



**HAL**  
open science

# Modélisation du comportement géo-mécanique d'une conduite de transfert et évaluation de sa performance en contexte incertain.

Ghina Darwich

## ► To cite this version:

Ghina Darwich. Modélisation du comportement géo-mécanique d'une conduite de transfert et évaluation de sa performance en contexte incertain.. Génie mécanique [physics.class-ph]. Université de Bordeaux, 2019. Français. NNT : 2019BORD0096 . tel-03092246

**HAL Id: tel-03092246**

**<https://theses.hal.science/tel-03092246>**

Submitted on 2 Jan 2021

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

THÈSE PRÉSENTÉE  
POUR OBTENIR LE GRADE DE  
**DOCTEUR DE**  
**L'UNIVERSITÉ DE BORDEAUX**

ÉCOLE DOCTORALE SCIENCES PHYSIQUES ET DE L'INGÉNIEUR  
SPÉCIALITÉ : MÉCANIQUE

Par Ghina DARWICH

**MODÉLISATION DU COMPORTEMENT GÉO-MÉCANIQUE  
D'UNE CONDUITE DE TRANSFERT ET ÉVALUATION DE SA  
PERFORMANCE EN CONTEXTE INCERTAIN**

Sous la direction de : Sidi Mohammed ELACHACHI  
(co-encadrant : Humberto YANEZ-GODOY)

Version provisoire soumise aux rapporteurs

Membres du jury :

M. BASTIDAS-ARTEAGA, Emilio	MCF (HDR)	U. de Nantes	Rapporteur
M. HAGE CHEHADE, Fadi	Professeur	U. Libanaise	Rapporteur
M. BRESSOLETTE, Philippe	MCF	U. Clermont Auvergne	Examineur
Mme SAIYOURI, Nadia	Professeur	U. de Bordeaux	Examineur
M. ELACHACHI, Sidi Mohammed	Professeur	U. de Bordeaux	Directeur de thèse
M. YANEZ-GODOY, Humberto	MCF	U. de Bordeaux	Co-encadrant de thèse
M. FELIERS, Cédric	Responsable R&D	Veolia Eau D'Île-de-France	Invité



# Modélisation du comportement géo-mécanique d'une conduite de transfert et évaluation de sa performance en contexte incertain

## Résumé

L'objectif principal de cette thèse est de mieux appréhender les mécanismes qui contrôlent le comportement géo-mécanique d'une conduite de transfert en vue d'évaluer sa performance en contexte incertain. Elle s'articule autour de quatre points principaux :

Le premier point est relatif à l'interaction sol-conduite. Dans le cas des conduites enterrées, le sol a une influence déterminante sur la répartition des efforts, des déplacements et par conséquent des contraintes et des déformations de la conduite. Le modèle simplifié de Winkler a été choisi pour représenter l'interaction sol-conduite dans notre étude. Ce modèle, approprié pour les ouvrages géotechniques, a l'avantage de ne nécessiter qu'un seul paramètre (le coefficient de réaction du sol) pour caractériser les réponses du sol et de la structure sous chargement.

Le deuxième point concerne la modélisation numérique. Une modélisation 1D dans le sens longitudinal, qui considère la conduite comme une poutre sur appuis élastiques, n'est pas suffisante pour traduire le comportement « réel » de cette conduite. La modélisation en plan 2D, qui ne considère la conduite que par sa section transversale, est également insuffisante pour représenter « la réalité ». La modélisation 3D, quant à elle, demeure très coûteuse vis-à-vis du temps de calcul dans un contexte d'analyse probabiliste. Dans le cadre de notre étude, des conduites enterrées en béton armé à âme en tôle d'acier, transportant de l'eau potable sous pression élevée, sont considérées. Pour tenir compte des effets de la pression interne et du chargement complexe en surface, ainsi que de ceux du sol (dans les deux sens : longitudinal et transversal), nous faisons appel à une «modélisation 2,5D». Elle consiste à combiner la réponse géo-mécanique dans la section transversale, obtenue à partir d'un modèle 2D, et celle d'un modèle simple 1D, de façon à obtenir le profil des tassements et celui des contraintes dans la section tout au long de la conduite.

Le troisième point concerne la prise en compte des diverses incertitudes et de la variabilité spatiale du sol. Le comportement géo-mécanique des conduites enterrées est entaché d'incertitudes aléatoires – liées à la variabilité intrinsèque des propriétés des matériaux et leur hétérogénéité – et épistémiques – résultant d'une méconnaissance partielle voire totale du mécanisme étudié –. La variabilité longitudinale du sol est considérée au travers de la théorie des champs aléatoires de Van Marcke.

Enfin, le quatrième point est consacré à l'application de l'approche développée dans un contexte de gestion patrimoniale d'un réseau d'eau par la définition et la quantification d'indicateurs de criticité permettant, par les méthodes d'analyse en fiabilité, d'évaluer la performance de la conduite vis-à-vis d'états limites préalablement définis en lien avec l'inspection, la maintenance ou le renouvellement.

**Mots clés** : interaction sol-structure, incertitudes, eau potable, variabilité spatiale, fiabilité, outil numérique.

# Modeling of the geo-mechanical behavior of a feeder and evaluation of its performance in uncertain context

## Abstract

The main objective of this thesis is to better understand the mechanisms that control the geo-mechanical behavior of a feeder in order to evaluate its performance in uncertain context. It is focused on four main points:

The first point is related to the soil-pipe interaction. In the case of buried pipelines, the soil has a decisive influence on the distribution of forces, displacements and consequently stresses and deformations of the pipe. The simplified Winkler model was chosen to represent the soil-pipe interaction in our study. This model, which is appropriate for geotechnical structures, has the advantage of requiring only one parameter (the coefficient of subgrade reaction) to characterize the response of the soil and the structure under loading.

The second point concerns numerical modeling. A 1D modeling in the longitudinal direction, which considers the pipe as a beam on elastic springs, is not enough to translate the "real" behavior of this pipe. 2D plane modeling, which considers the pipe only by its cross section, is also insufficient to represent "reality". 3D modeling remains very expensive vis-à-vis the calculation time in a probabilistic context. In our study, buried reinforced concrete pipes (with steel core) carrying drinking water under high pressure, are considered. To account for the effects of internal pressure and complex surface loading, and those of the soil (in both longitudinal and transverse directions), we use a "2.5D modeling". It consists in combining the geo-mechanical response in the cross section, obtained from a 2D model, and that of a simple 1D model, so as to obtain the profile of the settlements and that of the stresses in the section all along the pipe.

The third point concerns the various uncertainties and the spatial variability of the soil. The geo-mechanical behavior of the buried pipelines is tainted with random uncertainties – related to the intrinsic variability of the materials properties and their heterogeneity – and epistemic uncertainties – resulting from a partial or total ignorance of the studied mechanism –. Longitudinal soil variability is considered through Van Marcke's Random Field Theory.

Finally, the fourth point is devoted to the application of the developed approach in the context of asset management of a water network by defining and quantifying criticality indicators allowing, through reliability analysis methods, evaluating the performance of the pipe vis-à-vis previously defined limit states related to inspection, maintenance or renewal.

**Keywords:** soil-structure interaction, uncertainties, drinking water, spatial variability, reliability, numerical tool.

---

## Unité de recherche

Institut de Mécanique et d'Ingénierie, UMR 5295, Département Génie Civil Environnemental  
Bâtiment B18, Allée Geoffroy Saint-Hilaire, CS 50023, 33615 Pessac Cedex

# SOMMAIRE

RESUME.....	I
ABSTRACT .....	II
SOMMAIRE .....	III
LISTE DES FIGURES .....	VII
LISTE DES TABLEAUX .....	X

---

<b>INTRODUCTION GENERALE.....</b>	<b>1</b>
<b>Contexte et enjeux .....</b>	<b>1</b>
<b>Objectifs .....</b>	<b>1</b>

---

<b>CHAPITRE 1 : ETAT DE L'ART .....</b>	<b>5</b>
<b>1.1 La conduite .....</b>	<b>6</b>
1.1.1 Conduites en béton à âme en tôle .....	6
1.1.1.1 Description .....	6
1.1.1.2 Règles de dimensionnement .....	10
1.1.1.3 Paramètres à contrôler et seuils de résistance.....	11
1.1.1.4 Pathologies et modes de défaillances typiques de ces conduites.....	14
1.1.2 Modélisation des éléments d'une conduite .....	16
1.1.2.1 Modélisation du tronçon.....	16
1.1.2.2 Modélisation du joint.....	18
<b>1.2 Système sol-conduite.....</b>	<b>21</b>
1.2.1 Le sol.....	22
1.2.2 Notion de rigidité d'une conduite .....	22
1.2.3 Diffusion des charges.....	24
1.2.3.1 La théorie de Marston-Spangler .....	24
1.2.3.2 Diffusion d'une charge de surface dans un massif de sol.....	26
1.2.3.3 Diffusion d'une charge de surface sur une conduite enterrée.....	27
1.2.4 Modélisation de l'interaction sol-structure (ISS).....	31
1.2.4.1 Modèle de Winkler .....	31
1.2.4.2 Modifications et extensions apportées au modèle initial de Winkler .....	32
1.2.4.3 Expressions proposées pour le coefficient de réaction du sol .....	35
1.2.4.4 Méthode de la réglementation française.....	35

<b>1.3</b>	<b>Incertitudes, variabilité spatiale du sol et fiabilité.....</b>	<b>39</b>
1.3.1	Incertitudes.....	39
1.3.1.1	Types d’incertitudes .....	39
1.3.1.2	Représentation des incertitudes .....	40
1.3.1.3	Etude d’incertitude .....	41
1.3.1.4	Incertitudes dans le cadre de l’étude.....	41
1.3.2	Hétérogénéité et variabilité spatiale du sol .....	42
1.3.2.1	Variabilité des paramètres géotechniques .....	42
1.3.2.2	Effets de la variabilité spatiale des propriétés du sol.....	43
1.3.3	Approche fiabiliste.....	48
1.3.3.1	Notion de probabilité de ruine / de défaillance.....	48
1.3.3.2	Démarche fiabiliste.....	49
1.3.3.3	Notions fondamentales en fiabilité .....	49
<b>1.4</b>	<b>Conclusions du chapitre .....</b>	<b>51</b>

---

**CHAPITRE 2 : METHODOLOGIE ..... 55**

<b>2.1</b>	<b>Mise en œuvre de la méthodologie.....</b>	<b>55</b>
<b>2.2</b>	<b>Modules constitutifs de l’approche développée.....</b>	<b>57</b>
2.2.1	Les données.....	57
2.2.2	Les modèles .....	60
2.2.2.1	Modélisation géo-mécanique.....	61
a)	Modélisation de type poutre 1D .....	62
b)	Modélisation 2D .....	68
c)	Modélisation 2,5D .....	71
d)	Modélisation tridimensionnelle 3D .....	79
e)	Bilan des modèles .....	81
2.2.2.2	Modèles stochastiques .....	82
2.2.2.3	Evaluation des indicateurs de criticité (critères de performance).....	84
2.2.3	Les sorties .....	85
<b>2.3</b>	<b>Conclusions du chapitre.....</b>	<b>85</b>

---

**CHAPITRE 3 : ETUDES ET APPLICATIONS ..... 90**

<b>3.1</b>	<b>Etudes réalisées avec le modèle 3D.....</b>	<b>90</b>
3.1.1	Relation entre le coefficient de réaction du sol et les paramètres intervenant dans la description de l’ISS .....	90

3.1.2 Comparaison entre les résultats du modèle 3D et ceux du modèle 1D .....	93
<b>3.2 Etudes réalisées avec le modèle 2,5D.....</b>	<b>94</b>
3.2.1 Etudes paramétriques .....	94
3.2.1.1 Effets de la pression interne .....	97
3.2.1.2 Effets du rapport $a_q$ .....	98
3.2.1.3 Effets du module de Young du béton.....	99
3.2.1.4 Effets de la longueur de corrélation du sol.....	100
3.2.2 Etude des effets de la variabilité du sol et de la répartition du chargement sur la réponse d'une conduite enterrée .....	100
3.2.2.1 Caractéristiques du modèle pour le cas étudié .....	101
3.2.2.2 Résultats de l'analyse probabiliste .....	102
3.2.2.3 Résultats de l'analyse fiabiliste .....	104
3.2.3 Etude des effets de la variation de la teneur en eau et de la variabilité spatiale du sol sur la réponse d'une conduite enterrée.....	107
3.2.3.1 Relation entre la teneur en eau et la rigidité du sol .....	107
3.2.3.2 Résultats de l'analyse probabiliste .....	110
<b>3.3 Conclusions du chapitre.....</b>	<b>113</b>

---

## **CHAPITRE 4 : OUTIL NUMERIQUE ET APPLICATION A UNE ZONE**

<b>D'ETUDE.....</b>	<b>117</b>
<b>4.1 L'outil numerique .....</b>	<b>117</b>
<b>4.2 Application de l'outil « PERFECCT'EAU » à une zone pilote.....</b>	<b>122</b>
4.2.1 Identification de la zone pilote.....	122
4.2.1.1 Extraction des données accessibles dans les bases de données disponibles .....	123
4.2.1.2 Acquisition des données à travers l'instrumentation d'une conduite .....	126
4.2.2 Données d'entrée et sorties de l'outil pour la zone pilote.....	134
<b>4.3 Conclusions du chapitre .....</b>	<b>141</b>

---

## **CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES..... 143**

---

## **REFERENCES ..... 146**

---

## **ANNEXES ..... 155**

<b>ANNEXE A : DETERMINATION DE LA MATRICE DE RIGIDITE ELEMENTAIRE D'UNE POUTRE SUR SOL ELASTIQUE .....</b>	<b>155</b>
--	------------

<b>ANNEXE B : METHODE DES SURFACES DE REPONSE.....</b>	<b>161</b>
<b>ANNEXE C : PARAMETRES DES SURFACES DE REPONSE.....</b>	<b>164</b>
<b>ANNEXE D : LISTE DES DOCUMENTS FOURNIS.....</b>	<b>173</b>

# LISTE DES FIGURES

## Chapitre 1

Figure 1. 1 : Composition d'un tuyau de type AT (BONNA BETON, 2016a).....	7
Figure 1. 2 : Composition d'un tuyau de type FTI (BONNA BETON, 2016b).....	8
Figure 1. 3 : Coupe de la paroi du tuyau : (a) de type ATM, et (b) de type ATP.....	8
Figure 1. 4 : Types de joint pour les conduites de type BONNA : a) Joint soudé SL et b) Joint ER.....	9
Figure 1. 5 : Causes de dégradation d'une conduite (Wang et al., 2014).....	14
Figure 1. 6 : Modèle du joint (Buco, 2007).....	19
Figure 1. 7 : Essai de compression (en chargement et en déchargement).....	19
Figure 1. 8 : Modèle local de compression axiale (Buco, 2007).....	19
Figure 1. 9 : Rigidité du joint en cisaillement.....	20
Figure 1. 10 : Modèle local de cisaillement (Buco, 2007).....	20
Figure 1. 11 : Géométrie et conditions de chargement.....	21
Figure 1. 12 : Effet d'une charge verticale sur une conduite rigide et une autre flexible (Thépot, 2004) .....	23
Figure 1. 13 : Notion de rigidité (Thépot, 2004).....	23
Figure 1. 14 : Schéma de calcul de Marston.....	25
Figure 1. 15 : Diffusion d'une charge ponctuelle sur une conduite enterrée.....	28
Figure 1. 16 : Surcharge répartie au-dessus du tuyau (FD CEN/TR 1295-3, 2008).....	29
Figure 1. 17 : Modèle de Winkler.....	31
Figure 1. 18 : Élément unitaire isolé d'une poutre.....	31
Figure 1. 19 : Interaction sol-poutre selon le modèle de Winkler (Winkler, 1867).....	32
Figure 1. 20 : Modèle d'interaction sol - conduite du Fascicule 70.....	37
Figure 1. 21 : Calcul de la déformation initiale de la conduite.....	38
Figure 1. 22 : Fonction d'autocorrélation (modèle sphérique, gaussien et exponentiel, $\sigma^2=1$ ; $a=1$ ) (Elachachi, 2012).....	45
Figure 1. 23 : Semi-variogramme (modèles sphérique, gaussien et exponentiel, $\sigma^2 = 1$ ; $a = 1$ ) (Elachachi, 2012).....	46
Figure 1. 24 : Champ pour deux longueurs de corrélation : 4, 25 m (a) et 34 m (b) (Elachachi, 2012).....	47

## Chapitre 2

Figure 2. 1 : Modules constitutifs de l'approche développée.....	57
Figure 2. 2 : Modèle de calcul 1D.....	63
Figure 2. 3 : Un élément poutre reposant sur un sol élastique de rigidité $k_s$ et soumis à une charge uniforme $q$ .....	64
Figure 2. 4 : Moments et rotations au niveau des joints.....	65
Figure 2. 5 : Interpolation linéaire entre les efforts aux nœuds.....	67
Figure 2. 6 : Bilan des forces dans une section de poutre.....	67
Figure 2. 7 : Maillage entier du modèle 2D.....	69
Figure 2. 8 : Modèle 2D.....	70
Figure 2. 9 : Coupe de la paroi de la conduite, d'une longueur $l_{calc}$ .....	71
Figure 2. 10 : Hypothèses pour les contraintes dans les modèles 1D et 2D.....	72
Figure 2. 11 : La clé, les reins et le radier d'une conduite.....	73
Figure 2. 12 : Les neuf points d'intérêt.....	73

Figure 2. 13 : Notation des contraintes au niveau de la clé, des reins et du radier .....	74
Figure 2. 14 : Comparaison des résultats du modèle 2D et de la MSR pour $\sigma_{yy}$ au BE2 .....	78
Figure 2. 15 : Ressorts dans les modèles 1D et 2D .....	79
Figure 2. 16 : Maillage du revêtement extérieur .....	80
Figure 2. 17 : Section transversale du maillage 3D.....	80
Figure 2. 18 : Discrétisation du champ aléatoire du coefficient de réaction du sol en zones (Elachachi et al., 2004).....	83

### Chapitre 3

Figure 3. 1 : Démarche pour le calcul du coefficient de réaction du sol .....	92
Figure 3. 2 : Valeurs obtenues de $k_s$ pour différentes valeurs de $Esb$ .....	92
Figure 3. 3 : Contraintes de Von Mises obtenues à partir du modèle 3D.....	94
Figure 3. 4 : Positions, initiale et après tassement, des nœuds de la fibre inférieure le long de la conduite .....	94
Figure 3. 5 : Tassement obtenu à partir du modèle 1D.....	94
Figure 3. 6 : Affichage des résultats d'une simulation du modèle 2,5D pour le point BE3 .....	96
Figure 3. 7 : Illustration des contraintes de Von Mises dans la section transversale.....	97
Figure 3. 8 : Effet de la pression interne sur les contraintes circonférentielles .....	98
Figure 3. 9 : Effet du rapport $a_q$ sur les contraintes circonférentielles .....	98
Figure 3. 10 : Effet du module de Young du béton sur les contraintes circonférentielles.....	99
Figure 3. 11 : Effet du ratio $\lambda$ sur les contraintes circonférentielles.....	100
Figure 3.12 : Valeurs des chargements appliqués à la conduite en fonction de la profondeur.....	101
Figure 3.13 : Influence de la longueur de corrélation du sol sur l'ouverture maximale du joint : pour différentes profondeurs d'enfouissement (a) et différents coefficients de réaction du sol (b) ...	102
Figure 3.14 : Influence du coefficient de réaction du sol sur l'ouverture maximale.....	103
Figure 3. 15 : Influence de la longueur de corrélation du sol sur la fonction de répartition de l'ouverture maximale pour une profondeur de 5m .....	103
Figure 3. 16 : Influence sur l'ouverture maximale du joint de la profondeur (a) et de la longueur de corrélation du sol (b) pour plusieurs rigidités de joints .....	104
Figure 3. 17 : Démarche de l'analyse probabiliste pour le cas étudié .....	105
Figure 3.18 : Influence du coefficient de variation de Q sur la fonction de distribution cumulative de l'ouverture maximale du joint pour une profondeur d'enfouissement de 3m.....	105
Figure 3. 19 : Calcul de l'indice de fiabilité $\beta$ .....	106
Figure 3. 20 : Valeurs de l'indice de fiabilité $\beta$ pour : différents coefficients de variation de Q (a) et différents coefficients de variation de $\gamma$ (b) .....	107
Figure 3. 21 : Les différents cas considérés pour la relation entre $k_s$ et $w$ .....	108
Figure 3. 22 : Variation de la teneur en eau volumique en fonction du temps (a) et de la profondeur (b) .....	109
Figure 3. 23 : Valeurs moyennes des teneurs en eau volumiques mesurées sur les mois de l'année..	109
Figure 3. 24 : Ouverture de joint maximale obtenue pour les différents cas.....	110
Figure 3. 25 : Déplacement vertical maximal (en valeur absolue) obtenu pour les différents cas.....	111
Figure 3. 26 : Contraintes circonférentielles maximales obtenues en BI1 (a), BI2 (b) et BI3 (c).....	111
Figure 3. 27 : Fonction de répartition de l'ouverture maximale de joint (a), et de la contrainte circonférentielle au point BI3 (b), pour les différents cas considérés.....	112

## Chapitre 4

Figure 4. 1 : Ordinogramme de l’outil.....	118
Figure 4. 2 : Fenêtre principale de l’interface graphique de l’outil « PERFECCCT’EAU ».....	118
Figure 4. 3 : Création d’une nouvelle étude .....	119
Figure 4. 4 : Données d’entrée concernant la conduite et le joint .....	120
Figure 4. 5 : Données d’entrée concernant le sol .....	120
Figure 4. 6 : Données d’entrée concernant les chargements et les conditions aux limites.....	121
Figure 4. 7 : Récapitulatif des données d’entrée nécessaires pour l’outil « PERFECCCT’EAU » .....	121
Figure 4.8 : Localisation des chantiers des zones identifiées sur le réseau des feeders en BONNA ..	123
Figure 4. 9 : Données manquantes dans les documents fournis (données encadrées en rouge).....	126
Figure 4. 10 : Localisation de la zone pilote parmi les chantiers de la zone NEUIL124 .....	127
Figure 4. 11 : Caractéristiques de la conduite instrumentée.....	127
Figure 4. 12 : Capteur géotextile posé sur le site : (a) bande de géotextile portant les câbles optiques ; (b) 2 bandes capteurs posées sous la conduite, différenciées par les notations « Fond Route », FR, et « Fond Trottoir », FT ; (c) 2 bandes capteurs posées au-dessus de la conduite, différenciées par les notations « Dessus Route », DR, et « Dessus Trottoir », DT .....	129
Figure 4. 13 : Position mesurée des câbles optiques : (a) sous la conduite ; (b) au-dessus de la conduite .....	129
Figure 4. 14 : Mesures des déformations du sol par les bandes capteur placées au fond de la tranchée : (a) et (b) Fond Route câbles Orange et Jaune (FRO et FRJ) ; (c) et (d) Fond Trottoir câbles Orange et Jaune (FTO et FTJ) .....	131
Figure 4. 15 : Variogrammes expérimentaux des mesures des déformations du sol par les bandes capteur placées sous la conduite, sens Nord-Sud, pour les séries FRJ, FRO, FTJ et FTO.....	132
Figure 4. 16 : Mesures de la déformation du sol pour la série FTO (trait en rouge) et 100 champs aléatoires simulés de la déformation du sol (traits en noir) .....	133
Figure 4. 17 : Variogramme moyen simulé des déformations du sol sous la conduite .....	134
Figure 4. 18 : Sorties des déplacements à partir de l’outil « PERFECCCT’EAU » .....	137
Figure 4. 19 : Sorties des contraintes en BI2 à partir de l’outil « PERFECCCT’EAU ».....	137
Figure 4. 20 : Sorties des ouvertures de joints à partir de l’outil « PERFECCCT’EAU ».....	138
Figure 4. 21 : Sorties des indices de fiabilité à partir de l’outil « PERFECCCT’EAU » .....	139
Figure 4. 22 : Sorties de l’indicateur de criticité $I_{cr}$ à partir de l’outil « PERFECCCT’EAU » : pour $\beta_{ELI}=1,5$ (a), et pour $\beta_{ELI}=1,9$ (b).....	140

# LISTE DES TABLEAUX

## Chapitre 1

Tableau 1. 1 : Sollicitations de pression dimensionnantes .....	10
Tableau 1. 2 : Epaisseur théorique minimale $t_{\min}$ — Epaisseur théorique minimale du revêtement intérieur $t_{\min}$ , épaisseur de la tôle incluse (NF EN 641, 1995) .....	11
Tableau 1. 3 : Valeurs de $\gamma_M$ et $\gamma_M \cdot \gamma_A$ selon la norme NF EN 1295 (FD CEN/TR 1295-3, 2008) .....	12
Tableau 1. 4 : Déformation admissible pour le diamètre horizontal (Sandraz et al., 2015) .....	13
Tableau 1. 5 : Déboîtements angulaires admissibles (NF EN 639, 1995) .....	13
Tableau 1. 6 : Récapitulatif des modèles d'interaction sol-structure.....	34
Tableau 1. 7 : Expressions proposées pour le coefficient de réaction du sol $k_s$ .....	35

## Chapitre 2

Tableau 2. 1 : Données utiles pour les modèles développés .....	59
Tableau 2. 2 : Caractéristiques de la conduite .....	68
Tableau 2. 3 : Dimensions de la section transversale de la conduite.....	69
Tableau 2. 4 : Valeurs attribuées aux différentes variables.....	75
Tableau 2. 5 : Paramètres des surfaces de réponse pour la position BE2.....	77
Tableau 2. 6 : Bilan des modèles.....	81

## Chapitre 3

Tableau 3. 1 : Caractéristiques géométriques et mécaniques pour le modèle 3D .....	91
Tableau 3. 2 : Comparaison des valeurs de $k_s$ obtenues par les différentes relations .....	93
Tableau 3. 3 : Données d'entrée pour la simulation considérée .....	95
Tableau 3. 4 : Données d'entrée communes pour les études paramétriques .....	97
Tableau 3. 5 : Les coefficients a et b obtenus pour les trois cas considérés .....	108
Tableau 3. 6 : Moyennes (en MN/m <sup>3</sup> ) et coefficients de variation obtenus pour $k_s$ selon le cas considéré.....	110

## Chapitre 4

Tableau 4. 1 : Liste des zones fournie par le gestionnaire du projet .....	122
Tableau 4. 2 : Données générales présentes dans les documents fournis .....	124
Tableau 4. 3 : Types d'aléas renseignés dans les documents fournis.....	124
Tableau 4. 4 : Tests présents dans les documents fournis .....	124
Tableau 4. 5 : Données accessibles dans les documents fournis .....	125
Tableau 4. 6 : Détails des campagnes de mesures en 2016-2017 .....	130
Tableau 4. 7 : Valeurs de la portée et du palier observés pour les variogrammes expérimentaux .....	132

---

# INTRODUCTION GENERALE

---

## Contexte et enjeux

Dans le domaine des canalisations enterrées, les installations vieillissantes, la diversité des matériaux, les environnements variables, voire le fait que les canalisations soient enterrées sont autant d'arguments qui expliquent la nécessité de mettre en place des plans et programmes de maintenance et de renouvellement adaptés. Plusieurs méthodes et outils ont été développés pour assister les exploitants à préparer leurs plans de maintenance et de renouvellement, tels que les approches multicritères, les outils économiques, et les outils statistiques (lois de survie, etc.).

Dans cette dynamique, notre étude concerne les conduites de transfert (conduites dédiées à acheminer l'eau du lieu de production et de traitement vers les lieux de stockage), notamment les conduites en béton armé à âme en tôle d'acier. Or, comme ces conduites sont de grandes dimensions et ont assurément un grand impact en cas de défaillance, et comme il est difficile au gestionnaire du réseau, de transposer à ces conduites, du fait de leur faible linéaire (environ 776 kilomètres, représentant moins que 9% du linéaire total du réseau de l'Île-de-France) et leur faible taux de défaillance, les méthodes statistiques traditionnellement utilisées pour les autres types de conduites présentes dans son patrimoine, il souhaite, par conséquent, se doter d'un outil permettant une gestion optimisée du réseau de ces conduites. Pour ce faire, dans le cadre de ma thèse, nous nous basons sur une approche géo-mécanique permettant de modéliser le comportement des conduites de transfert, tout en incorporant le fait que leur environnement est incertain.

Une meilleure connaissance des déterminants du comportement géo-mécanique des conduites de transfert et leur modélisation constituent la finalité des travaux de la thèse et apparaissent comme un préalable utile à une gestion optimisée du réseau.

## Objectifs

Nous nous intéressons, dans le cadre de cette étude, à la modélisation du comportement géo-mécanique des conduites de transfert à pression (de grands et moyens diamètres). Les aspects hydrauliques ne sont pris en considération que par leurs effets (la pression hydraulique interne).

Les verrous scientifiques identifiés relatifs à notre problématique gravitent autour de trois points importants :

- l'interaction sol-conduite (ISC),
- la modélisation numérique proprement dite de l'ISC,

- la prise en compte des diverses incertitudes (aléatoires, c'est-à-dire liées à la variabilité intrinsèque des propriétés, et épistémiques, c'est-à-dire résultant, par exemple, d'une connaissance partielle du mécanisme étudié ou d'une modélisation incomplète).

Ces trois points sont forcément couplés et interdépendants.

Lever les verrous vis-à-vis de l'interaction sol-conduite consiste à identifier l'ensemble des paramètres et facteurs qui l'affectent. Cela consiste également, en lien avec les verrous attachés à la modélisation numérique, à tenir compte de cette interaction dans la modélisation, en affinant les modèles de comportement longitudinal des conduites. Une meilleure modélisation du comportement des joints entre les tronçons est également un point important à prendre en compte. La dégradation de l'étanchéité au niveau des joints est un mécanisme principal d'amorce de la corrosion et de sa propagation ultérieure.

Il est à noter que les méthodes de dimensionnement classiques retenues dans les codes normatifs (Eurocode 7, Fascicule 70, NF EN 639, NF EN 640, NF EN 641, NF EN 642, et NF EN 1295) ne considèrent la conduite qu'au travers de sa section transversale et dans des conditions optimales de pose. Ces conditions optimales sont difficilement respectées dans la réalité (dégradation des lits de pose et d'assise et/ou des tassements différentiels après quelques années de service), pour cela, l'intégration de la dimension longitudinale (et non uniquement la dimension transversale) dans l'analyse devient un impératif.

Lever les verrous relatifs à la présence et la propagation de différentes familles d'incertitudes :

- sur les données : les réseaux enterrés ne sont pas directement accessibles. Il en découle que le niveau de connaissance sur leurs attributs (diamètre, type de sol encaissant, ...) est parfois limité pouvant aller jusqu'à l'ignorance totale. Les propriétés aussi bien de la conduite que du sol sont variables spatialement. Certains paramètres essentiels sont totalement occultés et ne sont pas présents dans les bases de données disponibles.
- sur les modèles et méthodes utilisés : les modèles de description des états et des performances sont complexes pour une description physique fine. Tout modèle, quel que soit son degré de raffinement, reste une abstraction et une idéalisation de la réalité.

Nous tentons de répondre à ces objectifs dans le présent mémoire organisé en quatre chapitres :

- au **Chapitre 1**, nous établissons un état de l'art permettant d'aborder les différents aspects à considérer dans notre approche.
- au **Chapitre 2**, nous présentons la méthodologie suivie pour répondre aux objectifs définis, et permettant de mettre en place un outil numérique qui répond aux besoins du gestionnaire.
- au **Chapitre 3**, nous présentons différentes études réalisées dans le cadre de la thèse et mettant en œuvre la méthodologie présentée au **Chapitre 2**.
- au **Chapitre 4**, nous décrivons l'outil numérique développé dans le cadre de la thèse, et nous présentons une démonstration complète de la faisabilité de la démarche, réalisée sur une zone particulière du patrimoine géré par le gestionnaire pour qualifier l'outil et s'assurer qu'il répond à ses besoins. Ce dernier chapitre constitue la finalité opérationnelle de l'étude.

---

# CHAPITRE 1

## *Etat de l'art*

---



---

# CHAPITRE 1 :

## Etat de l'art

---

L'état de l'art établi dans ce premier chapitre est constitué de trois grandes parties permettant d'aborder les différents aspects à considérer dans notre approche.

Dans la première partie, sont abordés les aspects concernant la structure de base, « la conduite ». Il est à noter ici que la réalisation de composants pour des canalisations enterrées destinées à des systèmes d'adduction d'eau et d'assainissement utilise différentes sortes de matériaux constitutifs des tuyaux. Le poids, la capacité portante et la ductilité varient entre les tuyaux. A côté de cela, différents types de méthodes d'assemblage sont utilisés selon les matériaux constitutifs des tuyaux. Sont décrits, dans cette partie, le concept des conduites qui font l'objet de notre étude, les règles de dimensionnement de ces conduites, les paramètres à contrôler, ainsi que les pathologies et modes de défaillances typiques qu'elles peuvent subir. Différentes méthodes, présentes dans la littérature, qui permettent de modéliser le tronçon et le joint, éléments constitutifs d'une conduite, sont également présentées.

Dans la deuxième partie, nous nous intéressons aux aspects concernant « le système sol-conduite ». En effet, le sol constitue l'environnement des conduites enterrées, et a une influence déterminante sur la répartition des efforts et des déplacements de la conduite. Nous présentons d'abord les aspects concernant le sol seul, qui est une « structure » portant, répartissant et transmettant une charge. Des types différents de sols peuvent être utilisés pour l'appui et l'enrobage du tuyau ainsi que pour le remblai proprement dit de la tranchée. Le sol a également de nombreux paramètres — comme les matériaux des tuyaux — qui doivent être pris en compte dans le calcul de résistance mécanique des canalisations enterrées, tels que la densité relative (densité Proctor), la masse volumique, l'angle de frottement et le module de sol. Ensuite, nous présentons également la notion de rigidité d'une conduite et les aspects concernant la diffusion des charges. Enfin, des comparaisons sont faites sur les différents modèles utilisés dans la littérature pour représenter l'interaction sol-structure.

Dans la troisième partie, nous nous intéressons aux aspects concernant les incertitudes pouvant intervenir dans le cadre de notre étude, la variabilité spatiale des propriétés du sol provenant du fait que le sol est un espace hétérogène, et la fiabilité qui permet de mesurer le degré de sécurité d'une structure, ce qui permet de réduire le risque de défaillance des structures par l'organisation de programmes de maintenance-inspection.

## 1.1 La conduite

Une conduite est, par définition, une suite de tronçons, éléments généralement de section circulaire lorsqu'ils sont préfabriqués, destinés à l'acheminement d'un fluide, d'un liquide, d'un gaz ou d'un solide pulvérulent entre deux points, ou au transport de l'énergie (air comprimé, vapeur, huile hydromécanique).

Pour le transport d'eau potable, s'agissant des systèmes à pression relativement élevée, les conduites les plus couramment utilisées sont les conduites cylindriques en béton précontraint ou non, à âme en tôle d'acier (termes en anglais : Prestressed Concrete Cylinder Pipe, PCCP ou Reinforced Concrete Pressure Pipe, RCPP). Ces conduites en béton offrent le double avantage, comparativement aux conduites en acier, d'être résistantes à la corrosion dans des conditions sévères et d'être également plus économiques. Elles sont constituées d'une âme en tôle positionnée entre deux couches de béton. Le revêtement externe en béton est renforcé de spires ou d'un fil en acier, qui peuvent être précontraints avec une amplitude de précontrainte variant entre 1034 et 1303 MPa (AWWA, 2008).

Les conduites qui font l'objet de notre étude sont des conduites en béton armé à âme en tôle d'acier, communément appelées conduites à âme en tôle de type BONNA. Cette appellation vient du nom de l'entreprise « BONNA SABLE » qui s'occupe de leur fabrication.

### 1.1.1 Conduites en béton à âme en tôle

#### 1.1.1.1 Description

Le concept du tuyau en béton à âme en tôle associe de manière optimale les performances et les caractéristiques du béton et de l'acier. Ce tuyau, utilisé dans les conduites à pression, a plusieurs avantages, tels que sa résistance mécanique (à l'ovalisation, à la flexion, ...), sa résistance à la pression et à la dépression, sa pérennité garantie grâce à ses propriétés contre la corrosion, l'abrasion, et son insensibilité aux agents climatiques.

Les tuyaux en béton à âme tôle sont conçus et fabriqués selon les préconisations des normes NF EN 639 et 641. Il faut toutefois souligner que ces normes datent de 1995, alors que l'année de pose moyenne des conduites de type BONNA sur le territoire du SEDIF est 1972 (Sandraz et al., 2015).

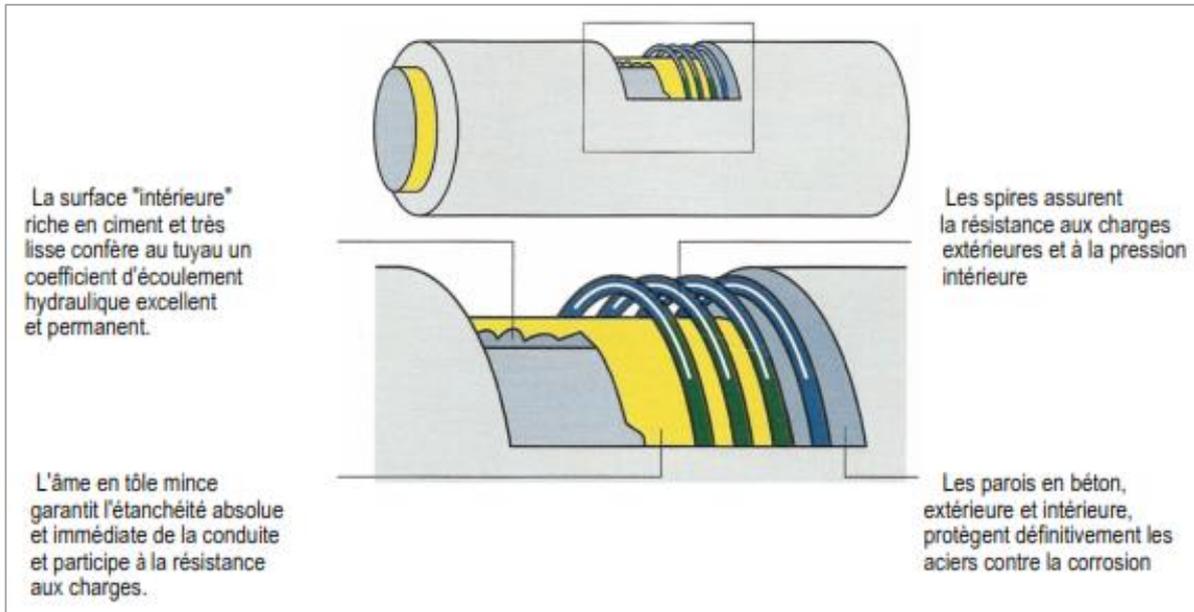
#### a) Types de tuyaux

L'entreprise BONNA SABLE propose deux types de tuyau à âme en tôle :

- un modèle dit « AT » (âme tôle + béton armé) (**Figure 1. 1**) comprenant :
  - une âme en tôle d'acier cintrée et soudée longitudinalement,

- une armature de revêtement constituée de spires à pas constant, auxquelles peuvent être adjointes des génératrices,
- un revêtement extérieur et intérieur en béton enrobant les armatures.

Les tuyaux de ce type ont un diamètre intérieur compris entre 400 mm et 2500 mm, et leur longueur est conçue selon la demande du client (variable).



**Figure 1. 1 : Composition d'un tuyau de type AT (BONNA BETON, 2016a)**

- un modèle dit « FTI » (âme tôle + béton précontraint) (**Figure 1. 2**) comprenant :
  - une âme en tôle munie de bagues d'about soudées à ses extrémités,
  - un revêtement intérieur (centrifugé ou moulé) et un revêtement extérieur (moulé) protégeant l'âme en tôle et formant le primaire,
  - une armature à haute résistance à la traction obtenue par enroulement hélicoïdal d'un fil d'acier, sous tension contrôlée, autour du primaire, assurant une précontrainte circonférentielle ; le pas et le diamètre du fil sont adaptés aux conditions d'utilisation ;
  - un revêtement en béton vibré de forte compacité.

Les tuyaux de ce type ont un diamètre intérieur compris entre 200 mm et 4000 mm, et leur longueur est entre 2,34 m et 6,15 m.

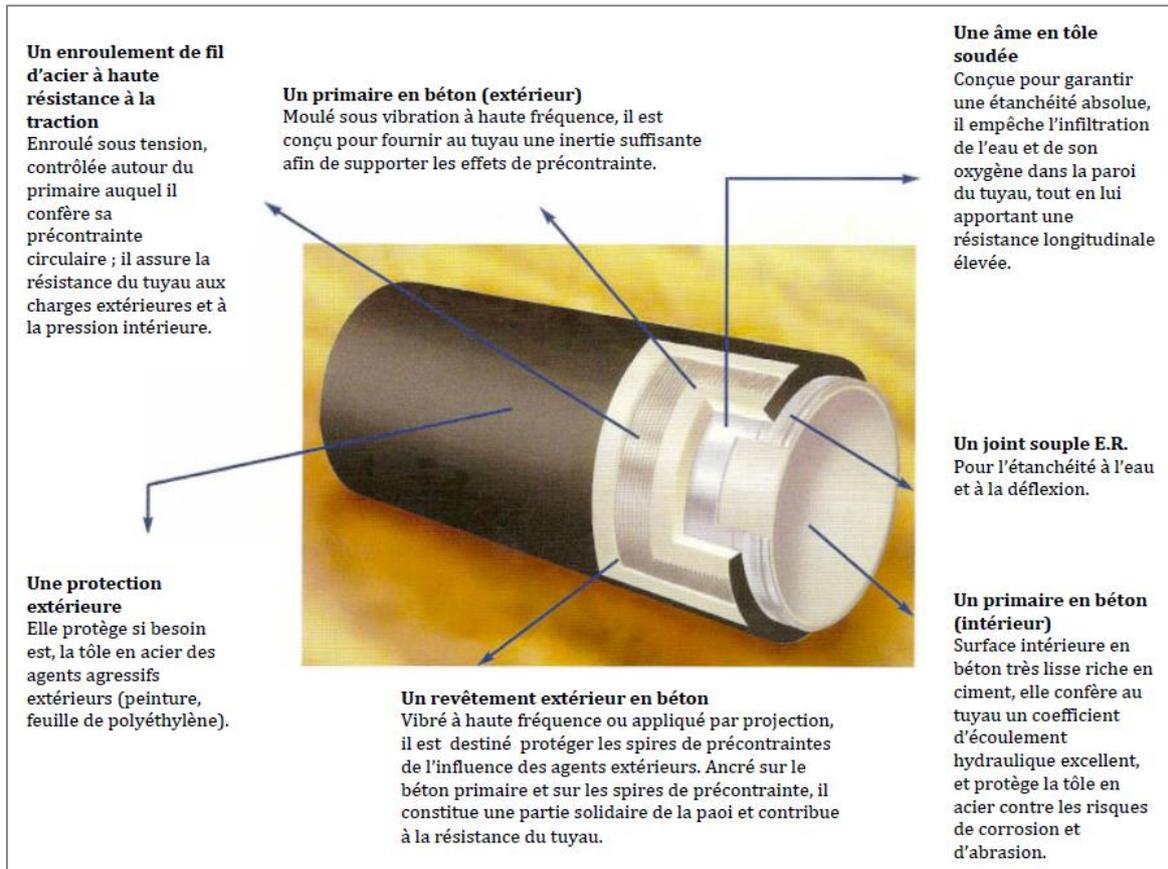


Figure 1. 2 : Composition d'un tuyau de type FTI (BONNA BETON, 2016b)

Nous nous intéressons aux conduites de type « AT » qui ont été mises en place sur le territoire du gestionnaire. Pour ce type de tuyau, on distingue :

- les tuyaux en béton moulé à âme en tôle (ATM) (Figure 1. 3a), où la mise en œuvre du béton se fait par moulage et vibration, à haute fréquence, des bétons intérieur et extérieur en une seule opération,
- les tuyaux en béton projeté à âme en tôle (ATP) (Figure 1. 3b), où la mise en œuvre du béton se fait par centrifugation pour le revêtement intérieur et par projection du revêtement extérieur.

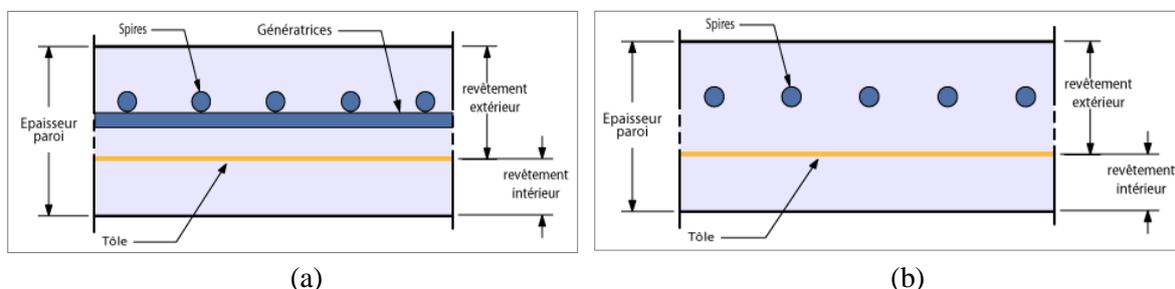


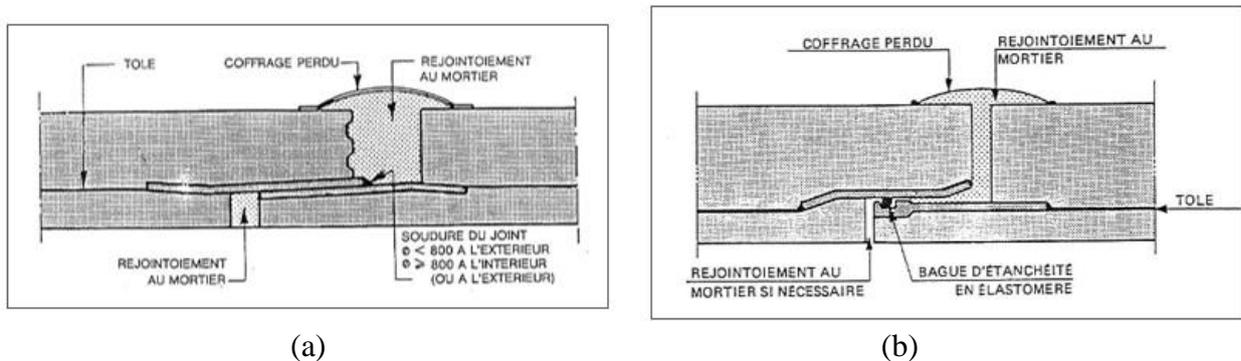
Figure 1. 3 : Coupe de la paroi du tuyau : (a) de type ATM, et (b) de type ATP (BONNA BETON, 2016a)

## b) Les joints

Les joints des conduites à âme en tôle de type BONNA sont à emboîtement normal, et s'intègrent à la géométrie de la conduite sans créer de relief sur les parements de celle-ci. En face intérieure, la continuité de parement est favorable à un écoulement sans turbulence ni perte de charge. Côté extérieur, cette disposition présente un avantage de réduction du frottement en cas de mise en œuvre par fonçage ou poussage / tractage de la conduite. Cette continuité peut également minimiser l'effet de point faible mécanique que peut représenter le joint pour le comportement d'ensemble de la conduite.

