



---

DET NORSKE VERITAS<sup>MC</sup>

---

## Rapport définitif

# Comprendre les mécanismes de la corrosion et leurs effets sur les pipelines en cessation d'exploitation

Petroleum Technology Alliance of Canada  
Calgary (Alberta)


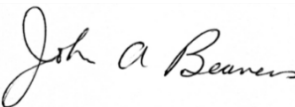

Rapport DNV n° : TAOUS813COSC (PP079627)  
7 février 2014

Comprendre les mécanismes de la corrosion et leurs effets sur les pipelines en cessation d'exploitation	DET NORSKE VERITAS (U.S.A.), INC. Materials & Corrosion Technology Center 5777, chemin Frantz Dublin, OH 43017-1886, États-Unis Tél. : (614) 761-1214 Téléc. : (614) 761-1633 <a href="http://www.dnv.com">http://www.dnv.com</a> <a href="http://www.dnvusa.com">http://www.dnvusa.com</a>
Pour :	
D' Soheil Asgarpour Petroleum Technology Alliance of Canada 500, 5 <sup>e</sup> Avenue S.-O., bureau 400 Calgary (Alberta)	
Référence de compte :	

Date de première publication :	15 novembre 2013	Projet n°	PP079627
Rapport n° :		Unité organisationnelle :	Materials & Corrosion Technology Centre
Révision n° :	0	Groupe thématique :	

Résumé :

Voir le sommaire.

Préparé par :	Colin Scott, Ph.D., ing. Ingénieur principal	Signature 
Vérifié par :	John A. Beavers, Ph.D., FNACE Directeur, Forensic Investigation	Signature 
Approuvé par :	Oliver C. Moghissi, Ph.D. Vice-président, Pipeline Services	Signature 

<input checked="" type="checkbox"/>	Distribution interdite sans l'autorisation du client ou de l'unité organisationnelle responsable (distribution gratuite autorisée pour usage interne à l'intérieur de DNV après 3 ans)	Mots clés
<input type="checkbox"/>	Distribution interdite sans autorisation du client ou de l'unité organisationnelle responsable	
<input type="checkbox"/>	Strictement confidentiel	
<input type="checkbox"/>	Distribution illimitée	

Rév. n° / date :	Raison de la révision :	Préparé par :	Approuvé par :	Vérifié par :

© 2014 Det Norske Veritas (U.S.A.), Inc.

Tous droits réservés. Cette publication ne peut être reproduite ni transmise en tout ou en partie sous quelque forme et par quelque moyen que ce soit, photographie, enregistrement ou autre, sans le consentement écrit préalable de Det Norske Veritas (U.S.A.), Inc.



## Sommaire

Il y a cessation d'exploitation quand un pipeline est retiré définitivement du service au terme de sa durée utile. Elle peut prendre la forme d'un abandon sur place ou d'un démantèlement après des travaux d'excavation. Les effets possibles de l'une et l'autre de ces opérations doivent être pris en considération.

Il se peut qu'une canalisation en cessation d'exploitation ne soit pas dotée d'un système fonctionnel de protection cathodique. Dans ce cas, le matériau de tubage se corrode avec le temps et la canalisation perd de son intégrité structurale. La paroi d'une canalisation en cessation d'exploitation n'est plus utile pour le confinement du produit acheminé comme en période d'exploitation, mais elle l'est en revanche si on veut que la canalisation supporte la terre de couverture et toute circulation en surface au-dessus. Une canalisation suffisamment dégradée par les processus naturels de corrosion pourrait en principe s'écraser sous le poids du sol et de toute circulation présente. On doit tenir compte de la circulation de véhicules si le pipeline traverse des routes ou des voies ferrées ou encore de la machinerie agricole s'il traverse des terres en culture.

Notre projet visait à concevoir des modèles de vitesse de corrosion, d'intégrité structurale et de déformation du sol pour mieux comprendre dans quelle mesure les pipelines terrestres enfouis s'exposent à la déformation après leur cessation d'exploitation et leur dégradation à long terme par la corrosion.

Selon les prévisions, les pipelines maintiennent généralement une intégrité structurale suffisante pendant nombre d'années pour résister à toute déformation par circulation de personnes ou de véhicules. C'est là une durée relative qui variera selon les circonstances, mais le plus souvent des centaines ou des milliers d'années s'écouleront avant qu'un pipeline ne s'écrase.

À l'appui de ces données de prévision, nous avons recensé les études de corrosion et d'intégrité structurale consacrées à l'élaboration de modèles prévisionnels permettant de comprendre la dégradation et la déformation des pipelines en cessation d'exploitation. Il existe plusieurs études sectorielles d'autres chercheurs qui offrent un intérêt direct pour notre programme. Nous avons passé en revue les données produites et les modèles mis au point dans le cadre de ces études.

Nous nous sommes reportés aux données du National Bureau of Standards (NBS) sur les sols pour créer un modèle de vitesse de corrosion que nous jugeons convenir à un programme après cessation d'exploitation. Le modèle propose un traitement par loi de vitesse parabolique et permet des estimations acceptables de borne supérieure aux fins des calculs de taux de corrosion. On peut aisément le modifier pour tenir compte de vitesses moyennes ou inférieures de corrosion. Nous analysons ici le cadre méthodologique de cette modélisation. Par des exemples et des graphiques, nous démontrons l'utilité et la sensibilité de notre modèle.



Nous avons combiné les équations établies d'intégrité structurale et de mécanique des sols, qui viennent surtout d'ingénieurs civils et d'universitaires, pour proposer un modèle structural pouvant convenir à notre programme après cessation d'exploitation. Le modèle fait appel à l'hypothèse selon laquelle la charge du sol et la surcharge qui agissent sur une canalisation causeront à leur valeur critique une déformation plastique ou élastique de celle-ci. La charge critique causant une telle déformation est considérée comme la capacité portante du pipeline. Il est possible de modifier le modèle pour tenir compte de l'état sec ou humide du sol, d'une mise en place de la canalisation par fonçage horizontal et d'une circulation de personnes ou de véhicules. Encore là, il est question du cadre méthodologique de cette modélisation. Des exemples et des graphiques simples servent à démontrer l'applicabilité et la sensibilité du modèle.

Comme le font voir les résultats analytiques de notre étude, le temps à prévoir avant déformation sera fonction d'un certain nombre de variables, dont (i) le diamètre, l'épaisseur de la paroi et la limite d'élasticité de la canalisation, (ii) la nature et les propriétés du sol et (iii) l'épaisseur de la couverture. Ainsi, les prévisions analytiques doivent se faire au cas par cas à l'aide des données utiles sur le pipeline et le sol.

D'après notre analyse, un pipeline de diamètre moyen se situant à une profondeur normale dans un sol stable supportera le poids d'un camion particulier pendant 9 000 ans environ avant de s'écraser. En revanche, on peut compter une centaine d'années pour que, sous le poids d'un camion, il y ait écrasement d'un pipeline de grand diamètre enfoui à très peu de profondeur dans des conditions extrêmement médiocres du sol.

Il convient de noter que, dans les exemples qui précèdent, on suppose que le pipeline est sans revêtement et que la surface d'acier nue n'a rien pour la protéger de la corrosion. En général, c'est là une hypothèse foncièrement prudente, car il n'y a aucun revêtement qui puisse retarder la dégradation de l'acier de la canalisation. Si un revêtement était présent comme c'est normalement le cas, le modèle prévoirait une capacité portante supérieure et/ou une plus longue période avant déformation. Dans certains cas, la corrosion se développe plus rapidement dans les zones de décollement du revêtement que sur une canalisation qui ne comporte aucun revêtement.

On peut combiner pratiquement les modèles de vitesse de corrosion et d'intégrité structurale pour juger de la capacité portante d'un pipeline en fonction du temps. Nous indiquons par des instructions et des exemples comment utiliser les modèles. Ajoutons que nous avons pris en compte tant les canalisations d'acier sans revêtement que les pipelines à revêtement partiellement décollé.

Nous avons adopté un modèle géométrique pour estimer la profondeur d'affaissement du sol en cas de déformation d'un pipeline. La profondeur à prévoir sera hautement variable, puisqu'elle dépendra du diamètre, du niveau d'enfouissement et de la nature du sol, mais on prévoit

généralement un affaissement du sol de moins de 10 cm. À l'autre extrême, la profondeur à prévoir pourrait être de jusqu'à 40 cm en gros dans le cas d'un pipeline de grand diamètre à peu de profondeur d'enfouissement dans des conditions médiocres du sol. L'aire de perturbation pourrait être bien supérieure au diamètre de la canalisation à cause du comportement du sol au-dessus de celle-ci.

Les modèles élaborés dans la présente étude devront être développés et affinés.



## Table des matières

1.0	CONTEXTE .....	1
2.0	CADRE MÉTHODOLOGIQUE .....	4
2.1	Sous-projet 1 – Validation de modèles de corrosion pour les pipelines en cessation d'exploitation.....	4
2.2	Sous-projet 2 – Étude d'intégrité structurale .....	5
2.3	Sous-projet 3 – Déformation du sol en fonction de l'étendue du vide, de la nature du sol et de l'épaisseur de la couverture – délimitation de l'étendue de la recherche .....	6
3.0	BILAN DOCUMENTAIRE .....	7
3.1	Vitesse de corrosion de l'acier dans le sol .....	7
3.1.1	Aspects fondamentaux de la corrosion .....	7
3.1.2	Environnement de sol.....	7
3.1.3	Taux de corrosion dans le sol.....	9
3.1.4	Modèle de prévision de la durée utile des ponceaux .....	10
3.1.5	Données d'analyse du National Bureau of Standards .....	12
3.2	Intégrité structurale des pipelines enfouis.....	13
4.0	MODÉLISATION DE LA CORROSION.....	17
5.0	MODÉLISATION DE L'INTÉGRITÉ STRUCTURALE.....	23
5.1	Charge du sol .....	23
5.2	Surcharge .....	25
5.3	Modèle de déformation plastique.....	26
5.4	Modèle de déformation élastique.....	29
5.5	Modèles combinés de déformation plastique et élastique.....	30
6.0	MODÈLES COMBINÉS DE VITESSE DE CORROSION ET D'INTÉGRITÉ STRUCTURALE.....	34
6.1	Exemple 1 .....	37
6.2	Exemple 2 .....	38



---

7.0	MODÉLISATION DE LA DÉFORMATION DU SOL .....	40
8.0	FUTURS TRAVAUX.....	42
9.0	RÉSUMÉ .....	43
10.0	BIBLIOGRAPHIE.....	45



## Liste des tableaux

Tableau 1. Classification de la corrosivité selon l'aération et le drainage .....	49
Tableau 2. Classification de la corrosivité selon la résistivité .....	49
Tableau 3. Valeurs caractéristiques de résistivité du sol et de l'eau .....	50
Tableau 4. Classification de corrosivité des sols selon le potentiel d'oxydoréduction .....	50
Tableau 5. Quarante-sept types de sol utilisés dans la modélisation de la corrosion [17] .....	51
Tableau 6. Propriétés des quarante-sept types de sol servant de base à la modélisation de la corrosion [17] .....	53
Tableau 7. Données d'ajustement de courbe à la borne supérieure pour les données du NBS sur les sols .....	56
Tableau 8. Facteurs de majoration à appliquer à la surcharge .....	56
Tableau 9. Surcharges transmises aux pipelines (lb/po <sup>2</sup> ) .....	57
Tableau 10. Surcharges transmises aux pipelines (kPa).....	58
Tableau 11. Valeurs nominales de module de réaction du sol (lb/po <sup>2</sup> ) .....	59
Tableau 12. Valeurs nominales de module de réaction du sol (MPa) .....	60





## Liste des figures

Figure 1.	Schéma d'un pipeline enfoui dans le sol qui illustre l'environnement local [6].....	62
Figure 2.	Diagramme ternaire décrivant les types de sol selon la taille caractéristique des particules [18] .....	65
Figure 3.	Nomogramme liant la résistivité du sol, l'acidobasicité et la vitesse de corrosion pour les pipelines d'acier dans le sol [8] .....	67
Figure 4.	Méthode adoptée par le département des Transports de l'État de Californie pour déterminer la durée utile des pipelines d'acier [11].....	69
Figure 5.	Choix de graphiques produits pendant l'analyse statistique des données de corrosion du NBS sur les sols [18] .....	70
Figure 6.	Graphique des données du NBS sur la profondeur de la corrosion après une exposition d'environ 12 ans en fonction de l'acidité.....	72
Figure 7.	Graphique des données du NBS sur la profondeur de la corrosion après une exposition d'environ 12 ans en fonction de la résistivité .....	73
Figure 8.	Graphique des données du NBS sur la profondeur de la pénétration après une exposition d'environ 12 ans en fonction des prévisions du modèle du département des Transports de l'État de Californie .....	74
Figure 9.	Graphique de la profondeur de la corrosion en perte de masse en fonction du temps pour les sols TRÈS MAL drainés .....	75
Figure 10.	Graphique de la profondeur de la corrosion en perte de masse en fonction du temps pour les sols MAL drainés .....	76
Figure 11.	Graphique de la profondeur de la corrosion en perte de masse en fonction du temps pour les sols ASSEZ BIEN drainés .....	77
Figure 12.	Graphique de la profondeur de la corrosion en perte de masse en fonction du temps pour les sols BIEN drainés .....	78
Figure 13.	Graphique des données sur la profondeur de la pénétration en fonction du temps pour les sols TRÈS MAL drainés .....	79
Figure 14.	Graphique des données sur la profondeur de la pénétration en fonction du temps pour les sols MAL drainés .....	80
Figure 15.	Graphique des données sur la profondeur de la pénétration en fonction du temps pour les sols ASSEZ BIEN drainés .....	81



Figure 16.	Graphique des données sur la profondeur de la pénétration en fonction du temps pour les sols BIEN drainés.....	82
Figure 17.	Graphique des données sur la profondeur de la pénétration en fonction de la profondeur de la corrosion en perte de masse pour les données du NBS sur la corrosion (ensemble des données après environ 12 ans d'exposition).....	83
Figure 18.	Graphique du rapport pénétration-perte de masse pour les données du NBS sur la corrosion (ensemble des données après environ 12 ans d'exposition).....	84
Figure 19.	Graphique de l'épaisseur de la paroi en fonction du temps qui démontre l'effet d'une variation des taux de corrosion (en perte de masse).....	85
Figure 20.	Schéma des paramètres du modèle de base des forces du sol (où C est l'épaisseur de la couverture, d la distance, $h_w$ la hauteur du niveau hydrostatique et P la pression).....	86
Figure 21.	Illustration de l'ovalisation pour le modèle de la déformation plastique (où D est le diamètre et $\Delta y$ la déviation verticale).....	87
Figure 22.	Illustration du flambage pour le modèle de la déformation élastique .....	88
Figure 23.	Graphique de la force portante en fonction de l'épaisseur de la paroi de la canalisation dans les conditions du « scénario de référence ».....	89
Figure 24.	Graphique de la force portante en fonction de l'épaisseur de la paroi de la canalisation qui démontre l'effet d'une variation du diamètre.....	90
Figure 25.	Graphique de la force portante en fonction de l'épaisseur de la paroi de la canalisation qui démontre l'effet d'une variation de l'épaisseur de la couverture.....	91
Figure 26.	Graphique de la force portante en fonction de l'épaisseur de la paroi de la canalisation qui démontre l'effet d'une variation de la limite d'élasticité.....	92
Figure 27.	Graphique de la force portante en fonction de l'épaisseur de la paroi de la canalisation qui démontre l'effet d'une variation du module du sol.....	93
Figure 28.	Graphique de la force portante en fonction de l'épaisseur de la paroi de la canalisation dans les conditions du « scénario extrême » .....	94
Figure 29.	Graphique de la force portante en fonction du décollement du revêtement dans les conditions du « scénario de référence ».....	95



Figure 30.	Graphique de la force portante en fonction du temps dans les conditions du scénario de référence qui démontre l'effet d'une variation des taux de corrosion .....	96
Figure 31.	Graphique de la force portante en fonction du temps dans les conditions du scénario extrême et dans l'hypothèse d'une vitesse de la corrosion à la borne supérieure à partir du type de sol n° 23 .....	97
Figure 32.	Schéma de la géométrie et des conditions du sol avant déformation du pipeline .....	98
Figure 33.	Schéma de la géométrie et des conditions du sol après déformation du pipeline .....	99
Figure 34.	Graphique de la profondeur prévue de subsidence du sol en fonction de l'épaisseur de la couverture et du diamètre du pipeline .....	100



## Liste des signes conventionnels

A	aire (m <sup>2</sup> )
B'	coefficient de soutien
C	profondeur de la couverture (m)
d	profondeur de la corrosion (mm)
D	diamètre extérieur de la canalisation (m)
E	coefficient d'élasticité (GPa)
E'	coefficient du sol (MPa)
F'	facteur de majoration de surcharge
FS	facteur de sûreté
h	distance horizontale entre la charge ponctuelle appliquée et la charge médiane de la canalisation (m)
I	deuxième moment de l'aire (m <sup>4</sup> /m)
k <sub>ml</sub>	coefficient d'ajustement de courbe (perte de masse)
k <sub>p</sub>	coefficient d'ajustement de courbe (pénétration)
K	facteur de couche
L	facteur de délai de réponse
n	exposant d'ajustement de courbe
P <sub>cap</sub>	capacité portante critique, <i>définie comme force</i> (N)
P <sub>live</sub>	surcharge exercée en surface, <i>définie comme force</i> (N)
P <sub>pipe</sub>	charge exercée sur la canalisation à sa profondeur à cause de la surcharge exercée en surface, <i>définie comme pression</i> (MPa)
P <sub>soil</sub>	charge s'exerçant sur la canalisation à sa profondeur à cause du poids du sol, <i>définie comme pression</i> (MPa)
R	rayon de la canalisation (m)
R <sub>w</sub>	facteur de flottabilité
S	profondeur de subsidence à cause de la déformation de la canalisation (m)
t	épaisseur de la paroi de la canalisation (mm)
t <sub>0</sub>	valeur initiale ou nominale d'épaisseur de la paroi de la canalisation (mm)
T	temps (années)
T <sub>p</sub>	durée avant pénétration (années)
Δy	déviations verticale de la canalisation (m)
γ	poids unitaire du sol à l'état sec (N/m <sup>3</sup> )
σ <sub>bend</sub>	contrainte de flexion (Pa)
σ <sub>flow</sub>	moyenne de la limite d'élasticité et de la résistance finale à la traction (σ <sub>yield</sub> +σ <sub>yield</sub> )/2 (Pa)
σ <sub>yield</sub>	limite d'élasticité de l'acier de la canalisation (Pa)
λ	cohésion du sol (kPa)





## 1.0 CONTEXTE

Il y a cessation d'exploitation quand un pipeline est retiré définitivement du service au terme de sa durée utile. Elle peut prendre la forme d'un abandon sur place ou d'un démantèlement après des travaux d'excavation. Les effets possibles de l'une et l'autre de ces opérations doivent être pris en considération.

Il se peut qu'une canalisation en cessation d'exploitation ne soit pas dotée d'un système fonctionnel de protection cathodique. Dans ce cas, le matériau de tubage se corrode avec le temps et la canalisation perd de son intégrité structurale. La paroi d'une canalisation en cessation d'exploitation n'est plus utile pour le confinement du produit acheminé comme en période d'exploitation, mais elle l'est en revanche si on veut que le pipeline supporte la terre de couverture et toute circulation en surface au-dessus. Une canalisation suffisamment dégradée par les processus naturels de corrosion pourrait en principe s'écraser sous le poids du sol et de toute circulation présente. On doit tenir compte de la circulation de véhicules si le pipeline traverse des routes ou des voies ferrées ou encore de machinerie agricole s'il traverse des terres en culture.

Une diversité d'organismes de réglementation et d'organismes de l'industrie ont collaboré à l'examen des questions techniques et environnementales liées à la cessation d'exploitation des pipelines. En 1996, des représentants de l'Association canadienne des producteurs pétroliers (ACPP), de l'Association canadienne des pipelines d'énergie (CEPA/ACPE), de l'Alberta Energy and Utilities Board (AEUB) et de l'Office national de l'énergie ont produit un document de travail [1] exposant les considérations techniques et écologiques d'intérêt en cas de cessation d'exploitation. Il y était question d'affaissement des sols et des effets de la corrosion du matériau de tubage et de la mécanique des sols sur les risques de déformation du sol et ses conséquences. Les données fournies indiquaient une corrosion sur moins de 1 % de la surface d'un pipeline si celui-ci avait un revêtement anticorrosif généralement intact. Cependant, le document ne traitait pas de la dégradation du revêtement avec le temps. La conclusion était qu'il faudrait plusieurs décennies et même plus aux canalisations pour qu'elles perdent largement de leur intégrité structurale. La modélisation à l'appui permettait de conclure que la déformation de pipelines d'un diamètre de 323,9 mm (12 pouces en valeur nominale) ou moins créerait un affaissement négligeable.

Dans un rapport de 2007 [2] du Groupe de travail sur la valeur de récupération négative et du Comité directeur de la CEPA/ACPE, on s'est à nouveau penché sur les questions préoccupantes soulevées par l'étude de 1996 (Office national de l'énergie et autres). Vers la fin de 2007, l'Office a lancé l'Initiative de consultation relative aux questions foncières (ICQF), qui devait mettre un éventail d'intervenants à contribution. Les auteurs de cette initiative ont voulu s'associer un certain nombre de membres de l'industrie et de groupes de propriétaires fonciers, le but étant d'accroître la compréhension entre les parties et de reconnaître les aspects à améliorer.



Un fruit de ce travail a été une « feuille de route pour le changement » visant à trouver un juste équilibre entre les préoccupations des parties prenantes. En 2010, l'Office a commandé une revue de littérature où seraient récapitulées les questions techniques connues en matière de cessation d'exploitation et où on délimiterait les lacunes de nos connaissances pour de futures études [5]. On a ainsi recommandé plusieurs études pour l'avenir, dont des travaux sur la modélisation de la vitesse de corrosion et la dégradation des pipelines, la modélisation structurale des canalisations et la modélisation de déformation des sols.

Créée en 1996, la Petroleum Technology Alliance of Canada (PTAC) est une association sans but lucratif qui appuie la gestion de l'industrie canadienne de l'énergie des hydrocarbures par l'innovation et l'évolution technologique. La PTAC et la CEPA/ACPE ont chargé le comité directeur sur la recherche en matière de cessation d'exploitation de pipelines (PARSC) d'orienter la recherche en fonction des lacunes constatées dans l'étude de 2010 de l'Office. En mars 2013, le PARSC a lancé un appel de propositions en vue de projets de recherche sur trois thèmes. L'un de ceux-ci (PARSC 001) « Comprendre les mécanismes de la corrosion et leurs effets sur les pipelines en cessation d'exploitation » constitue l'objet du présent rapport.

Dans la description de ce projet, on a dégagé trois sous-projets :

1. Validation de modèles de corrosion pour les pipelines en cessation d'exploitation;
2. Étude d'intégrité structurale;
3. Déformation du sol selon l'étendue du vide, le type de sol et l'épaisseur de couverture – délimitation de l'étendue de la recherche.

Les trois volets étant liés les uns aux autres, DNV a proposé de tous les réaliser simultanément, avec pour avantage le fait d'avoir une philosophie commune et de pouvoir être tous utilisés en même temps.

Le premier volet consacré aux modèles de corrosion vise à livrer des estimations de la dégradation du matériau de tubage en fonction du temps. La deuxième porte sur les pertes d'intégrité structurale par dégradation des canalisations. Avec ces deux sous-projets, il devient possible d'élaborer un modèle d'estimation de l'intégrité structurale des pipelines en fonction du temps. Si la dégradation est suffisante, une canalisation peut s'écraser sous le poids du sol au-dessus et de toute circulation de véhicules en surface. En étudiant les déformations de sol dans un troisième sous-projet, on peut estimer l'exposition des sols à ce phénomène en fonction du temps. DNV a aussi considéré que l'intégrité structurale de la canalisation et le vide du sol seraient interdépendants, d'où la nécessité de mener ces deux sous-projets ensemble. Même si les trois exigeaient des compétences différentes (en corrosion, en intégrité structurale et en mécanique des sols), l'élaboration d'un modèle unifiant les trois volets était considéré bénéfique par DNV.







## 2.0 CADRE MÉTHODOLOGIQUE

Les trois sous-projets ont été mis en place de la manière suivante :

### 2.1 Sous-projet 1 – Validation de modèles de corrosion pour les pipelines en cessation d'exploitation

En première étape dans le sous-projet 1, il fallait produire une revue de littérature sur les modèles de corrosion. Les données et, plus particulièrement, les leçons tirées de l'élaboration de ces modèles devaient, une fois réunies, servir de point de départ à notre modélisation. Nous avons tenu compte de la corrosion tant externe qu'interne.

Le département des Transports de l'État de Californie [11] a analysé les données relatives aux ponceaux perforés et en a dégagé un modèle d'estimation de la durée avant perforation en fonction de l'acidobasicité et de la résistivité du sol. Ce modèle était susceptible d'être adapté à des conduites à paroi plus épaisse, c'est-à-dire aux canalisations d'intérêt pour notre programme. Nous avons examiné et modifié le modèle pour le rendre plus applicable à des conduites à la paroi plus épaisse.

Une autre orientation consistait à considérer les valeurs générales de vitesse de corrosion de l'acier dans divers sols. Le National Bureau of Standards a fait une vaste recherche là-dessus dans les années 1950 et un résumé de ces travaux est disponible [17]. Nous avons examiné les résultats en fonction de la modélisation de la vitesse de corrosion dans les pipelines en cessation d'exploitation. L'analyse des données nous a permis d'estimer des taux de corrosion en fonction des propriétés des sols. Les types de sols ont été regroupés selon leur corrosivité et une valeur générale de vitesse de corrosion a été dégagée pour chaque groupe. Nous avons conçu des modèles tant de la perte générale de masse que de la formation de piqûres (piquage) dans les parois.

Un autre centre d'intérêt était la corrosion interne. L'accumulation d'humidité au fond des canalisations est un facteur connu de corrosion des pipelines en exploitation, mais la dégradation métallique en fond de conduite ne causera pas nécessairement une perte d'intégrité structurale, aspect auquel nous nous sommes attachés dans l'étude d'intégrité structurale.

Par ailleurs, il est nécessaire de valider les modèles créés ou modifiés à l'aide de données sur les pipelines antérieurement mis en cessation d'exploitation. Il faut alors aussi bien étudier la documentation disponible que continuer à recueillir des données au gré des inspections futures des pipelines en cessation d'exploitation.

Une question dont l'intérêt va de soi pour notre programme est celle de la dégradation de revêtements. La majorité des pipelines souterrains sont protégés contre la corrosion tant par un revêtement anticorrosif que par un système de protection cathodique. La cessation d'exploitation



peut faire perdre la protection cathodique sans perte immédiate d'intégrité du revêtement. Pendant l'élaboration des modèles, nous avons établi des taux de corrosion dans les zones de décollement du revêtement. Il reste que la partie d'un pipeline qui reste proportionnellement dénudée est faible, de l'ordre sans doute de moins de 1 %. La corrosion à l'œuvre dans ces zones peut mener à la coalescence des anomalies de la corrosion adjacente et/ou à la perforation. L'intégrité structurelle du tubage s'en trouverait donc réduite, et une déformation structurelle de celui-ci et du sol serait possible.

## 2.2 Sous-projet 2 – Étude d'intégrité structurale

En première étape dans le sous-projet 2, il fallait aussi consacrer une revue de littérature aux études d'intégrité structurale réalisées dans l'industrie. Nous avons examiné les modèles élaborés pour les normes visées dans leur applicabilité. Nous avons tenu compte à la fois de la perte générale de masse et de la formation de piqûres dans les parois. Comme la plupart des pipelines sont à revêtement, il est improbable que la perte générale de masse dans les parois soit à privilégier dans notre étude. Il est plus réaliste d'étudier l'intégrité structurale des pipelines subissant de petites perforations multiples.

Les évaluations d'aptitude fonctionnelle comme celles que décrivent les normes API 579-1 et ASME FFS-1 [45] ont normalement pour objet les pipelines subissant une pression interne de service. Elles tiennent compte cependant des pressions externes et, dans certains cas, des possibilités de déformation élastique par pression hydrostatique. Dans un pipeline en cessation d'exploitation qui supporte le poids du sol au-dessus, les charges ne sont pas hydrostatiques et elles doivent entrer en ligne de compte dans l'évaluation. Les charges tenant au poids du sol et à la circulation de véhicules en surface exercent une force descendante sur la canalisation. Le sol sur les flancs du pipeline a pour effet de maintenir son enveloppe en place et d'empêcher l'écrasement. Il est possible d'estimer l'effort qui s'exerce au sommet et sur la paroi à l'aide de modèles établis. Les propriétés manifestées en mécanique des sols deviennent importantes dans cette évaluation.

Nous avons examiné et modifié les modèles existants pour traiter de la question de la déformation des pipelines. Les modèles ainsi conçus ont été combinés aux données de modélisation de la corrosion, d'où l'obtention d'un modèle permettant d'estimer la durée avant déformation en fonction des propriétés du sol, des dimensions de la canalisation, de l'épaisseur de la couverture et des charges en surface.



---

### **2.3 Sous-projet 3 – Déformation du sol en fonction de l'étendue du vide, de la nature du sol et de l'épaisseur de la couverture – délimitation de l'étendue de la recherche**

Si la charge qui s'exerce sur une canalisation suffit à causer sa rupture, le sol fera irruption dans la conduite vide. Une question d'intérêt est l'estimation de la profondeur de l'affaissement du sol qui s'ensuit. Nous avons élaboré un modèle géométrique simple pour établir cette profondeur en fonction du diamètre de la canalisation et de l'épaisseur de la couverture.

Le sous-projet 3 visait à définir et à délimiter un champ de recherche pour la validation des modèles d'intégrité structurale et de déformation du sol. Ces méthodes consistaient à étudier des canalisations qui n'étaient plus en exploitation, en excavant certains segments pour vérifier l'affaissement du sol et à construire des modèles de sol physiques pour les soumettre à des essais dans des centrifugeuses. DNV a aussi proposé d'autres méthodes, notamment de tester l'affaissement du vide de sol en laboratoire et de le modéliser au moyen d'une analyse par éléments finis. La PTAC a proposé trois méthodes d'étude de la déformation des sols. DNV en a proposé trois autres. Nous ne nous étendons pas sur cette question dans le présent rapport.



## 3.0 REVUE DE LITTÉRATURE

### 3.1 Vitesse de corrosion de l'acier dans le sol

#### 3.1.1 Aspects fondamentaux de la corrosion

La corrosion est la dégradation d'un métal qui est due à des réactions électrochimiques naturelles. Il s'agit en fait de deux réactions en demi-cellule, c'est-à-dire la réaction anodique et la réaction cathodique. La première comporte une perte d'électrons et s'appelle « oxydation ». Dans le cas de l'acier, le fer en dissolution forme des cations ferreux ( $\text{Fe}^{2+}$ ) ou ferriques ( $\text{Fe}^{3+}$ ) selon les conditions ambiantes. Quant à la réaction cathodique, elle comporte un gain d'électrons et s'appelle « réduction ». Dans le cas de l'acier, la réaction cathodique est normalement la réduction de l'oxygène en cas d'aération ou celle de l'eau en cas de désaération. En milieu acide, il peut y avoir réduction des ions d'hydrogène avec formation d'un gaz. Les deux réactions électrochimiques en demi-cellule se produisent en parallèle.

Les pipelines sont habituellement protégés contre la corrosion tant par un revêtement anticorrosif que par un système de protection cathodique (PC) à courant imposé. Le revêtement constitue une barrière contre l'eau, élément nécessaire dans un processus électrolytique pour entretenir les réactions de corrosion et fournir les agents chimiques nécessaires à celles-ci. Tous les revêtements contiennent des défauts dits d'enrobage où la corrosion devient possible. Les revêtements se dégradent avec le temps et les défauts se multiplient. La protection cathodique inhibe la corrosion aux défauts d'enrobage. Un système de protection cathodique tire parti du caractère électrochimique des réactions de corrosion. Il amène un surcroît d'électrons sur la surface d'acier d'une canalisation, s'opposant ainsi à la tendance naturelle de l'acier à se corroder. En plus de se produire dans les endroits où il y a des défauts d'enrobage, la corrosion peut se développer en présence d'électrolytes sous le revêtement détaché, là où la protection cathodique n'atteint pas la surface en acier de la canalisation. Si un pipeline est retiré du service et abandonné sur place, le système de protection cathodique peut lui aussi être retiré, ce qui donnera libre cours aux réactions naturelles de corrosion. Il n'y aura toutefois corrosion que là où le revêtement est abîmé et où l'eau entre directement en contact avec la surface de la conduite.

#### 3.1.2 Environnement de sol

La corrosion de l'acier dans le sol représente un phénomène complexe où intervient la multitude de facteurs de corrosion et de types de sols dans la nature. La figure 1 est un schéma de pipeline enfoui qui illustre ce qu'est l'environnement local. La surface de la canalisation est entourée de terre. Si le pipeline se situe sous le niveau hydrostatique, il est directement au contact de l'eau en tout temps. S'il se trouve au-dessus du niveau hydrostatique, il subira seulement le contact de l'eau gravitaire du ruissellement en surface ou des précipitations. Il faut aussi dire que la surface d'une canalisation est entourée d'oxygène dissous dans l'eau ou diffusé dans le sol depuis la surface. La dissolution de dioxyde de carbone dans l'eau peut aussi être un facteur contributif



important. Vu l'importance de l'eau, de l'oxygène et du dioxyde de carbone dans les réactions de corrosion, il importe de bien comprendre ce qu'est l'environnement dans toute prévision de vitesse de corrosion.

Les sols se caractérisent comme organiques ou inorganiques. Les premiers appartiennent aux tourbières et aux marécages et contiennent beaucoup d'eau. Ils renferment de la matière organique en décomposition et de la matière inorganique altérée en diverses tailles de particules. Les seconds sont surtout formés de matière inorganique et se classent généralement selon la taille de leurs particules. Les sols grossiers sont appelés « sables », les sols intermédiaires « limons » et les sols fins « argiles ». Les sols mêlant les tailles de particules sont appelés « loams ». La figure 2 est un diagramme ternaire décrivant les types de sols selon la taille caractéristique de leurs particules [18].

