ne peuvent conserver leur stabilité structurale et leur capacité de supporter les charges, contrairement aux conduites en béton, qui sont essentiellement conçues pour supporter les charges s'exerçant sur elles. En outre, la déformation elliptique uniforme d'une conduite flexible est l'élément crucial à prendre en compte pour assurer le maintien de sa stabilité. Un remblayage minutieux et le contrôle de la qualité sont donc des conditions essentielles pour l'installation de conduites flexibles, alors que pour les conduites en béton, ces exigences sont moins rigoureuses. S'il envisage d'utiliser des conduites en béton, le concepteur peut choisir un remblai de qualité inférieure et des conduites à très grande résistance, ou l'inverse, afin de réaliser une installation économique tout en assurant une performance adéquate de la conduite et de la tranchée réaménagée. Ces principes généraux régissant le remblayage s'appliquent à la fois aux tranchées et aux remblais positifs. Il n'existe cependant aucun manuel ou guide décrivant les méthodes de pose des conduites en polyéthylène ou en PVC dans des remblais positifs. Des instructions de cette nature seraient utiles, car on ignore si le compactage d'un matériau dans un remblai ne présentant pas de parois verticales, comme dans le cas d'une tranchée, doit s'effectuer différemment. L'emploi d'un remblai sans retrait peut réduire les coûts d'installation des conduites flexibles et rigides. Cependant, le délogement des conduites par flottaison peut poser problème dans le cas des conduites flexibles, comme d'ailleurs le gel des conduites dans les régions froides.

3.4 Recouvrement minimal avant l'utilisation d'un gros compacteur

Des essais et des analyses en chantier ont montré que l'utilisation d'un gros compacteur risque de provoquer des contraintes et des déformations importantes dans les conduites (Duncan et Seed, 1986; Kuraoka et Rajani, 1996). L'épaisseur du recouvrement de sol est le paramètre le plus important au niveau de la charge imposée à la conduite. Les analyses par éléments finis qu'ont effectuées Seed et Duncan (1985) ont montré qu'un compacteur produit beaucoup moins de pression lorsque la couche de recouvrement est de 600 mm, par comparaison avec une couche de 300 mm. Ces travaux ont débouché sur l'exigence d'une couche de recouvrement minimale pour le remblai initial. Par exemple, la norme ontarienne OPSS 514 prescrit une épaisseur de recouvrement minimal de 900 mm pour tous les types de conduites, qu'elles soient installées dans des tranchées ou des remblais positifs.

L'épaisseur du recouvrement joue sur le degré de compactage de la première couche de matériau de remblai déposée sur la conduite, car l'aptitude à la compaction dépend de l'épaisseur de cette couche. On recommande que celle-ci soit de 300 mm d'épaisseur, tant pour les conduites flexibles que pour les canalisations rigides (norme de l'Ontario, 1995), ce qui est conforme aux observations de

Fukuoka et coll. (1987). Si cette couche est plus épaisse, elle se compactera mal si on utilise un compacteur vibratoire manuel.

3.4.1 Conduites de béton

La norme de l'ASCE recommande un recouvrement minimal de 900 mm d'épaisseur ou égal au diamètre de la conduite, si cette dernière valeur est plus grande.

Pour un DE de 600 mm :
recouvrement minimal = le plus grand de
900 mm ou du DE
= 900 mm

Le recouvrement minimal recommandé est conforme à la norme OPSS 514 et a été jugé sécuritaire par suite d'un essai effectué in situ par Pocher et coll., (1976), lequel visait à évaluer les fissures capillaires observées sur des conduites qui avaient été fabriquées selon la norme ASTM C76 et qui avaient satisfait aux essais de charge en usine et aux inspections. On a supposé que les fissures étaient dues aux vibrations lors du compactage. La conduite en béton armé de 1 370 mm (54 po) a été soumise à diverses charges de compactage vibratoire : on a fait varier les matériaux de remblai, l'épaisseur de la couche et les méthodes et degrés de compactage. On voulait vérifier si la conduite pouvait se fendre sous l'effet du compactage vibratoire. On a placé une couche de recouvrement minimale de 300 mm, lors de l'essai. On s'est aperçu que l'épaisseur du recouvrement était le facteur premier déterminant la charge dynamique exercée sur la conduite. Les contraintes induites par la charge dynamique pour un recouvrement de 300 ont été de deux fois et demie plus fortes qu'avec une couche de 900 mm. Cependant, aucune fissure n'a été observée dans l'un ou l'autre cas.

3.4.2 Conduites en PEHD, en PVC et en tôle d'acier ondulée

La couche de recouvrement minimale recommandée pour les conduites en matériau

Pour une conduite de plastique de 600 mm de DE :
recouvrement minimal = le plus grand de
900 mm ou du DE
= 900 mm (classes II, III, IVA)
Pour une conduite en tôle d'acier ondulée de 600 mm de DE :
recouvrement minimal = 1200 mm

thermoplastique varie entre 600 mm et 900 mm, selon la classe de l'assise (se reporter au tableau 3.3). Pour les conduites en tôle d'acier ondulée, on recommande une couche de recouvrement minimale de 1 200 mm avant l'utilisation d'équipement lourd au-dessus de la conduite (Wolf et Townsend, 1970). La National Corrugated Steel Pipe Association (NCSPA, 1989) recommande une couche de recouvrement minimale variant entre 700 mm et 1 400 mm, selon les charges par essieu maximales de l'équipement de compactage et la portée de la conduite.

Couche de recouvrement minimale ($H_{minimale}$)
pour une conduite en plastique de 600 mm de DE :
le plus grand de 600 mm ou du DE
= 600 mm (classes IA, IB)
le plus grand de 900 mm ou du DE
= 900 mm (classes I, IL)

Couche de recouvrement minimale ($H_{minimale}$) pour une conduite en tôle d'acier ondulée de 600 mm de DE :
= 1 200 mm

3.5 Autres paramètres intervenant lors des travaux

Lors des travaux, les conduites d'égout peuvent être exposées à des conditions malsaines comme les charges d'impact, les basses températures et le rayonnement ultraviolet. Ces paramètres sont analysés brièvement ci-après.

3.5.1 Résistance aux chocs

Lors des travaux, les conduites doivent résister aux charges normalement liées au transport, à la manutention et à la pose. Une conduite peut être exposée par exemple à des forces d'impact imposées par la machinerie lourde ou par les chutes d'objets durs.

La **conduite en béton** est rigide et résiste normalement aux charges de manutention et d'installation. La résistance dynamique du béton à la compression est plus élevée que sa résistance statique (Freedman, 1985). Par contre, une manipulation trop brusque peut provoquer sa fissuration.

La **conduite en tôle d'acier ondulée** devrait normalement résister aux charges d'impact liées à la manutention et à l'installation (ASTM A 796-93). La résistance de ce type de conduite face aux chocs est définie comme étant sa résistance à la manutention et à l'installation, et elle se mesure par rapport à sa flexibilité. Les conduites conçues et fabriquées conformément à la norme devraient présenter une résistance adéquate aux chocs.

Le **PVC** a une faible résistance aux chocs : 0,026 Nm/mm ((0,5 livre-force·pi·po^{-1}) selon la norme ASTM D 256 (Titow, 1990). Une fusion incomplète des matières premières de PVC au cours de l'extrusion et la non-homogénéité de la dispersion des adjuvants et de la charge ont aussi des effets négatifs sur la résistance mécanique de la conduite (Titow, 1990). Au cours de l'extrusion, on peut porter la résistance du PVC aux chocs à 1,07 Nm/mm (20 livres-force·pi·po^{-1}) en mélangeant un agent modifiant comme le polystyrène-butadiène-acrylonitrile aux matières premières de PVC (Titow, 1990). Ces agents modifiants réduisent par contre la résistance chimique de la conduite en PVC et ils accroissent sa susceptibilité à l'oxydation et sa perméabilité

La résistance du PEHD aux chocs oscille entre 0,27 et 0,80 Nm/mm (de 5 à 15 livres-force·pi·po^{-1}) (Vasile et Seymour, 1993), ce qui est de 10 à 30 fois celle du PVC. En pratique, cette résistance se traduit par des taux de rupture plutôt bas lors de la manutention et de l'installation. Cependant, cette résistance peut être considérablement réduiteréduite, comme dans le cas du PVC, en raison de l'oxydation due au soleil ou réduite, comme dans le cas du PVC, en raison de l'oxydation due aux rayons solaires ou de la surchauffe au moment de l'extrusion (More et coll., 1988).

3.5.2 Effet de la température

Les instructions et les manuels d'installation et de conception des conduites de béton n'abordent pas les effets de la température sur la résistance. Toutefois, on sait que la résistance du béton normal à la compression et à la traction augmente substantiellement (50 % et plus) lorsque la température ambiante tombe à -20 ou -30 °C (Freedman, 1995; Lee et coll., 1989; Miura, 1989).

La résistance du béton aux chocs augmente lorsque les températures sont sous 0 °C. On a soumis des poutres en béton, armé ou non, à des essais de flexion (chute d'un poids) et des barres d'armature à des essais Charpy (essais de choc sur éprouvette avec entaille en V) (Kivekas et Korhonen, 1986). La résistance aux chocs des poutres en béton non armé, à -40 °C, a augmenté de 100 % par rapport à celle mesurée à 20 °C. Par contre, le béton armé n'a pas montré d'accroissement marqué de sa résistance aux chocs aux basses températures (-40 °C), en raison de sa malléabilité attribuable à l'acier d'armature. On a donc conclu qu'une conduite en béton armé ne devrait pas présenter de rupture fragile sous des charges d'impact.

La résistance du PVC aux chocs diminue à mesure que la température baisse (AWWA M23). Au point de congélation (0 °C), elle n'est plus que de 70 à 80 % de celle mesurée à 23 °C. De 23 °C à 16 °C, la résistance et le module d'élasticité augmentent (AWWA M23, 1980). Bien que la température minimale recommandée pour l'installation des conduites en PVC soit -18 °C (PPI, 1990), il faut prendre des précautions spéciales lorsque les températures sont sous zéro. Le polyéthylène, quant à lui,

résiste assez bien aux charges d'impact lorsque les températures sont sous zéro (PPI, 1993). La température minimale recommandée pour la pose des conduites en polyéthylène est -34 °C (PPI, 1990). La température de référence pour le calcul de la résistance et du module d'élasticité est 23 °C.

La résistance du métal aux chocs décroît suivant la température (Hertzberg, 1989) mais aucun manuel ou guide ne traite des effets des basses températures sur la résistance aux chocs des conduites en tôle d'acier ondulée.

3.5.3 Effet du rayonnement ultraviolet

Lorsqu'elles sont longuement exposées aux rayons ultraviolets (U.V.), les conduites en plastique peuvent subir des dommages superficiels (dégradation due aux U.V. ou photo-oxydation), comme c'est le cas des extrémités des ponceaux. La dégradation due aux U.V. peut se manifester par une décoloration, une légère augmentation de la résistance à la traction et du module d'élasticité, et une baisse de la résistance aux chocs. En conséquence, on devrait exposer le moins longtemps possible les conduites aux rayons du soleil. On peut éviter les effets de la dégradation due aux U.V. en utilisant des agents stabilisants et des colorants. L'hôtel Cherry Plaza, d'Orlando (Floride), a été le lieu d'une démonstration de la performance d'un PVC correctement composé. La conduite en PVC du système de conditionnement de l'air, installée sur le toit, ne montrait aucun signe de détérioration même après avoir été exposée pendant plus de 20 000 heures aux rayons du soleil (PPI, 1973). Walker (1981) fait état d'une étude de deux ans concernant les effets du rayonnement U.V. sur les propriétés mécaniques de conduites en PVC. Cette étude a montré que la résistance à la traction et le module d'élasticité n'avaient presque pas changé après une exposition de 24 mois au soleil. La résistance aux chocs, cependant, avait décliné de 20,3 %. On a signalé également une baisse de 3,7 % de la résistance aux chocs après une période d'exposition de deux mois au soleil. Walker soutient que même diminuée, la résistance aux chocs des conduites en PVC demeure plus élevée que celle des autres produits utilisés couramment pour les conduites d'égout. Il n'a toutefois pas précisé quels étaient ces autres produits.

La surface du polyéthylène craint l'action oxydante des rayons du soleil. Mais cette dégradation n'est pas provoquée par le polyéthylène lui-même mais plutôt par les additifs, les impuretés métalliques et les matériaux de charge (Vasile et Seymour, 1993). L'emploi d'agents stabilisants, dont l'efficacité varie grandement d'un produit à l'autre, peut protéger le polyéthylène pendant près de 12 mois contre les rayons du soleil (Moore et coll., 1988).

Aucun cas de dégradation due au U.V. n'a été rapporté pour les conduites en béton et en tôle d'acier ondulée. On croit que l'effet des U.V. sur ces matériaux est négligeable.

3.6 Réouverture des tranchées

L'incidence des nouvelles excavations sur les services publics enfouis est un fait reconnu par plusieurs (Bert et coll., 1974). La pose de nouvelles canalisations souterraines de services publics a une incidence plus forte sur les conduites flexibles que sur les conduites rigides déjà en place à cause du mécanisme de transfert des charges des conduites flexibles. Une fois dégagée, la conduite flexible doit être remblayée et le matériau de remblai compacté avec le même soin que lors de la pose initiale afin d'en restaurer la stabilité et de rétablir le transfert des charges entre la conduite et le sol (Nesbeitt, 1978). À cause de la perte du support latéral, l'excavation partielle et l'exposition d'une conduite flexible causereront probablement une déformation très prononcée et pourraient même provoquer son affaissement. On a observé, en France, une déflexion localisée de l'ordre de 20 % d'une conduite d'égout en PVC à côté de laquelle avait été posée une nouvelle conduite (Alferink et coll., 1995). Comme le font remarquer Moser et Kellogg (1993), la localisation d'une conduite en plastique enfouie n'est pas la seule

difficulté ; il faut aussi veiller à ne pas l'endommager lors de l'opération de localisation. Alferink et coll. (1995) ont également éprouvé des difficultés à localiser des conduites en PVC enfouies lors de leur étude sur la performance qui a été menée dans plusieurs pays d'Europe.

Par contre, les conduites rigides enfouies, par exemple celles en béton, sont moins sensibles aux effets de la réouverture des tranchées et du remblayage à cause de leur résistance intrinsèque. Selon l'endroit, le dégagement partiel d'une conduite en béton ne provoque habituellement pas de désordres importants. Le remblayage de la tranchée n'est pas aussi délicat que dans le cas d'une conduite flexible.

3.7 Résumé des méthodes d'installation

La pose des conduites dans une tranchée consiste à creuser, à préparer l'assise, à mettre en place les conduites, à les joindre et à remblayer la tranchée. La pose dans un remblai positif se fait de façon semblable, sauf qu'il

Tableau 3.4. Paramètres de pose de divers types de conduites

Paramètre	Conduite rigide (béton)	Conduite flexible
Largeur de tranchée	La plus étroite possible. La charge du sol augmente avec la largeur de la tranchée jusqu'à ce que la largeur de transition soit atteinte. Aire de travail minimale.	La charge du sol n'augmente pas avec la largeur au-delà des limites du prisme. Largeur suffisante requise pour un compactage minutieux.
Joints	Joints à embouts mâle et femelle avec garnitures d'étanchéité. Plus grand nombre de joints à cause de la faible longueur des sections.	**Conduite en plastique :** Joint en élastomère ou adhésif à solvant organique. Coupe facile à la longueur désirée. Peu de joints. **CTAO :** Bandes raccords en acier avec garniture en néoprène ou pâte asphaltique. Soudage.
Recouvrement minimal	900 mm avant l'utilisation d'un gros compacteur. Dommages dus au compactage non visibles.	**Conduite de plastique:** 900 mm avant l'utilisation d'un gros compacteur. Déflexion très prononcée possible si surcompactage. **CTAO :** Recouvrement minimal de 700 mm à 1400 mm.
Opérations	Matériel et main-d'oeuvre supplémentaires pour manipuler les lourdes sections de conduites. Compactage moins intensif.	Inspection sur place requise. Compactage intensif requis. Manipulation et transport facilités.
Effet de la température	Accroissement de la résistance lorsque la température se situe entre -20 °C et -30 °C. Accroissement de la résistance aux chocs aux basses températures.	**PEHD :** Température minimale de pose de -34 °C. Résistance aux chocs non altérée par les basses températures. **PVC :** Température minimale de pose de - 18 °C. *Résistance aux chocs réduite de 30 % lorsque la* température passe de 23 °C à 0 °C.
Dégradation due aux U.V.	Dégradation négligeable.	**Conduite de plastique :** Vulnérable aux U.V. par suite d'une longue exposition.
Réexcavation	Craint peu la réexcavation et le remblayage subséquent. Selon l'emplacement, une exposition partielle ne cause habituellement pas de dommages importants.	Une fois la conduite exposée, le remblayage et le compactage doivent être minutieux, conformément aux spécifications d'origine, pour en rétablir la résistance. *L'excavation partielle et l'exposition risquent de provoquer* une déformation excessive.

peut être nécessaire d'excaver seulement un peu pour améliorer le support assuré par l'assise. Il importe de bien concevoir et planifier la pose car elle aura une incidence directe sur les coûts de construction et la performance des conduites. Sur le chantier, les conduites peuvent également être exposées, avant leur pose définitive, à des conditions malsaines comme les basses températures, les charges d'impact et le rayonnement ultraviolet. Le tableau 3.4 résume les méthodes d'installation des différents types de conduite.

4 Caractéristiques de résistance et de sensibilité

Les conduites des réseaux sanitaires ont habituellement une durée de vie sans entretien comparativement longue. Toutefois, cette durée dépend de nombreux facteurs. On a observé des défaillances qui étaient provoquées par des attaques physiques, chimiques, électrochimiques et bactériennes, tant à l'intérieur – provenant des eaux usées – qu'à l'extérieur – provenant du sol dans lequel elles étaient enfouies (Rossouw, 1979, Stutterheim, 1962). La source des produits chimiques contenus dans les eaux d'égout varie selon qu'il s'agit d'eaux industrielles ou domestiques.

Dans les égouts domestiques, les conduites peuvent être exposées aux produits et processus chimiques suivants :

- hydrogène sulfuré (H_2S)
- acide sulfurique (H_2SO_4)
- ions chlorure
- ions sulfate
- lixiviation de chaux
- carbonatation.

Dans les égouts industriels, les conduites peuvent être exposées aux produits suivants :

- acides
- alcalis
- produits chimiques organiques comme les aromates et les hydrocarbures
- déchets industriels.

Selon l'emplacement des conduites, le sol peut contenir des produits chimiques tels que :

- ions chlorure
- acides dilués
- produits chimiques du sol
- bactéries biocorrosives.

La résistance aux attaques physiques, chimiques et d'autre nature varie selon les caractéristiques du matériau employé. Par exemple, la conduite en tôle d'acier ondulée est sujette à la corrosion si elle n'est pas protégée, tandis que la conduite en béton peut subir de graves détériorations provoquées par les sulfates. Le tube de plastique, quant à lui, risque de se détériorer lorsqu'il est exposé à certains solvants. Nous examinons ici les effets de ces attaques sur la durabilité des différents types de conduite.