Jusque dans les années 60, les joints, pour les conduites de type BONNA sur le territoire du gestionnaire, étaient des joints coulés au plomb. À ce jour, il existe deux types de joints :

- le joint soudé « slip-joint » (en abrégé « SL ») (**Figure 1. 4 a**), qui est un joint soudé à l'arc électrique ; les pièces de joint, parties intégrantes du tuyau sont constituées de deux bagues métalliques coniques, l'une femelle désignée conventionnellement par « S » et l'autre mâle désignée par « L » ; ce joint est soudé sur chantier et la résistance de la soudure peut constituer un point faible de la conduite ;
- le joint « ER » à garniture en élastomère (**Figure 1. 4 b**), qui est un joint glissant dont l'étanchéité est assurée par une bague d'étanchéité en élastomère de section circulaire ; les pièces métalliques de joint, parties intégrantes du tuyau, sont constituées de deux bagues, l'une femelle désignée conventionnellement par « E » et l'autre mâle désignée par « R » ; pour ce joint, la garniture en élastomère assure une meilleure flexion.



**Figure 1. 4 : Types de joint pour les conduites de type BONNA : a) Joint soudé SL et b) Joint ER (BONNA, 1994 a et b)**

## c) Caractéristiques mécaniques

Les normes NF EN 639 et NF EN 641 ne préconisent pas de nuance spécifique pour l'acier de l'âme. La norme NF EN 639 préconise en revanche une résistance mécanique minimale du béton de 35 MPa à 28 jours. Le fonctionnement de type béton armé, assuré par le béton des revêtements interne et externe et par l'acier de l'âme en tôle et des spires, permet de résister aux efforts de flexion composée appliqués sur la circonférence de la conduite. Le béton en traction n'est pas pris en compte pour l'équilibre des efforts. Vis-à-vis des sollicitations liées à la pression exercée par l'eau transportée, la norme NF EN 641 précise que le tuyau doit respecter les conditions du **Tableau 1. 1** (essai de pression hydraulique) :

**Tableau 1. 1 : Sollicitations de pression dimensionnantes**

Diamètre nominal de la conduite	Sollicitation dimensionnante
< 1200 mm	max (pression maximale de calcul + 200 kPa ; 1,2*pression maximale de calcul)
> 1200 mm	max (pression maximale de calcul + 100 kPa ; 1,2*pression maximale de calcul)

Des propriétés de résistance à la traction ou compression longitudinale (favorables pour une mise en œuvre par tractage / poussage) ou de résistance aux chocs et aux poinçonnements sont associées à ce type de conduite et en particulier à la présence de son âme en acier. Les normes ne présentent cependant pas d'élément de dimensionnement (méthode de calcul, épaisseurs minimales,...) vis-à-vis de ces sollicitations spécifiques.

### 1.1.1.2 Règles de dimensionnement

La norme européenne NF EN 641 spécifie les prescriptions et la fabrication des tuyaux à pression en béton armé avec âme en tôle, non précontraints, dont les diamètres intérieurs sont compris entre 250 mm et 4000 mm. Selon cette norme, ce type de tuyau est calculé pour résister à la pression intérieure, aux charges extérieures et dans des conditions de pose souhaitées par le maître d'ouvrage. Il convient aussi à tout emploi sans charge extérieure et sans pression intérieure. L'article 3.2.1 de la norme précise une épaisseur minimale de 1,5 mm pour l'âme en tôle. De même, la norme indique l'épaisseur théorique minimale de la paroi du tuyau et celle du revêtement intérieur pour chaque type de tuyau (**Tableau 1. 2**).

Egalement, cette norme décrit les procédures de calcul pour les deux types de tuyaux en béton armé à âme en tôle (NF EN 641, 1995) :

- ceux avec armature écartée de la tôle, où les tuyaux sont calculés pour reprendre les contraintes de traction et de flexion engendrées par chacune des conditions suivantes :
  - une combinaison de la pression maximale de calcul (qui est égale à la pression de calcul majorée de la pression correspondant au coup de bélier) et des charges fixes ;
  - une combinaison de la pression de calcul, des charges fixes et mobiles.

Dans ces conditions, les contraintes de traction dans les aciers n'excèdent pas les deux tiers de la limite élastique des aciers.

- ceux avec armature plaquée sur la tôle, où les caractéristiques métalliques des tuyaux doivent être telles que les tuyaux reprennent la pression hydraulique à la fois en régime permanent de service et en régime transitoire ; l'épaisseur de la tôle ainsi que la section et le pas du fil enroulé en spirale sont tels que les contraintes dans les aciers n'excèdent pas :
  - la moitié de la limite élastique de l'acier lorsque le tuyau est soumis à la pression de calcul ;
  - les deux tiers de la limite élastique de l'acier lorsque le tuyau est soumis à la pression maximale de calcul.

**Tableau 1. 2 : Epaisseur théorique minimale  $t_{min}$ — Epaisseur théorique minimale du revêtement intérieur  $t_{imin}$ , épaisseur de la tôle incluse (NF EN 641, 1995)**

DN/ID	$t_{imin}$ (mm)	$t_{min}$ (mm)	$t_{min}$ tuyau à âme en tôle et armature plaquée contre la tôle (mm)
250	15	50	40
300	15	50	40
400	15	50	40
500	20	55	45
600	20	60	45
700	20	65	45
800	20	70	45
900	20	75	45
1000	20	80	45
1100	25	85	50
1200	25	95	50
1250	25	100	50
1400	25	110	50
1500	25	115	
1600	25	125	
1800	30	140	
2000	40	155	
2100	40	165	
2200	40	170	
2400	45	185	
2500	45	195	
2600	45	200	
2800	45	215	
3000	45	220	
3200	45	230	
3500	50	250	
4000	55	290	

### 1.1.1.3 Paramètres à contrôler et seuils de résistance

Les paramètres et seuils de résistance à prendre en compte pour l'analyse du comportement des conduites enterrées peuvent être définis à partir de certaines valeurs fixées par les normes.

On distinguera les paramètres de résistance mécanique et ceux de déformation géométrique.

#### a) Limites de résistance

Les limites de résistance prises en compte pour caractériser les limites de comportement sont celles définies dans la norme NF EN 1295 (FD CEN/TR 1295-3, 2008). En effet, les normes NF EN 639 et 641 ne définissent que les contraintes minimales des matériaux et les vérifications à considérer dans le cadre du dimensionnement.

Pour le béton, comme indiqué dans la section 1.1.1.1, la résistance caractéristique minimale requise est de 35 MPa à 28 jours. Pour les armatures (tôle et spires), la résistance caractéristique minimale requise dépend de la nuance d'acier utilisée. D'après la norme NF EN 1295 (FD CEN/TR 1295-3, 2008), la vérification de la résistance mécanique ultime consiste à montrer que, sous l'effet des charges pondérées (e. g. sol, pression d'eau), la charge résultante n'excède pas défavorablement la résistance mécanique de référence obtenue en divisant la résistance

caractéristique par un coefficient  $\gamma_M$  (**Tableau 1. 3**). Le coefficient  $\gamma_A$  pris égal à 1,25 (**Tableau 1. 3**), tient principalement compte de la possibilité défavorable d'excéder les combinaisons des charges considérées, compte tenu de la faible probabilité de la simultanéité des charges. Le coefficient  $\gamma_M$  prend en compte la probabilité que le matériau ait une résistance plus faible que la résistance caractéristique, ainsi que les possibles défauts structuraux ou géométriques locaux.

**Tableau 1. 3 : Valeurs de  $\gamma_M$  et  $\gamma_M \cdot \gamma_A$  selon la norme NF EN 1295 (FD CEN/TR 1295-3, 2008)**

Type de canalisation	$\gamma_M$		$\gamma_M \cdot \gamma_A$	
	Structures non visitables	Structures visitables	Structures non visitables	Structures visitables
<b>Fibrociment</b>	1,5	1,65	1,88	2,06
<b>Grès</b>	1,6	1,76	2,00	2,20
<b>Béton (non armé)</b>	1,6	1,76	2,00	2,20
<b>Béton (armé)</b>	1,4	1,40	1,75	1,75
<b>Fonte ductile</b>	1,2	1,20	1,50	1,50
<b>PRV</b>	1,5	1,65	1,88	2,06
<b>PE</b>	1,7	1,87	1,12	2,33
<b>PVC compact</b>	1,7	1,87	2,12	2,33
<b>Acier</b>	1,2	1,20	1,50	1,50

Il est à noter que l'article B.13.3 de la norme NF EN 1295 (FD CEN/TR 1295-3, 2008) propose également des prescriptions pour la vérification en ce qui concerne les états limites de service.

### **b) Limites de déformations**

Pour les tuyaux avec armature plaquée sur la tôle, selon l'article 3.2.2 de la norme NF EN 641, l'augmentation du diamètre horizontal à l'axe des tuyaux sous l'effet des charges extérieures est calculée et comparée à la valeur maximale admissible (**équation (1. 1)**) :

$$\Delta x = 9,8 \cdot 10^{-6} \cdot D_i^2 - 2,2 \cdot 10^{-3} \cdot D_i \quad (1. 1)$$

où  $\Delta x$  et  $D_i$  sont exprimés en millimètres ;  $D_i$  désigne le diamètre intérieur théorique du tuyau.

Par ailleurs, le Fascicule 70 (1991) indique, dans l'énoncé des hypothèses de calcul, que le modèle de calcul retenu suppose que les ovalisations maximales sont inférieures à 5 % en court terme, et 10% en long terme. Ces valeurs sont valables pour un modèle de canalisation à comportement flexible (section 1.2.2) et sont bien supérieures aux limites énoncées par la norme NF EN 641.

Les valeurs limites d'ovalisation sont présentées dans le **Tableau 1. 4**, sur la base des prescriptions de la norme NF EN 641.

**Tableau 1. 4 : Déformation admissible pour le diamètre horizontal (Sandraz et al., 2015)**

Diamètre intérieur de la conduite (mm)	Déformation admissible pour le diamètre horizontal (mm)	
	Gamme ATM	Gamme ATP
300	0,2	-
400	0,7	0,7
500	1,4	1,4
600	2,2	2,2
700	3,3	3,3
800	4,5	4,5
900	6,0	6,0
1000	7,6	7,6
1100	9,4	9,4
1200	11,5	-
1250	12,6	-
1400	16,1	-
1500	18,8	-
1600	21,6	-
1700	24,6	-
1800	27,8	-
2000	34,8	-

Les limites de déformation longitudinale fournies par les normes sont destinées au contrôle de la fabrication et de la pose des conduites. Les valeurs données dans le **Tableau 1. 5** issues de la norme NF EN 639 peuvent constituer les limites de déformation relative au droit des joints.

**Tableau 1. 5 : Déboîtements angulaires admissibles (NF EN 639, 1995)**

DN/ID	Joints ajustables ou semi-flexibles		Joints flexibles	
	Radian	Degré	Radian	Degré
< 300	0,03	1°43'	0,06	3°26'
300 ≤ DN ≤ 600	0,02	1°09'	0,04	2°18'
600 < DN ≤ 1000	0,01	0°34'	0,02	1°09'
DN/ID > 1000	$0,01 \times \frac{1000}{DN/ID}$	$0°34' \times \frac{1000}{DN/ID}$	$0,02 \times \frac{1000}{DN/ID}$	$(1°09') \times \frac{1000}{DN/ID}$

Le Fascicule 70 propose une vérification vis-à-vis de l'allongement en service, sans toutefois préciser de limite admissible. Celle-ci est propre à chaque type de conduite et est généralement fournie dans l'avis technique distribué par chaque constructeur. Pour les tuyaux à âme tôle, seule la norme NF EN 639, article 6.1.3, précise la tolérance maximum à respecter pour la longueur, lors de la fabrication du fût de conduite, de  $\pm 10$  mm. Cette valeur pourra être retenue pour la déformation admissible d'une conduite non fissurée.

Pour les déformations verticales, associées à la flexion longitudinale, il n'est précisé aucune limite de flèche dans les normes et fascicules (telle qu'on peut en trouver dans les règlements de calcul des poutres droites en bâtiment, par exemple). La détermination d'une flèche admissible dans le cadre d'un contrôle de déformation verticale de conduite nécessitera donc la réalisation préalable d'un calcul de vérification de type « poutre en béton armé » sur appui élastique.

#### 1.1.1.4 Pathologies et modes de défaillances typiques de ces conduites

La performance et les conditions de « santé structurelle » d'une conduite peuvent être affectées dans le temps notamment à cause de :

- la dégradation environnementale, l'usure et les événements extrêmes ;
- un changement dans les conditions d'utilisation et d'environnement ;
- une mauvaise conception, des erreurs de construction et de maintenance.

Un classement général des défauts des conduites présenté en (Wang et al., 2014) rend compte des types suivants :

- défauts intégrés : ces défauts sont générés durant la construction des conduites ;
- défauts à long-terme : ces défauts sont la conséquence d'un processus de détérioration.

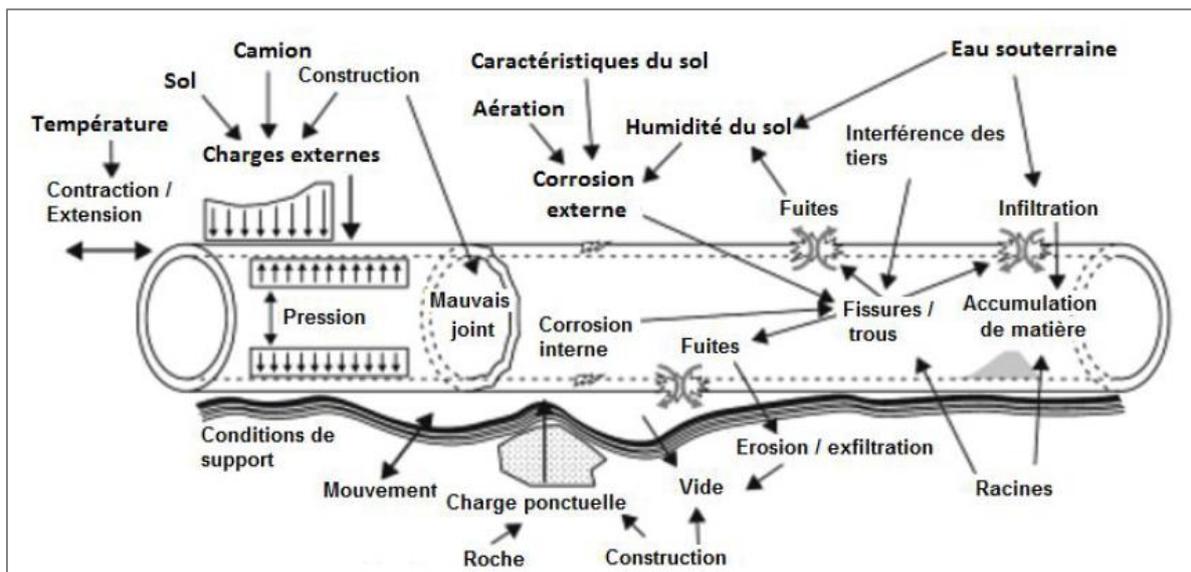


Figure 1. 5 : Causes de dégradation d'une conduite (Wang et al., 2014)

La **Figure 1. 5** présente de manière suffisamment exhaustive les causes de dégradation d'une conduite.

Les types de défauts sont fonction des propriétés des matériaux et des dispositions constructives, en conséquence, les défauts d'une conduite en béton et d'une conduite en acier (et aussi leurs manifestations) seront très différents. Des études présentées dans (Benmansour,

1996) et (Laffrèchine, 1999), concernant la gestion patrimoniale des réseaux, recensant les différentes pathologies et leurs causes, les classent par familles de défaillance. Les catégories de défauts identifiées sont classées en fonction de leur impact sur le fonctionnement ; il s'agit soit de défauts structuraux, soit de défauts de service.

Dans le cas des défauts structuraux, la conduite de transfert présente des défaillances mais n'est pas affectée pour autant sur sa fonction principale : l'acheminement des eaux. Dans le cas des défauts de service, le fonctionnement hydraulique de la conduite est mis en péril et elle nécessite une intervention immédiate. D'après (Benmansour, 1996), les causes des défaillances d'origine structurelle peuvent être classées en 3 familles :

- les facteurs intrinsèques à la conduite constitués par : les caractéristiques mécaniques, les erreurs de conception, les défauts d'exécution ou de fabrication ;
- les facteurs internes à la conduite constitués par : la composition chimique de l'effluent provoquant la formation du H<sub>2</sub>S (pour les réseaux d'assainissement) qui augmente le risque de corrosion et d'abrasion ; cette corrosion est d'autant plus aggravée lorsque la vitesse de l'effluent et la surface de contact sont importantes, provoquant même une érosion intérieure des parois de la conduite ;
- les facteurs environnementaux : dus à des sollicitations mécaniques statiques (poids propre des terres) et dynamiques (charge du trafic, sismique,...), à l'agressivité extérieure (corrosion) ou encore aux effets hydro-géotechniques provoquant les tassements des sols compressibles ou le mouvement des fines à travers les sols à granulométrie élevée.

Les facteurs opérationnels (Chughtai, 2007) peuvent aussi être rajoutés aux différentes catégories, à savoir : les pratiques d'opération et de maintenance (une bonne réparation prolonge la durée de vie des conduites) et l'infiltration/exfiltration (ces paramètres augmentent le risque d'érosion et de décompressibilité du sol avoisinant la conduite).

#### **a) Dégradation des joints**

Les phénomènes d'ouverture sont la principale dégradation affectant les joints. Ces derniers constituant une discontinuité structurelle des conduites (notamment pour les conduites à joints emboîtés de type ER), ils sont souvent un « point de faiblesse » de la structure. Selon (Reed et al., 2004), la dégradation des joints des conduites en béton à âme en tôle peut être causée par :

- des tassements différentiels entre les tronçons, dus à la différence des raideurs du sol,
- des défauts de dimensionnement (joints inappropriés ou ne résistant pas à la poussée de l'eau),
- des défauts de qualité des matériaux,
- des défauts de mise en œuvre.

#### **b) Dégradation du revêtement**

Selon (Munson et al., 2008), la dégradation des revêtements internes et externes peut être initiée par les phénomènes suivants :

- défaut de fabrication, de mise en œuvre (discontinuité ou défaut d'enrobage) ou endommagement pendant le transport ou l'installation ;
- dégradation causée par la présence de corps étrangers dans la tuyauterie (sable, etc.) ;
- vieillissement (les mortiers de ciment sont sensibles au phénomène d'érosion qui peut - dans certains cas- entraîner le détachement de morceaux de béton) et corrosion des spires ou de l'âme tôle qui gonflent et font éclater le béton ;
- impact de la charge du poids propre de la conduite sur une surface rigide qui peut créer des fortes contraintes et une fissuration du revêtement interne et du primaire en béton ;
- discontinuités de raideur significatives entre la précontrainte du tuyau et la bague d'about mâle non tendue qui peuvent produire des fissurations circonférentielles du primaire en béton au niveau de la jonction du cylindre et de la bague d'about ;
- flexion de la conduite liée à des tassements/décompression du sol ou d'ajout de surcharges non envisagées à la conception.

On constate alors une fissuration du béton ; ces fissures peuvent être transversales ou longitudinales. Les fissures transversales sont générées par le comportement longitudinal de la conduite alors que les fissures longitudinales traduisent une déformation transversale de cette dernière.

### **c) Corrosion des spires ou de l'âme tôle**

La dégradation du revêtement conduit, en général, à la corrosion des aciers (spires ou âme en tôle) des conduites de type BONNA. Parmi les conditions environnementales favorisant la corrosion, nous pouvons citer par exemple :

- les cycles de gel-dégel qui vont contribuer à fissurer le revêtement en béton ;
- la présence de courants vagabonds ou parasites (ces courants sont induits généralement par un réseau de transport en courant continu ; le sol crée une électrolyse entre les rails et la tuyauterie métallique – âme en tôle – ce qui favorise la corrosion).

Des défauts de fabrication ou de mise en œuvre peuvent accentuer ces phénomènes, tels que :

- les défauts de fabrication (mortier de mauvaise qualité, etc.) ;
- les défauts de dimensionnement (espacement incorrect des spires, etc.) ;
- les défauts de mise en œuvre (transport et manutention de la tuyauterie).

## **1.1.2 Modélisation des éléments d'une conduite**

Une conduite est constituée d'une suite de tronçons, reliés entre eux par des joints. Dans cette section, nous présentons différentes méthodes permettant de modéliser le tronçon et le joint.

### **1.1.2.1 Modélisation du tronçon**

A partir des données structurelles du tronçon de la conduite (données géométriques et données mécaniques), ce dernier peut être représenté par un modèle mécanique qui permet de déterminer les contraintes et les déformations obtenues suite à un certain chargement. Le modèle

mécanique basé sur la méthode des éléments finis (EF) consiste à trouver une solution numérique pour le problème décrit par des équations aux dérivées partielles sur un domaine fini.

Trois types d'éléments pour développer un modèle mécanique d'un tronçon de conduite sont disponibles : l'élément poutre, l'élément coque (mince ou épaisse), et l'élément massif.

Une poutre est un élément particulier de structure décrit par une surface plane appelée section droite, de centre de gravité  $G$ . La ligne moyenne de la poutre est formée par les différentes positions du centre de gravité  $G$  de la poutre lorsque l'on parcourt cette dernière selon toute sa longueur. Ce type d'éléments est généralement utilisé pour représenter d'une façon simplifiée les tronçons d'un réseau d'assainissement (Elachachi et al., 2004) ou d'autres conduites sans pression (Wang et Moore, 2014).

Les théories sur les coques, qui ont été développées, sont la théorie classique des coques et la théorie de déformation par cisaillement, du premier ordre ou ordres supérieurs, avec ou sans incorporation de la déformation / contrainte normale sur l'épaisseur. La théorie classique des coques est basée sur l'hypothèse de Kirchhoff-Love et s'est révélée adéquate pour les coques minces et isotropes (le rapport rayon sur épaisseur est élevé, supérieur à 20 selon (Bansal, 2009)), mais pourrait donner des résultats erronés lorsqu'elle est appliquée à des coques anisotropes, monocouches ou multicouches, en particulier pour des variations importantes d'anisotropie matérielle. Par conséquent, des affinements de la théorie classique des coques en incorporant la contrainte normale sur l'épaisseur ont été réalisés.

Flügge (1973), Ambartsumyan (1964), Vinson et Chou (1975) et Vlasov (1964) ont développé des équations de base pour une coque d'orthotropie cylindrique, basées sur la théorie classique des coques. En utilisant la méthode variationnelle, Reissner (1958) et Naghdi (1964) ont développé des équations de base pour la théorie de la déformation en cisaillement pour une coque cylindrique anisotrope. Ces équations ont été utilisées par la suite par Gulati et al. (1967), Golub et al. (1973) et Tsai (1973) pour la solution de la coque cylindrique circulaire généralement anisotrope.

La modélisation du tronçon par des éléments coques donne une meilleure représentation pour les conduites à pression (telles que les conduites d'eau potable), du fait qu'elle permet d'intégrer la pression interne dans le chargement. Lee (2010), Becerril García (2012), Becerril García et Moore (2015), Robert et al. (2016), comme d'autres, ont utilisés ce type de modélisation pour représenter tridimensionnellement une conduite à pression.

La méthode de représentation par éléments massifs donne la meilleure approximation du comportement réel du tronçon. Une telle représentation est généralement utilisée dans la construction d'un modèle tridimensionnel pour un calcul déterministe.

Plus de détails concernant la modélisation du tronçon seront donnés au **Chapitre 2**, au fur et à mesure que les modèles développés sont présentés.

### 1.1.2.2 Modélisation du joint

Bien que les joints, éléments utilisés pour lier les tronçons de la conduite, soient à l'origine d'un grand nombre de défaillances, leur conception ne fait l'objet que de rares travaux de recherche.

A ce jour, peu d'auteurs ont été confrontés au problème de la modélisation du joint. Elachachi et al. (2004) montrent qu'outre la rigidité du sol et de la conduite, l'interaction sol-structure dépend également de celle des joints. Ce paramètre se révèle essentiel lors de l'évaluation de l'influence de l'hétérogénéité du sol sur les moments de flexion longitudinaux ainsi que les tassements différentiels. Dans une approche analytique du problème de tassements différentiels sous les conduites, Scarino (1981, 1982) considère les joints comme des articulations, capables de transmettre la contrainte de cisaillement. Dans les approches numériques en éléments finis, utilisant généralement le modèle de Winkler pour traiter le comportement longitudinal des conduites enterrées (Jeyapalan & Abdel-Magid 1987, Benmansour et al.1997), les joints sont représentés comme des poutres plus courtes que la conduite où aucune rotation n'est autorisée. La prise en compte de la flexibilité des conduites induite par les joints est obtenue en donnant aux éléments représentant les joints des valeurs de rigidité inférieures à celles des fûts des buses.

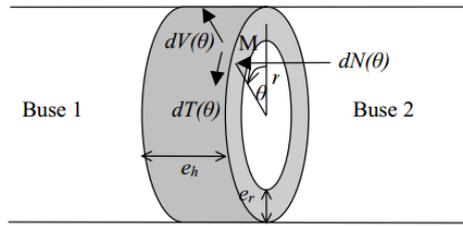
Pour aller dans le même sens, Elachachi et al. (2004) modélisent le joint pour une conduite d'assainissement comme une poutre autorisant la rotation à ses extrémités, ayant la même rigidité que le fût mais avec une longueur fictive variable. Une longueur fictive égale à zéro représente un joint infiniment rigide, tandis qu'une longueur fictive tendant vers l'infini représente une articulation parfaite. Les résultats sont donc donnés pour différents niveaux de rigidité correspondant à un joint rigide, de rigidité moyenne ou flexible. Si les joints sont flexibles, il n'y a pas d'effort de transmission entre les éléments adjacents ; une conduite composée de buses rigides peut donc avoir un comportement longitudinal global flexible. L'approche d'Elachachi et al. (2004) montre clairement que la valeur réelle de rigidité du joint est essentielle pour ce type d'analyses.

Dans (Buco, 2007), une recherche expérimentale sur les joints des conduites en béton, soumises aux chargements vertical et horizontal, a été présentée dans le but de décrire le comportement mécanique du joint et de déterminer ses propriétés élastiques (en particulier sa rigidité). En outre, dans (Wang et Moore, 2015), des solutions ont été proposées pour décrire la force de cisaillement et la rotation des joints reliant deux conduites rigides. Dans cette section, nous présentons l'approche de Buco et celle de Wang et Moore.

#### a) Approche de Buco, 2007

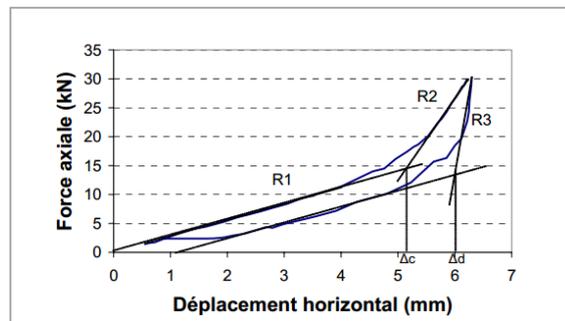
La série d'essais expérimentaux a montré qu'au cours des essais de flexion, le joint se comporte comme une articulation rigide dans le domaine de service avec une rigidité globale  $R$  dépendant de la force axiale  $N$ . En outre, le comportement de compression axial est apparu essentiel pour l'explication de la réponse à une sollicitation par flexion. En revanche, le comportement en cisaillement semblait indépendant des deux autres types de chargement. L'approche de la modélisation du comportement du joint présentée dans (Buco, 2007) se limite au domaine de

service. Dans cette approche, il est supposé que le joint soit considéré comme une couronne de rayon moyen  $r$ , d'épaisseur axiale  $e_h$  et d'épaisseur radiale  $e_r$  (**Figure 1. 6**).



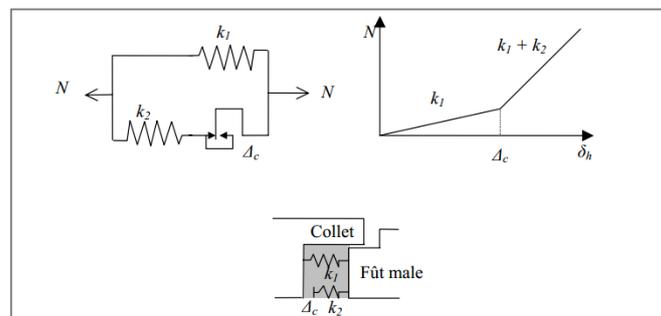
**Figure 1. 6 : Modèle du joint (Buco, 2007)**

Suite à l'essai de compression réalisé, le comportement du joint en chargement est caractérisé par deux étapes linéaires ayant chacune une rigidité globale  $R_1$  et  $R_2$  (**Figure 1. 7**).



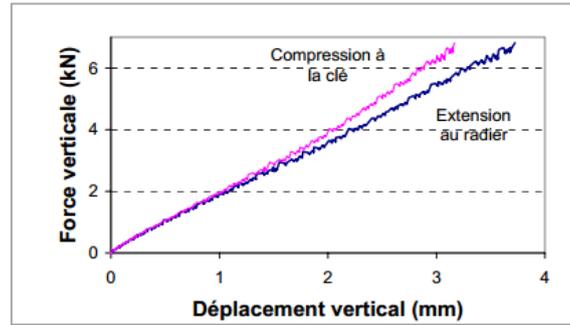
**Figure 1. 7 : Essai de compression (en chargement et en déchargement)**

Ces résultats sont représentés par un modèle rhéologique composé localement de deux ressorts parallèles et d'un seuil en termes de déplacement (**Figure 1. 8**). Ce modèle permet de reproduire un comportement bilinéaire. La rigidité du premier domaine linéaire est caractérisée par la raideur locale  $k_1$ . Lorsqu'un seuil de déplacement horizontal  $\Delta_c$  est atteint, la seconde raideur locale est activée. La nouvelle rigidité locale devient alors  $k_1 + k_2$ . La seconde raideur permet également de représenter la modification de la rigidité globale du joint. Les valeurs numériques de  $k_1$ ,  $k_2$  et  $\Delta_c$  sont déterminées par identification à partir des résultats des essais de compression.



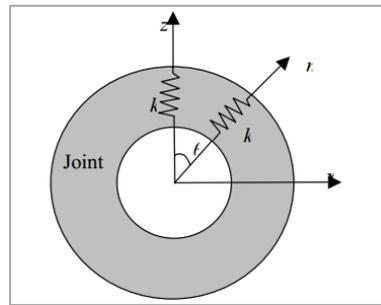
**Figure 1. 8 : Modèle local de compression axiale (Buco, 2007)**

La **Figure 1. 9** donne la rigidité du joint suite à l'essai de cisaillement réalisé dans (Buco, 2007).



**Figure 1. 9 : Rigidité du joint en cisaillement (Buco, 2007)**

Comme les essais de cisaillement et de compression axiale sont totalement découplés, le comportement du joint soumis à la force de cisaillement est représenté par un modèle élastique linéaire local indépendant (**Figure 1. 10**).



**Figure 1. 10 : Modèle local de cisaillement (Buco, 2007)**

**b) Approche de Wang et Moore, 2015**

Des solutions ont été proposées pour décrire la force de cisaillement et la rotation des joints reliant deux conduites rigides (Wang et Moore, 2015). Des solutions analytiques ont été dérivées de l'approche « poutre sur ressorts continus élastiques ».

La rotation  $\theta_J$  au niveau du joint est alors exprimée par la relation (**équation(1. 2)**) :

$$\theta_J = \frac{12}{OD} \left( \frac{F_L e_L}{K_L L_L^3} - \frac{F_R e_R}{K_R L_R^3} \right) - \frac{6V_J}{OD} \left( \frac{1}{K_L L_L^2} - \frac{1}{K_R L_R^2} \right) \quad (1. 2)$$

OD étant le diamètre extérieur de la conduite,  $L_L$  la longueur de la conduite gauche,  $F_L$  la force verticale exercée sur la conduite gauche,  $e_L$  l'excentricité de la force  $F_L$ ,  $K_L$  le coefficient de réaction du sol en contact avec la conduite gauche,  $L_R$  la longueur de la conduite droite,  $F_R$  la force verticale exercée sur la conduite droite,  $e_R$  l'excentricité de la force  $F_R$ , et  $K_R$  le coefficient de réaction du sol en contact avec la conduite droite (voir **Figure 1. 11**).

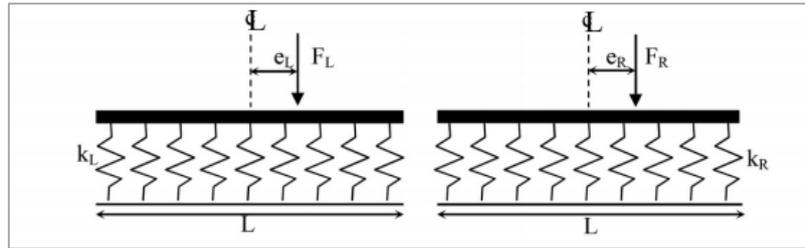


Figure 1. 11 : Géométrie et conditions de chargement

## 1.2 Système sol-conduite

Dans le cas des conduites enterrées, le sol, qui constitue l'environnement de ces conduites, peut avoir une influence déterminante sur la répartition des efforts, des déplacements et par conséquent des contraintes et des déformations de la conduite. On parle alors d'une interaction entre le sol et ces conduites. Selon le point de vue considéré, le traitement du phénomène d'interaction sol-structure est perçu différemment. Une part essentielle des désordres dans les réseaux enterrés (en particulier les réseaux d'eau potable ou les réseaux d'assainissement) peut être corrélée à des mouvements de sol qui provoquent, selon la direction longitudinale, des tassements différentiels. Ces tassements conduisent à des fissurations et des fuites de liquide qui, à leur tour, désorganisent le milieu environnant. Maîtriser la variabilité longitudinale du sol de remblai ou de tranchée est donc un enjeu essentiel en termes de pérennité fonctionnelle des réseaux enterrés (Breyse et al, 2003). La majorité des travaux liés à l'étude et au dimensionnement des conduites de même que les réglementations privilégient le comportement transversal (calcul en section) au détriment de la dimension longitudinale. Cette démarche requiert la réunion de deux conditions :

- le remblai et le lit de pose sont supposés homogènes dans l'axe de la conduite,
- l'absence d'ouvrages enterrés voisins.

Ces deux conditions sont rarement conformes à la réalité sur terrain.

Du point de vue de l'objet « conduite », le dimensionnement s'effectue par le biais de la résistance des matériaux, et de conditions limites moyennement définies. Les conditions les plus simples sont des conditions d'appuis sur la surface du sol (appui simple, rotule, encastrement) supposées fixes et dont le déplacement est supposé nul également. Pour un ouvrage très souple, ou isostatique, les efforts ne se redistribuent pas dans l'ouvrage, le tassement différentiel des appuis ne pose pas de problème de sécurité (il n'est bien évidemment pas fonctionnel pour un tassement différentiel important). Par contre, pour un ouvrage rigide, ou hyperstatique, la réponse du sol affecte la répartition des efforts dans l'ouvrage. Il faut donc évaluer la réponse du sol sous le chargement appliqué, en tenant compte du déplacement de l'interface. Du point de vue de l'objet « sol », la conduite est prise en compte en ne considérant comme condition limite, que l'effort appliqué sur le massif de sol, la conduite étant regardée soit comme objet souple, dans ce cas la pression est uniforme, soit comme objet rigide et dans ce cas le déplacement uniforme de la conduite modifie les contraintes dans le sol. Le

mouvement de la conduite dépend de sa rigidité par rapport à celle du sol sur lequel elle repose. Le rapport de rigidité entre le sol et la structure oscille entre deux cas extrêmes : infiniment souple ou infiniment rigide. Dans les deux cas, la conduite subit un mouvement vertical, toutefois sa déformation est d'autant plus limitée qu'elle se comporte comme un bloc rigide. En réalité, le contraste de rigidité sol-structure prend une valeur intermédiaire, ce qui implique que le sol se déforme sous l'action des efforts générés par la structure aux appuis (Breyse et al., 2003, Elachachi et al., 2012). La conduite a tendance à s'opposer à cette déformation, mais lorsque celle-ci est trop importante, la conduite peut s'endommager.

### 1.2.1 Le sol

Les sols environnant les conduites sont de deux natures différentes :

- le sol encaissant : c'est le sol naturel déjà en place où est creusée la tranchée devant recevoir les tuyaux ; ses caractéristiques physiques et mécaniques peuvent être très variables ;
- le sol de tranchée : il comprend le lit de pose, l'enrobage et le remblai ; il est constitué de matériaux pulvérulents (sables, gravillons fins, etc.) et doit être convenablement compacté.

Les caractéristiques physiques et mécaniques des sols environnants ainsi que les conditions réelles d'appui des conduites sont souvent mal connues. Les paramètres physiques d'un sol se mesurent spécifiquement sur des échantillons (éventuellement remaniés) par des essais d'identification. Parmi ces paramètres physiques, on peut citer : la granulométrie, le poids ou la masse volumique, la teneur en eau, l'indice des vides et les limites d'Atterberg. Les paramètres mécaniques sont les variables permettant d'estimer la stabilité des talus, la capacité portante sous des fondations ou des conduites. Ils sont utilisés soit dans le cadre d'une théorie, d'une méthode de calcul et/ou d'un essai (matériel et processus), de sorte qu'il n'est pas possible d'établir leurs corrélations pour un même sol. On les mesure spécifiquement sur des échantillons dits « intacts » ou non remaniés. Parmi ces paramètres, on peut citer :

- les paramètres liés à la rupture (Coulomb), tels que la cohésion, l'angle de frottement et la résistance à la compression ;
- les paramètres de la consolidation (Terzaghi), tels que l'indice de compression, le coefficient de consolidation, la perméabilité et la pression interstitielle ;
- les paramètres pressiométriques (Ménard), tels que la pression limite et le module pressiométrique.

### 1.2.2 Notion de rigidité d'une conduite

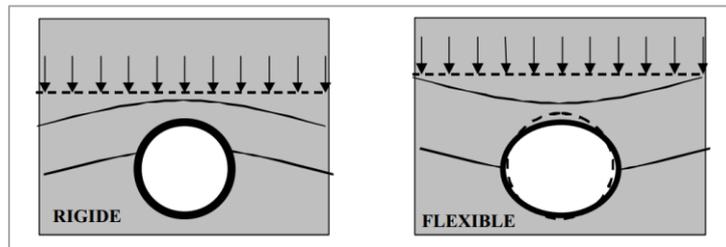
La rigidité d'une conduite est une notion toute relative. Cette rigidité relative entre une structure enterrée (fondations, conduites, ...) et le sol peut avoir une influence déterminante sur la répartition des efforts, des déplacements et, par conséquent, des contraintes et des déformations de la conduite et du sol environnant (**Figure 1. 12**). On parle de structure souple ou rigide selon le degré d'interaction entre le sol et la structure (Thépot, 2004).

Une structure souple est en forte interaction avec le sol, c'est à dire que la seule donnée de sa géométrie, de ses caractéristiques mécaniques et des charges ne suffit pas à déterminer les sollicitations. Il faut introduire également les caractéristiques mécaniques du sol qui devient alors une partie intégrante de la structure.

La rigidité relative s'exprime généralement sous la forme d'un terme de couplage adimensionnel qui fait intervenir le rapport entre le module du sol et celui de la structure (qui est en fonction de ses dimensions caractéristiques : épaisseur, largeur de la semelle, diamètre de la conduite, etc.). Les sollicitations auxquelles est soumise la conduite s'expriment alors à l'aide d'une fonction qui fait intervenir le terme de couplage et la forme du chargement.

Ainsi une conduite en béton armé sera considérée comme :

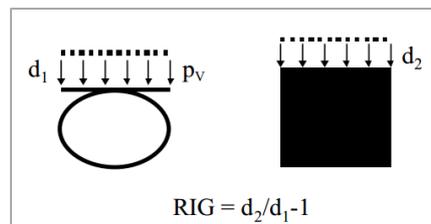
- rigide dans un terrain meuble (argileux ou marneux par exemple),
- souple (flexible) si elle est posée sur un lit de pose lui-même reposant sur un sol rocheux ou dans le cas d'une galerie blindée par exemple.



**Figure 1. 12 : Effet d'une charge verticale sur une conduite rigide et une autre flexible (Thépot, 2004)**

L'effet d'une charge verticale sur une canalisation enterrée est très différent selon la nature de la canalisation et selon les caractéristiques du remblai d'enrobage. Par exemple, afin de caractériser ce comportement relatif sol – conduite, un critère de rigidité relative RIG est défini dans (Fascicule 70, 1991) qui précise les règles de dimensionnement des conduites d'assainissement.

La notion de "rigide – flexible" est obtenue, selon (Thépot, 2004), en comparant sous l'effet d'une pression verticale uniforme  $P_v$ , la déformation verticale de la canalisation à celle du remblai adjacent de même hauteur et de même largeur (**Figure 1. 13**).



**Figure 1. 13 : Notion de rigidité (Thépot, 2004)**

D'après (Thépot, 2004), la déformation verticale de la canalisation s'exprime par l'équation (1. 3) :

$$d_1 = \frac{K_\alpha D_e P_V}{E_c I_c / R^3} \quad (1. 3)$$

où  $K_\alpha$  est un coefficient lié à l'angle d'appui (qui correspond à l'arc d'application des réactions d'appui supposées verticales et uniformément réparties) de la conduite et qui n'est pas très différent de 0,1 ( $K_\alpha = 1/12$  pour  $180^\circ$  et 0,09 pour  $120^\circ$ ).  $D_e$ ,  $R$ ,  $E_c$ , et  $I_c$  sont respectivement le diamètre extérieur, le rayon moyen, le module de Young, et l'inertie de la conduite.

La déformation du prisme de sol (équation (1. 4)) est obtenue en appliquant la loi de Hooke :

$$d_2 = \frac{D_e P_V}{E_s / (1 - \nu_s^2)} \quad (1. 4)$$

où  $E_s$  et  $\nu_s$  sont respectivement le module de Young et le coefficient de Poisson du sol ;

Le critère de rigidité relative noté RIG est défini par l'expression (1. 5) :

$$RIG = \frac{d_2}{d_1} - 1 = \frac{10}{F} - 1 \quad (1. 5)$$

où  $F$  est le coefficient de couplage en flexion (équation (1. 6)) :

$$F = \frac{E_s R^3 (1 - \nu_c^2)}{E_c I_c (1 - \nu_s^2)} \quad (1. 6)$$

où  $\nu_c$  est le coefficient de Poisson du matériau constituant la conduite ;

On a donc, selon le Fascicule 70 :

- Un comportement rigide lorsque  $RIG > 0$  (ou  $F < 10$ )
- Un comportement flexible lorsque  $RIG < 0$  (ou  $F > 10$ ).

## 1.2.3 Diffusion des charges

### 1.2.3.1 La théorie de Marston-Spangler

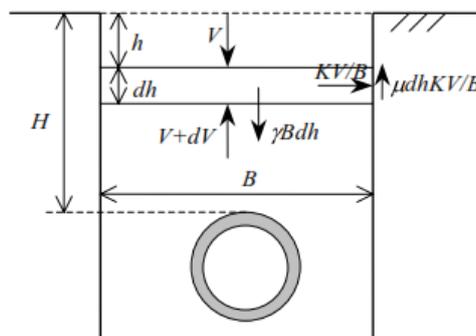
La première théorie de calcul d'une charge appliquée sur une conduite enterrée, due au remblai, a été élaborée il y a plus d'un siècle par Marston (Marston, 1913). Elle a été reprise en 1933 par Spangler, qui publie de 1946 à 1962 la théorie servant de base à tous les travaux ultérieurs, notamment à ceux qui ont mené à la plupart des réglementations actuelles, dont la réglementation française (Fascicule 70, 1991 ; FD CEN/TR 1295-3, 2008). Tous les calculs se font en section transversale ou diamétrale de la conduite en supposant que les caractéristiques du sol de remblai ainsi que le chargement sont uniformes dans la direction longitudinale (hypothèse que l'on peut considérer comme trop forte). Les paramètres en jeu sont la hauteur

totale  $H$  du remblai, le poids volumique  $\gamma$  du sol, le coefficient  $\mu$  de frottement vertical à l'interface tranchée/terrain naturel et le coefficient  $K$  de poussée des terres au repos. La conduite supporte la charge développée sur toute la largeur de la tranchée car les parois du sol en place sont supposées très déformables. Pour cette raison, la largeur de la tranchée  $B$  est également un paramètre important. La charge appliquée à la conduite est calculée sans tenir compte de la présence de la conduite dans le sol (l'interaction sol – conduite est omise).

**Calcul du poids du remblai selon la théorie de Marston-Spangler**

Une tranche de sol d'épaisseur  $dh$  et de longueur unitaire (**Figure 1. 14**), située au-dessus de la conduite, est soumise au poids du remblai au-dessus de la tranche  $V$  et à la réaction du remblai en dessous de la tranche  $V' = V+dV$ , mais également aux charges horizontales de la « poussée active » et à la charge de cisaillement, respectivement  $KV/B$  et  $\mu dhKV/B$ . L'équation d'équilibre vertical de cette tranche s'écrit alors (**équation (1. 7)**) :

$$V' = V + \gamma B(dh) - \mu(dh)KV/B \tag{1. 7}$$



**Figure 1. 14 : Schéma de calcul de Marston**

L'intégration de cette équation sur la hauteur de remblai permet de donner la charge totale sur la conduite due au poids de remblai (**équation (1. 7)**) :

$$W = C_d \gamma B^2 \tag{1. 8}$$

Le coefficient  $C_d$  est appelé coefficient de charge et s'exprime sous la forme (**équation (1. 9)**):

$$C_d = \frac{1 - e^{-2K\mu H/B}}{2K\mu} \tag{1. 9}$$

Le coefficient de poussée est celui de Rankine, i. e. le plus défavorable (**équation (1. 10)**) :

$$K = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} \tag{1. 10}$$

où  $\phi$  est l'angle de frottement interne du sol. En ce qui concerne le coefficient de frottement des parois  $\mu$ , Marston propose une série de valeurs déterminées expérimentalement. Il apparaît expérimentalement que lorsque  $K$  est élevé,  $\mu$  est faible et inversement de manière à avoir un produit  $K \mu$  qui reste quasi-constant. Sa valeur maximale est d'environ 0,193 et pour le sable ou le gravier  $K \mu = 0,165$ . La valeur  $C_d$  déterminée expérimentalement est comprise dans un intervalle [0 ; 5] selon la profondeur de la tranchée, sa largeur et le type de sol.

### 1.2.3.2 Diffusion d'une charge de surface dans un massif de sol

La détermination de la répartition des contraintes dans le sol dues aux charges de surface est utile pour le calcul des tassements, en particulier lorsque le sol est composé de plusieurs couches de compressibilités différentes. Elle est aussi utile quand il s'agit de calculer l'impact d'une charge en surface sur une structure enterrée. On admet que la répartition des contraintes en profondeur serait la même si le milieu était homogène. Cette simplification est tout à fait acceptable (comparée aux solutions analytiques disponibles) dans le cas d'une étude de tassement, mais elle est plus discutable dans le cas d'une étude d'interaction, car il est évident que la structure enterrée modifie la répartition des contraintes dans son voisinage.

Dans le cas d'une charge de surface appliquée sur un massif homogène élastique isotrope linéaire infini, des solutions analytiques complètes ont été établies pour différentes géométries de chargement et de massif. La solution la plus générale a été donnée par Boussinesq (Boussinesq, 1885) pour un massif infini, Burminster (Burminster, 1943) a traité le problème général multicouche et Poulos (Poulos, 1967), a traité le cas d'un massif de profondeur finie reposant sur un substratum infiniment rigide.