Cette taille influe sur la vitesse de corrosion de l'acier en raison de la perméabilité des sols. Les sols grossiers sont plus perméables et l'oxygène et l'eau y circulent facilement. Ainsi, l'eau est drainée loin de la surface et l'oxygène se renouvelle pendant les réactions de corrosion. Les sols fins ou argileux sont moins perméables et l'eau et l'oxygène y circulent moins librement. La porosité fine peut favoriser la capillarité, ce qui fait monter l'eau dans les sols argileux. Le sol devient détrempe, d'où une perte d'oxygène disponible et la création de conditions anaérobies.

La teneur minérale du sol tend à varier selon la taille des particules. Les sols grossiers renferment du quartz, des carbonates et des feldspaths. Les sols quartzeux sont généralement inertes. Les sols à calcaires et à dolomies ont des carbonates dissous qui créent habituellement de l'alcalinité en milieu électrolytique. Il se forme des couches passives dans le sol, ce qui protège l'acier des canalisations enfouies contre les atteintes progressives de la dégradation. Les carbonates peuvent mettre la rouille en précipitation sur les surfaces métalliques et donc ralentir la corrosion. Les sols fins ou argileux ont plus d'énergie en surface par unité de volume que les sols plus grossiers, d'où une incidence sur les phénomènes électrochimiques aux interfaces particules-eau.

Le climat peut influencer sur la composition des sols. Les précipitations diffèrent selon qu'une région est aride, tropicale, tempérée ou arctique. La dilution et la précipitation de divers sels s'en trouvent touchées avec des effets possibles sur l'acidité ou l'alcalinité des sols. La température peut aussi être un facteur marquant. Elle agit non seulement sur la vitesse des réactions chimiques, mais aussi sur la chimie des sols. Le froid en milieu arctique peut congeler l'eau en séparant les sels et créant des régions de haute salinité.

Comme nous l'avons signalé, les sols sont diversifiés. Ils varient selon la teneur organique, l'humidité, la taille des particules, la charge minérale et la salinité. Ces différences entrent en ligne de compte lorsqu'il s'agit de prévoir la vitesse de corrosion de l'acier dans divers sols.



### 3.1.3 Taux de corrosion dans le sol

L'eau et l'oxygène jouent tous deux un rôle essentiel dans les réactions de corrosion. Les sols secs ne sont normalement pas un sujet d'inquiétude, mais les sols humides sont préoccupants et la teneur en eau est susceptible d'influer sur les mécanismes de corrosion. Les sols qui renferment peu d'eau (proportion de moins de 20 %) s'exposent à une corrosion par piquage, tandis que les sols qui en contiennent davantage (plus de 20 %) sont assujettis à la corrosion en général [6]. Toutefois, dans un sol saturé d'eau, l'oxygène est moins disponible au point que, dans les conditions de corrosion, on pourra passer de l'état aérobie à l'état anaérobie. Les réactions cathodiques évolueront alors de la réduction de l'oxygène à la réduction de l'eau, d'où des effets sur l'acidité ou l'alcalinité du milieu. Le tableau 1 caractérise la corrosivité selon le drainage du sol [11].

Dans certains cas, l'aération et le drainage (teneur en humidité) varient selon les parties d'un pipeline, ce qui peut amener la formation de macrocellules. Si une partie est anodique par rapport à une autre cathodique, une cellule de corrosion se forme. Il s'en formera, par exemple, si un pipeline est sec et aéré à son sommet et humide et désaéré à sa base, auquel cas la cellule portera la corrosion au fond de la canalisation. C'est dans ces conditions que la corrosion est la plus grave, comme l'illustrent les classifications de corrosivité du tableau 1.

L'acidobasicité est une mesure de l'acidité et de l'alcalinité des sols. Les valeurs inférieures de pH (~ 4) dénotent une acidité du sol. La vitesse de corrosion de l'acier est normalement supérieure dans ce cas, l'acide dissolvant la pellicule protectrice qui s'est formée sur le métal. Quand les valeurs sont suffisamment faibles, c'est le métal qui se dissout avec dégagement d'hydrogène. Ce dégagement retire des ions d'hydrogène de la solution et élève localement le pH. Les valeurs supérieures de pH (~ 10) dénotent une alcalinité du sol. Les taux de corrosion sont généralement bas, car les hydroxydes dans l'eau entrent en précipitation pour former une couche de protection ou de « passivité » à la surface du métal. Les sols à pH neutre ou quasi neutre (~ de 6 à 8) se caractérisent par des taux moyens de corrosion. La vitesse de corrosion est sensible à la teneur ionique, à la disponibilité d'oxygène et à la résistivité de l'eau et du sol.

La résistivité du sol est un autre facteur de caractérisation de la corrosivité du sol. On associe généralement une moins grande résistivité à de plus fortes concentrations d'anions corrosifs, comme le chlore, et à plus de corrosion, et vice versa. Le tableau 2 livre une classification de la corrosivité selon la résistivité [41]. Le tableau 3 présente les fourchettes normales de résistivité pour une diversité de types de sol et d'eau [11].

King [8] a élaboré un nomogramme (voir la figure 3) qui fait le lien entre l'acidobasicité et la résistivité, d'une part, et la vitesse de corrosion de l'acier, d'autre part. On peut ainsi estimer un taux de piquage (en mm/an) et une perte de masse (en g/m<sup>2</sup>/an) en fonction de l'acidobasicité et



de la résistivité. Il n'est pas question dans ce nomogramme du potentiel électrique ni du rôle de l'activité microbienne.

Il n'y a pas de lien direct entre la teneur ionique et la corrosivité du sol. Un certain nombre d'ions ont des effets supplémentaires sur les mécanismes corrosifs qui influencent les taux de corrosion. Ainsi, la présence de cations de calcium ( $\text{Ca}^{2+}$ ) ou de magnésium ( $\text{Mg}^{2+}$ ) peut diminuer ces taux par précipitation de carbonates et formation de surfaces de passivation sur l'acier. La présence d'ions chlorure ( $\text{Cl}^-$ ) ou sulfate ( $\text{SO}_4^{2-}$ ) peut provoquer une corrosion plus sévère des surfaces nues d'acier. Les chlorures se trouvent à déstabiliser la pellicule protectrice et peuvent causer la formation de piqûres dans l'acier. Le tableau 1 et la figure 3 ont une valeur indicative sans être directement applicables à tous les environnements de sol.

On peut également estimer la corrosivité d'un sol par le potentiel d'oxydoréduction. Dans des conditions aérobies, l'oxygène abonde dans le sol, le potentiel s'élève et l'acier s'expose moins à la corrosion. Dans des conditions anaérobies, le potentiel diminue et l'exposition augmente. Le tableau 4 caractérise la corrosivité des sols selon le potentiel d'oxydoréduction [7]. Comme nous l'avons décrit, la variabilité de l'aération des sols selon les parties d'un pipeline peut causer la formation de macrocellules. Les parties désaérées (sous une chaussée, par exemple) deviennent anodiques par rapport aux parties aérées, ce qui favorise la corrosion en désaération. Ajoutons que l'application de systèmes de protection cathodique diminue avantageusement le potentiel d'une manière artificielle et force une réaction cathodique à la surface de l'acier.

Un autre facteur susceptible de jouer dans la corrosion des canalisations d'acier est la présence de microbes. Bien que divers types de faune microbienne concourent aux réactions de corrosion dans les pipelines, deux des types les plus courants dans le cas des pipelines enfouis sont les bactéries acidogènes et sulfatoréductrices. Dans leur métabolisme, les premières produisent de l'acide et contribuent à la corrosion en diminuant le pH du milieu local. L'acide dissout l'acier. Dans leur métabolisme, les bactéries sulfatoréductrices forment du sulfure d'hydrogène par leur réaction réductrice dans le milieu local. La réduction des sulfates est plus fréquente en milieu anaérobie.

### 3.1.4 Modèle de prévision de la durée utile des ponceaux

Les départements des Transports de plusieurs États américains ont conçu des modèles de vitesse de corrosion permettant d'estimer la durée utile des ponceaux. Ces modèles sont fondés sur un tableau mis au point en 1972 par le département des Transports de l'État de Californie [11]. On y avait réuni les données de vitesse de corrosion issues de l'inspection de plus de 7 000 ponceaux. La figure 4 en donne une illustration de base.

La méthode californienne fait intervenir l'acidobasicité et la résistivité du sol dans ses prévisions de durée utile. Les propriétés du sol sont considérées comme représentatives des caractéristiques



de l'eau au fond du ponceau. Deux modèles sont inclus, l'un pour les sols acides et l'autre pour les sols neutres ou alcalins (valeurs de pH supérieures à 7,3). Dans le cas des sols acides, la durée utile augmente avec la résistivité et le pH. Voici comment se présente la relation entre durée utile et environnement :

$$\text{équation 1 : } SL_b = 17,24 \cdot [\log R - \log(2\,160 - 2\,490 \cdot \log pH)]$$

où :

$SL_b$  durée utile en nombre d'années (référence)  
 $R$  résistivité ( $\Omega$  cm)

Pour la durée utile de référence, on pose l'existence d'un ponceau d'acier d'épaisseur 16 (1/16 de pouce ou 1,59 mm). Si l'acier est plus épais, on applique un facteur multiplicateur à la durée utile de référence. Ce facteur peut être considéré en gros comme en relation linéaire avec l'épaisseur de l'acier, mais un certain nombre de chercheurs [11] ont proposé un traitement en relation de puissance, puisqu'on observe que les taux de corrosion baissent avec le temps dans le cas des aciers plus épais. Si l'acier est revêtu, on ajoute une constante de durée utile à la prévision. La constante est fonction des types de revêtement.

On fait intervenir une relation différente pour les sols variant de neutres à alcalins (pH de plus de 7,3) :

$$\text{équation 2 : } SL_b = 1,84 \cdot R^{0,41}$$

La figure 4 illustre ce que sont les relations selon l'acidité et l'alcalinité.

Le modèle du département des Transports de l'État de Californie fait appel à une « durée utile » qui demande à être clairement définie. La dégradation par corrosion se définit à deux niveaux, c'est-à-dire (a) par la durée avant la première perforation et (b) par la durée avant l'inaptitude fonctionnelle. La durée avant la première perforation est en corrélation statistique avec une dégradation moyenne d'épaisseur de 13 %. Dans le cas de l'inaptitude fonctionnelle, la dégradation moyenne est de 25 %, soit environ le double de la première.

On a analysé statistiquement le modèle californien et démontré qu'il était approximativement valide [11]. Il reste que les durées utiles ainsi définies s'écartent de plus ou moins 10 ans des prévisions des modèles. Plusieurs autres administrations des États (Arizona, Colorado et Utah) et un certain nombre d'associations de l'industrie (American Iron and Steel Institute ou AISI, par exemple) ont proposé de modifier le modèle de base. Le modèle de l'AISI livre des valeurs de prévision de durée utile qui sont doubles de celles du modèle californien. Ainsi, il est généralement considéré comme donnant des valeurs « non prudentes ».





Il importe de reconnaître que les modèles de corrosion des ponceaux qui sont conçus et appliqués par les divers départements des Transports des États reposent sur l'hypothèse selon laquelle l'eau et l'air circulent dans ces conduites pendant leur durée utile. La corrosion d'intérêt est surtout la corrosion interne par écoulement de l'eau dans le ponceau, mais la corrosion peut être présente sur la surface tant intérieure qu'extérieure des conduites. Dans le cas des oléoducs et des gazoducs en cessation d'exploitation, on suppose qu'il y aura un minimum d'eau à l'intérieur de la canalisation. Si les extrémités sont obturées, il n'y a ni eau ni air qui puisse circuler. L'eau peut certes s'accumuler dans les pipelines après perforation par corrosion, mais les quantités seront sans doute infimes et le phénomène se produira bien des années après la cessation d'exploitation. Comme l'oxygène présent est rare, les réactions de corrosion seront restreintes.

La corrosion d'intérêt pour les pipelines en cessation d'exploitation est la corrosion externe. D'ordinaire, les canalisations ont un revêtement extérieur anticorrosif qui peut se dégrader avec le temps et le service. Les estimations de l'industrie nous disent cependant que l'aire de décollement d'un revêtement est de l'ordre de 1 % de la surface de la canalisation. Il n'y a donc que 1 % de la surface extérieure qui s'expose à la corrosion, d'où l'impression que les modèles de corrosion des ponceaux livreraient des données extrêmement prudentes s'ils servaient aux prévisions de durée utile des pipelines.

### 3.1.5 Données d'analyse du National Bureau of Standards

En 1922, le National Bureau of Standards (NBS) a entrepris un vaste exercice d'analyse des taux de corrosion d'une diversité de métaux et d'alliages dans un certain nombre d'environnements de sol. Les résultats de cette étude de 18 ans (de 1922 à 1940) ont été diffusés par le NBS en 1957 et par la National Association of Corrosion Engineers (NACE) en 1989 [17].

Le programme du NBS a consisté à enfouir des métaux et des alliages dans les sols pour une longue période. Des spécimens multiples d'analyse ont été enfouis à chaque endroit choisi. À intervalles préétablis, on a retiré un spécimen de chaque lieu d'essai en laissant les autres en place. On a pesé les échantillons pour établir la perte de masse et mesurer la profondeur maximale de pénétration. Les données ainsi obtenues ont été totalisées à titre de référence. Cette étude est l'un des programmes les plus ambitieux et les plus complets jamais consacrés à la mesure des taux de corrosion dans les sols.

Les métaux et alliages étudiés comprenaient plusieurs alliages ferreux, dont des fers martelés, des fontes, des aciers ordinaires et des aciers faiblement alliés. Le rapport du NBS précise le mode de fabrication et la composition chimique de chaque alliage.

Les sols étudiés sont les sols indigènes de plus de 150 lieux d'essai de tout le territoire américain. On en a fait l'analyse chimique. Les mesures ont porté notamment sur l'acidobasicité, l'acidité totale et les concentrations de sodium, potassium, calcium, magnésium, carbonate, bicarbonate et



ions chlorure et sulfate. On a aussi mesuré la résistivité des sols et consigné les conditions climatiques locales.

Ce rapport livre de simples analyses numériques de la vitesse de corrosion. On a soumis les ensembles de données à une analyse de régression linéaire pour vérifier si celles-ci s'ajustaient à une équation ayant la forme générale suivante :

équation 3 : 
$$d = k \cdot T^n$$

où :

d	profondeur de pénétration de la piqûre la plus profonde
k	coefficient d'ajustement de courbe
T	temps
n	coefficient d'ajustement de courbe

Plusieurs autres chercheurs ont eu recours à cette forme générale d'équation pour décrire les taux de corrosion [19-25].

Le National Institute of Standards and Technology (NIST, auparavant NBS) a procédé plus récemment (2007) à des analyses statistiques rigoureuses [18]. Celles-ci ont dégagé plusieurs tendances dans les données, mais les incertitudes dont sont entachés les calculs sont importantes. Les analystes ont conclu qu'une estimation de la répartition et de la vitesse de la dégradation par corrosion pouvait être tirée de ces données, mais que les modèles en question présenteraient toujours des incertitudes relativement marquantes qui en limiteraient l'utilité. La figure 5 offre un choix de graphiques produits par une analyse statistique des données de corrosion du NBS sur les sols. Sans s'étendre sur les divers types de mesures de la vitesse de corrosion, la large dispersion qui caractérise nettement les données montre bien la difficulté que l'on a à se doter de modèles de précision.

### 3.2 Intégrité structurale des pipelines enfouis

Pour prévoir l'intégrité structurale d'un pipeline enfoui en cessation d'exploitation, il faut comprendre le comportement tant du sol que de cette canalisation. Le sol a plusieurs propriétés importantes du point de vue de la corrosion d'une surface sous-jacente de canalisation d'acier, comme nous l'avons vu. L'acidobasicité, la teneur en eau et en oxygène et la salinité du sol influent sur les taux de corrosion. Par ailleurs, la densité, la cohésion, le coefficient de réaction et le facteur de couche du sol auront de l'importance pour les aspects « mécanique des sols » de la modélisation. Ces propriétés dépendent en partie de la nature du sol, de l'environnement et de la façon dont la canalisation a été installée pendant les travaux de construction. Un pipeline présente aussi des propriétés qui varient selon qu'il s'agit de la modélisation de la corrosion ou de celle de l'intégrité structurale. Dans la première, seule l'épaisseur de la paroi est prise en considération. Dans la seconde, le diamètre et le matériau de tubage tiennent une grande place.



---

On doit en outre tenir compte de l'acier de la canalisation et de la présence de tout revêtement extérieur ou intérieur.

Par la mécanique des sols, on décrit le comportement des sols soumis à des charges. Les propriétés sont hautement tributaires de la nature du sol (sableuse, limoneuse, argileuse, etc.) et de la teneur en eau. Les sols plus grossiers et plus secs (sables désertiques, par exemple) auront généralement des propriétés de plus grande fluidité. Les sols ne résistent pas aux charges mécaniques en cisaillement et, par conséquent, les particules se déplacent et le sol entre en écoulement. Plus les sols sont fins et humides, plus ils sont capables de résister au cisaillement et prennent de la rigidité. Ce sont des propriétés qui influenceront sur la façon dont les charges en surface se transmettront aux canalisations enfouies, ainsi que sur la capacité des sols à se déplacer en fonction des déformations des pipelines.

La charge qui s'exerce principalement sur un pipeline terrestre en exploitation est normalement la pression interne de service qui se traduit par un grand effort de traction dans le plan même de la paroi de la canalisation. Les pipelines sont conçus pour résister à cette pression de service par la mise en œuvre de valeurs appropriées de grade d'acier et d'épaisseur de paroi. Les paramètres de conception sont bien établis et servent de base à l'application de diverses normes de l'industrie. Il reste que les efforts qui s'exercent sur un pipeline en cessation d'exploitation ne sont pas dus à la pression interne de service.

La première charge dont on doit tenir compte dans le cas d'un pipeline en cessation d'exploitation est le poids du sol au-dessus de la canalisation. La densité et la teneur en eau du sol ont de l'importance, tout comme l'épaisseur de couverture. Plus le sol est dense et épais en couverture, plus augmente la pression exercée sur le haut de la canalisation. La charge sera directement descendante sur la conduite, ce qui provoquera son ovalisation.

Deux autres facteurs de taille peuvent influencer sur la pression à l'œuvre dans une canalisation, à savoir la hauteur du niveau hydrostatique et la façon dont le pipeline a été installé pendant les travaux initiaux de construction. Si la canalisation est sous le niveau hydrostatique, une force de flottabilité agira sur elle. Il y aura un effet de réduction de la charge effective s'exerçant sur la conduite. Si la canalisation a été mise en place par fonçage horizontal plutôt que par mise en tranchée, on doit aussi en tenir compte. Le sol non perturbé se tient mieux et exerce une moindre charge sur la canalisation.

S'ajoute à la charge du sol la surcharge en surface, c'est-à-dire tout ce qui peut agir sur la canalisation depuis la surface, à savoir la circulation de personnes, de véhicules, de machines ou d'animaux. La pression que subit la canalisation n'équivaut pas à la pression qui s'exerce en surface. La pression en surface se dissipe sous la surface. Le degré de dissipation dépend des propriétés du sol, de l'épaisseur de la couverture et de la disposition horizontale. Avec le poids



d'un camion en surface par exemple, nous devons prendre en considération l'épaisseur de la couverture et la disposition du camion à l'aplomb du pipeline ou à proximité de celui-ci. On peut calculer les pressions en subsurface à l'aide d'équations établies [26, 36].

Les pressions en subsurface liées aux charges en surface offrent un intérêt particulier pour notre programme. La surcharge est généralement d'un plus grand effet que la charge du sol. La pression exercée par la circulation de véhicules au-dessus du pipeline peut être importante. En réalité, la charge du sol pourra être négligée dans certains cas.

La pression au-dessus du pipeline mènera à son ovalisation avec pour résultat une déformation plastique ou élastique de la canalisation. Il y a déformation plastique quand la contrainte de flexion sur la paroi de la canalisation dépasse la limite d'élasticité du matériau de tubage. Dans cette forme d'affaissement, la limite d'élasticité ( $N/m^2$ ) du matériau de la canalisation est le point critique. Dans la présente analyse, nous n'avons pas tenu compte des effets de l'écrouissage et de la répartition des contraintes. Une fois surpassée la limite d'élasticité de la paroi de la canalisation, cette même paroi cède et la canalisation ne peut plus supporter les charges s'exerçant dans le haut. L'affaissement plastique est expliqué plus en détail à la section 5.3 du présent rapport.

Il se produit une déformation élastique ou flambage lorsque l'énergie élastique de la paroi par les charges s'exerçant du dessus excède une certaine valeur critique. Dans ce cas, la conduite réduit son énergie interne par effort élastique en se déformant, en s'écrasant plus précisément. Les deux modes de déformation doivent entrer en ligne de compte dans l'élaboration de tout modèle d'intégrité structurale. L'affaissement élastique est expliqué plus en détail à la section 5.4 du présent rapport.

L'ovalisation peut être mesurée par la déviation du haut de la canalisation par rapport à sa disposition d'origine. Les équations qui décrivent cette déviation ont été élaborées par le professeur Spangler de l'Université d'Iowa dans les années 1940. On parle souvent d'équation de Spangler ou d'Iowa. Il s'agit de calculer la déviation verticale de la canalisation en fonction de la charge appliquée, du diamètre de la conduite, de l'épaisseur et du matériau de la paroi, du coefficient de réaction du sol, du facteur de délai de réponse et de la constante de couche. Les facteurs de délai de réponse et de couche sont des constantes empiriques qui dépendent des particularités de la mise en tranchée du pipeline. On a proposé plusieurs modifications au fil des ans pour tenir compte des hypothèses inhérentes aux équations initiales [36, 40].

La charge critique de flambage peut également être chiffrée à l'aide d'équations établies [36]. La déformation élastique est fonction du diamètre de la conduite, de l'épaisseur et du matériau de la paroi, du coefficient de réaction du sol et d'un coefficient empirique de soutien élastique. La



---

constante empirique est elle-même fonction du diamètre de la conduite et de l'épaisseur de la couverture.

Il sera question plus en détail des diverses équations élaborées avec le temps dans le traitement de l'intégrité structurale. Elles se situent à la base même des modèles consacrés à cette intégrité.



## 4.0 MODÉLISATION DE LA CORROSION

La modélisation de la corrosion vise à établir l'ampleur de la dégradation que subit un pipeline par corrosion en fonction de l'environnement de sol et du temps. La revue de littérature déjà mentionnée a indiqué deux bases possibles pour un modèle, à savoir le modèle de prévision de durée utile des ponceaux du département des Transports de l'État de Californie et le vaste ensemble de données de corrosion du NBS sur les sols. Une différence première entre les deux est que le modèle californien est surtout axé sur la corrosion interne et que l'ensemble de données du NBS fait intervenir la corrosion externe.

Le modèle californien a été mis en évidence dans l'analyse faite par l'Office des lacunes de nos connaissances [5]. C'est là un modèle « prêt à l'usage » qui, en principe, serait applicable à notre étude après cessation d'exploitation. Il y a néanmoins plusieurs questions à prendre en considération, ainsi que nous l'avons évoqué. Plus précisément, le modèle prévisionnel des ponceaux a pour base tacite la corrosion interne par opposition à une corrosion externe qui viendrait plus probablement menacer un pipeline en cessation d'exploitation. Si une canalisation se perfore après de longues années de cessation d'exploitation, l'eau peut s'accumuler à la position 6 heures, auquel cas le modèle des ponceaux deviendrait applicable.

Le sol est l'environnement à la surface extérieure des pipelines en cessation d'exploitation. Et l'oxygène, l'eau et le dioxyde de carbone peuvent s'y renouveler pour entretenir les réactions de corrosion, quoique sans la rapidité propre à l'écoulement dans un ponceau. Les propriétés du sol et les conditions météorologiques locales détermineront la vitesse de la corrosion. Les mesures du NBS offrent des conditions plus réalistes pour le calcul des taux de corrosion à la surface extérieure des pipelines. Les analyses statistiques du NIST ont révélé que les corrélations étaient peu claires entre ces mêmes taux de corrosion et les diverses propriétés des sols, ce qui doit entrer en ligne de compte dans la modélisation.

Dans son étude, le NBS a procédé à des analyses dans plus de 150 lieux disséminés sur le territoire américain. Sur ce nombre, 47 ont été retenus pour une étude plus détaillée. Les sols indigènes ont fait l'objet d'une analyse de taille des particules et d'une caractérisation à l'aide d'un système de classification semblable à celui de la figure 2. Les données relatives à ces 47 sols figurent aux tableaux 5 et 6. Leur analyse dégage un modèle simple où la vitesse de la corrosion est estimée en fonction des propriétés fondamentales des sols.

Il est intéressant pour notre étude de voir en quoi les taux de corrosion mesurés par le programme du NBS se comparent à ceux du modèle prévisionnel californien. Il serait bon en particulier de regarder par comparaison comment les taux mesurés de corrosion évoluent en fonction tant de l'acidité (pH) que de la résistivité du sol.



Les figures 6 et 7 tracent respectivement la courbe des données du NBS (pour les 47 lieux de l'étude détaillée) en fonction de l'acidité et de la résistivité. Dans chaque graphique, deux ensembles de données sont pris en considération. Dans le premier, il est question de perte de masse mesurée par l'étude du NBS. Par cette perte de masse, on a voulu estimer la profondeur de la corrosion, celle-ci étant posée comme uniforme. Dans le second ensemble, il est question de la profondeur maximale de pénétration mesurée par cette même étude du NBS. Les données présentées ici correspondent toutes à des mesures effectuées sur les spécimens retirés respectivement des lieux d'essai après une douzaine d'années d'enfouissement. Les deux figures montrent une absence de corrélation nette entre les taux de corrosion, d'une part, et l'acidité ou la résistivité, d'autre part. Une légère tendance ressort dans le cas de la résistivité, mais elle n'est pas significative au point que celle-ci puisse servir de base à un modèle de précision pour les taux de corrosion. Cette constatation vaut autant pour les calculs de perte de masse que pour les mesures de profondeur de pénétration.

La figure 8 met en graphique les données du NBS sur la profondeur de pénétration en fonction de la durée utile prévue d'après le modèle de prévision de la durée utile des ponceaux du département des Transports de l'État de Californie (équations 1 et 2). Les données ne sont pas rajustées en fonction d'épaisseurs particulières de la paroi. Le but est seulement de démontrer toute tendance présente dans les données. La figure fait bel et bien voir un rapport inverse de proportionnalité entre la profondeur de pénétration et la durée utile, comme on pouvait s'y attendre. La tendance dégagée montre bien une concordance générale entre les données du NBS et celles du modèle des ponceaux, mais les données accusent aussi une dispersion digne de mention.

Nous avons tracé de plusieurs façons la courbe des données du NBS pendant l'analyse. Il a été démontré qu'une corrélation faible mais exploitable existait aussi entre la perte de masse et le drainage des sols, ce qui s'accorde avec l'échelle de corrosivité relative au tableau 1. Les sols très mal drainés (tourbières et marécages, par exemple) avaient tendance à présenter des taux supérieurs de perte de masse. Les sols bien drainés (loams sableux, par exemple) se caractérisaient généralement par des taux inférieurs, reflet de la classification des sols en fonction du potentiel au tableau 4. Il y avait exception à la règle avec le type de sol n° 23 au tableau 5, ce sol assez bien drainé provoquant la plus grande perte de masse de tous les types de sol analysés. On en comprend mal la raison, mais on a aussi noté que c'était là le seul sol largement alcalin (pH de 9,4).

Les figures 9 à 12 sont des graphiques fondés sur les données de perte de masse de l'étude du NBS pour des échantillons d'acier non enrobé. Dans chaque cas, nous nous sommes reportés à ces données pour estimer la profondeur d'une corrosion posée comme uniforme, ainsi que nous l'avons décrit. Nous avons tracé la courbe de ces données en fonction de la durée d'exposition



des spécimens. Chaque graphique comporte une courbe donnant une borne supérieure « raisonnable ». Le type de sol n° 23 s'écarte nettement de la courbe à la figure 11.

Nous avons ajusté les courbes des figures au « jugé technique » plutôt que par l'emploi de techniques mathématiques rigoureuses. La forme d'équation d'ajustement est l'équation 3. Dans chaque cas, il y avait une borne supérieure raisonnable en lien avec un exposant de  $\frac{1}{2}$ . Il suffit d'examiner la courbe à vue pour constater que l'hypothèse d'un exposant de  $\frac{1}{2}$  est réaliste et donnerait des estimations prudentes de profondeur de la corrosion sur une longue période. Comme nous l'avons expliqué plus haut, on pourrait utiliser d'autres exposants et coefficients pour la modélisation si les données propres à un site indiquaient que cela est préférable. Par exemple, ces données sur la corrosion provenaient d'échantillons non enrobés; il se peut que la vitesse de corrosion soit plus grande si le revêtement des échantillons est détaché.

Nous avons appliqué une méthode semblable aux données de profondeur de pénétration, mais la tendance dégagée n'était pas aussi nette que pour les données de perte de masse. Les valeurs de profondeur de pénétration étaient moins sensibles aux quatre catégories de drainage. Les figures 13 à 16 tracent la courbe des données de profondeur de pénétration en fonction du temps. Comme pour les données de perte de masse, nous présentons les courbes de borne supérieure, avec des exposants de  $\frac{1}{2}$ , là encore au « jugé technique ». La dispersion est bien plus grande avec les données de pénétration qu'avec les données de perte de masse.

Il est bon de comparer les données de perte de masse aux données de profondeur de pénétration dans l'étude du NBS. La figure 17 met en graphique ces dernières données en fonction de la profondeur de corrosion en perte de masse. Comme tendance générale, la profondeur de pénétration augmente avec la perte de masse, ainsi qu'on pouvait s'y attendre. Le rapport entre profondeur de pénétration et corrosion exprimée en perte de masse varie de 3 à 25. La majorité des valeurs se situent entre 5 et 10.

La figure 18 met en graphique le rapport de pénétration en fonction de la profondeur de corrosion en perte de masse. À noter que les données de perte de masse étaient plus nettement en corrélation avec le drainage que les données de profondeur de pénétration. Dans le cas qui nous occupe, la tendance est inverse entre le rapport de pénétration et la perte de masse. Les sols liés à une moindre perte de masse ont tendance à présenter un rapport de pénétration supérieur. Il s'agit des sols bien drainés. Les valeurs supérieures de ce rapport indiquent une dégradation plus localisée par corrosion, sous forme donc de piqûres. Les sols liés à une plus grande perte de masse se caractérisent généralement par un rapport de pénétration inférieur. Ce sont les sols mal ou très mal drainés. Les valeurs inférieures du rapport indiquent une dégradation plus uniforme, ce qui va plus dans le sens de notre projet.





Le tableau 7 énumère les coefficients et exposants des courbes des figures 9 à 16. Dans chaque cas, la courbe est de la forme de l'équation 3. Coefficients et exposants ne sont pas issus de l'application de techniques mathématiques rigoureuses, ils assignent des bornes simples mais acceptables aux données et peuvent servir à des estimations de vitesse de corrosion. Un rapport de pénétration est aussi présenté au tableau.

Dans certains cas, l'utilisation d'une borne supérieure de vitesse de corrosion peut être jugée trop prudente. Une valeur moins prudente serait un coefficient « k » diminué. Une valeur demie des coefficients au tableau 7 pourrait être considérée comme « moyenne » plutôt que supérieure. À chacun de juger. Comme nous l'avons expliqué plus haut, on pourrait utiliser d'autres exposants et coefficients pour la modélisation si les données propres à un site indiquaient que cela est préférable. Par exemple, ces données sur la corrosion provenaient d'échantillons non enrobés; il se peut que la vitesse de corrosion soit plus grande si le revêtement des échantillons est détaché.

La paroi des pipelines s'amincit à mesure que se corrode la canalisation en cessation d'exploitation. Avec cet amincissement, la capacité portante des pipelines évolue. Il en sera question plus en détail dans la section qui suit. Il importe toutefois de s'attacher aux données tant de perte de masse que de profondeur de pénétration et de regarder comment prévoir la dégradation effective des pipelines par corrosion dans le temps.

Un moyen simple de déterminer cette dégradation est de prendre les données de perte de masse et de prévoir la profondeur de la corrosion en fonction du temps, cette corrosion étant posée comme uniforme. Les données issues de ce traitement seraient cependant « non prudentes » pour une prévision des durées avant pénétration de la paroi des pipelines. L'autre possibilité serait d'utiliser les données de profondeur de pénétration, mais l'approche serait par trop prudente pour prévoir la dégradation générale par corrosion. Il faut marier les deux méthodes.

Considérons le rapport de pénétration et l'aire effective de corrosion. Un sol se caractérisant par un rapport de pénétration supérieur se caractérise aussi par une moindre aire effective de corrosion, mais au taux de pénétration supérieur (par opposition à ce qui serait un taux inférieur de perte de masse). Si un sol a un rapport de pénétration de dix par exemple, on pourrait raisonnablement penser que la corrosion touche seulement ( $1/10$ ) de la surface, mais à ce taux de pénétration. C'est là un simple argument géométrique qui définit un moyen terme prudent entre deux voies plus extrêmes.

Que l'on croie plus approprié le traitement par perte de masse ou par profondeur de pénétration, il est possible d'estimer l'épaisseur de la paroi en fonction de sa valeur initiale ou nominale, du temps et des coefficients du modèle de corrosion. Pour estimer l'épaisseur restante de la canalisation, on prend :

équation 4 : 
$$t = t_0 - k \cdot T^n$$



où :

t        épaisseur restante de la paroi de la canalisation  
 t<sub>0</sub>     valeur initiale ou nominale d'épaisseur de la paroi

Ce modèle vaut aussi bien pour la perte de masse que pour la profondeur de pénétration. La première est jugée plus applicable à une modélisation de l'intégrité structurale, puisqu'elle révèle l'ampleur de la dégradation dans l'ensemble. La profondeur de pénétration constitue une variable d'intérêt si on veut déterminer quand l'eau pourrait entrer la première fois dans la canalisation.