4.1 Sensibilité des conduites en béton aux attaques chimiques

Le béton est constitué de quatre éléments principaux : ciment Portland, eau, sable et granulats grossiers. Les deux premiers se combinent chimiquement et donnent un mélange gélatineux d'hydrates complexes, qui non seulement lie les particules de sable et les granulats mais confère au produit son étanchéité à l'eau et son caractère alcalin élevé (Ramachadran et Feldman, 1984). Les conduites en béton et en béton armé se sont bien comportées dans toutes sortes de conditions. Elles sont résistantes aux liquides et aux conditions du sol. Mais étant donné la nature même du béton, les attaques chimiques et biochimiques ont entraîné bien des ruptures de conduites d'égout en béton (Stutterheim et Van Aardt, 1953).

Les eaux usées domestiques et industrielles contiennent une grande quantité de produits chimiques agressifs qui risquent de provoquer la corrosion des conduites en béton armé. Par exemple, des acides inorganiques et organiques peuvent être présents dans les effluents ou dans le sous-sol d'un terrain industriel, ou ils peuvent se former au-dessus de la ligne d'eau,

dans les égouts, à cause de l'activité bactérienne à deux phases (Parker, 1951; Ramaswamy et Jain, 1984). Des ions sulfate et d'autres produits chimiques que peut contenir le sol risquent de provoquer la corrosion chimique des parois externes des conduites en béton. En général, les attaques chimiques se distinguent par les types de réactions corrosives qu'elles provoquent :

- attaque par des ions sulfate
- lixiviation
- attaque par des acides.

4.1.1 Attaque des ions sulfate

Les sols contiennent des ions sulfate, tels que le sulfate de sodium, le sulfate de calcium et le sulfate de magnésium. Les attaques de sulfate se produisent habituellement à la surface de la paroi extérieure des conduites, lorsque celles-ci ont été enfouies dans des sols contenant de fortes concentrations d'ions sulfate (Burnett, 1974). Comme les sulfates sont dissous et transportés par les eaux souterraines dans le sol, leur attaque des ouvrages en béton se produit uniquement lorsque le niveau des eaux souterraines s'élève au-dessus du radier des conduites (CG&S, 1996).

Les processus physico-chimiques d'une attaque de sulfates sur une conduite en béton se remarquent d'abord à la couleur blanchâtre que prend la surface du béton. Les dommages naissent aux bords et s'accompagnent par la suite d'une fissuration et d'un écaillage progressifs, lesquels finissent par rendre le béton friable ou le ramollir. Dans certains cas, il se produit une baisse importante de la résistance aux charges de la conduite, qui finit par se rompre. La perte de résistance est habituellement attribuable à la réduction de la capacité d'adhérence du principal produit d'hydratation du béton, le gel C-S-H (hydrates de silicate de calcium). La fissuration et l'écaillage sont habituellement liés à une expansion causée par les réactions entre les sulfates et les aluminates présents dans le ciment (Mehta, 1986, 1989, 1994; Reading, 1982; Gollop et Taylor, 1992; Min et Mingshu, 1994; Wang, 1994). Notre but n'est pas de décrire en détail les processus physiques et chimiques qui se produisent lors d'une attaque de sulfates. Par contre, on convient habituellement que les mécanismes sous-jacents de ce type d'attaque font intervenir des réactions entre les hydrates d'aluminate et les sulfates, qui provoquent l'expansion et éventuellement la désintégration totale de la matrice de béton (Mehta, 1986, 1989, 1994; Matti et Al-Adeed, 1985).

Les attaques des sulfates peuvent également être amorcées par les eaux usées industrielles et domestiques mais il s'agit la plupart du temps d'une corrosion par l'acide sulfurique due à l'activité bactérienne dans les égouts, comme nous le verrons plus loin.

4.1.2 Lixiviation

Les oxydes alcalins, K_2O, Na_2O, chaux libre et $Ca(OH)_2$ peuvent être libérés par les constituants du béton. Le gel C-S-H a également tendance à s'échapper. La lixiviation des constituants du béton, surtout le $Ca(OH)_2$, accroît la porosité de la matrice de béton (Ballim et Alexander, 1991). Il en résulte une baisse de résistance du béton (Biczok, 1967) et l'accélération du dégagement d'autres produits chimiques dangereux comme les sulfates et les ions chlorure.

La chimie des eaux usées et des eaux souterraines entourant la conduite de béton influe sur le degré de lixiviation du béton. La lixiviation augmente à mesure que le pH des eaux usées et de l'eau souterraine baisse. Cette baisse du pH des eaux usées et de l'eau souterraine est particulièrement importante lorsque des bicarbonates sont libérés du fait de la dissolution du CO_2 ou de la décomposition de matières végétales. Des études indiquent qu'une concentration de 20 mg/L ou plus de dioxyde de carbone dans l'eau souterraine suffit à provoquer une détérioration importante du béton par lixiviation (Biczok, 1967). La vitesse d'écoulement des eaux usées et de l'eau souterraine est un autre facteur qui influe sur la lixiviation. Un écoulement rapide et constant de l'eau favorise la lixiviation continuelle du

$Ca(OH)_2$, donnant lieu à des attaques à l'acide sulfurique dues aux bactéries ainsi qu'à la corrosion de l'armature du béton.

4.1.3 Corrosion par les acides

La corrosion sous l'effet des acides est le problème le plus préoccupant en ce qui a trait aux conduites d'égout en béton. Elle attaque surtout la partie des parois internes qui se trouve au-dessus du niveau d'écoulement de la conduite et est due à la nature des eaux usées.

La corrosion interne d'une conduite d'égout sanitaire est attribuable à deux causes principales. Il y a d'abord les attaques des acides contenus dans les effluents industriels à faible pH qui se déversent directement dans le réseau d'égout. Ces eaux usées transportent des acides organiques tels que l'acide carbonique et l'acide acétique, ainsi que des acides inorganiques, notamment les acides sulfurique, nitrique et chlorhydrique, des composés d'ammonium et des phénols. L'autre cause est la corrosion à l'acide sulfurique provoquée par les bactéries aérobies (Milde et coll., 1988; Sand et coll., 1994; Kienow et Allen, 1993; Meyer et Ledbetter, 1970; Parker, 1951; Hawthorn, 1970). Nous analysons plus en détail, un peu plus loin, ces types de corrosion.

L'acide sulfurique réagit avec tout ciment dont la cimentation est assurée par les silicates de calcium et les aluminates (Perkins, 1979, 1981). Il semble que les constituants (hydratés et non hydratés) du ciment Portland soient dissous par l'acide sulfurique, laissant une masse pâteuse constituée principalement de sulfates de calcium, d'alumine, de fer et de silice libre. L'acide sulfurique dilué réagit comme suit avec le béton de ciment Portland (Perkins, 1979, 1981; Meyer et Ledbetter, 1970) : les granulats silicifères, qui sont le type le plus utilisé, sont les moins touchés par l'acide sulfurique, alors que les granulats comme le calcaire ou la dolomite sont attaqués par ce produit. Ce dernier type de granulat réagit avec l'acide sulfurique en produisant des composés comme les sulfates de calcium et de magnésium, les silicates de calcium hydraté, les aluminates et les ferrates, qui sont ensuite fractionnés et forment divers sulfates de calcium, d'aluminium et de fer, ainsi que de la silice amorphe, dans le cas des hydrates de silicate de calcium. L'hydroxyde de calcium, les aluminates de calcium et les particules de ciment non hydraté se fractionnent sous l'action de l'acide sulfurique et donnent des sulfates. L'hydroxyde de calcium réagit avec l'acide et donne du gypse ($CaSO_4 2H_2O$). Le gypse réagit avec des aluminates de calcium hydraté et donne de l'ettringite dont le volume est plus grand que les matières dont elle provient. Cet accroissement de volume peut provoquer l'expansion du béton, l'apparition de craquelures et sa détérioration. C'est ce qu'on appelle une attaque par les sulfates.

4.2 Corrosion électrochimique de l'acier

La corrosion de l'acier est parfois accélérée sous l'effet d'un grand nombre de produits chimiques agressifs comme les ions chlorure, les acides inorganiques ou les milieux à faible pH et à forte humidité. Dans la partie qui suit, nous abordons quelques-unes des principales causes de la corrosion des cages d'acier formant l'armature du béton armé, ainsi que des conduites en tôle d'acier ondulée. Ce sont :

- les attaques par les ions chlorure;
- la baisse du pH;
- les attaques par les acides.

La corrosion de l'acier est un processus électrochimique au cours duquel le fer s'oxyde et donne de l'oxyde de fer ou des ions ferreux ou ferriques, selon le pH du milieu. Au cours de cette réaction (réaction anodique), le fer métallique libère des électrons, qui se consument lors de la réduction de l'oxygène ou de la transformation de l'hydrogène (Rosenberg et coll., 1989).

Par exemple, dans un milieu acide, l'acier se dissout :

Réaction anodique : $Fe \rightleftharpoons Fe^{2+} + 2e$ (4.1)

Réaction cathodique : $2H^+ + 2e \rightleftharpoons H_2$ (4.2)

Dans un milieu alcalin, une couche d'oxyde se forme sur l'acier :

Réaction anodique : $Fe + 2OH^- \rightleftharpoons Fe(OH)_2 + 2e$ (4.3)

Réaction cathodique : $O_2 + 2H_2O + 4e \rightleftharpoons 4OH^-$ (4.4)

La dissolution de l'acier est importante dans une solution acide mais elle peut être stabilisée en solution alcaline à cause de la couche d'oxyde qui se forme à la surface du métal. Mais cette couche protectrice peut se fractionner en présence d'ions très actifs comme les ions chlorure et lorsque le pH est inférieur à 8. L'armature du béton armé est protégée par une épaisseur de béton qui non seulement agit comme une barrière physique empêchant les produits chimiques agressifs de s'attaquer à l'acier mais crée aussi un milieu hautement alcalin qui combat la corrosion des cages d'acier. Les conduites d'égout en tôle d'acier nu sont donc plus exposées aux attaques des produits chimiques agressifs. Grâce aux enduits protecteurs appliqués sur la surface de l'acier, les conduites en tôle d'acier ondulée présentent une meilleure résistance à la corrosion que si les tôles étaient nues. La durabilité des enduits influe considérablement sur la performance de ces conduites. Par exemple, les enduits métalliques sacrificiels se comportent très différemment des enduits époxydes, dans un milieu acide.

4.2.1 Attaque par les chlorures

On sait pertinemment que les ions chlorure sont les ions les plus agressifs et qu'ils peuvent provoquer une corrosion importante de l'acier (Cady, 1977; Rosenberg, 1989; Slater, 1983; Cady et Weyers, 1983). Ceux-ci viennent en contact avec les conduites d'égout lorsqu'ils sont transportés par :

- les eaux usées industrielles et domestiques;
- les eaux souterraines;
- le sol.

Dans un milieu dont le pH est supérieur à 8, on croit que les ions chlorure réagissent avec la couche d'oxyde hydraté, rivalisant avec les ions OH^-. Les réactions qui ont lieu s'écrivent comme suit :

$$[Fe(OH)_2] + 2Cl^- \rightleftharpoons [FeCl_2] + 2OH^- \quad (4.5)$$

puis :

$$[FeCl_2] + 2OH^- \rightleftharpoons [Fe(OH)_2] + 2Cl^- \quad (4.6a)$$

ou

$$[FeCl_2] + 2H_2O \rightleftharpoons [Fe(OH)_2] + 2HCl \quad (4.6b)$$

L'ion chlorure détruit la couche d'oxyde ferrique et forme un composé extrêmement soluble dans l'eau, $FeCl_2$, qui suinte à la surface de l'acier et réagit avec toute molécule de OH^- ou de H_2O pour donner le produit de la corrosion, $Fe(OH)_2$. La consommation d'ions chlorure au cours de la réaction décrite par l'équation 4.5 est compensée par la libération d'ions chlorure (équation 4.6a ou 4.6b); la présence d'ions favorise la désintégration de la couche d'oxyde par un procédé de réaction en boucle. Le produit de l'équation 4.5, $FeCl_2$, accélère la désintégration à cause de sa grande solubilité et de la réduction localisée du pH. Il en résulte une accélération de la dissolution de l'acier (Gu et coll., 1994). Les conduites en acier nu des réseaux d'égout ne sont donc pas durables à moins d'être recouvertes d'un enduit protecteur. La conduite en béton armé est sujette, jusqu'à un certain degré, à l'infiltration du chlore présent dans le milieu environnant. Le chlore pénètre dans le béton par une combinaison des phénomènes de convection, de diffusion et de tension capillaire. La convection n'existe que s'il y a une différence de pression hydrostatique. La diffusion est le principal mécanisme à l'oeuvre lorsque le béton est saturé et que les

concentrations de chlore varient. Toutefois, étant donné l'alcalinité du béton, l'acier d'armature est protégé par la couche d'oxyde passif (probablement g-Fe_2O_3). La forte résistance ohmique de cette couche limite la corrosion à environ 0,001 mm/a (Conway, 1965). Les ions chlorure peuvent disloquer la couche de protection. Il s'ensuit la corrosion de l'acier d'armature, le fendillement et l'écaillage du béton engendrés par une augmentation sextuple de son volume à mesure que les oxydes ferriques atteignent des stades d'oxydation plus élevés (oxydes ferriques hydratés) (Rosenberg et coll., 1989).

4.2.2 Réduction du pH

Selon le diagramme de Pourbaix, qui est une courbe de la valeur du pH en fonction du potentiel électrique, et laquelle démontre la corrosion d'un métal à mesure que son potentiel éelctrique et son pH changent, l'acier est protégé par sa couche d'oxyde lorsque son pH est plus grand que 9, en l'absence d'ions agressifs (Pourbaix, 1966). La couche d'oxyde devient instable lorsque le pH est inférieur à 8. *Dans un milieu acide (pH = 1 à 3), l'acier est* soumis à une dissolution généralisée. Par conséquent, tout produit chimique présent dans les eaux usées ou le sol qui cause une réduction du pH de la conduite provoque d'importants dommages de corrosion.

4.2.3 Attaque de l'acier par les acides

Des acides peuvent être présents dans l'eau souterraine, dans les effluents des *canalisations ou produits par l'activité* bactérienne. L'acier des conduites est sensible aux attaques des acides. Une dissolution importante du fer peut survenir même si la solution acide est très diluée. C'est pourquoi on ne recommande pas l'emploi de conduites en acier nu pour les réseaux d'égout, à moins que l'acier soit recouvert d'un enduit de polymères, de plastique, de mastic de bitume ou d'autres enduits organiques (Pyskadlo, 1989).

4.3 Résistance du PVC aux produits chimiques

On considère que la résistance du PVC non modifié aux produits chimiques est élevée, comme l'a montré un essai d'immersion de trois heures dans une solution à 70 % d'acide sulfurique; les propriétés mécaniques du PVC n'ont pas été sensiblement altérées (Uni-Bell, 1982). L'acide sulfurique est couramment présent dans les réseaux d'égout sanitaire, comme nous l'avons mentionné précédemment. Après avoir plongé dans une solution d'acide sulfurique, pendant deux ans, des échantillons de conduites d'égout de petit diamètre en PVC présentant une déflexion permanente de 5 %, on n'a observé que des effets minimes sur leur rigidité (Sharff et DelloRusso, 1994). Par contre, une exposition prolongée à de faibles concentrations de cet acide a donné lieu à une décoloration en surface du matériau (Alferink et coll., 1995), dénotant sa dégradation (Titow, 1990). On n'a pas encore déterminé les effets combinés d'une exposition aux produits chimiques et de l'activité mécanique sur les *propriétés mécaniques du PVC après 50 ans.* Il se peut que certains solvants comme les hydrocarbures aromatiques ou chlorés, les cétones et les esters attaquent le PVC. Ces solvants le font gonfler ou le dissolvent. Il n'est pas rare que des produits chimiques organiques comme les produits de nettoyage à sec et les pesticides s'infiltrent à travers le PVC (Berens, 1985; Pfau, 1985; Crum, 1985). On a signalé un cas d'infiltration de produits dégraissants à travers une conduite de PVC (AWWA Mainstream, 1984). Les mélanges de PVC sont un peu moins résistants aux solvants que le PVC non modifié (Titow, 1990). La présence d'impuretés métalliques et de matériaux de charge peut également réduire leur résistance aux produits chimiques (Owen, 1984).

4.4 Résistance du PEHD aux agents chimiques

Le PEHD est plus cristallin et plus résistant chimiquement que le polyéthylène de faible

densité (Trotignon et coll., 1985), et il présente une bonne résistance à une vaste gamme de produits chimiques. Le polyéthylène est par contre altéré par l'acide sulfurique (Mercier et Maréchal, 1993), un oxydant produit en faible concentration par les bactéries aérobies. On peut s'attendre qu'une exposition prolongée à de faibles concentrations d'acide sulfurique altère les conduites en polyéthylène, notamment celles de PEHD, surtout en présence de contraintes mécaniques. Une déformation de l'ordre de 5 % à 12 % peut à elle seule provoquer une dégradation mécanique rapide (Vasile et Seymour, 1993). L'immersion de PEHD dans une solution saline peut favoriser son oxydation (Henry et Garton, 1989), ce qui porte à croire que les fondants chimiques utilisés pour déglacer les routes peuvent à la longue altérer la performance des conduites de PEHD enfouies, une fois que le sel a migré à travers la couche de terre végétale.

En plus d'être un hydrocarbure, le PEHD est un polymère apolaire, ce qui le rend vulnérable aux attaques des solvants apolaires comme les alcools, les détergents, les halogènes et les aromates (PPI, 1993), ainsi que des produits chimiques comme les produits pétroliers et l'essence. Ces solvants font gonfler le PEHD ou s'infiltrent à travers la paroi de la conduite (Selleck et Marinas, 1991; Lee, 1986; Veenendaal et Dibbetts, 1981; Holsen et coll., 1991a, 1991b). L'infiltration des solvants peut se produire en une journée ou s'étendre sur plusieurs semaines, selon la nature du produit, sa concentration, le type de sol et la qualité du matériau dont est faite la conduite. Dans certaines conditions de température et de contraintes et en présence de produits chimiques donnés, le polyéthylène peut se fendiller plus rapidement que s'il n'était pas exposé à ces produits, les températures et les contraintes étant les mêmes. Ce phénomène est appelé « craquelure sous l'effet de contraintes et/ou de l'environnement ». Les fissures grandissent lentement et se propagent en tous sens avec le temps. Les substances apolaires mentionnées plus haut sont des agents qui favorisent le fendillement du polyéthylène sous contraintes (PPI, 1993). En outre, il est risqué d'installer des conduites en polyéthylène dans un terrain contaminé par les hydrocarbures à cause du danger de fendillement sous contraintes (Beech, 1994).

4.5 Détérioration biologique

La détérioration biologique désigne la désintégration d'un matériau favorisée par la présence de bactéries. On sait qu'un grand nombre de types de bactéries foisonnent à l'intérieur d'une conduite d'égout. Nous examinons brièvement ici les effets de certains types de bactéries sur les types de conduite considérés dans notre étude.

4.5.1 Conduites en béton et en tôle d'acier ondulée

Un bon nombre d'ouvrages parlent de la détérioration du béton due à la corrosion engendrée par les bactéries, car ce type de désordre a une forte incidence sur la durée de vie utile des conduites d'égout en béton (Patenaude, 1982; Kobrin, 1976; Sallal et coll., 1984; Kikuchi et coll., 1995; Mori et coll., 1991, 1992; Cho et Mori, 1995). On connaît mal le mécanisme de la corrosion due aux bactéries. On connaît par contre les problèmes qu'elle occasionne (Kobrin, 1976) :

- production d'acides – p. ex. les acides sulfurique, formique et acétique;
- destruction des enduits protecteurs;
- formation de piles de corrosion – p. ex. les piles d'aération différentielle (oxygène) et les concentrations d'ions;
- production d'acide sulfhydrique (H_2S);
- concentration d'anions et de cations;
- oxydation du métal due aux ions.