D'autre part, l'inhomogénéité la plus courante est l'augmentation de la rigidité du sol avec la profondeur. Cette variation du module du sol avec la profondeur s'explique principalement par l'effet de la contrainte moyenne. De nombreuses études portant sur la diffusion des charges dans un massif inhomogène, infini, élastique linéaire isotrope ont permis d'obtenir des solutions analytiques explicites. Parmi les travaux les plus significatifs, on peut citer ceux de Fröhlich (Fröhlich, 1934), Popov (Popov, 1959), Holl (Holl, 1940), Gibson (Gibson, 1967), Kassir (Kassir, 1972), Carrier (Carrier, 1973) et Oner (Oner, 1990). Ces travaux ont permis de montrer la relative insensibilité de la répartition des contraintes avec la loi de variation du module, ce qui justifie a posteriori l'utilisation des solutions homogènes (mais le champ de déformation est évidemment très différent du cas homogène). L'augmentation continue du module avec la profondeur fait disparaître certaines divergences comme les déplacements infinis sous une fondation filante, et augmente la localisation des déplacements sous la fondation.

La variation de la rigidité du sol avec la déformation est rarement prise en compte dans les problèmes de diffusion et de propagation, car d'une part, on ne dispose pas de solutions analytiques, et d'autre part, on ne sait pas comment choisir les valeurs de modules en petites déformations. On préfère donc linéariser le comportement du sol dans le domaine des petites déformations, en utilisant un module sécant.

### ***Diffusion d'une charge de surface selon la théorie de Marston-Spangler***

Dans le cas d'une surcharge ponctuelle  $P_0$  ou répartie sur une surface rectangulaire, Marston propose de calculer pour une charge ponctuelle, la part qui s'applique à la conduite par la relation suivante (**équation (1. 11)**) :

$$P_s = \frac{I_c C_t P_0}{l} \quad (1. 11)$$

$I_c$  : coefficient dynamique allant de 1,5 à 2 pour une charge mobile comme un véhicule par exemple (si la conduite est située sous une chaussée) et égal à 1 pour une charge statique ;

$l$  : longueur (unitaire) de la conduite sur laquelle la charge est calculée ;

$C_t$  : facteur de diffusion de la charge dans le remblai, calculé à partir de la théorie de Boussinesq, en utilisant l'**équation (1. 12)** :

$$\sigma_{zz} = \frac{3P_0 z^3}{2\pi R^5} = C_t P_0 \quad (1. 12)$$

$\sigma_{zz}$  : pression verticale en un point du sol de coordonnées  $x, y, z$  ;

$R$  : distance de la charge (origine du repère) au point considéré :  $R = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2}$  .

#### **1.2.3.3 Diffusion d'une charge de surface sur une conduite enterrée**

Nous avons vu, dans la section 1.2.3.2, que le modèle de Marston – Spangler prend en compte les charges en surface en supposant une diffusion dans le massif de celle-ci selon la théorie de Boussinesq, sans tenir compte de la présence de la conduite. La pression qui en résulte est intégrée dans le modèle bidimensionnel de Winkler situé dans le plan transversal au côté de celle issue des charges permanentes. Par la suite, les efforts sont calculés en utilisant notamment les modules conventionnels pour le sol qui rendent compte de l'interaction sol – conduite mais qui sont inappropriés pour le calcul de la diffusion des charges dans le massif. Thépot (Thépot, 2004) propose de corriger le calcul par l'introduction d'un coefficient de microdéformations qui augmenterait les valeurs des modules de sol. Il établit une solution analytique explicite en déformations planes qui permet de calculer l'effet sur une conduite enterrée de rayon moyen  $R$ , avec pression uniforme  $p_v$  appliquée sur toute la surface d'un massif. Cette méthode repose sur l'hypothèse du comportement de la conduite en coque mince.

##### **a) Diffusion d'une charge ponctuelle (selon la méthode de calcul du Fascicule 70)**

Toutes les méthodes simplifiées utilisent le même modèle de diffusion des charges basé sur la solution de Boussinesq. Le principe consiste à calculer les contraintes verticales dans un massif intact au voisinage de la conduite (ce calcul ne tient pas compte de la présence de la conduite) puis, par une procédure semi-empirique, à passer du champ de contraintes tridimensionnel à un champ bidimensionnel, qui se résume généralement à une pression verticale équivalente appliquée au sommet de la conduite sur une largeur égale au diamètre extérieur et sur une longueur unité.

Le modèle de diffusion qui est bi ou tridimensionnel est donc totalement découplé du modèle d'interaction qui est bidimensionnel. C'est à dire que l'on suppose premièrement que la diffusion des charges dans le sol n'est pas perturbée par la présence de la conduite et son interaction avec le sol et deuxièmement que le modèle d'interaction bidimensionnel reste pertinent pour décrire la déformation tridimensionnelle de la canalisation. Le modèle de diffusion des charges, utilisé dans la méthode de calcul du Fascicule 70, est basé sur une variante de la solution de Boussinesq due à Fröhlich, et concerne l'expression de la contrainte verticale (équation (1. 13)) :

$$\sigma_{zz} = \frac{nQZ^n}{2\pi R^{n+2}} \quad (1. 13)$$

où  $n = 3$  (solution de Boussinesq) ou  $4$  ;  $Q$  étant la charge en surface et  $R$  la distance du point d'application de la charge au point de calcul de la contrainte (Figure 1. 15).

La contrainte verticale calculée dans le massif « intact » est ensuite intégrée sur une surface horizontale tangente à la clé de la conduite, dont la largeur est égale au diamètre extérieur,  $D_e$ , et la longueur est égale à 1 mètre (Figure 1. 15).

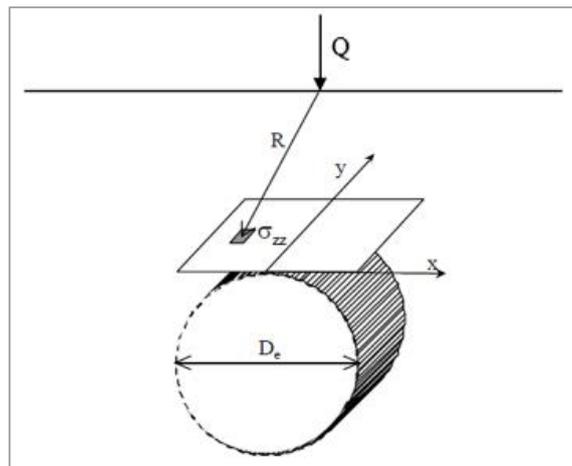


Figure 1. 15 : Diffusion d'une charge ponctuelle sur une conduite enterrée

La pression moyenne ou pression verticale équivalente est définie par l'intégrale suivante :

$$P_{eq} = \frac{1}{D_e} \left[ \int_{-0,5}^{0,5} \int_{-D_e/2}^{D_e/2} \sigma_{zz}(x, y) dx dy \right] \quad (1. 14)$$

$D_e$  étant le diamètre extérieur de la conduite. Le résultat final est la moyenne arithmétique de la pression calculée d'une part pour  $n = 3$  et d'autre part pour  $n = 4$ .

## b) Diffusion d'une charge agissant sur une surface (selon la norme NF EN 1295)

### Charges statiques agissant sur des surfaces limitées

D'après la norme NF EN 1295 (FD CEN/TR 1295-3, 2008), la charge  $P_{A,vi}$ , appliquée à un tuyau résultant d'une surcharge statique agissant sur une surface limitée doit être calculée à l'aide de l'équation suivante :

Dans la zone I (**Figure 1. 16**) :

$$P_{A,vi} = \frac{W \cdot L \cdot P_{A,GL}}{(W + h) \cdot (L + h)} \quad (1. 15)$$

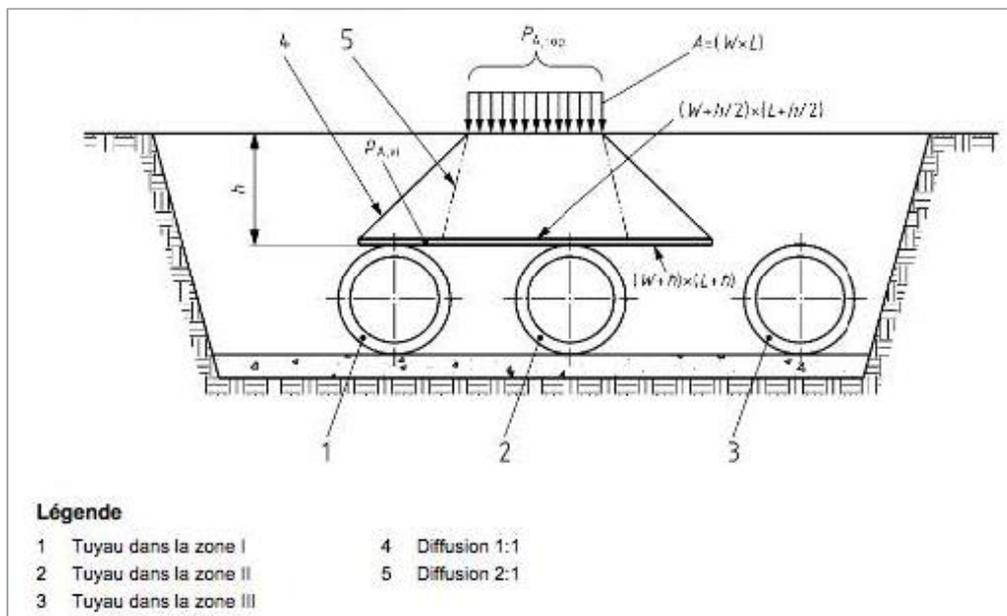
Dans la zone II (**Figure 1. 16**) :

$$P_{A,vi} = \frac{W \cdot L \cdot P_{A,GL}}{(W + 2h) \cdot (L + 2h)} \quad (1. 16)$$

Dans la zone III (**Figure 1. 16**) :

$$P_{A,vi} = 0 \quad (1. 17)$$

où  $W$  est la largeur de la surface de la surcharge,  $L$  sa longueur,  $P_{A,vi}$  la pression verticale agissant sur le tuyau et  $h$  la hauteur de recouvrement.



**Figure 1. 16 : Surcharge répartie au-dessus du tuyau (FD CEN/TR 1295-3, 2008)**

Dans les conditions ci-dessus, une surcharge  $P_{A,GL}$  est uniformément répartie sur une aire  $A$  (**Figure 1. 16**) au niveau du sol. Si le tuyau se trouve dans la zone III (voir **Figure 1. 16**), en dehors des zones de diffusion, à savoir la zone I ou la zone II, il n'est soumis à aucun chargement de la part de la surcharge.

**Charges statiques agissant sur des surfaces illimitées**

D'après (FD CEN/TR 1295-3, 2008), la charge  $P_{A,vu}$ , appliquée à un tuyau résultant d'une surcharge statique agissant sur une surface illimitée doit être calculée à l'aide de l'équation suivante :

$$P_{A,vu} = \kappa_{a\beta} \cdot P_{A,GL} \quad (1.18)$$

où  $P_{A,GL}$  est la surcharge au niveau du sol par unité de surface,  $P_{A,vu}$  la pression verticale agissant sur le tuyau et  $\kappa_{a\beta}$  le coefficient approprié pour l'effet de silo pour une tranchée à parois inclinées.

La valeur du coefficient approprié  $\kappa_{a\beta}$  doit être calculée en premier lieu en supposant des parois de tranchée verticales ( $\beta = 90^\circ$ ) et doit être ajustée pour les tranchées à parois inclinées, lorsque celles-ci sont utilisées, conformément à l'équation suivante :

$$\kappa_{a\beta} = \frac{\beta}{90} + \left( \frac{\beta}{90} \right) \cdot \kappa_{a,90} \quad (1.19)$$

où  $\beta$  est l'angle de tranchée, et  $\kappa_{a,90}$  le coefficient approprié pour l'effet de silo pour des tranchées à parois verticales.

La réduction de la pression verticale de sol due à  $\kappa_{a,90}$  est une conséquence du frottement entre les parois de tranchée et le remblai (théorie du silo) qui résulte du tassement vertical du matériau de remblai :

$$\kappa_{a,90} = e^{-Z_1} \quad (1.20)$$

où  $e$  est le nombre d'Euler ( $e \cong 2,72$ ) ;

$Z_1$  est calculé à l'aide de l'équation suivante :

$$Z_1 = 2 \cdot \left( \frac{h}{b} \right) \cdot K_1 \cdot \tan\phi_1 \quad (1.21)$$

où  $h$  est la hauteur de recouvrement,  $b$  la largeur de tranchée au niveau de la génératrice supérieure du tuyau mesurée entre parois de sol en place,  $K_1$  le coefficient de pression latérale active du sol dans le remblai au-dessus de l'enrobage du tuyau, et  $\phi_1$  l'angle de frottement de tranchée.

La valeur de calcul de  $\kappa_{a\beta}$  doit être fixée à 1,0 lorsque l'une quelconque des conditions suivantes s'applique :

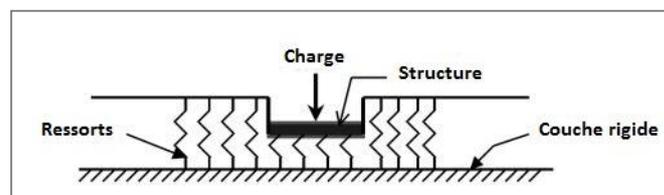
- a) pour les calculs à long terme, à moins que les conditions ne laissent supposer l'existence de l'effet de silo pendant la durée de vie de la canalisation ;
- b) le tuyau est installé dans une tranchée large ( $b \geq 4 \cdot d_e$ ) ou dans un état de pose en remblai ;
- c) lorsque l'angle de frottement de tranchée,  $\phi_1$ , est égal à zéro ;
- d) états médiocres du sol, par exemple argiles molles.

## 1.2.4 Modélisation de l'interaction sol-structure (ISS)

Dans ce qui suit, différentes modélisations de l'interaction sol-structure (ISS) sont présentées.

### 1.2.4.1 Modèle de Winkler

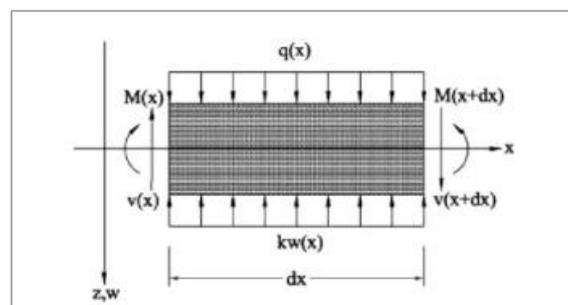
Pour calculer les contraintes s'exerçant sous une structure (fondation, conduite,...) reposant sur un milieu élastique, Winkler (Winkler, 1867) a supposé que la réaction du sol sous la fondation en chaque point est proportionnelle à la flèche (déplacement) de la fondation en ce point. La déformation verticale caractéristique de la fondation est donc définie par l'utilisation de ressorts identiques, indépendants, étroitement espacés, discrets et linéaires (**Figure 1. 17**). La constante de proportionnalité de ces ressorts est appelée coefficient de réaction du sol  $k_s$ .



**Figure 1. 17 : Modèle de Winkler (Winkler, 1867)**

L'inconvénient de ce modèle est qu'il ne prend pas en compte l'interaction entre les ressorts, ce qui revient à négliger le cisaillement vertical dans le sol. En conséquence, une discontinuité de déplacement se crée entre la zone chargée et la zone non chargée sous la fondation.

Le modèle de Winkler peut être amélioré en introduisant certaines liaisons/interactions entre les ressorts tels que des éléments en flexion (poutres à une dimension (1D), des plaques (2D), des couches de cisaillement, des membranes sous traction constante (Kerr, 1964)). Ces modèles ont un autre paramètre constant qui caractérise l'interaction entre les ressorts. Les différents modèles apportant des modifications au modèle de Winkler sont abordés dans la section suivante. Si on modélise la fondation par une poutre reposant sur un modèle de sol de type Winkler, alors un élément de longueur  $dx$ , de la poutre peut être isolé tel que présenté sur la **Figure 1. 18**. La réaction du sol et les sollicitations comme les moments fléchissants et/ou les efforts tranchants sur ses deux côtés sont également représentés.



**Figure 1. 18 : Élément unitaire isolé d'une poutre (Winkler, 1867)**

La relation entre la contrainte sous la fondation et le déplacement de cet élément unitaire est donnée par :

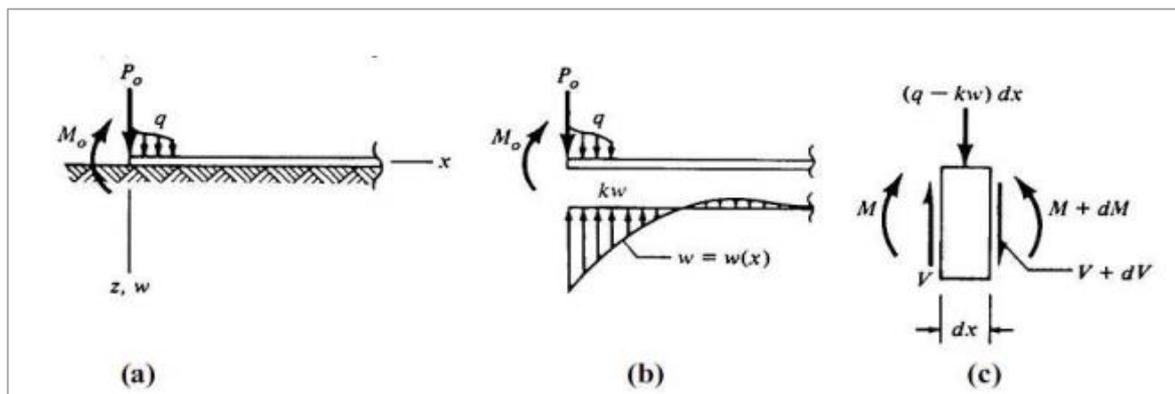
$$p(x) = k \cdot w(x) \tag{1. 22}$$

$p(x)$  : réaction de l'élément unitaire du sol (kN/m),

$w(x)$  : tassement de l'élément unitaire du sol (m),

$k$  : coefficient de réaction du sol (kPa), qui dépend de facteurs tels que la charge appliquée, la géométrie de la fondation et sa rigidité.

Le paramètre  $k$  de l'équation (1. 22) est d'autant plus élevé que la fondation est souple et que le sol est rigide. Sur la **Figure 1. 19**, la partie (a) représente une charge arbitraire sur une poutre supportée élastiquement sur un sol modélisé par des éléments de Winkler, la partie (b) montre la réaction du sol  $p(x)$  sous la poutre associée à la courbe  $w = w(x)$  du tassement et la partie (c) représente un élément unitaire intégrant la réaction du sol et la charge du bâtiment  $q$ .



**Figure 1. 19 : Interaction sol-poutre selon le modèle de Winkler (Winkler, 1867)**

Grâce à l'équilibre des forces verticales entre la charge répartie, la réaction du sol et l'effort tranchant dans la poutre (**Figure 1. 19c**), l'équation (1. 23) peut être appliquée :

$$EI \frac{d^4 w}{dx^4} + q = kw \tag{1. 23}$$

Le modèle de Winkler (équation (1. 22)) est simple et se combine bien avec les méthodes numériques et analytiques (Houlsby et al., 2005). Le problème fondamental avec l'utilisation de ce modèle est de déterminer  $k$  (la raideur  $k_s$  des ressorts élastiques, utilisée pour remplacer le sol sous la fondation, sera égale à cette valeur  $k$ ).

#### 1.2.4.2 Modifications et extensions apportées au modèle initial de Winkler

Du fait que les efforts, dans le modèle de Winkler, ne sont pas exercés sur les ressorts adjacents (ressorts indépendants) (Poulos, 1974), d'autres modèles ont été proposés.

Les différents modèles apportant des modifications au modèle de Winkler sont évoqués dans cette partie. La formulation mathématique de ces modèles est plus complexe que celle du modèle de Winkler.

**a) Modèle de Filonenko-Borodich**

Le modèle proposé par (Filonenko-Borodich, 1940) donne une continuité entre les ressorts individuels à la base du modèle de Winkler en les connectant à une membrane mince soumise à une tension constante.

**b) Modèle de Hetényi**

Dans le modèle proposé par (Hetényi, 1946), l'intersection entre les ressorts individuels incorpore une plaque dans le cas d'un problème en 3D ou une poutre dans le cas d'un problème en 2D.

**c) Modèle de Pasternak**

Pour le modèle proposé par (Pasternak, 1954), il est supposé qu'il y a une interaction de cisaillement entre les ressorts, ce qui peut être accompli en connectant les ressorts à une couche incompressible verticale qui ne se déforme que dans le sens du cisaillement transversal. Les déformations et les forces maintiennent l'équilibre dans la couche de cisaillement.

**d) Modèle de Vlassov**

Le modèle proposé par (Vlassov, 1956) présente un modèle à deux paramètres. Certaines restrictions imposées sur la distribution possible des déplacements dans une couche élastique permettent d'obtenir une fonction de réaction du sol similaire à celle proposée par Filonenko-Borodich.

**e) Modèle de Reissner**

Selon (Reissner, 1958), la relation entre la pression  $q$  et le déplacement vertical  $w$  à l'interface entre la structure et le sol est obtenue par l'intrusion d'une couche de fondation élastique sous la structure, en se basant sur les hypothèses suivantes :

- les contraintes planes partout dans la couche de fondation sont négligées ;
- les déplacements horizontaux à la surface supérieure et inférieure de la couche de fondation sont égaux à zéro.

**f) Modèle de Kerr**

Le modèle de Kerr (Kerr, 1964) est le modèle de Pasternak modifié. La modification est apportée en introduisant une deuxième couche de ressorts en dessus de la couche de cisaillement, dans l'intention de représenter une meilleure interaction de cisaillement entre les ressorts.

**Comparaison des modèles**

Le **Tableau 1. 6** regroupe les modèles d'interaction sol-structure, en illustrant l'équation et le(s) paramètre(s) correspondant à chaque modèle. Ces différents modèles relient le tassement  $w$  d'un point et la pression verticale  $q$  appliquée.

**Tableau 1. 6 : Récapitulatif des modèles d'interaction sol-structure**

Modèle	Equation	Paramètres ISS
Winkler	$EI \frac{d^4 w}{dx^4} + q = k_s w$	$k_s$
Filonenko-Borodich	$q(x, y) = k_s w(x, y) - T \nabla^2 w(x, y)$	$k_s, T$
Hetényi	$q(x, y) = k_s w(x, y) - \frac{Eh^3}{12(1 - \nu^2)} \nabla^4 w(x, y)$	$k_s$
Pasternak	$q(x, y) = k_s w(x, y) - G_p \nabla^2 w(x, y)$	$k_s, G_p$
Vlassov	$q(x) = k_s w(x) - 2t \frac{d^2 w(x)}{dx^2}$	$k_s, t$
Reissner	$c_1 w - c_2 \nabla^2 w = q - \frac{c_2}{4c_1} \nabla^2 q$	$c_1, c_2$
Kerr	$\frac{k_{Ku} k_{Kl}}{(k_{Ku} + k_{Kl})} w - \frac{G_k k_{Ku}}{(k_{Ku} + k_{Kl})} \nabla^2 w = q - \frac{G_k}{(k_{Ku} + k_{Kl})} \nabla^2 q$	$G_k, k_{Ku}, k_{Kl}$

*E étant le module de Young de la structure, h sa hauteur et I son moment d'inertie ;  
 $\nabla$  étant le gradient et  $\nabla^2$  le laplacien.*

Dans ce contexte, Worku (Worku, 2012) distingue deux classes de modèles : les modèles purement mécaniques (ou rhéologiques) et les modèles continus.

Les modèles mécaniques représentent les coefficients de réaction du sol comme étant l'assemblage d'éléments rhéologiques selon diverses organisations (en parallèle, en série,...). L'inconvénient de ces modèles est qu'il n'existe pas de procédures totalement définies d'identification de leurs paramètres.

Les modèles continus représentent le coefficient de réaction élastique du sol par une couche élastique sur une base rigide, caractérisée par trois paramètres : le module de Young, le coefficient de Poisson et l'épaisseur de la couche. L'avantage de ces modèles est que leurs paramètres constants peuvent être déterminés à partir d'essais expérimentaux, mais la difficulté reste dans leur application.

Après avoir classé les modèles mécaniques en trois niveaux (modèle à un paramètre, à deux ou à trois paramètres), Worku (Worku, 2012) a pu faire l'équivalence entre les paramètres des modèles mécaniques et ceux des modèles continus dont les équations sont similaires. Il est à noter que les modèles continus utilisés pour établir l'équivalence sont des modèles proposés dans (Worku, 2010).

### 1.2.4.3 Expressions proposées pour le coefficient de réaction du sol

Le coefficient de réaction du sol  $k_s$  dépend des propriétés de la conduite, en plus de celles du sol qu'il est censé représenter. La détermination de sa valeur a fait l'objet de nombreuses études, dont certaines sont présentées au **Tableau 1. 7**. Les relations semi empiriques proposées sont non seulement assez différentes mais aboutissent à des valeurs éloignées les unes des autres.

**Tableau 1. 7 : Expressions proposées pour le coefficient de réaction du sol  $k_s$**

<b>Biot (1937)</b>	$k_s = \frac{0.95}{b} \left( \frac{E_s b^4}{EI} \right)^{0.108} \cdot \frac{E_s}{1-\nu_s^2}$
<b>Vesic (1961)</b>	$k_s = \frac{0.65}{b} \cdot 1.2 \sqrt{\frac{E_s b^4}{EI}} \cdot \frac{E_s}{1-\nu_s^2}$
<b>Meyerhof et Baikie (1963)</b>	$k_s = \frac{E_s}{(1-\nu_s^2) \cdot b}$
<b>Kloppel et Glock (1979)</b>	$k_s = \frac{2E_s}{(1+\nu_s) \cdot b}$
<b>Selvadurai (1985)</b>	$k_s = \frac{0.65}{b} \cdot \frac{E_s}{(1-\nu_s^2)}$

$E_s$  et  $\nu_s$  : module et coefficient de Poisson du sol ;

$b$  : largeur de la structure (diamètre extérieur de la conduite) ;

$E$  et  $I$  : module de Young et moment d'inertie de la conduite.

### 1.2.4.4 Méthode de la réglementation française

Le Fascicule 70 est une transposition opérationnelle de la théorie de Marston – Spangler (section 1.2.3.1). Dans cette section, on donne uniquement les grandes lignes de la méthode. Il est à noter ici que la nouvelle norme NF EN 1295 (FD CEN/TR 1295-3, 2008) propose deux options (option 1 et option 2) ; les modèles mécaniques dans l'option 1 (méthode allemande) sont basés sur la théorie de la poutre de cisaillement rigide (Leonhard, 1977) et la relation charge-déplacement pour une courbe de charge parabolique agissant sur l'espace élastique (2

dimensions) avec les propriétés du sol sur le côté du tuyau (Kollbrunner, 1946), alors que l'option 2 (méthode française) reprend la méthode du Fascicule 70 où l'interaction sol-conduite est modélisée par de ressorts élastiques interdépendants.

### a) Les actions considérées

Les actions prises en compte dans le Fascicule 70 sont les suivantes :

$p_r$  - Pression verticale des terres due au remblai (**équation (1. 24)**) :

$$p_r = C.\gamma.H \quad (1. 24)$$

- $\gamma$  : poids volumique du remblai,
- $H$  : hauteur de couverture,
- $C$  : coefficient de concentration.

$p_e$  - Pression verticale due aux charges d'exploitation (**équation (1. 25)**) :

$$p_e = \text{Max} \{p_{er} + p_{ep} ; p_{er} + p_{ec}\} \quad (1. 25)$$

- $p_{er}$  : pression verticale due aux charges d'exploitation roulantes,
- $p_{ep}$  : pression verticale due aux charges d'exploitation permanentes,
- $p_{ec}$  : pression verticale due aux charges d'exploitation ou de chantier.

$p_h$  - Pression horizontale (**équation (1. 26)**) :

$$p_h = k_2.(p_r + p_e) \quad (1. 26)$$

- $k_2$  : coefficient de pression horizontale dont les valeurs dépendent des conditions de pose.

$p_{we}$  - Pression hydrostatique extérieure due à la présence d'une nappe phréatique.

Certaines actions sont négligées dans le Fascicule 70, à savoir :

- le poids propre de la conduite (si son diamètre est inférieur à 1 m) ;
- le poids propre de l'eau véhiculée (si le diamètre de la conduite est inférieur à 1 m) ;
- les actions « parasites » dues à un mauvais compactage du lit de pose, à des discontinuités longitudinales de l'assise et à des conditions de remblaiement impropres.

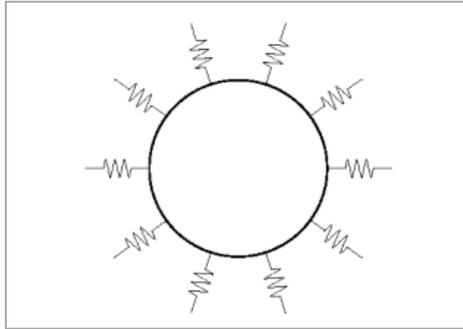
### b) Le modèle d'interaction

Les pressions définies précédemment sont introduites dans un modèle d'interaction sol – conduite de type Winkler (modèle détaillé dans la section 1.2.4.1) : le sol considéré comme élastique est représenté par des ressorts indépendants de raideur  $k_s$  (**Figure 1. 20**). La contrainte de réaction du sol qui s'applique sur la conduite est due à la déformation radiale de cette dernière sous l'effet des sollicitations extérieures. Elle est normale à la paroi du tuyau et proportionnelle au déplacement radial.

En utilisant le modèle de Winkler (**équation (1. 22)**), on peut exprimer la contrainte de réaction  $p_s$  par l'**équation (1. 27)** :

$$p_s = k_s * r \quad (1.27)$$

où  $r$  est le déplacement radial, et  $k_s$  le coefficient de réaction du sol.



**Figure 1. 20 : Modèle d'interaction sol - conduite du Fascicule 70**

Dans le Fascicule 70, le coefficient  $k_s$  est donné par l'équation (1. 28) :

$$k_s = \frac{2}{D_m} \frac{E_s}{(1 - \nu_s^2)} \quad (1.28)$$

$D_m$  étant le diamètre moyen de la conduite,  $E_s$  le module de sol de calcul, et  $\nu_s$  le coefficient de Poisson du sol.

Le module de sol de calcul est, lui aussi, un paramètre d'interaction sol-conduite et est très différent du module de Young. Il dépend de la nature de sol, des modalités de mise en place des conduites et du compactage. Il n'est donc pas issu d'un essai géotechnique mais est obtenu par calcul inverse à l'aide des relations d'interaction sol – conduite et des essais d'ovalisation des conduites dans les conditions de laboratoire.

### **c) Calcul de la réponse de la conduite**

Compte tenu du modèle d'interaction sol-conduite adopté par le Fascicule 70, il est évident qu'une conduite parfaitement circulaire ne serait pas soumise à de la flexion transversale. La réglementation introduit une ovalisation initiale gouvernée par un paramètre  $e_0$  (appelé excentricité initiale) qui dépend de la nature de matériau. Pour une conduite en béton, il est de l'ordre de 1 mm. Cette ovalisation est alors accentuée par la pression du sol.

La contrainte de réaction est reliée à la déformation radiale selon le modèle de Winkler moyennant l'expression (1. 29) :

$$p_s = k_s \cdot (V_e - V_0) \quad (1.29)$$

Les quantités  $V_e$  et  $V_0$  représentent respectivement la déformation de la conduite soumise à la pression d'étreinte (équation (1. 30)) et la déformation initiale de la conduite. Cette déformation initiale est calculée selon le schéma de la **Figure 1. 21**.

La méthode consiste alors à calculer le déplacement radial en tout point de la conduite, à partir de la pression de réaction  $p_s$  et le coefficient de réaction  $k_s$ . L'équilibre de la section déformée aboutit à une équation différentielle de déplacement de quatrième ordre. Sa résolution permet donc de déterminer le champ de déplacement radial puis de remonter à la distribution des moments de flexion.

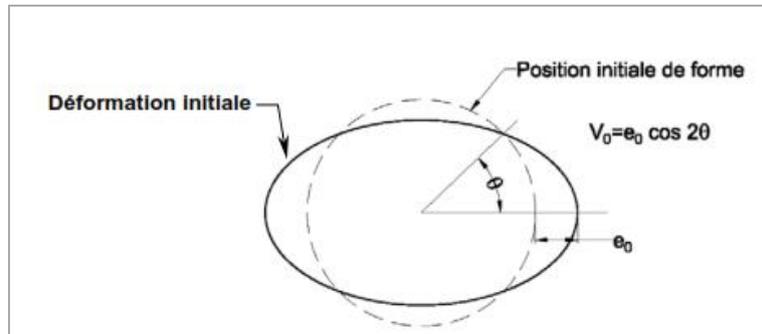


Figure 1. 21 : Calcul de la déformation initiale de la conduite (Bucu, 2007)

A ce niveau, le Fascicule 70 repose sur une autre hypothèse importante concernant la distribution des contraintes du sol autour de la conduite. En effet, à partir de ces actions définies précédemment, la distribution résultante des contraintes autour de la conduite est supposée uniforme. Elle est appelée pression d'étreinte et est calculée comme une moyenne des actions appliquées par l'expression (1. 30) :

$$\bar{p} = (p_r + p_e) \left( \frac{1 + k_2}{2} \right) + p_{we} \quad (1. 30)$$

$p_r$ ,  $p_e$  et  $p_{we}$  sont respectivement la pression verticale des terres due au remblai (équation (1.24)), la pression verticale due aux charges d'exploitation (équation (1.25)) et la pression hydrostatique extérieure due à la présence d'une nappe phréatique.

Pour une conduite rigide, le moment de flexion maximal est obtenu par la relation (1. 31) :

$$M(p_r, p_e) = p_v \frac{D_m^2}{4} \frac{K_\alpha - \frac{k_2}{4}}{1 + \frac{s}{9} - \frac{\bar{p}}{24 \text{ ras}}} \quad (1. 31)$$

$K_\alpha$  étant un coefficient dépendant de l'angle d'appui,  $p_v$  la pression verticale totale,  $ras$  la rigidité annulaire de la conduite, et  $s$  l'indice de rigidité relative sol-tuyau. Il est à noter que ce moment de flexion est calculé dans la section transversale (sens circonférentiel) de la conduite ; Il est différent que celui calculé dans le sens longitudinal du tuyau.

La vérification à l'état ultime de résistance est effectuée avec un coefficient de sécurité de 1,25 appliqué sur la pression verticale et la pression moyenne d'étreinte, tandis que la vérification de flambement est réalisée avec un coefficient de sécurité de 2,5.

### 1.3 Incertitudes, variabilité spatiale du sol et fiabilité

Incertitude, erreur, variabilité sont des termes qui servent habituellement à indiquer que l'information disponible sur les données et sur le système physique n'est pas parfaitement connue. Il est donc nécessaire pour pouvoir parer aux situations critiques, de les identifier et de les quantifier. Plutôt que de considérer, comme dans le cas déterministe, une seule valeur pour les paramètres étudiés ou un seul modèle pour la description de la réalité, il est donc nécessaire de pouvoir prendre en compte l'occurrence possible d'une plage de valeurs données ou d'un ensemble de modèles (Elachachi, 2012).

Contrôler le risque décisionnel en réduisant efficacement l'incertitude, qu'elle soit liée à l'état de la connaissance du système à un instant donné ou à la variabilité des entrées ou réponses de ce système passe par l'identification des dimensions de l'évaluation sur lesquelles il est le plus opportun d'acquérir de nouvelles informations.

#### 1.3.1 Incertitudes

L'incertitude implique que, dans certaines situations, on ne dispose pas des données (d'informations) idoines qui, quantitativement et qualitativement, permettraient de décrire ou prévoir de façon déterministe un système, et notamment son comportement. Le terme « situation » inclut aussi bien les aspects du système (fonctionnels, caractéristiques) que les attentes ou besoins du décideur concerné.

On peut distinguer trois dimensions de l'incertitude :

- le lieu de l'incertitude : où l'incertitude se manifeste dans un modèle complexe (sur les variables, sur les paramètres, sur le modèle),
- le niveau de l'incertitude : où l'incertitude se situe le long d'un spectre allant d'une connaissance complète du comportement des structures et déterministe à une totale ignorance,
- la nature de la variabilité : si l'incertitude est due à notre connaissance imparfaite ou elle est due à la variabilité intrinsèque du phénomène étudié.

##### 1.3.1.1 Types d'incertitudes

Une première classification consiste à regrouper les incertitudes en deux catégories vis-à-vis de leur caractère intrinsèque ou non par rapport au système étudié :

- les incertitudes internes qui sont liées aux variables affectant l'état interne du système ou du milieu modélisé, telles que, pour un réseau d'alimentation en eau potable par exemple, les propriétés des matériaux (béton, pvc,...), les paramètres géométriques (dimensions, sections, moments d'inertie,...), les conditions aux limites internes (hors les actions de surface ou de volume) et les liaisons internes,

- les incertitudes externes qui sont quant à elles liées aux variables indépendantes de l'état interne du milieu ou du système modélisés, telles que les actions naturelles (température, débits, etc.) et les charges de fonctionnement.

Une autre classification consiste à distinguer deux types d'incertitude : l'incertitude aléatoire et l'incertitude épistémique (Lemaire, 2005 ; Melchers, 1999) :

- les incertitudes aléatoires sont généralement des incertitudes qui ne peuvent être ni réduites ni supprimées ; elles peuvent cependant être quantifiées ;
- les incertitudes épistémiques quant à elles peuvent être réduites en améliorant les connaissances et les modèles.

### 1.3.1.2 Représentation des incertitudes

Le type de représentation de l'incertain peut directement être relié à la nature de l'incertitude considérée. La théorie des probabilités est généralement utilisée pour caractériser l'incertitude aléatoire, alors que d'autres approches de représentation de l'incertain comme la théorie des probabilités imprécises (Walley, 1991), la théorie des fonctions de croyance (Dempster, 1967 ; Shafer, 1976), ou la théorie des possibilités (Zadeh, 1965, 1978 ; Dubois et Prade, 1988) peuvent être employées pour représenter l'incertitude épistémique.

Si le seul cadre probabiliste s'avère être insuffisant pour traiter à la fois des incertitudes aléatoires et épistémiques (Zouhal, 1997 ; Baudrit, 2005 ; Le Duy, 2011), la pratique fait qu'il est parfois difficile de les dissocier. En ingénierie géotechnique par exemple, la variabilité des propriétés physiques et mécaniques du sol, estimée à l'issue des essais et des études statistiques, dépend de plusieurs paramètres tels que les conditions de site (contexte géologique, hétérogénéités locales, variabilité propre du matériau...), les techniques de mesures employées (nombre, nature, qualité et représentativité des essais) ou le modèle statistique utilisé (Phoon et Kulhawy, 1999). Les paramètres statistiques des propriétés du sol déterminés à l'issue de l'étude géotechnique ne sont donc valables et applicables que dans les conditions précises pour lesquelles ils ont été évalués et résultent probablement de la combinaison d'incertitudes aléatoires et épistémiques.

Toujours dans le cadre de l'ingénierie géotechnique, si quelques travaux se sont intéressés au traitement de l'incertitude sur les ouvrages géotechniques par la logique floue (Juang et al., 1998 ; Dodagoudar et Venkatachalam, 2000 ; Giasi et al., 2003 ; Peschl et Schweiger, 2003 ; Sickert et al., 2003 ; Schweiger et Peschl, 2007), la grande majorité des études représente l'incertitude par la théorie des probabilités, supposant ainsi que la méconnaissance sur les propriétés du sol est de nature aléatoire. Dans ce cas, il faut s'assurer que les paramètres statistiques utilisés pour représenter le caractère probabiliste des caractéristiques géotechniques résultent exclusivement de la variabilité intrinsèque du sol.

### 1.3.1.3 Etude d'incertitude

La mécanique probabiliste est un domaine scientifique qui permet de tenir compte d'incertitudes concernant un système physique et d'étudier l'impact de ces incertitudes sur la réponse du modèle qui représente le système étudié (Lemaire, 2005). Elle correspond à un couplage entre d'une part, la modélisation d'un phénomène physique (e.g. génie civil, génie mécanique, etc.) et d'autre part, les outils des mathématiques appliquées (e.g. statistiques, théorie des probabilités et simulation numérique).

L'analyse d'un problème de mécanique probabiliste comprend quatre étapes principales :

- la première étape consiste à définir le modèle numérique utilisé pour représenter le système physique étudié, auquel on associe éventuellement un critère de défaillance ;
- la deuxième étape correspond à la quantification des sources d'incertitude qui affectent le problème étudié (incertitudes portant sur la géométrie, les chargements, le comportement du matériau, etc.). Il s'agit d'identifier les paramètres d'entrée du modèle numérique qui sont considérés comme incertains ;
- la troisième étape correspond à la propagation des incertitudes affectant les paramètres d'entrée à travers le modèle numérique. Il s'agit d'évaluer l'aléa de la réponse du système vis-à-vis du critère défini à la première étape ;
- la quatrième étape (parallèle à la troisième) permet de quantifier l'impact relatif des variables aléatoires en entrée du modèle sur l'aléa de la réponse. Il s'agit d'une analyse de sensibilité.

### 1.3.1.4 Incertitudes dans le cadre de l'étude

Dans le cadre de notre thèse, le système étudié est constitué de la conduite (dont les composantes sont : les tronçons et les joints) et du sol qui l'entoure. Les incertitudes associées aux risques encourus par ce système proviennent de :

- l'incomplétude : elle traduit l'indisponibilité et le manque d'information via un niveau de connaissance limité sur les paramètres et les attributs (tels que les caractéristiques géométriques et mécaniques des tronçons et des joints, et les propriétés géo-mécaniques du sol), qui peut aller jusqu'à l'ignorance totale en l'absence de toute évaluation d'un critère sur une alternative, ou un processus d'acquisition de l'information dont on ne contrôle pas la dynamique ;
- la méconnaissance : des paramètres ou indicateurs essentiels sont totalement occultés et ne sont pas intégrés dans le processus d'évaluation d'un critère ;
- la qualité des données (observation – interprétation) : une information s'avère insuffisante pour l'usage qu'on voudrait en faire ;
- l'utilisation des méthodes existantes et la construction des modèles : tout modèle, quel que soit son degré de raffinement, reste une abstraction et une idéalisation de la réalité.

Il est à noter que, dans le cadre de notre étude, les variables incertaines sont traitées par la théorie des probabilités (l'approche probabiliste).

### 1.3.2 Hétérogénéité et variabilité spatiale du sol

L'hétérogénéité du sol affecte la réponse structurale d'un ensemble de conduites, tant en termes de redistributions d'efforts qu'en termes de mouvement d'ouvrage. Il est nécessaire de distinguer (Elkateb et al., 2003) :

- l'hétérogénéité lithologique, qui se manifeste par la présence de faciès lithologiques très différents.
- l'hétérogénéité intrinsèque, qui correspond à la variabilité spatiale des propriétés des sols.

Dans le cas des conduites enterrées, l'influence de l'hétérogénéité du sol sur le comportement de ces conduites apparaît principalement dans la direction longitudinale.

#### 1.3.2.1 Variabilité des paramètres géotechniques

Afin de quantifier les effets de la variabilité spatiale des propriétés du sol sur la réponse structurale d'une structure, diverses études ont été menées pour différents paramètres géotechniques :

- Fraser et Wardle (selon (Magnan et Bagheri, 1982)) se sont intéressés au comportement d'une structure en fonction d'un sol variable. Ils ont montré que, pour les projets d'immeubles de grande hauteur fondés sur radier, les paramètres importants étaient les efforts exercés sur le sol, ainsi que le module du sol. Mais aucun lien n'est fait en fonction de l'organisation spatiale du sol ; seule la dispersion aléatoire du sol est présentée.

- Ghanem et Brzakala (1996) ont étudié le tassement d'une semelle soumise à un chargement uniformément réparti. Cette semelle carrée de 10 m de côté repose sur un sol constitué de deux couches homogènes, mais dont l'interface est modélisée par un champ aléatoire. Seules deux longueurs de corrélation dans la direction longitudinale sont considérées pour l'interface (0,1 m et 10 m). Leur analyse suggère que l'interface a peu d'influence sur l'écart-type du déplacement absolu de la fondation. Il semblerait que la longueur de corrélation n'affecte pas le déplacement absolu de la fondation. Cependant, l'analyse ne présente pas le tassement différentiel entre les extrémités ; les efforts dans l'ouvrage, et l'influence de la position moyenne de l'interface ne sont pas évoqués.

- Brzakala et Pula (1996) ont étudié le tassement d'une fondation superficielle et de trois fondations indépendantes reposant sur un sol dont le module varie spatialement. Par rapport au sol de dispersion fixée, ils mettent en évidence la réduction de l'écart-type du tassement sous l'ensemble du radier par rapport aux trois semelles indépendantes, en raison de la réduction de variance.

- Griffiths et al. (2002) ont étudié la capacité portante d'une semelle rigide sur sol cohérent en fonction de l'angle de frottement et de la rugosité de la semelle. La capacité portante est d'autant plus faible que le module de sol est très dispersé et que la longueur de corrélation est voisine des dimensions de la fondation. L'analyse montre qu'un facteur de sécurité de 3 est suffisant

pour assurer la stabilité de l'ouvrage avec, dans ce cas, une probabilité de rupture de 12 pour 1000 (pour un coefficient de variation de 0,5).

- Nour et al (2002) se sont intéressés au tassement absolu d'une fondation et au tassement différentiel entre deux fondations, en fonction du module de sol, et du coefficient de Poisson (Noh, 2004). Au moyen de la méthode des éléments finis stochastiques basée sur l'approche de Monte-Carlo, l'analyse montre que la variance du tassement absolu et du tassement différentiel augmentent en fonction de la dispersion des valeurs du module de sol. A contrario, l'accroissement de la dispersion du coefficient de Poisson implique une diminution de la variance du tassement absolu, alors qu'elle a un effet négligeable sur le tassement différentiel.

- Fenton et al (2005) ont estimé les effets de la variabilité spatiale de l'angle de frottement et du poids volumique du sol sur le glissement d'un mur de soutènement de hauteur  $h$ . La probabilité de glissement de l'ouvrage est estimée en fonction de la corrélation entre les deux paramètres géotechniques. Ils ont mis en évidence l'influence de la longueur de corrélation. Lorsque le rapport  $\lambda$  ( $= l_c/h$ ) est compris entre 0,5 et 1, cela entraîne une forte probabilité de glissement de l'ouvrage ; autrement, la probabilité est faible.

- Elachachi et al. (2004, 2012) visaient à généraliser l'étude des influences des hétérogénéités afin d'aboutir à une notion de risque pour les ouvrages. Pour ce faire, l'approche suivante a été adoptée : elle repose sur le couplage entre la modélisation selon l'approche de Winkler et la méthode stochastique de Monte-Carlo. Les variations spatiales des caractéristiques du sol sont représentées par des distributions statistiques ; ainsi, les résultats sont analysés statistiquement, de manière à évaluer la probabilité de dépassement de telle ou telle valeur critique.

### 1.3.2.2 Effets de la variabilité spatiale des propriétés du sol

La variabilité des sols peut être caractérisée par deux éléments : le premier décrit la distribution statistique du paramètre étudié, et le second détermine l'agencement spatial de cette dispersion.