Prenons, par exemple, une canalisation dont la paroi est d'une épaisseur nominale de 6,35 mm. Il s'agit d'un pipeline enfoui dans un sol mal drainé pendant 50 ans. Pour un sol mal drainé et une dégradation uniforme par corrosion, nous employons la borne supérieure  $k_{ml} = 0,15$  et  $n = 0,5$ . Nous estimons l'épaisseur restante de la paroi de la manière suivante :

$$t = 6,35 - 0,15 \times 50^{0,5} = 5,3 \text{ mm}$$

À noter que la corrosion n'est pas uniforme et que la valeur obtenue est une moyenne des valeurs d'épaisseur restante.

Il est bon aussi d'estimer la durée avant pénétration de la paroi ou avant corrosion jusqu'à une valeur nulle d'épaisseur de la paroi :

équation 5 :

$$T_p = \left( \frac{t_0}{k} \right)^{(1/n)}$$

où :

T<sub>p</sub>     durée (en années) avant pénétration de toute l'épaisseur de la paroi d'une canalisation d'acier.

Prenons comme exemple la même canalisation que plus haut, mais cette fois, nous estimerons la durée avant pénétration de la paroi et emploierons la borne supérieure  $k_p = 1,0$  et  $n = 0,5$ . Cette durée peut être estimée de la manière suivante :

$$T_p = \left( \frac{6,35}{1,0} \right)^{(1/0,5)} = 40 \text{ ans}$$

Il convient de noter que, comme la corrosion n'est pas uniforme, il pourrait y avoir pénétration de la paroi alors que la perte uniforme de masse équivalente demeure relativement faible. La relation sera plus extrême dans le cas des sols liés à des rapports supérieurs de pénétration, c'est-à-dire des sols bien drainés.



Considérons une canalisation dont la paroi est épaisse de 9,5 mm et supposons que la vitesse de corrosion est variable. Prenons un sol « moyen » bien drainé avec  $k_{ml} = 0,025 \text{ mm}/\sqrt{\text{an}}$ , un sol de « borne supérieure » assez bien drainé avec  $k_{ml} = 0,10 \text{ mm}/\sqrt{\text{an}}$  et le type de sol n° 23 avec  $k_{ml} = 0,25 \text{ mm}/\sqrt{\text{an}}$ . La figure 19 met en graphique l'épaisseur calculée de la paroi en fonction du temps. Les courbes sont fondées sur l'équation 4. Le graphique démontre que la dégradation de la paroi de la canalisation par corrosion uniforme prend des centaines, voire des milliers d'années dans le cas des pipelines à la paroi relativement épaisse, vu les coefficients et l'exposant utilisés. Des valeurs plus élevées produiraient des temps de perforation plus courts

La perforation de la paroi fera s'infiltrer les eaux souterraines et les précipitations dans les canalisations, d'où une corrosion interne. L'eau s'infiltrera sans doute par les perforations du haut du pipeline et s'accumulera à la position 6 heures, auquel cas le modèle des ponceaux pourra devenir plus applicable. À noter cependant que l'eau de pluie qui s'infiltré dans le pipeline sera bien moins abondante que l'eau qui circule dans un ponceau, que la paroi d'un pipeline est normalement plusieurs fois plus épaisse que celle d'un ponceau et qu'un modèle de base des ponceaux ne tiendra pas compte des taux décroissants de corrosion observés en cours d'exploitation d'un pipeline. Même si tous ces facteurs laissent à penser que le modèle de prévision de durée utile des ponceaux demeure prudent, on peut facilement croire que le mécanisme de corrosion à l'œuvre dans le scénario de perforation sera différent de celui du scénario du ponceau (c.-à-d. écoulement de l'eau).

À noter aussi que les vitesses de corrosion en question valent seulement pour les parties du pipeline où le revêtement est décollé, un état qui s'accroît avec le temps. Quand l'enrobage est intact, il empêche l'eau d'atteindre la surface de la canalisation et prévient toute forme de corrosion. Après bien des années, les zones où l'enrobage est décollé seront corrodées de part en part avec pour résultat que le pipeline prendra peu à peu l'aspect d'un « gryère ». Les zones encore revêtues demeureront intactes, mais des perforations par corrosion seront dispersées sur la surface là où le revêtement est en décollément. Les analyses décrites à la section 5.5 reposent sur des surfaces d'enrobage décollé de 1 % et de 10 %. Dans le premier cas, il s'agit d'un revêtement de grande qualité, par exemple de l'epoxyde lié par fusion, alors que dans le second, il s'agit d'un revêtement de moindre qualité, soit de l'asphalte. On doit donc tenir compte du type de revêtement dans la modélisation de l'intégrité structurale.

## 5.0 MODÉLISATION DE L'INTÉGRITÉ STRUCTURALE

La modélisation de l'intégrité structurale vise à établir la capacité portante des pipelines en fonction de la dégradation par corrosion. À mesure qu'une canalisation se corrode, la paroi perd de son épaisseur ou se perfore, ce qui vient changer la capacité portante. Celle-ci évolue donc dans le temps. Il est possible d'établir la charge critique à la surface qui causera une déformation de la canalisation pour une géométrie de la conduite et des conditions du sol déterminées. En combinaison avec la modélisation de vitesse de corrosion, on peut déterminer la charge critique à la surface en fonction du temps ou de la durée avant déformation à cause du seul poids du sol.

Le premier pas dans une modélisation de l'intégrité structurale consiste à établir les charges qui s'exercent sur la canalisation. Comme le pipeline est en cessation d'exploitation, il n'y a pas de pression interne de service. La charge qui agit sur la canalisation est la pression verticale statique par le poids du sol au-dessus et par le poids de toute surcharge descendante. Par surcharge, on entend la circulation de véhicules, de machines, de personnes ou d'animaux. Les charges s'exercent verticalement vers le bas et provoquent l'ovalisation de la canalisation. La figure 20 schématise les paramètres des modèles de base du sol présentés ci-après.

### 5.1 Charge du sol

La charge verticale sur la canalisation par le poids du sol au-dessus est ce qu'on appelle la « charge prismatique », laquelle dépend de la densité du sol et de l'épaisseur de la couverture [36] :

équation 6 : 
$$P_{soil} = \gamma_s \cdot C$$

où :

$P_{soil}$	pression du sol s'exerçant sur le haut de la canalisation (Pa)
$\gamma_s$	densité du sol à l'état sec ( $N/m^3$ )
$C$	hauteur du sol au-dessus de la canalisation (m)

Il convient de noter que la densité est un poids volumique plutôt qu'une masse volumique. Si on chiffre la densité d'un sol dans le système métrique comme masse volumique ( $g/cm^3$  ou  $kg/m^3$ ), la valeur de masse volumique doit être multipliée par la constante de gravitation, c'est-à-dire  $9,8 m/s^2$ . Dans le système anglo-saxon, aucune correction ne s'impose puisque la valeur normalement exprimée « en livres au pouce carré » est celle d'un poids volumique. Si on calculait une masse volumique dans le système anglo-saxon (pour des « slugs » de mesure de masse, par exemple), on devrait inclure une constante de gravitation de  $32 pi/s^2$ .

Dans l'équation qui précède, on suppose que la canalisation est enfouie au-dessus du niveau hydrostatique. Si elle était au-dessous, la pression calculée devrait recevoir une correction. Le poids de l'eau au-dessus de la conduite est aussi une pression descendante s'exerçant sur celle-ci,



mais on sait que l'eau a aussi une force de flottabilité ascendante. On calcule la pression résultante s'exerçant sur la canalisation par le poids de l'eau au-dessus de la conduite et un « facteur de flottabilité dans l'eau » introduits dans l'équation 6 [36] :

équation 7 : 
$$P_{soil} = \gamma_w \cdot h_w + R_w \cdot \gamma_s \cdot C$$

où :

$\gamma_w$	densité de l'eau (N/m <sup>3</sup> )
$h_w$	hauteur du niveau hydrostatique au-dessus de la canalisation (m)
$R_w$	facteur de flottabilité dans l'eau

et

équation 8 : 
$$R_w = 1 - \frac{1}{3} \cdot \left( \frac{h_w}{C} \right)$$

On prend la densité de l'eau douce à 1 000 kg/m<sup>3</sup>, ce qui correspond à 9,8 x 10<sup>4</sup> N/m<sup>3</sup>. Dans le système anglo-saxon, cette densité est de 62,4 lb/pi<sup>3</sup>.

Dans ces équations, nous supposons que la canalisation est enfouie dans un sol perturbé. On aura creusé une tranchée à l'étape des travaux de construction, on y aura posé la canalisation et l'aura recouverte par remblayage. La pression qui s'exerce sur la conduite correspond à tout le poids du sol remblayé, mais dans certains cas, on se trouve à mettre en place les canalisations dans les sols par fonçage horizontal. Un sol non perturbé se tient mieux par cohésion et frottement et la charge qui s'exerce sur la canalisation est moindre. Pour une canalisation enfouie dans un sol non perturbé et non saturé [32] :

équation 9 : 
$$P_{soil} = \gamma_s \cdot C - 2 \cdot \lambda \cdot \left( \frac{C}{D} \right)$$

où :

$\lambda$	cohésion du sol (Pa)
$D$	diamètre extérieur de la canalisation (m)

La cohésion du sol se mesure en pascals. Elle est de 0 Pa pour les sables à l'état sec et d'environ 70 kPa pour les argiles dures.

Quand on se sert du diamètre de la canalisation dans les calculs, il s'agit du diamètre extérieur original non corrodé, quel que soit le degré de la perte de la paroi attribuable à la corrosion uniforme.

Si on examine l'équation 9, on constate qu'il est mathématiquement possible d'avoir une charge négative qui s'exerce sur une canalisation, auquel cas on doit considérer que le sol supporte entièrement les charges et que la pression due au sol est nulle.



## 5.2 Surcharge

On entend par surcharge la charge verticale qui s'exerce sur les pipelines par le poids de la circulation de véhicules ou de machines présentes en surface. La surcharge qui agit sur le haut d'une canalisation dépend de l'ordre de grandeur de la charge appliquée à la surface du sol, de l'épaisseur de la couverture et de la distance horizontale entre la charge appliquée et la ligne médiane de la conduite [26, 36] :

équation 10 :

$$P_{pipe} = \frac{3 \cdot P_{live} \cdot F'}{2 \cdot \pi \cdot C^2 \cdot \left[1 + \left(\frac{h}{C}\right)^2\right]^{5/2}}$$

où :

$P_{pipe}$	pression s'exerçant au haut de la canalisation par surcharge ponctuelle (Pa)
$P_{live}$	surcharge ponctuelle à la surface du sol (N)
$F'$	facteur de majoration
$d$	distance horizontale de décentrement entre la charge ponctuelle appliquée et la ligne médiane de la canalisation (m)

À noter que la charge qui s'exerce au haut d'une canalisation s'exprime en unité pression pascal (Pa) et la surcharge s'exerçant à la surface du sol, en unité de force de Newtons (N).

Puisque l'équation 10 exige une valeur de surcharge ponctuelle, il faut connaître la distance horizontale de décentrement entre la charge ponctuelle appliquée et la charge médiane de la canalisation en posant une hypothèse quant au point de charge de surface. La position de la charge ponctuelle appliquée peut varier selon le type de charge à la surface.

On inclut un facteur de majoration pour tenir compte des irrégularités de la surface du sol. Le tableau 8 énumère les facteurs applicables aux routes (camions), aux chemins de fer et aux aéroports [36].

L'équation 10 mesure la pression effective qui s'exerce au sommet d'une canalisation enfouie à cause d'une surcharge ponctuelle en surface. Quand une charge répartie est exercée à la surface du sol, on peut se servir de l'équation 11 pour calculer la pression effective s'exerçant au haut d'une conduite enfouie à cause d'une charge répartie en surface.

équation 11: 
$$P_{pipe} = q \frac{1}{\pi} \left[ \left( \frac{2mn\sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2+m^2n^2+1} \right) \left( \frac{m^2+n^2+2}{m^2+n^2+1} \right) + \tan^{-1} \left( \frac{2mn\sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2-m^2n^2+1} \right) \right]$$

où :

$q$	pression de charge ponctuelle exercée à la surface (Pa)
$m$	$(B/2)/C$
$n$	$(L/2)/C$



- L longueur de la surface rectangulaire (m)  
B largeur de la surface rectangulaire (m)

L'équation 11 est l'intégration de l'équation 10; elle peut être utilisée dans cette forme pour calculer la pression effective exercée sur la canalisation quand la charge à la surface est parfaitement centrée sur la canalisation. Cette équation est utile pour les charges en surface élevée et lorsque le poids est réparti sur une grande surface, comme c'est le cas pour de l'équipement agricole.

L'industrie du génie civil a fait des calculs avec l'équation 10 pour établir les charges effectives s'exerçant au haut d'une canalisation pour une diversité de véhicules (camions circulant sur les routes, matériel roulant des chemins de fer, matériel circulant des aéroports, etc.) [36].

Le tableau 9 énumère les charges effectives transmises par les divers véhicules aux canalisations enfouies en fonction du type de véhicule et de l'épaisseur de la couverture. On a là un simple tableau auquel on peut se reporter pour relever les pressions effectives s'exerçant sur les pipelines enfouis par circulation de véhicules. Le tableau a été recréé à partir de la référence [36] et les valeurs de charge sont présentées dans le système anglo-saxon.

Le tableau 10 reproduit le tableau 9 avec deux différences. D'abord, on emploie le système métrique. Les unités du tableau 10 sont le mètre (m) pour l'épaisseur de couverture et le kilopascal (kPa) pour la pression effective s'exerçant au sommet des pipelines. Comme seconde différence, on a ajouté deux colonnes. La colonne 5 indique la pression effective au haut d'une canalisation à cause d'un camion particulier se trouvant à la surface du sol. La référence [36] livre des données pour un camion commercial de 20 tonnes circulant sur une autoroute. Le tableau 10 présente à la colonne 5 un camion particulier de 5 tonnes circulant sur l'emprise d'un pipeline. Les données sont calculées par un simple rapport de poids des camions. Elles ne viennent pas de principes initialement posés et relèvent donc des hypothèses des premiers calculs et d'une simplification selon laquelle les poids des camions sont strictement dans un rapport d'échelle. La colonne 6 indique la pression effective s'exerçant au haut d'une canalisation à cause d'une personne debout à la surface du sol. Au tableau 10, on fait figurer dans cette colonne une personne d'une masse de 100 kg qui se tient debout directement au-dessus du pipeline. Ajoutons que, aux fins de ces calculs, on a simplement pris l'équation 10 sans employer de facteur de majoration.

### 5.3 Modèle de déformation plastique

La pression s'exerçant au sommet d'une canalisation par charge du sol et surcharge provoquera une ovalisation, ce que schématise la figure 21. Le degré d'ovalisation dépend des charges s'exerçant au sommet de la conduite et des propriétés tant de celle-ci que du sol. On peut établir la déviation verticale au haut de la canalisation à l'aide d'une équation d'Iowa modifiée [36] :



équation 12 :

$$\frac{\Delta y}{D} = \frac{L \cdot K \cdot (P_{soil} + P_{pipe}) \cdot R^3}{(EI)_{eq} + 0.061 \cdot E' \cdot R^3}$$

où :

- $\Delta y$  déviation verticale du haut de la canalisation (m)
- L facteur de délai de réponse (~ 1,0 à 1,5)
- K constante de couche (~ 0,1)
- R rayon de la canalisation (m)
- $(EI)_{eq}$  rigidité équivalente de la paroi de la canalisation par unité de longueur (Nm)
- $E'$  coefficient de réaction du sol (Pa)

Le facteur de délai de réponse est une constante empirique mesurée sur le terrain. Un facteur d'environ 1,5 est jugé prudent. La constante de couche est fonction de la stratification du sol au-dessous de la canalisation au moment de la construction. Une constante d'environ 0,1 convient à un aménagement pipelinier par mise en tranchée et remblayage. Le coefficient de réaction du sol dépend de la nature et du tassement du sol. Les tableaux 11 et 12 énumèrent des valeurs nominales appropriées de coefficient du sol; ils emploient respectivement le système anglo-saxon (données tirées de la référence [29]) et le système métrique.

À noter que, dans cette forme de l'équation, le calcul se fait en valeurs de *pression* comme dans les équations 6 à 10 plus haut. D'autres formes sont présentées dans les études spécialisées. Il s'agira de charges en *poids*, auquel cas la déviation calculée est une valeur absolue («  $\Delta y$  ») plutôt qu'une valeur relative («  $\Delta y/D$  ») comme ci-dessus. Les deux formes sont toutes deux mathématiquement valides. Nous avons retenu le calcul en pression, car il permet d'utiliser directement les valeurs relatives de déviation dans le calcul d'efforts de flexion dont il sera question ci-après. Comme nous le verrons aussi ci-dessous, le calcul en valeurs de pression facilite la prise en compte des valeurs des études spécialisées pour les charges de circulation de véhicules.

La rigidité équivalente de la paroi des pipelines par unité de longueur est fonction des constituants de cette paroi, de ses propriétés élastiques et de son épaisseur. Nous considérons que tout pipeline est muni d'un revêtement extérieur et d'un revêtement intérieur. Le premier peut être un enduit anticorrosif ou un tubage de béton. Le second est normalement un enduit anticorrosif. La rigidité équivalente de la paroi par unité de longueur est donnée par [36<sup>1</sup>] :

équation 13 :

$$(EI)_{eq} = (EI)_{pipe} + (EI)_{coat} + (EI)_{line}$$

où :

1 Cette équation est présentée comme elle figure à la référence [36], mais elle comporte des simplifications et la prudence s'imposera si la conduite a un revêtement extérieur ou intérieur de forte rigidité ou épaisseur.



- E coefficient d'une canalisation d'acier à revêtement extérieur ou intérieur (Pa)  
I deuxième moment de l'aire (par unité de longueur) (m<sup>4</sup>/m)

Les valeurs en indice représentent respectivement la paroi, le revêtement extérieur et le revêtement intérieur. Le deuxième moment de l'aire par unité de longueur est ainsi calculé :

équation 14 : 
$$I = \frac{t^3}{12}$$

où :

- t épaisseur de la paroi d'une canalisation d'acier à revêtement extérieur ou intérieur (m)

Dans la plupart des pipelines terrestres, le revêtement extérieur et/ou le revêtement intérieur sont minces et présentent un faible coefficient d'élasticité par rapport à la canalisation d'acier. Ils ajoutent une valeur négligeable de rigidité à la paroi de la conduite. Cet apport sera négligé dans le développement de notre modèle. Seule la rigidité de la paroi sera prise en compte ci-après.

La déviation de la canalisation qui est due à la charge verticale induit une contrainte de flexion dans la paroi. La contrainte de flexion maximale se calcule de la manière suivante [36] :

équation 15 : 
$$\sigma_{bend} = 4 \cdot E \cdot \left(\frac{\Delta y}{D}\right) \cdot \left(\frac{t}{D}\right)$$

où :

- $\sigma_{bend}$  contrainte de flexion dans la paroi de la canalisation (Pa)

Les équations 12 et 15 plus haut servent à calculer la contrainte de flexion dans la paroi en fonction des dimensions et des propriétés de la conduite, ainsi que des charges qui s'exercent par le poids du sol et la surcharge. Si on suppose que la canalisation entrera en déformation plastique quand l'effort transmis à la paroi dépassera la capacité portante de l'acier, il devient possible de calculer la surcharge critique en surface :

équation 16 : 
$$P_{cap} = \frac{2 \cdot \pi \cdot C^2}{3 \cdot F_r} \cdot \left[ \left( \frac{\sigma_{yield}}{4 \cdot E} \right) \cdot \left( \frac{D}{t} \right) \cdot \frac{(EI)_{eq} + 0,06 \cdot E' \cdot R^3}{L \cdot K \cdot R^3} - P_{soil} \right]$$

où :

- $P_{cap}$  capacité portante (N)  
 $\sigma_{yield}$  limite d'élasticité de l'acier de la canalisation (Pa)

En fait, la capacité portante correspond à la surcharge critique en surface dont on prévoit qu'elle provoquera la déformation plastique de la conduite. Si la charge critique est nulle, on peut prévoir que la canalisation entrera en déformation par le seul poids du sol. L'équation présentée



comporte comme simplification que la charge se situe perpendiculairement, directement au-dessus de la conduite. Faire intervenir la limite d'élasticité est une utilisation prudente. Une autre possibilité serait de prendre en considération la contrainte d'écoulement ( $\sigma_{flow}$ ).

L'examen des équations qui précèdent montre un résultat non intuitif. La relation entre la charge critique de déformation et l'épaisseur de la paroi de la canalisation n'a rien de direct ni de simple. Intuitivement, on peut penser que la charge critique devrait décroître avec l'épaisseur de la paroi. En cas de corrosion uniforme, on s'attendrait à ce que cette charge soit en constante diminution, mais tel n'est pas le cas. À mesure que la paroi s'amincit, l'élasticité de la paroi s'accroît, comme le font voir les équations 13 et 14. Pour des valeurs déterminées de charge du sol et de surcharge, la déviation verticale croît, comme le montre l'équation . Cette équation indique aussi que la flexion verticale augmente à mesure que décroît l'épaisseur de la paroi. Toutefois, la décroissance de l'épaisseur de la paroi fait aussi baisser la contrainte de flexion dans la paroi, comme l'indique à son tour l'équation . Résultat : la charge critique de déformation ne diminue pas constamment avec l'épaisseur de la paroi.

#### 5.4 Modèle de déformation élastique

Une autre façon de prévoir la charge critique nécessaire à la déformation des pipelines est de regarder la déformation élastique, aussi appelée flambage. C'est ce que schématise la figure 22.

La charge critique de flambage est donnée par [36] :

équation 12 : 
$$P_{crit} = \frac{1}{FS} \sqrt{32 \cdot R_w \cdot B' \cdot E' \cdot \frac{(EI)_{eq}}{D^3}}$$

où :

$P_{crit}$	charge critique de flambage
FS	facteur de sûreté (2,5 si $C/D \geq 2$ et 3,0 si $C/D < 2$ )
$B'$	coefficient empirique de soutien élastique

équation 13 : 
$$B' = \frac{1}{1 + 4 \cdot \exp[-0,065 \cdot (\frac{C}{D})]}$$

Si on suppose qu'une canalisation entrera en déformation élastique lorsque l'effort dans la paroi dépasse cette valeur critique, il devient possible de calculer la surcharge critique en surface :

équation 14 : 
$$P_{cap} = \frac{2 \cdot \pi \cdot C^2}{3 \cdot F'} \cdot \left[ \frac{1}{FS} \sqrt{32 \cdot R_w \cdot B' \cdot E' \cdot \frac{(EI)_{eq}}{D^3}} - P_{soil} \right]$$

En fait, la force portante correspond à la surcharge critique à la surface du sol dont on prévoit qu'elle provoquera une déformation élastique de la canalisation. Si la charge critique est nulle,

on peut prévoir que la conduite entrera en déformation par le seul poids du sol. L'équation qui précède comporte une simplification selon laquelle la charge se situe à l'aplomb de la conduite.

En cas de déformation élastique des pipelines, la charge critique diminue donc constamment avec l'épaisseur de la paroi.

## 5.5 Modèles combinés de déformation plastique et élastique

Nous avons conçu deux modèles structuraux simples afin de prévoir la force portante d'une canalisation enfouie pour des valeurs déterminées de diamètre extérieur, d'épaisseur de la paroi et de profondeur de la couverture. L'un et l'autre visent (a) une déformation plastique quand la contrainte de flexion dans la paroi dépasse la limite d'élasticité de l'acier de la conduite et (b) une déformation élastique ou « flambage » de la paroi. Les deux seraient à prendre en considération. La moindre des deux prévisions de charge critique indiquera le mécanisme de défaillance le plus probable. Dans bien des scénarios, la charge critique sera celle d'une déformation plastique pour les canalisations à paroi plus épaisse et d'une déformation élastique à mesure que la paroi s'amincit par corrosion.

Considérons une conduite d'un diamètre de 610 mm, d'une épaisseur de paroi de 9,5 mm et d'une limite d'élasticité de 240 MPa. Posons une profondeur de couverture de 1,2 m, une densité du sol de 1 500 kg/m<sup>3</sup> et un coefficient du sol de 10 MPa. Ce sont des valeurs caractéristiques de conditions de « scénario de référence » pour une démonstration du modèle et de la sensibilité des divers paramètres.

La figure 23 met en graphique la force portante des pipelines en fonction de l'épaisseur de leur paroi. C'est là le modèle de base. À noter que les valeurs d'épaisseur de la paroi sur l'axe des X sont par ordre inverse, le but étant de pouvoir ensuite combiner le modèle au modèle de corrosion. L'épaisseur de la paroi qui diminue est comparable à la durée de corrosion qui augmente. La courbe en bleu du côté gauche du graphique représente la force portante de la conduite dans l'éventualité posée d'une déformation plastique (défaillance de la paroi) et avec l'application de l'équation 15. La « courbe en U » comme forme est le résultat non intuitif déjà évoqué. La force portante de la canalisation ne diminue pas nécessairement avec l'épaisseur de la paroi. La courbe en rouge du côté droit représente la force portante de la conduite dans l'éventualité posée d'une déformation élastique (flambage) et avec l'application de l'équation 14. Dans ce cas, que la force portante diminue avec l'épaisseur de la paroi est bel et bien un résultat intuitif. Le tireté de la figure à 4,7 mm correspond à l'épaisseur critique pour laquelle le mode probable de défaillance se met à passer de la déformation plastique à la déformation élastique.

La figure 23 démontre que la force portante de la canalisation de notre scénario de référence est de près de 60 000 kg. En principe, un poids de 60 tonnes à l'aplomb de la conduite serait nécessaire pour qu'il y ait déformation. Le calcul fait intervenir une charge ponctuelle,



phénomène improbable. En tout réalisme, une charge quelconque au-dessus de la canalisation serait répartie à la surface du sol, ce qui rend notre modèle « prudent ». La force portante évolue pour tomber à zéro à mesure que la paroi s'amincit (décroissance vers la droite sur l'axe des X). Toutefois, elle reste appréciable même pour des canalisations à paroi mince. Si la paroi s'amincit à 2 mm par exemple, la force portante sera encore de 15 tonnes environ.

La figure 24 met en graphique la force portante en fonction de l'épaisseur de la paroi et démontre l'effet d'une variation de diamètre. La courbe en bleu au centre équivaut aux courbes de valeurs critiques en bleu et en rouge dans la combinaison de la figure 23. Elle représente la charge critique dans les conditions du scénario de référence indépendamment du mécanisme de défaillance. Les courbes en rouge et vert représentent la force portante d'une canalisation d'un diamètre respectivement supérieur (914 mm) et inférieur (323 mm). Du côté droit du graphique, la courbe en rouge pour la canalisation de plus grand diamètre (914 mm) est inférieure aux deux autres courbes, indice que cette canalisation perd de sa force portante à mesure que s'amincit la paroi. On peut donc voir qu'une canalisation de diamètre supérieur est plus susceptible d'entrer en déformation qu'une autre, toutes choses étant égales.

La figure 25 met en graphique la force portante en fonction de l'épaisseur de la paroi et démontre l'effet d'une variation de l'épaisseur de la couverture. Là encore, la courbe en bleu au centre représente les conditions du scénario de référence. Les courbes en rouge et vert décrivent la force portante d'une canalisation respectivement enfouie moins et plus profondément (à 0,6 et 1,8 m). La courbe en rouge de la canalisation moins profonde (0,6 m) est inférieure aux deux autres courbes, indice que celle-ci a moins de force portante. On peut voir qu'une canalisation enfouie à moindre profondeur est plus susceptible d'entrer en déformation que les autres, toutes choses étant égales.

La figure 26 met en graphique la force portante en fonction de l'épaisseur de la paroi et démontre l'effet d'une variation de la limite d'élasticité d'une canalisation. La courbe en bleu représente les conditions du scénario de référence. Les courbes en rouge et vert correspondent à deux aciers de pipeline de plus grande résistance avec des grades respectives de 290 et 360 MPa. Le grade 240 MPa a été posée comme la plus basse à pouvoir être observée pour l'acier et les deux grades supérieures ont été choisies à des fins de comparaison. Contrairement à la situation dans les deux démonstrations qui précèdent, la limite d'élasticité de la canalisation joue seulement du côté de la déformation plastique (à gauche) de la courbe. L'examen de l'équation 14 indique une absence de relation entre la limite d'élasticité et la force portante dans le cas de la déformation élastique, aussi la force portante de la conduite devient-elle indépendante de la limite d'élasticité à mesure que s'amincit sa paroi.

La figure 27 met en graphique la force portante en fonction de l'épaisseur de la paroi et démontre l'effet d'une variation du coefficient du sol. La courbe en bleu représente les conditions du



scénario de référence et les courbes en rouge et vert correspondent respectivement aux valeurs inférieure (5 MPa) et supérieure (20 MPa) de ce coefficient. Un sol de 5 MPa de coefficient serait sans doute un sol plus fin et mal tassé. Un sol de 20 MPa de coefficient serait, lui, un sol plus grossier et bien tassé. La courbe en rouge de moindre valeur (5 MPa) est inférieure aux deux autres courbes, indice qu'une canalisation enfouie dans un sol d'un coefficient inférieur a aussi une moindre force portante. On peut donc voir qu'une conduite enfouie dans un sol de moindre coefficient est plus susceptible d'entrer en déformation que les autres, toutes choses étant égales.

Les graphiques démontrent l'effet d'une variation du diamètre, de l'épaisseur de couverture, de la limite d'élasticité et du coefficient du sol. La force portante d'une canalisation diminue à cause à la fois d'un plus grand diamètre, d'une moindre profondeur de couverture, d'une limite d'élasticité inférieure et d'une basse valeur de coefficient. Dans un « scénario extrême », faisons différer tous ces facteurs de ceux du scénario de référence. Considérons dans ce cas un diamètre de 914 mm, une profondeur de couverture de 0,6 m, une limite d'élasticité de 240 MPa et un coefficient du sol de 5 MPa. Ajoutons une épaisseur initiale de la paroi de 6,35 mm. C'est là une combinaison très prudente de facteurs.

La figure 28 met en graphique la force portante en fonction de l'épaisseur de la paroi dans les conditions d'un « scénario extrême ». À noter que la force portante sur l'axe des Y se situe dans une fourchette dix fois inférieure à celles des graphiques qui précèdent. La courbe en bleu représente les conditions de ce scénario extrême. Dans ce cas, les conditions de déformation élastique sont limitatives pour toutes les valeurs d'épaisseur de la paroi, de sorte que le côté gauche de la courbe ne présente pas la « courbe en U » caractéristique de la déformation plastique qui pouvait être observée dans les graphiques antérieurs. Toutefois, la force portante de la canalisation demeure appréciable même dans ces conditions extrêmes. Une telle courbe démontre que les pipelines en cessation d'exploitation dans des conditions « types » ne s'exposent pas à une déformation imminente.

Il convient également de noter que, dans tous les exemples qui précèdent, on pose l'existence d'une dégradation uniforme de la paroi. En fait, ces courbes sont celles d'une conduite nue sans revêtement anticorrosif et avec une corrosion présente sur toute la surface de la canalisation. C'est là un tableau très prudent, mais irréaliste.

Considérons une canalisation comportant une aire de seulement 1 % de décollement du revêtement. Après plusieurs années de corrosion, elle se perfore et prend peu à peu l'aspect d'un « gryère ». Le pipeline devient d'une épaisseur nominale réduite à 99 % avec une aire de 1 % de perforations dispersées, c'est-à-dire avec des zones sans épaisseur de la paroi. L'hypothèse ci-haut formulée d'une dégradation uniforme dans le temps en dégradation de la paroi devient extrêmement prudente.



Considérons maintenant le modèle de déformation plastique. Si une proportion de 1 % de la paroi est perdue par corrosion (perforations dans notre gruyère), la force portante diminue de 1 % seulement. On se trouve à supposer que les perforations sont en dispersion aléatoire sur la circonférence de la conduite. Si elles étaient groupées dans les positions 3 et 9 heures où les efforts sont les plus intenses, la force portante serait réduite encore plus. Dans une situation de fort décollement du revêtement à un niveau de 10 %, la force portante diminuerait de 10 % seulement. Cette explication démontre que la démarche adoptée pour la modélisation de l'intégrité structurale est foncièrement d'une grande prudence.

La figure 29 met en graphique la force portante en fonction du décollement du revêtement dans les conditions du scénario de référence. Dans ce cas, l'épaisseur de la paroi demeure nominale sur la majeure partie de la conduite, mais on observe des perforations par corrosion dans une aire qui correspond à l'aire de décollement. Mentionnons que l'axe des X est mis à l'échelle logarithmique. Le graphique démontre que la force portante de la canalisation demeure importante là où l'aire de décollement est de jusqu'à 10 % environ. Si l'aire de perforation augmente à 20 % ou encore à 50 % et plus, cette relation simple ne tiendra sans doute plus, et il est à recommander de ne pas la faire intervenir dans le cas des pipelines largement dégradés.

Considérons le modèle de déformation élastique. Une corrélation simple entre l'aire de perforation et la capacité portante n'est pas valide. Les calculs d'équation de déformation élastique sont très sensibles à la géométrie. Il est improbable que la force portante soit en relation linéaire avec l'aire de perforation. Les calculs pour le démontrer dépassent notre propos dans cette modélisation. La situation serait seulement à envisager si l'hypothèse d'une canalisation nue devait mener à des conclusions qui font problème.

## 6.0 MODÈLES COMBINÉS DE VITESSE DE CORROSION ET D'INTÉGRITÉ STRUCTURALE

Les deux sections qui précèdent ont décrit l'élaboration de deux modèles, à savoir un modèle de vitesse de corrosion et un modèle d'intégrité structurale. Le premier calcule la profondeur de corrosion en fonction du temps, soit l'épaisseur restante de la paroi dans le temps. Le modèle d'intégrité structurale calcule la force portante en fonction de l'épaisseur de la paroi. Nous avons posé quelques hypothèses et apporté des modifications en cours d'élaboration de ces modèles pour démontrer la façon de les appliquer. Dans la présente section, nous décrirons comment les deux peuvent se combiner et s'appliquer dans la pratique.