Les bactéries favorisant la corrosion des réseaux d'égout appartiennent en général aux trois groupes suivants (Kobrin, 1976) :

Les bactéries réductrices de sulfate	Sans doute la catégorie de bactéries à pouvoir de corrosion la plus connue. Elles réduisent les sulfates en acide sulfhydrique.
Les bactéries productrices d'acides	Ces bactéries oxydent les composés de sulfure, qui se transforment en acide sulfurique.
Les bactéries concentrant/ oxydant les ions de métal	Cette catégorie comprend entre autres les bactéries oxydant le fer et le manganèse. Elles emmagasinent l'énergie en oxydant le métal, p. ex. l'acier.

Les sulfobactériales sont capables de réduire les sulfates contenus dans les eaux usées et de produire de l'acide sulfhydrique comme sous-produit. Ce sont des bactéries anaérobies. Un autre groupe de bactéries, *Thiobacillus sp.*, transforment par oxydation le sulfure réduit en acide sulfurique, qui détruit le béton (Kienow et Allen, 1993; Meyer et Ledbetter, 1970; Parker 1951; Hawthorn, 1970; Sand et coll., 1984). Ces bactéries se trouvent également dans les réseaux d'égout. Certaines conditions doivent exister pour que les sulfobactériales puissent s'établir à la surface du béton et entamer le processus de corrosion. Il faut un degré d'humidité suffisant pour qu'elles ne sèchent pas. Il doit y avoir aussi un apport adéquat d'acide sulfhydrique, de dioxyde de carbone, de composés d'azote et d'oxygène.

Formation du H_2S dans les égouts. Le H_2S est produit biologiquement dans les égouts à partir de composés biologiques contenant du sulfure organique provenant de l'hydrolyse de protéines ou de la dégradation de savons, de la cellulose, de l'amidon, etc. Ce processus se produit dans des conditions d'anaérobie, avec un grand nombre d'espèces de sulfobactériales présentes dans les eaux usées (Parker, 1951).

Fixation du H_2S et sa transformation sur les parois des conduites de béton. L'étape suivante du processus de corrosion est la fixation du H_2S contenu dans l'air du réseau d'égout sur la partie des parois des conduites qui se trouve au-dessus de la ligne des eaux usées, et sa transformation en acide sulfurique. Voici une description du processus : les parois des nouvelles conduites d'égout en béton, dont le pH est de 11 à 13 et qui sont exposées à l'atmosphère du réseau d'égout contenant de l'acide sulfhydrique subissent une modification chimiqueen deux étapes. La carbonatation normale abaisse le pH des parois à 8,4. Le pH est abaissé de nouveau à 7,5 par suite de la fixation de l'acide sulfhydrique et des acides polythioniques. Lorsque le pH est inférieur à 9,0, les bactéries appelées *Thiobacillus X* se multiplient et transforment par oxydation le thiosulfite et le polythionate en sulfure et en acides sulfuriques, ce qui accélère davantage la chute du pH. Le processus continue jusqu'à ce que le pH tombe sous 5,0, lorsque le *Thiobacillus concretivorus* produit de fortes concentrations d'acide sulfurique. Il est fréquent que le pH atteigne la valeur 1 (Parker, 1951). Ce type d'attaque par les acides peut causer de graves dommages au béton ainsi qu'à l'acier zingué des conduites en tôle ondulée.

4.5.2 Résistance du PVC aux attaques microbiennes

Le PVC résiste bien à l'attaque des microbes, quoiqu'il soit sensible à la dégradation s'il contient des additifs fragiles (PPI, 1989). Les acides de faible poids moléculaire utilisés dans la fabrication, qui contiennent habituellement de l'oxygène, sont biodégradables (Titow, 1990; PPI, 1989). Par contre, il est possible d'éviter la dégradation du PVC en choisissant avec soin les additifs. En outre, on peut utiliser des additifs conçus pour protéger le PVC contre les attaques microbiennes.

4.5.3 Résistance du PEHD aux attaques microbiennes

Le polyéthylène résiste très bien à l'attaque des microbes (PPI, 1989; Vasile et Seymour, 1993). Néanmoins, il peut arriver que des conduites en PEHD se détériorent si elles contiennent des additifs dont se nourrissent les bactéries. L'oxygène que contiennent un grand nombre d'additifs et le faible poids moléculaire de ceux-ci accroissent la biodégradabilité des conduites (Titow, 1990). Comme pour les conduites en PVC, on peut réduire au minimum la dégradation des conduites en PEHD grâce à un choix judicieux d'additifs.

4.6 Résistance mécanique

En plus des conditions malsaines auxquelles les conduites sont exposées durant la construction (se reporter à la section 3,6), nous abordons ici les paramètres normalement liés à l'utilisation de conduites d'égout enfouies. Ce sont l'abrasion, l'humidité et la température et le feu.

4.6.1 Résistance à l'abrasion

La résistance à l'abrasion est la capacité d'un matériau à résister à l'érosion mécanique, processus qui tend à enlever progressivement du matériau à la surface. Les eaux pluviales et les effluents des réseaux d'égout contiennent des particules abrasives ou d'autres matières dures en suspension, qui effleurent continuellement la surface de la paroi interne des conduites. L'abrasion est considérée comme un des déterminants les plus importants de la durabilité des ponceaux (Hurd, 1986; Meacham et coll., 1982; Bowser-Morner, Inc., 1990). Les conditions influant sur l'abrasion sont, entre autres, la concentration des solides, la vitesse d'écoulement, la durée et la fréquence des vitesses d'écoulement maximales, le diamètre de la conduite et le type d'enduit (Jarvenkyla et Haavisto, 1993a; Perkins, 1979; Meacham et coll., 1982). L'abrasion augmente avec la vitesse d'écoulement, étant donné que la turbulence du liquide s'accroît et que les particules solides heurtent plus directement et vigoureusement la paroi de la conduite. Elle augmente également avec le diamètre de la conduite (Jarvenkyla et Haavisto, 1993a). Les enduits assurent un certain niveau de protection contre l'action abrasive des fluides transportés par la conduite.

Les milieux corrosifs peuvent accélérer l'abrasion du matériau, et vice versa. Le liquide en mouvement devient un solvant plus efficace que s'il stagnait. La résistance du béton à l'abrasion a fait l'objet de nombreuses recherches (Laplante et coll., 1991; Fernandez et Malhotra, 1990; Sadegzdeh et coll., 1987; Perkins, 1979; Hyde et coll., 1969). Les conduites en béton sont sujettes à l'abrasion lorsque la vitesse d'écoulement se maintient entre 20 et 40 m/s (Perkins, 1979; Hyde et coll., 1969). La cavitation, causée par l'action abrasive de l'écoulement du liquide, peut se produire et endommager gravement les conduites en béton (Perkins, 1979). Une vitesse d'écoulement d'au plus 2,5 à 3,0 m/s ne provoque pas d'usure marquée du béton. La faible résistance à l'abrasion des conduites de béton est attribuée à la nature friable du matériau (Jarvenkyla et Haavisto, 1993a). On a prétendu que le type de granulat grossier était le principal déterminant de la résistance du béton à l'abrasion. Le rapport eau-ciment et l'ajout de fumées de silice viennent au second rang (Laplante et coll., 1991). L'ajout de laitier aurait pour effet de réduire la résistance à l'abrasion (Fernandez et Malhotra, 1990).

On considère que l'abrasion est un des principaux facteurs de rupture des ponceaux en tôle d'acier ondulée (Missouri Highway and Transportation Department, 1987; Hurd, 1984, 1986; Noyce et Ritchie, 1979). Pour les rendre résistantes à l'abrasion et à la corrosion, on recouvre habituellement les conduites en tôle d'acier ondulée d'un enduit ou d'un enduit doublé d'un revêtement bitumineux (NCSPA, 1989). Soumise à un essai comparatif, la conduite en acier a présenté une plus grande résistance à l'abrasion que la conduite en béton (tableau 4.1) (Jarvenkyla et Haavisto, 1993a).

Règle générale, la conduite en plastique résiste très bien à l'abrasion (Dicks et coll., 1983;

Richards, 1984; Jarvenkyla et Haavisto, 1993a, 1993b; Chambers et Heger, 1980). Les molécules à chaîne longue, qui composent la chaîne polyméride, constituent les éléments essentiels de la capacité de la surface à absorber, à la manière d'une trampoline, les chocs des granulats en mouvement, ce qui se traduit par une réduction de l'effet d'usure des granulats (Jarvenkyla et Haavisto, 1993a).

Alors que l'on considère que la conduite d'égout en PVC présente une bonne résistance à l'abrasion, comme l'ont montré des études s'étendant sur une longue période (Eckstein, 1988; Alferink et coll., 1995), la résistance du PEHD à l'usure est souvent classée au premier rang, par rapport aux autres polymères (Anderson et Williamson, 1985). Au cours d'un essai d'usure par cylindre coulissant, le PEHD a présenté une résistance à l'usure deux fois supérieure à celle du PVC (Eiss et Potter, 1985). Selon le Plastic Pipe Institute (PPI, 1993), le PEHD est de trois à cinq fois plus résistant que l'acier. Des évaluations de conduites en PEHD faites sur le terrain ont également confirmé ce fait (Hurd, 1986; Goddard, 1990).

Le tableau 4.1 montre le classement des quatre types de matériau selon leur résistance à l'abrasion en fonction des caractéristiques d'usure observées en laboratoire. Le PEHD vient au premier rang et le béton, au dernier.

Tableau 4.1. Résistance à l'abrasion des divers types de conduites (Selon les données recueillies par Jarvenkyla et Haavisto, 1993a)

Matériau	Cote de résistance à l'abrasion
PEHD	4
PVC	3
Tôle d'acier ondulée	2
Béton	1

Il est à noter que le taux d'abrasion n'est pas un critère aussi important que la résistance résiduelle de la conduite après un certain temps. Par exemple, une perte de 12,7 mm (1/2 po) de béton subie par une conduite n'entraîne pas nécessairement une rupture, tandis que la perte d'une même quantité de matériau de la part d'une conduite PVC, en PEHD ou en tôle d'acier ondulée peut signifier la disparition complète de l'épaisseur de la paroi. Nous n'avons pas trouvé d'ouvrage faisant état d'une étude comparative du taux d'abrasion des divers types de conduite et de la résistance résiduelle. Un telle étude s'impose. Quoiqu'il en soit, les fabricants de conduites en béton savent par expérience que leurs produits n'ont pas à craindre le problème de l'abrasion. Jarvenkyla et Haavisto (1993b) ont signalé que des études pratiques ont montré que ce type de canalisation n'est pas ou guère exposé au problème d'abrasion pendant toute sa durée de vie utile.

4.6.2 Humidité et température

Les conditions ambiantes types qui règnent à l'intérieur de bien des réseaux d'égout sont une forte humidité (100 % HR) et des températures atmosphériques élevées (>30 °C) (Saricimen et coll., 1987). Dans un tel milieu, l'acide sulfhydrique qui se dégage des eaux usées est absorbé par la condensation qui recouvre les parties non immergées des conduites d'égout où, en présence de bactéries aérobies, il se transforme en acide sulfurique. Il s'ensuit une importante détérioration du béton et de l'acier des conduites (comme nous l'avons indiqué précédemment), bien que le béton et la tôle d'acier ondulée eux-mêmes ne soient pas directement altérés par l'humidité et la température.

Les conduites enfouies ne sont pas exposées aux conditions de gel et de dégel lorsqu'elles ont été installées sous la ligne de gel, mais les conduites servant de ponceaux sont exposées aux intempéries. Les conduites en béton préfabriqué, faites de béton coulé à sec, présentent en général une meilleure qualité et ne craignent pas les cycles de gel-dégel (Potter, 1988). On n'a rapporté aucun cas de problèmes de dommages dus au gel-dégel dans le cas des conduites en béton coulé à sec. Quoiqu'il en

soit, l'ACPA a reconnu que de tels dommages pouvaient survenir. Au cours de notre étude documentaire, nous n'avons trouvé aucun rapport de recherches sur le risque de dommages dus au gel-dégel dans le cas des conduites circulaires en béton, à l'exception de l'étude en laboratoire d'Abdulshafi et coll. (1995) sur les ponceaux rectangulaires en béton coulé à sec. Ces ponceaux, faits de béton sans entraîneur d'air, ont présenté des caractéristiques de tenue au gel-dégel insatisfaisantes, lors d'essais en laboratoire (Abdulshafi et coll., 1995). Il faudrait effectuer d'autres recherches sur le terrain et en laboratoire concernant les caractéristiques de tenue au gel-dégel des conduites circulaires en béton.

La conduite en PVC est sujette à la dégradation thermique (Titow, 1990; Owen, 1984). Aux températures de fabrication, le PVC se dégrade à cause de la transformation du chlorure d'hydrogène (HCl) et de la formation de polyène. Cette dernière donne au PVC une couleur allant du jaune au rouge. Le HCL corrosif doit être neutralisé au moyen d'additifs appropriés afin de prévenir la dégradation galopante. Le PVC ne doit donc pas être soumis à un procédé thermique sans agents stabilisants appropriés. Ces agents peuvent également empêcher l'oxydation du PVC, en service. Alferink et coll. (1996) ont montré qu'après 30 ans le niveau de dégradation thermique d'une conduite pouvait être imputé au processus initial d'extrusion; le niveau d'oxydation n'avait semble-t-il pas évolué.

En dépit de son inertie chimique, le polyéthylène est vulnérable à l'oxydation thermique (Alferink et coll., 1996). Le PEHD est beaucoup moins sensible que le PEFD. Mais dans un cas comme dans l'autre, il faut mélanger des antioxydants et des stabilisateurs thermiques aux matériaux de charge du PE avant leur extrusion à 160 °C>T>260 °C.

4.6.3 Résistance au feu

Il se produit rarement des incendies et des explosions dans les réseaux d'égouts des villes (*Philbin et Vickery, 1993*). Les conduites d'égout peuvent être exposées à des incendies provoqués par les produits chimiques et les hydrocarbures liquides charriés par les eaux usées, ou par suite d'accidents de la circulation accompagnés d'un déversement et d'inflammation de l'essence.

La **conduite en béton** ne brûle pas et peut supporter des températures extrêmement élevées. On a signalé de nombreux cas d'incendies dans des réseaux d'égout constitués de conduites en béton. Les dommages qu'ils ont provoqués aux conduites étaient minimes, voire nuls (Ohio Concrete Pipe Association, 1979).

L'**acier** non plus ne brûle pas. Par contre, les doublures et les enduits à base de pétrole comme l'asphalte, le bitume, les plastiques et le goudron, utilisés pour protéger les conduites en tôle d'acier ondulée de la corrosion, sont inflammables (ACPA, 1992; Ohio Concrete Pipe Association, 1979). Dans un environnement hostile, la conduite en acier peut subir des dommages dus à la combustion de sa doublure ou de son enduit.

Les conduites en **PVC,** comme celles en **PEHD,** se consument si l'apport d'air est adéquat, par exemple dans le cas des ponceaux et des égouts pluviaux ou sanitaires (Smith et Brady-Williamson, 1997; ACPA, 1983; Chambers et Heger, 1980), bien que le PVC soit reconnu comme ayant le plus faible degré d'inflammabilité de tous les plastiques courants (Curtis, 1977). Les autres problèmes sont le dégagement de vapeurs acides et de fumée qui accompagne la dégradation thermique, lorsque les plastiques sont exposés aux flammes.

Le **PEHD** se déforme à des températures au-dessus de 120 °C et fond à 135 °C. Le polyéthylène brûle lorsqu'il est exposé à la flamme, car c'est un hydrocarbure (PPI, 1993). La conduite en PEHD est considérée comme présentant un danger d'incendie; elle n'est donc pas recommandée pour les réseaux d'évacuation et d'égout, à cause des difficultés que pose la lutte contre l'incendie (Philbin et Vickery, 1993). Au cours d'un essai

d'inflammabilité réalisé par le ministère des Transports de la Caroline du Nord (1991), on a exposé au feu une extrémité de conduite de ponceau en PEHD ondulé. Une minute plus tard, toute la conduite était la proie des flammes. Elle a nourri l'incendie et s'est consumée sur toute sa longueur. On en a conclu que toutes les applications dans lesquelles les extrémités des conduites en PEHD sont apparentes, comme dans le cas des ponceaux, exposent ces dernières à des dommages par le feu (ministère des Transports de la Caroline du Nord, 1991).

L'ACPA (1982) mentionne que la Hardwood Plywood Manufacturers Association a réalisé des essais indépendants de résistance au feu selon les spécifications de la norme ASTM E 84. Ces essais comparatifs de comportement au feu ont été effectués sur des conduites en béton armé et en tôle d'acier ondulée avec doublure et revêtement en asphalte, sur une conduite en tôle d'acier ondulée avec doublure et enduit de polymères, sur des conduites en PVC à paroi nervurée et à paroi lisse et sur une conduite en PEHD à paroi nervurée. (Deux autres types de conduites ont été testées : une conduite en tôle d'aluminium ondulée et une conduite en ABS). Le tableau 4.2 résume quelques-unes des caractéristiques de résistance au feu des matériaux testés (ACPA, 1982). Plus l'indice de propagation de flammes est élevé, plus la résistance à l'incendie est faible (ASTM E 84 - 94)

4.7 Comparaison des caractéristiques de résistance

La performance à long terme et la durabilité des conduites d'égout sont directement liées à la résistance aux attaques des divers produits chimiques et biologiques. Les sources et les concentrations de produits chimiques contenus dans les eaux usées varient selon qu'il s'agit d'eaux industrielles ou domestiques. En outre, les sols de certaines régions géographiques sont réputés contenir de fortes concentrations de sulfates.

Règle générale, les conduites en béton et en tôle d'acier ondulée sont plus vulnérables aux attaques chimiques que les conduites en PVC et en PEHD. La grande résistance aux attaques chimiques est certes la caractéristique qui fait de la conduite en plastique le choix numéro un pour les réseaux d'égout. Le tableau 4.3 résume la sensibilité à la corrosion des quatre types de conduites.
La résistance physique à l'abrasion et à l'incendie influe aussi grandement sur la performance et la durabilité des conduites d'égout et des ponceaux. Le tableau 4.4 compare la résistance à l'abrasion et à l'incendie des quatre types de conduites.

Tableau 4.2. Résistance au feu des divers types de conduites

Matériau	Indice de propagation de la flamme	Indice de pouvoir fumigène	Degré de résistance au feu*
Conduite de béton	0	0	6
Conduite d'égout en PVC à paroi nervurée	10	10	5
Conduite d'égout en PVC	20	330	4
CTAO avec enduit de polymères	35	580	3
Conduite en PEHD à paroi ondulée	60	820	2
CTAO avec enduit asphaltique	80	860	1

*Nous avons ajouté la cote de résistance au feu pour montrer la performance relative des conduites sous ce rapport. Le chiffre le plus élevé indique la meilleure performance.