#### a) Distribution statistique

L'analyse classique des propriétés statistiques du sol repose sur la détermination de l'espérance mathématique (**équation (1. 32)**), de la variance (**équation (1. 33)**), et de la loi de distribution de probabilité de la variable aléatoire  $X$  qui prend la valeur  $X(z)$  à la position  $z$ .

$$m_{X(z)} = E[X(z)] = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^n X(z_i) \quad (1. 32)$$

$$\sigma_{X(z)}^2 = Var[X(z)] = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^n (X(z_i) - m_{X(z)})^2 \quad (1. 33)$$

La dispersion est quantifiée par le coefficient de variation (**équation (1. 34)**), rapport entre l'écart type de la population et son espérance mathématique :

$$CV_{X(z)} = \frac{\sigma_{X(z)}}{m_{X(z)}} \quad (1.34)$$

Une dispersion importante de la variabilité du sol se traduit par un coefficient de variation important. Tang (1984) insiste sur la similarité en termes de dispersion des paramètres géotechniques pour différents sites. Celle-ci sera d'autant plus forte, que le sol a les mêmes dépôts géologiques et conditions environnementales. Il est donc impossible d'attribuer systématiquement pour un sol donné, des valeurs de dispersion a priori. Cependant, certaines tendances apparaissent :

- en fonction du paramètre géotechnique étudié ; le coefficient de variation des paramètres obtenus à partir d'essais est faible, excepté pour la densité relative (Phoon et Kulhawy, 1999). Un coefficient de variation élevé est généralement associé avec les paramètres de résistances mécaniques, notamment la résistance au cisaillement non drainé.
- en fonction du type de sol (cohérent ou pulvérulent) ; Cherubini et Giasi (2001) soulignent que pour différents sites étudiés, le coefficient de variation obtenu pour l'angle de frottement est fonction du matériau : 10-50% pour les argiles, 5-25% pour les silts et 5-15% pour les sables. A l'exception de ce paramètre, il est difficile de lier directement le coefficient de variation à un type de sol.

Les propriétés géotechniques peuvent le plus souvent être décrites par les lois normale, lognormale, Weibull et bêta, quelle que soit la propriété étudiée (Magnan et Bagherly, 1982). De manière similaire à la dispersion, il est difficile de décrire a priori la distribution statistique des paramètres d'un site. Elkateb et al (2003) souligne que la distribution statistique est spécifique au site et au paramètre mesuré. La caractérisation d'un site nécessite de définir précisément la dispersion du paramètre étudié, au moyen de l'écart-type ou du coefficient de variation. Mais, cette approche repose sur l'hypothèse d'une indépendance entre les différentes réalisations d'une même expérience : aucune corrélation entre les réalisations n'est supposée.

Afin de définir la relation entre deux positions  $z_1$  et  $z_2$  distantes de  $\Delta z$  de la variable aléatoire  $X$ , l'autocorrélation (**équation (1.35)**) ainsi que l'autocovariance (**équation (1.36)**) sont calculées selon les expressions suivantes :

$$\rho_{XX}(z_1, z_2) = E(X(z_1)).E(X(z_2)) \quad (1.35)$$

$$C_{XX}(z_1, z_2) = E[X(z_1).X(z_1+\Delta z)] - m_{X(z)}^2 \quad (1.36)$$

Les fonctions d'autocorrélation et d'autocovariance définissent le degré de dépendance linéaire des variables aléatoires  $X(z_1)$  et  $X(z_2)$  pour la distance  $\Delta z = z_2 - z_1$ . L'autocovariance mesure la corrélation entre les différentes valeurs de la variable étudiée.

Le coefficient d'autocorrélation  $\rho(x)$  (**équation (1.37)**) correspond à l'autocovariance normalisée, adimensionnelle, dont les valeurs sont comprises entre -1 et +1.

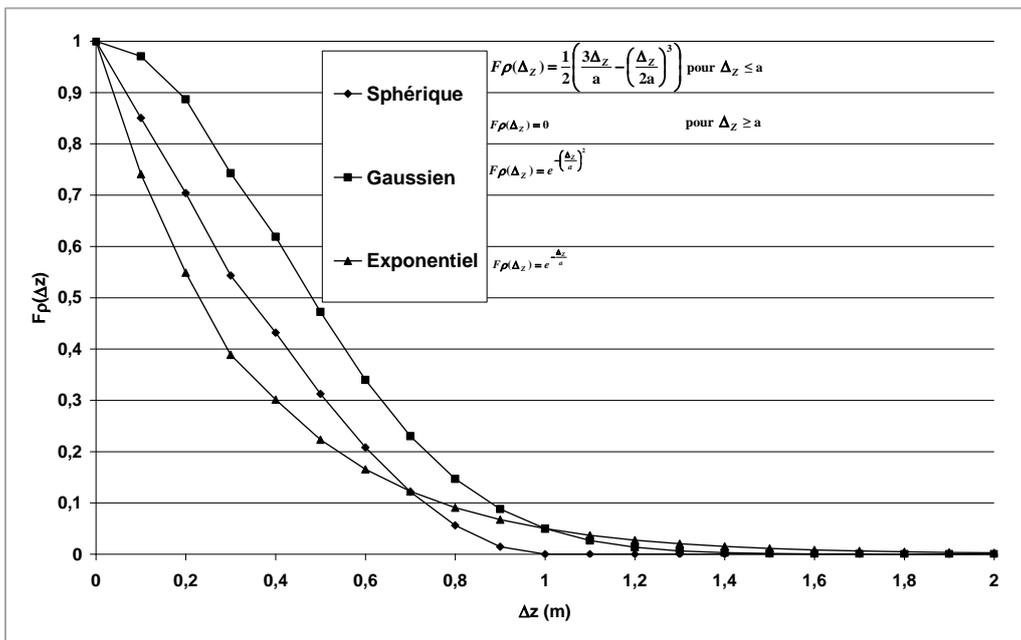
$$\rho_{XX}(z_1, z_2) = \frac{C_{XX}(z_1, z_2)}{\sigma_{X(z_1)}\sigma_{X(z_2)}} \quad (1.37)$$

**b) Structuration spatiale**

Deux approches permettent d'identifier et de décrire la structure de variabilité spatiale du sol : La méthode des champs aléatoires (Van Marcke, 1977) et la méthode géostatistique (Matheron, 1965). Le paramètre géotechnique est représenté par la variable X. Cette variable est qualifiée de régionalisée en géostatistique et d'aléatoire pour la théorie des champs aléatoires. Par la suite, nous emploierons le terme de variable aléatoire, même si en réalité, l'aléa n'existe que lorsque les valeurs ne sont pas corrélées entre elles. En effet, les propriétés des sols ne sont pas complètement aléatoires, et les valeurs de la fonction aléatoire sont d'autant plus liées que les points sont proches les uns des autres. Afin de qualifier la structure spatiale d'une variable aléatoire, l'hypothèse de stationnarité de second ordre doit être vérifiée. Afin de vérifier la présence d'un agencement spatial de la donnée géotechnique étudiée, le calcul de la fonction d'autocorrélation (équation (1.38)) est requis (Houy, 2005, Boukhoulda et Elachachi, 2001).

$$F_{ac}(\Delta z) = \frac{E[X(z).X(z + \Delta z)] - m_{X(z)}^2}{\sigma_{X(z)} \cdot \sigma_{X(z+\Delta z)}} = \frac{Cov[X(z).X(z + \Delta z)]}{\sigma_{X(z)} \cdot \sigma_{X(z+\Delta z)}} \quad (1.38)$$

La fonction d'autocorrélation dépend de l'incrément  $\Delta z$ , et est représentée, pour 3 modèles usuels, sur le diagramme d'autocorrélation (Figure 1.22).



**Figure 1.22 : Fonction d'autocorrélation (modèle sphérique, gaussien et exponentiel,  $\sigma^2=1$  ;  $a=1$ ) (Elachachi, 2012)**

L'agencement spatial des données géotechniques peut être également défini en utilisant l'approche de Matheron (1965), au moyen des variables régionalisées. Cette approche repose sur l'hypothèse intrinsèque :

- l'espérance des différences entre les valeurs de deux points distants de  $\Delta z$  est nulle quelle que soit leur position :  $E[X(z)-X(z+\Delta z)] = 0$ .
- la variance ne dépend que de l'incrément  $\Delta z$  entre les points.

La fonction de covariance  $C(\Delta z)$  et le semi-variogramme  $\gamma(\Delta z)$  sont reliés par la variance  $\sigma^2$  du champ de données, selon la relation (équation (1. 39)) :

$$\gamma(\Delta z) = \sigma^2 - C(\Delta z) \tag{1. 39}$$

Le semi-variogramme mesure l'écart quadratique moyen entre deux points de l'espace (à une dimension, dans le cas présent) séparés de la distance  $\Delta z$  (équation (1. 40)) :

$$\gamma(\Delta z) = \frac{1}{2} \text{Var}(X(z + \Delta z) - X(z)) \tag{1. 40}$$

où  $\gamma(\Delta z)$  est la valeur du semi-variogramme à la distance de séparation  $\Delta z$  ;  $X(z)$  et  $X(z+\Delta z)$  sont respectivement les valeurs de la variable régionalisée à la position  $z$  et  $z+\Delta z$ . La fonction régionalisée  $\gamma(\Delta z)$  est représentée graphiquement par le semi-variogramme (Figure 1. 23).

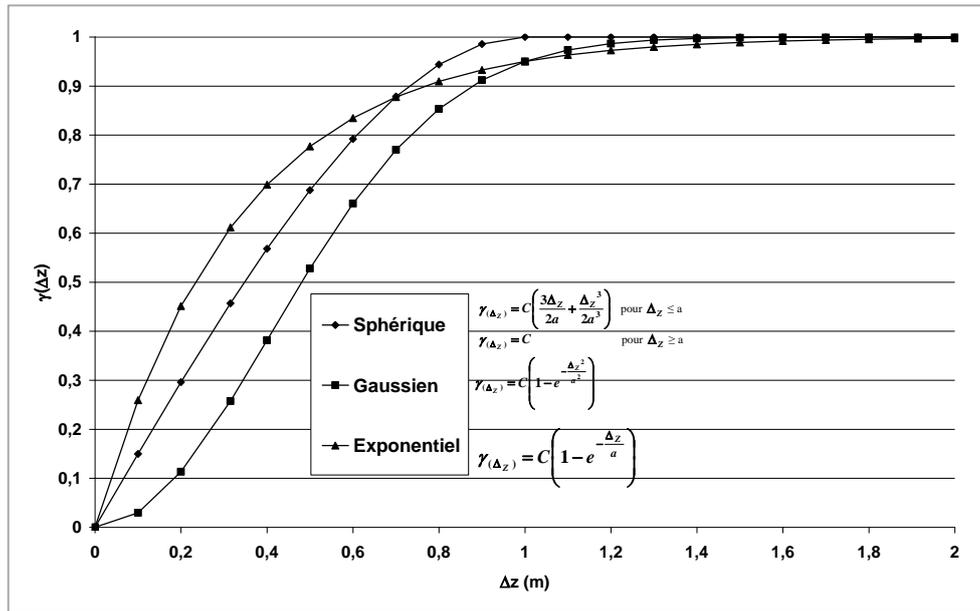


Figure 1. 23 : Semi-variogramme (modèles sphérique, gaussien et exponentiel,  $\sigma^2 = 1$  ;  $a = 1$ ) (Elachachi, 2012)

Les particularités du semi-variogramme sont (Houy, 2005, Boukhoulda et Elachachi, 2001) :

- lorsque  $\Delta z$  tend vers l'infini,  $\gamma(\Delta z)$  atteint un palier dont la valeur est la variance  $\sigma^2$  de la variable  $X(z)$ . La distance pour laquelle ce palier est atteint est appelée portée du

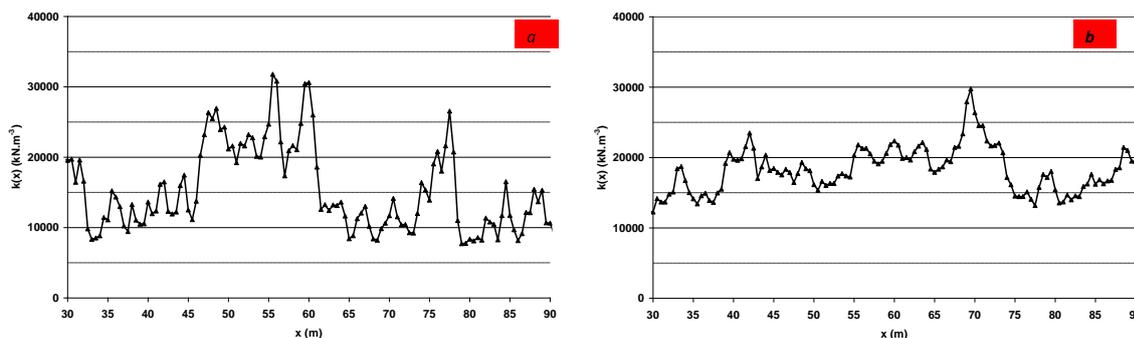
variogramme et est notée « a ». Cette portée traduit une corrélation non justifiée entre les points.

- à l'inverse,  $C(\Delta z)=0$  pour  $\Delta z>a$ . La portée correspond donc à la distance d'autocorrélation.
- lorsque  $\Delta z$  tend vers 0, l'ordonnée à l'origine est censée être nulle. En réalité, un "effet de pépite" de valeur  $C(0)$  est souvent présent en raison d'un bruit de mesure, d'une variabilité à l'échelle microstructurale, ou d'une erreur d'échantillonnage (Jaksa, 1995).

Afin d'estimer l'organisation spatiale de la dispersion, le semi-variogramme expérimental  $\gamma_e(\Delta z)$  est calculé, selon l'expression (1. 41) :

$$\gamma_e(\Delta z) = \frac{1}{2N(\Delta z)} \sum_{i=1}^{N(\Delta z)} [X(z + \Delta z) - X(z)]^2 \quad (1. 41)$$

Le semi-variogramme permet de définir la structure de corrélation spatiale des propriétés du sol même en l'absence de palier (en raison d'une dérive). Des modèles mathématiques peuvent également être identifiés sur les variogrammes expérimentaux. Le modèle est jugé acceptable si l'erreur standardisée est comprise entre  $\pm 2$ , autrement dit, on retient un intervalle de confiance gaussien de 95%. La structure de corrélation est définie en termes de portée, de longueur de corrélation ou d'échelle de fluctuation. La portée est définie comme la distance à partir de laquelle le semi-variogramme atteint la variance, au-delà les données ne sont plus corrélées. Nous emploierons le terme de longueur de corrélation ou de portée pour définir l'organisation spatiale de la variabilité du sol. La **Figure 1. 24** présente deux champs de réalisation du champ du module de réaction de Winkler  $k(x)$  du sol, de moyenne  $14850 \text{ kN/m}^3$ , de coefficient de variation 0,45, pour des longueurs de corrélation respectivement égales à 4,25 (**Figure 1. 24a**) et 34 m (**Figure 1. 24b**).



**Figure 1. 24 : Champ pour deux longueurs de corrélation : 4, 25 m (a) et 34 m (b) (Elachachi, 2012)**

### c) Classification des méthodes de génération de champs aléatoires

Il existe deux types de méthodes de génération de champs aléatoires (Huber, 2013) : les méthodes conditionnelles et les méthodes non-conditionnelles. La différence entre les deux est

---

liée à la construction des champs aléatoires qui est dans le cas conditionnel dépendante des connaissances ponctuelles du matériau (exemple : des points de sondages pour un sol).

Concernant les méthodes non conditionnelles (en absence de connaissances des caractéristiques par mesures du site), il en existe plusieurs telles que la méthode spectrale (dont la FFT) (Popescu et al., 2005 ; Soubra et al., 2008 ; Youssef Abdel Massih et Soubra, 2010), et la méthode des moyennes locales subdivisées LAS (Locale Average Subdivision) (Fenton et Van Marcke, 1990; Fenton et Griffiths, 2002 ; Fenton et al., 2011). Les différences entre ces méthodes sont soit liées aux théories sous-jacentes, soit à la discrétisation des champs aléatoires. Généralement les champs aléatoires sont présentés sous deux formes :

- discrétisation ou « moyennage » : dans ce cas, le choix est soit par défaut à cause des hypothèses fondatrices de la méthode de génération (e.g. le recours au « moyennage » spatial (Van Marcke et Grigoriu, 1983) dont la méthode LAS), soit il est dépendant des conditions régissant le calcul mécanique, à savoir par une projection au niveau : du centre de gravité de l'élément, des noeuds, des points d'intégration, etc.
- développement en série : dans ce cas, les champs aléatoires sont présentés sous la forme de séries de variables aléatoires continues à l'exemple de la méthode KL (Karhunen Loève), EOLE (Expansion Optimal Estimation Method), la méthode spectrale, CE (Circulant Embedding), etc.

### 1.3.3 Approche fiabiliste

La fiabilité est un moyen de mesurer le degré de sécurité d'une structure. Les méthodes d'analyse de la fiabilité ont pour objet de déterminer ce degré de sécurité en contexte aléatoire, c'est à dire de calculer sa probabilité de défaillance, en tenant compte des incertitudes du problème. Le calcul de cette probabilité permet d'identifier et d'évaluer le risque de défaillance des structures, de le traiter par l'organisation des programmes de maintenance-inspection, et de prolonger la durée d'exploitation en optimisant leur utilisation.

#### 1.3.3.1 Notion de probabilité de ruine / de défaillance

La certitude sur la non-défaillance ou la non-ruine n'existe pas. Il existe des événements ou combinaison d'événements (surcharge et mauvaise résistance) qui, avec une probabilité d'occurrence forte ou faible, peuvent conduire à la ruine. Ce n'est que lorsque cette probabilité est considérée comme négligeable qu'une approche purement déterministe peut se justifier.

La sécurité globale ne suffit pas à prendre en compte la complexité des phénomènes. Le critère de dimensionnement d'un élément devrait reposer sur la valeur de la probabilité de ruine  $P_f$  de cet élément en limitant celle-ci à une valeur maximale admissible (Lemaire, 2005). C'est la seule approche portant sur une mesure du risque. Cependant, elle est difficile à mettre en œuvre si l'on ne fait pas d'hypothèses simplificatrices sur les distributions des variables aléatoires et elle reste actuellement très coûteuse en temps de calcul et accès à l'information.

L'approche probabiliste est alors utilisée pour calibrer les codes semi-probabilistes, c'est à dire pour déterminer les coefficients partiels pour que le code assure un niveau de fiabilité cible avec le maximum d'homogénéité possible. Le niveau de fiabilité seuil est en général un seuil voisin de  $10^{-4}$  (Etats limites ultimes ou ELU) à  $10^{-2}$  (Etats limites de service ou ELS) sur une période considérée selon le type d'ouvrage par rapport à une défaillance donnée, d'où la nécessité de définir des critères de défaillance : ce sont les critères d'états limites.

L'évaluation de la probabilité de défaillance  $P_d$  pour une structure repose sur les facteurs suivants : les conséquences engendrées par la ruine, la durée de vie envisagée, la valeur de remplacement, et le rôle économique de l'ouvrage.

### 1.3.3.2 Démarche fiabiliste

Les principales étapes du processus d'analyse de fiabilité sont les suivantes (Lemaire, 2005) :

- établir un objectif de fiabilité ou un modèle décisionnel ;
- identifier les modes de défaillance les plus importants pour la structure ou les opérations envisagées ;
- formuler un critère de défaillance en termes de fonction d'état limite pour chaque mode de défaillance ;
- identifier les variables et paramètres aléatoires dominants des fonctions d'état limites et spécifier leur distribution probabiliste ;
- calculer la fiabilité vis à vis de la défaillance pour chaque mode de défaillance de la structure ou de l'opération considérée ;
- évaluer si la fiabilité estimée est suffisante et apporter les modifications nécessaires si besoin.

### 1.3.3.3 Notions fondamentales en fiabilité

#### a) Modes de ruine

L'analyse de la sécurité d'un élément de structure nécessite de se fixer un critère qui permet de séparer deux domaines : le domaine de ruine (R) et le domaine de sécurité (S).

Pour préciser ces deux espaces, il faut définir le mode de ruine de l'élément : celui-ci peut être un déplacement excessif, une contrainte supérieure à une valeur de référence, ou plus simplement lorsque la sollicitation est supérieure à la résistance. Dans tous les cas, cela passe par la définition d'un état limite, puisque le mode de ruine s'exprime en termes d'écart entre une réalisation d'un état mécanique de l'élément et une réalisation d'un état ultime de résistance.

#### b) Surface d'état limite

Le choix du mode de ruine permet, en général, la mise en équation de la surface d'état limite (ou de ruine) qui se trouve à la frontière entre l'espace de sécurité S et l'espace de ruine R. On peut choisir, par exemple, comme critère de rupture la marge de sécurité :

$$M = R(X_1, \dots, X_n) - S(X_1, \dots, X_n) \quad (1.42)$$

où  $S(X)$  représente la sollicitation,  $R(X)$  la résistance et  $X = (X_1, \dots, X_n)^T$  le vecteur des variables aléatoires décrivant l'élément, son chargement et son modèle de ruine.

Dans le cadre des méthodes probabilistes, la marge de sécurité  $M$  apparaît comme une variable aléatoire de même que la résistance et la sollicitation. Lorsque  $M > 0$ , la structure est dans l'espace de sécurité ; lorsque  $M < 0$ , elle est dans l'espace de ruine. L'équation  $M = 0$  (ensemble de réalisations des  $X_i$  correspondant à une marge nulle) définit une surface appelée surface d'état limite.

### c) Fonction d'état limite

Pour une formulation de la surface de ruine, on peut définir une fonction  $g(X)$  représentant les valeurs prises par la marge de sécurité. Cette fonction est appelée fonction d'état limite. Par convention, elle doit vérifier les critères suivants :

- $g(X) > 0$  si l'élément ou la structure sont dans la zone de sécurité (ZS) ;
- $g(X) < 0$  s'ils sont dans la zone de ruine (ZR) ;
- $g(X) = 0$  s'ils sont sur la surface de ruine (SR).

Cette notion est fondamentale à la fois en analyse déterministe et en approche probabiliste pour définir l'état de la structure (dans le domaine de sécurité ou dans le domaine de ruine). La fonction d'état limite se calcule à partir d'une analyse déterministe traditionnelle, mais des paramètres probabilistes sont identifiés et quantifiés.

### d) Probabilité de défaillance

Les méthodes de fiabilité consistent à donner une estimation de la probabilité  $P_d$  (Probabilité de défaillance) pour que la structure soit dans le domaine de ruine (R) :

$$P_d = P(g(X) \leq 0) = \int_{(R)} p_X(X_1, \dots, X_n) dX_1 \dots dX_n \quad (1.43)$$

où  $p_z(X)$  est la loi de distribution jointe des variables aléatoires  $X_1, \dots, X_n$ .

### e) Indice de fiabilité

Dans les algorithmes d'évaluation de l'indice de fiabilité, la fonction  $g(X)$  joue un rôle capital, d'où l'importance qu'elle ait de « bonnes » propriétés de régularité (continuité, dérivabilité). Il est également possible qu'on soit amené à effectuer un changement de variables, auquel cas l'expression mathématique de la fonction d'état limite devra être reformulée dans le nouvel espace.

Hasofer et Lind ont donné une définition de l'indice de fiabilité, basée sur une interprétation géométrique. L'indice de Hasofer-Lind (Hasofer and Lind, 1974),  $\beta_{HL}$ , est la plus petite distance (au sens euclidien) de l'origine à la surface de ruine dans l'espace des variables normales centrées réduites et indépendantes (espace normalisé). Le point correspondant à  $\beta_{HL}$  dans

l'espace normalisé est le point de défaillance le plus probable, appelé souvent point de fonctionnement et noté  $P^*$ . C'est le point appartenant à la surface de ruine pour lequel la densité conjointe des variables est la plus élevée.

$$\beta_{HL} = ||OP^*|| = \min ||u|| \quad \text{avec} \quad g(u) = 0 \quad (1.44)$$

où  $u$  est le vecteur transformée de  $X$  dans le changement d'espace (passage de l'espace physique des variables à l'espace normalisé).

Des méthodes, telles que les méthodes *FORM* (First Order Reliability Method) et *SORM* (Second Order Reliability Method), ont été développées pour fournir une approximation de la probabilité de défaillance  $P_d$ .

## 1.4 Conclusions du chapitre

L'objectif de ce chapitre était d'établir un état de l'art permettant de rappeler et de clarifier des aspects présents dans la littérature concernant la modélisation du comportement géo-mécanique d'une conduite enterrée en contexte incertain. Il est décomposé en trois grandes parties ; la première concerne la conduite, structure de base de notre étude, la deuxième présente les aspects relatifs à l'interaction sol-conduite, phénomène important dans le cas des conduites enterrées, et la dernière partie montre les différents aspects en lien avec les incertitudes, la variabilité spatiale du sol et la fiabilité, cela étant nécessaire pour expliquer la méthodologie à suivre pour évaluer l'état de dégradation d'une conduite enterrée.

Dans la partie concernant la conduite, nous avons tout d'abord présenté le concept de la conduite en béton à âme en tôle. Ensuite, sont présentées les prescriptions relatives aux tuyaux à pression en béton armé avec âme en tôle, spécifiées dans les normes NF EN 639 et 641. Nous avons défini certains paramètres et seuils de résistance à prendre en compte pour l'analyse du comportement de ces tuyaux, ainsi que les pathologies et modes de défaillances typiques qu'ils peuvent subir. Enfin, nous avons décrit différentes méthodes permettant de modéliser les éléments d'une conduite, à savoir le tronçon et le joint. Ainsi, ont été décrits divers types d'éléments utilisés pour représenter le modèle mécanique du tronçon, et deux approches pour la modélisation du joint — celle de Buco et celle de Wang et Moore — ont été détaillées. Il est à noter ici que ces approches ont été développées dans le cadre des conduites sans pression (comme celles des réseaux d'assainissement), ce qui représente une limite pour notre étude concernant les conduites d'eau potable, qui sont des conduites à pression élevée.

Dans la partie concernant l'interaction sol-conduite, nous avons tout d'abord présenté les caractéristiques physiques et mécaniques des sols environnant une conduite. Ensuite, a été abordée la notion de rigidité relative d'une conduite. Nous avons également présenté les méthodes de calcul du poids du remblai et de la diffusion d'une charge de surface dans un massif de sol selon la théorie de Marston-Spangler, et celles de la diffusion d'une charge de surface sur une conduite enterrée selon la méthode de calcul du Fascicule 70 et selon la norme

NF EN 1295. Enfin, concernant les modèles existants pour représenter l'interaction sol-structure, nous avons décrit, dans un premier temps, le modèle initial de Winkler, et dans un second temps, les modifications et extensions apportées à ce modèle. Le modèle de Winkler a été choisi comme modèle d'interaction sol-conduite dans notre étude. Ce modèle, d'un point de vue pratique, est approprié pour le dimensionnement des ouvrages géotechniques. Il a l'avantage de ne nécessiter qu'un seul paramètre (le coefficient de réaction du sol) pour caractériser les réponses d'un sol élastique et de la structure sous chargement.

Dans la dernière partie, nous avons tout d'abord présenté les incertitudes pouvant intervenir dans le cadre de notre étude. Ensuite, nous avons décrit certaines approches permettant d'identifier et de décrire la structure de variabilité spatiale du sol comme la méthode des champs aléatoires (Van Marcke, 1977). Et finalement, nous avons introduit la notion de probabilité de défaillance, les principales étapes du processus d'analyse de fiabilité selon (Lemaire, 2005) et quelques notions fondamentales en fiabilité, de façon à clarifier le chemin à suivre pour aboutir à la finalité de notre étude qui consiste à évaluer l'état de dégradation d'une conduite — une étape indispensable pour une gestion optimisée du réseau.

---

# CHAPITRE 2

## *Méthodologie*

---



---

# CHAPITRE 2 :

## Méthodologie

---

Nous présentons dans ce chapitre la méthodologie suivie pour répondre aux objectifs définis dans l'introduction générale, et permettant de mettre en place un outil numérique qui répond aux besoins du gestionnaire.

Pour rappel, nous nous intéressons à la modélisation du comportement d'éléments linéaires de grands diamètres, plus particulièrement des conduites en béton à âme en tôle de type BONNA, du point de vue strictement géo-mécanique. Les aspects hydrauliques ne sont pris en considération que par leurs effets (la pression interne, ...). L'objectif est de pouvoir identifier, parmi les conduites BONNA présentes dans le réseau du gestionnaire, importantes et stratégiques du point de vue opérationnel, celles qui vont nécessiter une attention particulière aussi bien du point de vue du suivi que de la maintenance (inspection ou renouvellement en fonction de leur criticité).

Ce chapitre décrit l'approche développée qui permet d'intégrer les points suivants :

- apporter des réponses aux verrous scientifiques déjà identifiés ;
- faire appel à des données d'entrée de préférence accessibles dans les bases de données existantes ou dont l'obtention peut se faire à moindre coût, et/ou faire les hypothèses appropriées sur les données non accessibles à ce jour ;
- restituer des sorties qui répondront de manière directe aux besoins exprimés par le gestionnaire.

### 2.1 Mise en œuvre de la méthodologie

L'approche proposée dans cette étude fait partie d'un enchaînement cohérent de tâches associant le diagnostic, le pronostic et la prise de décision vis-à-vis de performances souhaitées (intégrité structurelle des conduites, continuité de service, ...). Pour cela, nous nous concentrons, dans le cadre de cette thèse, sur une approche permettant :

- l'acquisition de grandeurs d'intérêt dont peut dépendre la dégradation des conduites,
- l'utilisation d'une partie de ces grandeurs comme données d'entrée, directes ou indirectes, dans les modèles de description du comportement géo-mécanique de ces conduites,
- l'incorporation de ces modèles, utilisés dans un contexte probabiliste, dans l'élaboration d'un ensemble d'indicateurs de performance (à partir de la définition d'états limites).

Ces indicateurs permettront ultérieurement (en dehors de ce projet) d'optimiser les stratégies de renouvellement (approche proactive, identification de seuils d'alerte, ...).

La mise en œuvre de cette méthodologie est décomposable en différentes tâches :

**Tâche 1 :** Analyse des effets de l'interaction sol-structure et de la variabilité des propriétés du sol sur le comportement des conduites (de type BONNA) : cette tâche vise à appréhender et comprendre/décrire l'interaction entre la conduite et le sol qui l'entoure.

**Tâche 2 :** Développement d'approches numériques pour la modélisation du comportement géo-mécanique déterministe des conduites : l'objectif de cette tâche est de mettre en place la modélisation d'une conduite dans des situations tout d'abord déterministes (de référence) avec l'ambition de reproduire les conditions réelles auxquelles elle est soumise tout au long de son exploitation.

**Tâche 3 :** Intégration des méthodes probabilistes et fiabilistes dans l'estimation du risque encouru par une conduite durant sa durée de service : il s'agit de procéder au choix des méthodes probabilistes et fiabilistes à appliquer aux modèles retenus dans les tâches 1 et 2 ; la finalité est l'estimation du risque encouru par une conduite lors de son utilisation vis à vis d'états limites définis ; cette tâche consiste à appliquer des approches visant à estimer la variation de la fiabilité vis-à-vis des indicateurs de dégradation ; l'approche probabiliste permet d'identifier les zones susceptibles de se dégrader et les pronostics d'évolution des indicateurs à long terme.

**Tâche 4 :** Mise en place des éléments essentiels constitutifs d'un prototype de logiciel intégrant les sorties obtenues dans les trois premières tâches : cette tâche constitue la finalité opérationnelle du projet. Son rôle porte sur la construction de la méthodologie globale et de la mise en place d'un prototype de l'outil numérique idoine permettant d'assurer un lien cohérent avec les besoins exprimés par le gestionnaire ; chacune des tâches constitue un module à part entière de l'outil développé ; même si des validations partielles sont effectuées dans les autres tâches, ce n'est qu'à cette phase qu'une validation globale sera effectuée.

L'intégration de la dimension temporelle dans l'étude du comportement des conduites pour évaluer les effets des variations de la teneur en eau, suite aux fluctuations saisonnières de la pluviométrie et de la température, sera également prise en compte dans notre approche.

Ces tâches s'intègrent dans l'exécution de deux actions principales :

- La première action concerne la mise en place de l'outil numérique en définissant son concept, ses données d'entrée et ses sorties.
- La deuxième porte sur l'application de la démarche sur une zone particulière du réseau.

### ***Mise en place de l'outil numérique***

Cette action consiste d'abord à retenir l'approche optimale pour la modélisation du comportement géo-mécanique déterministe des conduites de type BONNA, et ensuite à y associer les méthodes probabilistes et fiabilistes dans un contexte de gestion patrimoniale du réseau. Suivant l'approche géo-mécanique retenue, il s'agit d'abord de construire le modèle

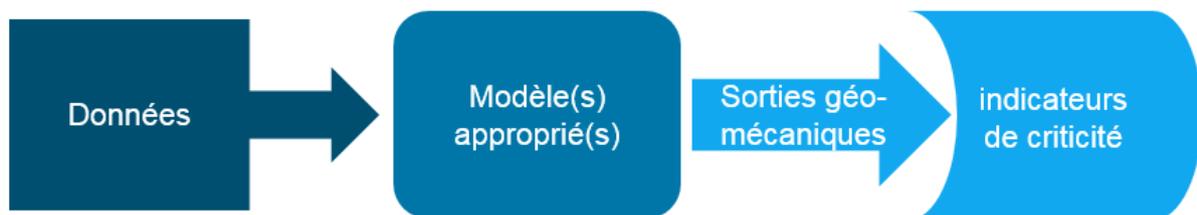
numérique qui représente convenablement la conduite de type BONNA, d'effectuer des simulations sur le modèle numérique construit, et d'actualiser ou améliorer la performance du modèle numérique avec des données complémentaires. Ensuite, il s'agit de définir les paramètres (données d'entrée de l'outil numérique) à modéliser de façon probabiliste et la méthode stochastique à adopter pour la propagation de l'incertitude, afin d'estimer un indicateur de criticité permettant d'évaluer la performance de la conduite.

### ***Application sur une zone particulière***

Cette action consiste à réaliser une démonstration complète de la faisabilité de la démarche sur une zone particulière du réseau du gestionnaire pour valider l'outil numérique et s'assurer qu'il répond à ses besoins. Cette application est présentée au **Chapitre 4**.

## **2.2 Modules constitutifs de l'approche développée**

En se basant sur ce qui est décrit dans la section précédente, trois modules principaux peuvent être considérés comme étant les modules constitutifs de l'approche développée dans le cadre de la thèse : les données, le(s) modèle(s) développé(s) et les sorties. La **Figure 2. 1** illustre ces trois modules.



**Figure 2. 1 : Modules constitutifs de l'approche développée**

### **2.2.1 Les données**

Dans ce module, trois étapes sont indispensables :

- la première étape consiste à identifier les données nécessaires qui vont servir comme données d'entrée de l'outil numérique développé ;
- la deuxième étape consiste à extraire/traiter les données nécessaires accessibles dans des documents disponibles, chez le gestionnaire, qui concernent la zone à étudier ;
- la troisième étape consiste à faire des hypothèses appropriées sur les données nécessaires manquantes dans les documents ou proposer des méthodes qui peuvent être envisagées pour déterminer certaines données manquantes (essais, instrumentation,...).

Dans la *première étape*, les données d'entrée de l'outil numérique doivent concerner :

- les caractéristiques géométriques du tronçon : la plupart de ces données sont faciles à obtenir du fait qu'il existe des documents génériques du fabricant des conduites BONNA ;
- les caractéristiques mécaniques du tronçon : si les données ne sont pas disponibles, les hypothèses à faire seront en fonction des caractéristiques des matériaux typiques tels que l'acier et le béton ; les données du joint méritent, quant à elles, une attention particulière ;
- les propriétés géo-mécaniques du sol environnant : ces données seront plus identifiables et leur traitement sera plus efficace si des données géotechniques sont disponibles, telles que les résultats d'essais pressiométriques permettant de déterminer le module du sol ;
- le chargement : ces données présentent une large variabilité (trafic, charges en surface de différentes natures, etc.), elles seront évaluées sous certaines conditions maîtrisées de charge sur le site étudié ;
- l'environnement externe : ces données étant cycliques, l'accès à de l'information issue des bases qui répertorient le suivi de la gestion des eaux souterraines pour une zone spécifique et pendant plusieurs années semble très pertinente (e. g. système SIGES du BRGM, la météo (pluviométrie), etc.) ;

Le **Tableau 2. 1** présente un récapitulatif (non exhaustif) des données pouvant être utiles pour les modèles développés.

La *deuxième étape* dépend de la zone à étudier par le gestionnaire. Une fois le choix de la zone fixé, le travail consiste à accéder à tous les documents disponibles pour cette zone et en extraire les données nécessaires. L'acquisition de certaines données nécessite parfois un traitement géographique des zones traversées par les conduites ainsi que l'utilisation d'outils tels que les systèmes d'information géographique (SIG) et des documents tels que des rapports de réception des chantiers, des cartes de risque BRGM -pour les types de sol-, etc. . Trois types de données sont à distinguer :

- les données disponibles dans la base de données du gestionnaire,
- les données accessibles dans d'autres bases (e. g. fabricant des conduites),
- les données nécessitant un traitement complémentaire et obtenues d'autres sources.

Dans le cadre de notre étude, un traitement spécifique de données est réalisé pour une zone particulière choisie (voir **Chapitre 4**).

La *troisième étape* concerne les données nécessaires manquantes dans les documents ou nécessitant un traitement complémentaire pour qu'elles puissent servir comme données d'entrée de nos modèles. Selon le type de la donnée manquante, une des méthodes suivantes peut être envisagée pour estimer sa valeur :

- faire une hypothèse appropriée ;
- réaliser des essais expérimentaux qui permettent d'estimer la propriété recherchée ;
- traiter les données issues d'une conduite instrumentée (pilote).

**Tableau 2. 1 : Données utiles pour les modèles développés**

<b>Tronçon</b>	Caractéristiques géométriques	Longueur	
		Diamètre intérieur	
		Diamètre extérieur	
		Epaisseur du revêtement intérieur en béton	
		Epaisseur du revêtement extérieur en béton	
		Epaisseur de l'âme tôle	
		Rayon des spires	
		Espacement des spires	
		Recouvrement de béton	
		Epaisseur du mortier	
		Epaisseur des bagues de joint	
		Caractéristiques mécaniques	Module de Young du béton
			Coefficient de Poisson du béton
			Limite élastique pour le béton
Module de Young de l'acier			
Coefficient de Poisson de l'acier			
Limite élastique pour l'acier			
Module de Young du mortier			
Coefficient de Poisson du mortier			
Limite élastique pour le mortier			
Paramètres des lois de comportement			
<b>Sol</b>	Propriétés géo-mécaniques	Nature du sol	
		Sensibilité	
		Angle de frottement	
		Cohésion	
		Teneur en eau	
		Module du sol	
		Coefficient de Poisson	
		Poids volumique	
		Largeur des tranchées	
		Profondeur d'enfouissement	
		Arc d'appui	
		Coefficient de réaction du sol	
		Longueur de corrélation du sol	
		<b>Chargement</b>	
Pression interne			
<b>Environnement</b>		Température	
		Teneur en eau	
		Présence de nappe phréatique	

## 2.2.2 Les modèles

Dans cette partie, sont présentés les modèles et les méthodes numériques associés à notre méthodologie pour la modélisation d'une conduite enterrée avec l'ambition de reproduire les conditions géo-mécaniques réelles auxquelles elle est soumise tout au long de son exploitation. Le travail consiste à sélectionner des modèles alliant une description suffisante des mécanismes en jeu à un temps de calcul raisonnable, en particulier dans le cadre d'une approche probabiliste. Ces modèles doivent également être capables de prendre en compte les deux directions, transversale (section droite) et longitudinale de la conduite, et aussi les diverses incertitudes pouvant porter sur les données et/ou les méthodes utilisées.

Pour cela, l'approche proposée se fonde sur trois principales classes de modèles, chacune d'elles étant établie à partir de la combinaison de plusieurs modèles. On distingue :

- ❖ la classe des « modèles géo-mécaniques »,
- ❖ la classe des « modèles stochastiques » (probabiliste et fiabiliste),
- ❖ la classe des « modèles d'élaboration des critères de performance ».

### a) Classe des modèles géo-mécaniques :

Cette classe de modèles répond aux verrous liés à l'interaction entre la conduite et le sol qui l'entoure, aussi bien du point de vue de la modélisation physique que numérique. Elle concerne :

- un modèle de comportement de la conduite (du tronçon),
- un modèle du joint,
- un modèle du chargement,
- un modèle du sol / de l'interaction sol-structure.

La section 2.2.2.1 présente ces modèles géo-mécaniques.

### b) Classe des modèles stochastiques :

Elle intègre aussi bien :

- un modèle probabiliste pour prendre en compte l'hétérogénéité du sol et sa structuration spatiale, la variabilité du chargement (cheminement des actions dues au poids des terres ou aux actions en surface vers la conduite),
- qu'un modèle fiabiliste pour quantifier les risques.

Cette classe de modèles est en lien avec les verrous concernant la prise en compte de diverses incertitudes et variabilités. Dans la section 2.2.2.2, sont présentés les aspects relatifs à ces modèles. Les données d'entrée (concernant la variabilité spatiale des propriétés du sol par exemple) permettent de construire le modèle probabiliste et fiabiliste approprié.

### c) Classe des modèles associés aux critères de performance :

Cette classe de modèles est en lien avec les besoins exprimés par le gestionnaire. Elle est alimentée par les sorties des deux premières classes (géo-mécanique et stochastique) et doit

---

permettre de construire un ou plusieurs indicateurs de criticité pour évaluer la performance d'une conduite. Les aspects relatifs à ces modèles sont présentés dans la section 2.2.2.3.

### 2.2.2.1 Modélisation géo-mécanique

La modélisation d'un système a pour but de donner une explication phénoménologique du comportement de ce dernier. Lors d'une analyse d'un système 'ouvrage enterré', il faut garder à l'esprit que les comportements longitudinal et transversal ne peuvent pas être dissociés. Les configurations qui vont dans le sens de la sécurité dans le plan transversal peuvent produire l'effet inverse dans le plan longitudinal. Il est ainsi difficile de suivre simultanément l'évolution des efforts longitudinaux et transversaux avec celle des sollicitations extérieures et de capturer le mécanisme le plus défavorable pour le système.

Dans le cas des conduites enterrées, une modélisation dans le sens longitudinal (nommée modélisation 1D), qui considère la conduite comme une poutre s'appuyant sur des ressorts, ne peut pas être suffisante pour traduire le comportement réel de cette conduite. De même, la modélisation plane 2D qui ne considère la conduite que par sa section transversale (modèle classique pour le dimensionnement des conduites) est également insuffisante pour représenter la réalité. Un modèle tridimensionnel (3D) permet de prendre en compte les aspects manquants dans les modélisations 1D et 2D. Cependant, la modélisation 3D demeure très coûteuse vis-à-vis du temps de calcul. D'autre part, l'intégration d'approches probabilistes et fiabilistes également chronophages de leur côté (comme elles nécessitent une évaluation du modèle à plusieurs reprises) rend leur association à un modèle 3D absolument rédhibitoire.

Dans le cadre de notre thèse, les conduites étudiées sont des conduites enterrées, en béton armé à âme en tôle d'acier, transportant de l'eau potable à pression élevée. Une modélisation géo-mécanique de type 1D peut fournir un profil des tassements de la conduite dans le sens longitudinal, en tenant compte du sol en dessous de cette dernière, mais il ne permet pas d'étudier l'effet de la pression hydraulique interne et de tenir compte des effets, dans le sens horizontal, du sol environnant la conduite. Cependant, une modélisation de type 2D, par la section transversale, peut fournir le profil des sollicitations dans l'anneau représentant la section de la conduite, et surtout celui des contraintes circonférentielles qui sont nécessaires pour le dimensionnement des conduites à pression, mais ne donne aucune information sur le profil des tassements dans le sens longitudinal. D'autre part, une modélisation tridimensionnelle 3D de la conduite et du sol environnant peut fournir toutes les réponses voulues dans les différents sens, mais elle est inenvisageable pour notre problème, dans la mesure où l'on intègre les approches probabilistes et fiabilistes.

Par conséquent, dans le cadre de notre étude, nous proposons un modèle, moins coûteux que le modèle 3D, et capable de fournir une réponse géo-mécanique satisfaisante de la conduite, tenant compte des effets du chargement et du sol dans les deux sens, longitudinal et transversal. Pour cela, on s'est proposé de faire appel à un nouveau type de modélisation intermédiaire, une « modélisation 2,5D ». Son principe consiste à combiner la réponse géo-mécanique dans la section transversale, obtenue à partir d'un modèle 2D, et celle d'un modèle simple 1D, de façon

---

à obtenir le profil des tassements et celui des contraintes dans la section tout au long de la conduite. Cette combinaison est une approximation.

Un modèle 3D déterministe a été développé afin de comparer ses résultats à ceux obtenus à partir de notre modèle 2,5D.

Avant de décrire chacun des modèles développés, nous expliquons brièvement la démarche suivie dans notre approche :

- Tout d'abord, à partir du modèle 2D développé, on obtient les expressions de certaines réponses géo-mécaniques (telles que la contrainte circonférentielle, ...) sous forme de surfaces de réponse (voir paragraphe c) de la présente section) en fonction de variables telles que le chargement, le coefficient de réaction du sol,...
- Ensuite, ces expressions sont intégrées dans un modèle 1D représentant la conduite et le sol dans le sens longitudinal, de façon qu'elles permettent de calculer, pour chaque élément du modèle 1D de la conduite, les réponses dans une section transversale correspondant à des conditions équivalentes, de chargement et d'interaction sol-conduite, subis par cet élément 1D, tout en tenant compte de la pression hydraulique interne et des effets transversaux du sol.
- Finalement, selon les données géométriques et mécaniques de la conduite et du sol et les données du chargement, on obtient ainsi le profil des tassements et ceux des réponses considérées dans la section transversale, tout au long de la conduite.

Cette démarche, ainsi que les hypothèses faites pour cette approche, sont détaillées concrètement dans le paragraphe c) de la présente section.

#### **a) Modélisation de type poutre 1D**

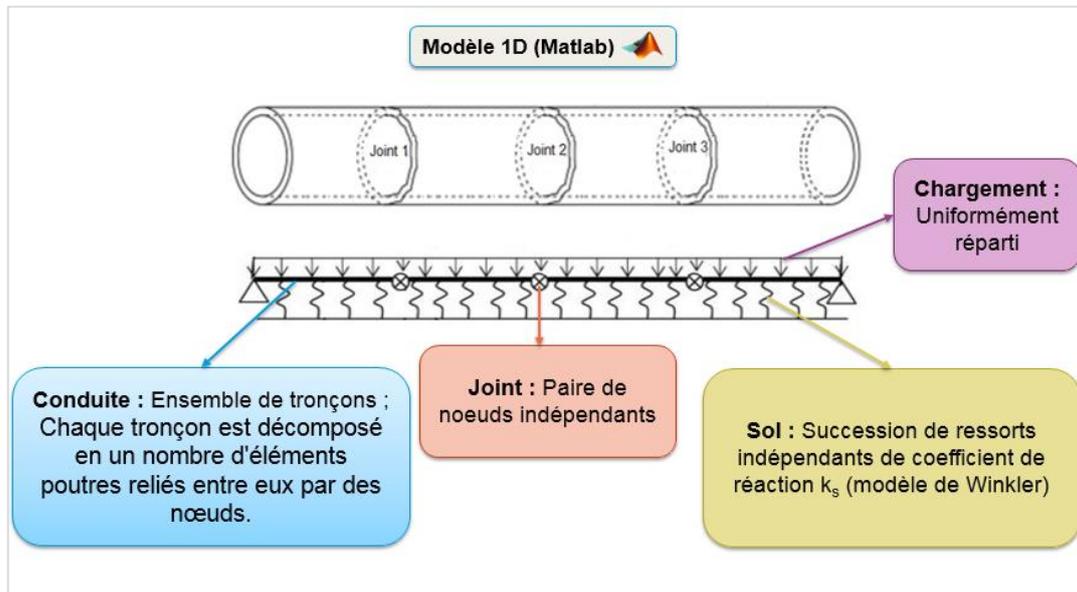
Un programme, nommé EFiCACE (Eléments Finis pour la Conception et l'Analyse des Conduites Enterrées) a été développé sous Matlab, à l'I2M – GCE (Elachachi et al., 2004 ; Elachachi, 2012). Dans le cadre de cette étude, ce programme a été exploité, étendu et amélioré de manière à répondre aux besoins souhaités.