Le modèle de vitesse de corrosion calcule l'épaisseur restante de la paroi d'une canalisation en fonction du taux de corrosion et du temps à l'aide d'une relation simple exprimée par l'équation 4. Cette relation entre l'épaisseur de la paroi et le temps est illustrée à la figure 19 pour trois taux de corrosion. Quant au modèle d'intégrité structurale, il calcule la force portante d'une canalisation en fonction de l'épaisseur de la paroi, du diamètre et des propriétés du matériau de tubage et du sol. Les relations en cause sont exprimées respectivement par les équations 15 et 16 pour la déformation plastique et la déformation élastique. La force portante est largement fonction de l'épaisseur de la paroi, comme l'illustrent les figures 23 à 28. Si on combine les deux modèles, il devient possible de calculer la force portante en fonction du temps.

La figure 30 met en graphique cette relation dans les conditions du scénario de référence (diamètre de 610 mm, épaisseur de paroi de 9,5 mm, limite d'élasticité de 240 MPa et acier nu) pour trois taux de corrosion. Pour l'essentiel, elle joint la figure 19 (épaisseur de la paroi en fonction du temps pour trois taux de corrosion) à la figure 23 (force portante en fonction de l'épaisseur de la paroi). Le graphique démontre que, dans les conditions du scénario de référence et pour des taux raisonnables de corrosion, l'intégrité structurale de la canalisation se maintiendra largement des centaines, voire des milliers d'années. La courbe est déterminée par la combinaison des modèles d'affaissement plastique et élastique et par la perte d'épaisseur de la paroi au fil du temps, comme le montre la Figure 23. À l'origine, l'affaissement plastique limite la force portante, mais à mesure que la corrosion attaque la paroi, c'est l'affaissement élastique qui devient le mode de défaillance, et la force portante de la canalisation diminue rapidement avec le temps. Les crêtes de chaque courbe représentent le changement de mode de défaillance.

Prenons à titre d'exemple le cas où un pipeline de 610 mm de diamètre, de 9,5 mm d'épaisseur initiale de paroi et de 240 MPa de limite d'élasticité est abandonné sur place et subit sans intervention les atteintes de la corrosion dans des conditions normales du sol. Posons que le sol en question est d'un coefficient moyen et que la canalisation est enfouie à une profondeur de 1,2 m. On peut alors parler de conditions « moyennes ». Le modèle prévoit que cette conduite



sera d'une intégrité structurale suffisante pour supporter le poids d'un camion particulier (5 000 kg) pendant quelque 9 000 ans avant d'entrer en déformation.

La figure 31 met en graphique la force portante en fonction du temps dans les conditions du scénario extrême et dans l'hypothèse d'une vitesse de corrosion se situant à la borne supérieure (type de sol n° 23). Cette figure correspond pour l'essentiel à la figure 28, mais avec un calcul de taux de corrosion.

À titre d'exemple, prenons le cas où un pipeline de 914 mm de diamètre, de 6,35 mm d'épaisseur initiale de paroi et de 240 MPa de limite d'élasticité est abandonné sur place et laissé là à se corroder librement dans des conditions d'extrême corrosivité du sol. Posons que le sol en question est de faible coefficient et que la conduite est enfouie à une profondeur de 0,6 m. Ce sont là des conditions jugées « extrêmes ». Le modèle prévoit que la canalisation sera d'une intégrité structurale suffisante pour supporter le poids d'un camion particulier (5 000 kg) pendant environ 90 ans avant d'entrer en déformation.

À noter que, dans les deux scénarios qui précèdent, on suppose que la canalisation est nue et que la dégradation de la paroi est uniforme.

Pour notre programme, il serait bon d'établir une suite d'étapes à franchir en vue de la détermination de la force portante de tout pipeline à un moment quelconque :

1. **Calcul des données.** Pour ce calcul, il faut connaître le diamètre de la canalisation, l'épaisseur de la paroi, la limite d'élasticité et le coefficient du matériau de tubage, l'épaisseur de la couverture, le coefficient de réaction du sol et le drainage (ou encore disposer d'une estimation de corrosivité relative). Le facteur temps a aussi de l'importance dans ce calcul. Il peut s'agir du présent (on peut se reporter à l'âge du pipeline) ou de l'avenir.
2. **Détermination des conditions de corrosion.**
  - a) Si la canalisation est sans revêtement (acier nu), on devrait estimer les conditions de drainage du sol et relever un coefficient de vitesse de corrosion au tableau 7. Ce tableau indique les bornes supérieures applicables aux types de sols. Le modélisateur peut choisir une valeur moindre à sa discrétion. Des valeurs de perte de masse sont proposées aux fins des calculs d'intégrité structurale, puisqu'elles sont révélatrices de la dégradation générale de la conduite. À noter que l'hypothèse de l'acier nu est foncièrement prudente et, si on juge que les résultats de l'évaluation sont satisfaisants, il deviendra alors inutile d'étendre le traitement à la dégradation du revêtement.
  - b) Si la canalisation est à revêtement, on prévoira de la corrosion uniquement dans les zones de décollement de ce revêtement. On peut choisir un coefficient de corrosion comme plus haut, mais il est plus simple de supposer qu'il y a pénétration immédiate





de part en part dans ces zones et que la conduite prend peu à peu l'aspect d'un gruyère.

### 3. Détermination de l'épaisseur de la paroi au moment d'intérêt.

- a) Si la canalisation est sans revêtement (acier nu), on peut calculer l'épaisseur restante de la paroi à l'aide de l'équation 4 et par le coefficient de vitesse de corrosion choisi plus haut.
- b) Si la canalisation est à revêtement, il convient mieux de poser que l'épaisseur de la paroi demeure nominale pour la majeure partie de la conduite et que l'aire de perforation par corrosion est comparable à l'aire de décollement du revêtement.

### 4. Détermination de la charge du sol qui s'exerce sur la canalisation. On peut estimer la charge du sol par l'équation 6 pour les conditions de base, par l'équation 7 pour les canalisations sous le niveau hydrostatique et par l'équation 9 pour les pipelines mis en place par fonçage horizontal.

### 5. Détermination des charges critiques. Deux possibilités sont à envisager :

- a) Il y a une surcharge connue sur la canalisation et le modélisateur désire déterminer si celle-ci est susceptible ou non d'entrer en déformation. Dans ce cas, on peut calculer la surcharge à l'aide de l'équation 10 pour une charge ponctuelle ou par le tableau 10 pour une charge normale répartie de circulation de véhicules. On établit l'exposition à la déformation plastique par les équations 11 et 14 et on compare l'effort calculé à la limite d'élasticité du matériau de tubage. L'exposition à la déformation élastique se calcule par l'équation 12. On compare alors la charge critique calculée à la surcharge s'exerçant sur la canalisation. À noter qu'on fait intervenir l'épaisseur restante de la paroi pour les pipelines nus et l'épaisseur nominale pour les pipelines à revêtement. Dans le cas des canalisations revêtues, on calcule à l'échelle les charges résultantes pour tenir compte de l'aire de décollement.
- b) Les charges ne sont pas précisées et le modélisateur désire déterminer la force portante de la canalisation. Dans ce cas, la force portante critique se calcule directement par les équations 15 et 18 pour la déformation plastique et la déformation élastique respectivement. On a conçu ces équations dans l'hypothèse d'une charge ponctuelle équivalente à l'aplomb de la conduite. Là encore, le calcul fait intervenir l'épaisseur restante ou nominale.

Ces étapes de traitement représentent la démarche de base de détermination de l'exposition d'un pipeline à la déformation dans une diversité de conditions. Elles font appel à un certain nombre de simplifications et d'hypothèses, lesquelles seront à prendre en considération au même titre que les résultats du calcul.

À noter que le cadre méthodologique que nous avons appliqué pourrait servir de base à un programme logiciel qui exécuterait automatiquement les mêmes calculs. Ainsi, les analystes

pourraient s'attacher aux effets des diverses hypothèses sur les résultats de modélisation. Voici deux exemples qui démontreront l'utilité de ce modèle :

### 6.1 Exemple 1

*Prenons une canalisation de 610 mm de diamètre et de 6,35 mm d'épaisseur de paroi qui est enfouie à une profondeur de couverture de 1,2 m et dont l'acier nu est d'un grade de 290 MPa. Le sol est grossier avec une partie en particules fines, un tassement à 90 % et une densité de 1 400 kg/m<sup>3</sup>. Il est assez bien drainé. Le but est d'établir la force portante de cette conduite à un horizon de 75 ans.*

L'acier est nu et, par conséquent, toute la surface de la conduite s'expose à la corrosion. On consulte le tableau 7 et choisit  $k_{ml} = 0,10 \text{ mm}/\sqrt{\text{an}}$  comme coefficient de vitesse de corrosion de borne supérieure. On calcule l'épaisseur restante de la paroi par l'équation 4 :

$$t = t_0 - k \cdot T^n = 6,35 - 0,10 \times 75^{0,5} = 5,5 \text{ mm}$$

On pose une valeur de base pour la charge du sol (sans tenir compte du niveau hydrostatique ni d'une mise en place par fonçage horizontal). On calcule cette charge à l'aide de l'équation 6 :

$$P_{soil} = \gamma_s \cdot C = 1400 \times 9,8 \times 1,2 = 16\,464 \text{ Pa}$$

À noter que la densité du sol s'exprime en masse volumique et que la constante gravitationnelle est incluse pour conversion en poids volumique.

On calcule la force portante en cas de déformation plastique et de déformation élastique. Dans le premier cas, on applique l'équation 16 :

$$P_{cap} = \frac{2 \cdot \pi \cdot C^2}{3 \cdot F'} \cdot \left[ \left( \frac{\sigma_{yield}}{4 \cdot E} \right) \cdot \left( \frac{D}{t} \right) \cdot \frac{(EI)_{eq} + 0,06 \cdot E' \cdot R^3}{L \cdot K \cdot R^3} - P_{soil} \right]$$

Nous décomposerons cette équation par souci de simplification. Le facteur de conversion d'une surcharge ponctuelle à la surface du sol en une pression répartie au sommet de la canalisation s'établit de la manière suivante :

$$\frac{2 \cdot \pi \cdot C^2}{3 \cdot F'} = \frac{2 \times \pi \times 1,2^2}{3 \cdot 1} \approx 3$$

Le terme exprimant le rapport entre limite d'élasticité et coefficient de l'acier est donné par :

$$\left( \frac{\sigma_{yield}}{4 \cdot E} \right) = \left( \frac{290 \times 10^6}{4 \times 205 \times 10^9} \right) = 0,354 \times 10^{-3}$$

La rigidité équivalente de la paroi de la canalisation peut être calculée :



$$(EI)_{eq} = E \times t^3/12 = 205 \times 10^9 \times (5.5 \times 10^{-3})^3/12 = 2842 \text{ Pa} \cdot \text{m}^3$$

On consulte alors le tableau 12 et relève la valeur 6,9 MPa comme coefficient de réaction du sol. On pose aussi un facteur de délai de réponse de 1,5 et une constante de couche de 0,1. Dans le cas de la déformation plastique, la force portante est déterminée de la manière suivante :

$$P_{cap} \approx 3 \times \left[ 0,354 \times 10^{-3} \times \left( \frac{610}{5,5} \right) \times \frac{2842 + 0,06 \times 6,9 \times 10^6 \times 0,305^3}{1,5 \times 0,10 \times 0,305^3} - 16\,464 \right]$$

$$P_{cap} \approx 354\,000 \text{ N} \rightarrow 36,100 \text{ kg (équivalent)}$$

La force portante de la canalisation qui entre en jeu contre la déformation plastique est approximativement de 36 tonnes. Pour la déformation élastique, on applique l'équation 14 :

$$P_{cap} = \frac{2 \cdot \pi \cdot C^2}{3 \cdot F'} \cdot \left[ \frac{1}{FS} \sqrt{32 \cdot R_w \cdot B' \cdot E' \cdot \frac{(EI)_{eq}}{D^3}} - P_{soil} \right]$$

Le niveau hydrostatique est sous la conduite et, dans ce cas, le facteur de flottabilité est l'unité. Le coefficient empirique de soutien élastique est donné par l'équation 13 :

$$B' = \frac{1}{1 + 4 \cdot \exp \left[ -0,065 \cdot \left( \frac{1,2}{0,610} \right) \right]} = 0,22$$

La force portante de la canalisation contre la déformation élastique est déterminée de la manière suivante :

$$P_{cap} \approx 3 \times \left[ \frac{1}{3} \sqrt{32 \times 1 \times 0,22 \times 6,9 \times 10^6 \times \frac{2842}{0,610^3}} - 16\,464 \right] \approx 730\,500 \text{ N} \rightarrow 74\,500 \text{ kg}$$

Elle est d'environ 74 tonnes.

La charge de 36 tonnes dans le cas de la déformation plastique est limitative.

## 6.2 Exemple 2

*Prenons une canalisation de 323 mm de diamètre et de 9,5 mm d'épaisseur de paroi qui est enfouie à une profondeur de couverture de 0,9 m. Posons que le revêtement est intact à 95 % et que le grade de l'acier est de 360 MPa. Le sol est fin, tassé à 100 % et d'une densité de 1 600 kg/m<sup>3</sup>. Il est très mal drainé. Il serait bon d'établir la contrainte de flexion qui s'exerce sur la paroi de la conduite quand un camion de 20 tonnes se déplace sur l'emprise.*



La canalisation est revêtue à 95 %, il n'y a donc que 5 % de sa surface qui s'expose à la corrosion. Pour simplifier, posons que l'aire de décollement est corrodée de part en part et que la conduite prend peu à peu l'aspect d'un gryère. Dans nos calculs, nous nous reporterons à une épaisseur nominale de paroi de 9,5 mm et apporterons ensuite une correction en fonction de l'aire de décollement.

Nous poserons une valeur de base pour la charge du sol (nous ne tenons compte ni du niveau hydrostatique ni d'une mise en place par fonçage horizontal). Nous calculons cette charge par l'équation 6 :

$$P_{soil} = \gamma_s \cdot C = 1600 \times 9,8 \times 0,9 = 14\,112 \text{ Pa}$$

Nous évaluons la contrainte de flexion dans la paroi à partir de la déviation qui se calcule par l'équation d'Iowa modifiée (équation) :

$$\frac{\Delta y}{D} = \frac{L \cdot K \cdot (P_{soil} + P_{pipe}) \cdot R^3}{(EI)_{eq} + 0,061 \cdot E' \cdot R^3}$$

Dans ce cas, la surcharge qui s'exerce sur la conduite est due à une circulation de véhicules. Au tableau 10, nous relevons une valeur de 29 kPa comme charge effective appropriée pour le poids d'un camion et avec une valeur de 0,9 m de profondeur de couverture.

La rigidité équivalente de la paroi est donnée par :

$$(EI)_{eq} = E \times t^3 / 12 = 205 \times 10^9 \times (9,5 \times 10^{-3})^3 / 12 = 14\,646 \text{ Pa} \cdot \text{m}^3$$

Au tableau 12, nous relevons 10,4 MPa comme coefficient approprié de réaction du sol.

La déviation verticale de la canalisation est déterminée de la manière suivante :

$$\frac{\Delta y}{D} = \frac{1,5 \times 0,10 \times (14\,112 + 29\,000) \times 0,162314\,646}{+0,061 \times 10,4 \times 10^6 \times 0,162^3} \approx 0,0016$$

La contrainte de flexion est donné par l'équation :

$$\sigma_{bend} = 4 \cdot E \cdot \left(\frac{\Delta y}{D}\right) \cdot \left(\frac{t}{D}\right) = 4 \times 205 \times 10^9 \times 0,0016 \times \left(\frac{9,5}{323}\right) \approx 38 \text{ MPa}$$

Dans ce calcul, nous supposons que la paroi n'a pas perdu de son épaisseur et qu'il n'y a pas de corrosion. Nous devons calculer la contrainte de flexion à l'échelle pour tenir compte de l'aire transversale perdue de la conduite à cause des perforations corrosives dans les zones de décollement du revêtement. Pour un revêtement intact à 95 % et une aire de décollement de 5 %, l'effort effectif de flexion dans la paroi est égal à (38 MPa / 95 % revêtement intact = ) 40 MPa.



## 7.0 MODÉLISATION DE LA DÉFORMATION DU SOL

Les modèles qui précèdent ont été élaborés en vue d'établir les durées et les conditions de charge nécessaires à une déformation des pipelines. Le résultat à prévoir d'une telle déformation est l'affaissement du sol, car le sol fait irruption dans le vide d'une conduite ainsi écrasée et, localement, le niveau du sol s'abaisse. Il serait intéressant pour notre étude d'estimer la profondeur d'affaissement du sol en cas de rupture d'un pipeline.

Considérons la géométrie de pipeline et de sol que schématise la figure 32. La canalisation est d'un diamètre « D » et d'une profondeur de couverture « C ». La déformation du sol s'opère normalement dans des plans à 45 degrés, puisque les efforts en cisaillement sont les plus intenses le long de ces plans. Le terrain glisse alors dans ces directions. Projetées du centre du pipeline à la surface du sol, les lignes à 45 degrés définissent un prisme de sol exposé à l'affaissement quand la canalisation entre en déformation. Il est possible de déterminer géométriquement l'aire de ce prisme à la surface du sol.

Supposons qu'une canalisation s'écrase et que le sol envahit la conduite vide. Pour simplifier les calculs, posons que le sol s'écoule efficacement et remplit la cavité. C'est là une hypothèse prudente. On peut calculer le volume de sol qui remplit le pipeline et, par là, estimer la profondeur d'affaissement à la surface. La figure 33 schématise la géométrie de pipeline et de sol après écrasement de la conduite. Le prisme de sol s'enfonce à une profondeur « S » et cette profondeur peut se calculer géométriquement.

L'aire du pipeline que remplit le sol est déterminée de la manière suivante :

équation 19 : 
$$A_{pipe} = \frac{\pi}{4} \cdot D^2$$

L'aire du sol qui s'affaisse au-dessus de la canalisation est donnée par :

équation 20 : 
$$A_{soil} = (2 \cdot C + D) \cdot S - S^2$$

Il convient de noter qu'on se sert ici d'une aire de pipeline et d'un prisme de sol, mais que la géométrie réelle est celle d'un volume par unité de longueur. Supposons que ces deux valeurs de volume sont égales :

équation 21 : 
$$S^2 - (2 \cdot C + D) \cdot S + \frac{\pi}{4} \cdot D^2 = 0$$

On peut résoudre cette équation par la formule quadratique pour obtenir :

équation 22 : 
$$S = \frac{(2 \cdot C + D) - \sqrt{(2 \cdot C + D)^2 - \pi \cdot D^2}}{2}$$



Toutefois, une simplification de la géométrie livre une estimation plus commode de la solution :

équation 23 :

$$S \approx \frac{\pi}{4} \cdot \frac{D^2}{(2 \cdot C + D)}$$

Cette solution simplifiée est légèrement « non prudente » (~10 %) pour la plupart des géométries de canalisation et de sol. Elle est recommandée pour des conditions « types » du pipeline. La solution est moins prudente pour des canalisations de plus grande taille (> 1 m) et de moins de profondeur de couverture (< 1 m). La solution fournie par l'équation 22 est alors à recommander. Notons aussi que l'hypothèse d'un écoulement libre du sol qui vient remplir la cavité de la canalisation est prudente en soi.

Prenons le cas de la rupture d'un pipeline de 610 mm de diamètre (0,610 m) enfoui à une profondeur de couverture de 1,2 m. On estime la profondeur d'affaissement « S » de la manière suivante :

$$S \approx \frac{\pi}{4} \cdot \frac{0,610^2}{(2 \times 1,2 + 0,610)} = 0,097 \text{ m} = 9,7 \text{ cm}$$

C'est là un scénario caractéristique.

La figure 34 est un graphique simple de prévision de la profondeur d'affaissement en fonction de l'épaisseur de la couverture et du diamètre de la canalisation. Les données sont fondées sur l'équation 22. Pour les deux exemples qui précèdent à la section 6.0, le modèle de déformation du sol prévoit des profondeurs d'affaissement d'environ 10 cm pour le scénario « moyen » et de 40 cm pour le scénario « extrême ».



## 8.0 FUTURS TRAVAUX

Les modèles présentés de notre étude doivent encore être développés et affinés. Plusieurs possibilités sont envisageables pour la poursuite de ce travail. On pourrait procéder à des études sur le terrain ou en laboratoire ou à des analyses plus poussées pour en venir à des modèles d'une plus grande précision.

Si on déterrait et examinait des pipelines déjà mis en cessation d'exploitation, on obtiendrait de précieuses indications à prendre en considération aux fins des hypothèses formulées au cours de notre étude. L'observation peut venir confirmer les hypothèses formulées ou nous guider quant à la façon de modifier les modèles en place pour en accroître la puissance prévisionnelle.

On peut également songer à des expériences de laboratoire. Des bancs d'essai de sols avec petites canalisations enfouies (tuyautage) ou en simulation de vides pourraient mieux nous faire comprendre la mécanique des sols en situation de déformation des pipelines et des sols. D'autres essais pourraient être menés pour évaluer les vitesses de corrosion sur les canalisations dont le revêtement est détaché ainsi que les vitesses de dégradation des revêtements dans les sols. Les expériences en laboratoire ont pour avantage de permettre des essais accélérés si on les compare aux études de terrain qui livreront de l'information à menues doses sur des centaines d'années.

De nouvelles analyses (modélisation statistique avancée, modélisation par éléments finis, etc.) pourraient nous donner des prévisions en complément de celles des modèles actuels. Idéalement, le renouvellement des études et le perfectionnement des modèles sont complémentaires, démontrant une homogénéité de résultats qui est de nature à accroître la confiance dans les modèles en place.



## 9.0 RÉSUMÉ

Nous avons dressé une revue de littérature afin de recenser les études de corrosion et d'intégrité structurale offrant de l'intérêt pour l'élaboration de modèles prévisionnels de la dégradation et de la déformation des pipelines en cessation d'exploitation. D'autres chercheurs ont réalisé un certain nombre d'études sectorielles d'un intérêt pour notre programme. Nous avons passé en revue les données produites et les modèles élaborés dans le cadre de ces études.

Nous nous sommes reportés aux données du NBS sur les sols pour créer un modèle de vitesse de corrosion que nous jugeons convenir à un programme après cessation d'exploitation. Le modèle propose un traitement simple par loi de vitesse parabolique et permet des estimations acceptables de borne supérieure aux fins des calculs de taux de corrosion. On peut aisément le modifier pour tenir compte de vitesses moyennes ou inférieures de corrosion. Nous examinons ici le cadre méthodologique de cette modélisation. Par des exemples et des graphiques, nous démontrons l'utilité et la sensibilité de notre modèle.

Nous combinons ensuite les équations établies d'intégrité structurale et de mécanique des sols, qui viennent surtout d'ingénieurs civils et d'universitaires, pour proposer un modèle structural pouvant convenir à notre programme après cessation d'exploitation. Le modèle fait appel à l'hypothèse selon laquelle la charge du sol et la surcharge qui agissent sur une canalisation causeront à leur valeur critique une déformation plastique ou élastique de celle-ci. La charge critique causant cette déformation est considérée comme la force portante du pipeline. Il est possible de modifier le modèle pour tenir compte de l'état sec ou humide du sol, d'une mise en place de la canalisation par fonçage horizontal et d'une circulation de personnes ou de véhicules. Encore là, il est question du cadre méthodologique de cette modélisation. Des exemples et des graphiques simples servent à démontrer l'applicabilité et la sensibilité du modèle.

Comme le font voir les résultats analytiques de cette étude, le temps à prévoir avant déformation sera fonction d'un certain nombre de variables, dont (i) le diamètre, l'épaisseur de la paroi et la limite d'élasticité de la canalisation, (ii) la nature et les propriétés du sol et (iii) l'épaisseur de la couverture. Ainsi, les prévisions analytiques doivent se faire au cas par cas à l'aide des données utiles sur le pipeline et le sol.

D'après notre analyse, un pipeline de diamètre moyen se situant à une profondeur normale dans un sol stable supportera le poids d'un camion particulier pendant 9 000 ans environ avant d'entrer en déformation. En revanche, on peut compter une centaine d'années pour que, sous le poids d'un camion, un pipeline de grand diamètre s'écrase à très peu de profondeur dans des conditions du sol extrêmement médiocres.

Il convient de noter que, dans les exemples qui précèdent, nous supposons que le pipeline est sans revêtement et que la surface d'acier nue n'a rien pour la protéger de la corrosion. En





général, c'est là une hypothèse foncièrement prudente, car il n'y a aucun revêtement qui puisse retarder la dégradation de l'acier de la canalisation. Si un revêtement était présent comme c'est normalement le cas, le modèle prévoirait une force portante supérieure et/ou une plus longue période avant déformation. Dans certains cas, la corrosion se développe plus rapidement dans les zones de décollement du revêtement que sur une canalisation qui ne comporte aucun revêtement.

On peut combiner pratiquement les modèles de vitesse de corrosion et d'intégrité structurale pour juger de la force portante d'un pipeline en fonction du temps. Nous indiquons par des instructions et des exemples comment utiliser les modèles. Ajoutons que nous avons pris en compte tant les canalisations d'acier sans revêtement que les pipelines à revêtement partiellement décollé.

Nous avons adopté un simple modèle géométrique pour estimer la profondeur d'affaissement du sol en cas de déformation du pipeline. La profondeur à prévoir sera hautement variable, puisqu'elle dépendra du diamètre, du niveau d'enfouissement et de la nature du sol, mais on peut généralement prévoir que l'affaissement du sol sera de moins de 10 cm. À l'autre extrême, la profondeur à prévoir pourrait être de jusqu'à 40 cm dans le cas d'un pipeline de grand diamètre enfoui à peu de profondeur dans un sol où les conditions sont médiocres. L'aire de perturbation pourrait être bien supérieure au diamètre de la canalisation à cause du comportement du sol au-dessus de celle-ci.

Les modèles élaborés dans la présente étude devront être développés et affinés.



## 10.0 BIBLIOGRAPHIE

1. « Cessation d'exploitation des pipelines : Document de travail sur les questions d'ordre technique et environnemental », Comité directeur sur la cessation d'exploitation des pipelines, novembre 1996.
2. « Pipeline Abandonment Assumptions: Technical and Environmental Considerations for Development of Pipeline Abandonment Strategies », Groupe de travail sur la valeur de récupération négative de l'Association canadienne des pipelines d'énergie, avril 2007.
3. « Pipeline Abandonment Assumptions – Technical and Environmental Considerations for Development of Pipeline Abandonment Strategies », Association canadienne des pipelines d'énergie, avril 2007.
4. « Initiative de consultation relative aux questions foncières – Volets 1, 2 et 4 – Rapport définitif », Office national de l'énergie, mai 2009.
5. DNV, « Étude de délimitation de l'étendue pour la cessation d'exploitation de pipeline », rapport n° EP028844, novembre 2010.
6. « Uhlig's Corrosion Handbook, Second Edition », dir. R. Winston Revie, John Wiley & Sons Inc., 2000.
7. R.L. Starkey et K.M. Wight, « Anaerobic Corrosion of Iron in Soil », monographie de l'American Gas Association, New York, 1945.
8. R. A. King, « A review of soil corrosiveness with particular reference to reinforced earths », rapport supplémentaire 316, TRRL, Crowthorne, 1977.
9. « Handbook for Steel Drainage and Highway Construction Products, Fifth Edition », American Iron and Steel Institute, 1994.
10. R. D. Webster, « Pipeline Corrosion Evaluation », Topical Report, Corrpro Canada Inc., 1995.
11. Albert Molinas et Amanullah Mommandi, « Development of New Corrosion / Abrasion guidelines for Selection of Culvert Pipe Materials », rapport n° CDOT-2009-11, rapport définitif, Département des Transports de l'État du Colorado, novembre 2009.
12. California Test 417, « Method of Testing Soils and Waters for Sulfate Content », État de Californie, Business, Transportation and Housing Agency, département des Transports, mars 2013.



13. California Test 422, « Method of Testing Soils and Waters for Chloride Content », État de Californie, Business, Transportation and Housing Agency, département des Transports, mars 2013.
14. California Test 643, « Method for Estimating the Service Life of Steel Culverts, » État de Californie, Business, Transportation and Housing Agency, département des Transports, novembre 1999.
15. California Test 643, « Method for Determining Field and Laboratory Resistivity and pH Measurements for Soil and Water », État de Californie, Business, Transportation and Housing Agency, département des Transports, juin 2007.
16. « Corrosion Guidelines Version 2.0 », département des Transports de l'État de Californie, novembre 2012.
17. Underground Corrosion, Melvin Romanoff, NACE International, document diffusé à l'origine par le National Bureau of Standards, avril 1957.
18. « Analysis of Pipeline Steel Corrosion Data from NBS (NIST) Studies Conducted between 1922-1940 and Relevance to Pipeline Management », Richard E. Ricker, NISTIR 7415, NIST, mai 2007.
19. Y. Katano, K. Miyata, H. Shimizu et T. Isogai, « Predictive Model for Pit Growth on Underground Pipelines », Corrosion Science Section, Corrosion, vol. 59, n° 2, NACE International, février 2003.
20. James N. Mihell, David Coleman et Ryan Sporns, « Quantitative Evaluation of Indirect Inspection Reliability and Pipeline Reliability Based Statistical Methods », IPC2004-0057.
21. Andrew Francis, Marcus McCallum, Menno T. Van Os et Piet van Mastrigt, « A New Probabilistic Methodology for Undertaking External Corrosion Direct Assessment », IPC2006-10092.
22. Fraser King, Russell Given, Robert G. Worthingham et Greg van Boven, « Effect of Transitions in the Water Table and Soil Moisture Content on the Cathodic Protection of Buried Pipelines », IPC2006-10171.
23. L. Alfonso, F. Caleyó, J. M. Hallen, J. H. Espina-Hernandez et J. J. Escamilla-Davish, « Application of Extreme Value Statistics to the Prediction of Maximum Pit Depth in Non-Piggable Buried Pipelines », IPC2008-64351.



24. F. Caleyó, J. C. Velasquez, J. M. Hallen, J. E. Araujo et E. Perez-Baruch, « On the Probabilistic Distribution of External Pitting Corrosion in Buried Pipelines », IPC 2008-64402.
25. R. E. Melchers, « Statistical Characterization of Pitting Corrosion – Part 2 : Probabilistic Modelling for Maximum Pit Depth », Corrosion Science Section, Corrosion, vol. 61, n° 8, NACE International, août 2005.
26. J. Boussinesq, « Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques », Gauthier-Villars, Paris, 1885.
27. Highway Research Board, « The AASHTO Road Test Report 5 – Pavement Research », HRB Special Report 61E, Washington, D.C., 1962.
28. G. A. Leonards et Robert Edward Stetkar, « Performance of Buried Flexible Conduits : Interim Report », Joint Transportation Research Program, Joint Highway Project KHRP-78-24, département des Transports de l'État de l'Indiana et Université Purdue, 1978.
29. J. D. Hartley et J.M. Duncan, « E' and its Variation with Depth », ASCE Journal of Transportation Engineering, vol. 113, n° 5, septembre 1987.
30. « Steel Pipe – A Guide for Design and Installation », American Water Work Association, manuel M11, 3<sup>e</sup> édition, 1989.
31. Ian D. Moore, Ernest T. Selig et Atef Haggag, « Elastic Buckling Strength of Buried Flexible Culverts », Transportation Safety Research Record 1191, 1988.
32. P. Moser, « Buried Pipe Design », McGraw Hill, 1990.
33. « The Civil Engineering Handbook », dir. W. F. Chen, CRC Press, 1995.
34. R. Saunders, « Preliminary Geotechnical Assessment of Pipeline Subsidence Phenomena », Topical Report, Geo-Engineering Ltd, 1995.
35. C. Basavaraju et William Saifung Sun, « Piping Handbook, Chapter B4 Stress Analysis of Piping Systems », dir. Mohinder Nayyer, McGraw Hill, 1999.
36. American Lifelines Alliance, « Guidelines for the Design of Buried Steel Pipe », American Society of Civil Engineers, juillet 2001.
37. « Concrete Pipe Design Manual, Chapter 4 Loads and Supporting Strengths », American Concrete Pipe Association, 2001.



- 
38. « Risk Informed Assessment of Degraded Buried Piping Systems in Nuclear Power Plants », NUREG/CR-6876, BNL-NUREG-7400-2005, Brookhaven National Laboratory, U.S. Nuclear Regulatory Commission, juin 2005.
  39. « Emerging Concepts for the Design of Pipeline Renewal Systems », Pipeline Infrastructure (PINS) Task Committee Report, American Society of Civil Engineers, juin 2007.
  40. David J. Warman, James D. Hart et Robert B. Francini, « Final Report: Development of a Pipeline Surface Loading Screening Process & Assessment of Surface Load Dispersing Methods », Association canadienne des pipelines d'énergie (CEPA), rapport définitif n° 05-44R1, 16 octobre 2009.
  41. J.D. Palmer, Materials Performance 13(1), 41-46.
  42. ASME B36.10M-2004, « Welded and Seamless Wrought Steel Pipe », American Society of Mechanical Engineers, 2004.
  43. CSA Z245.1-07, « Tuyaux en acier », Association canadienne de normalisation, 2007.
  44. CSA Z662-07, « Réseaux de canalisations de pétrole et de gaz », Association canadienne de normalisation, 2007.
  45. Fitness-for-Service, API 579-1 / ASME FFS-1, 5 juin 2007.
  46. James F. Shackelford, « Introduction to Materials Science for Engineers, Second Edition », MacMillan Publishing Company, 1988.