Tableau 4.3. Sensibilité à la corrosion des divers types de conduites

	Conduite			
Type de corrosion	Béton armé	Tôle d'acier ondulée	PEHD	PVC
Corrosion due aux acides	✓	✓	✓ (Note 1)	
Corrosion due aux ions sulfate	✓			
Corrosion due aux ions chlorure	✓	✓		
Lixiviation	✓			
Corrosion biologique	✓	✓	✓ (Note 2)	✓ (Note 2)
Corrosion due aux solvants			✓ (Note 1)	✓ (Note 3)
Fissuration sous l'effet de contraintes environnmentales			✓	

Notes :
1.La conduite en PEHD demeure stable en présence de la plupart des acides et des bases. Elle est toutefois attaquée par les solvants et les produits chimiques apolaires tels que les produits du pétrole et l'essence. L'exposition prolongée à l'acide sulfurique faiblement concentré risque également d'altérer les propriétés du PEHD.
2.Les conduites en PVC et en PEHD résistent très bien aux attaques bactériologiques. Toutefois, certains additifs présents dans ces matériaux de plastique favorisent la croissance des bactéries, entraînant la biodégradation des matériaux.
3.La conduite en PVC résiste bien à la plupart des attaques chimiques, mais pas aux hydrocarbures aromatiques ou chlorés, aux cétones ni aux esters.

Tableau 4.4. Résistance physique des divers types de conduites

	Conduite			
Type de résistance	Béton	Tôle d'acier ondulée	PEHD	PVC
Résistance à l'abrasion	Faible	Faible	Élevée, deux et trois fois plus résistante que la conduite en PVC et celle en tôle d'acier ondulée respectivement	Élevée
Résistance au feu	Élevée	La plupart des enduits anticorrosion sont inflammables	Inflammable	Inflammable et indice d'inflammabilité inférieur à celui du PEHD
Résistance au gel-dégel	(Note)			

Note : On ne peut affirmer que la conduite de ponceau en béton est sujette aux dommages causés par le gel-dégel. Des essais permettraient de le vérifier.

5 Critères de performance et durée de vie utile

Dans toute étude technique, on doit établir les critères de performance du matériau qui serviront à déterminer les paramètres de base convenant à l'application et au milieu. C'est cette application qui dictera la limite de performance cruciale du matériau. Les démarches de conception, les méthodes de pose et les caractéristiques de résistance diffèrent selon le type de conduite (comme nous l'avons indiqué précédemment), tout comme les critères ou les limites de performance ainsi que les modes d'apparition des désordres.

La durabilité est un des plus importants paramètres déterminant le choix du matériau approprié; c'est la durée de vie utile qui sert d'indicateur. Les services des transports de différents États américains ont effectué au

cours des 20 dernières années des études sur la durabilité des ponceaux. Les données recueillies ont permis d'établir des modèles de prévision de la durée de vie utile (Hurd, 1988; Meacham et coll., 1982; CERF, 1992). Les chercheurs expriment des opinions divergentes à propos des conclusions des diverses études sur la durabilité des conduites enfouies, mais ils conviennent tous que l'estimation de la durée de vie est un exercice complexe à cause de l'absence de définitions uniformes et de normes concernant le classement, l'inspection et l'entretien des conduites (CERF, 1992).

On s'est beaucoup intéressé à la durabilité des conduites enfouies, mais les particularités du climat, des sols et de la géologie, les impuretés charriées par les liquides, les matériaux de construction et les méthodes de construction elles-mêmes ont empêché l'élaboration d'une méthode systématique et pratique de prévision de la performance (ACPA, 1988). Les critères de performance et les prédictions de durée de vie utile que nous présentons dans cette section se fondent sur la compilation des données et des renseignements publiés.

À moins d'indication contraire, le pourcentage de déflexion, utilisé dans le texte, correspond au taux de déflexion exprimé en pourcentage du diamètre intérieur nominal de la conduite.

5.1 Critères de performance

Les deux aspects fondamentaux de la performance d'une structure sont la résistance et la durabilité. Il n'existe toutefois aucun répertoire universel de critères de performance, et les critères employés par un chercheur sont souvent contestés par un autre. Bien qu'il existe des rapports sur le remplacement des conduites et leurs désordres, ils ne font pas état des raisonnements qui ont permis de déterminer la nécessité du remplacement ou les modes de rupture. On peut certainement affirmer que ces raisonnements ont emprunté des voies bien différentes.

Il importe de comprendre que les critères de performance applicables aux égouts pluviaux diffèrent des critères qui s'appliquent aux égouts sanitaires. Dans un égout pluvial, les perforations, les fissures et les joints qui fuient peuvent être sans conséquence, tandis qu'il en sera tout autrement dans un égout sanitaire (NCSPA, 1989) à cause de la contamination par exfiltration ou de l'augmentation des infiltrations/entrées d'eau dans ces réseaux, ce qui risque d'accroître considérablement les coûts de traitement des eaux usées (Scheller et coll., 1994; Anderson, 1996; NCSAP, 1989).

Glossaire

Durabilité : La durabilité est la capacité d'une conduite à résister de façon satisfaisante aux effets des conditions de service auxquels elle est soumise (Bealey, 1987). C'est sa capacité de résister à l'usure et à la dégradation.

Durée de vie utile : La durée de vie utile est le nombre d'années pendant lesquelles une conduite ne nécessitera guère d'entretien (Ring, 1984; NCHRP, 1978). Selon cette définition, cette durée ne correspond pas au nombre d'années avant l'apparition de désordres.

Rupture : Il n'existe pas de définition universelle de la rupture d'une conduite enfouie, à part son affaissement, comme l'indiquent les rapports de la National Cooperative Highway Research Program (NCHRP, 1978) et du Civil Engineering Research Foundation (CERF, 1992). La détérioration constitue une rupture lorsqu'une structure affaiblie s'affaisse ou menace la stabilité du remblai de terre. Une conduite peut avoir atteint sa limite de durée de vie utile et demeurer malgré tout enfouie de nombreuses années sans se romp re. Toutefois, la fréquence des entretiens et des réparations nécessaires, une fois la durée de vie utile dépassée, peut justifier le remplacement de la conduite avant que ne survienne une rupture.

5.1.1 Conduites en béton

La fissuration est considérée comme un bon indicateur de la durabilité et de la performance

des conduites en béton. Si une fissure de 0,3 mm apparaît sur une conduite en béton armé après son installation, on ne parle pas de rupture ni de danger d'affaissement imminent. On dit plutôt que la conduite et son armature se comportent comme prévu. La limite de 0,3 mm n'est qu'une mesure de contrôle de la qualité et ne doit pas être considérée comme un critère de performance sur le terrain (Spangler et Handy, 1973; ASTM C 76M-90; CAN/SA-A257.2-M92; ACPA, 1988). La conduite en béton qui comporte des fissures superficielles de 0,6 mm de largeur ne traversant pas la paroi et dont l'armature est enrobée d'une couche de béton d'au moins 25 mm présente les même caractéristiques de durabilité qu'une conduite non fissurée (ACPA, 1988). Le ressoudage spontané est la capacité du béton d'obturer ses fissures en présence d'humidité. Dans ce processus chimique, on assiste à la formation de cristaux de carbonate de calcium, qui se produit lorsque le dioxyde de carbone présent dans le sol adjacent, dans l'air et dans l'eau carbonise l'oxyde de calcium libre contenu dans le ciment et l'hydroxyde de calcium libéré au moment de l'hydratation du silicate tricalcique du ciment. La précipitation des cristaux insolubles de carbonate de calcium à la surface de la fissure finit par remplir et par obturer cette dernière (ACPA, 1988; OCPA, 1986). À l'exception des cas où les désordres ne sont pas apparents et où la conduite s'est affaissée, les critères de performance basés la largeur des fissures, dans le cas des conduites en béton à écoulement libre, n'ont pas été bien définis. En pratique, les critères de désordre de la conduite en béton sont établis par l'ingénieur et ils varient d'un projet à l'autre.

Sous le rapport de l'aptitude au service, l'apparition de fissures qui fuient signifie la fin de la période sans entretien, car il est nécessaire d'effectuer des réparations pour corriger les problèmes d'infiltration ou d'exfiltration. Sous le rapport de la stabilité structurale, une section fissurée d'une conduite en béton non armé, avec ou sans fuites, peut être aussi stable qu'une arche. Par contre, des surcharges externes s'exerçant de façon non symétrique ou des surcharges internes peuvent entraîner l'écroulement des sections d'arche autrement stables. Une conduite en béton armé fissurée ne présente aucun risque, à moins que l'armature ne soit corrodée au droit des fissures (Spangler et Handy, 1973), ce qui à la longue entraîne l'écaillage du béton superficiel et réduit la résistance de la conduite.

Les désordres des conduites en béton comprennent entre autres la fissuration, la séparation, ainsi que la perte de matériau et d'intégrité due à la corrosion, à l'abrasion et à l'affaissement.

5.1.2 Conduites en tôle d'acier ondulée

Les critères de durabilité des conduites en tôle d'acier ondulée utilisées pour les égouts pluviaux et sanitaires sont établis en fonction du moment prévu de l'affaissement de la structure et du délai de perforation, ce qui peut exiger des travaux d'entretien et des réparations. Les fuites causent la contamination ou l'instabilité du matériau de remblai. Chacun de ces critères s'applique aux conditions qui existent dans les différentes régions géographiques (NCSAP, 1989). Comme nous l'avons mentionné précédemment, un égout pluvial perforé entraîne des conséquences moins graves qu'un égout sanitaire perforé. La performance limite habituellement exigée sous le rapport de la déflexion d'une conduite en tôle d'acier ondulée est établie à 5 % tant dans le plan vertical que dans le plan horizontal, d'après des observations d'affaissements imminents sous des déflexions d'environ 25 % (Spangler et Handy, 1973; Wolf et Townsend, 1970; ASCE/WPCF, 1982). En limitant la déflexion à 5 %, on obtient un coefficient de sécurité de 4 (Spangler et Handy, 1973; Prevost et Kienow, 1988a).

Les désordres des conduites en tôle d'acier ondulée comprennent la déformation, le flambage, l'ouverture des joints, ainsi que la perte de matériaux et d'intégrité due à la corrosion et à l'abrasion. Outre la rupture apparente qu'est l'affaissement, la conduite d'un ponceau dont le radier est corrodé ou

écrasé, ou une conduite qui est sérieusement piquée ou corrodée peut malgré tout supporter son remblai et sa couche de recouvrement. Elle présente toutefois un risque élevé et doit être réparée ou remplacée (NCHRP, 1978).

5.1.3 Conduites en plastique

Comme pour la conduite en tôle d'acier ondulée, la déflexion est le critère de performance du tube en plastique. L'ampleur des déflexions permises, exprimées en pourcentage du diamètre intérieur nominal des conduites, devrait être établie en fonction des limites de performance suivantes (Chambers et Heger, 1980).

Fonction. Des déflexions importantes à l'embout mâle de la conduite peuvent entraîner la perte d'étanchéité des joints à garniture. On devrait obtenir du fabricant des renseignements sur les déflexions permises. La réduction du diamètre de la conduite attribuable à une déflexion prononcée peut restreindre l'emploi du matériel de nettoyage de taille normale. L'écoulement du fluide dans la partie dont la section est diminuée à cause de la déflexion de la conduite sera réduit. Par contre, cette perte est négligeable à moins que la déflexion soit prononcée ou inacceptable pour toute autre raison.

Perte de la capacité de support de la chaussée. Si une conduite enfouie présente une déflexion importante, la chaussée au-dessus peut être endommagée à cause de la perte du support offert par le sol.

Résistance. La déflexion d'une conduite est une indication des contraintes et déformations de flexion qui s'exercent sur sa paroi. Lorsqu'on fixe une limite de déflexion pour une conduite de plastique, on détermine indirectement une limite approximative pour les contraintes et formations auxquelles elle sera exposée. Étant donné que des contraintes et déformations excessives peuvent entraîner la rupture d'une conduite, on tient compte de sa résistance limite pour déterminer la limite de déflexion permise.

La limite de performance qui a été acceptée pour la conduite en PVC est une déflexion de 7,5 % (Uni-Bell, 1990; ASTM D 3034-93; Howard, 1996; Moser et coll., 1977). Selon Uni-Bell (1990), cette limite de performance inclut un coefficient de sécurité de 4. Des études de cas ont montré que d'importantes déformations localisées (ovalisation de 20 %) se sont produites dans des drains en PVC sans entraîner d'interruption de service (Alferink et coll., 1995; Jeyapalan et Bolton, 1986), tandis que d'autres conduites se sont rompues sous des déflexions inférieures à 5 % (Kienow et Prevost, 1988). Quant aux conduites en PEHD, on établit la limite de déflexion à 5 % pour acceptation 30 jours après leur mise ne place, bien que les conduites faisant partie des réseaux d'écoulement par gravité résistent généralement à de plus grandes déflexions (PPI, 1996; Howard, 1996). La limite de performance de 5 % sert également à la déflexion à long terme (Howard et coll., 1995). Les normes et les codes canadiens actuels établissent en général la déflexion maximale à 7,5 % dans le cas des conduites en plastique (CAN/CSA-B182.1-M92; BNQ, 1983; MEQ, 1989; Nazar, 1988). Prevost et Kienow (1988b) recommandent d'utiliser une limite de déflexion maximale de 5 % pour les conduites flexibles en fonction de la stabilité de celles-ci. La Natural Resource Conservation Commission du Texas (1993) établit à 5 % la limite de déflexion à court terme pour toutes les conduites flexibles. Greenbook (1994) affirme pour sa part que la limite de déflexion permissible pour toutes les conduites en plastique autres que celles en ABS et PVC dépend du diamètre de la conduite. Plus le diamètre est grand, plus la limite est basse. Pour les conduites en plastique dont le diamètre varie entre 305 mm et 760 mm (12 po et 30 po), la limite de déflexion permissible est de 4 %, tandis qu'elle est de 3 % pour les diamètres compris entre 760 mm et 1 525 mm (30 po et 60 po). Il convient de noter que, dans la pratique courante, la limite de déflexion de la conduite en plastique est calculée par l'ingénieur et varie d'un projet à l'autre.

Jeyapalan et Boldon (1986) indiquent les raisons suivantes pour limiter à 5 % la déflexion initiale des conduites flexibles :

- Si la conduite est mal soutenue latéralement (p.ex. à cause d'un compactage déficient ou de l'emploi de matériaux non résistants), une déflexion prononcée peut se produire, entraînant la courbure inverse de la couronne.
- La conduite flexible en plastique continue de fléchir avec le temps à cause de ses caractéristiques de fluage (se reporter à l'analyse faite à la section 2). En limitant la déflexion initiale à 5 %, on prévient la déformation excessive de la conduite en plastique pendant sa durée de vie utile de calcul.
- La conservation d'un coefficient de sécurité élevé contre l'affaissement de sa structure.
- Une déflexion excessive peut entraîner des infiltrations et des exfiltrations au niveau des joints, qui perdent leur étanchéité.

Les désordres des conduites en PVC et en PEHD comprennent le flambage, l'écrasement de la paroi, la déflexion annulaire excessive, la fissuration et le soulèvement (Watkins et Reeve, 1980; Hanna et Cucheran, 1991; Grieco et Johnson, 1991; Kirby, 1981; Moore, 1993). L'affaissement et l'inversion de la courbure provoqués par des surcharges externes sont considérés comme des défaillances des conduites en plastique (Uni-Bell, 1990).

5.2 Désordres et durée de vie utile des ponceaux

Depuis plus de 75 ans, on installe des ponceaux sous les routes presque partout. Bien que de nombreuses études sur la performance de ces ouvrages aient été réalisées, il est difficile de prévoir leur durée de vie utile en raison de l'évolution constante des matériaux dont les ponceaux sont faits et de leurs revêtements, ainsi que des différents paramètres influant sur l'érosion, la corrosion ou la résistance structurale (Ring, 1984; Meacham et coll., 1982). De nos jours, les conduites pour ponceaux viennent en différents diamètres et épaisseurs selon les applications auxquelles elles sont destinées. Les défaillances des ponceaux sont généralement le résultat de l'attaque des sulfates, de la corrosion, de l'abrasion ou d'un mauvais choix de matériaux de remblai (Hadipriono et coll., 1988).

Selon Hurd (1984), les facteurs influant sur la longévité des ponceaux sont :

- la taille de la conduite, le type de matériau et l'épaisseur de la paroi;
- le type de protection;
- la profondeur et la vitesse d'écoulement par temps sec;
- la présence de matériaux abrasifs;
- la quantité et le type de sédiments ou de débris, ou les deux;
- le pH de l'eau, du lit du cours d'eau et du remblai;
- la résistivité électrique de l'eau, du lit du cours d'eau et du remblai.

5.2.1 Ponceaux en béton

Les défaillances des ponceaux de béton sont dues à une mauvaise conception, au mouvement du sol adjacent, à l'attaque des acides contenus dans l'eau dont le pH est inférieur à 4,5, ainsi que des sulfates, ou à l'utilisation de matériaux de remblai inadéquats (Heger, 1994; Hill et Laumann, 1994; Meacham et coll., 1982). Les résultats sont l'apparition de fissures dues à la flexion et à la tension diagonale et radiale, ou bien une perte de matériau et d'imperméabilité (Heger, 1994; Hill et Laumann, 1994; Hadipriono et coll., 1988). Comme nous l'avons vu dans les sections précédentes, la conduite de béton est exposée aux attaques chimiques et biologiques, à l'abrasion et à une détérioration causée par les cycles de gel-dégel. Les ponceaux en béton situés dans des lieux où les eaux de ruissellement présentent un pH inférieur à 5,0 (Hurd, 1985) se détériorent plus rapidement comme ceux qui sont longtemps en contact avec de l'eau stagnante (Jacobs, 1984). Se fondant sur ses propres données et sur

d'autres études, le Missouri Highway and Transportation Department (1987) estime que les ponceaux en béton armé ont une durée de vie utile d'au moins 100 ans dans les sols de cet État. Jacobs (1984) mentionne que la durée de vie utile des ponceaux, dans le Maine, se situe entre 65 et 70 ans. Dans les sols acides dont le pH de l'eau varie entre 4,5 et 7,0, la durée de vie utile minimale prévue des ponceaux en béton est de 50 ans (Hurd, 1985). L'Ohio Department of Transportation (Meacham et coll., 1982) a effectué une étude sur 545 ponceaux en béton, dans ses régions frontalières, et a élaboré une équation prédictive de leur durée de vie utile en se fondant sur le pH de l'eau et sur l'inclinaison du ponceau. Pour un pH de l'eau supérieur à 5,0, la durée de vie utile prévue d'une conduite en béton est supérieure à 100 ans, quelle que soit l'inclinaison de la conduite. Hadipriono et coll. (1988) se sont penchés sur les données de l'Ohio Department of Transportation et ont pour leur part établi à 86 ans la durée de vie du ponceau en béton. Ils soutiennent que l'équation prédictive convient à une analyse de coûts mais qu'elle ne peut servir à établir la durée de vie utile du ponceau en béton. Pour sa part, Potter (1988) conclut dans une étude que la durée de vie utile des ponceaux de béton passe de 50 à 100 ans lorsque le pH passe de 4 à 9.

5.2.2 Ponceaux en tôle d'acier ondulée

Les ponceaux en tôle d'acier ondulée sont très sensibles à leur environnement et leur durée de vie utile est surtout déterminée par les phénomènes d'abrasion et de corrosion auxquels ils sont exposés (Missouri Highway and Transportation Department, 1987; Hurd, 1984, 1986; Noyce et Ritchie, 1979). Leur rupture est surtout due à la corrosion de la partie de la paroi située en dessous de la ligne d'écoulement (radier), qui attaque progressivement la conduite entière (Beaton et Stratfull, 1962; Jacobs, 1984; Jackson, 1990). Le pH et la résistivité (conductivité) sont souvent cités comme les facteurs déterminant la durée de vie utile des ponceaux en tôle d'acier ondulée. Il existe quelques cas documentés de soulèvement longitudinal de ponceaux (Lohnes et coll., 1995; Ohio Concrete Pipe Association, 1979). Dans d'autres cas signalés, les désordres étaient attribuables à une combinaison du degré de compactage et du type de sol d'origine, en particulier le compactage de sols argileux (Sehn et Duncan, 1995).