##### **i. Description du modèle**

Le modèle développé est un modèle simplifié qui décrit l'interaction entre le sol et la conduite tout en prenant en compte la variabilité spatiale du sol. La conduite modélisée est soumise aux charges extérieures provenant du poids propre des terres et des charges (mobiles ou statiques) en surface sous la forme d'une charge linéique continue.

##### **ii. Construction du modèle**

Ce modèle est constitué de trois parties : la conduite, le chargement et le sol.

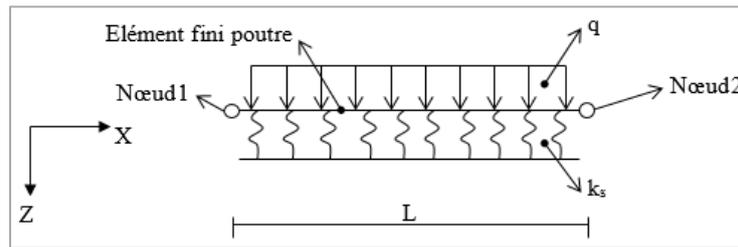
*Modèle numérique de la conduite***Figure 2. 2 : Modèle de calcul 1D**

La conduite est constituée d'un ensemble de tronçons pouvant posséder des longueurs différentes. Chaque tronçon de longueur finie est décomposé en un nombre d'éléments poutres de type P2 (qui sera décrit dans cette section) reliés entre eux par des nœuds. Pour les extrémités des tronçons, une paire de deux nœuds indépendants est utilisée pour représenter les joints (de taille nulle). Chaque élément poutre est soumis à un chargement uniformément réparti  $q$  et repose sur un sol modélisé, selon le modèle de Winkler, par une succession de ressorts indépendants de coefficient de réaction du sol  $k_s$  pour tenir compte de l'interaction sol-structure (**Figure 2. 2**). Ce modèle est décrit par une loi uniaxiale de la forme  $p(x) = k_s \cdot w(x)$  avec  $p(x)$  la pression exercée à l'abscisse  $x$ ,  $w(x)$  le déplacement dans la direction transversale à l'abscisse  $x$  et  $k_s$  le coefficient de réaction. Les comportements du tronçon de conduite et du sol sont considérés linéaires.

*Modèle de chargement*

La conduite enterrée est soumise au poids des terres, calculé par la méthode présentée dans la section 1.2.3.1, et aux charges en surface dont la diffusion est calculée selon la méthode décrite dans la section 1.2.3.3. Les effets de ces deux chargements, et leur superposition dépendent de la hauteur de remblaiement.

**Méthode des éléments finis P2**



**Figure 2. 3 : Un élément poutre reposant sur un sol élastique de rigidité  $k_s$  et soumis à une charge uniforme  $q$**

La structure étant subdivisée en éléments finis (**Figure 2. 3**), la démarche consiste à :

- ▶ Déterminer pour chaque poutre la matrice de rigidité  $[K^e]$  qui vérifie l'équation (2. 1) :

$$\{F^e\} = [K^e] \cdot \{\delta^e\} \tag{2. 1}$$

$\{F^e\}$  : vecteur des forces nodales de l'élément poutre  
 $\{\delta^e\}$  : vecteur des déplacements nodaux.

- ▶ Faire l'assemblage de toutes les matrices de rigidité élémentaires ainsi que de tous les vecteurs de charge élémentaires pour obtenir la matrice de rigidité  $[K]$  et le vecteur de charge  $\{F\}$  de toute la structure.
- ▶ Ajouter à la matrice  $[K]$  les rigidités de chaque joint (au nœud où il se situe).
- ▶ Résoudre le système d'équations (2. 2) :

$$\{F\} = [K] \{U\} \tag{2. 2}$$

$\{U\}$  : vecteur des déplacements nodaux de toute la structure.

- ▶ Déterminer pour chaque élément poutre le vecteur des déplacements  $\{\delta^e\}$  et le vecteur des efforts intérieurs  $\{F_{int}^e\}$  au niveau des nœuds.
- ▶ Déterminer les expressions des déplacements  $w(x)$  et  $\theta(x)$  et des efforts intérieurs  $M(x)$  et  $T(x)$  pour chaque élément poutre.

❖ Matrice de rigidité élémentaire d'une poutre sur sol élastique

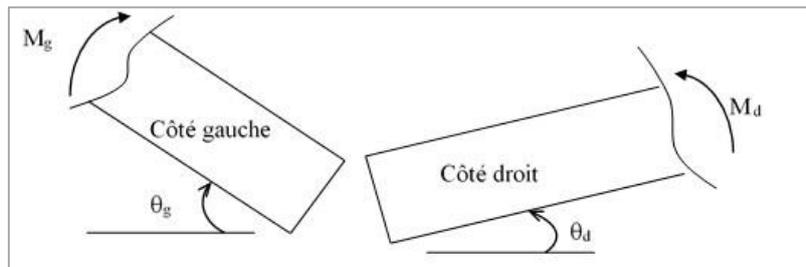
La matrice de rigidité  $[K^e]$  est donnée par l'expression (2. 3), et le vecteur des forces nodales  $\{F^e\}$  par l'expression (2. 4). L'Annexe A explique en détails la méthode de détermination de ces expressions.

$$[K^e] = \left( EI \begin{bmatrix} \frac{12}{L^3} & \frac{6}{L^2} & -\frac{12}{L^3} & \frac{6}{L^2} \\ \frac{6}{L^2} & \frac{4}{L} & -\frac{6}{L^2} & \frac{2}{L} \\ -\frac{12}{L^3} & -\frac{6}{L^2} & \frac{12}{L^3} & -\frac{6}{L^2} \\ \frac{6}{L^2} & \frac{2}{L} & -\frac{6}{L^2} & \frac{4}{L} \end{bmatrix} + \frac{k \cdot D_{ext} \cdot L}{420} \begin{bmatrix} 156 & 22L & 54 & -13L \\ 22L & 4L^2 & 13L & -3L^2 \\ 54 & 13L & 156 & -22L \\ -13L & -3L^2 & -22L & 4L^2 \end{bmatrix} \right) \quad (2.3)$$

$$\{F^e\}^T = q \left\{ \frac{L}{2} \quad \frac{L^2}{12} \quad \frac{L}{2} \quad -\frac{L^2}{12} \right\} \quad (2.4)$$

❖ Matrice de rigidité des joints

Au niveau du joint, le moment de flexion est proportionnel à la différence entre la rotation gauche et droite (voir **Figure 2. 4**).



**Figure 2. 4 : Moments et rotations au niveau des joints**

Les relations qui traduisent cette proportionnalité sont :

$$M_g = kj \cdot (\theta_g - \theta_d) \quad (2.5)$$

$$M_d = kj \cdot (\theta_d - \theta_g) \quad (2.6)$$

$M_g$  et  $\theta_g$  : Moment de flexion et rotation du côté gauche du joint.

$M_d$  et  $\theta_d$  : Moment de flexion et rotation du côté droit du joint.

En utilisant la notation matricielle :

$$\begin{Bmatrix} M_g \\ M_d \end{Bmatrix} = kj \cdot \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \theta_g \\ \theta_d \end{Bmatrix} \quad (2.7)$$

**Résolution du système d'équations**

L'étape suivante est le calcul des déplacements aux points nodaux. L'efficacité globale de l'analyse dépend d'un large degré des procédures numériques utilisées pour la résolution du système d'équations d'équilibre.

La précision d'une analyse peut généralement être améliorée par l'utilisation de maillages fins pour idéaliser la structure en éléments finis. Par conséquent, on a tendance à employer un nombre de plus en plus important d'éléments pour approcher la structure réelle, d'où l'importance capitale de l'algorithme choisi pour la résolution du système d'équations sur le coût de l'analyse et même sur sa faisabilité.

Dépendant du type et du nombre d'éléments utilisés dans un assemblage lors d'une analyse statique linéaire, le temps consommé pour la solution des équations d'équilibre peut représenter un grand pourcentage du temps total de l'analyse. Par conséquent, l'utilisation de techniques inappropriées pour la résolution du système, affecte de manière significative le coût total de l'analyse qui peut atteindre une quantité égale à plusieurs fois ce qu'il est réellement nécessaire (Bathe, 1976).

### *Evaluation des efforts dans les éléments*

Une fois les déplacements des nœuds de la structure obtenus, les efforts dans les éléments sont calculés dans la phase finale de l'analyse.

#### ❖ Evaluation des efforts intérieurs au niveau des nœuds

Pour calculer les efforts nodaux d'un élément poutre, on doit déterminer les composants de son vecteur des déplacements nodaux  $\{\delta^e\}$ . Ces composants sont extraits du vecteur des déplacements nodaux de toute la structure  $\{U\}$  (déterminé lors de la résolution par la méthode de Gauss). Ils sont localisés à l'aide du tableau de Liaison de l'élément considéré qui contient les numéros d'équation de ses degrés de liberté.

Le vecteur des efforts intérieurs est calculé par :

$$\{F_{int}^e\} = [K^e] \cdot \{\delta^e\} - \{F_q^e\} \quad (2.8)$$

où :  $\{F_{int}^e\}$  : vecteur des efforts intérieurs d'un élément fini poutre,  
 $\{F_q^e\}$  : vecteur de charge d'un élément poutre.

#### ❖ Evaluation des efforts aux points situés entre les nœuds

Ces efforts peuvent être calculés de deux manières suivant la précision recherchée :

1. Par interpolation linéaire entre les efforts aux nœuds (**Figure 2. 5**)

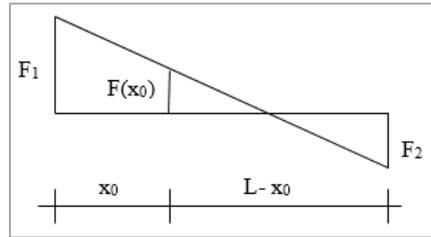


Figure 2. 5 : Interpolation linéaire entre les efforts aux nœuds

2. Par l'utilisation de la méthode des sections (**Figure 2. 6**)

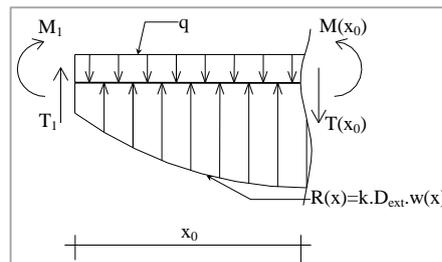


Figure 2. 6 : Bilan des forces dans une section de poutre

Si on fait le bilan des forces, on aura :

$$T(x_0) = T_1 - q \cdot x_0 + \int_0^{x_0} R(x) dx \quad (2.9)$$

$$T(x_0) = T_1 - q \cdot x_0 + k \cdot D_{\text{ext}} \int_0^{x_0} w(x) dx$$

La somme des moments par rapport au point  $x_0$  donne :

$$M(x_0) = M_1 + T_1 x_0 - q \frac{x_0^2}{2} + \int_0^{x_0} R(x) \cdot (x_0 - x) dx$$

$$M(x_0) = M_1 + T_1 \cdot x_0 - q \frac{x_0^2}{2} + k \cdot D_{\text{ext}} \int_0^{x_0} w(x) \cdot (x_0 - x) dx \quad (2.10)$$

En remplaçant  $w(x)$  par son expression et en calculant les intégrales dans les équations (2.9) et (2.10), on obtient :

$$T(x_0) = T_1 + (\alpha_0 \cdot k \cdot D_{\text{ext}} - q) \cdot x_0 +$$

$$+ k \cdot D_{\text{ext}} \cdot \left( \frac{\alpha_1}{2} x_0^2 + \frac{\alpha_2}{3} x_0^3 + \frac{\alpha_3}{4} x_0^4 \right) \quad (2.11)$$

$$M(x_0) = M_1 + T_1 \cdot x_0 + \left( -\frac{q}{2} + \frac{k \cdot D_{\text{ext}}}{2} \alpha_0 \right) \cdot x_0^2 + \left( k \cdot D_{\text{ext}} \right) \cdot \left( \frac{\alpha_1}{6} x_0^3 + \frac{\alpha_2}{12} x_0^4 + \frac{\alpha_3}{20} x_0^5 \right) \quad (2.12)$$

Les coefficients  $\alpha_i$  peuvent être déterminés selon la démarche décrite en **Annexe A**.

### iii. Limites du modèle de type poutre 1D

La principale limite du modèle longitudinal 1D est qu'il est incapable de prendre en compte les effets dans la section transversale, tels que l'effet de la pression hydraulique interne et l'effet du sol latéral, d'où l'intérêt de penser au couplage des effets longitudinaux et transversaux, ce que nous avons traduit dans la modélisation 2,5D (voir paragraphe **c**) de la présente section).

## b) Modélisation 2D

Le logiciel utilisé pour effectuer la modélisation 2D est Cast3M, un outil numérique développé par le Commissariat Français à l'Energie Atomique et aux Energies Alternatives (CEA). Il s'agit d'un logiciel utilisé dans un large domaine d'applications, et notamment en mécanique des structures.

### i. Description du modèle

Le modèle développé est un modèle qui représente une section transversale d'une conduite de type BONNA, soumise à des charges verticales provenant du poids propre des terres et des charges (mobiles ou statiques) en surface, des charges horizontales provenant des effets latéraux du sol, et la pression hydraulique interne. L'interaction entre le sol et la conduite est prise en compte par des ressorts positionnés perpendiculairement à la paroi extérieure de la conduite (i.e. dans le sens normal).

### ii. Construction du modèle

La première étape consiste à identifier une configuration de la section à modéliser. Le choix de la configuration est effectué à partir des données fournies par le gestionnaire (VEDIF, 2012). Le choix du diamètre a été fait en se basant sur le critère relatif aux taux de défaillance observés sur le terrain. Les conduites de diamètre intérieur de 500 mm ont le taux de défaillance le plus élevé. Les caractéristiques standards d'une conduite de type BONNA (ATP) (**Figure 1. 3b**) ayant un diamètre intérieur de 500 mm sont données au **Tableau 2. 2**.

**Tableau 2. 2 : Caractéristiques de la conduite**

Diamètre intérieur (mm)	Diamètre extérieur (mm)	Epaisseur de la paroi (mm)			Longueur utile (m)	Masse approximative (t/ml.)
		Epaisseur totale	Revêtement intérieur	Revêtement extérieur		
500	608	54	24	30	6,50	0,24

En considérant une âme en tôle d'épaisseur 3 mm, les dimensions exactes de la section transversale considérée sont données au **Tableau 2. 3**.

**Tableau 2. 3 : Dimensions de la section transversale de la conduite**

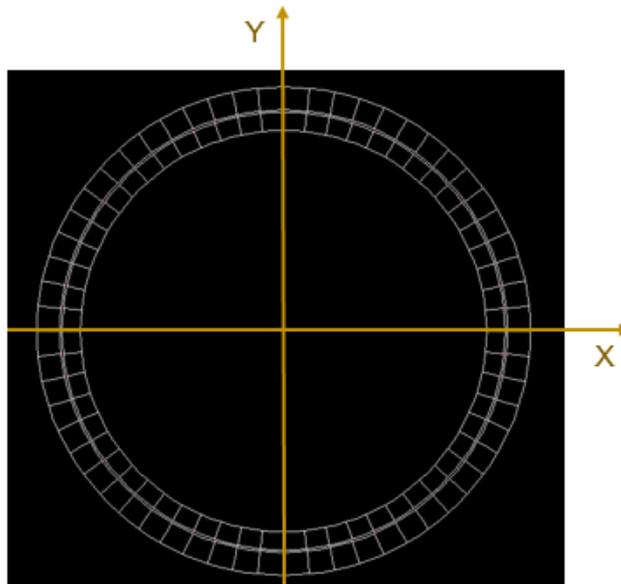
	Désignation	Valeur
$R_{ext}$	Rayon extérieur de la conduite	304 mm
$R_{int}$	Rayon intérieur de la conduite	250 mm
$e_{at}$	Epaisseur de l'âme tôle	3 mm
$r_e$	Epaisseur du revêtement extérieur	28,5 mm
$r_i$	Epaisseur du revêtement intérieur	22,5 mm

Le maillage du modèle est constitué des éléments de type QUA8 en état de déformations planes.

Trois types de matériaux sont considérés pour ce modèle :

- le béton du revêtement intérieur,
- le béton armé du revêtement extérieur (vu la présence des spires de renforcement),
- l'acier de l'âme en tôle.

Le maillage entier du modèle est présenté en **Figure 2. 7**.



**Figure 2. 7 : Maillage entier du modèle 2D**

Les ressorts représentant l'interaction sol-conduite sont positionnés sur des points de la paroi extérieure de la conduite, espacés d'un arc de  $30^\circ$  (**Figure 2. 8**). La raideur d'un ressort est calculée en fonction du coefficient de réaction du sol  $k_s$  selon l'équation (2. 13) :

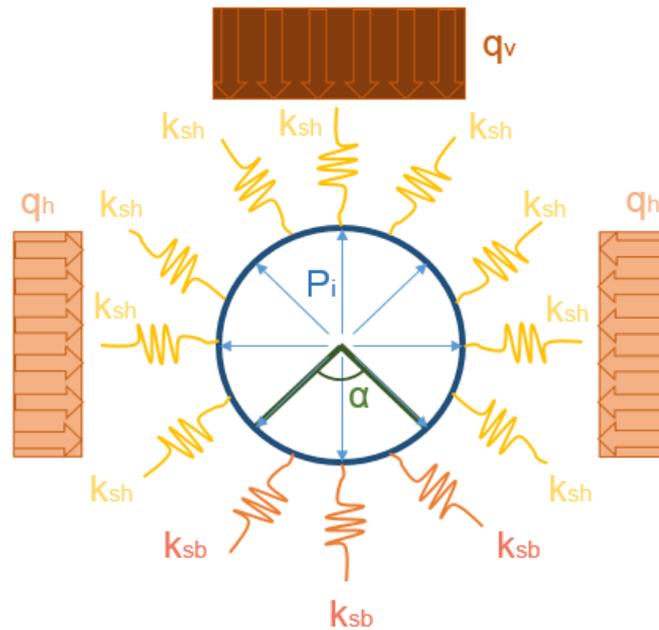
$$k_{sb} = k_s * s * l_u \quad (2.13)$$

où  $k_s$  est le coefficient de réaction du sol défini dans la section 1.2.4.3 en **équation (1. 27)**,  $l_u$  la longueur unitaire de la conduite selon l'axe Z ( $l_u = 1 m$ ), et  $s$  la longueur de l'arc de  $30^\circ$ , calculée par l'expression **(2. 14)** :

$$s = \frac{\pi}{6} * R_{ext} \quad (2.14)$$

Il est à noter que dans le calcul, on considère deux zones pour les ressorts : ceux correspondant à l'arc d'appui (ressorts rouges de raideur  $k_{sb}$  en **Figure 2. 8**), et ceux n'appartenant pas à l'arc d'appui (ressorts jaunes de raideur  $k_{sh}$  en **Figure 2. 8**).

Concernant les chargements, la conduite considérée est soumise à une pression hydraulique,  $P_i$ , agissant sur la paroi interne, à des charges verticales,  $q_v$ , agissant sur la paroi externe et à des charges horizontales,  $q_h$ , correspondant aux effets latéraux du sol sur la paroi externe (**Figure 2. 8**).



**Figure 2. 8 : Modèle 2D**

En ce qui concerne les caractéristiques mécaniques du béton armé externe, le revêtement extérieur de la conduite du type BONNA (ATP) est renforcé par des spires en acier, et par conséquent, le module de Young équivalent du revêtement extérieur est différent du celui du béton (du revêtement intérieur). En considérant un espacement libre des spires égal à 34 mm (**Figure 2. 9**), ce module équivalent est calculé par l'**équation (2. 15)** :

$$E_{re} * A_{re} = E_b * A_{bext} + E_{sp} * A_{sp} \quad (2.15)$$

où  $E_{re}$  est le module de Young équivalent du revêtement extérieur,  $A_{re}$  la surface du revêtement extérieur (équation (2.16)),  $E_b$  le module de Young du béton,  $A_{bext}$  la surface du béton du revêtement extérieur (équation(2.17)),  $E_{sp}$  le module de Young de l'acier des spires ( $E_{sp} = 210 \text{ GPa}$ ), et  $A_{sp}$  la surface des spires (2 spires) (équation (2.18)).

$$A_{re} = r_e * l_{calc} \quad (2.16)$$

où  $l_{calc}$  est la longueur considérée pour le calcul ( $l_{calc} = 50 \text{ mm}$ ).

$$A_{bext} = A_{re} - A_{sp} \quad (2.17)$$

$$A_{sp} = 2 * \pi * R_{sp}^2 \quad (2.18)$$

où  $R_{sp}$  est le rayon d'une spire ( $R_{sp} = 4 \text{ mm}$ ).

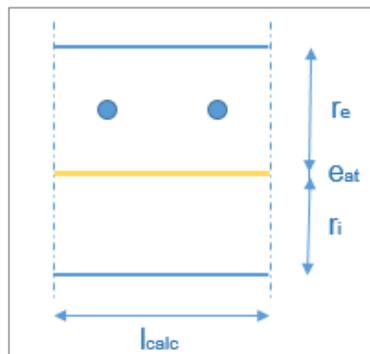


Figure 2. 9 : Coupe de la paroi de la conduite, d'une longueur  $l_{calc}$

Etant donné les caractéristiques mécaniques des matériaux de la conduite et les raideurs des ressorts, ce modèle 2D permet de calculer la réponse géo-mécanique de la section suite aux chargements considérés, et on est ainsi capable d'extraire la contrainte voulue dans un endroit précis de la section.

### iii. Limites du modèle 2D

La principale limite du modèle 2D est qu'il est incapable de prendre en compte les effets dans le sens longitudinal, tel que l'effet de la flexion et l'effet de l'hétérogénéité du sol, d'où l'intérêt, comme cela a été mentionné dans les limites du modèle 1D, de procéder au couplage des effets longitudinaux et transversaux, ce que nous avons qualifié de modélisation 2,5D.

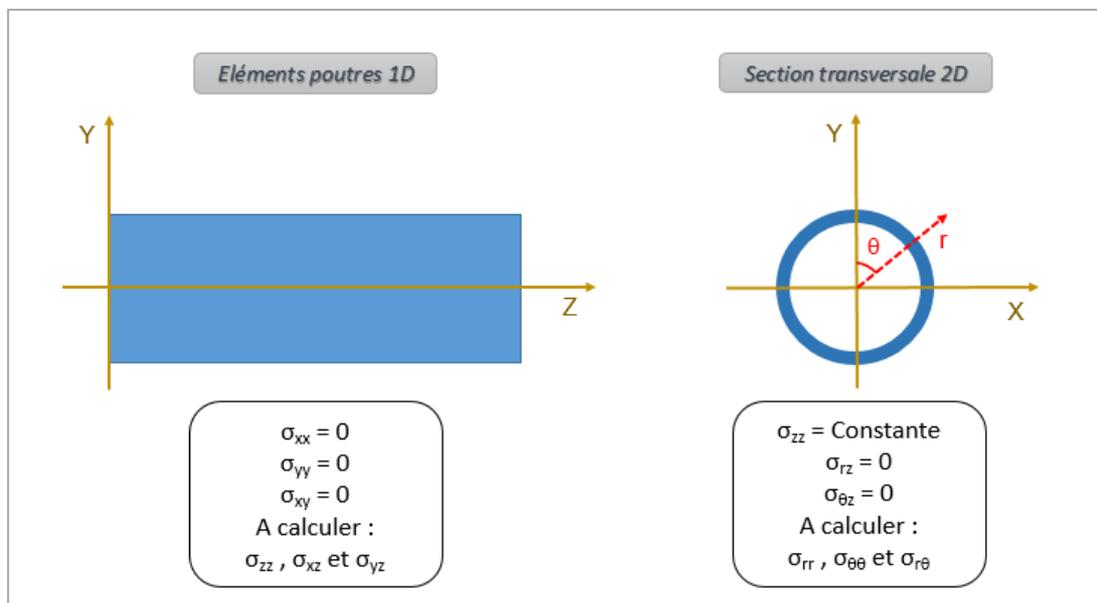
### c) Modélisation 2,5D

Etant donné que la conduite enterrée étudiée dans le cadre du projet est une conduite à pression, et que l'étude est réalisée dans un contexte incertain, et donc intégrant les approches

probabilistes et fiables, le modèle 2,5D proposé doit être, en même temps, moins coûteux en temps de calcul qu'un modèle 3D, et capable de fournir une quantification de la réponse géo-mécanique satisfaisante de la conduite, tenant compte des effets du chargement (notamment la pression interne) et du sol dans les deux sens, longitudinal et transversal.

L'approche 2,5D proposée se base sur une association entre les deux modèles développés : le modèle 1D présenté dans la section (a) et le modèle 2D présenté dans la section (b). Le modèle 1D permet d'obtenir le profil des tassements de la conduite, ainsi que les contraintes provenant des effets de la flexion, alors que le modèle 2D permet d'évaluer les différentes contraintes se développant dans la section transversale de la conduite en prenant en compte les effets transversaux du sol et l'effet de la pression interne.

Se plaçant dans un repère où l'axe x est l'axe passant par les reins, l'axe y est l'axe vertical, et l'axe z est l'axe longitudinal de la conduite, les hypothèses retenues pour cette modélisation 2,5D se traduisent par le fait de combiner deux systèmes de contraintes, basés sur des hypothèses différentes en état de déformations planes, présentées en **Figure 2. 10**.

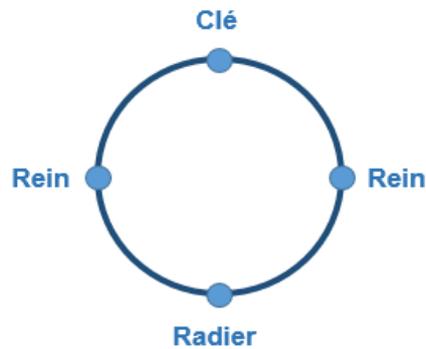


**Figure 2. 10 : Hypothèses pour les contraintes dans les modèles 1D et 2D**

Dans le modèle de type poutre 1D, les contraintes dans la section transversale,  $\sigma_{xx}$ ,  $\sigma_{yy}$ , et  $\sigma_{xy}$  sont supposées nulles et la contrainte axiale  $\sigma_{zz}$  peut varier longitudinalement. Alors que dans le modèle 2D, on cherche à calculer les contraintes non nulles  $\sigma_{rr}$ ,  $\sigma_{\theta\theta}$ , et  $\sigma_{r\theta}$ , la contrainte axiale  $\sigma_{zz}$  étant supposée constante tout au long de la conduite.

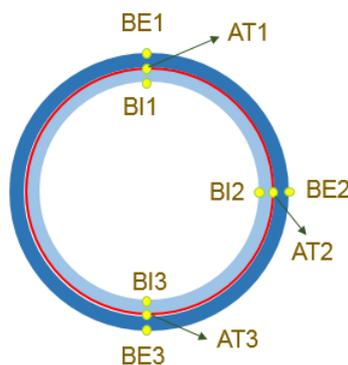
D'après (Thépot, 2004), quatre lieux sont potentiellement critiques dans le cas des conduites cylindriques : la clé, les deux reins et le radier (**Figure 2. 11**). Pour cela, dans l'étude de la section transversale, on s'intéresse uniquement à la réponse géo-mécanique en ces quatre endroits ; et comme les reins, dans notre cas, sont symétriquement soumis aux mêmes effets

(on considère une symétrie par rapport à l'axe Y), on se limite donc à l'étude des trois lieux : la clé, l'un des reins et le radier.



**Figure 2. 11 : La clé, les reins et le radier d'une conduite**

Dans chaque endroit, on considère trois points dans l'épaisseur de la conduite (**Figure 2. 12**) : un point du béton du revêtement intérieur (BI1, BI2 et BI3), un point du béton armé du revêtement extérieur (BE1, BE2 et BE3) et un point dans l'acier de l'âme en tôle (AT1, AT2 et AT3), ce qui permet d'étudier les effets dans les trois parties. Par conséquent, on a, au total, neuf points d'intérêt.



**Figure 2. 12 : Les neuf points d'intérêt**

Au niveau de la clé et du radier,  $\sigma_{xx}$  correspond à une contrainte circonférentielle et  $\sigma_{yy}$  à une contrainte radiale (**Figure 2. 13**), alors qu'aux reins, la contrainte circonférentielle est  $\sigma_{yy}$ , et la contrainte radiale est  $\sigma_{xx}$ .

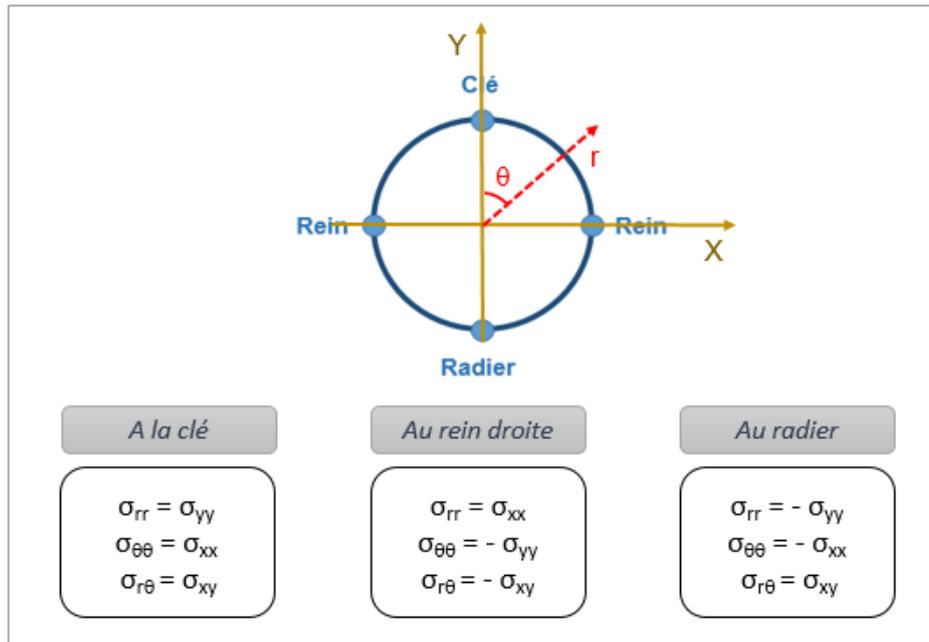


Figure 2. 13 : Notation des contraintes au niveau de la clé, des reins et du radier

Le modèle 2D présenté dans la section (b) permet d'évaluer, pour chacune des neuf positions, quatre types de contraintes :  $\sigma_{xx}$ ,  $\sigma_{yy}$ ,  $\sigma_{xy}$  et  $\sigma_{zz}$ . La part de la contrainte  $\sigma_{zz}$  due aux effets de la flexion est obtenue à partir du modèle 1D présenté dans la section (a).

Ainsi, la combinaison des contraintes pour le modèle 2,5D proposé se base sur l'hypothèse suivante (équation (2. 19)) :

$$\sigma_{2,5D} = \sigma_{1D} + \sigma_{2D} \quad (2. 19)$$

De cette façon, on obtient, à partir du modèle 2,5D, le profil des tassements ainsi que ceux des différentes contraintes dans les sections tout au long de la conduite.

### *Expression des contraintes obtenues du modèle 2D par la méthode des surfaces de réponse*

Dans le cas général, on appelle surface de réponse, la représentation géométrique de la réponse d'un processus physique spatio-temporel à des variables stimuli (variables d'entrée). La propriété étudiée, ou la réponse, résulte alors du transfert par une fonction de réponse explicite, ou fonction de transfert, des variables d'entrée du système, le changement de valeurs de ces variables entraînant un changement de la valeur de la fonction de réponse. Ainsi, les fluctuations de la réponse sont représentées en fonction des variables d'entrée. L'intérêt de la méthode des surfaces de réponse (MSR) est donc qu'elle permet de proposer des formulations analytiques explicites des réponses d'un système mécanique.

Plus de détails sur la méthode des surfaces de réponse sont présentés en **Annexe B**.

Dans notre étude, on considère sept données d'entrée explicatives pour la section transversale du modèle 2D (Figure 2. 8) :

1. la charge verticale  $q_v$ ,
2. le rapport  $a_q$  entre la charge horizontale  $q_h$  et la charge verticale  $q_v$  (à savoir,  $q_h = a_q * q_v$ ),
3. la pression hydraulique interne  $P_i$ ,
4. le module de Young  $E_b$  du béton,
5. la raideur  $k_{sb}$  des ressorts au niveau de l'arc d'appui,
6. le rapport  $b_k$  entre la raideur  $k_{sh}$  des ressorts n'appartenant pas à l'arc d'appui et celle des ressorts au niveau de l'arc d'appui (à savoir,  $k_{sh} = b_k * k_{sb}$ ),
7. l'arc d'appui  $\alpha$  de la conduite.

Par la méthode des surfaces de réponse (MSR), on cherche donc à établir les expressions des contraintes  $\sigma_{xx}$ ,  $\sigma_{yy}$ ,  $\sigma_{xy}$  et  $\sigma_{zz}$  au niveau des neuf positions illustrées en **Figure 2. 8**, en fonction de ces sept données d'entrée :  $\sigma = f(q_v, a_q, P_i, E_b, k_{sb}, b_k, \alpha)$ .

Différentes valeurs sont attribuées à ces données d'entrée (voir **Tableau 2. 4**).

**Tableau 2. 4 : Valeurs attribuées aux différentes variables**

$q_v$ (KN/m <sup>2</sup> )	$a_q$ (*)	$P_i$ (bars)	$E_b$ (GPa)	$k_{sb}$ (MN/m)	$b_k$ (*)	$\alpha$ (°)
67	0	0	30	5*s	0,333	60
100	0,5	5	40	25*s	0,667	120
	1	10	50	100*s	1	
	2			$s = R_{ext} * \frac{\pi}{6}$		
	3					

(\*) : sans unité

Pour la charge verticale  $q_v$ , les valeurs attribuées correspondent à des ordres de grandeur acceptables dans le Fascicule 70. Les valeurs du rapport  $a_q$  sont présentes dans (Moser et Folkman, 2001). Les raideurs  $k_{sb}$  retenues correspondent à des coefficients  $k_s$  de réaction du sol de 5, 25 et 1000 MN/m<sup>3</sup>, correspondant respectivement à des sols de faible, moyenne et forte rigidité.

Pour établir les expressions des surfaces de réponse, on procède d'abord à la construction d'un plan d'expériences, nommé DOE (trigramme en anglais désignant Design Of Experiments) en cherchant toutes les combinaisons possibles pour les différentes valeurs des sept données d'entrée. On obtient, au total, 1620 combinaisons.

Ainsi, à partir de chacune des 1620 simulations correspondant à ces 1620 combinaisons des variables d'entrée, on procède à l'extraction des valeurs des quatre types de contraintes ( $\sigma_{xx}$ ,  $\sigma_{yy}$ ,  $\sigma_{xy}$  et  $\sigma_{zz}$ ) dans les neuf positions (BE1, AT1, BI1, BE2, AT2, BI2, BE3, AT3 et BI3) (**Figure 2. 12**). Ensuite, pour chacune des 36 sorties, on évalue, à partir des 1620 résultats, les paramètres  $a_i$  de la surface de réponse ; chaque sortie de contrainte  $\sigma$  peut alors être exprimée par une expression de la forme suivante (**équation (2. 20)**) :

$$\begin{aligned}
\sigma = & \mathbf{a}_0 + \mathbf{a}_1 * q_v + \mathbf{a}_2 * a_q + \mathbf{a}_3 * P_i + \mathbf{a}_4 * E_b + \mathbf{a}_5 * k_{sb} + \mathbf{a}_6 \\
& * b_k + \mathbf{a}_7 * \alpha + \mathbf{a}_8 * q_v * a_q + \mathbf{a}_9 * q_v * P_i + \mathbf{a}_{10} \\
& * q_v * E_b + \mathbf{a}_{11} * q_v * k_{sb} + \mathbf{a}_{12} * q_v * b_k + \mathbf{a}_{13} \\
& * q_v * \alpha + \mathbf{a}_{14} * a_q * P_i + \mathbf{a}_{15} * a_q * E_b + \mathbf{a}_{16} * a_q \\
& * k_{sb} + \mathbf{a}_{17} * a_q * b_k + \mathbf{a}_{18} * a_q * \alpha + \mathbf{a}_{19} * P_i * E_b \\
& + \mathbf{a}_{20} * P_i * k_{sb} + \mathbf{a}_{21} * P_i * b_k + \mathbf{a}_{22} * P_i * \alpha + \mathbf{a}_{23} \\
& * E_b * k_{sb} + \mathbf{a}_{24} * E_b * b_k + \mathbf{a}_{25} * E_b * \alpha + \mathbf{a}_{26} \\
& * k_{sb} * b_k + \mathbf{a}_{27} * k_{sb} * \alpha + \mathbf{a}_{28} * b_k * \alpha + \mathbf{a}_{29} \\
& * q_v^2 + \mathbf{a}_{30} * a_q^2 + \mathbf{a}_{31} * P_i^2 + \mathbf{a}_{32} * E_b^2 + \mathbf{a}_{33} \\
& * k_{sb}^2 + \mathbf{a}_{34} * b_k^2 + \mathbf{a}_{35} * \alpha^2
\end{aligned} \tag{2. 20}$$

Pour la position BE2 par exemple, les valeurs des paramètres  $\mathbf{a}_i$  pour les expressions de la contrainte circonférentielle  $\sigma_{yy}$ , la contrainte radiale  $\sigma_{xx}$ , la contrainte tangentielle  $\sigma_{xy}$  et la contrainte axiale  $\sigma_{zz}$  sont données au **Tableau 2. 5**. Pour les huit autres positions, les paramètres sont donnés en **Annexe C**.

Tableau 2. 5 : Paramètres des surfaces de réponse pour la position BE2

BE2	$\sigma_{xx}$	$\sigma_{xy}$	$\sigma_{yy}$	$\sigma_{zz}$
$a_0$	-1,27477E+16	1,0392E+16	-1,06069E+18	-2,14498E+17
$a_1$	7,88983E+11	-1,98429E+11	2,3605E+13	4,88555E+12
$a_2$	-21186,83722	-142,3194012	-487780,7247	-101506,8607
$a_3$	0,01434182	-2,05652E-05	3,565262879	0,717837853
$a_4$	7,75314E-07	7,14211E-08	3,24664E-06	8,2307E-07
$a_5$	-0,004873948	1,83138E-05	-0,030248597	-0,007145145
$a_6$	-34300,72645	31247,61629	-3088661,353	-621449,9566
$a_7$	-4,72654E+14	-6,07762E+13	2,84154E+15	4,6227E+14
$a_8$	-0,586935729	-0,001716803	-41,41344138	-8,405471456
$a_9$	-3,96459E-10	-1,1249E-10	3,32206E-08	2,06426E-09
$a_{10}$	-4,06017E-12	3,15591E-13	3,14628E-11	5,65696E-12
$a_{11}$	2,47576E-08	-1,22665E-10	1,6016E-07	3,76248E-08
$a_{12}$	0,466494956	0,09739498	-21,02965056	-4,130119755
$a_{13}$	0,000470569	0,000951922	-0,034665087	-0,00684993
$a_{14}$	-7,66879E-05	2,8869E-06	-0,000543529	-0,000100562
$a_{15}$	-4,80195E-07	4,16968E-09	5,94399E-06	1,09772E-06
$a_{16}$	0,002932476	-2,05455E-05	0,019850241	0,004558877
$a_{17}$	30246,60513	463,4942333	155070,9514	37014,32244
$a_{18}$	-1,630583507	-2,185187862	89,8636301	18,20601299
$a_{19}$	1,39872E-13	-2,26542E-16	7,3334E-12	1,477E-12
$a_{20}$	-9,81605E-10	1,43946E-12	-6,04079E-10	-3,43551E-10
$a_{21}$	-0,010123408	-4,75559E-05	-0,017433885	-0,005632752
$a_{22}$	9,49895E-07	6,6538E-07	-4,00019E-05	-6,92433E-06
$a_{23}$	-3,13444E-14	2,24278E-16	-2,84806E-13	-6,25961E-14
$a_{24}$	-5,45581E-07	-3,23246E-08	1,79549E-06	2,5788E-07
$a_{25}$	-3,31461E-10	-2,47898E-10	2,7903E-09	8,07216E-10
$a_{26}$	0,003551078	2,414E-05	0,023302169	0,005353006
$a_{27}$	1,92566E-06	-1,98833E-07	2,09047E-05	4,40487E-06
$a_{28}$	-122,3649886	-260,7361024	9993,520244	1972,548783
$a_{29}$	-4724449,24	1188199,478	-141347086,5	-29254761,86
$a_{30}$	45,77756274	-0,37413841	71,69998224	-32,02469034
$a_{31}$	3,78041E-11	4,31545E-12	6,75728E-10	-4,95115E-10
$a_{32}$	5,71873E-18	-4,58282E-19	-1,2959E-16	-2,55437E-17
$a_{33}$	-1,31989E-11	6,73013E-14	-9,55563E-11	-1,69705E-11
$a_{34}$	2353,146475	-5443,087012	1313214,171	261860,2302
$a_{35}$	2,62585E+12	3,37645E+11	-1,57864E+13	-2,56817E+12
$r^2$	0,974080418	0,997676775	0,99974405	0,999678978

$r^2$  étant le coefficient de détermination qui décrit l'ajustement entre les résultats du modèle 2D et ceux de la MSR (Figure 2. 14).

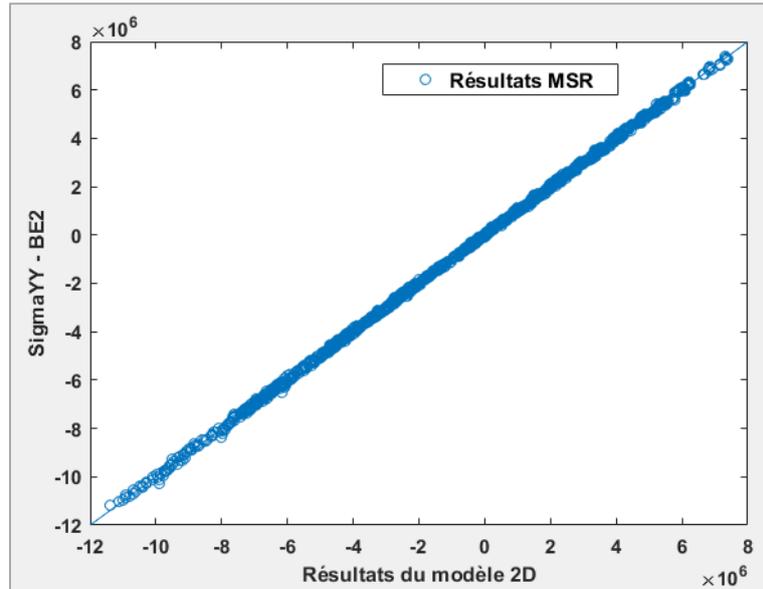


Figure 2. 14 : Comparaison des résultats du modèle 2D et de la MSR pour  $\sigma_{yy}$  au BE2

### *Intégration des expressions établies par la MSR dans le modèle 2,5D*

Le modèle 2,5D proposé consiste à associer ces expressions de contraintes ( $\sigma = f(q_v, a, P_i, E_b, k_{sb}, b, \alpha)$ ) établies à partir du modèle 2D, dans la section transversale, à la réponse du modèle 1D, évaluée dans le sens longitudinal. Ainsi, pour chaque élément du modèle 1D soumis à un chargement  $q$  et lié à un ressort de raideur élémentaire du sol  $k_{s1D}$ , on calcule les valeurs équivalentes de  $q_v$  et  $k_{sb}$ , pour pouvoir ensuite évaluer, pour chaque élément, les valeurs des différentes contraintes à partir des expressions.

La relation entre les deux chargements  $q$  et  $q_v$  est donnée par l'équation (2. 21) :

$$q = q_v * D_{ext} \quad (2. 21)$$

où  $D_{ext}$  est le diamètre extérieur de la conduite (équation (2. 22)) :

$$D_{ext} = 2 * R_{ext} \quad (2. 22)$$

La raideur  $k_{sb}$  est exprimée en fonction du coefficient  $k_s$  de réaction du sol par l'équation (2. 23) :

$$k_{s1D} = k_s * D_{ext} * l_e \quad (2. 23)$$

où  $l_e$  est la longueur d'un élément du modèle 1D (Figure 2. 15).

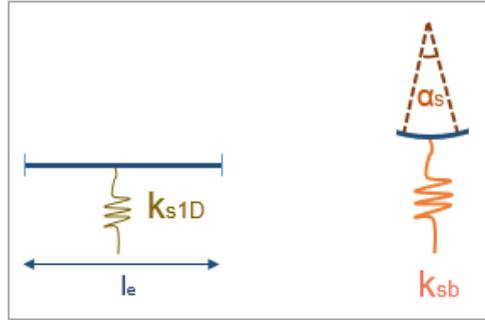


Figure 2. 15 : Ressorts dans les modèles 1D et 2D

En comparant  $k_{s1D}$  (équation (2. 23)) à  $k_{sb}$  (équation (2. 13)), on obtient :

$$\frac{k_{s1D}}{D_{ext} * l_e} = \frac{k_{sb}}{s * l_u} \quad (2. 24)$$

On a finalement :

$$k_{sb} = \frac{\pi}{12} * \frac{k_{s1D}}{l_e} \quad (2. 25)$$

D'autre part, pour le modèle 1D, il faut calculer le module de Young équivalent de la conduite selon l'équation (2. 26) :

$$E_c * A_c = E_b * A_{bint} + E_{at} * A_{at} + E_{re} * A_{ret} \quad (2. 26)$$

où  $E_c$  est le module de Young équivalent de la conduite,  $A_c$  la surface de sa section transversale de la conduite,  $E_b$  est le module de Young du béton,  $A_{bint}$  la surface transversale du revêtement intérieur,  $E_{at}$  est le module de Young de l'acier de l'âme en tôle,  $A_{at}$  sa surface transversale,  $E_{re}$  le module de Young équivalent du revêtement extérieur (équation (2. 15) ), et  $A_{ret}$  sa surface transversale.

Les études réalisées par le modèle 2,5D sont présentées au **Chapitre 3**.

#### d) Modélisation tridimensionnelle 3D

Le logiciel utilisé pour effectuer la modélisation 3D est également Cast3M.

##### i. Description

Le modèle 3D développé est un modèle qui représente un tronçon d'une conduite de type BONNA, enterré dans une tranchée ; le sol environnant le tronçon comporte deux couches, une correspondant au lit de pose et au sol en dessous de la conduite et une autre correspondant au remblai en dessus de la conduite. Une charge surfacique uniforme est appliquée à la surface de la tranchée, et le tronçon est soumis à une pression hydraulique interne.

La configuration choisie pour la modélisation est celle d'une conduite de type BONNA (ATP) ayant un diamètre intérieur de 500 mm, également à celle choisie et présentée pour la modélisation 2D. La profondeur d'enfouissement du tronçon est égale à 5\*Rayon externe.

Le maillage du modèle est constitué des éléments de type CUB8.

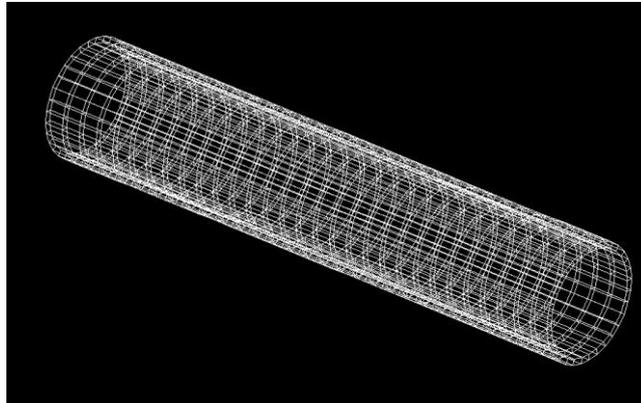
De même que pour le modèle 2D, trois zones sont considérées pour ce modèle 3D :

- le béton du revêtement intérieur,
- le béton armé du revêtement extérieur (vu la présence des spires de renforcement),
- l'acier de l'âme en tôle.