Tableau 1. Classification de la corrosivité selon l'aération et le drainage<sup>2</sup>

Type de sol	Description du sol	Aération / drainage	Niveau hydrostatique
I – Corrosivité légère	1. Sables ou loams sableux 2. Loams limoneux légèrement texturés 3. Loams poreux ou argileux généralement oxydés à de grandes profondeurs	Bon	Très bas
II – Corrosivité modérée	1. Loams sableux 2. Loams limoneux 3. Loams argileux	Passable	Bas
III – Corrosivité sévère	1. Loams argileux 2. Argiles	Médiocre	De 2 à 3 pieds sous la surface
IV – Corrosivité exceptionnelle	1. Terre tourbeuse 2. Tourbe 3. Mangrove 4. Argiles et sols inorganiques	Très médiocre	En surface ou imperméabilité extrême

Tableau 2. Classification de la corrosivité selon la résistivité<sup>3</sup>

Fourchette de résistivité ( $\Omega$ cm)	Corrosivité
0 - 1 000	Très sévère
1 001 - 2 000	Sévère
2 001 - 5 000	Modérée
5 001 - 10 000	Légère
10 000+	Très légère

2 Recréation à partir de la référence [11].

3 Référence [41].

Tableau 3. Valeurs caractéristiques de résistivité du sol et de l'eau<sup>4</sup>

Sol		Eau	
Classification	Résistivité ( $\Omega$ cm)	Source	( $\Omega$ cm)
Argile	750 – 2 000	Eau de mer	25
Loam	3 000 - 10 000	Eau saumâtre	2 000
Gravier	10 000 - 30 000	Eau potable	4 000+
Sable	30 000 - 50 000	Eau superficielle	5 000+
Roche	50 000+	Eau distillée	(valeur infinie)

Tableau 4. Classification de corrosivité des sols selon le potentiel d'oxydoréduction<sup>5</sup>

Potentiel d'oxydoréduction (mV EHN)	Degré de corrosion
< 100	Sévère
100 – 200	Modérée
200 – 400	Légère
> 400	Nulle

<sup>4</sup> Référence [9].<sup>5</sup> Référence [7].

Tableau 5. Quarante-sept types de sol utilisés dans la modélisation de la corrosion [17]

Lieu	Nom du sol	Localisation	Type	Drainage
1	Loam limoneux d'Allis	OH	loam limoneux	Médiocre
2	Argile de Bell	TX	argile	Médiocre
3	Loam argileux de Cecil	GA	loam argileux	Bon
4	Loam de Chester	PA	loam	Passable
5	Terre argileuse de briques de Dublin	CA	argile	Médiocre
6	Loam sableux-graveleux d'Everette	WA	loam sableux	Bon
7	Loam limoneux de Maddox	OH	loam limoneux	Passable
8	Loam argileux de Fargo	ND	loam argileux	Médiocre
9	Loam limoneux de Genessee	OH	loam limoneux	Médiocre
10	Loam sableux de Gloucester	MA	loam sableux	Passable
11	Loam de Hagerstown	MD	loam	Bon
12	Loam sableux fin de Hanford	CA	loam sableux	Passable
13	Loam sableux très fin de Hanford	CA	loam sableux	Passable
14	Loam limoneux de Hempsted	MN	loam limoneux	Passable
15	Argile noire de Houston	TX	argile	Médiocre
16	Loam sableux fin de Kalmia	AL	loam sableux	Passable
17	Loam de Keyport	VA	loam	Médiocre
18	Loam limoneux de Knox	NE	loam limoneux	Bon
19	Loam limoneux de Lindley	IA	loam limoneux	Bon
20	Loam limoneux de Mahoning	OH	loam limoneux	Médiocre
21	Loam limoneux de Marshall	MO	loam limoneux	Passable
22	Loam limoneux de Memphis	TN	loam limoneux	Bon
23	Loam limoneux de Merced	CA	loam limoneux	Passable
24	Loam sableux-graveleux de Merrimac	MA	loam sableux	Bon
25	Loam argileux de Miami	WI	loam argileux	Passable



Lieu	Nom du sol	Localisation	Type	Drainage
26	Loam limoneux de Miami	OH	loam limoneux	Bon
27	Argile de Miller	LA	argile	Médiocre
28	Terre argileuse à briques de Montezuma	CA	argile	Médiocre
29	Terre tourbeuse	LA	terre tourbeuse	Très médiocre
30	Loam limoneux de Muscatine	IA	loam limoneux	Médiocre
31	Sable fin de Norfolk	FL	loam sableux	Bon
32	Loam d'Ontario	NY	loam	Bon
33	Tourbe	WI	tourbe	Très médiocre
34	Loam limoneux de Penn	PA	loam limoneux	Passable
35	Loam de Romona	CA	loam	Bon
36	Loam sableux de Ruston	MS	loam sableux	Bon
37	Sable fin de St. John's	FL	sable	Médiocre
38	Loam sableux-graveleux de Sassafras	NJ	loam sableux	Bon
39	Loam limoneux de Sassafras	DE	loam limoneux	Passable
40	Argile de Sharkey	LA	argile	Médiocre
41	Loam limoneux de Summit	MO	loam limoneux	Passable
42	Argile de Susquehanna	MS	argile	Médiocre
43	Mangrove	NJ	terre marécageuse	Très médiocre
44	Loam limoneux de Wabash	NE	loam limoneux	Bon
45	Sol alcalin indéterminé	WY	sol	Médiocre
46	Loam sableux indéterminé	CO	loam sableux	Bon
47	Loam limoneux indéterminé	UT	loam limoneux	Médiocre

Tableau 6. Propriétés des quarante-sept types de sol servant de base à la modélisation de la corrosion [17]

Lieu	pH	Résistivité <sup>6</sup> ( $\Omega$ -m)	Acidité totale (mol/kg)	Na+K comme [Na+] (mol/kg)	[Ca <sup>++</sup> ] (mol/kg)	[Mg <sup>++</sup> ] (mol/kg)	[CO <sub>3</sub> <sup>-</sup> ] (mol/kg)	[HCO <sub>3</sub> ] (mol/kg)	[Cl <sup>-</sup> ] (mol/kg)	[SO <sub>4</sub> <sup>-</sup> ] (mol/kg)
1	7,0	12,2	0,110	0,007	0,003	0,004	0,000	0,001	0,001	0,008
2	7,3	6,8	0,035	0,003	0,011	0,001	0,000	0,012	0,000	0,002
3	5,2	300	0,120							
4	5,6	66,7	0,076							
5	7,0	13,5	0,065	0,009	0,005		0,000	0,007	0,000	0,003
6	5,9	451	0,130							0,000
7	4,4	21,2	0,300							0,000
8	7,6	3,5		0,014	0,017	0,026	0,000	0,007	0,000	0,044
9	6,8	28,2	0,072							
10	6,6	74,6	0,036							
11	5,3	110	0,110						0,000	0,000
12	7,1	31,9	0,025	0,004	0,005	0,002	0,000	0,004	0,000	0,001
13	9,5	2,9		0,062	0,001	0,001	0,000	0,011	0,016	0,038
14	6,2	35,2	0,056							
15	7,5	4,9	0,050	0,022	0,009	0,002	0,000	0,020	0,001	0,007
16	4,4	82,9	0,120							
17	4,5	59,8	0,190							
18	7,3	14,1	0,014	0,003	0,006	0,002	0,000	0,009	0,000	0,003
19	4,6	19,7	0,110	0,004	0,003	0,004	0,000	0,002	0,000	0,005

6 À noter que la résistivité est caractérisée en unités ( $\Omega$ -m), alors que, dans les tableaux antérieurs du rapport, elle est exprimée en unités ( $\Omega$ -cm).

Lieu	pH	Résistivité <sup>6</sup> (Ω-m)	Acidité totale (mol/kg)	Na+K comme [Na+] (mol/kg)	[Ca <sup>++</sup> ] (mol/kg)	[Mg <sup>++</sup> ] (mol/kg)	[CO <sub>3</sub> <sup>-</sup> ] (mol/kg)	[HCO <sub>3</sub> ] (mol/kg)	[Cl <sup>-</sup> ] (mol/kg)	[SO <sub>4</sub> <sup>-</sup> ] (mol/kg)
20	7,5	28,7	0,015	0,003	0,005	0,002	0,000	0,005	0,000	0,002
21	6,2	23,7	0,095							
22	4,9	51,5	0,097							
23	9,4	2,8		0,084	0,004	0,002	0,000	0,019	0,011	0,056
24	4,5	114	0,130							
25	7,2	17,8	0,047	0,002	0,007	0,004	0,000	0,010	0,000	0,001
26	7,3	29,8	0,026	0,003	0,005	0,003	0,000	0,007	0,000	0,001
27	6,6	5,7	0,037	0,005	0,019	0,011	0,000	0,020	0,001	0,015
28	6,8	4,1		0,015	0,001	0,002	0,000	0,001	0,010	0,009
29	4,2	12,7	0,280	0,022	0,019	0,016	0,000	0,000	0,017	0,023
30	7,0	13	0,026	0,003	0,007	0,004	0,000	0,007	0,001	0,002
31	4,7	205	0,018							
32	7,3	57	0,005	0,002	0,007	0,001	0,000	0,007	0,000	0,004
33	6,8	8	0,360	0,015	0,073	0,041	0,000		0,023	0,021
34	6,7	49	0,070							
35	7,3	20,6	0,057	0,007	0,007	0,005	0,000	0,011	0,001	0,004
36	4,5	112	0,046							
37	3,8	112	0,150							
38	4,5	386	0,017							
39	5,6	74,4	0,066							
40	6,0	9,7	0,094	0,006	0,006	0,004	0,000	0,009	0,001	0,003

Lieu	pH	Résistivité <sup>6</sup> ( $\Omega$ -m)	Acidité totale (mol/kg)	Na+K comme [Na+] (mol/kg)	[Ca <sup>++</sup> ] (mol/kg)	[Mg <sup>++</sup> ] (mol/kg)	[CO <sub>3</sub> <sup>=</sup> ] (mol/kg)	[HCO <sub>3</sub> <sup>-</sup> ] (mol/kg)	[Cl <sup>-</sup> ] (mol/kg)	[SO <sub>4</sub> <sup>=</sup> ] (mol/kg)
41	5,5	13,2	0,110	0,003	0,005	0,004	0,000	0,008	0,000	0,005
42	4,7	137	0,280							
43	3,1	0,6	0,370	0,450	0,052	0,095	0,000	0,000	0,430	0,370
44	5,8	10	0,088	0,011	0,011	0,007	0,000	0,020	0,008	0,004
45	7,4	2,6		0,082	0,037	0,007	0,000	0,002	0,002	0,120
46	7,0	15								
47	7,6	17,7	0,030	0,007	0,007	0,004	0,000	0,009	0,001	0,005

Tableau 7. Données d'ajustement de courbe à la borne supérieure pour les données du NBS sur les sols

Type de sol (drainage)	Coefficient des données de perte de masse ( $k_m$ ) (mm/ $\sqrt{an}$ )	Coefficient des données de pénétration ( $k_p$ ) (mm/ $\sqrt{an}$ )	Exposants de l'ensemble des données (n)	Rapport de pénétration
Bon	0,05	0,75	0,5	15
Passable	0,10	1,0	0,5	10
Médiocre	0,15	1,0	0,5	6,7
Très médiocre	0,20	1,0	0,5	5
Ensemble des données	0,25	1,0	0,5	4

Tableau 8. Facteurs de majoration à appliquer à la surcharge<sup>7</sup>

Conditions de surface de l'installation					
Hauteur de la couverture (pi)	Hauteur de la couverture (m)	Voies de circulation et aires de trafic, de stationnement et de point fixe			
		Autoroutes	Voies ferrées	Pistes d'aviation	
0 – 1	0 – 0,3	1,50	1,75	1,00	1,50
1 – 2	0,3 – 0,6	1,35	1,50	1,00	1,35
2 – 3	0,6 – 0,9	1,15	1,50	1,00	1,35
Plus de 3	Plus de 0,9	1,00	1,35	1,00	1,15

<sup>7</sup> Tableau recréé à partir de la référence [36], tableau 4.1-2, et deuxième colonne ajoutée.



Tableau 9. Surcharges transmises aux pipelines (lb/po<sup>2</sup>)<sup>8</sup>

<b>SURCHARGES TRANSMISES AUX PIPELINES (lb/po<sup>2</sup>)</b>			
<b>Hauteur de la couverture (pi)</b>	<b>Autoroute H20<sup>9</sup></b>	<b>Voie ferrée E80<sup>10</sup></b>	<b>Aéroport<sup>11</sup></b>
1	12,5	–	–
2	5,56	26,39	13,14
3	4,17	23,61	12,28
4	2,78	18,4	11,27
5	1,74	16,67	10,09
6	1,39	15,63	8,79
7	1,22	12,15	7,85
8	0,69	11,11	6,93
10	–	7,64	6,09
12	–	5,56	4,76
14	–	4,17	3,06
16	–	3,47	2,29
18	–	2,78	1,91
20	–	2,08	1,53
22	–	1,91	1,14
24	–	1,74	1,05
26	–	1,39	–
28	–	1,04	–
30	–	0,69	–
35	–	–	–
40	–	–	–

<sup>8</sup> Tableau recréé à partir de la référence [36], tableau 4.1-1.

<sup>9</sup> Simulation d'une charge de circulation routière, camion de 20 tonnes, majoration.

<sup>10</sup> Simulation d'une charge de circulation ferroviaire, 80 000 lb/pi, majoration.

<sup>11</sup> Simulation d'un véhicule à double engrenage en tandem de 180 000 lb, écartement de 26 po entre pneus, entraxe de 66 po entre pneus avant et arrière, revêtement du sol rigide de 12 po d'épais, majoration.

Tableau 10. Surcharges transmises aux pipelines (kPa)<sup>12</sup>

SURCHARGES TRANSMISES AUX PIPELINES (kPa)				COLONNES AJOUTÉES	
Hauteur de couverture (m)	Autoroute H20 <sup>13</sup>	Voie ferrée E80 <sup>14</sup>	Aéroport <sup>15</sup>	Camion particulier <sup>16</sup>	Personne <sup>17</sup>
0,3	86	–	–	21,6	5,0
0,6	38	182	91	9,6	1,3
0,9	29	163	85	7,2	0,6
1,2	19	127	78	4,8	0,3
1,5	12	115	70	3,0	0,2
1,8	10	108	61	2,4	0,1
2,1	8	84	54	2,1	0,1
2,4	5	77	48	1,2	0,1
3,0	–	53	42	–	–
3,7	–	38	33	–	–
4,3	–	29	21	–	–
4,9	–	24	16	–	–
5,5	–	19	13	–	–
6,1	–	14	11	–	–
6,7	–	13	8	–	–
7,3	–	12	7	–	–
7,9	–	10	–	–	–
8,5	–	7	–	–	–
9,1	–	5	–	–	–
10,7	–	–	–	–	–
12,2	–	–	–	–	–

12 Tableau recréé à partir du tableau 9 plus haut, conversion au système métrique, deux colonnes ajoutées à droite.

13 Simulation d'une charge de circulation routière, camion de 20 tonnes, majoration.

14 Simulation d'une charge ferroviaire de 11 tonnes/m, majoration.

15 Simulation d'un véhicule à double engrenage en tandem de 82 tonnes, écartement de 0,66 m entre pneus, entraxe de 1,68 m entre pneus avant et arrière, revêtement rigide de sol de 30 cm d'épais, majoration.

16 Simulation d'une charge de camion particulier de 5 tonnes, majoration.

17 Personne pesant 100 kg, aucune majoration.

Tableau 11. Valeurs nominales de coefficient de réaction du sol (lb/po<sup>2</sup>)<sup>18</sup>

Type de sol	Profondeur de couverture (pi)	Tassement relatif caractéristique (AASHTO)			
		85 %	90 %	95 %	100 %
Sols fins contenant du sable à moins de 25 % (argile maigre, limon, argile maigre-limon)	0-5	500	700	1 000	1 500
	5-10	600	100	1 400	2 000
	10-15	700	1 200	1 600	2 300
	15-20	800	1 300	1 800	2 600
Sols grossiers contenant des particules fines (sable limoneux, sable argileux)	0-5	600	1 000	1 200	1 900
	5-10	900	1 400	1 800	2 700
	10-15	100	1 500	2 100	3 200
	15-20	1 100	1 600	2 400	3 700
Sols grossiers ne contenant guère de particules fines (sable inférieur, sable supérieur, gravier inférieur, gravier supérieur)	0-5	700	1 000	1 600	2 500
	5-10	1 000	1 500	2 200	3 300
	10-15	1 050	1 600	2 400	3 600
	15-20	1 100	1 700	2 500	3 800

18 Tableau recréé à partir des références [40, tableau 2-3, 29].

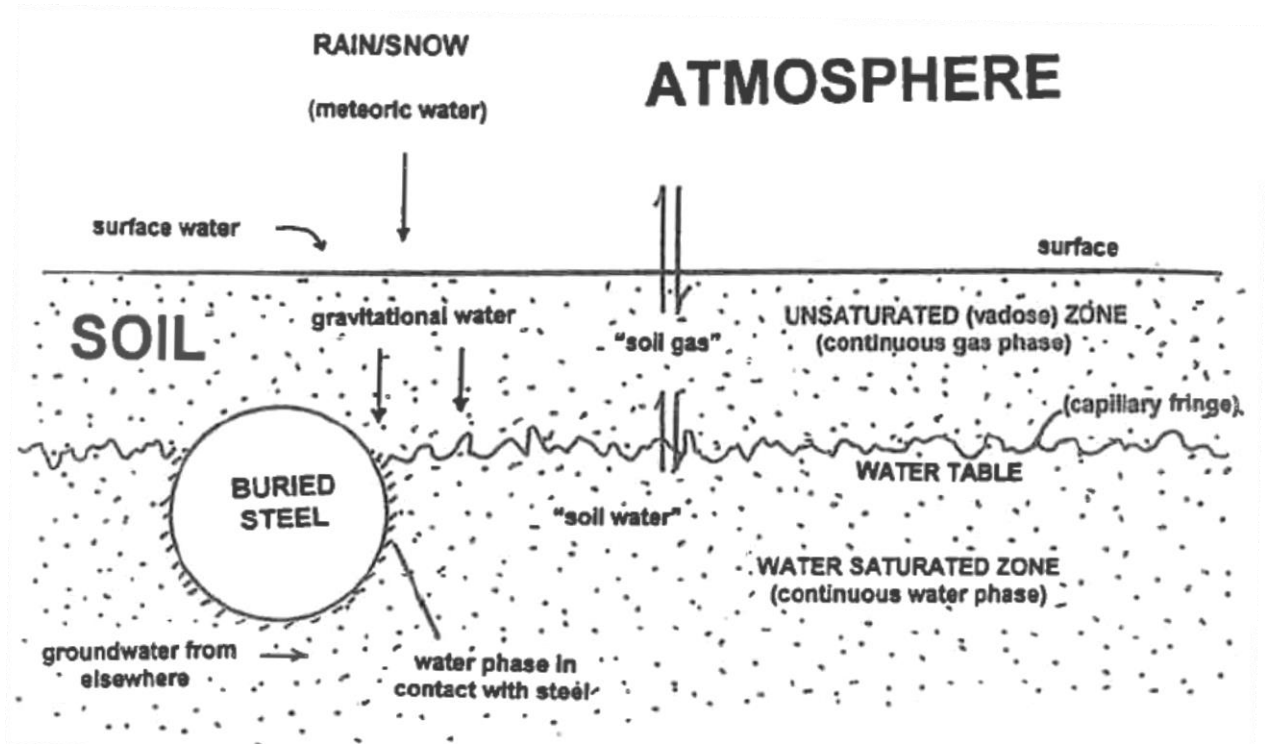




Tableau 12. Valeurs nominales de coefficient de réaction du sol (MPa)<sup>19</sup>

Type de sol	Profondeur de couverture (m)	Tassement relatif caractéristique (AASHTO)			
		85 %	90 %	95 %	100 %
Sols fins contenant du sable à moins de 25 % (argile maigre, limon, argile maigre-limon)	0-1,5	3,5	4,8	6,9	10,4
	1,5-3,0	4,1	0,7	9,7	13,8
	3,0-4,5	4,8	8,3	11,0	15,9
	4,5-6,0	5,5	9,0	12,4	18,0
Sols grossiers contenant des particules fines (sable limoneux, sable argileux)	0-1,5	4,1	6,9	8,3	13,1
	1,5-3,0	6,2	9,7	12,4	18,6
	3,0-4,5	0,7	10,4	14,5	22,1
	4,5-6,0	7,6	11,0	16,6	25,5
Sols grossiers ne contenant guère de particules fines (sable inférieur, sable supérieur, gravier inférieur, gravier supérieur)	0-1,5	4,8	6,9	11,0	17,3
	1,5-3,0	6,9	10,4	15,2	22,8
	3,0-4,5	7,2	11,0	16,6	24,9
	4,5-6,0	7,6	11,7	17,3	26,2

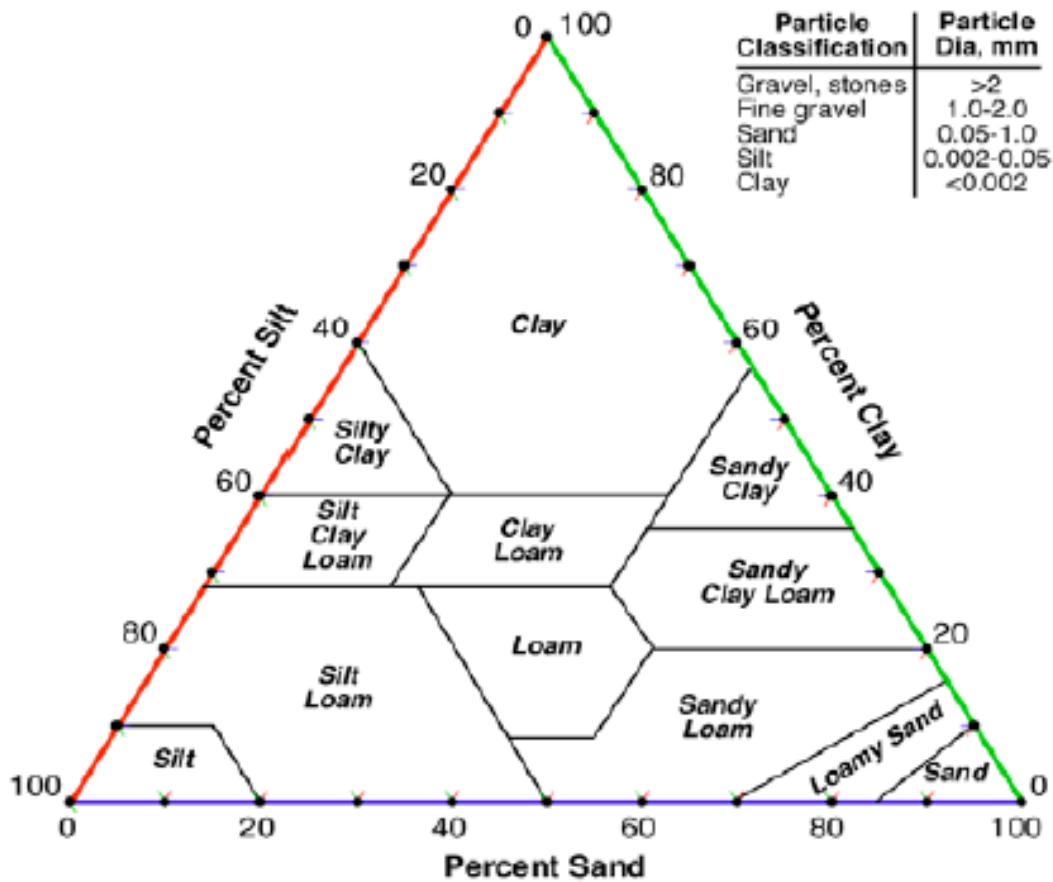
<sup>19</sup> Tableau recréé à partir du tableau 12 plus haut avec conversion au système métrique.



10.1.1.1.1 English	Français
10.1.1.1.2 RAIN/SNOW	10.1.1.1.3 PLUIE/NEIGE
10.1.1.1.4 (meteoric water)	10.1.1.1.5 (eau météorique)
10.1.1.1.6 surface water	10.1.1.1.7 eau superficielle
10.1.1.1.8 ATMOSPHERE	10.1.1.1.9 ATMOSPHERE
10.1.1.1.10 surface	10.1.1.1.11 surface
10.1.1.1.12 SOIL	10.1.1.1.13 SOL
10.1.1.1.14 gravitational water	10.1.1.1.15 eau gravitaire
10.1.1.1.16 "soil gas"	10.1.1.1.17 « gaz du sol »
10.1.1.1.18 UNSATURATED (vadose) ZONE (continuous gas phase)	10.1.1.1.19 ZONE NON SATURÉE (vadose) (phase gazeuse continue)
10.1.1.1.20 BURIED STEEL	10.1.1.1.21 ACIER ENFOUI

10.1.1.1.22 “soil water”	10.1.1.1.23 « eau du sol »
10.1.1.1.24 (capillary fringe)	10.1.1.1.25 (frange capillaire)
10.1.1.1.26 WATER TABLE	10.1.1.1.27 NIVEAU HYDROSTATIQUE
10.1.1.1.28 WATER SATURATED ZONE (continuous water phase)	10.1.1.1.29 ZONE SATURÉE (phase aqueuse continue)
10.1.1.1.30 groundwater from elsewhere	10.1.1.1.31 eau souterraine venant d'ailleurs
10.1.1.1.32 water phase in contact with steel	10.1.1.1.33 phase aqueuse en contact avec l'acier

Figure 1. Schéma d'un pipeline enfoui dans le sol qui illustre l'environnement local [6]

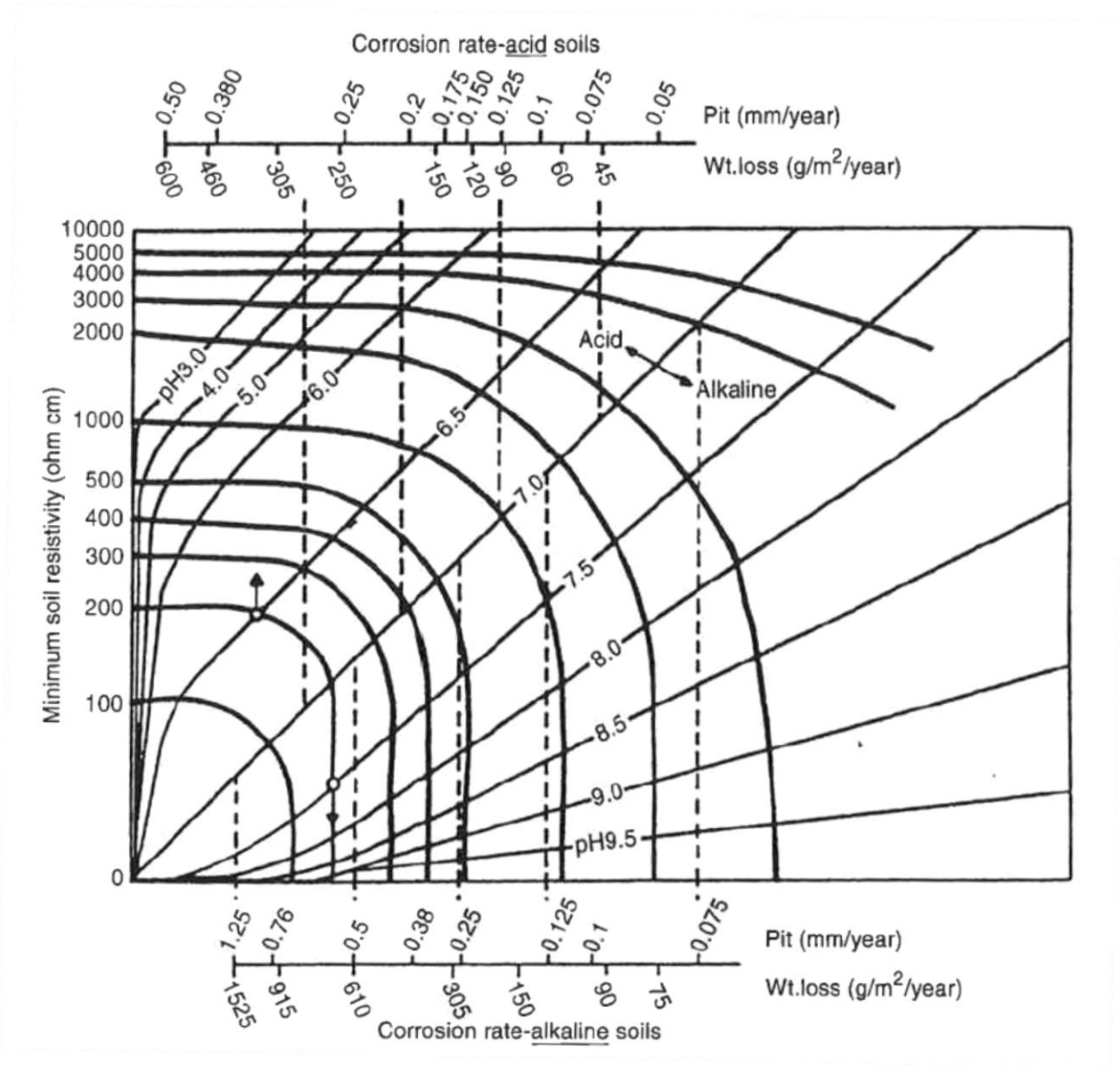




10.1.1.1.33.1 English	Français
10.1.1.1.33.2 Particle Classification	10.1.1.1.33.3 Classification des particules
10.1.1.1.33.4 Particle Dia mm	10.1.1.1.33.5 Diamètre des particules (mm)
10.1.1.1.33.6 Gravel, stones	10.1.1.1.33.7 Gravier, pierre
10.1.1.1.33.8 Fine gravel	10.1.1.1.33.9 Gravier fin
10.1.1.1.33.10 Sand	10.1.1.1.33.11 Sable
10.1.1.1.33.12 Silt	10.1.1.1.33.13 Limon
10.1.1.1.33.14 Clay	10.1.1.1.33.15 Argile
10.1.1.1.33.16 Percent Sift	10.1.1.1.33.17 Pourcentage de limon
10.1.1.1.33.18 Percent Clay	10.1.1.1.33.19 Pourcentage d'argile
10.1.1.1.33.20 Clay	10.1.1.1.33.21 Argile
10.1.1.1.33.22 Silty Clay	10.1.1.1.33.23 Argile limoneux
10.1.1.1.33.24 Sandy Clay	10.1.1.1.33.25 Argile sableux
10.1.1.1.33.26 Silt Clay Loam	10.1.1.1.33.27 Loam d'argile limoneux
10.1.1.1.33.28 Clay Loam	10.1.1.1.33.29 Loam argileux
10.1.1.1.33.30 Sandy Clay Loam	10.1.1.1.33.31 Loam d'argile sableux
10.1.1.1.33.32 Silt Loam	10.1.1.1.33.33 Loam limoneux
10.1.1.1.33.34 Silt	10.1.1.1.33.35 Limon
10.1.1.1.33.36 Loam	10.1.1.1.33.37 Loam
10.1.1.1.33.38 Sandy Loam	10.1.1.1.33.39 Loam sableux
10.1.1.1.33.40 Loamy Sand	10.1.1.1.33.41 Sable loameux
10.1.1.1.33.42 Sand	10.1.1.1.33.43 Sable
10.1.1.1.33.44 Percent Sand	10.1.1.1.33.45 Pourcentage de sable



Figure 2. Diagramme ternaire décrivant les types de sol selon la taille caractéristique des particules [18]

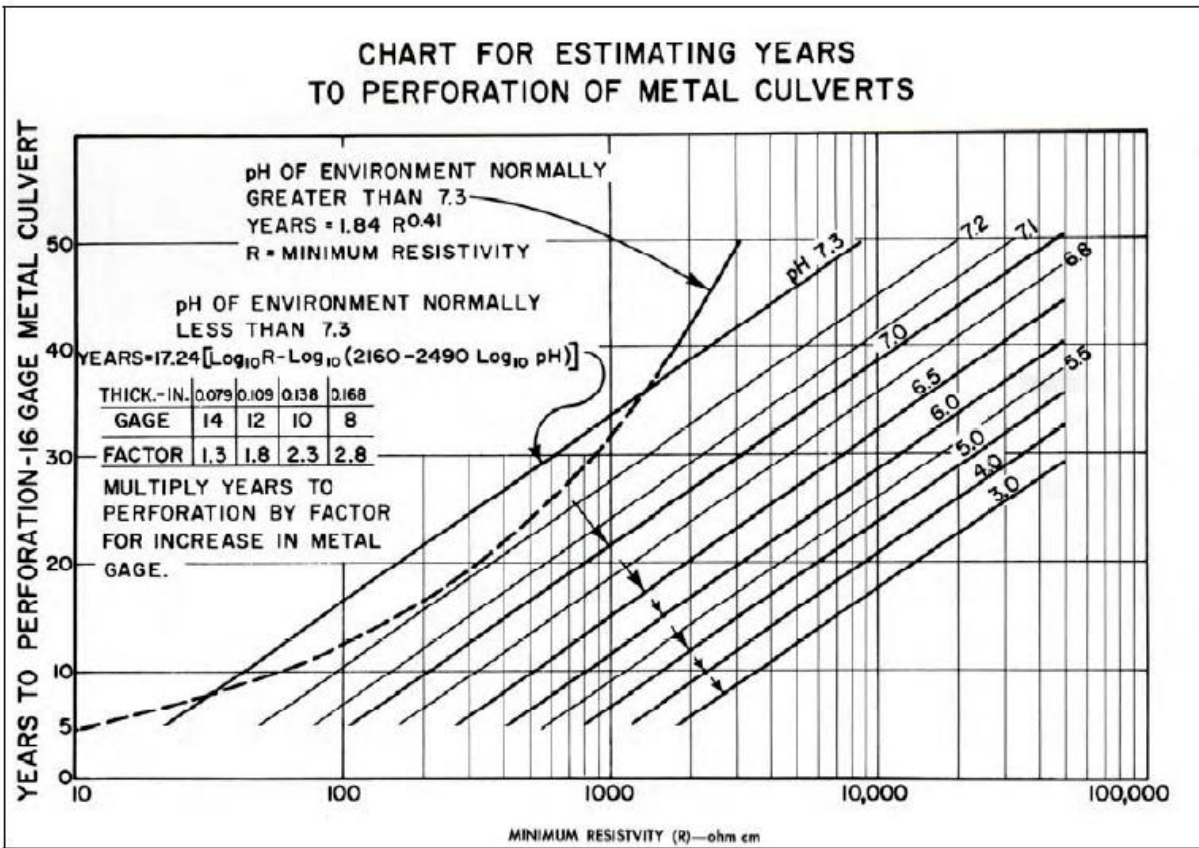




10.1.1.1.33.45.1	English	Français	
10.1.1.1.33.45.2	Corrosion rate- <u>acid</u> soils	10.1.1.1.33.45.3	Vitesse de corrosion – sols <u>acides</u>
10.1.1.1.33.45.4	Pit (mm/year)	10.1.1.1.33.45.5	Piquage (mm/an)
10.1.1.1.33.45.6	Wt.loss (g/m <sup>2</sup> /year)	10.1.1.1.33.45.7	Perte de poids (g/m <sup>2</sup> /an)
10.1.1.1.33.45.8	Minimum soil resistivity (ohm cm)	10.1.1.1.33.45.9	Résistivité minimale du sol (ohm cm)
10.1.1.1.33.45.10	Acid	10.1.1.1.33.45.11	Acidité
10.1.1.1.33.45.12	Alkalina	10.1.1.1.33.45.13	Alcalinité
10.1.1.1.33.45.14	Corrosion rate- <u>alkaline</u> soils	10.1.1.1.33.45.15	Vitesse de corrosion – sols <u>alcalins</u>