Une analyse de 525 rapports faite par le Missouri Highway and Transportation Department (1987) a révélé que la plus jeune conduite à être remplacée avait 20 ans et la plus ancienne, 59 ans, ce qui donne une moyenne de 46,6 ans. Potter (1988) évalue à 50 ans la durée de vie utile des ponceaux en tôle d'acier ondulée avec revêtement. Sans revêtement, ces mêmes ponceaux ont une durée de vie utile d'à peine 26 ans (Jacobs, 1984). Selon une étude portant sur 685 ponceaux en tôle d'acier ondulée, l'Ohio Department of Transportation (Meacham et coll., 1982) évalue à 3,16 ans la durée de vie utile moyenne du revêtement bitumineux des ponceaux en tôle d'acier ondulée, et à 18,7 ans celle du revêtement bitumineux doublé d'un enduit huileux appliqué sur le radier. Jackson (1990) indique que les ponceaux en tôle d'acier ondulée sont l'objet de corrosion profonde après 25 ans. Le NCSPA (1989) fait état des résultats d'une étude de l'American Iron and Steel Institute (1978) selon laquelle l'espérance de vie des ponceaux varie entre 16 et 65 ans, la moyenne étant de 33 ans. Le CORRPRO (1991) s'est penché sur la durabilité des conduites en tôle d'acier ondulée du côté sol seulement, et il conclut que ces conduites ont une durée de vie utile, côté sol, de plus de 100 ans. Le CORRPRO fait également remarquer que l'intérieur (côté eau) de ce type de conduite est sujet à l'érosion, à la corrosion et à des cycles de mouillage/séchage qui réduisent sa durée de vie utile. Une étude a porté sur des conduites d'acier rivetées enduites d'un revêtement aluminé (Bednar 1996). Elle conclut que la durée de vie de ce type de conduite est de loin supérieure à 50 ans. L'état du revêtement a permis d'établir la durée de vie utile à plus de 75 ans (Bednar, 1996).

5.2.3 Ponceaux en PEHD

Les ponceaux en plastique sont surtout faits de PEHD ondulé. Les problèmes de ce type de ponceau découlent principalement d'une pose inadéquate (Hurd, 1986). On a procédé, en Ohio, à une étude (étalée sur neuf ans) sur la performance de ponceaux de 610 mm (24 po) de diamètre (Goddard, 1990). Dans ce cadre, on a fait s'écouler dans les ponceaux des résidus de minerai très acide dont le pH variait entre 2,5 et 4,0. L'écoulement acide n'a eu aucun effet sur les ponceaux en PEHD. Comme l'ont montré plusieurs enquêtes, les conduites en plastique se comportent bien sous un recouvrement épais si elles sont convenablement installées (Watkins, 1990; Selig, 1995; Hashash et Selig, 1990; Walton, 1989; Watkins et Shupe, 1990). *Toutefois, on ne peut qu'estimer la durée de* vie utile des ponceaux en PEHD en raison de leur jeune âge. Le CPPA (1995) évalue à au moins 70 ans la durée de vie utile des conduites en PEHD ondulé.

5.3 Désordres et durée de vie des conduites d'égout

Les fuites, dans le cas des conduites d'égout sanitaire, ont des conséquences plus graves que dans le cas de ponceaux ou d'égouts pluviaux, car les infiltrations et entrées d'eau souterraine peuvent augmenter sensiblement le volume des eaux usées à traiter. En outre, les exfiltrations des effluents transportés par les conduites d'égout provoquent inévitablement la contamination des eaux souterraines. Au nombre des facteurs influant sur la durabilité des conduites d'égout (Bjorklund et Janson, 1981), on trouve :

- le tassement différentiel;
- la mauvaise qualité des conduites;
- la corrosion;
- la mauvaise exécution des travaux;
- les dommages externes;
- une conception inadéquate;
- les réactions chimiques et les mouvements du sol sous l'action du gel-dégel.

5.3.1 Conduites d'égout en béton

Les conduites d'égout en béton sont exposées à la détérioration causée par diverses conditions, dont l'attaque des sulfates, l'abrasion et la corrosion de l'armature d'acier due aux acides et aux chlorures (Potter, 1988), comme nous l'avons vu dans les sections précédentes. Il est possible d'atténuer grandement les effets corrosifs du H_2S, que favorisent les dépôts excessifs, en nettoyant périodiquement les conduites à l'aide d'une solution de chlore (Beck, 1996). Une autre façon de prévenir la corrosion consiste à équiper les conduites d'une doublure chimiquement inerte ou à injecter de l'air, de l'oxygène ou du peroxyde d'hydrogène dans les eaux usées (Kienow et Pomeroy, 1978). Une autre méthode pour réduire la corrosion consiste à donner aux conduites une pente plus prononcée de manière à accélérer l'écoulement.

La durée de vie utile des conduites d'égout en béton armé varie beaucoup. La durabilité de ces conduites a fait l'objet de quelques études détaillées mais c'est sur les ponceaux de béton qu'on s'est le plus penché. *Le plus faible* nombre d'études sur les conduites d'égout s'explique peut-être par la difficulté d'accéder à ces dernières. On a signalé des cas où des conduites d'égout en béton ont duré plus de 99 ans (PCA, 1968).

5.3.2 Conduites d'égout en plastique

Un indicateur de la performance des conduites flexibles est la déflexion. Comme l'indiquent Thoda et coll., (1995), la déflexion dépend, dans le cas des conduites en PEHD, du type d'installation, du type et de la densité des sols de remblai, de l'aire de remblayage et de l'épaisseur de la couche de sable formant l'assise.

On a fait état d'enquêtes relatives à des cas d'affaissement et d'écrasement de l'isolant et des parois des conduites et à un cas d'éclatement dû à de trop fortes pressions d'eau interstitielle créées lors de gels répétitifs (Hanna et Cucheran, 1991; Grieco et Johnson, 1991; Kirby, 1981).

Les contraintes admissibles établies pour les conduites en PEHD autorisent un degré de déflexion plus élevé que dans le cas des autres conduites flexibles (Petroff, 1984). Une étude réalisée en Suède a indiqué que les conduites en polyéthylène présentaient un taux de rupture beaucoup plus faible que les tubes en PVC (Bjorklund et Janson, 1981). Bien que le polyéthylène ait une résistance moins grande aux pressions statiques, sa malléabilité et sa rigidité lui permettent de mieux supporter les contraintes cycliques causées par les pressions transitoires ou cycliques (Mruk, 1987). En revanche, il a été démontré qu'un allongement vertical de conduites très flexibles peut se produire lors du compactage (Jeyapalan et Boldon, 1986). Une conduite flexible enfouie dans un sol dur peut se déformer autrement que de façon elliptique, ce qui peut créer des contraintes élevées dans la paroi. (Jeyapalan et Boldon, 1986). La minceur de la paroi, combinée à la faible rigidité de la conduite, peut donner lieu à un flambage localisé de cette dernière.

Une enquête du College of Engineering de la Utah State University portant sur les conduites en PVC a révélé que la moitié des problèmes se produisaient au cours de la première année après l'installation (Moser et Kellogg, 1993). Les auteurs mentionnent aussi que les dommages dus au rayonnement ultraviolet semblaient mineurs.

Comme il a été mentionné précédemment, il y a un manque général d'information sur la durée de vie utile des conduites en plastique (Erdos, 1990). Cela s'explique par le fait que ce type de conduite n'est utilisé que depuis le milieu des années 1960 (Moser et coll., 1991), alors que les conduites en béton sont utilisées depuis plus de cent ans (ACPA, 1988). Eckstein (1987) fait mention d'une étude de cas dans laquelle on a testé une conduite en PVC de 100 mm (4 po) de diamètre installée depuis 22 ans dans le sol. La conduite a satisfait à toutes les exigences et spécifications existant au moment de l'essai. Bauer (1990), pour sa part, signale une autre étude de cas portant sur une conduite d'égout en PVC de 250 mm (10 po) de diamètre vieille de 15 ans. Cette conduite a aussi satisfait à toutes les exigences et spécifications en vigueur. Walton et Elzink (1989) ont étudié la performance de conduites en PVC de diamètre variant entre 244 mm et 457 mm installées en Angleterre, au Danemark, aux Pays-Bas et en Écosse. Les conduites étaient vieilles de 13 à 20 ans et présentaient toutes une performance satisfaisante. Les déflexions à long terme observées variaient entre 2 % et 14 %. La durée de vie utile prévue des conduites en PVC est supérieure à 50 ans (Alferink et coll., 1996).

On a mesuré, en Allemagne de l'Ouest, la déformation de conduites d'égout en PEHD vieilles de 12 ans (Gaube et Mueller, 1981). Les conduites, dont le diamètre variait entre 800 mm et 1400 mm, avaient été remblayées avec des sols sablonneux et argileux, compactés ou non. Les déformations mesurées après dix ans, dans le cas des conduites entourées d'un remblai compacté, variaient entre 1,5 % et 2,6 %, alors que dans le cas des conduites enfouies dans un remblai non compacté, elles variaient entre 4,5 % et 8,8 %. Les déformations maximales projetées après 50 ans ont été de 4,5 % dans le cas des conduites en remblai compacté et de 13,5 % dans celui des conduites en remblai non compacté. Les auteurs ont conclu que la déformation de 6 % (limite fixée en Allemagne) sur une période de 50 ans ne sera pas dépassée si les bonnes conditions de sol et de remblayage sont remplies.

5.4 Résumé

5.4.1 Critères de performance

Les critères et limites de performance ainsi que les modes d'apparition des désordres diffèrent selon le type de conduite. De plus, les égouts pluviaux et les égouts sanitaires obéissent à des critères de performance différents. Par ailleurs, les organisations et les chercheurs utilisent des critères de performance différents. Il n'existe pas de définitions universelles de la durée de vie utile, de la durabilité et de la rupture, ni de normes concernant le classement, l'inspection et l'entretien des conduites. En conséquence, on doit s'en remettre à son

propre jugement afin de déterminer s'il faut réparer ou remplacer une conduite.

Le tableau 5.1 résume les critères et limites de performance des types de conduites considérés dans cette étude.

5.4.2 Durée de vie utile

On a constaté que la durée de vie utile des ponceaux en béton et en tôle d'acier ondulée varie énormément, alors que celle des conduites en plastique n'est basée que sur des estimations. La figure 4 montre la durée de vie utile des conduites étudiées d'après les données ou estimations recueillies sans tenir compte des sols dans lesquels elles ont été enfouies ni de leurs conditions hydrologiques.

6.0 Sommaire et examen

On a effectué un examen de la documentation concernant la performance et la durabilité des conduites faites de différents matériaux. La matière constitutive, la conception, la méthode de pose, la résistance aux agressions chimiques et biologiques ainsi qu'à l'abrasion, aux chocs et au feu influent grandement sur ces deux aspects. C'est pourquoi ils seront examinés dans cette section, qui porte aussi sur la durabilité des conduites et sur les moyens à prendre pour protéger les canalisations d'égout en béton.

6.1 Effet de différents facteurs

6.1.1 La conception

Comme le montre le tableau 2.3, les démarches et critères utilisés au niveau de la conception diffèrent selon qu'il s'agit de conduites rigides (en béton) ou de canalisations flexibles (en tôle d'acier ondulée, PVC ou PEHD). La charge exercée par la terre est supportée grâce à la force intrinsèque de la conduite rigide, tandis que dans le cas de la conduite flexible, elle l'est grâce au soutien latéral et à l'effet de voûte du sol. C'est pourquoi, dans ce cas, le confinement est considéré comme faisant partie du système de transfert des efforts. Par ailleurs, la

Tableau 5.1. Critères et limites de performance des divers types de conduites

Type de conduite	Critères et limites de performance
Conduite en béton armé	affaissement apparition de fissures qui fuient écrasement de la paroi ouverture des joints
Conduite en tôle d'acier ondulée	affaissement perforation flambage limite de déflexion de 5 % dépassée ouverture des joints
Conduite en PVC	affaissement courbure inversée flambage limite de déflexion de 7,5 % dépassée écrasement de la paroi ouverture des joints
Conduite en PEHD	affaissement courbure inversée flambage limite de 5 % de déflexion dépassée écrasement de la paroi ouverture des joints

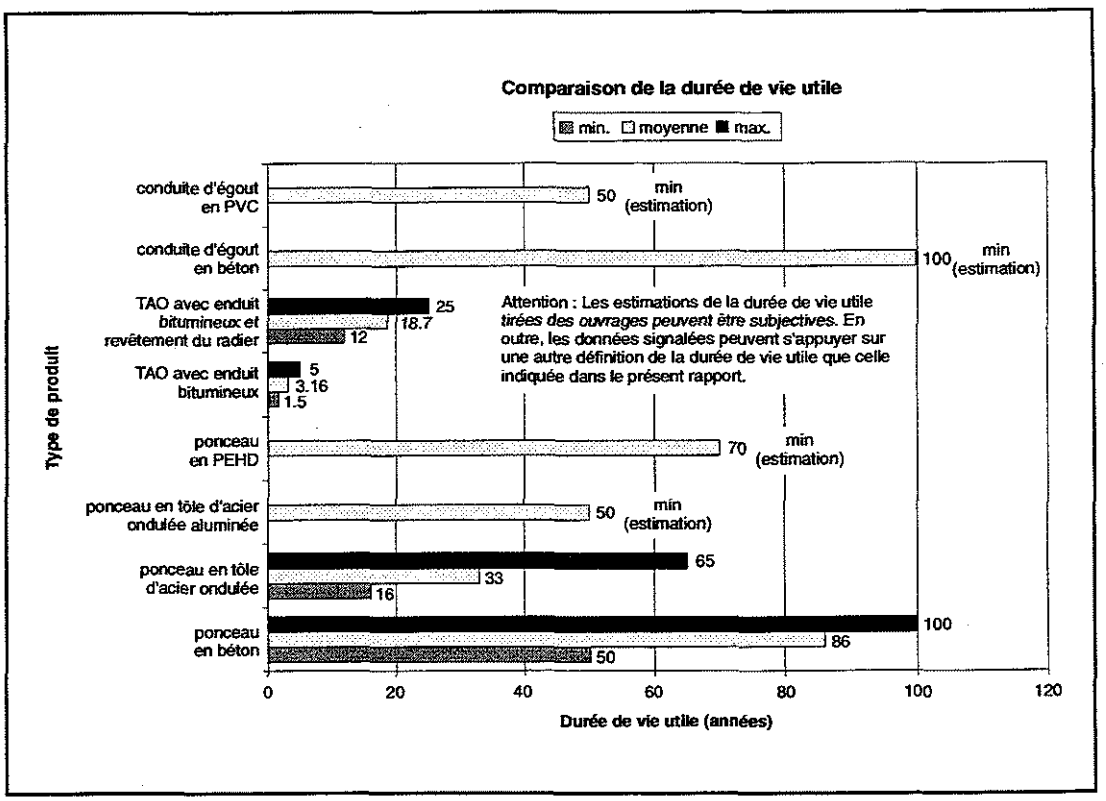


Figure 4. Comparaison de la durée de vie utile des conduites considérées

différence de comportement de la conduite rigide par rapport à la conduite flexible oblige à adopter des critères de conception différents : la résistance dans le premier cas et la déflexion dans le second. Les caractéristiques de fluage à long terme sont propres au tube de plastique.

6.1.2 La pose

Il est capital de veiller à la pose correcte des conduites si l'on veut qu'elles aient la performance prévue, tant à court terme qu'à long terme. Les conduites flexibles sont plus faciles à manoeuvrer mais elles exigent des tranchées plus larges ainsi qu'un remblayage et un compactage plus soignés. Un compactage insuffisant provoque un défaut de soutien latéral, ce qui amène la conduite à se déformer de manière excessive en cas de mise en charge externe maximale. Par contre, un compactage trop grand peut causer la déformation excessive, l'équarrissement ou même l'effondrement de la canalisation. La conduite de béton, quant à elle, est plus lourde et exige un plus grand nombre de joints, les sections étant plus courtes. Elle est moins sensible aux travaux de creusage aux fins de raccordement ou de mise en place d'ouvrages souterrains adjacents, ainsi qu'aux opérations de remblayage (voir, au tableau 3.4, le résumé des techniques de pose des différents types de conduites).

6.1.3 La résistance aux agents chimiques et biologiques

De façon générale, les conduites en béton ou en tôle d'acier ondulée sont plus exposées aux agressions chimiques ou biologiques que celles en PVC ou en PEHD. Les tubes en plastique sont surtout appréciés pour leur grande résistance aux agressions chimiques. Le tableau 4.3 fait état de la sensibilité à la corrosion des quatre types de conduites.

6.1.4 La résistance physique

La résistance à l'abrasion et au feu joue aussi un rôle important au niveau de la performance et de la durabilité des conduites d'égout et des conduites de ponceau. Le tableau 4.4 compare les quatre types de conduites sous cet aspect.

6.2 Critères de performance et durée de vie utile

6.2.1 Critères de performance

Les critères ou les limites de performance ainsi que les modes d'apparition des désordres varient d'une conduite à l'autre. De plus, les égouts pluviaux et les égouts sanitaires obéissent à des critères de performance différents. Par ailleurs, les organisations et les chercheurs utilisent des critères de performance différents, ce qui explique qu'il n'existe pas de définitions universelles de la durée de vie utile, de la durabilité et de la rupture, ni de normes concernant le classement, l'inspection et l'entretien des conduites. En conséquence, on s'en remet à son propre jugement afin de déterminer s'il faut réparer ou remplacer une conduite.

Le tableau 5.1 résume les critères et limites de performance des types de conduites considérés dans cette étude.

6.2.2 Durée de vie utile

On a constaté que la durée de vie utile des ponceaux en béton et en tôle d'acier ondulée varie énormément, alors que celle des conduites en plastique n'est basée que sur des estimations. La figure 4 montre la durée de vie utile des conduites étudiées d'après les données ou estimations recueillies sans tenir compte des sols dans lesquels elles ont été enfouies ni de leurs conditions hydrologiques. Nous invitons à la prudence lors de l'utilisation des données sur la durée de vie utile, car elles peuvent être fondées sur une autre définition du terme que celle que nous avons utilisée.

6.3 Analyse de la durabilité des conduites

La durabilité n'est qu'un des nombreux facteurs dictant le choix et l'utilisation des divers types de conduites pour les égouts pluviaux et les égouts sanitaires. La durabilité elle-même subit l'influence de divers facteurs, comme le montre ce rapport. Pour être en mesure de garantir une performance à long terme satisfaisante, l'ingénieur concepteur doit comprendre les avantages et les inconvénients des différents types de conduite. D'une part, les conditions du site (par exemple les propriétés chimiques du sol et de l'eau souterraine), la pente de la conduite et les caractéristiques de résistance à l'abrasion par le fluide transporté sont tous des facteurs importants; d'autre part, le choix des matériaux d'enrobage et la qualité de la pose sont des facteurs cruciaux influant sur la performance à long terme. La documentation nous révèle que quelle que soit la qualité du rapport conduite-sol et du remblayage, une installation inadéquate et une mauvaise qualité d'exécution entraîneront inévitablement des dommages, voire des ruptures prématurées. Les fabricants de conduites doivent non seulement fournir des produits de qualité mais également participer activement à l'assurance de la qualité lors de la pose de leurs produits.