La hauteur de la couche inférieure du sol, ainsi que la largeur de la tranchée (à gauche ou à droite) sont égales à  $5 \times \text{Rayon externe}$ .

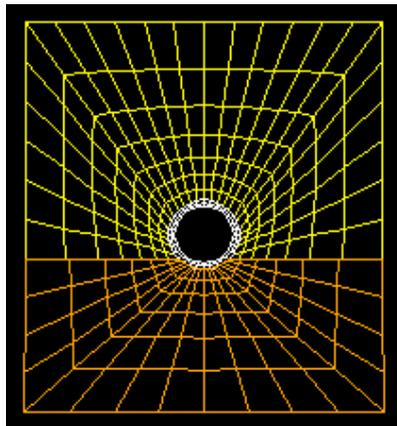
Concernant les conditions aux limites, les déplacements verticaux sont bloqués au niveau des nœuds limites du sol en bas, et les déplacements horizontaux sont bloqués au niveau des nœuds limites gauches et droites de la tranchée.

Pour illustration, le maillage du revêtement intérieur est présenté en **Figure 2. 16**.



**Figure 2. 16 : Maillage du revêtement extérieur**

Le lit de pose est placé selon un arc d'appui de  $90^\circ$ . La **Figure 2. 17** montre la section transversale du maillage 3D.



**Figure 2. 17 : Section transversale du maillage 3D**

Concernant les chargements subis par le tronçon, on a la pression hydraulique agissant sur sa paroi interne et la charge surfacique uniforme appliquée à la surface supérieure de la tranchée.

Il est à noter que, dans ce modèle 3D, les caractéristiques mécaniques du sol sont fournies sous forme d'un module de Young et d'un coefficient de Poisson. Ensuite, à partir de la réponse géomécanique de ce modèle, on peut calculer un coefficient de réaction du sol équivalent  $k_s$  (paramètre servant à évaluer les raideurs des ressorts). Les études réalisées à travers ce modèle 3D sont présentées au **Chapitre 3**.

**ii. Limites du modèle 3D**

La principale limite du modèle 3D est qu'il s'agit d'un modèle très coûteux en temps de calcul, ce qui empêche son usage dans un contexte incertain nécessitant la réalisation d'un grand nombre de simulations pour des analyses probabilistes et fiabilistes.

**e) Bilan des modèles**

Le **Tableau 2. 6** illustre le bilan de tous les modèles présentés dans la section 2.2.2.1.

**Tableau 2. 6 : Bilan des modèles**

Modèle	Modèle 2,5D <i>combinaison de deux modèles</i>		Modèle 3D
	Modèle 1D	Modèle 2D	
Type d'éléments finis	Eléments poutres P2	Eléments QUA8	Eléments CUB8
Raideur des ressorts (*) pour l'ISS	$k_{s1D}$ (équation (2. 23))	$k_{sb}$ (équation (2. 13)) et $k_{sh}$ (Figure 2. 8)	$k_{s3D}$ (équation (3. 3))
Sorties d'intérêt	- Tassements - Contraintes axiales	- Contraintes : circonférentielles, radiales, tangentiels et axiales. => Expressions MSR pour les contraintes.	Relation entre le coefficient de réaction du sol $k_s$ et les paramètres intervenant dans la description de l'ISS (équation (3. 4))
	- Profil des tassements ; - Profil des contraintes : axiales, circonférentielles, radiales et tangentiels. <i>tout au long de la conduite</i>		

(\*) : Les raideurs des ressorts sont calculées en fonction du coefficient de réaction du sol  $k_s$  (défini dans la section 1.2.4.3 en équation (1. 27)).

### 2.2.2.2 Modèles stochastiques

La variabilité et/ou l'incertitude liée aux caractéristiques du sol et, par conséquent, au coefficient de réaction du sol provient de trois sources :

- le fait que le sol est un milieu qui présente une hétérogénéité spatiale résultant de son processus de déposition et d'agrégation (Jaksa, 1995),
- l'imprécision des mesures (différences possibles entre les valeurs mesurées et les valeurs réelles inconnues du paramètre concerné),
- l'incertitude du modèle, due par exemple au fait que le coefficient de réaction du sol n'a que d'expressions empiriques.

Cependant, la variabilité et les incertitudes n'ont pas les mêmes conséquences. La variabilité peut créer des désordres réels, alors que l'incertitude résulte d'une méconnaissance (pouvant aller jusqu'à l'ignorance totale) du mécanisme étudié et/ou d'une modélisation incomplète, ce qui génère des limites à la précision recherchée, mais ne crée pas de désordre car cela ne change pas la physique du système.

Comme le rôle de la variabilité longitudinale du sol semble essentiel, nous avons choisi de la modéliser en utilisant la théorie des champs aléatoires développée par Van Marcke (Van Marcke, 1983). Le champ aléatoire du coefficient de réaction du sol,  $k_s(x)$  est défini par trois paramètres (propriétés) : sa valeur moyenne,  $m_{k_s}$ , sa variance,  $\sigma_{k_s}^2$  et sa longueur de corrélation,  $l_c$ . Cette longueur est liée à une fonction de corrélation,  $\rho(\tau)$  (**équation (2. 27)**), où  $\tau$  indique la distance entre deux points, et décrit la structure spatiale de corrélation des propriétés :  $\rho(\tau)$  diffère si les propriétés varient plus ou moins rapidement en déviant d'un point donné. Cette longueur de corrélation (longueur à partir de laquelle, la corrélation entre les propriétés du sol tend à disparaître) dépend des caractéristiques (module, porosité, teneur en eau, etc.) et de la direction (horizontale ou verticale) étudiées. Il convient de noter que plusieurs types de fonction de corrélation (linéaire, sphérique, etc.) pourraient être utilisés. La forme exponentielle a été choisie pour nos cas d'étude.

$$\rho(\tau) = \exp\left(-2 \frac{|\tau|}{l_c}\right) \quad \tau \leq l_c \quad (2. 27)$$

Le sol est décomposé en zones (**Figure 2. 18**). Dans chaque zone  $i$  de longueur  $D_i$ , la valeur du champ aléatoire est une variable aléatoire dont la moyenne et la variance locales sont telles que:

$$E(k_s(D_i)) = m_{k_s} \quad (2. 28)$$

$$\text{var}[k_s(D_i)] = \chi(D_i) \cdot \text{var}(k_s) \quad (2. 29)$$

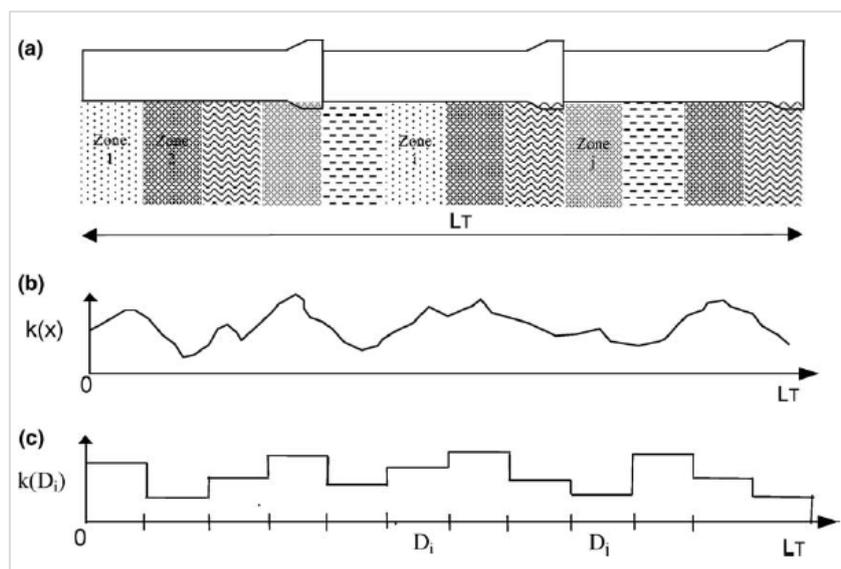
La valeur moyenne,  $m_{k_s}$  est considérée comme constante pour tout le champ, indépendamment de la localisation du point  $x$ . L'expression (2. 29) montre que la variance locale,  $\text{var}[k_s(D_i)]$  dépend de la longueur  $D_i$  de la zone  $i$  en suivant une loi de « réduction de la variance »,  $\chi(D_i)$ .

$\chi(D_i)$  est une mesure de la réduction de la variance due à l'effet de moyennage du processus aléatoire en fonction de la longueur de la zone étudiée. Elle est liée à la fonction de corrélation (Van Marcke, 1983) à travers l'expression (2. 30) :

$$\chi(D_i) = \frac{2}{D_i} \int_0^{D_i} \left(1 - \frac{x}{D_i}\right) \rho(x) dx \quad 0 \leq \chi \leq 1 \quad (2. 30)$$

Il n'existe pas, dans la littérature, de consensus sur le choix de la fonction de distribution de probabilité de  $k_s$ . Dans notre cas de modélisation, une fonction de distribution de probabilité lognormale a été utilisée ; cela a l'avantage de ne pas générer de valeurs négatives.

La **Figure 2. 18** illustre une discrétisation du champ aléatoire du coefficient de réaction du sol en différentes zones.



**Figure 2. 18 : Discretisation du champ aléatoire du coefficient de réaction du sol en zones (Elachachi et al., 2004)**

L'analyse probabiliste est effectuée par des Simulations de Monte-Carlo.

La méthode de Simulations de Monte-Carlo (et ses variantes) consiste en trois étapes :

- la discrétisation du champ aléatoire,
- l'analyse par éléments finis (calcul déterministe),
- l'analyse statistique de la réponse de la structure, après qu'un grand nombre de simulations soit effectué.

Le principe de cette méthode est basé sur le fait que la théorie de probabilité, parmi ses interprétations multiples, peut être interprétée comme une théorie mathématique du comportement des moyennes d'échantillons dont la stabilisation est garantie par la loi des grands nombres de Kolmogorov. Cela signifie qu'au lieu de résoudre un problème donné (par des méthodes mathématiques analytiques ou numériques), la solution peut être interprétée

comme une valeur moyenne dans une expérience stochastique appropriée et il est donc possible d'obtenir une estimation centrale de la valeur de la solution, en faisant la moyenne d'un nombre suffisant de résultats indépendants de cette expérience. La qualité du générateur des variables aléatoires est cependant essentielle ainsi que la taille de l'échantillon.

Pour une configuration géométrique-matérielle donnée, on génère une série de réalisations spécifiques des propriétés de la structure (génération aléatoire de paramètres, respectant les distributions statistiques définies a priori). Une solution déterministe est obtenue avec la méthode des éléments finis P2 (faisceau d'éléments à deux nœuds) pour chaque réalisation, la procédure étant répétée jusqu'à ce que les résultats puissent être considérés comme statistiquement représentatifs (stabilité de la réponse) avec la précision désirée. Une analyse statistique de l'ensemble des réponses est effectuée à la fin des simulations et permet de déduire des informations utiles à la conception du système.

### 2.2.2.3 Evaluation des indicateurs de criticité (critères de performance)

Les indicateurs de criticité  $I_{cr}$  permettent d'évaluer la performance (ou la criticité) de la conduite vis-à-vis d'états limites préalablement définis. Pour les conduites enterrées, on peut considérer 3 niveaux de performance :

- ❖ **conduite en sécurité** : aucune intervention du gestionnaire n'est nécessaire ; pour ce niveau de performance, nous considérons, dans notre étude, que  $I_{cr} = 0$  ;
- ❖ **conduite à surveiller** : le gestionnaire doit procéder à un suivi en termes d'inspection pour la conduite étudiée ; pour ce niveau de criticité, nous considérons que  $I_{cr} = 1$  ;
- ❖ **conduite à maintenir ou renouveler** : il y a une grande probabilité qu'une défaillance de la conduite aurait eu lieu ; une maintenance ou un renouvellement est nécessaire ; pour ce niveau de criticité, nous considérons que  $I_{cr} = 2$ .

Nous rappelons que la défaillance selon un état limite (EL) défini est atteinte si la valeur maximale calculée (à partir d'un modèle par exemple) d'une sortie géo-mécanique (ou combinaison de sorties géo-mécaniques) dépasse la valeur maximale acceptable selon EL (voir la section 1.3.3.3 du **Chapitre 1**). L'état limite EL est respecté si  $\beta_{calculé \text{ selon EL}} \geq \beta_{EL} \text{ (limite)}$ , où  $\beta$  est l'indice de fiabilité défini à la section 1.3.3.3. Il est à noter que  $\beta_{calculé \text{ selon EL}}$  dépend de la valeur maximale calculée et de la valeur maximale acceptable selon EL.

Pour se situer parmi les 3 niveaux cités, il faut préalablement définir deux états limites : EL1 (le plus exigeant en termes de performance) et EL2. Pour évaluer l'indicateur de criticité  $I_{cr}$ , nous effectuons la démarche suivante :

- calcul de l'indice de fiabilité  $\beta_{calculé}$  suite à une analyse probabiliste ;
- vérification :
  - Si  $\beta_{calculé \text{ selon EL1}} \geq \beta_{EL1}$  :  $I_{cr} = 0 \rightarrow$  **Conduite en sécurité** ;
  - Si  $\beta_{calculé \text{ selon EL1}} < \beta_{EL1}$  : il faut vérifier :
    - Si  $\beta_{calculé \text{ selon EL2}} \geq \beta_{EL2}$  :  $I_{cr} = 1 \rightarrow$  **Conduite à surveiller** ;
    - Si  $\beta_{calculé \text{ selon EL2}} < \beta_{EL2}$  :  $I_{cr} = 2 \rightarrow$  **Conduite à maintenir ou renouveler**.

où  $\beta_{EL1}$  et  $\beta_{EL2}$  sont les indices de fiabilité limites respectivement selon l'EL1 et l'EL2. Ainsi si l'état de la conduite respecte l'EL1, elle sera considérée en sécurité ; sinon, elle sera à surveiller si elle respecte l'EL2, et à maintenir ou renouveler au cas inverse.

Pour l'EL1 et l'EL2, nous pouvons considérer l'état limite de service (ELS) et l'état limite ultime (ELU), définis selon la norme NF EN 1295 (FD CEN/TR 1295-3, 2008) comme suit :

- l'état limite de service (ELS) définit l'état, qui, s'il est dépassé, compromet les conditions normales de service et de durabilité, par exemple par fissuration ou ovalisation excessive.
- l'état limite ultime (ELU) correspond à l'état dans lequel est atteinte la capacité portante et concerne donc la résistance mécanique et/ou la stabilité à l'égard du flambement.

Dans ce cas,  $\beta_{ELS} = 1,5$  et  $\beta_{ELU} = 3,8$  (sur toute la durée de service de la conduite).

### 2.2.3 Les sorties

Dans ce module, deux types de sorties peuvent être identifiés :

- Dans un premier temps, les sorties géo-mécaniques qui constituent des sorties directes du modèle numérique, par exemple : le déplacement vertical de la conduite, le tassement différentiel, la rotation (l'ouverture des joints), le moment de flexion, les contraintes, l'effort tranchant, l'endommagement, etc. ;
- Dans un deuxième temps, les sorties des indicateurs de criticité qui permettent d'évaluer la performance de la conduite vis-à-vis d'états limites définis.

L'outil numérique développé doit être capable de restituer une note en termes de criticité d'un tronçon de conduite. Cette note pourrait être affichée comme une couleur correspondant à chacun des trois niveaux définis à la section 2.2.2.3, par exemple, un signe **vert** si  $I_{cr} = 0$ , un signe **orange** si  $I_{cr} = 1$  et un signe **rouge** si  $I_{cr} = 2$ .

Une étape de qualification de l'outil est réalisée pour une zone pilote choisie (voir **Chapitre 4**) : la démarche consiste à sortir les indicateurs de criticité pour les tronçons BONNA existants dans cette zone.

## 2.3 Conclusions du chapitre

Ce chapitre a permis de décrire l'approche développée pour étudier le comportement géo-mécanique des conduites en béton à âme en tôle de type BONNA, en contexte incertain ; l'objectif étant de construire un outil adéquat qui restitue, à partir des données d'entrée de préférence accessibles dans les bases de données existantes ou dont l'obtention peut se faire à moindre coût, des sorties répondant de manière directe aux besoins exprimés par le gestionnaire. Ces besoins consistent notamment à évaluer la performance d'une conduite enterrée de type BONNA, présente dans son réseau, afin de voir si elle nécessite une intervention en termes d'inspection, de maintenance ou de renouvellement.

---

L'approche développée se fonde sur trois classes de modèles :

- une classe des « modèles géo-mécaniques », qui concerne la modélisation numérique de la conduite, du sol et de l'interaction sol-conduite,
- une classe des « modèles stochastiques », qui concerne la prise en compte de diverses incertitudes et variabilités en faisant appel aux approches probabilistes et fiabilistes,
- une classe des « modèles d'élaboration des critères de performance », qui concerne la construction d'indicateurs de criticité permettant d'évaluer la performance d'une conduite.

L'approche géo-mécanique développée consiste en un modèle de type 2,5D, qui se base sur une combinaison d'un modèle 1D de type poutre avec ressorts, et d'un modèle 2D représentant la conduite par sa section transversale. L'intérêt de ce modèle 2,5D est le fait d'être, d'une part, moins coûteux en temps de calcul qu'un modèle 3D, dans l'optique d'études probabilistes et fiabilistes, et d'autre part, capable de fournir une réponse géo-mécanique satisfaisante de la conduite, tenant compte des effets du chargement (notamment la pression interne) et du sol dans les deux sens, longitudinal et transversal (conduites enterrées transportant de l'eau potable à pression élevée).

L'approche stochastique adoptée repose sur le couplage entre la modélisation 2,5D et la méthode de simulations de Monte-Carlo. L'idée consiste à utiliser des distributions statistiques pour représenter les variations spatiales des caractéristiques du sol, puis de réaliser un grand nombre de calculs à l'aide du modèle déterministe. Les résultats (réponses géo-mécaniques de la conduite) peuvent alors être analysés statistiquement, de manière à évaluer la probabilité de dépassement de telle ou telle valeur critique. L'approche consiste à discrétiser le champ aléatoire des coefficients de réaction du sol en un grand nombre de distributions pour une géométrie donnée. La qualité du générateur des distributions aléatoires est donc essentielle dans cette approche. Dans notre étude, on s'est basé sur la théorie des champs aléatoires de Van Marcke (1983), ses caractéristiques étant contrôlées par la moyenne ( $m$ ), la variance ( $\sigma^2$ ) et l'échelle de fluctuation (ou longueur de corrélation  $l_c$ ) du champ aléatoire des coefficients de réaction du sol.

Finalement, les indicateurs de criticité sont élaborés de façon à permettre d'évaluer la performance de la conduite vis-à-vis d'états limites définis. L'évaluation se base sur la comparaison entre la valeur maximale acceptable d'une certaine sortie géo-mécanique (ou d'une combinaison de sorties géo-mécaniques) et la valeur maximale calculée, à partir du modèle développé, d'une sortie géo-mécanique (ou d'une combinaison de sorties géo-mécaniques).



---

# CHAPITRE 3

## *Etudes et applications*

---



---

# CHAPITRE 3 :

## Etudes et applications

---

Ce chapitre présente différentes études réalisées dans le cadre de la thèse et mettant en œuvre la méthodologie présentée au **Chapitre 2**. Il comporte deux parties. Dans la première, nous présentons une étude simple réalisée avec le modèle 3D décrit dans la section 2.2.2.1 (d), afin d'obtenir une relation entre le coefficient de réaction du sol (qui sert à évaluer les raideurs des ressorts) et les paramètres intervenant dans la description de l'interaction sol-structure (ISS).

Dans la deuxième partie, nous présentons les études réalisées avec le modèle 2,5D décrit dans la section 2.2.2.1 (c). Dans la première section de cette partie, est menée une analyse paramétrique pour étudier l'effet de certaines données d'entrée sur la réponse du modèle. Ensuite, si l'on considère les défaillances affectant les conduites et relevant de la flexion longitudinale, il apparaît que les joints jouent un rôle majeur ; pour cela, dans la deuxième section de cette partie, nous présentons un cas d'application, réalisé avec le modèle 2,5D, afin d'étudier les effets de la rigidité des joints, de la variabilité du sol et des chargements extérieurs sur la réponse d'une conduite en termes d'ouvertures de joints. Finalement, étant donné que les fluctuations saisonnières de la pluviométrie modifient la teneur en eau et les caractéristiques géo-mécaniques du sol, nous présentons, dans la dernière section, l'analyse réalisée pour étudier l'effet de la variation de la teneur en eau du sol sur la réponse d'une conduite enterrée en termes d'ouverture maximale de joint, de déplacement maximal et de contrainte circonférentielle maximale, tenant compte de la variabilité spatiale du sol.

### 3.1 Etudes réalisées avec le modèle 3D

#### 3.1.1 Relation entre le coefficient de réaction du sol et les paramètres intervenant dans la description de l'ISS

Comme présenté dans la section 1.2.4 du **Chapitre 1**, le coefficient de réaction du sol dépend des propriétés de la conduite et celles du sol. Dans cette partie, l'analyse est faite sans modification des caractéristiques géométriques et mécaniques de la conduite, et par conséquent, on étudie l'effet de la variation des propriétés du sol sur le coefficient de réaction. Pour réaliser cette analyse, nous avons eu recours au modèle 3D présenté au **Chapitre 2**, section 2.2.2.1.

Pour cette étude, on considère un tronçon de conduite de type BONNA (ATP), de longueur totale égale  $L_t$  à 6 m. On se situe dans le domaine élastique. Les caractéristiques géométriques et mécaniques de cette configuration sont données au **Tableau 3. 1**.

**Tableau 3. 1 : Caractéristiques géométriques et mécaniques pour le modèle 3D**

	Désignation	Valeur
$L_t$	Longueur totale du tronçon	6 m
H	Profondeur d'enfouissement	1,52 m
$R_{ext}$	Rayon extérieur de la conduite	304 mm
$R_{int}$	Rayon intérieur de la conduite	250 mm
$e_{at}$	Epaisseur de l'âme tôle	3 mm
$r_e$	Epaisseur du revêtement extérieur	28,5 mm
$r_i$	Epaisseur du revêtement intérieur	22,5 mm
$E_b$	Module de Young du béton	35 GPa
$\nu_b$	Coefficient de Poisson du béton	0,2
$E_{at}$	Module de Young de l'acier de l'âme en tôle	210 GPa
$\nu_a$	Coefficient de Poisson de l'acier	0,3
$E_{sh}$	Module de Young de la couche supérieure du sol	20 MPa
$E_{sb}$	Module de Young de la couche inférieure du sol	A varier
$\nu_s$	Coefficient de Poisson du sol	0,3

Le module de Young  $E_{re}$  du revêtement extérieur est calculé suivant l'équation (2. 15).

La conduite est soumise à une pression hydraulique interne égale à 10 bars, et la charge appliquée en surface est égale à 100 KN/m<sup>2</sup>. L'analyse est réalisée pour cinq valeurs différentes du module de la couche inférieure du sol ( $E_{sb} = 4, 10, 20, 30$  et 40 MPa).

Ensuite, à partir de la réponse géo-mécanique de ce modèle et pour chaque valeur de  $E_{sb}$ , on calcule un coefficient de réaction du sol équivalent en suivant ces étapes (Figure 3. 1) :

- Extraction des contraintes verticales sur la demi-surface supérieure du tronçon ;
- Calcul de la résultante  $Q_R$  de la force appliquée au tronçon, à partir de ces contraintes verticales extraites, suivant l'équation (3. 1) :

$$Q_R = \sum_{S_{sup}} \sigma_{Vi} * S_i \quad (3. 1)$$

- Extraction du tassement vertical  $\delta$  des nœuds de la fibre inférieure du tronçon (qui est le même pour tous ces nœuds, comme les conditions aux limites sont des appuis libres) ;
- Calcul de la raideur du ressort  $k_{s3D}$  en N/m (équation (3. 2)) :

$$k_{s3D}(\text{en N/m}) = \frac{Q_R}{\delta} \quad (3.2)$$

➤ Calcul du coefficient  $k_s$  de réaction du sol en  $\text{N/m}^3$  (équation (3.3)) :

$$k_s(\text{en N/m}^3) = \frac{k_{s3D}(\text{en N/m})}{2 * L_t * R_{ext}} \quad (3.3)$$

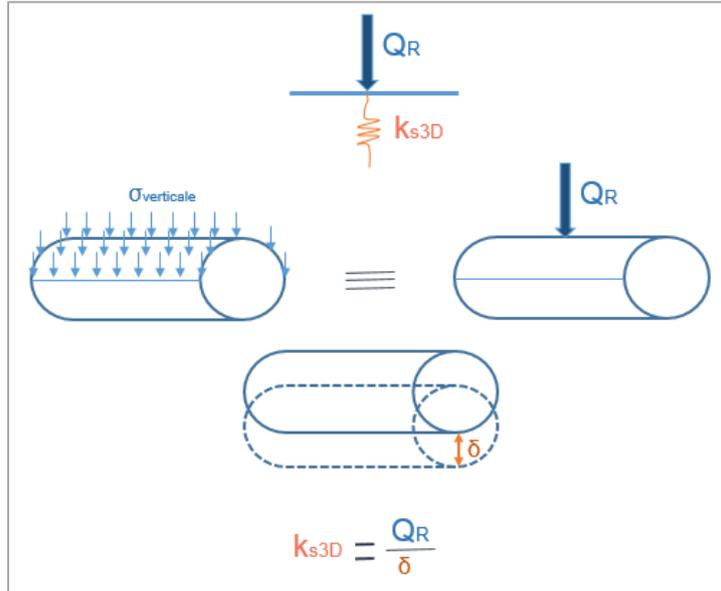


Figure 3.1 : Démarche pour le calcul du coefficient de réaction du sol

Les résultats de  $k_s$  obtenus pour les différentes valeurs de  $E_{sb}$  sont illustrés en Figure 3.2.

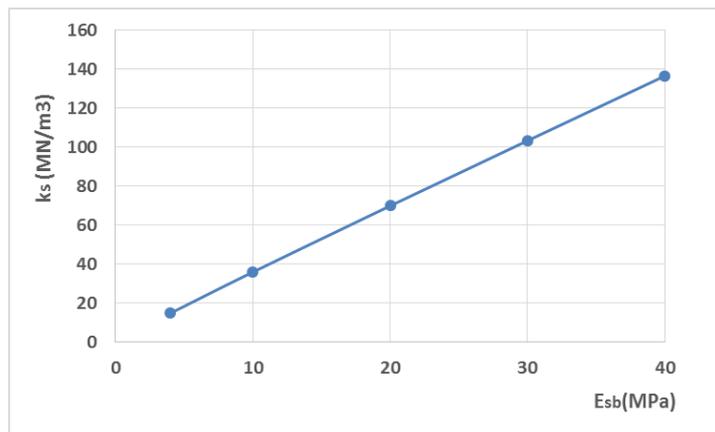


Figure 3.2 : Valeurs obtenues de  $k_s$  pour différentes valeurs de  $E_{sb}$

On constate une relation linéaire de la forme suivante (équation (3.4)) :

$$k_s \approx 3,37 * E_{sb} \quad (3.4)$$

Le **Tableau 3. 2** montre une comparaison, pour  $E_{sb} = 20$  MPa, entre les valeurs du coefficient de réaction du sol  $k_s$ , obtenues par la relation trouvée en **équation (3. 4)**, et les relations semi empiriques proposées dans la littérature (voir **Tableau 1. 7**, à la section 1.2.4.3, du **Chapitre 1**). On remarque que les relations aboutissent à des valeurs différentes d'un auteur à un autre. La relation **(3. 4)** obtenue par le calcul EF (éléments finis) donne apparemment la valeur la plus élevée. Cela pourrait être expliqué par le fait que dans le modèle 3D, le coefficient de réaction calculé correspond à toute la couche du sol modélisée sous la conduite.

**Tableau 3. 2 : Comparaison des valeurs de  $k_s$  obtenues par les différentes relations**

	<b>Biot</b>	<b>Vesic</b>	<b>Meyerhof et Baikie</b>	<b>Kloppel et Glock</b>	<b>Selvadurai</b>	<b>Relation (3. 4)</b>
$k_s$ (MN/m <sup>3</sup> )	21,8	16,6	36,1	50,6	23,5	67,4

### 3.1.2 Comparaison entre les résultats du modèle 3D et ceux du modèle 1D

Le modèle 1D présenté dans la section 2.2.2.1 du **Chapitre 2** fournit un profil de tassements d'une conduite modélisée en éléments poutres, et reposant sur un sol représenté par des ressorts selon le modèle de Winkler. Donc, pour pouvoir établir une comparaison entre ce modèle 1D et le modèle 3D développé, il faut évaluer les données d'entrée équivalentes pour ces deux modèles. Les caractéristiques considérées pour le modèle 3D sont les mêmes que celles présentées au **Tableau 3. 1**, avec  $E_{sb} = 20$  MPa. Pour cette comparaison, la pression hydraulique interne est supposée nulle.

Pour le modèle 1D, le module de Young équivalent de la conduite est calculé suivant l'**équation (2. 26)**.

La charge linéaire appliquée dans le modèle 1D est obtenue par l'expression **(3. 5)** :

$$q_{1D}(\text{en N/m}) = \frac{Q_R}{L_t} \quad (3. 5)$$

Or, la valeur de la raideur du ressort est obtenue par l'expression **(3. 6)** :

$$k_{s1D}(\text{en N/m}) = \frac{k_{s3D}(\text{en N/m})}{L_t} * l_e \quad (3. 6)$$

où  $l_e$  est la longueur d'un élément poutre dans le modèle 1D.

Les résultats à partir du modèle 3D peuvent être extraits sous forme de contraintes (la **Figure 3. 3** affiche les contraintes de Von Mises sur une coupe longitudinale de la conduite), ou sous forme de tassements (**Figure 3. 4**). Dans ce cas d'étude, le tassement obtenu est de 5,9878 mm.

Dans le modèle 1D, pour les données d'entrée équivalentes et en appuis libres, on doit obtenir la même valeur du tassement, ce qui est prouvé dans la **Figure 3. 5**.

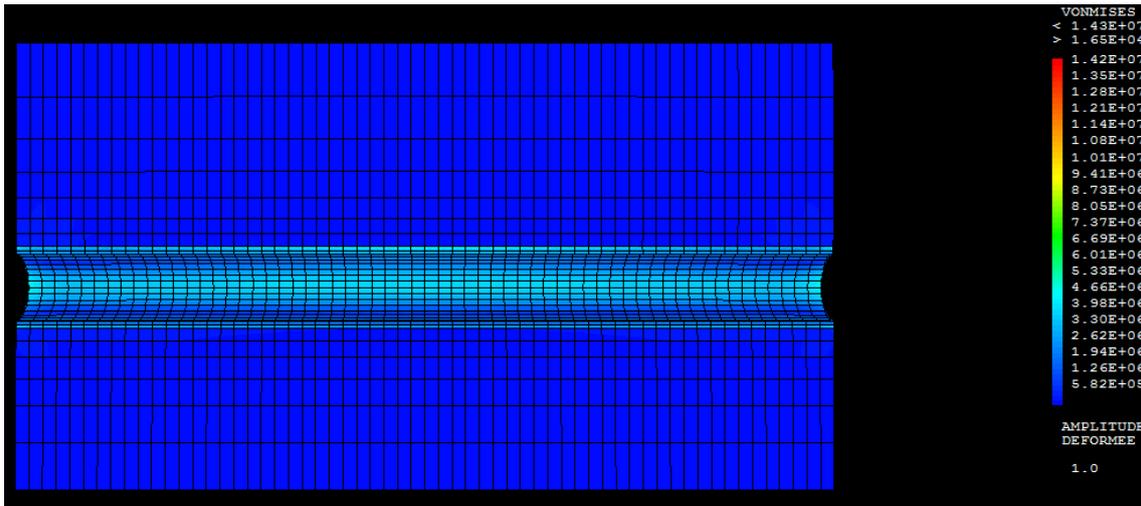


Figure 3.3 : Contraintes de Von Mises obtenues à partir du modèle 3D

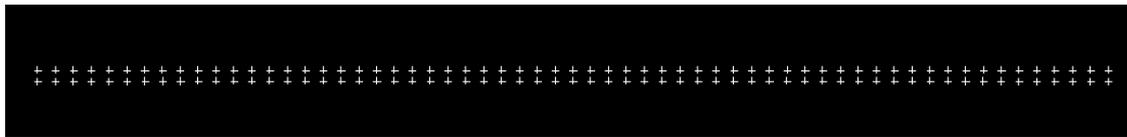


Figure 3.4 : Positions, initiale et après tassement, des nœuds de la fibre inférieure le long de la conduite

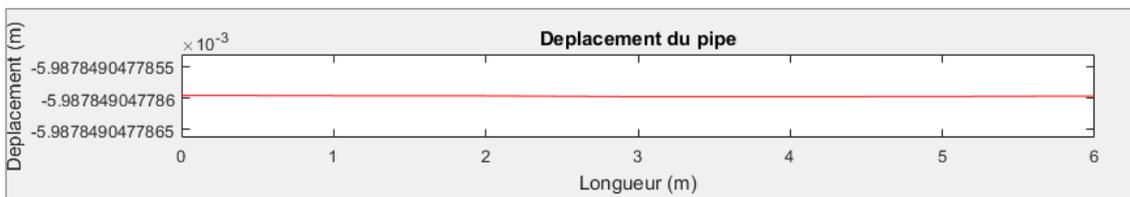


Figure 3.5 : Tassement obtenu à partir du modèle 1D

## 3.2 Etudes réalisées avec le modèle 2,5D

### 3.2.1 Etudes paramétriques

On considère une conduite de type BONNA (ATP), de diamètre intérieur égal à 500 mm, et de longueur totale de 90 m. les caractéristiques de la section transversale de cette conduite sont présentées au **Tableau 2.3**. Le modèle de la conduite est constituée de 30 tronçons de 3 m de longueur chacun, reliés entre eux par des joints rigides ; chaque tronçon est décomposé en 3 éléments. On considère aussi une variabilité longitudinale du sol, modélisée selon la théorie des champs aléatoires de Van Marcke (Van Marcke, 1983) (voir section 2.2.2.2). Dans le cas étudié,

une valeur de  $796 \cdot \frac{6}{\pi}$  KN/m<sup>3</sup> a été retenue pour la moyenne du champ aléatoire du coefficient  $k_s$  de réaction du sol.

Pour une simulation Monte Carlo, le modèle 2,5D fournit le profil des tassements ainsi que ceux des différentes contraintes dans les sections tout au long de la conduite. Pour illustration, considérant les données d'entrée présentées au **Tableau 3. 3**, et un coefficient de variation de  $k_s$  égal à 0,6, et un rapport  $\lambda$  égal à 5 (où  $\lambda$  représente le rapport entre la longueur de corrélation du sol et la longueur du tronçon), les résultats obtenus par le modèle 2,5D, pour les tassements de la conduite, les contraintes axiales, circonférentielles et radiales au point BE1, pour une simulation du champ  $k_s$ , sont affichés en **Figure 3. 6**. La raideur  $k_{sb}$  des ressorts au niveau de l'arc d'appui est calculée selon l'équation (2. 13) ( $k_{sb} = 796$  KN/m<sup>3</sup>).

**Tableau 3. 3 : Données d'entrée pour la simulation considérée**

$q_v$ (KN/m <sup>2</sup> )	$a_q$	$P_i$ (bars)	$E_b$ (GPa)	$b_k$	$\alpha$ (°)
67	0,5	5	30	0,333	60

$q_v$  : la charge verticale,

$a_q$  : le rapport entre la charge horizontale  $q_h$  et la charge verticale  $q_v$  (à savoir,  $q_h = a_q \cdot q_v$ ),

$P_i$  : la pression hydraulique interne  $P_i$ ,

$E_b$  : le module de Young  $E_b$  du béton,

$b_k$  : le rapport  $b_k$  entre la raideur  $k_{sh}$  des ressorts n'appartenant pas à l'arc d'appui et celle des ressorts au niveau de l'arc d'appui (à savoir,  $k_{sh} = b_k \cdot k_{sb}$ ),

$\alpha$  : l'arc d'appui  $\alpha$  de la conduite.

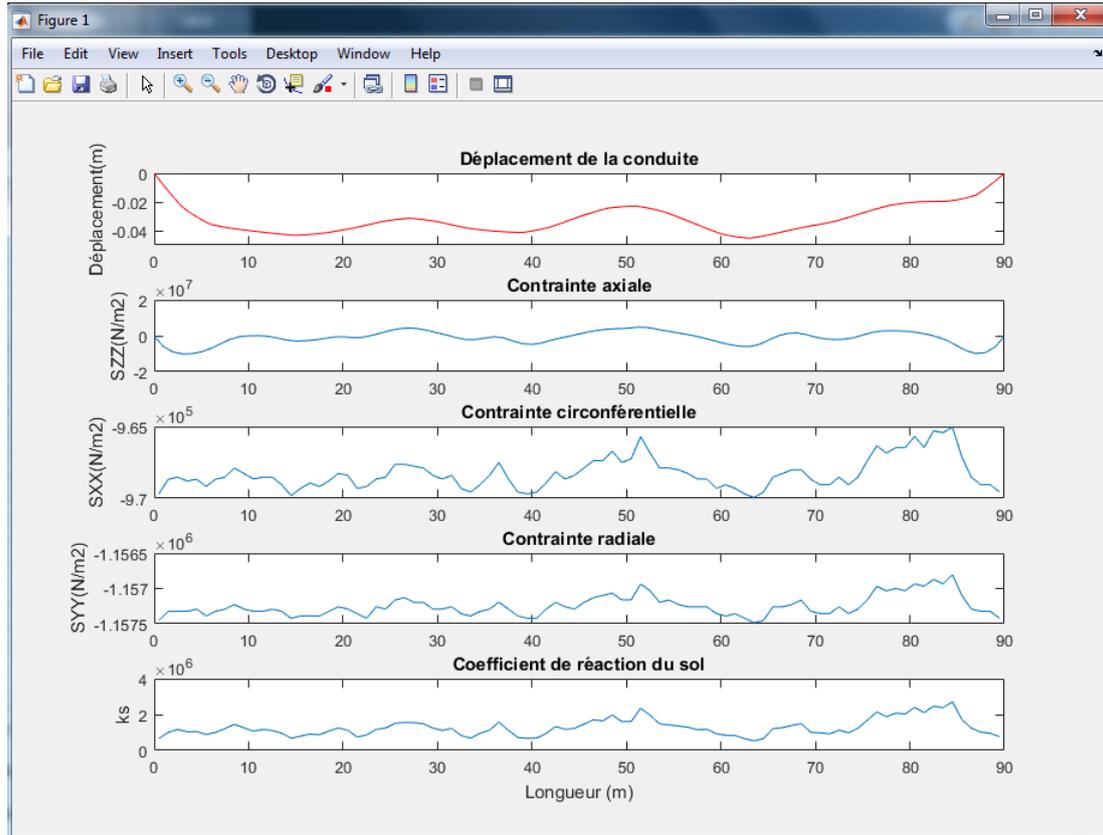


Figure 3. 6 : Affichage des résultats d’une simulation du modèle 2,5D pour le point BE3

La Figure 3. 7 illustre les contraintes de Von Mises se développant dans la section transversale située à l’endroit où la valeur du champ  $k_s$  est égale à  $796 \cdot \frac{6}{\pi} \text{ KN/m}^3$ .

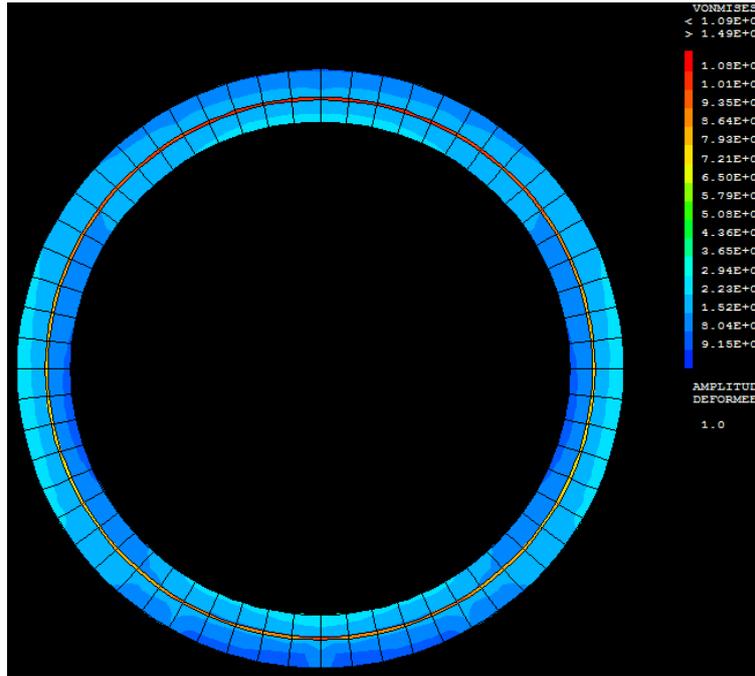


Figure 3. 7 : Illustration des contraintes de Von Mises dans la section transversale

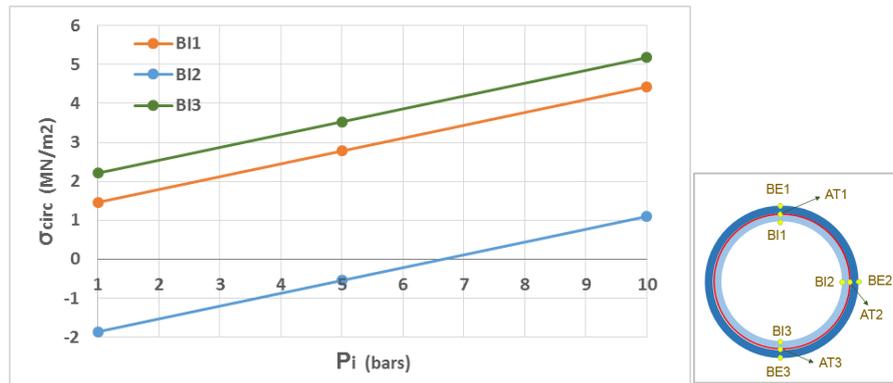
Quatre études paramétriques ont été menées, pour étudier respectivement les effets de la pression interne  $P_i$ , du rapport  $a_q$  entre les chargements verticaux et horizontaux, du module de Young  $E_b$  du béton, et du rapport  $\lambda$  entre la longueur de corrélation du sol et la longueur du tronçon sur les contraintes circonférentielles dans la section transversale. On s’est intéressé notamment à ce type de contraintes car elles correspondent à la grandeur dimensionnante principale pour les conduites à pression. Les données d’entrée communes aux quatre études sont présentées au **Tableau 3. 4**, et chacune d’elles est réalisée à travers 10000 simulations Monte Carlo. Les résultats qui sont présentés dans les sections suivantes correspondent aux valeurs moyennes des contraintes maximales obtenues à partir de ces 10000 simulations.

Tableau 3. 4 : Données d’entrée communes pour les études paramétriques

$q_v$ (KN/m <sup>2</sup> )	$b_k$	$\alpha$ (°)
100	0,333	60

### 3.2.1.1 Effets de la pression interne

Dans cette étude, on considère trois valeurs de la pression interne ( $P_i = 1, 5$  et  $10$  bars), et on s’intéresse aux contraintes circonférentielles créées aux points de la paroi interne, BI1, BI2 et BI3. Le rapport  $a_q$  est pris égal à  $0.5$ , le module de Young  $E_b$  est de  $30$  GPa, et le rapport  $\lambda$  est égal à  $5$ . La **Figure 3. 8** montre les résultats obtenus pour les différentes pressions.



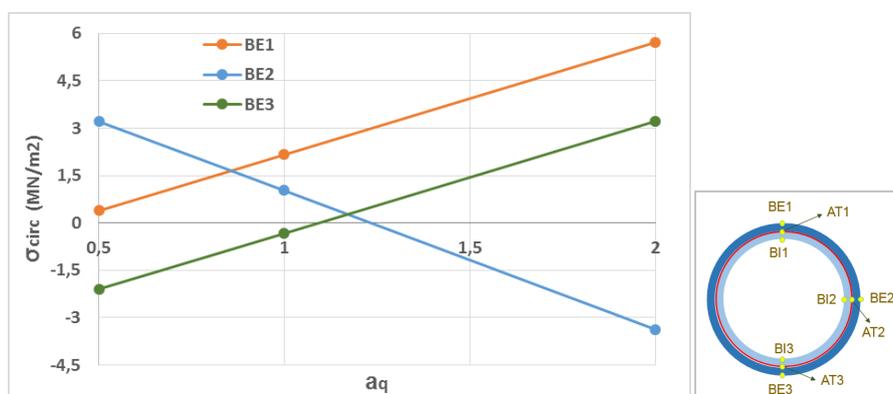
**Figure 3. 8 : Effet de la pression interne sur les contraintes circonférentielles**

On constate une relation linéaire croissante entre la pression interne et les contraintes circonférentielles aux trois points considérés. On note ici qu’une valeur positive de la contrainte circonférentielle correspond à une contrainte de traction, alors qu’une valeur négative représente une contrainte de compression. On remarque que les contraintes de traction au point BI3 situé au radier (courbe verte en **Figure 3. 8**) sont les plus élevées. On peut également observer que le point BI2 situé au rein (courbe bleue) est soumis à de la compression pour une pression interne inférieure à 6,8 bars et à de la traction au-delà de cette valeur.

L’analyse faite montre que la pression interne a une influence significative sur les contraintes circonférentielles, et l’endroit le plus critique pour le cas étudié se situe dans la paroi interne, au radier de la conduite.

### 3.2.1.2 Effets du rapport $a_q$

Dans cette étude, trois valeurs (0.5, 1 et 2) ont été retenues pour le rapport  $a_q$  entre les chargements horizontaux et verticaux. La pression interne est de 5 bars, le module de Young  $E_b$  est de 30 GPa, et le rapport  $\lambda$  est égal à 5. On s’intéresse aux contraintes circonférentielles créées aux points de la paroi externe, BE1, BE2 et BE3. La **Figure 3. 9** montre les résultats obtenus pour les différents rapports  $a_q$ , et donc pour différents chargements horizontaux, étant donné que la charge verticale a une valeur fixe de 100 KN/m<sup>2</sup>.

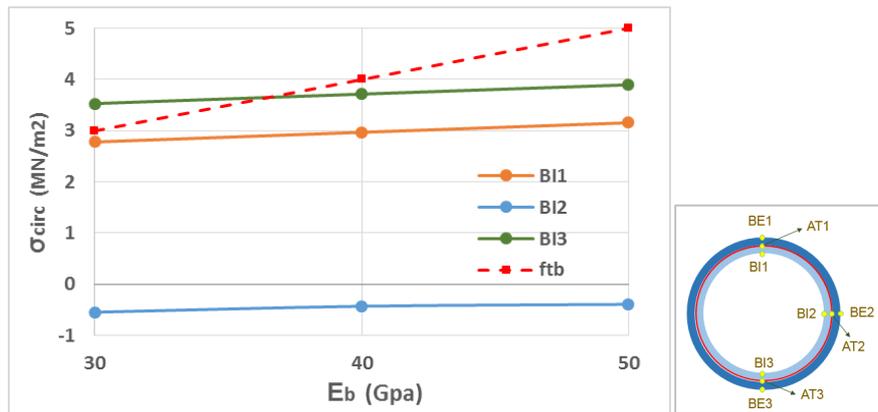


**Figure 3. 9 : Effet du rapport  $a_q$  sur les contraintes circonférentielles**

On constate une relation linéaire entre le rapport  $a_q$  et les contraintes circonférentielles : croissante aux points BE1 (à la clé) et BE3 (au radier), et décroissante au point BE2 (au rein). Cette observation est explicable comme  $a_q$  désigne le rapport ( $q_h/q_v$ ) entre la charge horizontale agissant aux reins (e. g. BE2) et la charge verticale agissant à la clé (BE1) ; par conséquent, si la variation de ce rapport est bénéfique pour le point BE2, elle ne l'est pas pour les deux autres points situés à la clé et au radier, et vice versa. Dans le cas étudié, la charge verticale est fixée à  $100 \text{ KN/m}^2$  ; ainsi, une augmentation du rapport  $a_q$  représente une augmentation de la charge horizontale au niveau des reins. On remarque que le point BE1 (courbe orange dans la **Figure 3. 9**) est toujours soumis à de la traction, qui est la plus élevée pour la plus grande valeur de la charge horizontale. A partir d'une certaine valeur de  $a_q$ , le point BE2 soumis initialement à de la traction, devient soumis à de la compression pour des charges horizontales plus élevées ; Le phénomène inverse est observé au point BE3.