Figure 3. Nomogramme liant la résistivité du sol, l'acidobasicité et la vitesse de corrosion pour les pipelines d'acier dans le sol [8]





10.1.1.1.33.45.15.1 English	Français
10.1.1.1.33.45.15.2 CHART FOR ESTIMATING YEARS TO PERFORATION OF METAL CULVERTS	10.1.1.1.33.45.15.3 TABLEAU D'ESTIMATION DE LA DURÉE EN ANNÉES AVANT PERFORATION DES PONCEAUX MÉTALLIQUES
10.1.1.1.33.45.15.4 YEARS TO PERFORATION – 16 GAGE METAL CULVERT	10.1.1.1.33.45.15.5 DURÉE EN ANNÉES AVANT PERFORATION – PONCEAUX MÉTALLIQUES D'ÉPAISSEUR 16
10.1.1.1.33.45.15.6 pH OF ENVIRONMENT NORMALLY GREATER THAN 7.3	10.1.1.1.33.45.15.7 pH DE L'ENVIRONNEMENT DE PLUS DE 7,3 EN TEMPS NORMAL
10.1.1.1.33.45.15.8 YEARS = 1,84 R <sup>041</sup>	10.1.1.1.33.45.15.9 NOMBRE D'ANNÉES = 1,84 R <sup>041</sup>
10.1.1.1.33.45.15.10 R = MINIMUM RESISTIVITY	10.1.1.1.33.45.15.11 R = RÉSISTIVITÉ MINIMALE
10.1.1.1.33.45.15.12 pH OF ENVIRONMENT NORMALLY LESS THAN 7.3	10.1.1.1.33.45.15.13 pH DE L'ENVIRONNEMENT DE MOINS DE 7,3 EN TEMPS NORMAL
10.1.1.1.33.45.15.14 YEARS = 17,24	10.1.1.1.33.45.15.15 NOMBRE D'ANNÉES = 17,24
10.1.1.1.33.45.15.16 THICK.-IN.	10.1.1.1.33.45.15.17 ÉPAISSEUR – po
10.1.1.1.33.45.15.18 GAGE	10.1.1.1.33.45.15.19 VALEUR
10.1.1.1.33.45.15.20 FACTOR	10.1.1.1.33.45.15.21 FACTEUR
10.1.1.1.33.45.15.22 MULTIPLY YEARS TO PERFORATION BY FACTOR FOR INCREASE IN METAL GAGE	10.1.1.1.33.45.15.23 ON MULTIPLIE LA DURÉE EN ANNÉES AVANT PERFORATION PAR LE FACTEUR APPLIQUÉ À L'ÉPAISSEUR DU MÉTAL
10.1.1.1.33.45.15.24 MINIMUM RESISTIVITY (R) – ohm cm	10.1.1.1.33.45.15.25 RÉSISTIVITÉ MINIMALE (R) – ohm cm

Figure 4. Méthode adoptée par le département des Transports de l'État de Californie pour déterminer la durée utile des pipelines d'acier [11]

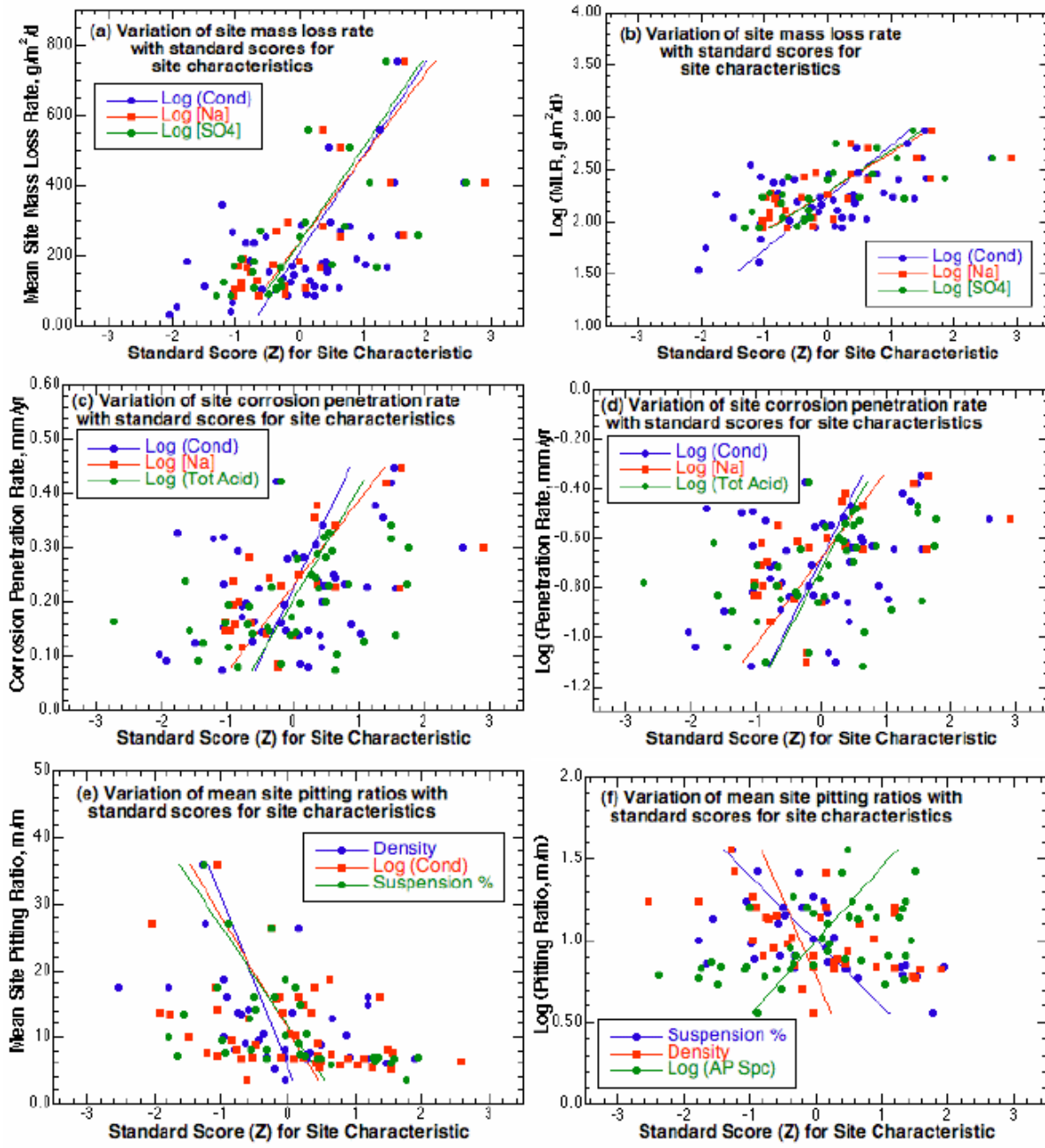
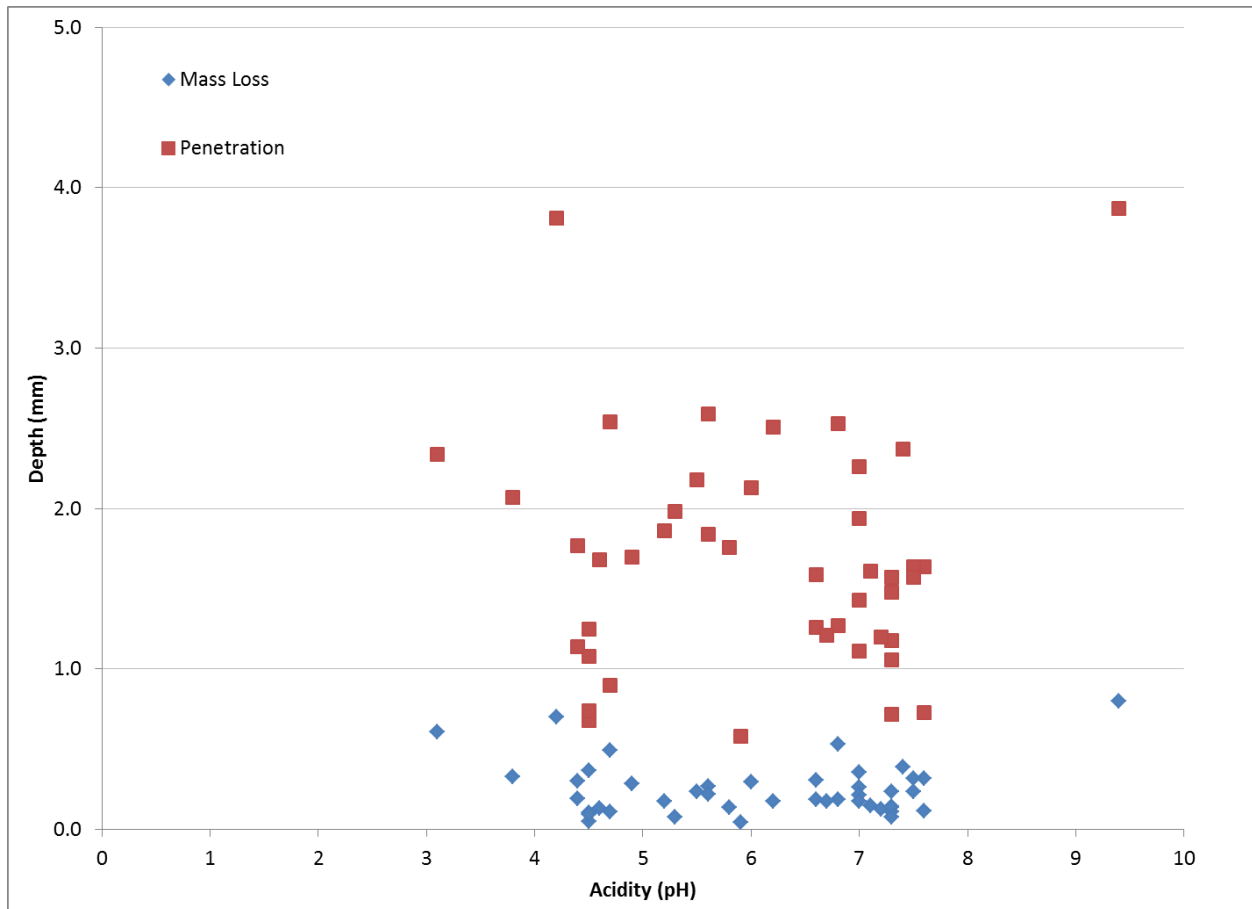


Figure 5. Choix de graphiques produits pendant l'analyse statistique des données de corrosion du NBS sur les sols [18]

English	Français
Mean Site Mass Loss Rate, g/m <sup>2</sup> /yr	Taux local moyen de perte de masse, g/m <sup>2</sup> /an
(a) & (b) Variation of site mass loss rate with standard scores for site characteristics	(a) et (b) Variation du taux local de perte de masse avec valeurs types pour les caractéristiques locales
Log (Cond)	Log (conductivité)

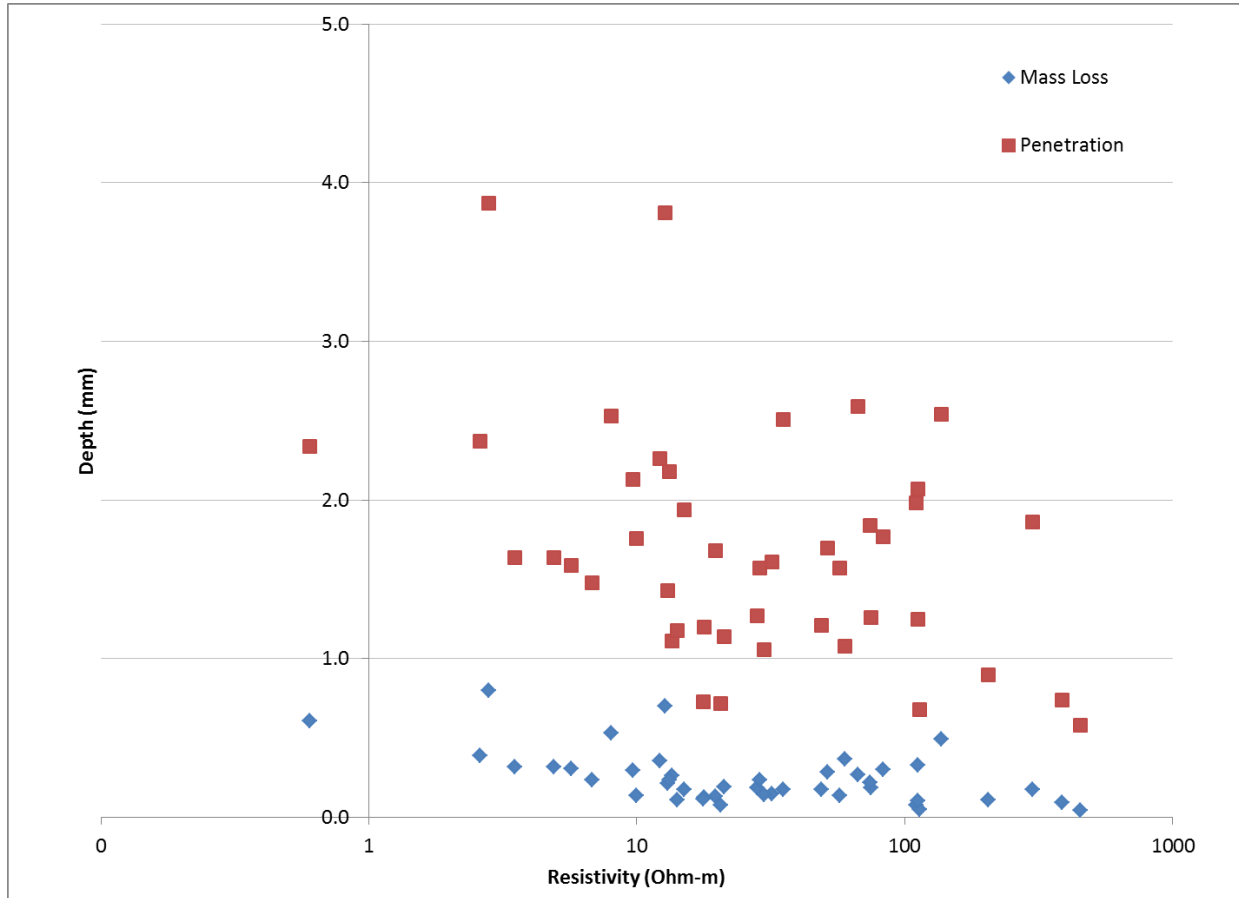


Log (Na)	Log (Na)
Log (SO4)	Log (SO4)
Standard Score (2) for Site Characteristic	Valeurs types (2) pour les caractéristiques locales
Log (MLA, g/m <sup>2</sup> /yr)	Log (aire de perte de masse, g/m <sup>2</sup> /an)
Corrosion Penetration Rate, mm/yr	Taux de pénétration de la corrosion, mm/an
(c) & (d) Variation of site corrosion penetration rate with standard scores for site characteristics	(c) et (d) Variation du taux local de pénétration de la corrosion avec valeurs types pour les caractéristiques locales
Log (Tot Acid)	Log (acide total)
Log (Penetration Rate, mm/yr)	Log (taux de pénétration, mm/an)
Mean Site Pitting Ration, m/m	Rapport local moyen de piquage, m/m
(e) & (f) Variation of mean site pitting ratios with standard scores for site characteristics	(e) et (f) Variation des rapports locaux moyens de piquage avec valeurs types pour les caractéristiques locales
Density	Densité
Suspension %	Suspension en %
Log (AP Spc)	Log (espace poral à air)
Log (Pitting Ratio, m/m)	Log (rapport de piquage, m/m)



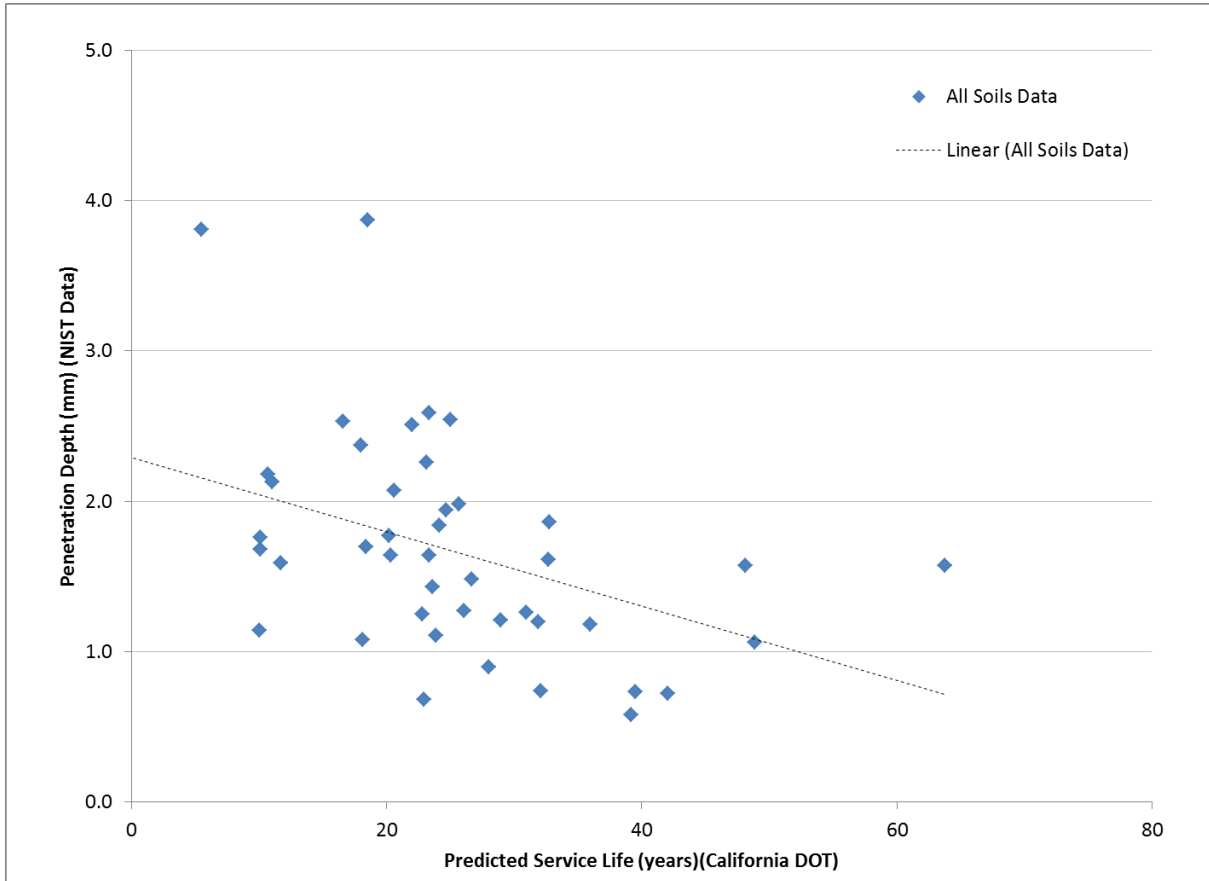
English	Français
Depth (mm)	Profondeur (mm)
Mass Loss	Perte de masse
Penetration	Pénétration
Acidity (pH)	Acidité (pH)

Figure 6. Graphique des données du NBS sur la profondeur de la corrosion après une exposition d'environ 12 ans en fonction de l'acidité



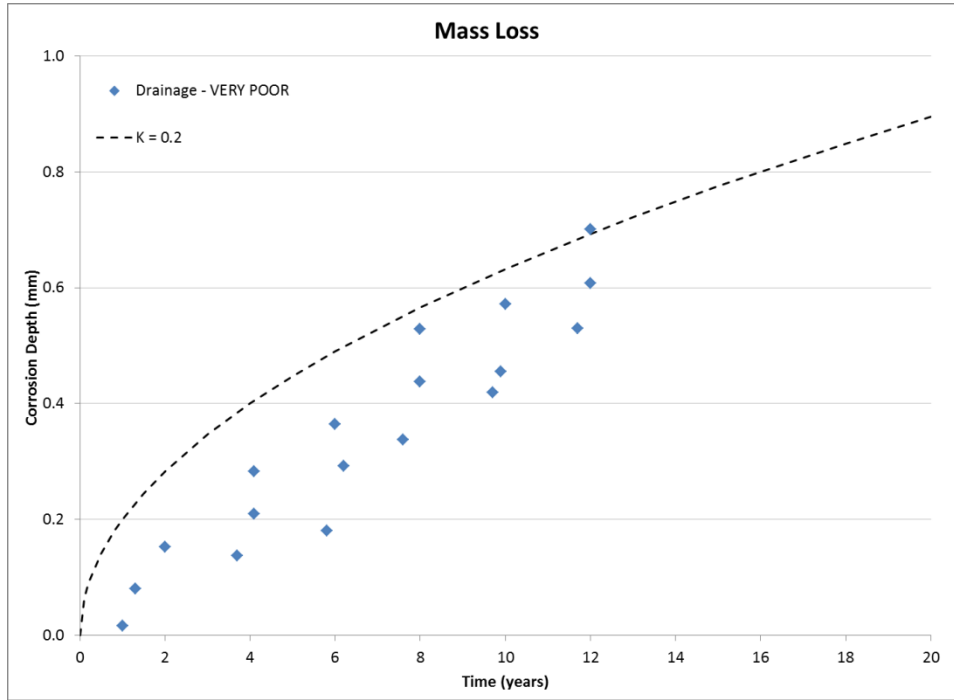
English	Français
Depth (mm)	Profondeur (mm)
Mass Loss	Perte de masse
Penetration	Pénétration
Resistivity (Ohm-m)	Résistivité (ohm-m)

Figure 7. Graphique des données du NBS sur la profondeur de la corrosion après une exposition d'environ 12 ans en fonction de la résistivité



English	Français
Penetration Depth (mm) (NIST Data)	Profondeur de la pénétration (mm) (données du NIST)
All Soils Data	Ensemble des données sur les sols
Linear (All Soils Data)	Relation linéaire (ensemble des données sur les sols)
Predicted Service Life (years) (California DOT)	Durée utile prévue en années (département des Transports de l'État de Californie)

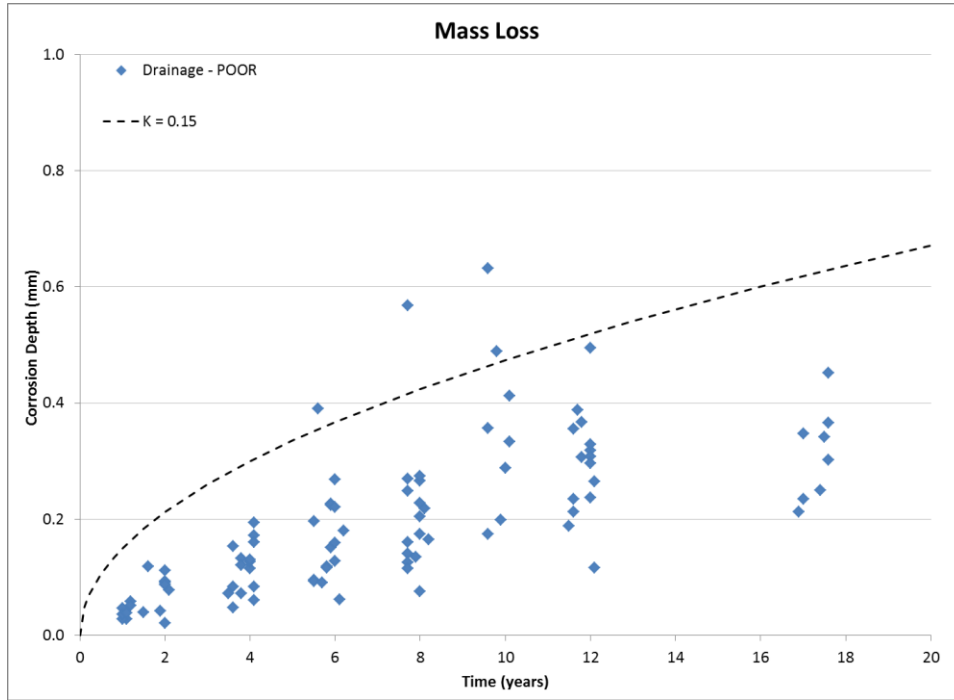
Figure 8. Graphique des données du NBS sur la profondeur de la pénétration après une exposition d'environ 12 ans en fonction des prévisions du modèle du département des Transports de l'État de Californie



English	Français
Corrosion Depth (mm)	Profondeur de corrosion (mm)
<b>Mass Loss</b>	<b>Perte de masse</b>
Drainage – VERY POOR	Drainage – TRÈS MÉDIOCRE
K = 0.2	K = 0,2
Time (years)	Temps (années)

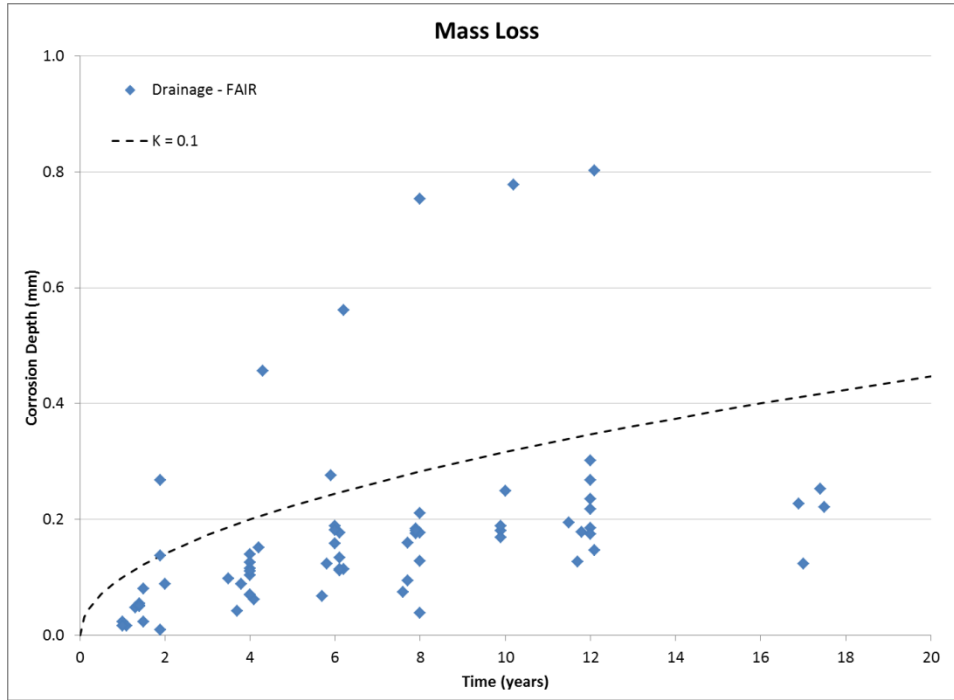
Figure 9. Graphique de la profondeur de la corrosion en perte de masse en fonction du temps pour les sols TRÈS MAL drainés





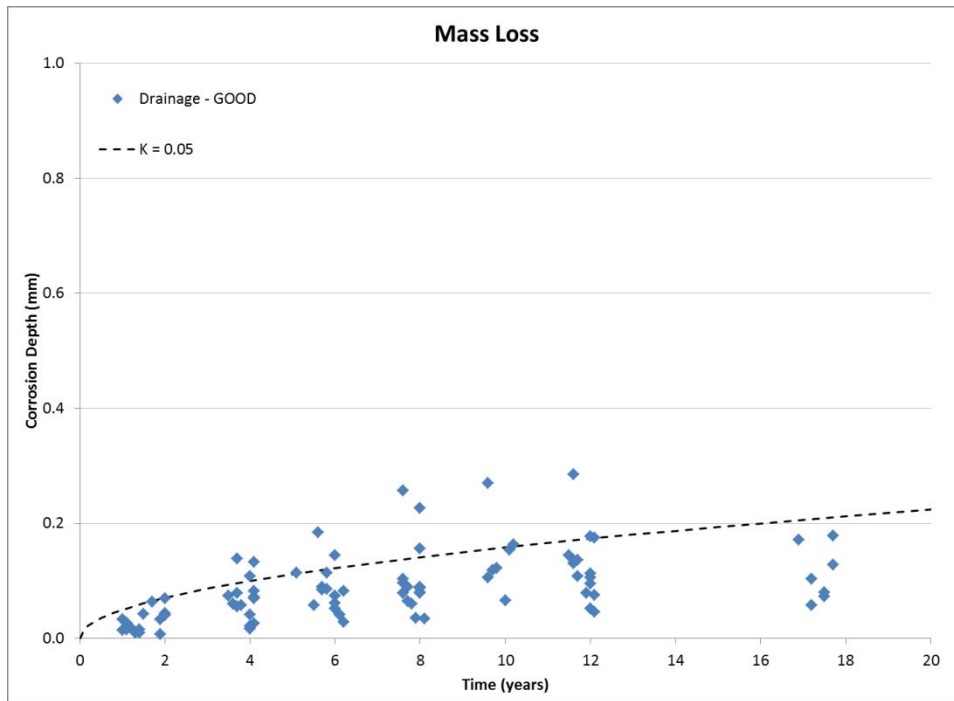
English	Français
Corrosion Depth (mm)	Profondeur de corrosion (mm)
<b>Mass Loss</b>	<b>Perte de masse</b>
Drainage – POOR	Drainage – MÉDIOCRE
K = 0.15	K = 0,15
Time (years)	Temps (années)

Figure 10. Graphique de la profondeur de la corrosion en perte de masse en fonction du temps pour les sols MAL drainés



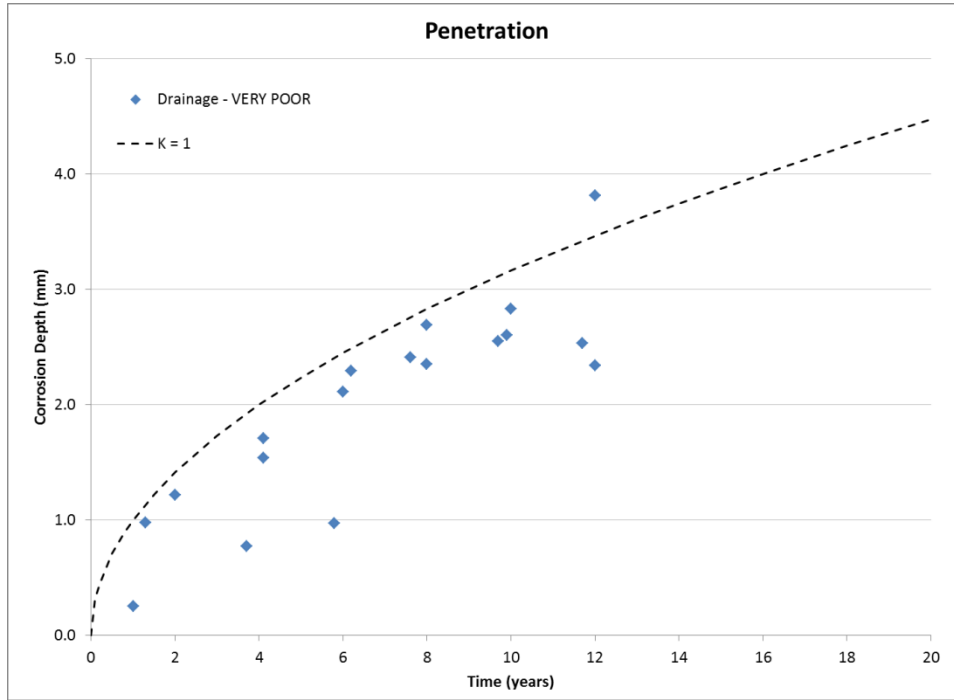
English	Français
Corrosion Depth (mm)	Profondeur de corrosion (mm)
<b>Mass Loss</b>	<b>Perte de masse</b>
Drainage – FAIR	Drainage – PASSABLE
K = 0.1	K = 0,1
Time (years)	Temps (années)

Figure 11. Graphique de la profondeur de la corrosion en perte de masse en fonction du temps pour les sols ASSEZ BIEN drainés