Voici les paramètres à prendre en compte lors du choix du matériau de conduite convenant le mieux à l'application envisagée (Jeyapalan et coll., 1997) :

- les conditions géotechniques du lieu;
- sa corrosivité;
- les caractéristiques de l'écoulement et les risques d'abrasion;
- les exigences relatives à l'assise et au remblai;
- la facilité de construction;
- le contrôle et l'assurance de la qualité;
- la stabilité de la surface;
- les exigences en matière de protection contre les séismes;
- la disponibilité des matériaux;
- les coûts initiaux et à long terme;

- l'entretien;
- les prolongements et raccordements futurs;
- les actes de vandalisme ou la sécurité.

L'importance de ces paramètres variera selon le lieu d'installation. Par exemple, dans un endroit où le pH du fluide transporté est faible (moins de 3), la corrosion sera un problème majeur qui exigera l'utilisaition de matériaux résistant à la corrosion, par exemple des conduites en plastique, des conduites recouvertes d'un enduit protecteur ou des conduites en béton armé avec doublure. Aux endroits où la corrosion n'est pas à craindre, on devrait établir des estimations des coûts initiaux et effectuer une analyse des coûts du cycle de vie afin de déterminer la solution la plus viable. Là où les risques d'incendie sont élevés, les conduites très résistantes au feu, par exemple celles en béton, sont à privilégier. La conduite qui peut convenir à toutes les applications et conditions des réseaux urbains n'existe pas encore.

6.4 Protection des conduites en béton

Les conduites en béton sont utilisées depuis plus de cent ans, à diverses fins, dans les réseaux d'égout pluvial et sanitaire et elles sont toujours considérées comme le meilleur choix dans la plupart des cas, mais on reconnaît d'emblée que ce type de conduite est exposé à l'attaque des agents chimiques ou biologiques. Dans le but d'atténuer les effets de la corrosion sur les conduites d'égout en béton et de prolonger leur durée de vie utile dans des milieux corrosifs, on a mis au point et appliqué un bon nombre de mesures de protection (Parker, 1951; Thorton JR., 1978; Kienow et Kienow, 1991). Mentionnons entre autres :

- la modification de la composition du béton ou de la conception des conduites;
- les enduits et doublures.

6.4.1 Modification de la composition du béton ou de la conception des conduites

Pour accroître la résistance chimique du béton et de l'armature, il faut que les ouvrages en béton soient bien conçus. Pour y parvenir, on doit respecter les principes suivants :

- Le contrôle de la qualité du béton, surtout de sa perméabilité. Une forte teneur en ciment, un rapport eau-ciment faible, une mise en place et un séchage appropriés ainsi que le contrôle de la fissuration en cours d'utilisation sont au nombre des facteurs qui permettent d'obtenir un béton à faible perméabilité.

- L'emploi de ciments spéciaux comme le ciment résistant aux sulfates ou le ciment modifié aux polymères. Pour assurer une protection contre les attaques graves dues aux sulfates, on utilise souvent du ciment Portland de type V ASTM (<5% C_3A) (Lawrence, 1990, 1992). L'équivalent canadien est le ciment de type 50.

- L'utilisation de ciments mélangés, par exemple du ciment Portland avec du ciment de laitier contenant plus de 70 % de laitier, du ciment Portland avec du ciment pouzzolanique contenant au moins 25 % de pouzzolane siliceux comme les cendres volcaniques, l'argile calcinée et les cendres volantes à faible teneur en calcium. Les ciments mélangés résistent mieux aux attaques chimiques que les ciments non mélangés. En outre, l'addition de pouzzolane ou de laitier permet de réduire la perméabilité du produit d'hydratation du ciment par raffinement des pores (Hooton et Emery, 1990; Frearson et Higgins, 1982; Samanta et Chatterjee, 1982; Hughes, 1985).

- L'augmentation de l'épaisseur de la couche d'enrobage des cages d'acier afin d'accroître la protection de l'armature et celle de la conduite.

6.4.2 Enduits et doublures

Les enduits, les chemises et les doublures offrent une bonne protection contre les attaques physiques, chimiques ou biologiques auxquelles les conduites de béton sont exposées (Kienow et Kienow, 1991). Voici les produits les plus couramment utilisés.

Les enduits de polymères, de plastiques, bitumastics et autres enduits organiques sont

appliqués par trempage, par mouillage, à la brosse, au pistolet ou par enduction électrostatique (Pankhurst, 1973; Kawakami et coll., 1989). On enrobe parfois aussi, manuellement ou mécaniquement, les conduites ou les joints à l'aide de rubans ou de bandes de tissu, en couches successives hélicoïdales ou longitudinales. On vérifie à l'usine et sur le terrain l'état des enduits et des chemises afin de s'assurer qu'il n'y a pas de manque qui laisserait la paroi à découvert. À part les défauts d'application qui sont faciles à voir, il est primordial d'assurer une surveillance adéquate, étant donné que les conduites enveloppées ou recouvertes d'un enduit peuvent être endommagées pendant la pose.

On utilise aussi des doublures comme protections (Kalenborn, 1989; Kienow et Kienow, 1991; Kienow et Pomeroy, 1979). Ces doublures ne sont pas collées en place mais serties mécaniquement sur la paroi de la conduite rigide. Au Canada et aux États-Unis, on a utilisé des doublures en PVC, en PEHD et en bitume pour des conduites d'égout sanitaire en béton préfabriqué.

Bibliographie

Abdulshafi, O., Kedzierski, B., et Talbert, L.O. 1995. Durability characteristics of precast concrete box culverts. CTL Engineering, Inc., Columbus, OH.

ACI Committee. 1994. Controlled low-strength materials. American Concrete Institute, ACI-150.

ACI 318-95. 1995. Building Code Requirements for Structural Concrete. American Concrete Institute.

ACPA 1982. Fires in sewers and culverts. Buried Facts, No. 02-901. American Concrete Pipe Association.

ACPA 1983. Plastic pipe claims. Buried Facts, No. 02-907. American Concrete Pipe Association.

ACPA 1988. Concrete Pipe Handbook. American Concrete Pipe Association.

ACPA 1992. Concrete Pipe Design Manual. American Concrete Pipe Association.

AISI 1994. Handbook of steel drainage and highway construction products. American Iron and Steel Institute, p. 518.

AISI 1995. Modern Sewer Design. Third edition, American Iron and Steel Institute, p. 306.

Alferink, F., Janson, L-E., Holloway, L. 1996. Old PVC water pressure pipes: an investigation into the design and durability. Proceedings of the International Conference on Plastic Pipes, Edinburg. The Plastics and Rubber Institute, Londres, R.-U., 10:15-18.

Alferink, F., Guldbaek, E., et Grootoonk, J. 1995. Old PVC gravity sewer pipes: long term performance. Proceedings of the International Conference on Plastic Pipes, Edinburg. The Plastics and Rubber Institute, Londres, R.-U., 9:9-12.

Anderson, R.L., Carr, J.H.,Bond, W.W., et Favero, M.S. 1993. The colonization of solid PVC surfaces and the acquisition of resistance to germicides by water microorganism. Journal of Applied Bacteriology, 74(2):215-221.

Anderson, J.C., et Williamson, P.K. 1985. Relating laboratory wear testing to the in-service wear of polymers. Polymer Wear and its Control, ACS Symposium Series, American Chemical Society, Washington, D.C., 287:315-331.

Anderson, T. 1996. Robotics used in the I/I battle at Waterloo. Trenchless Technology. Janvier.

ASCE Standard. 1993. Standard Practice for Direct Design of Buried Precast Concrete Pipe Using Standard Installations (SIDD). ANSI/ASCE 15-93.

ASCE/ANSI 1993. Standard Practice for Direct Design of Buried Precast Concrete Pipe Using Standard Installations. American Society of Civil Engineers/American National Standards Institute, p. 47.

ASCE/WPCF 1982. Gravity Sanitary Sewer Design and Construction. American Society of Civil Engineers/Water Pollution Control Federation.

ASTM A 370-92. Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products.

ASTM A 796-93. Standard Practice for Structural Design of Corrugated Steel Pipe, Pipe-Arches, and Arches for Storm and Sanitary Sewers and Other Buried Applications.

ASTM C 14M-92. Standard Specification for Concrete Sewer, Storm Drain, and Culvert Pipe (Metric).

ASTM C 76M-90. Standard Specification for Reinforced Concrete Culvert, Storm Drain, and Sewer Pipe (Metric).

ASTM C 443M-85a (1990). Standard Specification for Joints for Circular Concrete Sewer and Culvert Pipe, Using Rubber Gaskets (Metric).

ASTM C 655M-91. Standard Specification for Reinforced Concrete D-Load Culvert, Storm Drain, and Sewer Pipe (Metric).

ASTM C 877M-91. Standard Specification for External Sealing Bands for Non-Circular Concrete Sewer, Storm Drain, and Culvert Pipe (Metric).

ASTM C 985M-91. Standard Specification for Nonreinforced Concrete Specified Strength Culvert Storm Drain and Sewer Pipe (Metric).

ASTM D 256-93a. Standard Test Methods for Impact Resistance of Plastics and Electrical Insulating Materials.

ASTM D 1248-84 (1989). Standard Specification for Polyethylene Plastics Molding and Extrusion Materials.

ASTM D 1599-88. Standard Test Method for Short-Time Hydraulic Failure Pressure of Plastic Pipe, Tubing, and Fittings.

ASTM D 1784-92. Standard Specification for Rigid Poly(Vinyl Chloride)(PVC) Compounds and Chloride Poly(Vinyl Chloride)(CPVC) Compounds.

ASTM D 2122-90. Standard Test Method of Determining Dimensions of Thermoplastic Pipe and Fittings.

ASTM D 2152-80 (1986). Standard Test Method for Degree of Fusion of Extruded Poly(Vinyl Chloride)(PVC) Pipe and Molded Fittings by Acetone Immersion.

ASTM D 2321-89. Standard Practice for Underground Installation Of Thermoplastic Pipe For Sewers And Other Gravity-Flow Applications.

ASTM D 2412-93. Standard Test Method for Determination of External Loading Characteristics of Plastic Pipe by Parallel-Plate Loading.

ASTM D 2444-93. Standard Test Method for Impact Resistance of Thermoplastic Pipe and Fittings by Means of a Tup (Falling Weight).

ASTM D 3034-93. Standard Specification for Type PSM Poly(Vinyl Chloride) (PVC) Sewer Pipe and Fittings.

ASTM D 3350-93. Standard Specification for Polyethylene Plastics Pipe and Fittings Materials.

ASTM D 3915-92. Standard Specification for Poly(vinyl Chloride) (PVC) Sewer Pipe and Related Plastic Pipe and Fitting Compounds for Pressure Applications.

ASTM D 4396-92. Standard Specification for Poly(vinyl Chloride) (PVC) and Related Plastic Compounds for Non-Pressure Piping Products.

ASTM E 84-94. Standard Test Method for Surface Burning Characteristics of Building Materials.

ASTM F 794-93a. Standard Specification for Poly(vinyl chloride) (PVC) Large Diameter Ribbed Gravity Sewer Pipe and Fittings Based on Controlled Inside Diameter.

ASTM F 894-94. Standard Specification for Polyethylene (PE) Large Diameter Profile Wall Sewer and Drain Pipe.

ASTM F 1057-87 (1993). Standard Practice for Estimating the Quality of Extruded Poly(Vinyl Chloride)(PVC) Pipe by the Heat Reversion Technique.

ATV A-127. 1988. Specification A127 For the Structural Design of Wastewater Drains and Sewers. Allemagne.

AWWA M23-80. 1980. PVC Pipe - Design and Installation. Manual of Water Supply Practices American Water Works Association.

AWWA Mainstream. 1984. Council advises precautions for pipe exposed to organics. American Water Works Association. Vol. 28, n° 1, p.2

Badan, B., Magrini, M., Ramous, E. 1991. A study of the microbiological-corrosion products of steel and cast iron pipes in fresh water. Journal of Materials Science, 26:1951-1954.

Ballim, Y., et Alexander, M.G. 1991. Carbonic acid water attack of Portland cement based concretes. Durability of Building Materials and Components, J.M. Baker, P.J. Nixon, A.J. Majumdar, et H. Davies (dir. de publ.), E.F. Spon Publishers, New York, p. 179-184.

Barletta, R.J. 1985. Sewer construction inspection and testing. Proceedings International Conference. Advances in Underground Pipeline Engineering, p. 93-99.

Bauer, D.E. 1990. 15 year old polyvinyl chloride (PVC) sewer pipe: a durability study. Standard Buried Plastic Pipe Technology, G.S. Buczala et M.J. Cassady (dir. de publ.), ASTM STP 1093, p. 393-401.

Beaton, J.L., et Stratfull, R.F. 1962. Corrosion of metal culverts in California. National Research Council (U.S.), Highway Research Board, Washington, 1946-1962.

Beck, G.S. 1996. Deposition: The No. 1 cause of concrete sewer pipe corrosion. NO-DIG Engineering. Peninsula, Ohio. Septembre-octobre.

Bednar, L. 1996. Aluminized Steel Type 2 Corrugated Steel Pipe Durability Update: 1995 Field Performance of Pipes in Service for 42 - 43 Years. AK Steel Corporation.

Beech, S.H. 1994. Polyethylene materials for pipe line systems. Water Pipeline Systems. 10:135-147.

Berens, A. R. 1985 Prediction of organic chemical permeation through PVC pipe. Journal of the American Water Works Association, XX (NOV):57-65.

Bert, K.E., Cohn, M.M., Hurst, W.D., Kuykendall, C.R., et Sullivan, R.H. 1974. Accomodation of Utility Plant Within the Rights-of-Way of Urban Streets and Highways - State-of-the-Art. American Public Works Association.

Biczok, I. 1967. Concrete Corrosion and Concrete Protection. Chemical Publishing Corporation Inc., New York, p. 291.

Bjorklund, I., et Janson, L-E. 1981. Swedish experience of the use of thermoplastic pipes for water and sewage transport. Underground Plastic Pipes. American Society of Civil Engineers. New York, p. 385-400.

Bland, C.E.G., et Sheppard, K.J. 1985. Investigations into the structural performance of clay pipes. Proceedings of the International Conference Advances in Underground Pipeline Engineering, Madison, Wisconsin,. 27-29 août, p. 100-116.

BNQ 1983. Routes et grands travaux – Devis, clauses techniques générales, conduites d'eau et d'égouts, Norm BNQ 1809-300. Bureau de normalisation du Québec.

Bower-Morner, Inc. 1990. A literature review for a study of an accelerated laboratory test to determine durability of pipe culvert material. Rapport présenté au Ohio Department of Transportation. Bower-Morner, Inc., Dayton, Ohio.

Burnett, G.E. 1974. Concrete pipe in high sulfate soils found in excellent condition after 34 years. ACI Journal, février, p. 80-81.

Burns, J.Q., et Richard, R.M. 1964. Attenuation of stresses for buried cylinders. Proceedings of a Symposium on Soil-Structure Interaction, ASTM, University of Arizona, p. 379-392.

Cameron Advisory Service Ltd. 1985. Reinstatement of Municipal Service Trenches. Rapport établi pour le Conseil national de recherches du Canada.

Cady, P.D. 1977. Corrosion of reinforcing steel in concrete - a general overview of the problem. Chloride Corrosion of Steel in Concrete, Philadelphie, ASTM 629, p. 7.

Cady, P.D., et Weyers, R.E. 1983. Chloride penetration and the deterioration of concrete bridge decks. Cem. Concr. Aggreg., 5:81-87.

CAN/CSA-A257.1-M92. 1992. Tuyaux circulaires en béton et raccords pour ponceaux, égouts et collecteurs d'eaux pluviales. Association canadienne de normalisation.

CAN/CSA-A257.2-M92. 1992. Tuyaux circulaires en béton armé et raccords pour ponceaux, égouts et collecteurs d'eaux pluviales. Association canadienne de normalisation.

CAN/CSA-A257.3-M92. 1992. Tuyaux et éléments de regards circulaires en béton pour ponceaux et égouts, et raccords : joints avec bague d'étanchéité en caoutchouc. Association canadienne de normalisation.

CAN/CSA-B181.2-M90. 1990. Tuyaux et raccords d'évacuation et de ventilation en PVC. Association canadienne de normalisation.

CAN/CSA-B182.1-M92. 1992. Plastic Drain and Sewer Pipe and Pipe Fittings. Association canadienne de normalisation.

CAN/CSA-B182.2-M90. 1990. PVC Sewer Pipe and Pipe Fittings (PSM Type). Association canadienne de normalisation.

CAN/CSA-B182.4-M92. 1992. Profile PVC Sewer Pipe and Pipe Fittings. Association canadienne de normalisation.

CAN/CSA-B182.6-M92. 1992. Tuyaux d'égouts à paroi profilée et raccord en polyéthylène. Association canadienne de normalisation.

CERF 1992. Current State of Life Cycle Design for Local Protection Structures: A Literature Search. Civil Engineering Research Foundation. Report CERF No. A1003.004.

CG&S 1996. Assessment and Rehabilitation of the Shoal Lake Aqueduct Program 6.3 External Deterioration Assessment, Working Paper No. 1 (version préliminaire) Mile 17.0 to Mile 26.5, CH2M Gore & Storrie Limited. North York, Ontario.

Chambers, R.E., et Heger, F.J. 1980. Plastic pipe for subsurface drainage of transportation facilities. National Cooperative Highway Research Program Report 225, Transportation Research Board.

Cho, K.S., et Mori, T. 1995. A newly isolated fungus participates in the corrosion of concrete sewer pipes. Wat. Sci., Tech., 31:263-271.

Clem, D.A., Hansen, K.D., et Kowalsky, J.B. 1994. Flowable backfill for pipeline bedding at the Denver International Airport. ACI SP-150. p. 87-96.

Conway, B.E. 1965. Theory and Principles of Electrode Processes. The Ronald Press Company, New York, p. 170-272.

Corrpro 1991. Condition and Corrosion Survey on Corrugated Steel Storm Sewer and Culvert Pipe. Rapport présenté à la National Corrugated Steel Pipe Association, Corrpro Companies, Inc.

CPPA 1995. Answers about corrugated polyethylene drainage pipe and the CPPA. The Corrugated Polyethylene Pipe Association.

Crum, D.E. 1985 Discussion: Prediction of organic chemical permeation through PVC pipe - a water supplier's perspective. Journal of the American Water Works Association, XX (nov.):65.

CSA B182.11-1967. Recommended Practice for the Installation of Plastic Drain and Sewer Pipe and Pipe Fittings.

CSA B182.12-1967. Recommended Practice for the Installation of PVC Drain, Waste and Vent Pipe and Pipe Fittings.

Curtis, M. 1977. Fire Spread and Plastic Pipes. British Building Research Establishment, R.-U. Department of the Environment, Report CP 38/77.

Dicks, M. , Graf, K., et Nurse, R.H. 1983. Evaluation of the chemical resistance of polyethylene and polypropylene materials for piping and other engineering applications. Managing Corrosion with Plastics, vol. V, p. 24-36.

Duncan, J.M. 1978. Soil-culvert interaction method for design of culverts. Transportation Research Record No. 678, Transportation Research Board, p. 53-59

Duncan, M.J., et Seed, R.B. 1986. Compaction-induced earth pressures under K_0-conditions. Journal of Geotechnical Engineering. ASCE. 112(1):1-22.

Eckstein, D. 1987. PVC pressure pipe excavation reveals 22 year old and fit as a fiddle. Uni-Bell PVC Pipe News, vol. 10, nº 1.

Eckstein, D. 1988. Twenty year old PVC pressure pipe excavation and evaluation. Proceedings of the AWWA meeting, Orlando, FL, p. 809-816.