### 3.2.1.3 Effets du module de Young du béton

Dans cette étude, trois modules de Young sont considérés pour le béton ( $E_b = 30, 40$  et  $50 \text{ GPa}$ ). Le rapport  $a_q$  est pris égal à  $0.5$ , la pression interne est de  $5 \text{ bars}$ , et le rapport  $\lambda$  est égal à  $5$ . On s'intéresse aux contraintes circonférentielles créées aux points de la paroi interne, BI1, BI2 et BI3. La **Figure 3. 10** montre les résultats obtenus pour les différentes valeurs de  $E_b$ .



**Figure 3. 10 : Effet du module de Young du béton sur les contraintes circonférentielles**

Pour chacun des modules de Young  $E_b$ , étant donné que les points étudiés sont situés dans le béton, on compare les résultats obtenus à la valeur  $f_{tb}$  de la résistance limite à la traction du béton (courbe rouge en **Figure 3. 10**) calculée selon l'équation (3. 7) :

$$f_{tb} = E_b * \epsilon_{d0} \quad (3. 7)$$

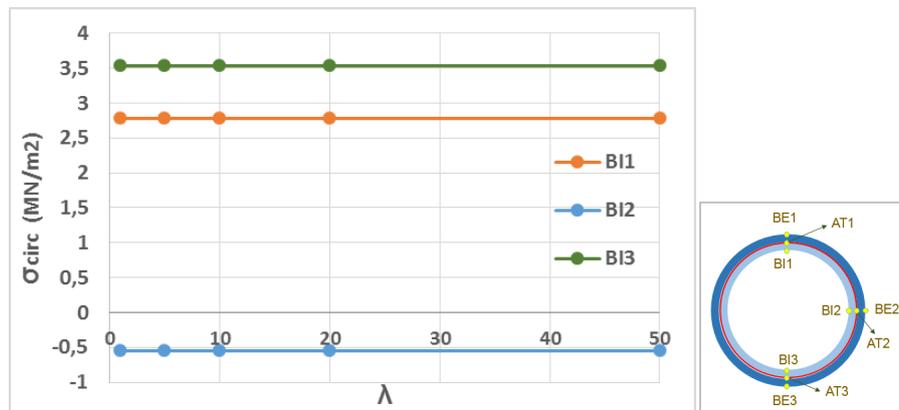
$\epsilon_{d0}$  étant le seuil en déformation pour la traction ( $\epsilon_{d0} = 10^{-4}$ ).

On constate une relation quasi-linéaire croissante entre  $E_b$  et les contraintes circonférentielles. En effet, plus le module de Young du béton est élevé, plus la conduite est rigide et moins elle se déforme (ou s'ovalise), ce qui augmente la valeur de la contrainte développée en sens de traction (courbes orange pour BI1, et verte pour BI3), et diminue sa valeur absolue en sens de

compression (courbe bleue pour BI2). Le point le plus critique dans cette étude est le point BI3 situé au radier, où la contrainte circonférentielle dépasse la limite à la traction pour les valeurs de  $E_b$  inférieures à 40 GPa.

### 3.2.1.4 Effets de la longueur de corrélation du sol

Cinq valeurs du ratio  $\lambda$  entre la longueur de corrélation du sol et la longueur du tronçon ont été retenues pour cette étude ( $\lambda = 1, 5, 10, 20$  et  $50$ ). Le rapport  $a_q$  est pris égal à 0.5, la pression interne est de 5 bars, et le module de Young  $E_b$  est de 30 GPa. On s'intéresse aux contraintes circonférentielles créées aux points de la paroi interne, BI1, BI2 et BI3. La **Figure 3. 11** montre les résultats obtenus pour les différentes valeurs du ratio  $\lambda$ .



**Figure 3. 11 : Effet du ratio  $\lambda$  sur les contraintes circonférentielles**

On constate une très légère variation des contraintes circonférentielles en fonction du ratio  $\lambda$ . En effet, la variation de  $\lambda$  influe longitudinalement sur les valeurs du coefficient de réaction du sol  $k_s$ . Cependant, notre analyse est faite pour les moyennes des contraintes maximales obtenues dans toutes les simulations, indépendamment de la position (dans le sens longitudinal) où elle se produit, ce qui peut expliquer la légère influence constatée. Dans le cas étudié, le point le plus critique est le point BI3 situé au radier, où les contraintes de traction sont les plus élevées.

### 3.2.2 Etude des effets de la variabilité du sol et de la répartition du chargement sur la réponse d'une conduite enterrée

Des joints à faible performance mécanique peuvent provoquer, une exfiltration (en présence de pression interne) et une érosion du sol entourant une conduite enterrée pouvant aboutir occasionnellement à une défaillance globale de la conduite. Bien que les joints soient connus pour être les points les plus faibles et contrôlent, dans une certaine mesure, la durée de service d'une conduite, la revue de l'état de l'art (section 1.1.2.2) a montré que leur conception n'a retenu que très peu d'attention et une propriété comme la rigidité flexionnelle du joint est inaccessible. D'autre part, l'hétérogénéité du sol affecte également la réponse structurale d'un ensemble de conduites, tant en termes de redistributions d'efforts qu'en termes de mouvement

d'ouvrage. Cette hétérogénéité se traduit par la variabilité spatiale des propriétés du sol. Enfin, le chargement que subit une conduite enterrée est décomposable en deux parties : le poids des terres et les charges en surface. Leurs effets, souvent opposés, font apparaître une profondeur optimale d'enfouissement de la conduite. Des analyses, probabiliste (Darwich et al., 2017a) et fiabiliste (Darwich et al., 2017b), ont été réalisées, à partir du modèle 2,5D présenté dans la section 2.2.2.1, pour étudier l'effet conjugué de la rigidité des joints (de flexibles aux rigides), de la variabilité du sol (au travers de champs aléatoires) et des chargements extérieurs (en surface et poids propre des terres) sur la réponse d'une conduite en termes d'ouvertures de joints.

### 3.2.2.1 Caractéristiques du modèle pour le cas étudié

#### Modèle d'ouvrage

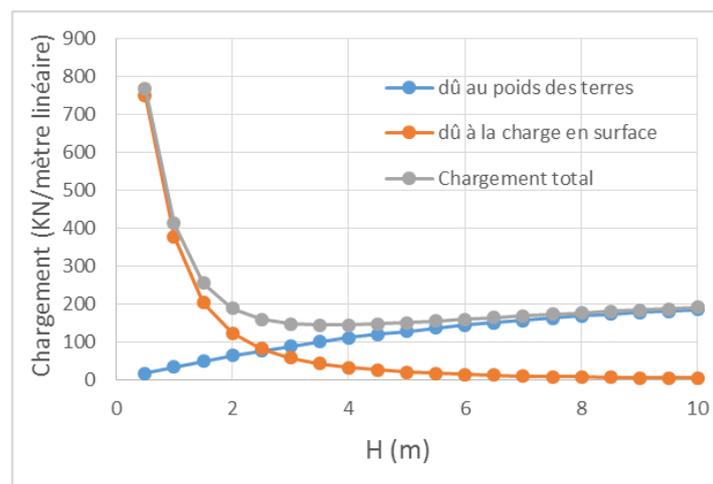
Dans le cas étudié, la conduite enterrée est constituée de 30 tronçons de 3 m de longueur chacun, et positionnée à différentes profondeurs. Le diamètre est de 1 m, l'épaisseur de 5 cm, et le module de Young de 25 GPa.

#### Modèle de chargement

Dans cette étude, la plage de variation retenue pour la profondeur est comprise entre 0,5 m et 10 m. Les effets des chargements appliqués à la conduite sont calculés suivant les équations **(1. 7)** et **(1. 14)** (section 1.2.3).

A noter que pour ce cas d'étude,  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ ,  $Bd = 2\text{m}$  et  $K\mu' = 0,165$  (déterminé expérimentalement (Marston, 1930 ; Moser, 2001) (voir la section 1.2.3).

La **Figure 3.12** montre les effets des chargements appliqués à la conduite ainsi que leur superposition en fonction de la profondeur d'enfouissement. On observe, pour ce cas étudié, une profondeur optimale de l'ordre de 3 m où le chargement appliqué est le plus faible.



**Figure 3.12 : Valeurs des chargements appliqués à la conduite en fonction de la profondeur**

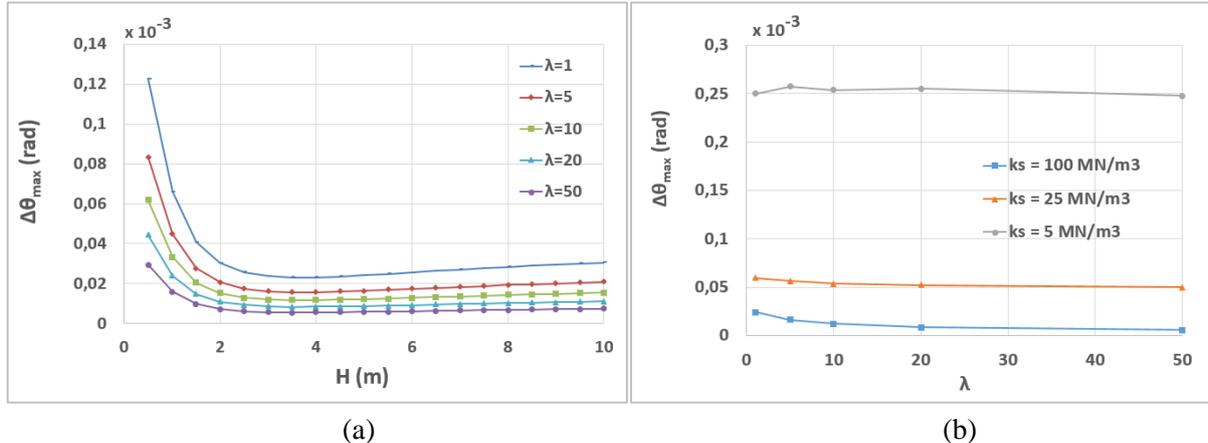
### Modèle de variabilité du sol

Comme décrit dans la section 2.2.2.2, la variabilité longitudinale du sol a été modélisée en utilisant la théorie des champs aléatoires développée par Van Marcke (Van Marcke, 1983). Dans le cas étudié, trois valeurs moyennes du champ aléatoire  $k_s$  ont été retenues (5, 25 et 100 MN/m<sup>3</sup>) correspondant à des sols de faible, moyenne et forte raideurs. Le coefficient de variation de  $k_s$  est pris égal à 0,2. Cinq valeurs du ratio  $\lambda$  ont été également retenues (1, 5, 10, 20 et 50), où  $\lambda$  représente le rapport entre la longueur de corrélation du sol et la longueur du tronçon.

#### 3.2.2.2 Résultats de l'analyse probabiliste

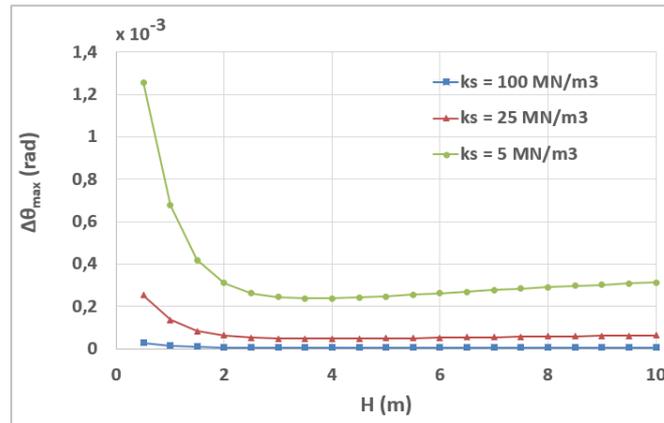
La variable d'intérêt principale dans cette étude est l'ouverture de joint maximale,  $\Delta\theta_{\max}$  sur toute la conduite. Comme présenté dans la section 2.2.2.2, l'analyse probabiliste est effectuée par des simulations de Monte-Carlo (1000 simulations pour chaque cas dans cette étude).

La **Figure 3.13** montre l'influence de la longueur de corrélation du sol sur l'ouverture maximale des joints (la moyenne des ouvertures maximales obtenues sur toutes les simulations) en fonction de la profondeur (**Figure 3.13a**) ou du ratio  $\lambda$  (**Figure 3.13b**). On observe que pour une même profondeur  $H$ ,  $\Delta\theta_{\max}$  est d'autant plus faible que la longueur de corrélation du sol est élevée (**Figure 3.13b**). Une profondeur optimale est également observée quel que soit  $\lambda$ . Enfin, plus le coefficient de réaction du sol  $k_s$  est grand, plus  $\Delta\theta_{\max}$  est réduite (**Figure 3.13b**).



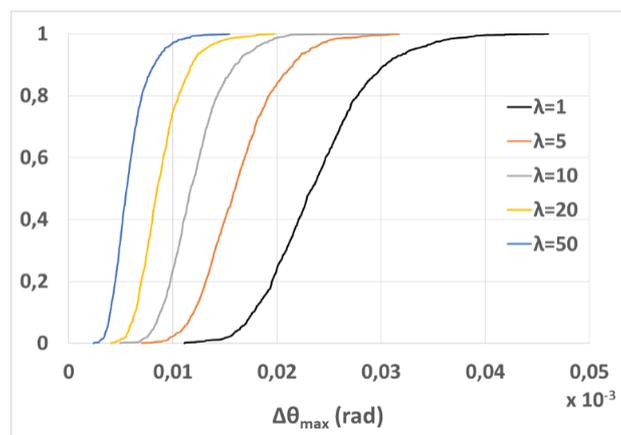
**Figure 3.13 : Influence de la longueur de corrélation du sol sur l'ouverture maximale du joint : pour différentes profondeurs d'enfouissement (a) et différents coefficients de réaction du sol (b)**

La **Figure 3.14** montre l'influence du coefficient de réaction du sol sur  $\Delta\theta_{\max}$  pour une rigidité du joint importante. Plus le sol est raide, plus les valeurs de  $\Delta\theta_{\max}$  sont réduites.



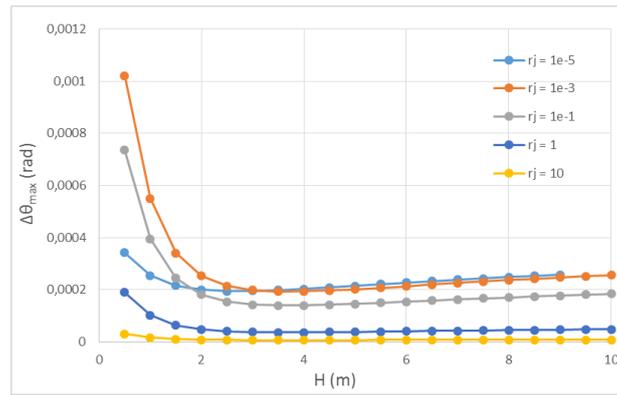
**Figure 3.14 : Influence du coefficient de réaction du sol sur l'ouverture maximale**

La **Figure 3. 15** montre les fonctions de répartition de l'ouverture maximale des joints pour une profondeur d'enfouissement de 5 m. On remarque que les valeurs des ouvertures maximales sont d'autant plus dispersées que la longueur de corrélation du sol est faible.

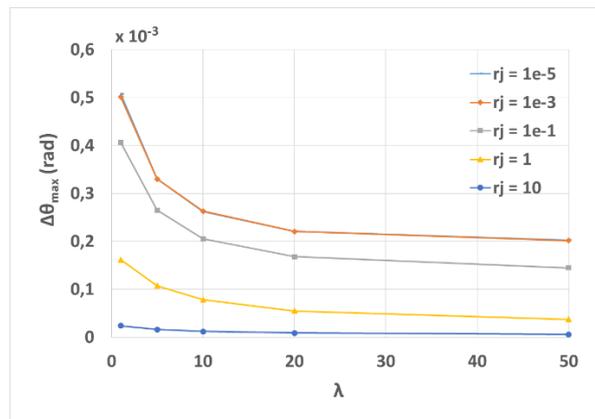


**Figure 3. 15 : Influence de la longueur de corrélation du sol sur la fonction de répartition de l'ouverture maximale pour une profondeur de 5m**

La **Figure 3. 16** restitue l'effet de la rigidité des joints sur  $\Delta\theta_{\max}$  pour des profondeurs ou des longueurs de corrélation différentes,  $r_j$  représentant le ratio entre la rigidité du joint et la rigidité flexionnelle de la conduite. En fonction du joint, une profondeur optimale différente de la conduite est constatée. De même, une plus grande longueur de corrélation a un effet bénéfique (réduction) sur l'ouverture de joint.



(a)



(b)

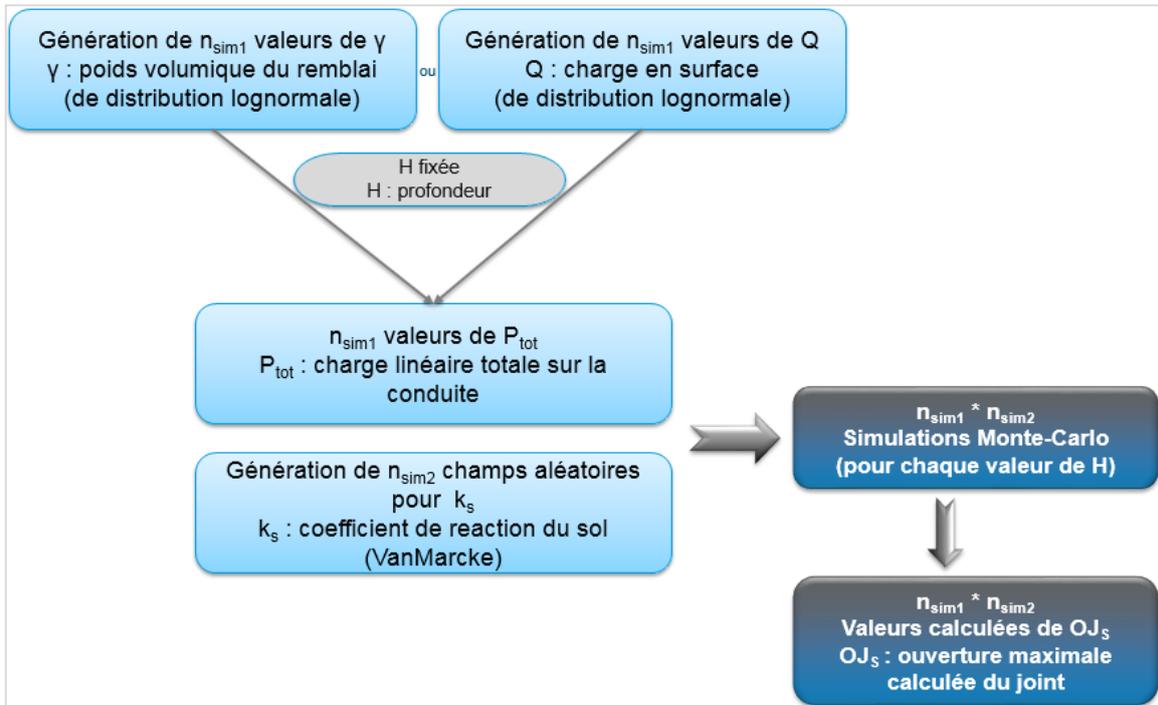
**Figure 3. 16 : Influence sur l'ouverture maximale du joint de la profondeur (a) et de la longueur de corrélation du sol (b) pour plusieurs rigidités de joints**

D'après cette analyse, on remarque que la superposition des effets dus aux poids des terres et aux charges en surface subis par une conduite enterrée, fait apparaître une profondeur optimale d'enfouissement de la conduite. Une profondeur optimale d'enfouissement du même ordre a été obtenue en analysant l'ouverture maximale des joints et en considérant différentes longueurs de corrélation du sol, ou différents coefficients de réaction du sol et une rigidité du joint importante. Cependant, en faisant varier la rigidité du joint, la profondeur optimale d'enfouissement diffère selon le cas, rendant ardue la définition d'une profondeur optimale de la conduite a priori. D'autre part, en considérant la variabilité spatiale du sol, on constate qu'une conduite reposant sur un sol très raide ayant une faible longueur de corrélation possède les ouvertures maximales de joints.

### 3.2.2.3 Résultats de l'analyse fiabiliste

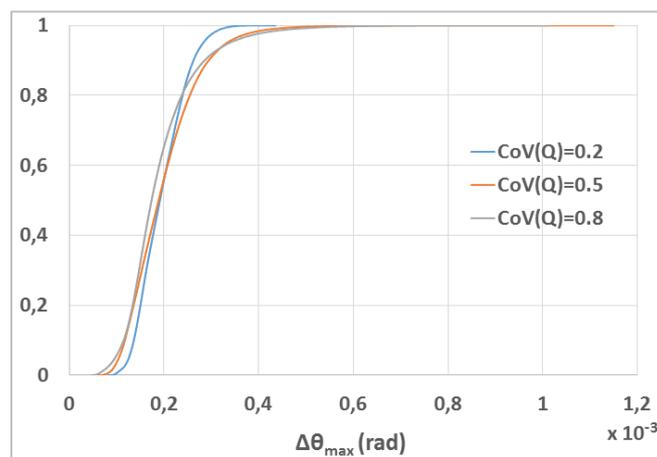
L'analyse fiabiliste menée consiste à évaluer la fiabilité du joint. Dans cette étude, l'un des paramètres, soit la charge en surface  $Q$ , soit le poids volumique du remblai  $\gamma$ , est considéré comme étant une variable aléatoire ayant une distribution lognormale. La valeur moyenne de  $k_s$  est égale à  $100 \text{ MN/m}^3$  et son coefficient de variation égal à  $0,2$  ;  $\lambda$  est égal à  $50$  et  $r_j$  égal à

$10^{-3}$  ; ce jeu de paramètres a été choisi à titre d'illustration. D'abord, une analyse probabiliste est effectuée avec 100 000 simulations Monte-Carlo. La démarche de l'analyse est illustrée en **Figure 3. 17** (où  $n_{sim1} = 100$  et  $n_{sim2} = 1000$ ).



**Figure 3. 17 : Démarche de l'analyse probabiliste pour le cas étudié**

La **Figure 3.18** illustre l'influence du coefficient de variation de Q sur les fonctions de distribution de l'ouverture maximale du joint pour une profondeur d'enfouissement de 3 m. On peut remarquer que plus le coefficient de variation de Q est grand, plus les valeurs calculées sont dispersées.



**Figure 3.18 : Influence du coefficient de variation de Q sur la fonction de distribution cumulative de l'ouverture maximale du joint pour une profondeur d'enfouissement de 3m**

En ce qui concerne la fiabilité des joints, le dysfonctionnement en lien avec l'étanchéité est l'un des dysfonctionnements conduisant à une violation de l'état limite de service (ELS). Il est exprimé en termes d'ouverture de joint par la fonction d'état limite suivante :

$$g_{OJ} = OJ_R - OJ_S \leq 0 \quad (3.8)$$

où  $OJ_R$  est l'ouverture maximale admissible et  $OJ_S$  l'ouverture maximale calculée du joint.

Pour l'ouverture maximale admissible du joint, nous avons adopté une valeur moyenne de 0,001 rad et un coefficient de variation de 0,2. En considérant que  $OJ_S$  suit une distribution lognormale dont la moyenne et l'écart-type sont obtenus à partir des simulations de Monte-Carlo, et en supposant que  $OJ_R$  suit également une distribution lognormale, l'indice de fiabilité  $\beta$  de Hasofer-Lind peut être défini par l'expression (3.9) :

$$\beta = \frac{\ln\left\{\frac{R}{S}[(1+CoV_S^2)/(1+CoV_R^2)]^{1/2}\right\}}{\{\ln[(1+CoV_S^2)(1+CoV_R^2)]\}^{1/2}} \quad (3.9)$$

où  $R$ ,  $S$ ,  $CoVR$ , et  $CoVS$  représentent, respectivement, les valeurs moyennes de  $OJ_R$  et  $OJ_S$  et leurs coefficients de variation. La probabilité de défaillance correspondante est :  $PF = \Phi(-\beta)$  où  $\Phi$  est la fonction de distribution cumulative d'une loi normale centrée réduite. L'intérêt de cette approximation d'Hasofer-Lind est qu'elle peut être intégrée par une formule explicite dans le modèle développé ; sa limitation se traduit par le fait de supposer une distribution lognormale de  $OJ_R$ . La Figure 3. 19 illustre la méthode de calcul de l'indice de fiabilité  $\beta$ .

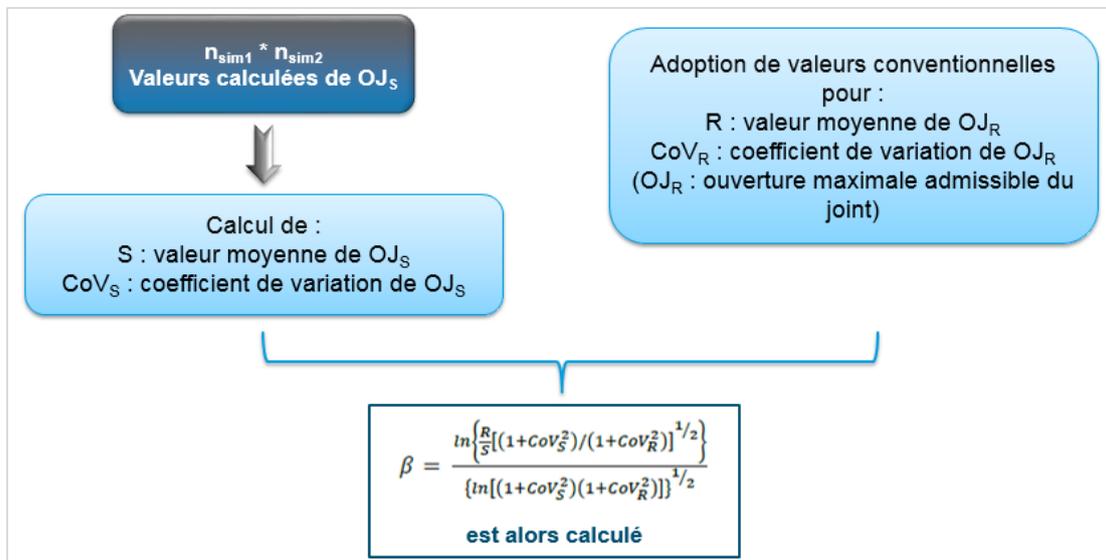
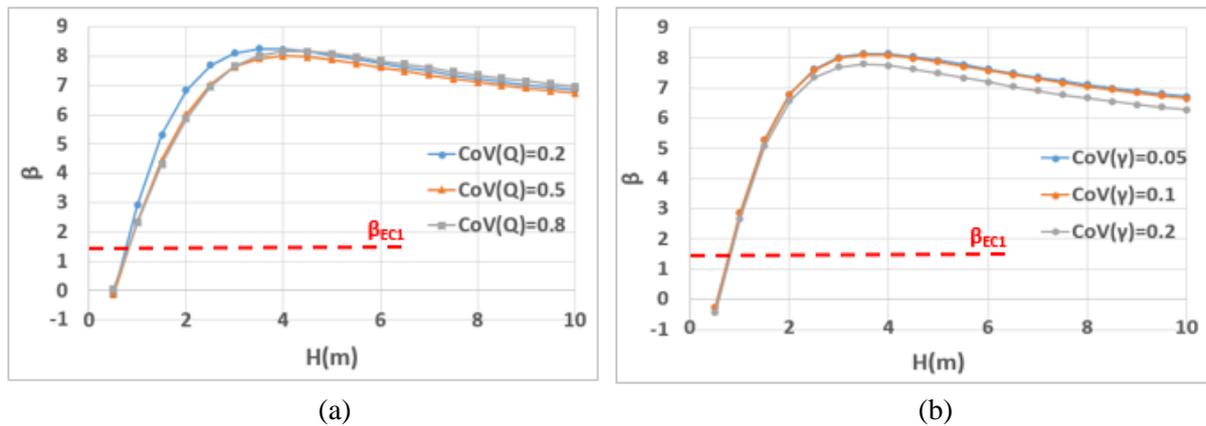


Figure 3. 19 : Calcul de l'indice de fiabilité  $\beta$

La valeur cible de l'indice de fiabilité  $\beta_{EC1}$  dans l'Eurocode 1 est égale à 1,5 pour l'ELS (état limite de service) (Eurocode 1, 1991). Les valeurs des indices de fiabilité  $\beta$  obtenus doivent être considérées de manière relative plutôt qu'absolue, pour les raisons suivantes :

- le caractère arbitraire des valeurs adoptées pour les valeurs admissibles,
- le type de distribution probabiliste,
- les incertitudes du modèle représentant les caractéristiques du sol.

La **Figure 3. 20** montre les valeurs de l'indice de fiabilité  $\beta$  en fonction de la profondeur d'enfouissement de la conduite. On peut remarquer que, pour une profondeur d'enfouissement inférieure à 1 m, la valeur cible de l'indice de fiabilité ( $\beta_{EC1} = 1,5$ ) n'est pas atteinte, ce qui signifie que pour être dans la zone de sécurité, la profondeur d'enfouissement de la conduite ne peut pas être inférieure à 1m.



**Figure 3. 20 : Valeurs de l'indice de fiabilité  $\beta$  pour : différents coefficients de variation de  $Q$  (a) et différents coefficients de variation de  $\gamma$  (b)**

### 3.2.3 Etude des effets de la variation de la teneur en eau et de la variabilité spatiale du sol sur la réponse d'une conduite enterrée

La teneur en eau est un des facteurs qui affectent la rigidité du sol. Ainsi, les variations de la teneur en eau, suite aux fluctuations saisonnières de la pluviométrie, peuvent influencer la réponse des conduites enterrées. D'autre part, la variabilité spatiale des propriétés du sol affecte également la réponse structurale d'un ensemble de conduites, tant en termes de redistribution d'efforts qu'en termes de mouvement d'ouvrage. On s'intéresse donc, dans l'étude présentée dans cette partie (Darwich et al., 2018), à l'effet de la variation de la teneur en eau du sol sur la réponse d'une conduite enterrée, en tenant compte de la variabilité spatiale du sol. La conduite considérée consiste en une suite de tronçons liés par des joints, et est soumise aux effets du poids des terres et des charges en surface dues au trafic ou aux structures susjacentes, et à une pression interne de 5 bars. Elle est similaire à celle présentée dans la section 3.2.2. Le rapport  $a_q$  est pris égal à 0.5, le rapport  $b_k$  est de 0.333, et l'arc d'appui  $\alpha$  du sol est de  $60^\circ$ .

#### 3.2.3.1 Relation entre la teneur en eau et la rigidité du sol

Il n'existe pas, dans la littérature, de relation explicite reliant directement la rigidité du sol (propriété mécanique), et par conséquent le coefficient de réaction  $k_s$ , à la teneur en eau  $w$

(propriété physique). En prenant compte de l'observation suivante, qu'une diminution de la teneur en eau du sol entraîne la consolidation de ce dernier, le rendant plus rigide (Mellizo, 2010), on suppose par conséquent que la fonction reliant  $k_s$  à  $w$  est décroissante et peut s'écrire sous la forme suivante (équation (3. 10)) :

$$k_s = a (w - w_0)^b + k_{s0} \tag{3. 10}$$

où  $w$  est la teneur en eau volumique du sol,  $w_0$  et  $k_{s0}$  sont respectivement la teneur en eau volumique la plus faible du sol considéré et le coefficient de réaction correspondant (en  $\text{MN/m}^3$ ) ;  $a$  et  $b$  sont deux paramètres à identifier.

Trois cas ont été envisagés (Figure 3. 21) : le premier suppose une décroissance non linéaire forte pour les faibles teneurs en eau puis faible par la suite, le deuxième suppose une relation linéaire, et le dernier considère une décroissance non linéaire faible pour les faibles teneurs en eau et conséquente pour les fortes teneurs en eau.

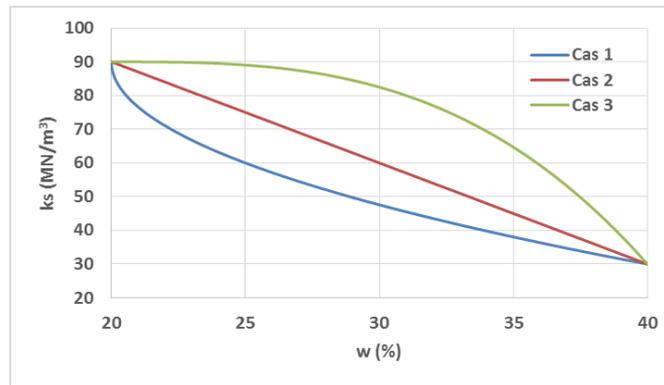


Figure 3. 21 : Les différents cas considérés pour la relation entre  $k_s$  et  $w$

Tableau 3. 5 : Les coefficients  $a$  et  $b$  obtenus pour les trois cas considérés

	Cas 1	Cas 2	Cas 3
<b>a</b>	-13,416	-3	-0,0075
<b>b</b>	0,5	1	3

Des mesures de la teneur en eau volumique ont été réalisées (Fernandes, 2014) sur une période allant de Juin 2008 à Janvier 2015 (Figure 3. 22a) et sur une profondeur allant jusqu'à 3m (Figure 3. 22b). Ces mesures montrent que la teneur en eau volumique mesurée sur le site considéré varie entre 20% et 40% tout au long de l'année ; ainsi, on peut considérer que  $w_0$  est égale à 20%.  $k_{s0}$  est pris égal à  $90 \text{ MN/m}^3$ , correspondant à l'état le plus rigide du sol. La valeur la moins élevée de la rigidité du sol (coefficient de réaction) est prise égale à  $30 \text{ MN/m}^3$ , à laquelle correspond une teneur en eau volumique de 40%. Des valeurs des paramètres  $a$  et  $b$  sont proposées pour représenter chacun des trois cas envisagés (Tableau 3.5 et Figure 3. 21).

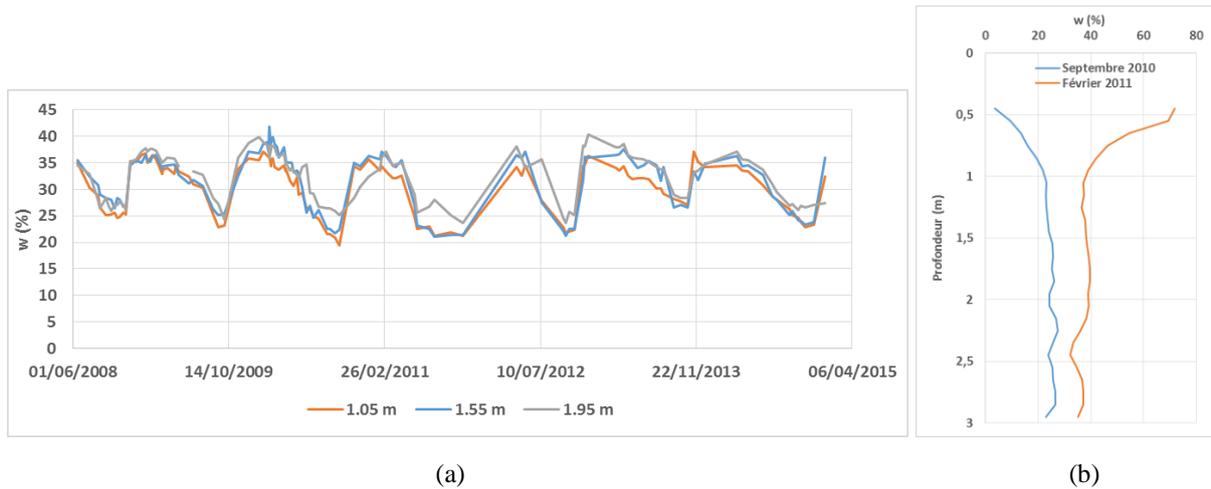


Figure 3. 22 : Variation de la teneur en eau volumique en fonction du temps (a) et de la profondeur (b)

D'autre part, un traitement des mesures de la teneur en eau volumique réalisées à une profondeur de 1m a permis de déterminer leurs valeurs moyennes (Figure 3. 23) sur les mois de l'année. Ces valeurs (voir Figure 3. 23) permettent de retenir, sur l'année, deux périodes significativement différentes :

- une **période A** (de six mois) allant de Mai à Octobre,
- une **période B** allant de Novembre jusqu'à Avril.

L'analyse statistique des  $w$  mesurées a permis d'obtenir une moyenne et un coefficient de variation de  $w$  respectivement de 27% et 0,15 pour la **période A**, et de 34% et 0,1 pour la **période B**.

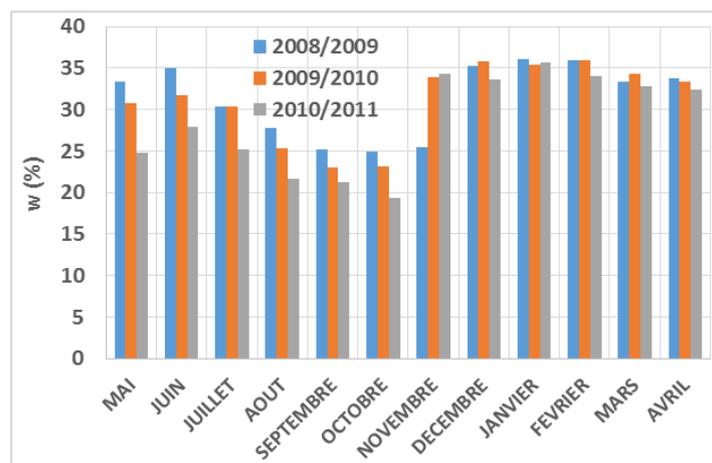


Figure 3. 23 : Valeurs moyennes des teneurs en eau volumiques mesurées sur les mois de l'année

Après avoir vérifié que ces mesures pouvaient être décrites par une distribution lognormale, des simulations Monte Carlo ont été réalisées pour évaluer  $k_s$  selon l'équation (3. 10) pour les trois

cas et les deux périodes considérées. Le **Tableau 3. 6** montre les moyennes et les coefficients de variation de  $k_s$  obtenus. Le cas 4 correspond à la situation où il n'existe pas de lien entre  $w$  et  $k_s$ . C'est le cas retenu pour le dimensionnement de conduites généralement.

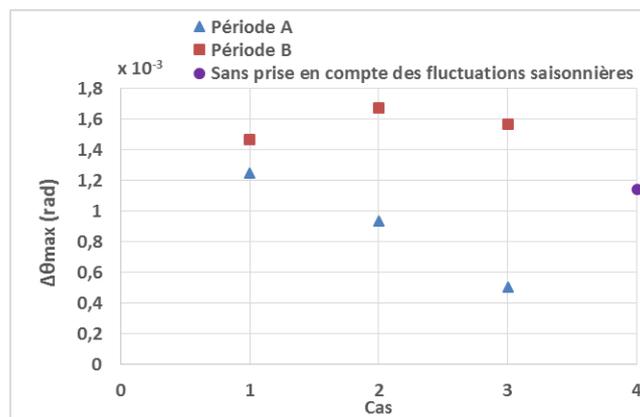
**Tableau 3. 6 : Moyennes (en MN/m<sup>3</sup>) et coefficients de variation obtenus pour  $k_s$  selon le cas considéré**

	Cas 1	Cas 2	Cas 3	Cas 4
<b>Période A</b>	moy( $k_s$ ) = 55,4 CV( $k_s$ ) = 0,185	moy( $k_s$ ) = 68,3 CV( $k_s$ ) = 0,171	moy( $k_s$ ) = 84,4 CV( $k_s$ ) = 0,107	moy( $k_s$ ) = 60,4 CV( $k_s$ ) = 0,184
<b>Période B</b>	moy( $k_s$ ) = 40,2 CV( $k_s$ ) = 0,154	moy( $k_s$ ) = 48,1 CV( $k_s$ ) = 0,213	moy( $k_s$ ) = 65,7 CV( $k_s$ ) = 0,272	

### 3.2.3.2 Résultats de l'analyse probabiliste

La réponse de la conduite en termes d'ouverture maximale de joint, de déplacement maximal et de contrainte circonférentielle maximale est évaluée, à travers le modèle 2,5D de la conduite, par des simulations Monte Carlo pour les sept cas du **Tableau 3. 6**.

Les **Figures 3. 24, 3. 25 et 3. 26** illustrent les résultats obtenus. Ces figures montrent qu'en comparaison avec le cas 4 qui ne tient pas compte de l'effet des fluctuations saisonnières sur la rigidité du sol, il existe des cas non conservatifs où les réponses obtenues dépassent celles du cas 4. La **Figure 3. 27** montre les fonctions de répartition de l'ouverture maximale de joint et de la contrainte circonférentielle au point BI3 pour les sept cas étudiés.



**Figure 3. 24 : Ouverture de joint maximale obtenue pour les différents cas**

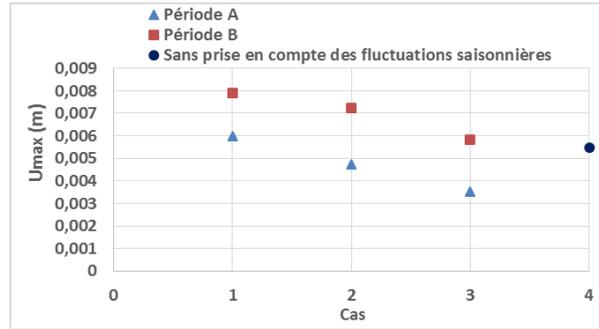
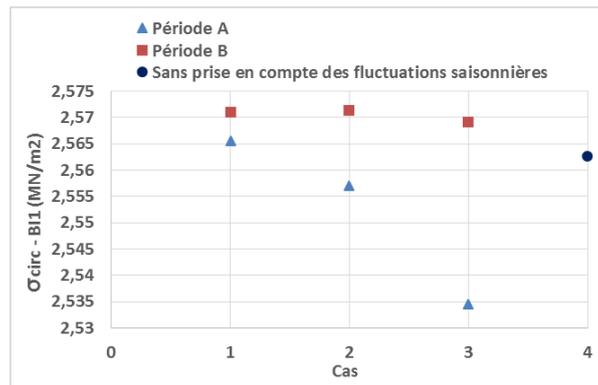
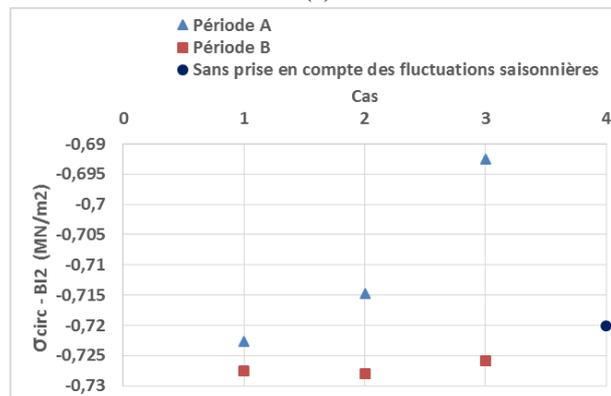


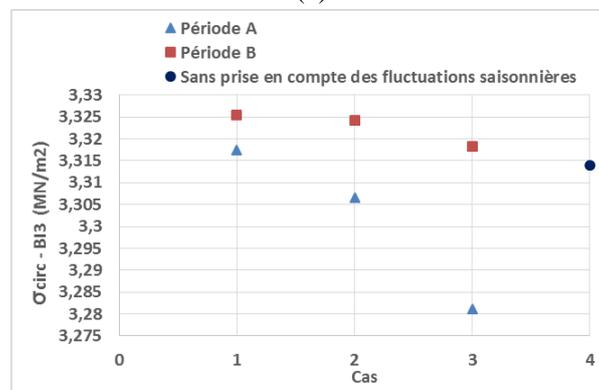
Figure 3. 25 : Déplacement vertical maximal (en valeur absolue) obtenu pour les différents cas



(a)

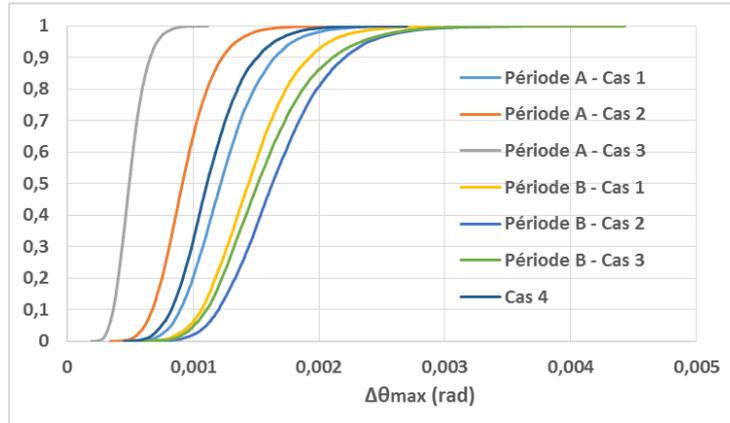


(b)

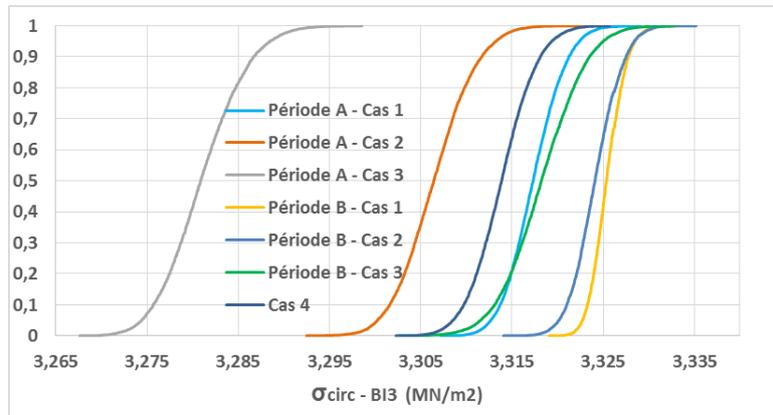


(c)

Figure 3. 26 : Contraintes circonférentielles maximales obtenues en BI1 (a), BI2 (b) et BI3 (c)



(a)



(b)

**Figure 3. 27 : Fonction de répartition de l'ouverture maximale de joint (a), et de la contrainte circonférentielle au point BI3 (b), pour les différents cas considérés**

Pour mettre en évidence la nécessité de prendre en compte l'effet des fluctuations saisonnières, on considère les résultats obtenus pour les ouvertures de joint maximales en **Figure 3. 24**, et on suppose par exemple que la valeur limite acceptable pour l'ouverture est de  $1,4 \cdot 10^{-3}$  rad ; dans le cas où on ne tient pas compte de l'effet des fluctuations saisonnières sur la rigidité du sol, le résultat à comparer à cette valeur limite est celui obtenu pour le cas 4 qui est inférieur à  $1,4 \cdot 10^{-3}$  rad et est donc acceptable. Alors que si on considère ces fluctuations saisonnières, les résultats à comparer à la valeur limite sont ceux obtenus pour les deux périodes A et B ; on remarque en **Figure 3. 24** que tous les résultats obtenus dans la période B dépassent  $1,4 \cdot 10^{-3}$  rad et sont donc inacceptables. Le cas 4 a donc été conservatif. Une analyse semblable pourrait être menée pour les résultats des déplacements présentés en **Figure 3. 25** et les résultats des contraintes présentés en **Figure 3. 26**.