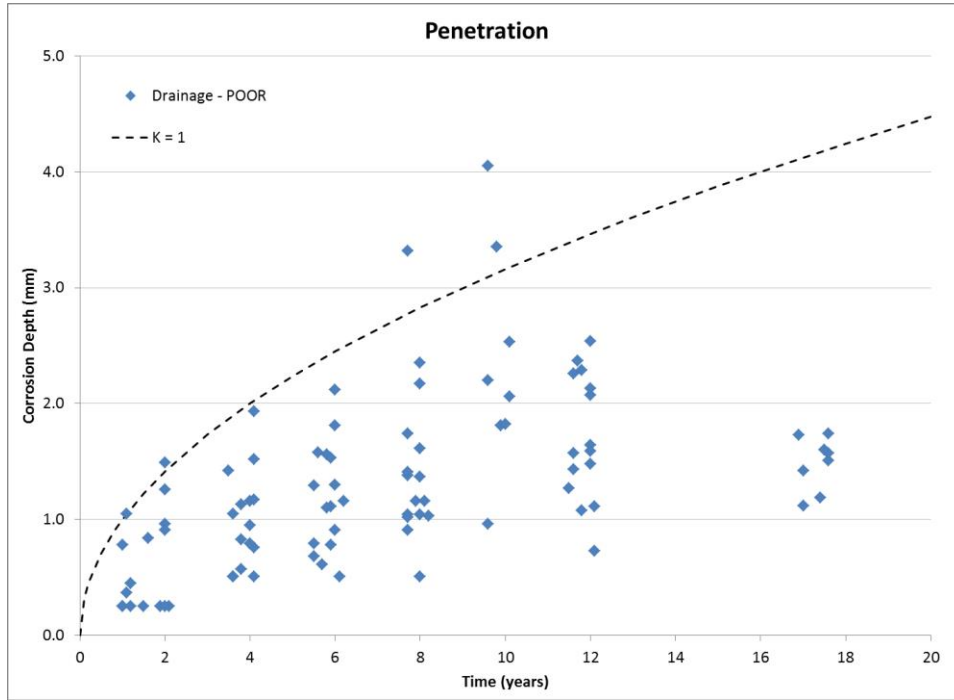
English	Français
Corrosion Depth (mm)	Profondeur de corrosion (mm)
<b>Mass Loss</b>	<b>Perte de masse</b>
Drainage – GOOD	Drainage – BON
K = 0.05	K = 0,05
Time (years)	Temps (années)

Figure 12. Graphique de la profondeur de la corrosion en perte de masse en fonction du temps pour les sols BIEN drainés



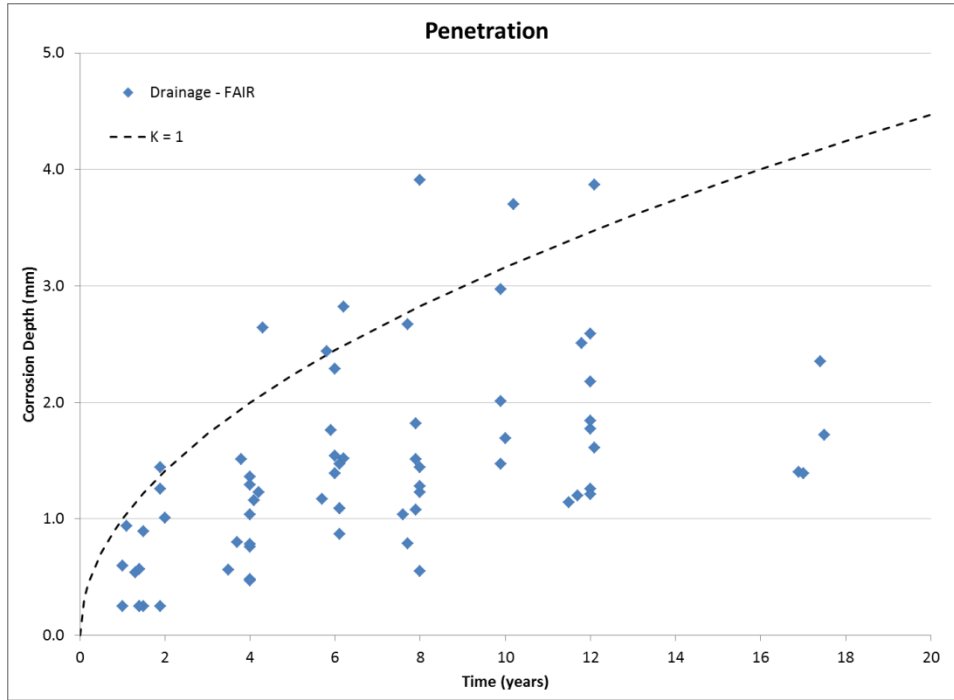
English	Français
Corrosion Depth (mm)	Profondeur de corrosion (mm)
<b>Penetration</b>	<b>Pénétration</b>
Drainage – VERY POOR	Drainage – TRÈS MÉDIOCRE
K = 1	K = 1
Time (years)	Temps (années)

Figure 13. Graphique des données sur la profondeur de la pénétration en fonction du temps pour les sols TRÈS MAL drainés



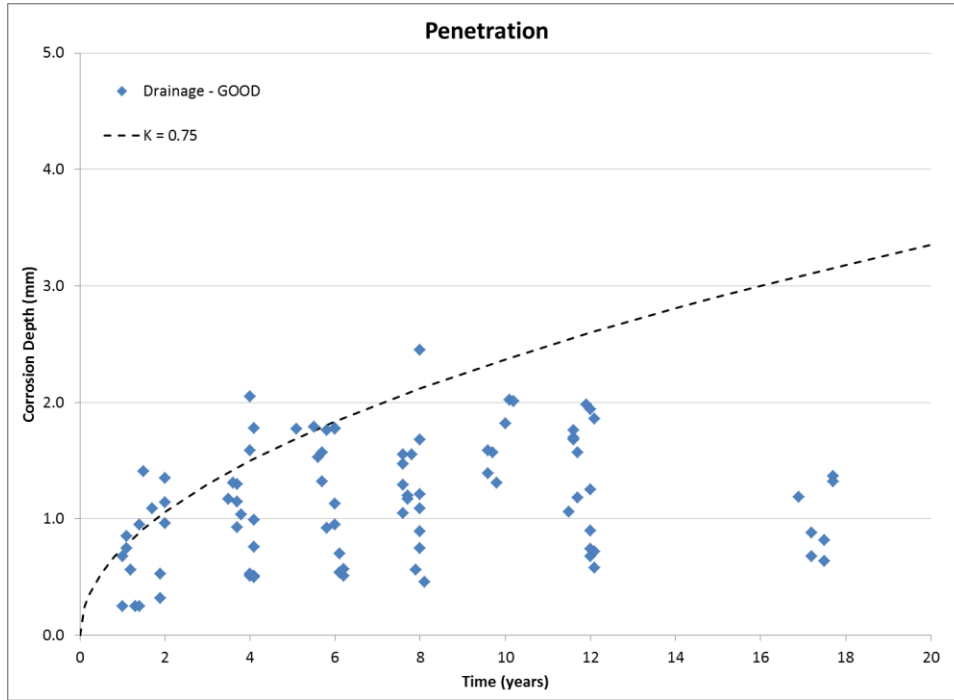
English	Français
Corrosion Depth (mm)	Profondeur de corrosion (mm)
<b>Penetration</b>	<b>Pénétration</b>
Drainage – POOR	Drainage – MÉDIOCRE
K = 1	K = 1
Time (years)	Temps (années)

Figure 14. Graphique des données sur la profondeur de la pénétration en fonction du temps pour les sols MAL drainés



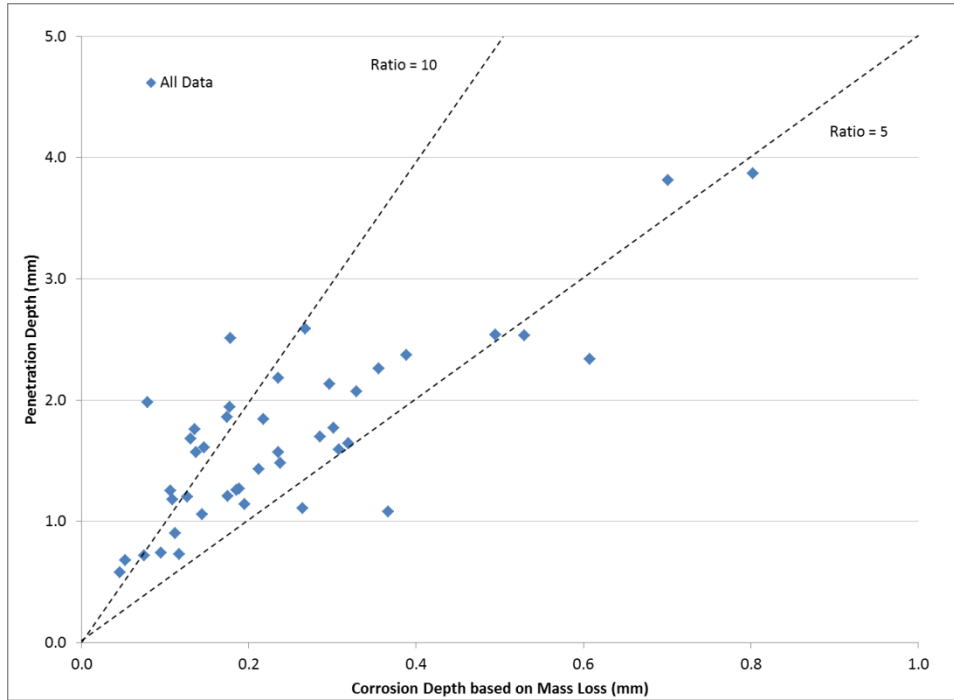
English	Français
Corrosion Depth (mm)	Profondeur de corrosion (mm)
<b>Penetration</b>	<b>Pénétration</b>
Drainage – FAIR	Drainage – PASSABLE
K = 1	K = 1
Time (years)	Temps (années)

Figure 15. Graphique des données sur la profondeur de la pénétration en fonction du temps pour les sols ASSEZ BIEN drainés



English	Français
Corrosion Depth (mm)	Profondeur de corrosion (mm)
<b>Penetration</b>	<b>Pénétration</b>
Drainage – GOOD	Drainage – BON
K = 0.75	K = 0,75
Time (years)	Temps (années)

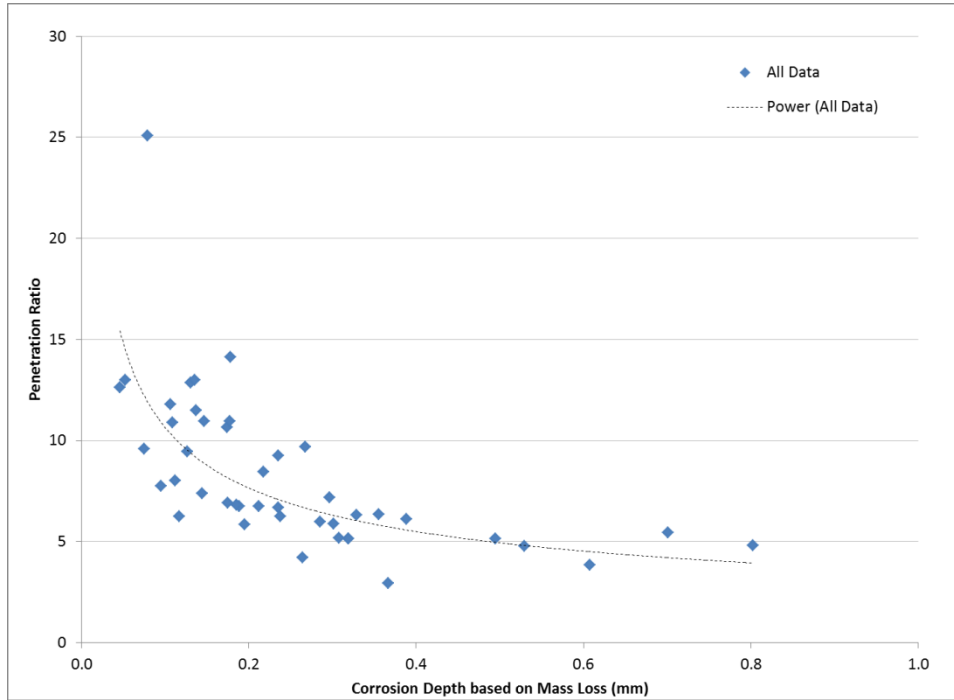
Figure 16. Graphique des données sur la profondeur de la pénétration en fonction du temps pour les sols BIEN drainés



English	Français
Penetration Depth (mm)	Profondeur de pénétration (mm)
All Data	Ensemble des données
Ratio =	Rapport =
Corrosion Depth based on Mass Loss (mm)	Profondeur de corrosion en perte de masse (mm)

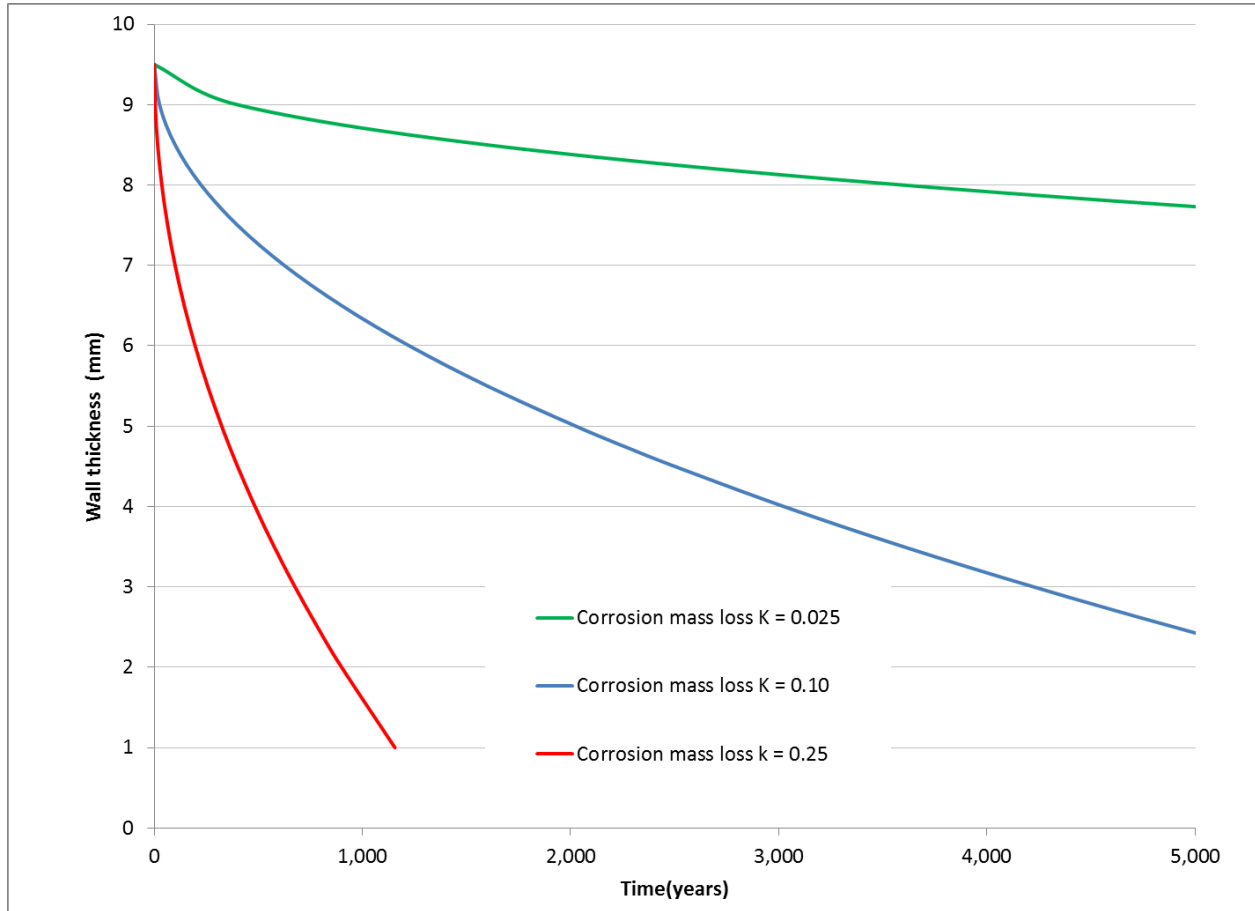
Figure 17. Graphique des données sur la profondeur de la pénétration en fonction de la profondeur de la corrosion en perte de masse pour les données du NBS sur la corrosion (ensemble des données après environ 12 ans d'exposition)





English	Français
Penetration Ratio	Rapport de pénétration
All Data	Ensemble des données
Power (All Data)	Puissance (ensemble des données)
Corrosion Depth based on Mass Loss (mm)	Profondeur de corrosion en perte de masse (mm)

Figure 18. Graphique du rapport pénétration-perte de masse pour les données du NBS sur la corrosion (ensemble des données après environ 12 ans d'exposition)



English	Français
Wall thickness (mm)	Épaisseur de la paroi (mm)
Corrosion mass loss K =	Coefficient K de perte de masse par la corrosion =
Time (years)	Temps (années)

Figure 19. Graphique de l'épaisseur de la paroi en fonction du temps qui démontre l'effet d'une variation des taux de corrosion (en perte de masse)

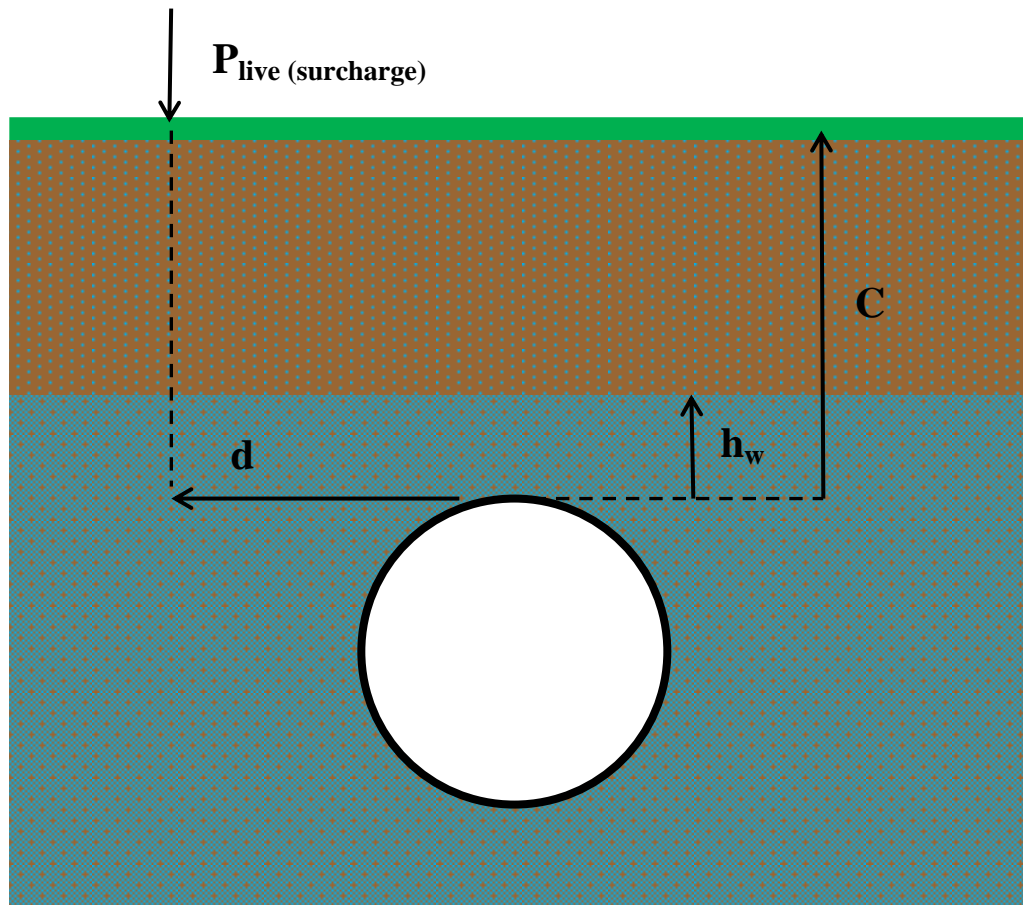


Figure 20. Schéma des paramètres du modèle de base des forces du sol (où  $C$  est l'épaisseur de la couverture,  $d$  la distance,  $h_w$  la hauteur du niveau hydrostatique et  $P$  la pression)

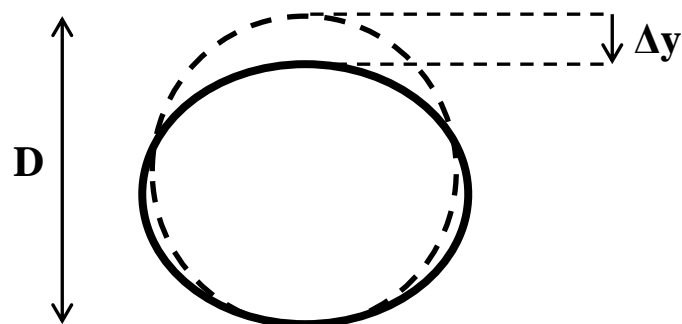


Figure 21. Illustration de l'ovalisation pour le modèle de la déformation plastique (où  $D$  est le diamètre et  $\Delta y$  la déviation verticale)

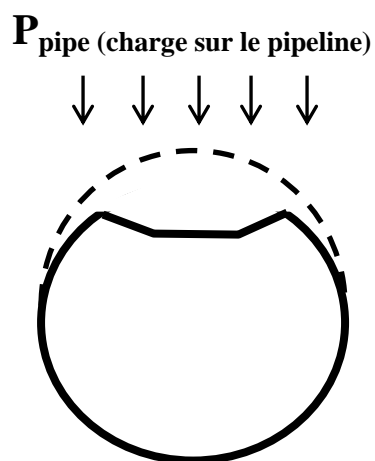
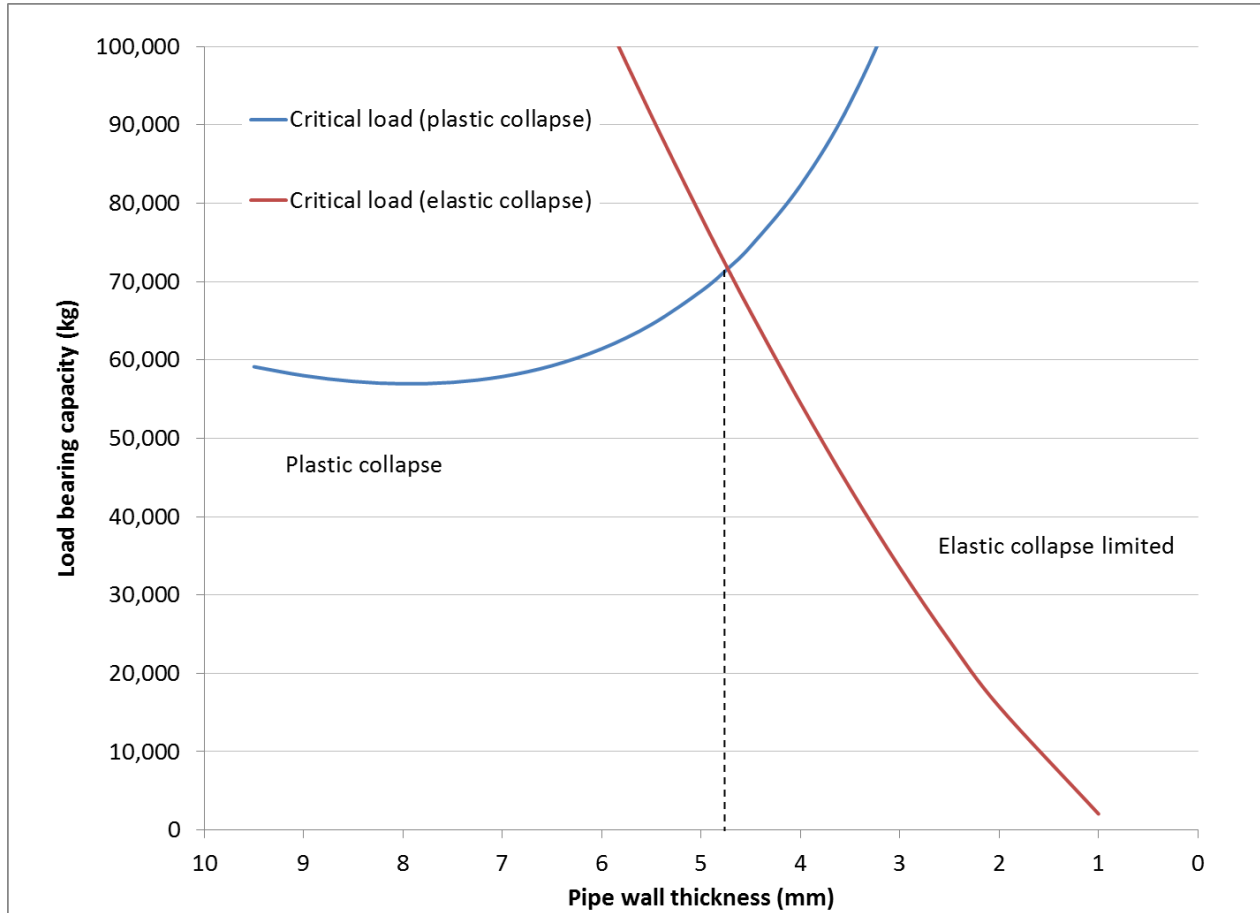
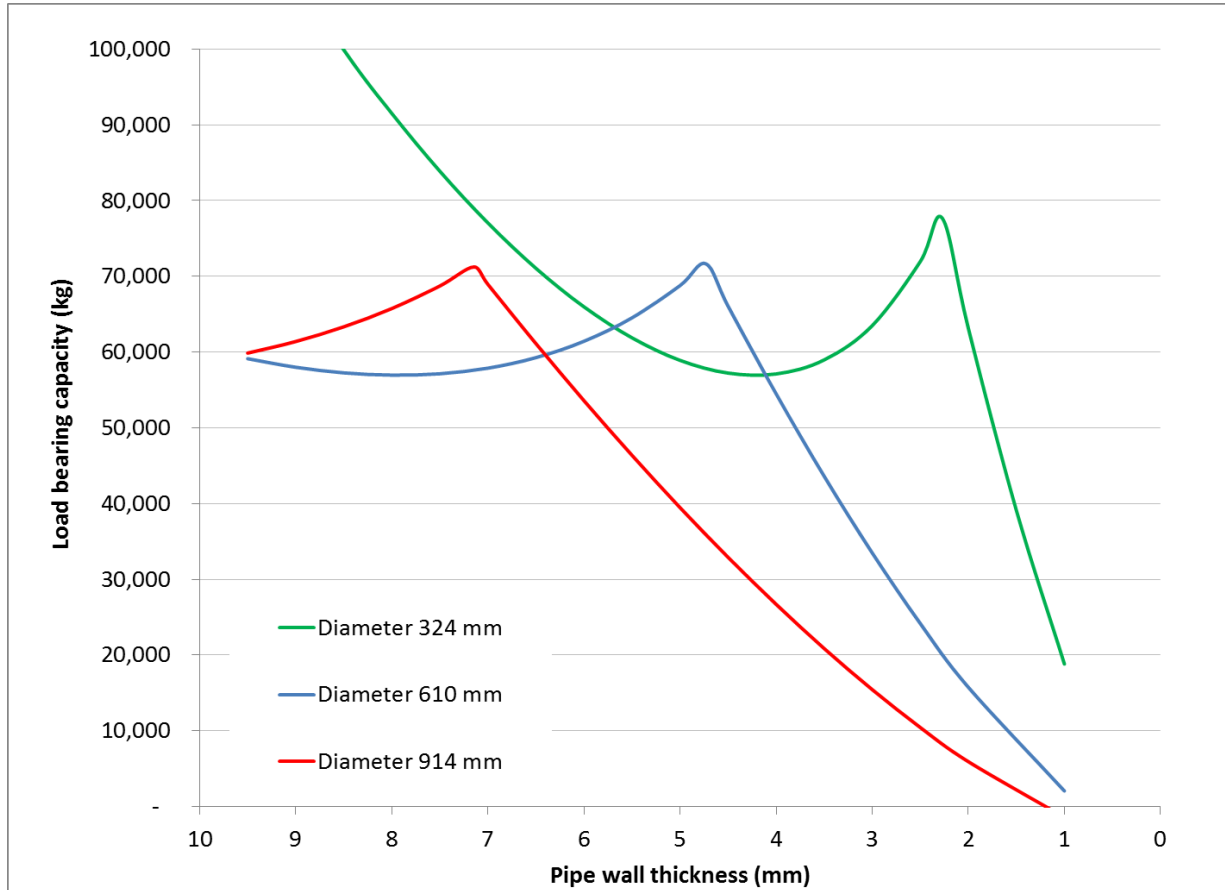


Figure 22. Illustration du flambage pour le modèle de la déformation élastique



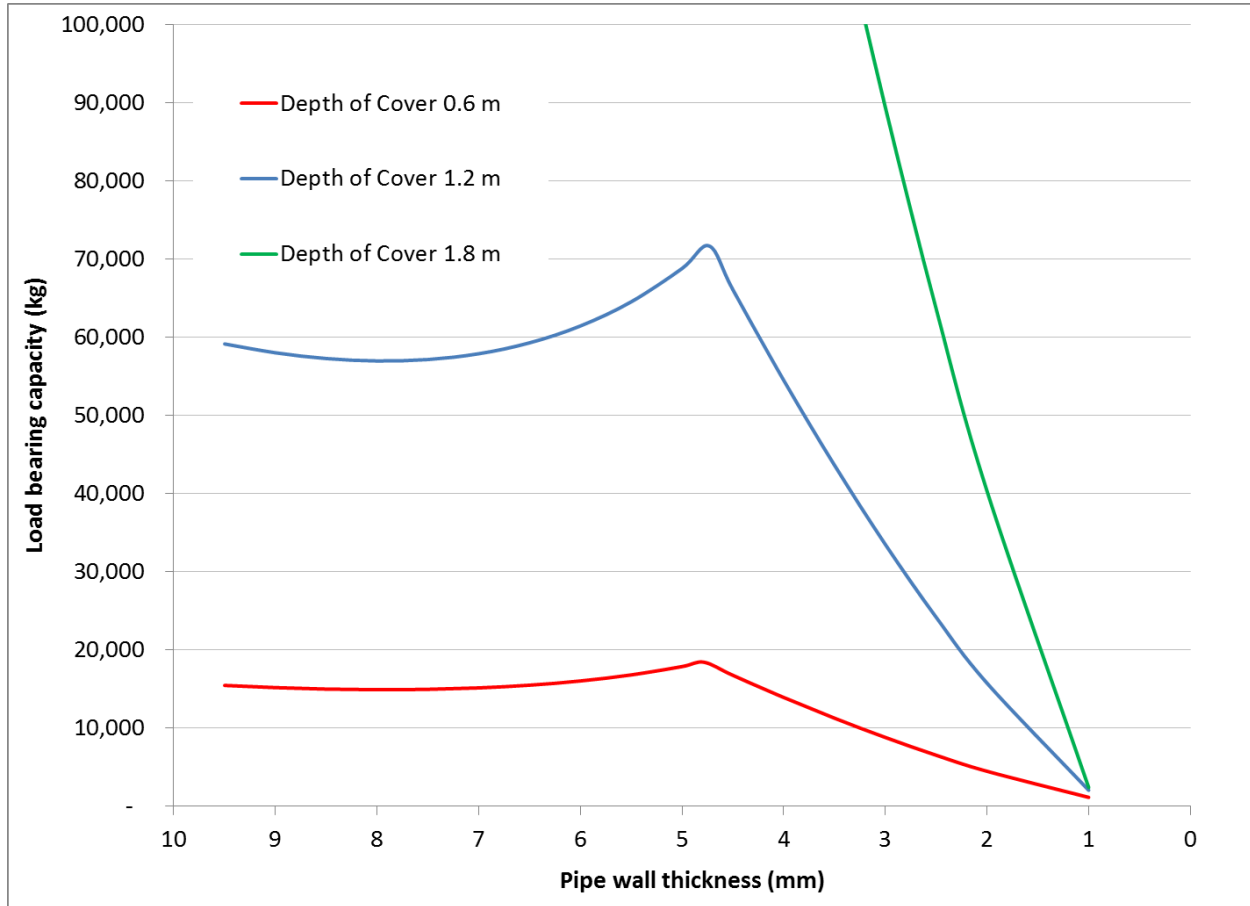
English	Français
<b>Load bearing capacity (kg)</b>	<b>Capacité portante (kg)</b>
Critical load (plastic collapse)	Charge critique (déformation plastique)
Critical load (elastic collapse)	Charge critique (déformation élastique)
Plastic collapse	Déformation plastique
Elastic collapse limited	Déformation élastique limitée
<b>Pipe wall thickness (mm)</b>	<b>Épaisseur de la paroi de la canalisation (mm)</b>

Figure 23. Graphique de la capacité portante en fonction de l'épaisseur de la paroi de la canalisation dans les conditions du « scénario de référence »



English	Français
<b>Load bearing capacity (kg)</b>	<b>Capacité portante (kg)</b>
Diameter	Diamètre
<b>Pipe wall thickness (mm)</b>	<b>Épaisseur de la paroi de la canalisation (mm)</b>

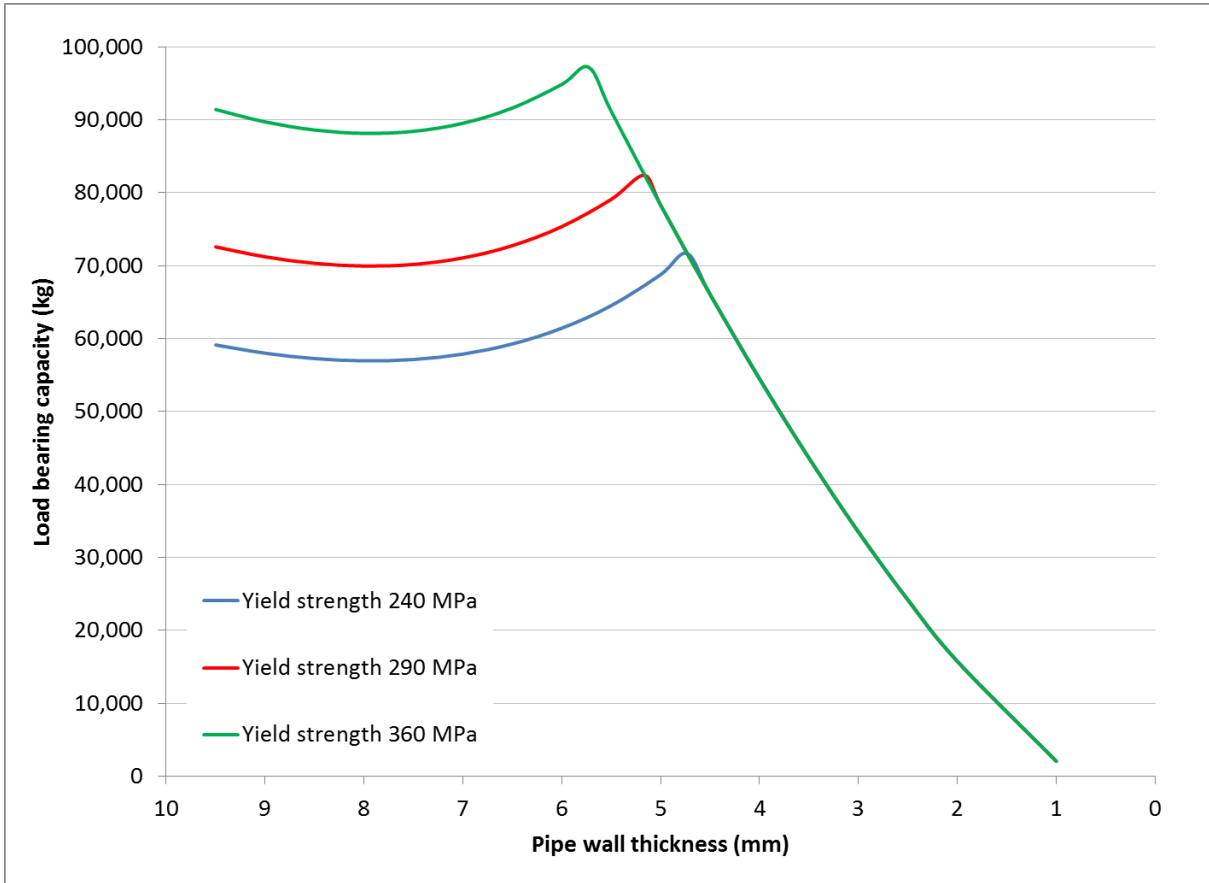
Figure 24. Graphique de la capacité portante en fonction de l'épaisseur de la paroi de la canalisation qui démontre l'effet d'une variation du diamètre