Eiss, N.S., et Potter, J.R. 1985. Fatigue wear of polymers. Polymer Wear and its Control, ACS Symposium Series, American Chemical Society, Washington, D.C., 287:59-74.

Erdos, L.I. 1990. Ambiguities and inanition of current plastic pipe specifications. Proceeding International Conference. Pipeline Design and Installation, K.K. Kienow (dir. de publ..), p. 128-139.

Eugene, L. S. Jr. 1972. Synthesis of Recent Trench Backfilling Studies. Minnesota Department of Highways. St. Paul, Minnesota. Investigation No. 633. Final Report, septembre.

Fernandez, L. and Malhotra, V.M. 1990. Mechanical properties, abrasion resistance, and chloride permeability of concrete incorporating granulated blast-furnace slag. Cement, Concrete and Aggregate, 12(2):87-100.

Fleckenstein, L.J., et Allen, D.L. 1990. Construction and inspection report on smooth lined corrugated polyethylene pipe. Structural Performance of Flexible Pipes. Sargand, Mitchel & Hurd (dir. de publ.), Balkema, Rotterdam. ISBN 90 6191 165 6.

Frearson, J.P.H., et Higgins, D.D. 1982. Sulfate resistance of mortars containing ground granulated blast furnace slag with variable alumina content, ACI-SP 132-82, p. 1525-1542.

Freedman, S. 1985. Properties of Materials for Reinforced Concrete. Handbook of Concrete Engineering, deuxième édition. Van Nostrand Reinhold Company. New York. p. 169-203.

Fukuoka, M., Imamura, Y., Omori, T., Isikawa, H., Itoi, M. et Genma, S. 1987. Contrôle du remblayage autour des tuyaux enfouis (en japonais). 22e conférence nationale japonaise sur la mécanique des sols et la technique des fondations, juin 1987, Niigata, Japon, p. 1609-1610.

Gabriel, L.H. 1990. Pipe deflections - a redeemable asset. Structural Performance of Flexible Pipes, Sargand, Mitchel & Hurd (dir. de publ.), Balkema, Rotterdam, p. 1-6.

Gaube, E., et Mueller, W. 1981. 12 years of deformation measurements on sewer pipes from Hostalen GM 5010, Underground Plastic Pipe, B.J. Schrock (dir. de publ.), American Society of Civil Engineers, p. 288-297.

Goddard, J.B. 1990. Nine year performance review of a 24" diameter culvert in Ohio. Structural Performance of Flexible Pipes, Sargand, Mitchel & Hurd (dir. de publ.), Balkema, Rotterdam. ISBN 90 6191 165 6.

Gollop, R.S., et Taylor, H.F.W. 1992. Microstructural and microanalytical studies of sulfate ttack. Cem. Con. Res., 22:1027-1038.

Greenbook 1994. Standard Specifications for Public Works Construction. Rédigé par le Southern California Chapter American Public Works Association et Southern California Districts Associated General Contractors of California, publié par Bni Building News, Los Angeles, CA.

Greenwood, M.K., et Lang, D.C. 1990. Vertical deflection of buried flexible pipes. Buried Plastic Pipe Technology, G.S. Buczala et M.J. Cassady (dir. de publ.), ASTM STP 1093. p. 185-214.

Grieco, B.C., et Johnson, K.R. Pipe collapse investigation and remediation in Dawson City, Yukon Territory. Conférence annuelle de la Société canadienne de génie civil, Vancouver, C.-B. 29-31 mai 1991, p. 344-353.

Gu, P., Fu, Y., Xie, P., et Beaudoin, J.J. 1994. A method for evaluating the corrosion potential of a cement slurry to reinforcing steel. Cement and Concrete Research, 24(1):38-48.

Hadipriono, F.C., Larew, R.E., et Lee, O. 1988. Service life assessment of concrete pipe culverts. Journal of Transportation Engineering. 114(2):209-220.

Haggag, A.A. 1989. Structural backfill design for corrugated-metal buried structures. Thèse de doctorat, Department of Civil Engineering, University of Massachusetts, 251 p.

Hanna, A.J., et Cucheran, J. Problems with buried sewer system in the Town of Iqualiuit, NWT. Conférence annuelle de la Société canadienne de génie civil. Vancouver, C.-B. 29-31 mai 1991, p. 354-363.

Hashash, N., et Selig, E.T. 1990. Analysis of the performance of a buried high density polyethylene pipe. Structural Performance of Flexible Pipes. Sargand, Mitchel & Hurd (dir. de publ.), Balkema, Rotterdam. ISBN 90 6191 165 6.

Hawthorn, J.E. 1970. Hydrogen sulfide damage to concrete pipe. Journal of the WPCF, 42(3):425-430.

Heger, F.J. 1982. Structural design method for precast reinforced concrete pipe. Transportation Research Record 878, Soil-structure Interaction of Subsurface Conduits, Washington, D.C.

Heger, F.J. 1994. Rigid pipe distress in high embankments over soft soil strata. Transportation Research Record 1431, p. 46-52.

Heger, F.J. 1985. Proportioning reinforcement for buried concrete pipe. Proceedings International Conference, Advances in Underground Pipeline Engineering, Madison, Wisconsin, 27-29 août, p. 543-553.

Heger, F.J., Liepins, A.A., et Selig, E.T. 1985. SPIDA: An analysis and design system for buried concrete pipe. Proceeding International Conference. Advances in Underground Pipeline Engineering. Madison, Wisconsin, 27-29 août, p. 143-154.

Henry, J.L., et Garton, A. 1989. Polymer Preprints 30(1):183-182.

Hertzberg, R.W. 1989. Deformation and Fracture Mechanics Of Engineering Materials. Troisième édition, John Wilely and Sons, New York.

Hill, J.J., et Laumann, F.J. 1994. Overstressed precast concrete pipe arch and its redesign. Transportation Research Record 1431, p. 41-45.

Hodges, S.H., et Enyart, J.I. 1993. Standard installations. Proceedings of the International Conference on Pipeline Infrastructure. Texas, août, p. 595-609.

Holsen, T.M., Park, J.K., et Bontoux, L. 1991a. The effect of soils on the permeation of plastic pipes by organic chemicals. Journal of the American Water Works Association, 83(11):85-91.

Holsen, T.M., Park, J.K., Jenkins, D., et Selleck, R.E. 1991b. Contamination of potable water by permeation of plastic pipe. Journal of the American Water Works Association, 83(8):53-56.

Hooton, R.D., et Emery, J.J. 1990. Sulfate resistance of a Canadian slag cement. ACI Materials Journal, 87:547-555.

Hopman, R., et van Den Hoven, T.J.J. 1992. Permeation of organic chemicals through plastic water pipes. Aqua 41(3):158-162.

Howard, A.K. 1977. Modulus of soil reaction values for buried flexible pipe. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, vol. 103, n° GT, document 127000.

Howard, A.K. 1981. Diametral elongation of buried flexible pipe. Underground Plastic Pipe, J. Schrock (dir de publ.), ASTM, p. 191-201.

Howard, A.K. 1990. Load-deflection field test of 27-inch PVC pipe. Buried Plastic Pipe Technology. ASTM STP 1093, p. 125-140.

Howard, A.K. 1994a. Soil-cement slurry pipe embedment. Controlled Low-Strength Materials. ACI SP-150. p. 97-110.

Howard, A.K. 1994b. Installation of plastic pipe using soil-cement slurry. Buried Plastic Pipe Technology. Vol. 2, ASTM STP 1222, p. 41-51.

Howard, A.K. 1996. Pipeline Installation: A Manual For Construction of Buried Pipe. Relativity Publishing, Lakewood, Colorado, É.-U.

Howard, A.K., Kinney, L., et Fuerst, R. 1995. Prediction of Flexible Pipe Deflection. U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation.

Hughes, D.C. 1985. Sulfate resistance of OPC, OPC/Fly Ash and SRPC Pastes. Cem. Conc. Res., 15:1003-1012.

Hurd, J.O. 1984. Field performance of concrete and corrugated steel pipe culverts and bituminous protection of corrugated steel pipe culverts. Transportation Research Record 1001, p. 40-48.

Hurd, J.O. 1985. Field performance of concrete pipe culverts at acidic flow sites in Ohio. Transportation Research Record 1008, p. 105-108.

Hurd, J.O. 1986. Field performance of corrugated polyethylene pipe culverts in Ohio. Ohio Department of Transportation. 65th Annual Meeting of the Transportation Research Board. Washington, D.C. Janvier.

Hurd, J.O. 1988. Service life model verification for concrete pipe culverts in Ohio. Transportation Research Record 1191, p. 118-131.

Hutt, J.W. 1985. Historical performance and use of PVC pipe: one utility's experience. Proceeding of the AWWA meeting, Washington, D.C., p. 23-30.

Hyde, L.W., Shamburger, V.M., et Ellard, J.S. 1969. Detrimental Effects of Natural Soil and Water Elements on Drainage Pipe Structures in Alabama. Alabama Highway Research HPR Report No. 40, State of Alabama Highway Department.

Jackson, G.W. 1990. An Accelerated Laboratory Test to Determine the Durability of Pipe Culvert Materials. Bowser-Morner Inc. ODOT Contract No. 5813.

Jacobs, K.M. 1984. Durability of drainage structure. Transportation Research Record 1001, p. 14-20.

Jarvenkyla, J.J., et Haavisto, K.T. 1993a. Abrasion resistance of sewers - Part 1. Pipes and Pipelines International, 38(5):35-40.

Jarvenkyla, J.J., et Haavisto, K.T. 1993b. Abrasion resistance of sewers - Part 2. Pipes and Pipelines International, nov.-déc., p. 38-40.

Jeyapalan, J.K. 1990. Advances in pipeline materials and design in Europe and North America. Proceedings of the ASCE International Conference Pipeline Design and installation, Las Vegas, Nevada. p. 1-16.

Jeyapalan, J.K., et Boldon, B.A. 1986. Performance and selection of rigid and flexible pipes. Journal of Transportation Engineering, 112(5):507-524.

Jeyapalan, J.K., Ethiyajeevakaruna, S.W., et Boldon, B.A. 1987. Behavior and design of buried very flexible plastic pipes. Journal of Transportation Engineering, 113(6):1-16.

Jeyapalan, J.K., Saleira, W.E., Al-Shaikh, A., et Balasubramaniam, B.K. 1995. Underground pipeline materials, design, and construction: what we have learned during 1985-1995. Where do we go from here? Proceedings of the Second ASCE International Conference on Advances in Underground Pipeline Engineering, Bellevue , Washington, p. 25-41.

Jeyapalan, J.K., Saleira, W.E., et Rajah, S.K. 1997. Recent Advances in Pipeline Design, Installation & Rehabilitation. Center of Continuing Education, Bellevue, WA., É.-U.

Johnson, A.M. 1992. Repairing Utility Trenches. Final Report, Minnesota Local Road Research Board. Report No. MN/RC-92/08;9LRR645, 11 p.

Kakulavar, S. 1993. The Effect of Compound Composition on the Mechanical Properties of HDPE Corrugated Pipe. Thèse de maîtrise, Department of Mechanical Engineering, University of Massachusetts, Darmouth, MA, É.-U.

Kalenborn, S. 1989. Wear resistance and pipes, Colliery Guardian, juin, p. 184-188.

Kawabata, T., et Mhori, Y. 1995. Behaviour of buried large thin wall flexible pipe - Field test and numerical analysis considered with stage of construction of buried flexible pipe. Proceedings of Second International Conference on Advances in Underground Pipeline Engineering. Bellevue, Washington. Juin, p. 13-24.

Kawakami, M., Tokuda, H., et Nasu, R. 1989. Coating technologies for sewer pipe. Concrete International, novembre, p. 86-88.

Kienow, K.K., et Allen, H.C. 1993. Concrete pipe for sanitary sewers - corrosion protection update. Proceedings of the International Conference on Pipeline Infrastructure II, p. 229-250.

Kienow, K.K., et Kienow, K.E. 1991. Corrosion below: sewer structures. Civil Engineering, septembre, p. 57-59.

Kienow, K.K., et Pomeroy, R.D. 1979, Corrosion resistance design of sanitary sewer pipe. W&WS, numéro de référence : R-8 à R-13.

Kienow, K.K., et Pomeroy, R.D. 1978. Corrosion resistant design of sanitary sewer pipe. ASCE. Convention and Exposition. Chicago, Illinois. Octobre.

Kienow, K.K., et Prevost, R.C. 1983. Stiff soil - an adverse environment for low stiffness pipe. Proceedings of Conference on Pipelines in Adverse Environments II, p. 431-455.

Kienow, K.K., et Prevost, R.C. 1988. Pipe/Soil Stiffness Ratio Effect on Flexible Pipe Buckling Threshhold. Présentée lors de l'ASCE Pipeline Infrastructure Conference, Pipeline Division, Boston, Massachusetts.

Kikuchi, Y., Matsuda, F., Tomoto, K., et Nishimura, M. 1995. Microbiologically influenced corrosion (mic) of stainless steel weldments on the pipe line in the sewage treatment plant. Trans. JWRI, *24(1)*:63-67.

Kirby, P.C. 1981. PVC pipe performance in water mains and sewers. International Conference on Underground Plastic Pipe. ASCE, p. 161-174.

Kivekas, L., et Korhonen, C. 1986. Brittleness of Concrete Under Arctic Conditions. CRREL Report No. 86-2. Technical Research Center of Finland and U.S. Army Cold Region Research and Engineering Laboratory, Hanover, N.H.

Kobrin, G. 1976. Corrosion by microbiological organisms in nature waters. Materials Performance, juillet, p. 38-41.

Lang, D.C., et Howard, A.K. 1985. Buried fiber glass response to field installation methods. Proceedings of International Conference, Advances in Underground Pipeline Engineering, p. 340-353.

Laplante, P., Aitcin, P.-C., et Vezina, D. 1991. Abrasion resistance of concrete. Journal of Materials in Civil Engineering, 3(1):19-28.

Lawrence, C. D. 1990. Sulfate attack on concrete. Mag. Con. Res., 42:249-264.

Lawrence, C. D. 1992. The influence of binder type on sulfate resistance. Cem. Con. Res., 22:1047-1058.

Lee, G.C., Shih, T.S., et Chang, K.C. 1989. Basic mechanical properties of normal and high strength concrete at low temperature. Proceedings of the Eighth International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering. Pays-Bas. Mars, 3:591-594.

Lee, G.C., Shih, T.S., et Chang, K.C. 1988. Mechanical properties of concrete at low temperature. ASCE. Journal of Cold Region Engineering, vol. 2, n° 1.

Lee, R.G. 1986. Investigation of plastic pipe permeation by organic chemicals. Proceedings of the AWWA meeting, Denver, CO, p. 1521-1528.

Leonhardt, G. 1982. Soil loads on pipes with different degrees of stiffness. Europipe Conference Basil, Suisse.

Lohnes, R.A., Klaiber, F.W., et Austin, T.A. 1995. Uplift failures of corrugated metal pipe. Transportation Research Record 1514, p. 68-73.

Mansfeld, F., Shih, H., Postyn, A., Devinny, J., Islander, R., et Chen, C.L. 1991. Corrosion monitoring and control in concrete sewer pipes. Corrosion, 47(5):369-376.

Marston, A., et Anderson, A.O. 1913. The Theory of Loads on Pipes in Ditches and Test of Cement and Clay Drain Tile and Sewer Pipe. Bulletin 31, Iowa Engineering Experiment Station, Ames, Iowa.

Marston, A. 1930. The Theory of External Loads on Closed Conduits in the Light of the Latest Experiments. Bulletin 96, Iowa Engineering Experiment Station, Ames, Iowa.

Matti, M.A., et Al-Adeeb, A. 1985. Sulphate attack on asbestos cement pipes. Construction Press, p. 169-176.

McGrath, T.J., Chambers, R.E., et Sharff, P.A. 1990. Recent trends in installation standards for plastic pipe. Buried plastic pipe technology, ASTM STP 1093, p. 281-293.

McGrath, T.J., et Selig, E.T. 1994. Backfill placement methods lead to flexible pipe distortion. Transportation Research Record. No. 1431, p. 27-52.

Meacham, D.G., Hurd, J.O., et Shisler, W.W. 1982. Ohio Culvert Durability Study. Ohio Department of Transportation. Report No. ODOT/L&D/82-1, janvier.

Mehta, P.K. 1986. Concrete Structure, Properties and Materials, Prentice-Hall, Toronto, p. 137-145.

Mehta, P.K. 1989. Scientific basis for determining the sulfate resistance of blended Cements. Mat. Res. Soc. Sump. Proc., 137:145- 152.

Mehta, P.K. 1994. *Sulfate attack on concrete - a critical review.* Materials Science of Concrete III, American Ceramic Society, Cleveland, Ohio, p. 105-131.

MEQ 1989. Directive 004 – Réseaux d'égout, ministère de l'Environnement, Gouvernement du Québec.

Mercier, J.P., et Maréchal, E. Traité des matériaux, vol. 13 - Chimie des polymères : synthèses, réactions, dégradations, Presses polytechniques et universitaires romandes, Suisse, 1993.

Meyer, A.H., et Ledbetter, W.B. 1970, Sulfuric acid attack on concrete sewer pipe. Journal of the Sanitary Engineering Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, octobre, p. 1167-1182.

Meyer, J.J., Nystrom, J.A., et Wagner, S.K. 1993. Townsite lateral-stage 2 Belle Fourche Unit - Cheyenne Division. Proceedings of the International Conference on Pipeline Infrastructure. Texas, août, p. 115-128.

Milde, W., Sand, Wolff, W., et Bock, E. 1988. Thiobacilli of the corroded concrete wall of the hamburg sewer. Journal of General Microbiology, 129:1327-1333.

Min, D., et Mingshu, T. 1994. Formation and expansion of ettringite crystals. Cem. Con. Res., 24:119-126.

Missouri Highway et Transportation Department. 1987. Study of Use, Durability, and Cost of Corrugated Steel Pipe on The Missouri Highway and Transportation Department's Highway System. Study Number: MR 87-1.

Miura, T. 1989. The properties of concrete at very low temperatures. Materials and structures, 22(130):243-254.

Moore, I.D. 1990. Influence of rib stiffeners on the buckling strength of elastically supported tubes. International Journal of Solids and Structures, p. 539-547.

Moore, I.D. 1993. Structural Design of Profiled Polyethylene Pipe, Part I - Deep Burial. Geotechnical Research Centre, The University of Western Ontario, London, Ontario.

Moore, I.D. 1994a. Three dimensional time dependent models for buried HDPE pipe. Proceedings of the 8th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics, Balkema, Rotterdam, 2:1515-1520.

Moore, I.D. 1994b. Local strain in corrugated pipe: experimental measurements to test a numerical model. ASTM Journal of Testing and Evaluation, 22(2):132-138.

Moore, I.D. 1996. Local buckling in profiled HDPE pipes. Conférence annuelle de la Société canadienne de génie civil, Edmonton, Alberta, 1:84-94.

Moore, I.D., et Brachman, R.W. 1994. Three dimensional analysis of flexible circular culverts. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, p. 1829-1844.

Moore, I.D., et Hu, F. 1995. Response of profiled High-Density Polyethylene pipe in hoop compression. Transportation Research Record No. 1514, Transportation Research Board, p. 29-36.

Moore, I.D., et Hu, F. 1996. Linear viscoelastic modeling of profiled High Density Polyethylene pipe. Revue canadienne de génie civil, 23:395-407.

Moore, L.M., Marshall, G.P., et Allen, N.S. 1988. Degradation and stabilisation of blue water pipe. Polymer Degradation and Stability, 20:337-354.

Mori, T., Koga, M., Hikosaka, Y., Nonaka, T., Mishina, F., Sakai, Y., et Koizumi, J. 1991. Microbial corrosion of concrete sewer pipes, H_2S production from sediments and determination of corrosion rate. Wat. Sci. Tech., 23:1275-1282.

Mori, T., Nonaka, T., Tazaki, K., Koga, M., Hikosaka, Y., et Noda, S. 1992. Interactions of nutrients, moisture and pH on microbial corrosion of concrete sewer pipes. Wat. Res., 26(1):29-37.

Moser, A.P. 1990. Buried Pipe Design. McGraw-Hill, Inc., New York, 219 p.

Moser, A.P., et Kellogg, K.G. 1993. Evaluation of Polyvinyl Chloride (PVC) Pipe Performance. AWWA Research Foundation and the American Water Works Association.

Moser, A.P., et Kellogg, K.G. 1994. Evaluation of Polyvinyl Chloride Pipe Performance. AWWA Publisher, Washington, D.C., 81 p.

Moser, A.P., Shupe, O.K., et Bishop, R.R. 1991. Is PVC pipe strain limited after all those years? Uni-Bell PVC Pipe News. Vol. 14, nº 1 Tiré à part de STP 1093 "Buried Plastic Pipe Technology", ASTM.

Moser, A.P., Watkins, R.K., et Shupe, O.K. 1977. Design and performance of PVC pipes subjected to external soil pressure. Buried Structures Laboratory, Utah State University, Logan, Utah.

Mruk, S.A. 1987. Plastic Pipe Technology. 1987 Annual Conference Proceedings. AWWA. Plastic Pipe Institute, p. 967-975.

Mruk, S.A. 1990. The durability of polyethylene piping. Buried Plastic Pipe Technology. ASTM STP No. 1093, p. 21-39.

Nazar, S. 1988. Performance of Plastic Drainage Pipe, *présenté au ministère* des Transports de l'Ontario. Centre de technologie des matières industrielles.

NCHRP 1978. Durability of Drainage Pipe. National Cooperative Highway Research Program, National Research Council (É.-U.).

NCSPA 1989. Sewer Manual for Corrugated Steel Pipe. National Corrugated Steel Pipe Association, Washington, D.C., NCSPA SM 89.

Nesbeitt, W.D. 1978. Buried flexible pipe performance in the proximity of new excavations. Public Works, *109(3)*:80-81.

North Carolina Department of Transportation 1991. Performance Evaluation of AASHTO M 294 Type "S" Polyethylene Pipe. North Carolina Department of Transportation.

Noyce, R.W., et Ritchie, J.M. 1979. Michigan galvanized metal culvert study. Transportation Research Record 713, p. 1-6.

NRC 1997. Durability and Performance Comparison of Concrete, PVC, Corrugated Steel and HDPE Pipe with Diameters between 450 - 900 mm, Phase I - State of Current Practice, Results of Questionnaires. Présenté à la Canadian Concrete Pipe Association.

OCPA 1986. Concrete Pipe Design Manual. Ontario Concrete Pipe Association, Etobicoke, Ontario.

OCPA 1987. Plastic Pipe, Perception vs. Reality. Ontario Concrete Pipe Association.

Ohio Concrete Pipe Association. 1979. Focus On Pipe performance.

Olson, A.J., Pfau, J.P., et Goodman, D. 1987. Evaluation of permeation of organic solvents through PVC, asbestos/cement and ductile iron pipes. ANTEC 87, Proceedings of the Society of Plastics Engineers, Los Angeles, p. 665-668.

OPSS 421. 1995. Construction Specification for Pipe Culverts by Open Cut Method. Ontario Standards for Roads and Municipal Services. Ministère des Transports de l'Ontario.

OPSS 514. 1995. Construction Specification for Trenching, Backfilling and Compacting. Ontario Provincial Standards for Roads and Municipal Services. Ministère des Transports de l'Ontario.

OPSS 1821. 1993. Material Specification for Precast Reinforced Concrete Box Culverts and Box Sewers. Ontario Provincial Standards for Roads and Municipal Services. Ministère des Transports de l'Ontario.

Owen, E.D. 1984. Degradation and Stabilisation of PVC. Elsevier Applied Science Publishers, New York.

Pankhurst, E.S. 1973. Protective coatings and wrappings for buried pipes: microbiological aspects. Journal of the Oil & Col. Chem. Assoc., 56:373-381.

Parker, C.D. 1951. Mechanics of corrosion of concrete sewers by hydrogen sulfide. Sewage and Industrial Waste, 23(12):1477-1485.

Patenaude, R. 1986. *Microbial corrosion of culvert pipe in Wisconsin. Corrosion'86*, NACE, Houston, Texas, p. 92-95.

PCA 1968. Design and Construction of Concrete Sewers. Portland Cement Association.

Perkins, P.H. 1979. Portland cement concrete underground pipelines. Transportation Engineering Journal, septembre, p. 577-588.

Perkins, P.H. 1981. The corrosion resistance of concrete sanitary engineering structures. Concrete International, avril, p. 75-81.

Petroff, L.J. 1984. Performance of Low stiffness plastic pipe in stiff soil. Pipeline Materials and Design. ASCE, p. 24-35.

Pfau, J.P. 1985. Discussion: Prediction of organic chemical permeation through PVC pipe – a scientist's perspective. Journal of the American Water Works Association, XX (nov.): 64.

Philbin, J.E., et Vickery, G.F. 1993. Polyethylene Plastic Products: Fire Performance of HDPE. Fire Protection Consultants, 4609 Somerset Dr. S.E., Bellevue, WA, 98006-3030.

Potter, J.C. 1988. Analysis of reinforced concrete-pipe performance data. Journal of Transportation Engineering, 114(5):530-538.

Poucher, M.P., Novak, M., et Hindy, A. 1976. Effect of Vibratory Compactors on Buried Concrete Pipe. Rapport de recherche GEOT-2-76, University of Western Ontario, London, Ontario.

Pourbaix, M. 1966. Atlas of Electrochemical Equilibria in Aqueous Solutions. Pergamon Press, Oxford, p. 458.

PPI 1973. Weatherability of Thermoplastic Piping. Plastic Pipe Institute, Technical Report TR-18. Washington, D.C.

PPI 1989. Resistance of Thermoplastic Piping Materials to Micro- and Macro-Biological Attack. Plastic Pipe Institute, Wayne, N.J. Report TR-11/89.

PPI 1990. Suggested Temperature Limits for Thermoplastic Pipe Installation and for Non-Pressure Pipe Operation. Plastic Pipe Institute, Technical Note 11. Washington, D.C.

PPI 1993. *Engineering Properties of Polyethylene. Plastic Pipe Institute. Washington, D.C.*

PPI 1996. Underground Installation of Polyethylene Pipe. Plastic Pipe Institute. Washington, D.C.

Prevost, R.D., et Kienow, K.K. 1988a. Instability of buried flexible pipe - part 1. Pipes & Pipeline International. Juillet, 26-31.

Prevost, R.D., et Kienow, K.K. 1988b. Instability of buried flexible pipe - part 2. Pipes & Pipeline International. Août, 20-25.

Pyskadlo, R.M. 1989. Performance of Polymer-Coated and Bituminous-Coated and Paved Corrugated Steel Pipe. Engineering Research and Development Bureau, New York State Department of Transportation, Special Report 94.

Rajani, B., Goodrich, L., et Cooke, B. 1995. Thermal Performance of Trench Backfills and Mechanical Performance of Buried PVC Water Mains. Rapport n° A-7005.3. Conseil national de recherches du Canada.

Ramachandran, V.S., et Feldman, R.F. 1984. Concrete Admixtures Handbook: Properties, Science and Technology, V.S. Ramachandran (dir. de publ.), Noyes Publications, New Jersey, É.-U., chapitre 1, p. 10-16.

Ramaswamy, H.S., et Jain, Y.K. 1984. An investigation of the durability of concrete sewer pipes. Indian Concrete Journal, octobre, p. 285-260.

Reading, T.J. 1982. Physical aspects of sodium sulfate attack on concrete. Proceedings of the George Verbeck Symposium on Sulfate Resistance of Concrete, ACI SP-77, p. 75-82.

Rebeiz, K.S. 1996. Precast use of polymer concrete using unsaturated polyester resin based on recycled PET waste. Construction and Building Materials, Elsevier Science Ltd., 10(3):215-220.

Richards, D.H. 1984. Abrasion resistance of polyethylene dredge pipe. Dredging and Dredged Material Disposal: Proceedings of the Conference Dredging '84, R.L. Montgomery and J.W. Leach (eds.), New York, p. 133-139.

Ring, G.W. 1984. Culvert durability: Where are we? Transportation Research Record 1001.

Rosenberg, A., Hansson, C.H., et Andrade, C. 1989. Mechanisms of corrosion of steel in concrete. Materials Science of Concrete I, J. Skalny (dir. de publ.), The American Ceramic Society, Inc., p. 285-313.

Rossouw, A.F.G. 1979. Corrosion in Sewers. National Building Research Inst., U.S. Department of Commerce, NTIS-PB82-185844.

Sadegzadeh, M., Page, C.L., et Kettle, R.J. 1987. Surface microstructure and abrasion resistance of concrete. Cement and Concrete Research, 17(4):581-590.

Sallal, A.K., Carew, J.A., et Islam, M. 1984. Biodeterioration of metal pipes from an air conditioning unit at a sewage treatment station, Microbios Letters, 25:39-45.

Samanta, C., et Chatterjee, M.K. 1982. Sulfate resistance of Portland-pozzolanic cements in relation to strength. Cem. Con. Res., 12:726-734.

Sand, W., Bock, E., et White, D.C. 1984, Role of sulfur oxidizing bacteria in the degradation of concrete. Corrosion'84, NACE, avril, La Nouvelle-Orléans, Louisiane, p. 96.

Sand, T. Dumas, Marcdargent, S., Pugliese, A., et Cabiron, J.L. 1994. Biogenic sulfuric acid corrosion. Infrastructure: New Materials & Methods of Repair, K.D. Basham (dir de publ.), New York, p. 35-55.

Sargand, S., Masada, T., et Hurd, J.O. 1996. Effect of rib spacing on deformation of profile-wall plastic pipe buried in coarse granular backfill. ASCE Geotechnical Testing Journal, 19(2):217-222.

Saricimen, H., Maslehuddin, M., Shamim, M., et Allam, I.M. 1987. Case study of deterioration of concrete in sewage environment in an Arabian gulf country. Durability of Building Materials, 5:145-154.

Scheller, T.G., Larson, J.P., et Aguiar, L. 1994. Metropolitan Dade: County I/I reduction challenge. NO-DIG Engineering, 1(2):7-10.

Schluter, J.C. 1990. Spiral rib metal pipe structural performance limits. Structural Performance of Flexible Pipes, Balkema, Rotterdam, p. 73-77.

Schneider, H. 1990. ATV A 127 as it relates to plastic pipe design. Buried Plastic Pipe Technology, ASTM STP No. 1093, p. 57-78.

Schneider, J. 1995. Analysis of 375 mm Storm Sewer Pipe on the Northwood Park Subdivision Department of Civil Engineering, université du Nouveau-Brunswick, Fredericton, Nouveau-Brunswick, 40 p.

Schulter, J., et Capossela, T. 1995. PVC pipe sets the standard for gravity flow plastic pipe performance. Uni-Bell PVC Pipe News, 18(2):10.

Seed, R.B., et Duncan, J.M. 1985. Earth pressure and surface load effects on buried pipelines. Proceedings of International Conference, Advances in Underground Pipeline Engineering. Août, Madison, Wisconsin, p. 320-329.

Sehn, A.L., et Duncan, J.M. 1994. Investigation of large deformation of a corrugated metal pipe in silty soil. Transportation Research Record. No. 1431, p. 3-12.

Selig, E.T. 1988. Soil parameters for design of buried pipelines. Proceedings of the Conference on Pipeline Infrastructure. Juin, Boston, Massachusetts, p. 99-116.

Selig, E.T. 1995. Long Term Performance of Polyethylene Pipe Under High Fill. Pennsylvania Department of Transportation. Geotechnical Report No. PDT95-424F. Technical Report Part 2, Research Project No. 88-14.

Selleck, R.E., et Marinas, B.J. 1991. Analyzing the permeation of organic chemicals through plastic pipes. Journal of the American Water Works Association, XXX (juillet):92-97.

Sharff, P.A., et Chambers, R.E. 1991. The new ASTM standard for installation of plastic sewer pipe. Public Works, 122(12):52-57.

Sharff, P.A., et DelloRusso, S.J. 1994. Effects of acid environment and constant deflection on PVC sewer pipe. Buried Plastic Pipe Technology, volume 2, D Eckstein (dir de publ.), ASTM STP 1222, p. 149-163.

Slater, J. 1983. Corrosion of Metals in Association with Concrete. ASTM STP 818, Philadelphie, PA, ASTM, p. 83.

Smith, A., et Brady-Williamson, R. 1979. Durability and Fire-Spread Aspects of Plastic Pipe System. U.S. Army, Construction Research Laboratory, Technical Report M-264.

Spangler, M.G. 1941. The Structural Design of Flexible Pipe Culverts. Bulletin 153, Iowa Engineering Experiment Station, Ames, Iowa, 84 p.

Spangler, M.G., et Handy, R.L. 1973. Soil Engineering. 3e éd., Intext Educational Publishers, New York.

Stein, D., Kentgens, S., et Bornmann, A. 1995. Diagnosis and assessment of damaged sewers concerning their structural capacity. Proceedings of the Second ASCE International Conference on Advances in Underground Pipeline Engineering, Bellevue, Washington, p. 1-12.

Stutterheim, N. 1962. Corrosion of concrete pipes. The South African Industrial Chemist, janvier, p. 2-11.

Stutterheim, N., et Van Aardt, J.H.P. 1953. The corrosion of concrete sewers and some possible remedies. The South African Industrial Chemist, 7(10).

Taprogge, R.H. 1981. Large diameter polyethylene profile-wall pipes in sewer applications. Proceedings of the ASCE International Conference on Underground Plastic Pipe, La Nouvelle-Orléans, p. 175-189.

Taylor, H.F.W. 1990. Cement Chemistry. Academic Press, Toronto, p. 403-405.

Taylor, S., et Parker L. 1990. Surface Changes in Well-Casing Pipe Exposed to High Concentrations of Organics in Aqueous Solution. U.S. Army Corps of Engineers, Cold Regions Research and Engineering Laboratory, Hanover, NH. Technical Report 90-7.

Texas Natural Resource Conservation Commission. 1993. Design Criteria for Sewerage Systems.

Thornton JR., H.T. 1978. Acid attack of concrete caused by sulfur bacteria action. ACI Journal, novembre, p. 577-584.

Titow, W.V. 1990. PVC Plastics: Properties, Processing and Applications. Elsevier Applied Science, New York, N.Y.

Tohda, J., Li, L., Hamada, T., Hinobayashi, J., et Inuki, M. 1995. Deformation of HDPE pipes due to ground saturation. Advances in Underground Pipeline Engineering. Bellevue, Washington. 25-28 juin, p. 786-797.

Trotignon, J.P., Piperaud, M., Verdu, J. et Dobraczynski, A. Précis de matières plastiques : structures, propriétés, mise en oeuvre et normalisation, AFNOR, Nathan, 1995.

Uni-Bell 1978. Handbook of PVC Pipe, Design and Construction, Dallas, Uni-Bell PVC Pipe Association, Texas.

Uni-Bell 1979. Installation Guide for PVC Sewer Pipe. Uni-Bell PVC Pipe Association.

Uni-Bell 1982. Handbook of PVC Pipe: Design And Construction. Uni-Bell PVC Pipe Association.

Uni-Bell 1983. The Effects of UV Aging on PVC Pipe. Uni-Bell PVC Pipe Association, Dallas, Texas. Report UNI-TR-5,

Uni-Bell 1990. Deflection: the Pipe/Soil Mechanism. Uni-Bell PVC Pipe Association, 40 p.

Uni-Bell 1993. Handbook of PVC Pipe: Design And Construction, version CD-ROM. Uni-Bell PVC Pipe Association.

Uni-Bell 1995. External Load Design for Flexible Conduits, Computer Software. Uni-Bell PVC Pipe Association.

Vasile, C., et Seymour, R.B. 1993. Handbook of Polyolefins: Synthesis and Properties, Marcek Dekker, New York.

Veenendaal, G., et Dibbetts, G. 1981. Methyl bromide permeates PE pipe. AWWA Research Foundation Water Quality Research News, numéro de décembre, p. 8.

Venuat, M. 1977. Relationship between concrete carbonation and corrosion of reinforcement. Recentres CEFRACOR-77, JTBTP, octobre.

Viebke, J., Elble, E., Ifwarson, M., et Gebbe, U.W. 1994. Degradation of unstabilized medium-density polyethylene pipes in hot-water applications. Polymer Engineering and Science, 34(17):1354-1362.

Walker, R.P. 1981. The effect of U.V. aging on PVC pipe. Underground Plastic Pipe, American Society of Civil Engineers, p. 436-448.

Walton, D. 1989. The long term behaviour of buried PVC sewer pipe. Construction & Building Materials, 3(2).

Walton, D., et Elzink, W.J. 1989. The Long Term Behaviour of Buried PVC Sewer Pipe. Construction & Building Materials, 3(2):58-63

Wang, J.G. 1994. Sulfate attack on hardened cement paste. Cem. Con. Res., 24:735-742.

Watkins, R.K. 1995. Trench widths for buried pipes. 2nd International Conference, Advances in Underground Pipeline Engineering. J.K. Jeyapalan and M. Jeyapalan (dir. de publ.), p. 445-455.

Watkins, R.K. 1990. Structural performance of a three foot corrugated polyethylene pipe buried under high soil cover. Structural Performance of Flexible Pipes. Sargand, Mitchel & Hurd (dir. de publ.), Balkema, Rotterdam. ISBN 90 6191 165 6.

Watkins, R.K., et Moser, A.P. 1971. Response of corrugated steel pipe to external soil pressure. Highway Research Record No. 373, p. 88-112.

Watkins, R.K., Moser, A.P., et Bishop, R.R. 1973. Structural response of buried PVC pipe. Modern Plastics, p. 88-90.

Watkins, R.K., et Reeve, R.C. 1980. Structural performance of buried corrugated plastic tubing. American Society of Agricultural Engineering. San Antonio, Texas. Juin.

Watkins, R.K., et Shupe, O.K. 1990. Differences in Structural Performance of Rigid Pipes and Flexible Pipes when Buried in Cohesionless Backfill and Subjected to High Soil Cover. Buried Structures Laboratory. Utah State University.

Wetterlund, I., et Goransson, U. 1986. New Method for Fire Testing of Pipe Insulation in Full Scale. Swedish National Testing Institute, Boras, Suède. Rapport n° SP-RAPP 1986:33.

Willis, W.E. 1969. *An introduction to dry-cast concrete. Concrete Construction*, 14(12):457-458.

Wilson, C.J.K. 1985. Experience in concrete pipeline construction in Ontario 1958-1985. Proceedings of International Conference, Advances in Underground Pipeline Engineering, p. 155-160.

Wolf, E.W., et Townsend, M. 1970. Structural Design Criteria and Recommended Installation Practice. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Bureau of Public Roads.

Zorn, N.F., et Berg, V.D. 1990. Pipeline design and installation. Proceedings of the International Conference. Las Vegas, Nevada. Mars, p. 586-596.