English	Français
<b>Load bearing capacity (kg)</b>	<b>Capacité portante (kg)</b>
Depth of Cover	Profondeur de couverture
<b>Pipe wall thickness (mm)</b>	<b>Épaisseur de la paroi de la canalisation (mm)</b>

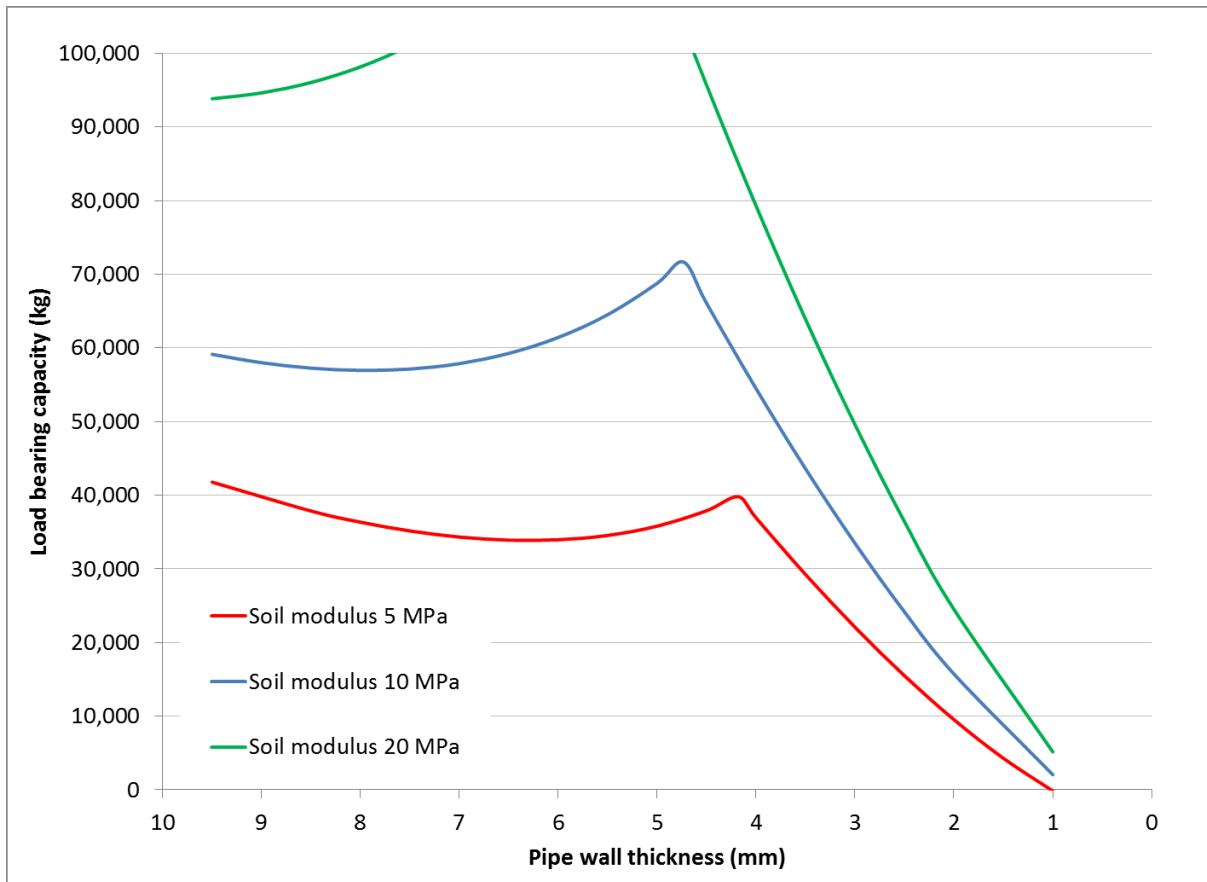
Figure 25. Graphique de la capacité portante en fonction de l'épaisseur de la paroi de la canalisation qui démontre l'effet d'une variation de l'épaisseur de la couverture





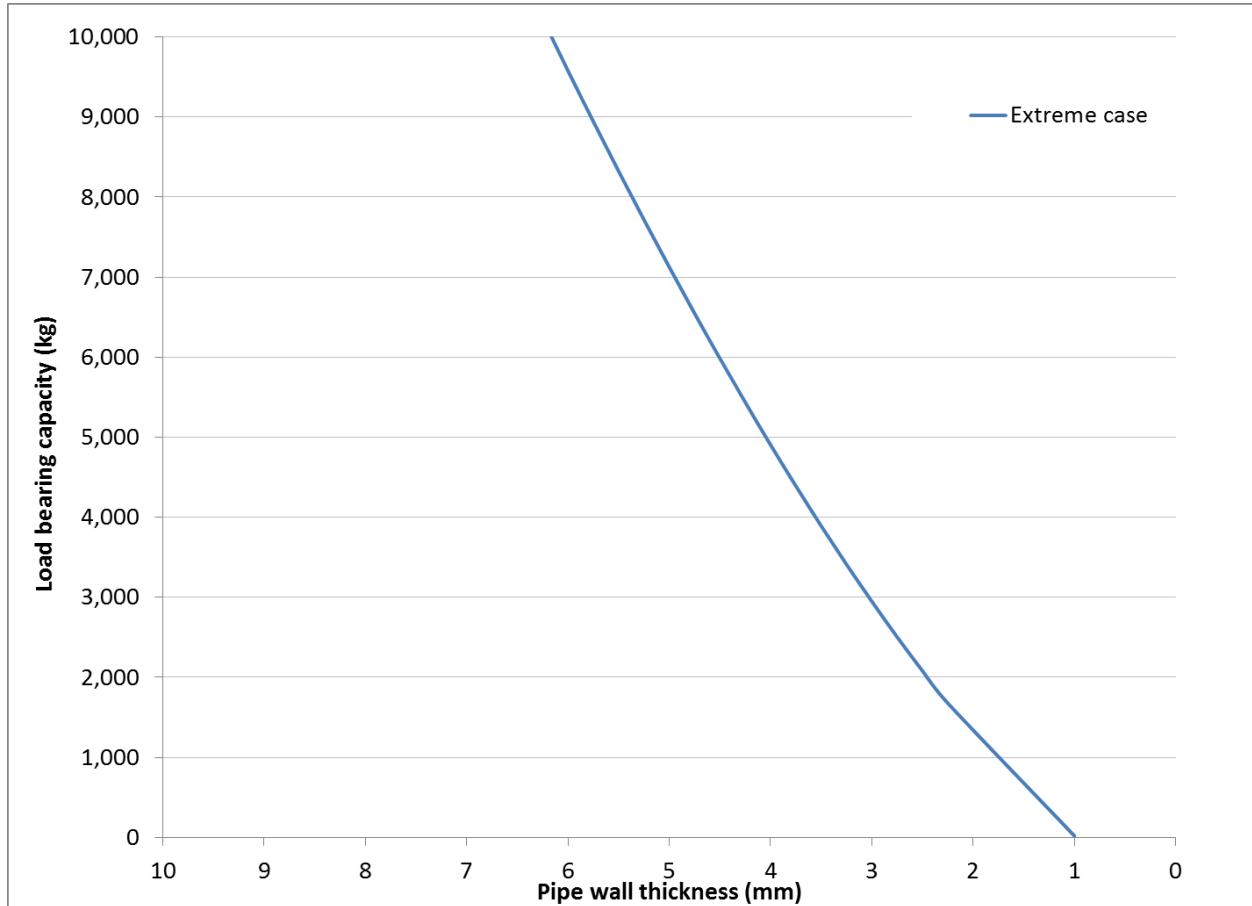
English	Français
<b>Load bearing capacity (kg)</b>	<b>Capacité portante (kg)</b>
Yield strength	Limite d'élasticité
<b>Pipe wall thickness (mm)</b>	<b>Épaisseur de la paroi de la canalisation (mm)</b>

Figure 26. Graphique de la capacité portante en fonction de l'épaisseur de la paroi de la canalisation qui démontre l'effet d'une variation de la limite d'élasticité



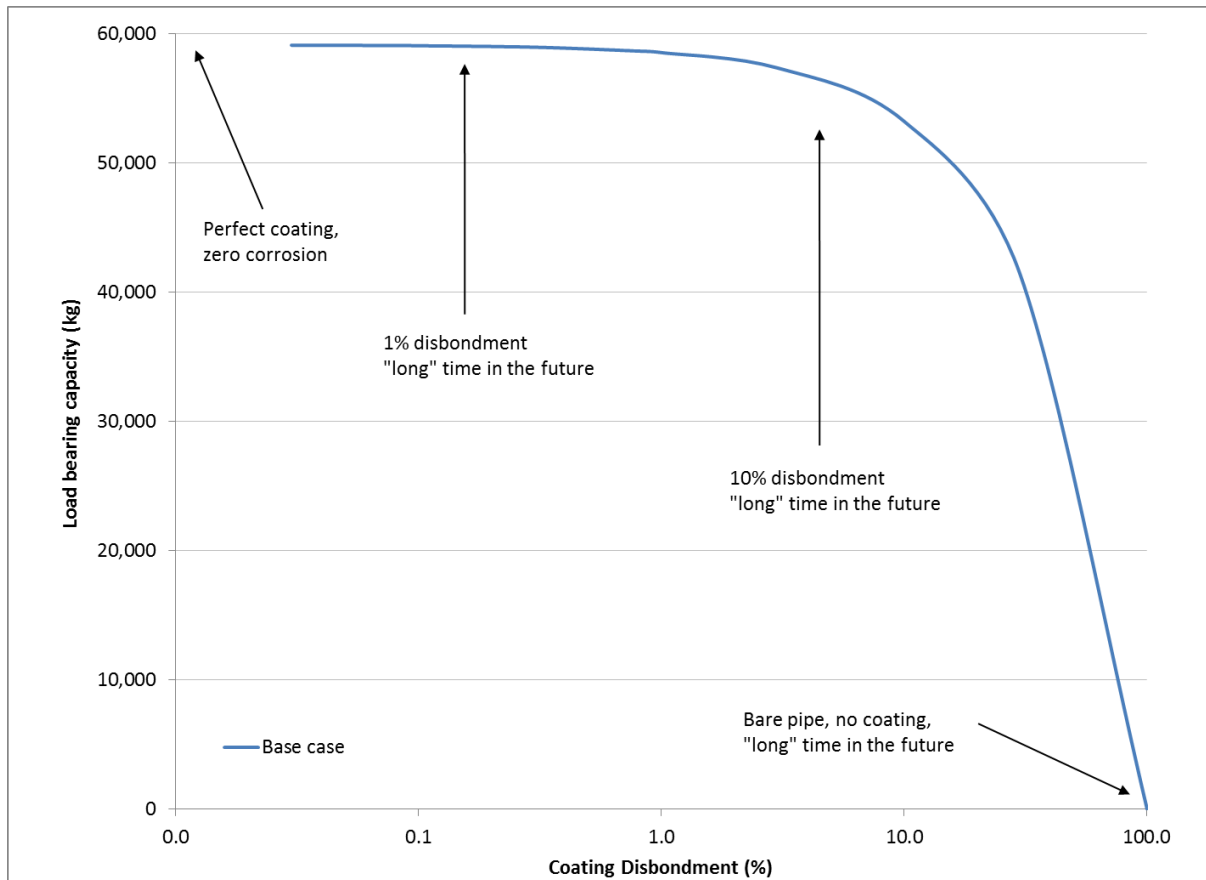
English	Français
<b>Load bearing capacity (kg)</b>	<b>Capacité portante (kg)</b>
Soil modulus	Coefficient du sol
<b>Pipe wall thickness (mm)</b>	<b>Épaisseur de la paroi de la canalisation (mm)</b>

Figure 27. Graphique de la capacité portante en fonction de l'épaisseur de la paroi de la canalisation qui démontre l'effet d'une variation du coefficient du sol



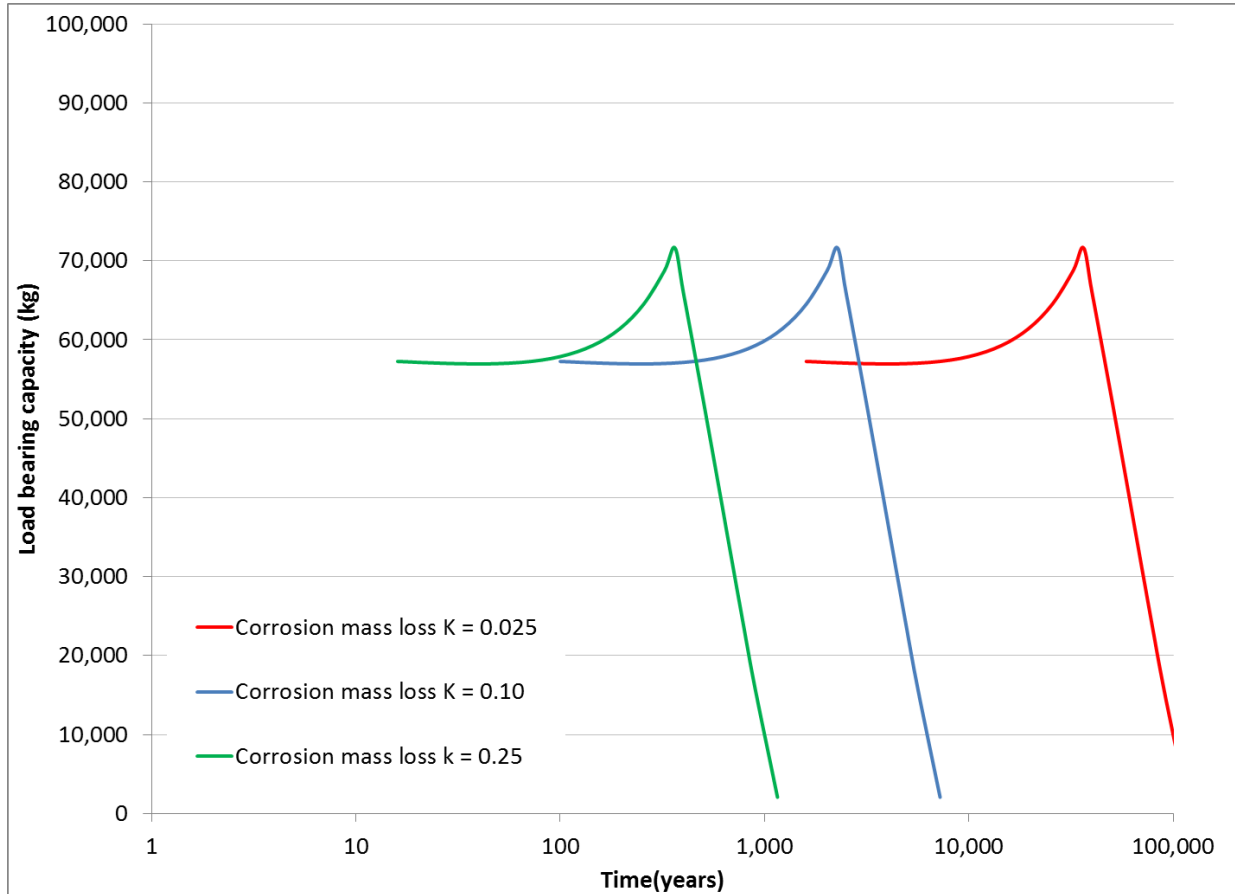
English	Français
<b>Load bearing capacity (kg)</b>	<b>Capacité portante (kg)</b>
Extreme case	Scénario extrême
<b>Pipe wall thickness (mm)</b>	<b>Épaisseur de la paroi de la canalisation (mm)</b>

Figure 28. Graphique de la capacité portante en fonction de l'épaisseur de la paroi de la canalisation dans les conditions du « scénario extrême »



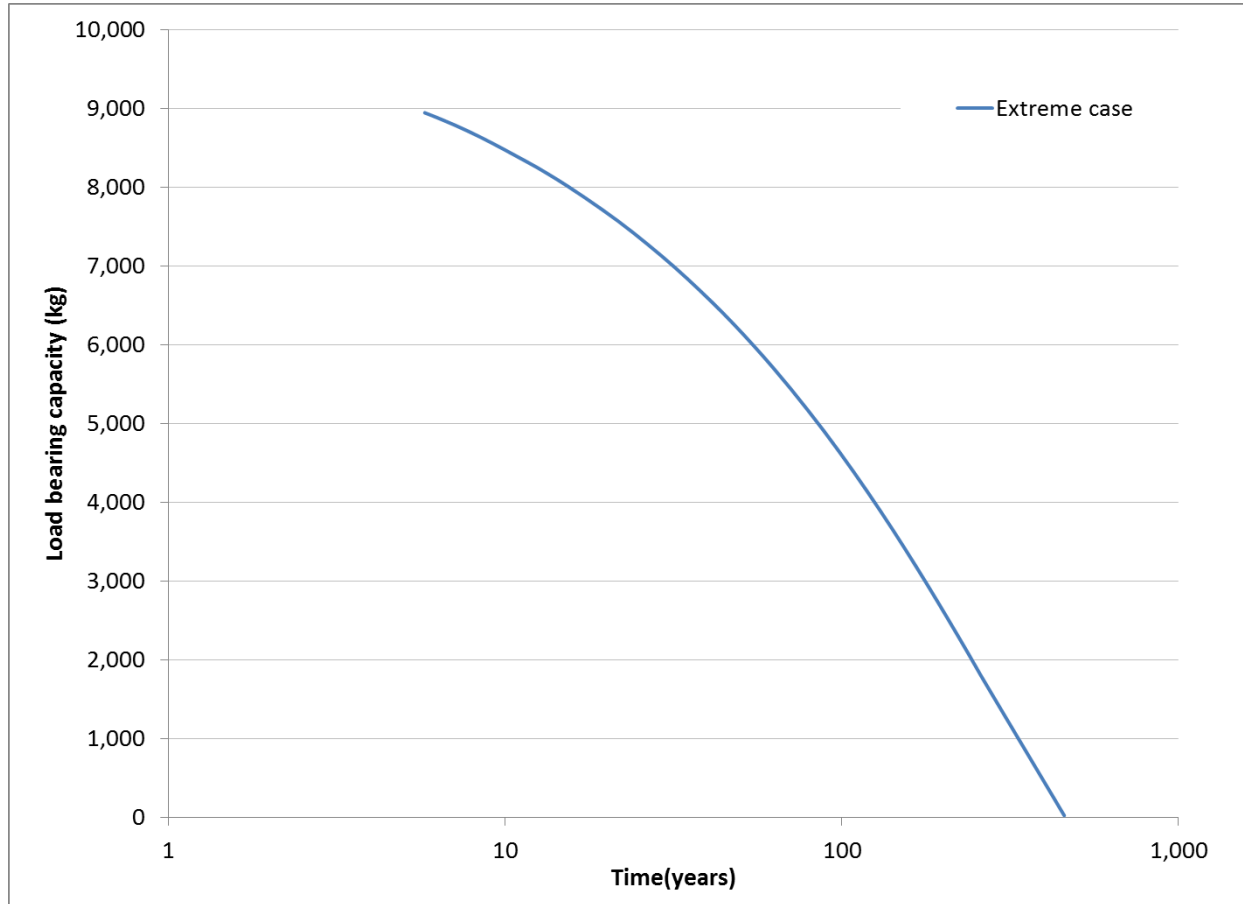
English	Français
<b>Load bearing capacity (kg)</b>	<b>Capacité portante (kg)</b>
Perfect coating, zero corrosion	Revêtement parfait, corrosion nulle
1% disbondment “long” time in the future	Décollement à 1 % dans une perspective à long terme
10% disbondment “long” time in the future	Décollement à 10 % dans une perspective à long terme
Base case	Scénario de référence
Bare pipe, no coating, “long” time in the future	Canalisation nue, absence de revêtement, perspective à long terme
Coating Disbondment (%)	Décollement du revêtement (%)

Figure 29. Graphique de la capacité portante en fonction du décollement du revêtement dans les conditions du « scénario de référence »



English	Français
<b>Load bearing capacity (kg)</b>	<b>Capacité portante (kg)</b>
Corrosion mass loss K =	Coefficient K de perte de masse par corrosion =
Time (years)	Temps (années)

Figure 30. Graphique de la capacité portante en fonction du temps dans les conditions du scénario de référence qui démontre l'effet d'une variation des taux de corrosion



English	Français
<b>Load bearing capacity (kg)</b>	<b>Capacité portante (kg)</b>
Extreme case	Scénario extrême
Time (years)	Temps (années)

Figure 31. Graphique de la capacité portante en fonction du temps dans les conditions du scénario extrême et dans l'hypothèse d'une vitesse de la corrosion à la borne supérieure à partir du type de sol n° 23

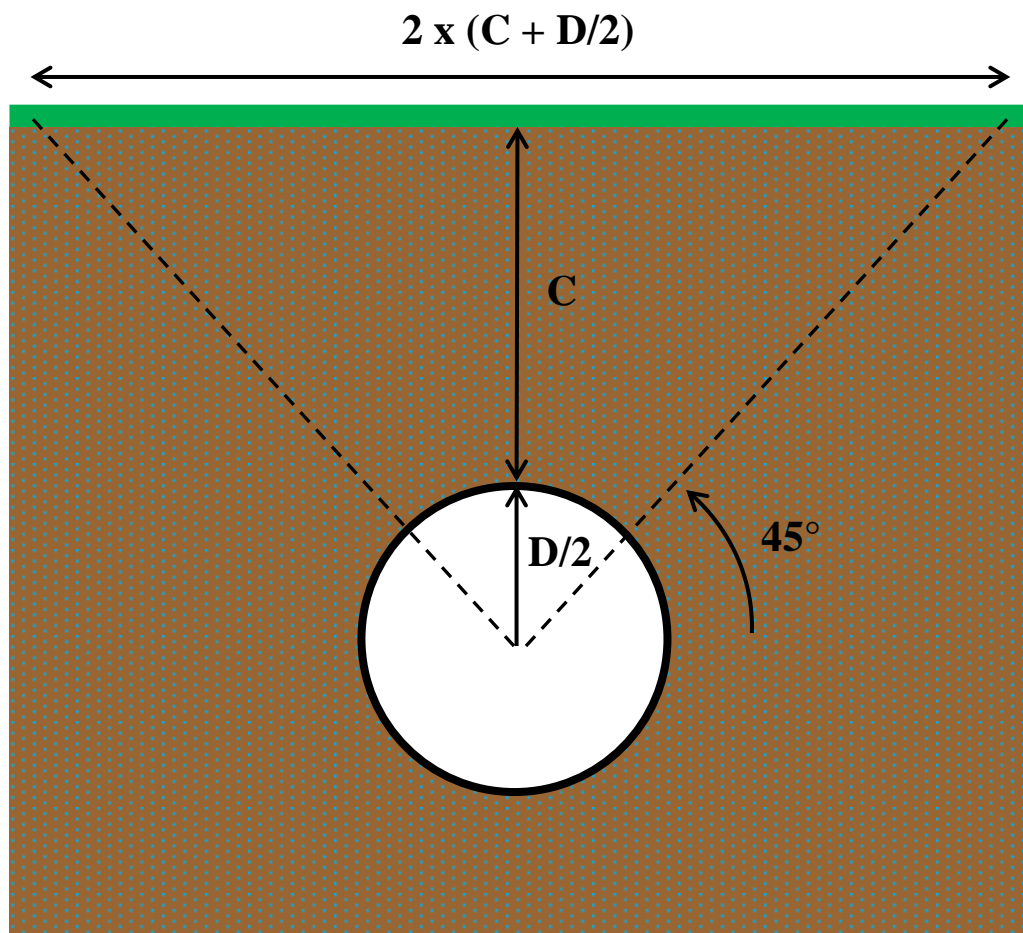


Figure 32. Schéma de la géométrie et des conditions du sol avant déformation du pipeline

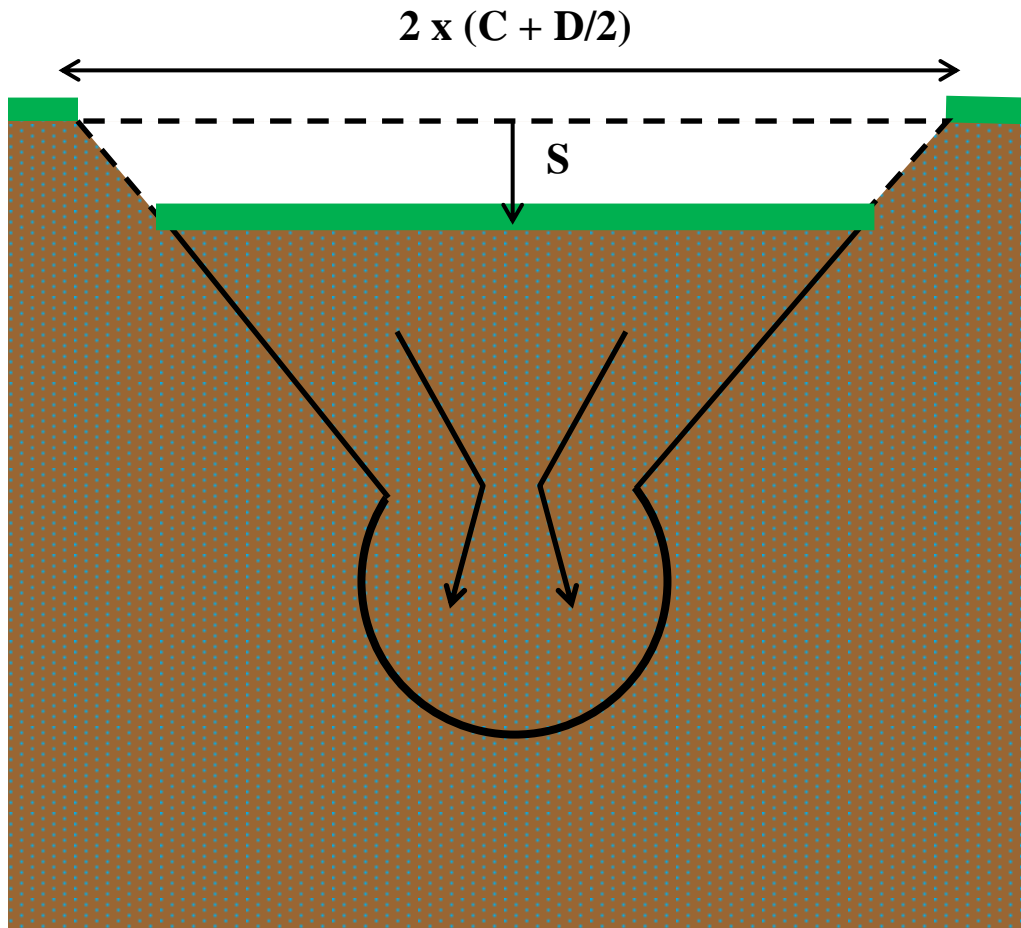
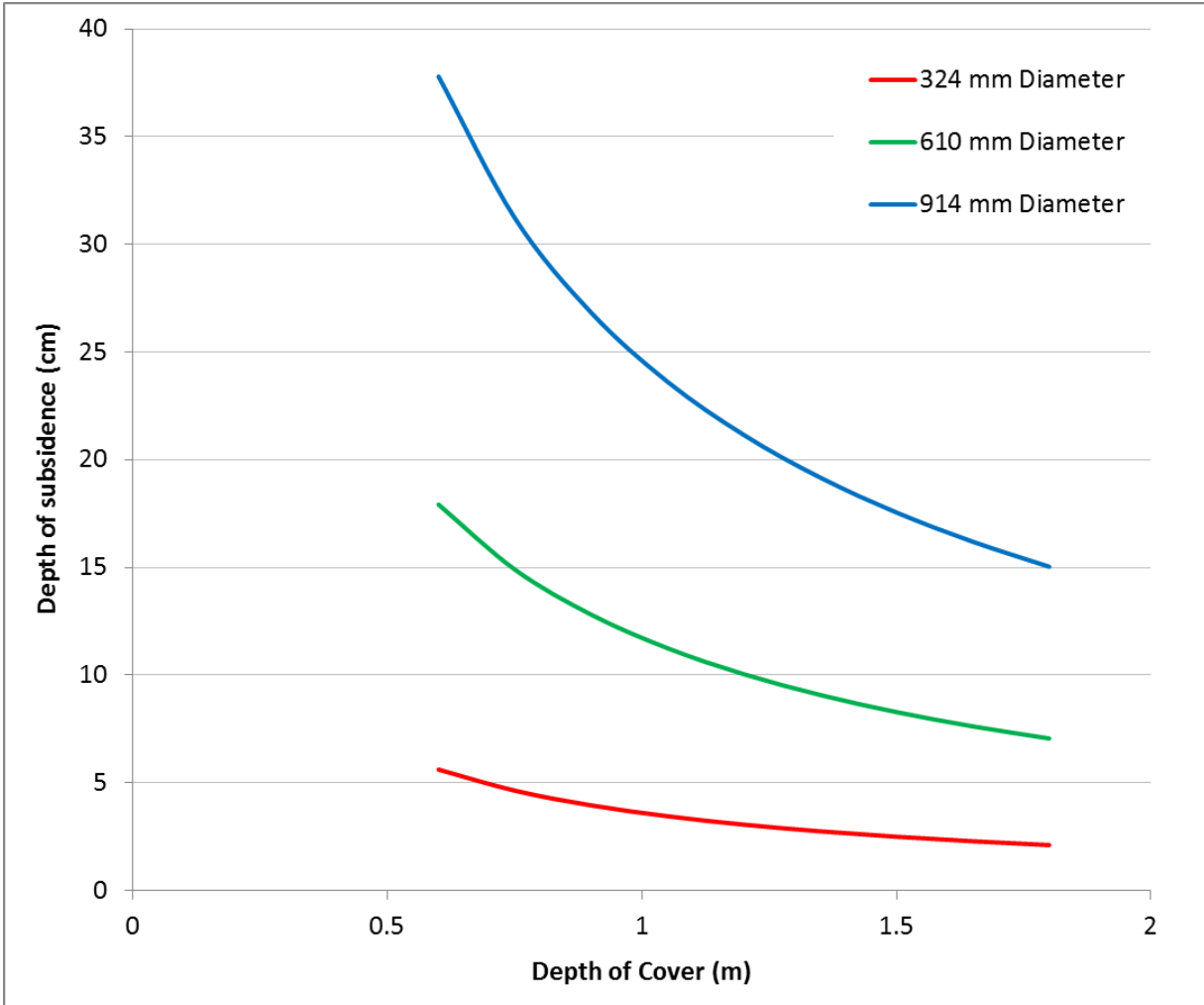


Figure 33. Schéma de la géométrie et des conditions du sol après déformation du pipeline





English	Français
<b>Depth of subsidence (cm)</b>	<b>Profondeur d'affaissement (cm)</b>
324 mm Diameter	Diamètre de 324 mm
Depth of Cover (m)	Profondeur de couverture (m)

Figure 34. Graphique de la profondeur prévue d'affaissement du sol en fonction de l'épaisseur de la couverture et du diamètre du pipeline

# Det Norske Veritas

DNV est une source mondiale de savoir en gestion des risques. De nos jours, une conduite sécuritaire et responsable des affaires représente à la fois une autorisation sociale d'exploiter et un avantage sur les concurrents. Notre compétence de base consiste à définir, évaluer et conseiller dans le domaine de la gestion des risques de manière à transformer ceux-ci en atouts pour nos clients. Grâce à notre rôle de chef de file dans les domaines de la certification, de la classification, de la vérification et de la formation, nous concevons et appliquons des normes et des pratiques exemplaires, ce qui aide notre clientèle à améliorer son rendement dans les affaires en toute sécurité et responsabilité.

Nous avons mis à profit notre compétence en technologie, notre connaissance de l'industrie et notre conception de la prise en charge des risques pour gérer avec succès un grand nombre de projets bien en vue dans le monde.

DNV est un organisme indépendant comptant des professionnels spécialisés en gestion des risques dans plus d'une centaine de pays. Notre but est la sauvegarde des vies, des biens et de l'environnement. DNV se met au service d'une diversité d'industries en accordant une attention particulière aux secteurs maritime et énergétique. Depuis 1864, elle a su trouver un juste milieu entre les besoins respectifs de l'entreprise et de la société en misant sur son indépendance et son intégrité. Aujourd'hui, elle a une présence mondiale avec un réseau de 300 bureaux dans 100 pays. Son siège social se trouve à Oslo en Norvège.

## Global Impact for a Safe and Sustainable Future

Pour plus de renseignements, visitez [www.dnv.com](http://www.dnv.com)