L'étude présentée dans cette section a donc mis en évidence la nécessité de prendre en compte l'effet des fluctuations saisonnières sur la rigidité du sol dans l'évaluation de la réponse géomécanique des conduites enterrées.

### 3.3 Conclusions du chapitre

Dans ce chapitre, nous avons présenté différentes études réalisées dans le cadre de la thèse. Il était décomposé en deux parties. Dans la première, une relation entre le module de Young et le coefficient de réaction du sol a été établie à partir du modèle 3D. La deuxième partie a présenté les études réalisées avec le modèle 2,5D.

Dans la première section de cette partie, ont été présentées quatre études paramétriques menées pour étudier respectivement les effets de la pression interne  $P_i$ , du rapport  $a_q$  entre les chargements verticaux et horizontaux, du module de Young  $E_b$  du béton, et du rapport  $\lambda$  entre la longueur de corrélation du sol et la longueur du tronçon sur les contraintes circonférentielles dans la section transversale.

Dans la deuxième section, a été présenté un cas d'application afin d'étudier les effets de la rigidité des joints, de la variabilité du sol et des chargements extérieurs sur la réponse d'une conduite en termes d'ouvertures de joints. L'analyse probabiliste menée a montré qu'en considérant la variabilité spatiale du sol, une conduite reposant sur un sol raide ayant une longueur de corrélation élevée possède les ouvertures maximales de joints. D'autre part, une analyse fiabiliste réalisée a montré que, pour être dans la zone de sécurité (par rapport à l'état limite de service défini dans l'Eurocode 1), la profondeur d'enfouissement de la conduite ne peut pas être inférieure à 1m.

Dans la dernière section, est décrite une analyse probabiliste réalisée pour étudier l'effet de la variation de la teneur en eau du sol sur la réponse d'une conduite enterrée en termes d'ouverture maximale de joint, de déplacement maximal et de contrainte circonférentielle maximale, tenant compte de la variabilité spatiale du sol. L'étude présentée a mis en évidence la nécessité de prendre en compte l'effet des fluctuations saisonnières sur la rigidité du sol dans l'évaluation de la réponse géo-mécanique des conduites enterrées.



---

# CHAPITRE 4

## *Outil numérique et application à une zone d'étude*

---



### Outil numérique et application à une zone d'étude

---

Ce chapitre constitue la finalité opérationnelle de l'étude. La démarche s'intègre dans un contexte de gestion patrimoniale du réseau des conduites de transfert. Ainsi, souhaitant une gestion optimisée de ce réseau, le gestionnaire du projet a besoin d'un outil lui permettant d'évaluer la performance géo-mécanique des conduites, et voir s'il est nécessaire de procéder à un suivi en termes d'inspection, à une maintenance ou à un renouvellement.

La première partie consiste en une description de l'outil numérique qui a été développé dans le cadre de cette thèse. Ensuite, dans la deuxième partie, nous présentons une démonstration complète de la faisabilité de la démarche, réalisée sur une zone particulière du patrimoine géré par le gestionnaire pour qualifier l'outil numérique et s'assurer qu'il répond à ses besoins.

#### 4.1 L'outil numérique

L'outil numérique développé est basé sur l'approche décrite au **Chapitre 2**. Pour la modélisation géo-mécanique, il intègre le « modèle 2,5D », présenté dans la section 2.2.2.1 (c). L'analyse y est faite dans un contexte incertain en se basant sur les approches stochastiques décrites dans la section 2.2.2.2, et les indicateurs de criticité sont évalués suivant la démarche présentée dans la section 2.2.2.3, et montrée concrètement par les calculs menés au **Chapitre 3**. Ainsi, en lui fournissant les données d'entrée nécessaires, l'outil donne les réponses géo-mécanique de la conduite considérée (ou du système de conduites considéré), et évalue un indicateur de criticité permettant d'estimer sa performance vis-à-vis des états limites définis en lien avec la surveillance ou le renouvellement. La **Figure 4. 1** montre une vision globale de l'ordinogramme de l'outil.

L'outil numérique a été nommé « **PERFECCT'EAU** », désignant : « **P**erformance **E**valuation **R**esulting from **F**inite **E**lement **C**onduct **C**alculation **T**ool » (i.e., Evaluation de performance via un outil de calcul en éléments finis pour les conduites), et « **EAU** » pour préciser qu'il concerne les conduites d'eau. Cet outil est un ensemble autonome qui permet de lancer, à travers une interface graphique, un calcul géo-mécanique (en contexte incertain) d'une conduite enterrée ; ainsi, l'utilisateur n'a pas besoin de connaître un langage ni de saisir des commandes pour s'en servir. La **Figure 4. 2** illustre la fenêtre principale de l'interface graphique de l'outil. L'utilisateur peut démarrer l'étude de la performance d'une conduite (ou d'un système de conduites) en créant un nouveau projet (**Figure 4. 2**), ou revoir les données et les résultats d'une étude précédemment menée en ouvrant un ancien projet.

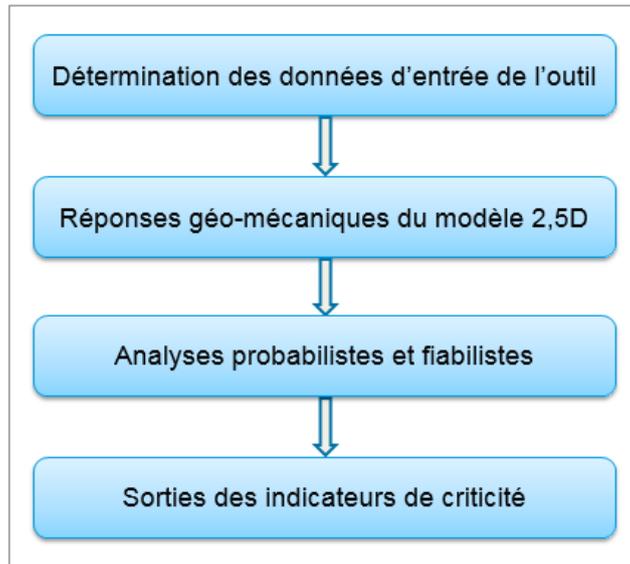


Figure 4. 1 : Ordinogramme de l'outil

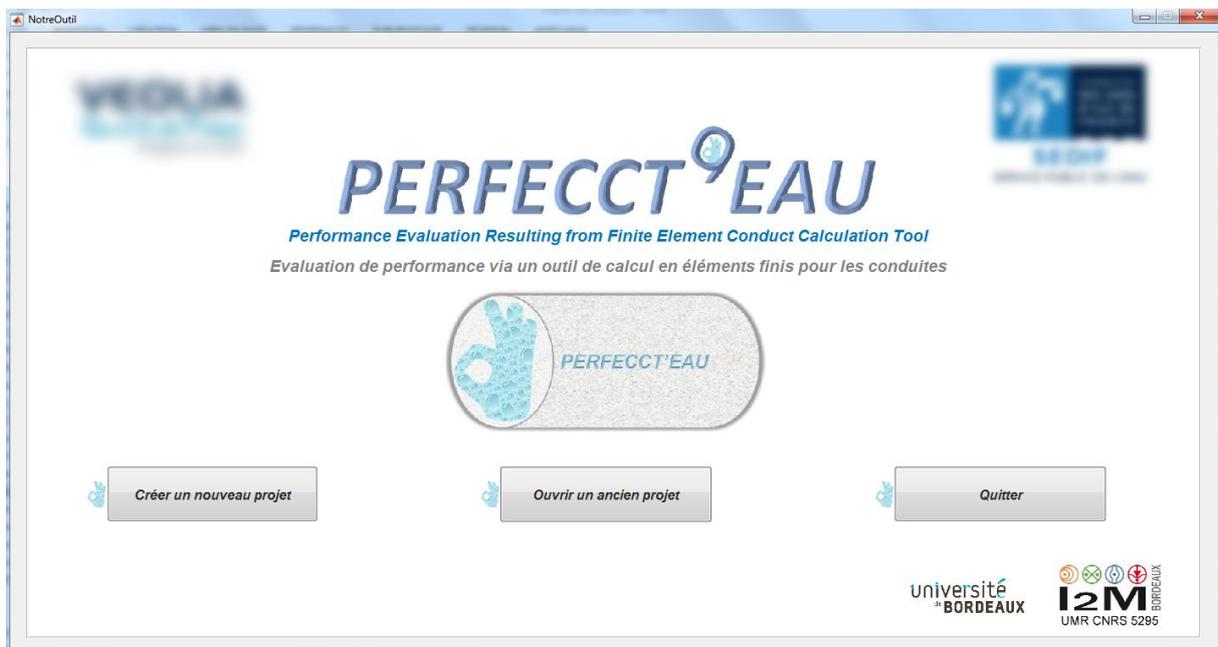
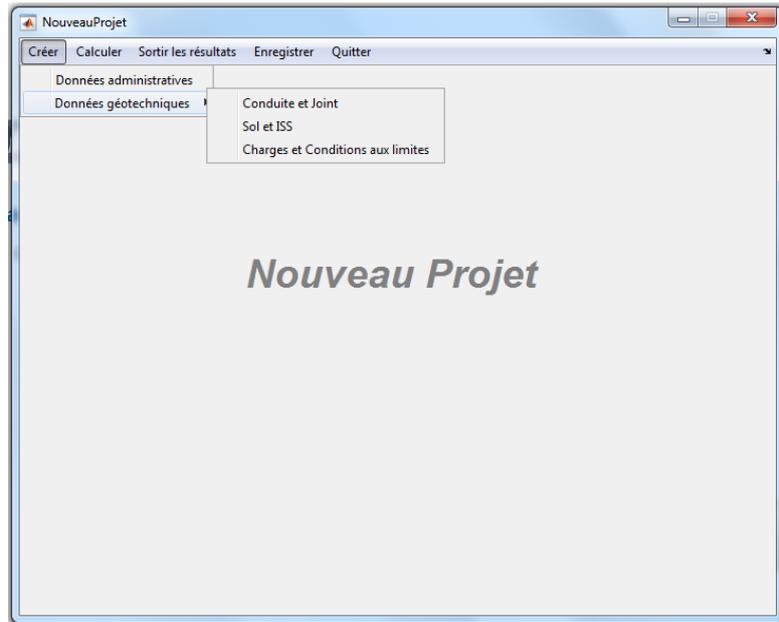


Figure 4. 2 : Fenêtre principale de l'interface graphique de l'outil « PERFECT'EAU »

Pour mener une étude (*Créer un nouveau projet*), l'utilisateur fournit d'abord les données d'entrée concernant le projet (**Figure 4. 3**) :

- les données administratives : onglet facultatif, qui aide à l'organisation des projets ;
- les données géotechniques : données concernant le système sol-conduite, et nécessaires pour mener une étude.



**Figure 4. 3 : Création d'une nouvelle étude**

Pour les données concernant la conduite et le joint (**Figure 4. 4**), l'outil prend en entrée :

- les caractéristiques géométriques de la conduite :
  - longueur totale,
  - nombre de tronçons,
  - rayon extérieur,
  - épaisseur,
  - profondeur d'enfouissement ;
- les caractéristiques mécaniques de la conduite :
  - module de Young du béton,
  - module de Young de l'acier,
  - Ou bien :*
  - module équivalent de la conduite ;
- le nombre d'éléments finis pour la discrétisation du tronçon ;
- le ratio entre la rigidité du joint et la rigidité flexionnelle de la conduite.

Les données d'entrée du sol (**Figure 4. 5**) concernent :

- ses propriétés géo-mécaniques :
  - le coefficient de réaction  $k_s$ ,
  - le poids volumique du remblai,
  - l'arc d'appui (entre la conduite et le lit de pose) ;
- sa variabilité spatiale (au cas où elle est considérée) :
  - le coefficient de variation de  $k_s$ ,
  - la longueur de corrélation,
  - le nombre de simulations.

Conduite

Caractéristiques géométriques

Nombre de tronçons

Longueur totale  m

Rayon extérieur  m

Epaisseur  m

Profondeur d'enfouissement  m

Caractéristiques mécaniques

Module de Young  Pa

Discretisation

Nombre d'éléments finis par tronçon

Joint

Ratio de rigidité

Valider

Figure 4. 4 : Données d'entrée concernant la conduite et le joint

Propriétés géo-mécaniques

Coefficient de réaction du sol  N/m3

Poids volumique du remblai  N/m3

Arc d'appui  degrés

Variabilité spatiale du sol

Oui  Non

Si oui

Théorie de la variabilité spatiale

Coefficient de variation de ks

Rapport\_Longueur de corrélation de ks

Nombre de simulations

Valider

Figure 4. 5 : Données d'entrée concernant le sol

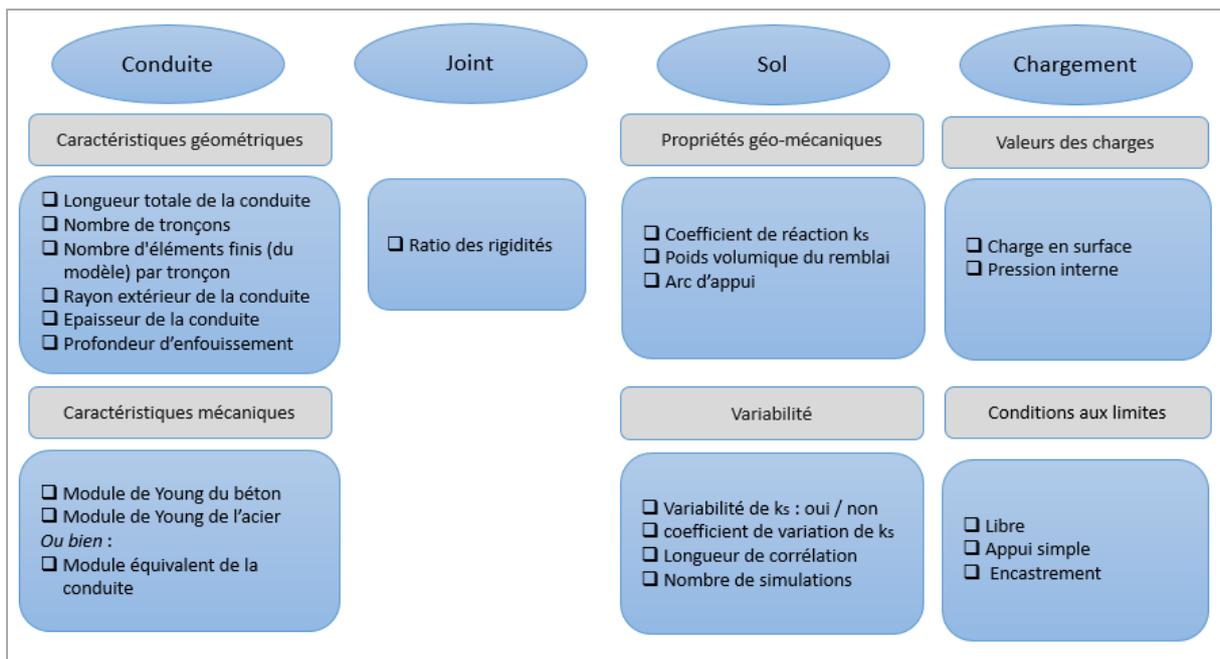
Pour les chargements et les conditions aux limites (**Figure 4. 6**), les données nécessaires sont :

- la pression interne ;
- la charge en surface ;
- le type des conditions aux limites
  - appuis libres,
  - appuis simples,
  - encastremets.



**Figure 4. 6 : Données d'entrée concernant les chargements et les conditions aux limites**

La **Figure 4. 7** illustre l'ensemble des données d'entrée nécessaires à saisir pour l'outil « PERFECT'EAU ».



**Figure 4. 7 : Récapitulatif des données d'entrée nécessaires pour l'outil « PERFECT'EAU »**

Quand toutes les données seront fournies, l'utilisateur pourra lancer le calcul à travers l'onglet « Calculer » (**Figure 4. 3**) et déployer les différents résultats (réponses géo-mécaniques, indices de fiabilité et indicateurs de criticité) à travers l'onglet « Sortir les résultats ». Il pourra aussi enregistrer les données et les résultats obtenus à travers l'onglet « Enregistrer ». Dans la partie suivante, nous présentons une application concrète de l'outil « PERFECT'EAU », en illustrant les résultats obtenus.

## 4.2 Application de l'outil « PERFECCT'EAU » à une zone pilote

Cette partie présente une démonstration complète de la faisabilité de la démarche, réalisée à travers une application concrète de l'outil « PERFECCT'EAU » sur une zone particulière, appelée zone pilote, gérée par le gestionnaire du projet. Dans la première section de cette partie, nous décrivons les critères d'identification de la zone pilote. Ensuite, nous présentons les données d'entrée de l'outil auxquelles nous avons accès et comment déterminer indirectement celles qui sont inaccessibles. Enfin, nous présentons les sorties de l'outil « PERFECCT'EAU ».

### 4.2.1 Identification de la zone pilote

La démarche consiste à identifier une zone particulière (zone pilote) où l'on extrait les données d'entrée nécessaires pour l'outil. Ainsi, la zone choisie est celle la plus pertinente et la plus riche, parmi celles proposées, en termes de données pour le calcul.

Dans cette section, est présentée une analyse des données concernant des zones où le gestionnaire du projet avait des chantiers avec des données géotechniques disponibles. Une liste de huit zones avec le nombre de chantiers associé à chaque zone, le linéaire de type BONNA existant, ainsi que les données géotechniques disponibles, nous a été fournie (voir **Tableau 4.1**). Il a été convenu d'identifier dans une première étape les zones les plus intéressantes. Deux zones sont alors considérées parmi les huit présentes :

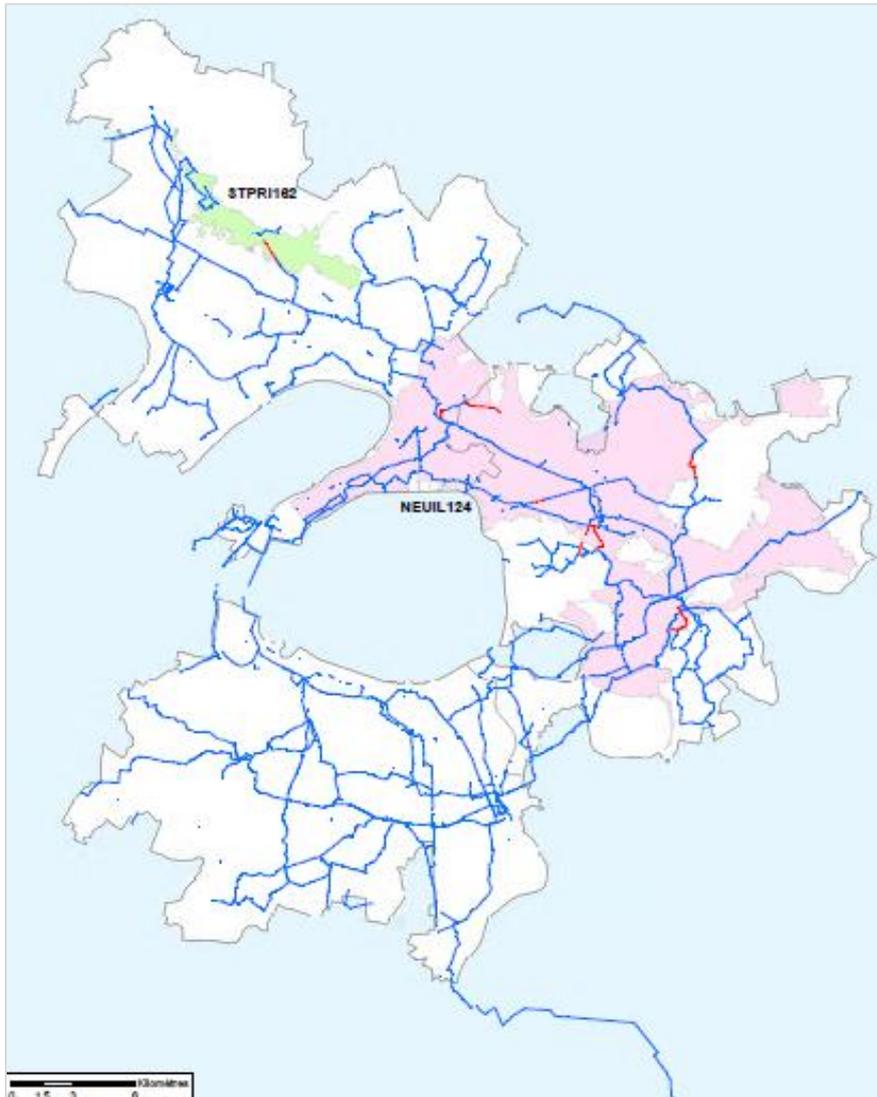
- **NEUIL124**, à une échelle intermédiaire : dans cette zone, se trouve le plus grand linéaire BONNA (5 690 m) mais avec un pourcentage faible des données géotechniques (4%) ; en revanche, il y existe le plus grand nombre de chantiers (7 chantiers) et donc une dispersion plus importante de données peut être constatée, ce qui peut être utile.
- **STPRI162**, à une échelle locale (en relatif) : dans cette zone, il y a le plus grand pourcentage de linéaire BONNA avec des données géotechniques (19%) sur un seul chantier, en conséquence, cette zone affiche une meilleure représentativité par rapport aux autres.

**Tableau 4.1 : Liste des zones fournie par le gestionnaire du projet**

	Nb de chantiers associés	Linéaire Bonna avec données géotech (m)	Linéaire Bonna total (m)
<b>CHOIS122</b>	6	2 130	158 661
<b>MERYS110</b>	4	2 320	103 588
<b>MONCY153</b>	2	1 900	23 725
<b>NEUIL124</b>	7	5 690	139 927
<b>PALAI170</b>	1	280	12 711
<b>PBLAN240</b>	1	300	12 143
<b>STPRI162</b>	1	1 550	8 252
<b>VILJU150</b>	1	200	10 909

#### 4.2.1.1 Extraction des données accessibles dans les bases de données disponibles

Le gestionnaire a, dans une deuxième étape, fourni les documents géotechniques concernant les huit chantiers présents dans les deux zones citées (NEUIL124 et STPRI162). La **Figure 4.8** montre la localisation des chantiers des deux zones identifiées sur le réseau des conduites de transfert (feeders) de type BONNA.



**Figure 4.8 : Localisation des chantiers des zones identifiées sur le réseau des feeders en BONNA**

Le traitement des documents fournis permet d'identifier d'abord des données générales communes aux différents chantiers (des données sur la conduite, la nature des sols reconnus, etc.) (**Tableau 4. 2**). Des informations sur le niveau de certains aléas sont également présentes dans les documents fournis (**Tableau 4. 3**). Concernant les tests menés, les résultats de plusieurs tests existent pour la plupart de chantiers, cependant, d'autres tests assez intéressants (comme le sondage pressiométrique) ne sont renseignés que pour certains chantiers (**Tableau 4. 4**).

**Tableau 4. 2 : Données générales présentes dans les documents fournis**

<b>Données générales</b>	Projet
	Diamètre DN
	Linéaire
	Profondeur d'enfouissement
	Matériau
	Méthodes de pose de la conduite
	succession géologique
	Nature des sols reconnus
	Caractéristiques pénétrométriques (résistance dynamique)
	Observations concernant l'eau
	essais de laboratoire (GTR)
	résultats amiantes
	conditions de compactage

**Tableau 4. 3 : Types d'aléas renseignés dans les documents fournis**

<b>Aléas</b>	aléas « inondation »
	« dissolution de gypse antéludien »
	« retrait gonflement des argiles »
	sismique
	proximité d'une zone d'ancienne exploitation souterraine ou à ciel ouvert

**Tableau 4. 4 : Tests présents dans les documents fournis**

<b>Tests présents pour la plupart des chantiers</b>	Pénétromètre dynamique + Tarière
	Sondage carotte
	Classification des sols selon le G.T.R 92
	Analyse granulométrique
	Mesure de la capacité d'absorption de bleu de méthylène d'un sol
	Equivalent de sable
	Wessling (détection d'amiante)
<b>Tests présents pour peu des chantiers</b>	Détermination des limites d'Atterberg
	Sondage destructif
	Sondage pressiométrique
	Détermination de la masse volumique des particules solides des sols
	Essai de cisaillement
	Test de chute sans et avec train de tige

Ensuite, une analyse a été réalisée pour identifier les données utiles qui peuvent être extraites des documents fournis. Le **Tableau 4. 5** montre la liste des données accessibles dans les

documents. Les différentes couleurs permettent de distinguer le niveau d'accessibilité des données dans les documents fournis :

- en vert : les données accessibles dans la base de données du fabricant des conduites de type BONNA (BONNA, 1992 ; BONNA, 1993 (a-b) ; BONNA, 1994 (a-b) ; BONNA, 1996) ;
- en orange et en rose : les données accessibles dans les documents concernant les chantiers (L'Annexe D présente un récapitulatif des documents fournis par le gestionnaire, concernant les huit chantiers) :
  - en orange : données accessibles pour tous les chantiers ;
  - en rose : données accessibles pour peu de chantiers.

**Tableau 4. 5 : Données accessibles dans les documents fournis**

<b>Tronçon</b>	Caractéristiques géométriques	Longueur Diamètre intérieur Diamètre extérieur Epaisseur du revêtement intérieur en béton Epaisseur du revêtement extérieur en béton Epaisseur de l'âme tôle Rayon des spires Espacement des spires Recouvrement de béton Epaisseur du mortier Epaisseur des bagues de joint
	Caractéristiques mécaniques	Module de Young du béton Coefficient de Poisson du béton Limite élastique pour le béton Module de Young de l'acier Coefficient de Poisson de l'acier Limite élastique pour l'acier
<b>Sol</b>	Propriétés géo-mécaniques	Nature du sol Angle de frottement Cohésion Poids volumique
		Largeur des tranchées Profondeur d'enfouissement Arc d'appui
<b>Chargement</b>		Voirie et trafic en dessus de la conduite
		Pression interne
		Présence de nappe phréatique

Ainsi, nous avons pu distinguer ce qui manque parmi les données d'entrée nécessaires à saisir pour l'outil « PERFECCT'EAU » (Figure 4. 7). La Figure 4. 9 montre, en encadré rouge, les données nécessaires manquantes.

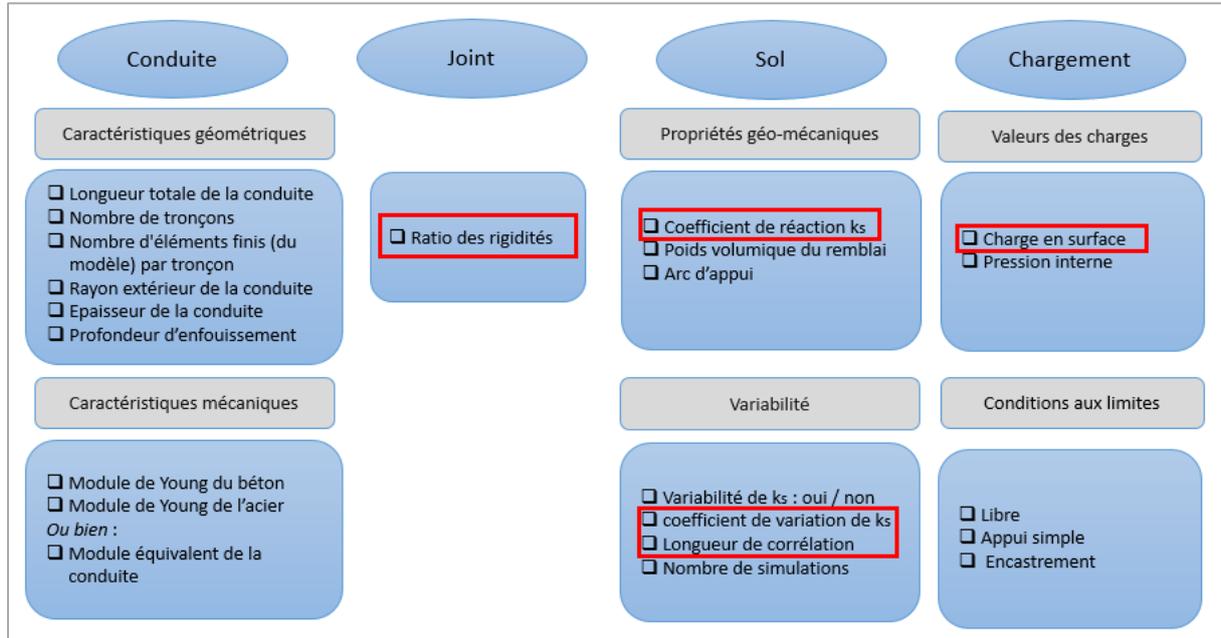


Figure 4. 9 : Données manquantes dans les documents fournis (données encadrées en rouge)

#### 4.2.1.2 Acquisition des données à travers l'instrumentation d'une conduite

Dans le cadre de la thèse, un accord de collaboration entre le gestionnaire et l'I2M a permis d'effectuer une série des tâches qui porte notamment sur l'acquisition expérimentale des grandeurs d'intérêt (longueur de corrélation, raideur du système sol-conduite) (Yanez-Godoy et al., 2018). Cela a permis d'instrumenter une nouvelle conduite remplaçant l'ancienne sur l'un des sept chantiers de la zone NEUIL124. L'ancienne conduite enterrée est remplacée par une nouvelle conduite d'adduction d'eau potable (en béton armé à âme en tôle), nommée « DN800 Saint Denis ». L'acquisition des données au travers de l'instrumentation de cette canalisation renouvelée apporte, d'une part, une information qui n'est pas accessible dans les bases de données et d'autre part, permet de qualifier l'outil « PERFECCT'EAU ». Par conséquent, le chantier « **DN800 Saint Denis** » devient l'endroit le plus pertinent et le plus riche en données disponibles, et est choisi comme **zone pilote** où nous présentons une application concrète de l'outil numérique. La Figure 4. 10 montre la localisation de cette zone pilote sur la carte des chantiers de NEUIL124.

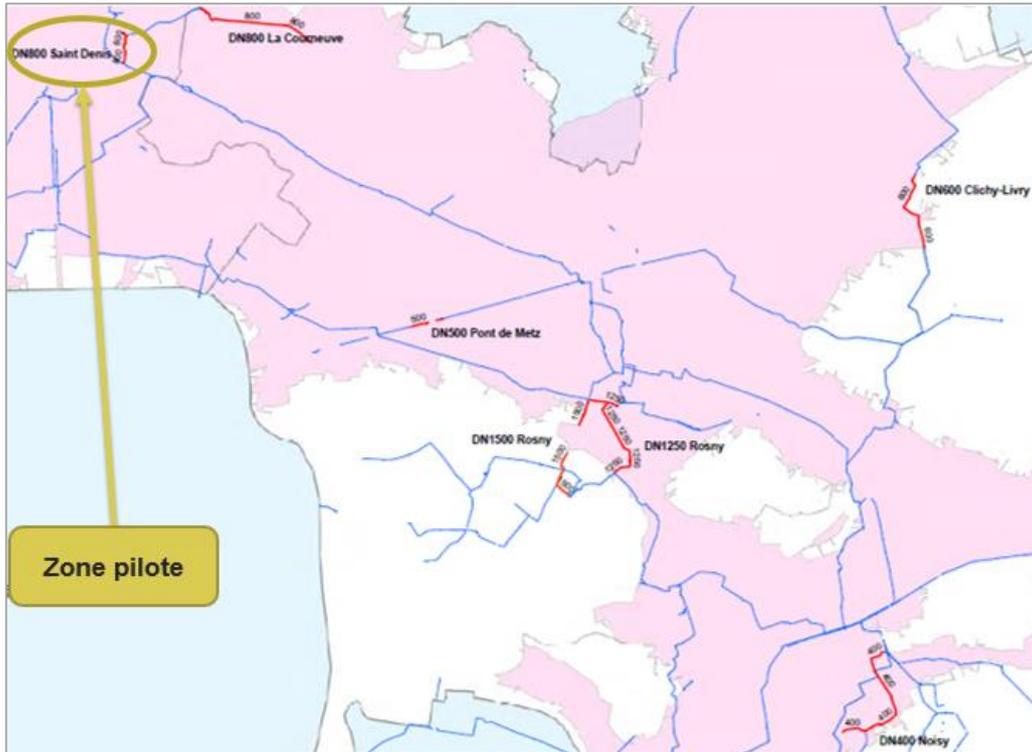
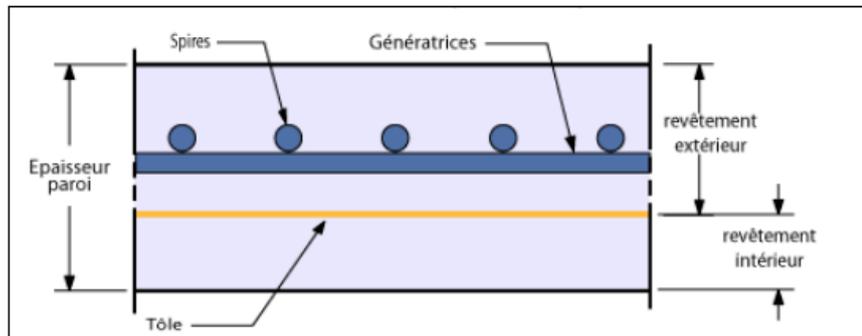


Figure 4. 10 : Localisation de la zone pilote parmi les chantiers de la zone NEUIL124



Diamètre intérieur (mm)	Diamètre extérieur (mm)	Epaisseur de la paroi (mm)			Longueur utile (m)	Poids approximatif (t/m)	Epaisseur Tôle (mm)	Nombre de Spires/m
		Totale	Revêtement intérieur	Revêtement extérieur				
800	940	70	20	50	6,27	3,1	4	25 $\phi$ 10
Pression maximale de fonctionnement (PMF) (bar)		Pression d'épreuve en tranchée (PET) (bar)			Assise continue d'angle d'arc d'appui			
12		16			90°			

Figure 4. 11 : Caractéristiques de la conduite instrumentée

La conduite renouvelée est d'une longueur de 90 m, et est située sur la commune de Saint-Denis. Il s'agit d'une conduite BONNA sous pression, de type ATM (âme-tôle moulé) à joints SL (joints soudés), ayant un diamètre intérieur de 800 mm, et posée en tranchée ouverte. La

**Figure 4. 11** présente ses différentes caractéristiques. La profondeur du réseau varie entre 2,15 m (sur la partie nord) et 2,51 m (sur la partie sud). La conduite se localise sur la ligne de rive sur le côté droit, dans la direction nord-sud, d'une rue à 5 files à double sens avec trottoirs et des places de parking. La succession géologique à cet emplacement sous les remblais est constituée d'alluvions et des masses et marnes du gypse, largement représentées dans la proche banlieue nord de la capitale et la région naturelle du Parisis (Thorin, 1986). Le site se trouve en zone d'aléa faible vis-à-vis du phénomène de retrait-gonflement des argiles mais avec des zones d'aléa moyen à proximité.

Concernant les données géotechniques, les deux sondages et essais réalisés sur le site ont mis en évidence un terrain qui recoupe successivement, sous la structure de chaussée (Putet, 2014):

- des remblais constitués de sables plus ou moins graveleux jaune à brun et de marnes argileuses graveleuses gris brun contenant des débris divers (verre, béton, granite...),
- les alluvions caractérisées par des sables et des argiles plus ou moins marneux de coloration beige, gris à marron reconnues jusqu'à la profondeur d'arrêt volontaire des sondages entre 3,0 m et 4,0 m de profondeur. Seul un des sondages a mis en évidence à partir de 3,23 m de profondeur, un faciès marneux blanchâtre pouvant correspondre aux Masses et Marnes du Gypse sous-jacente (une nappe phréatique a été identifiée à environ 3 m de profondeur). A partir de cet horizon et jusqu'à 4 m de profondeur, on observe des terrains de compacité globalement faible à très faible ;

Les sondages mettent en évidence des valeurs de résistance dynamique apparente de pointe (Rd) comprises entre 2 MPa et 6 MPa entre 2,5 m et 4 m. D'autre part, les résultats des essais réalisés sur des échantillons ont permis d'identifier les paramètres  $c' = 8$  MPa et  $\varphi' = 25^\circ$  (à court terme) et  $c' = 0$  MPa et  $\varphi' = 25^\circ$  (à long terme), qui pourront être retenus au sein des alluvions sablo-argileuses.

La solution retenue pour acquérir, au travers de l'instrumentation, de l'information sur le système sol-conduite associe un capteur géotextile à fibres optiques (bande capteur), des câbles optiques de liaison, une connectique spécifique, une instrumentation et sa suite logicielle sur un linéaire d'environ 70 m. La bande capteur permet la mesure d'un paramètre principal pour le suivi de l'ouvrage : **la déformation du sol**. L'avantage du géotextile est de contribuer avec ses fonctions hydrauliques (drainage dans le plan) et mécaniques (frottement avec le sol). Les fibres optiques mesurent la déformation du sol grâce à l'excellent frottement entre la structure géotextile et le sol et à la liaison de la fibre optique sur le textile. La technologie de mesure par fibre optique utilisée est la mesure répartie ou distribuée Brillouin (Galindez-Jamioy, 2012, Iten, 2015). Elle présente les avantages de scruter les variations de déformation en tout point d'une fibre optique et de couvrir de très grandes distances (plusieurs kilomètres) avec une bonne résolution spatiale.

Le capteur est composé de 2 bandes géotextiles. Chaque bande porte 4 câbles optiques (**Figure 4. 12a**), dont 2 câbles, de couleurs jaune et orange, permettent de mesurer les déformations dans le sens de la fibre (i.e. le sens longitudinal de la conduite). Ces câbles jaune et orange constituent deux boucles de mesure, l'une principale et l'autre redondante. Les 2 autres câbles, de couleurs bleue et noire, utilisés généralement pour mesurer la température ne sont pas exploités dans ce

projet. Deux regards de mesure sont positionnés, l'un sur la partie nord, l'autre sur la partie sud. Les **Figure 4. 12 (b) et (c)** montrent respectivement l'implantation des bandes du capteur géotextile dans le fond de la tranchée et au-dessus de la conduite. Deux bandes sont installées sous la conduite, dans le lit de pose, et deux bandes dans le remblai au-dessus de la conduite. Les bandes sont installées entre deux couches de sable de 10 cm d'épaisseur chacune. La couche inférieure est compactée et plane pour ne pas occasionner de déformations trop fortes de la fibre dès la mise en œuvre. Les **Figure 4. 13 (a) et (b)** présentent la position mesurée des câbles optiques sous et au-dessus de la conduite lors de l'installation par rapport à l'axe de la conduite. Ce positionnement n'est pas constant et peut fluctuer de  $\pm 10$  cm.



**Figure 4. 12 : Capteur géotextile posé sur le site : (a) bande de géotextile portant les câbles optiques ; (b) 2 bandes capteurs posées sous la conduite, différenciées par les notations « Fond Route », FR, et « Fond Trottoir », FT ; (c) 2 bandes capteurs posées au-dessus de la conduite, différenciées par les notations « Dessus Route », DR, et « Dessus Trottoir », DT**



**Figure 4. 13 : Position mesurée des câbles optiques : (a) sous la conduite ; (b) au-dessus de la conduite**

Pour l'outil « PERFECCT'EAU », les données manquantes en lien avec l'interaction sol-conduite ne concernent que le sol sous la conduite et sa variabilité spatiale. Par conséquent,

nous présentons dans ce qui suit le traitement des mesures obtenues uniquement à partir des deux bandes installées dans le lit de pose, sous la conduite. La mesure de référence a été effectuée en septembre 2016 avant le compactage de la partie supérieure du remblai de la tranchée. La ligne optique a été modifiée suite à une coupure des câbles et on a dû refaire une nouvelle mesure de référence en octobre 2016. Cette mesure a été réalisée quand la partie supérieure du remblai a été déjà compactée. L'analyse des mesures dans cette section porte uniquement sur la période allant de Décembre 2016 à Août 2017. En effet, l'identification des déterminants du comportement du système sol-conduite est effectuée sur les premières phases de tassement du sol où est placée la conduite. Le **Tableau 4. 6** donne les dates et les détails des campagnes de mesures en 2016-2017.

**Tableau 4. 6 : Détails des campagnes de mesures en 2016-2017**

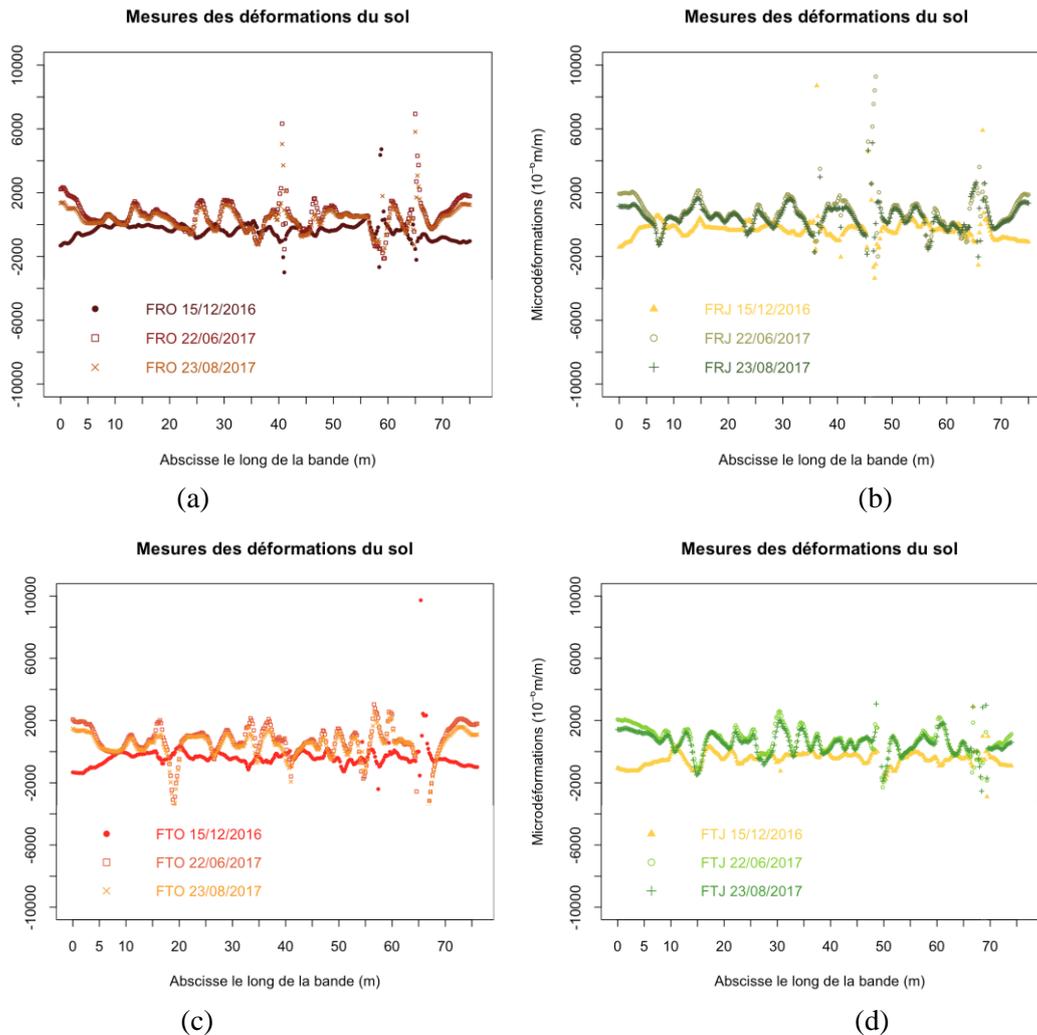
Date	Type de campagne	Détails de la campagne
27 Octobre 2016	Mesure de référence	Tranche remblayée et compactée.
15 Décembre 2016	1 <sup>ère</sup> mesure de déformation	Pas de trafic à la verticale de la conduite. Couche de revêtement de la chaussée et du trottoir inachevée.
22 Juin 2017	2 <sup>ème</sup> mesure de déformation	Travaux de réalisation de trottoirs et parking en cours. Pas de trafic à la verticale de la conduite. La ligne optique a été réparée avant la mesure à cause d'une coupure des câbles.
23 Août 2017	3 <sup>ème</sup> mesure de déformation	Trafic à la verticale de la conduite sur la partie nord, avec stationnement temporaire de camions. La partie sud n'a toujours pas de trafic. Deux mesures successives des fréquences ont été effectuées à deux heures d'intervalle environ dans les deux sens de la boucle optique. Pas de différence notable entre ces deux mesures.

Les mesures des déformations du sol sont montrées en **Figure 4. 14** pour les bandes capteur placées sous la conduite. On distingue les bandes par leurs couleurs (orange et jaune) et par leur emplacement (côté route et côté trottoir). Les mesures effectuées en décembre 2016 montrent des déformations relatives faibles par rapport à la mesure de référence ( $\pm 2000 \mu$ déformations, soit  $\pm 0,2\%$ ). On observe aussi des déformations locales plus fortes. En juin 2017, l'ordre de grandeur des déformations est plus important et les déformations locales par rapport à la mesure de référence sont encore plus fortes ( $\pm 10000 \mu$ déformations, soit  $\pm 1\%$ ). La mesure d'août 2017, montre une déformation relative stable depuis la 2<sup>ème</sup> mesure de juin 2017.

La méthode qui permet de caractériser la structure spatiale d'une série est le variogramme (Iris, 1986). Il notifie la covariance entre les points de mesure et permet d'analyser comment se détériore l'information acquise en un point lorsqu'on s'en éloigne. Le variogramme d'une variable  $Z$  pour un décalage  $h$  entre deux points voisins  $x$  est obtenu par l'**équation (4. 1)** :

$$\gamma(h) = \frac{1}{2} \times E \left[ (Z(x+h) - Z(x))^2 \right] \quad (4.1)$$

Les mesures présentées en **Figure 4. 14** sont considérées comme des séries spatiales. L'analyse de ces séries est effectuée par l'utilisation du variogramme. Les variogrammes sont représentatifs de la **variabilité spatiale du sol** où est placée la conduite.



**Figure 4. 14 : Mesures des déformations du sol par les bandes capteur placées au fond de la tranchée : (a) et (b) Fond Route câbles Orange et Jaune (FRO et FRJ) ; (c) et (d) Fond Trottoir câbles Orange et Jaune (FTO et FTJ)**

**a) Variogramme expérimental**

Les séries spatiales des déformations du sol présentées en **Figure 4. 14** ont montré une déformation relative stable depuis la 2<sup>ème</sup> mesure de Juin 2017, ce qui pourrait être considéré comme un tassement stable du sol depuis le début des travaux en Septembre 2016. Ces mesures de Juin 2017 sont donc retenues pour tracer les variogrammes expérimentaux. Ils sont montrés en **Figure 4. 15**. On constate deux paliers pour les quatre séries : un premier palier placé entre

2 m et 5 m, et un second situé entre 10,5 m et 29 m. Les deux valeurs de portée du premier palier représentent environ 30% et 80% de la longueur utile d'un tronçon (6,3 m). A titre de comparaison, (Breyse, 2002) a obtenu pour une conduite d'assainissement enterrée un variogramme longitudinal à partir des mesures de la résistance pénétrométrique du sol. La valeur calculée de la portée est de 3 m. Cette valeur se place dans l'intervalle de 2 m et 5 m observés pour le premier palier du variogramme des mesures sous la conduite. Pour ce variogramme, seul le premier palier est retenu pour les calculs présentés en section suivante.

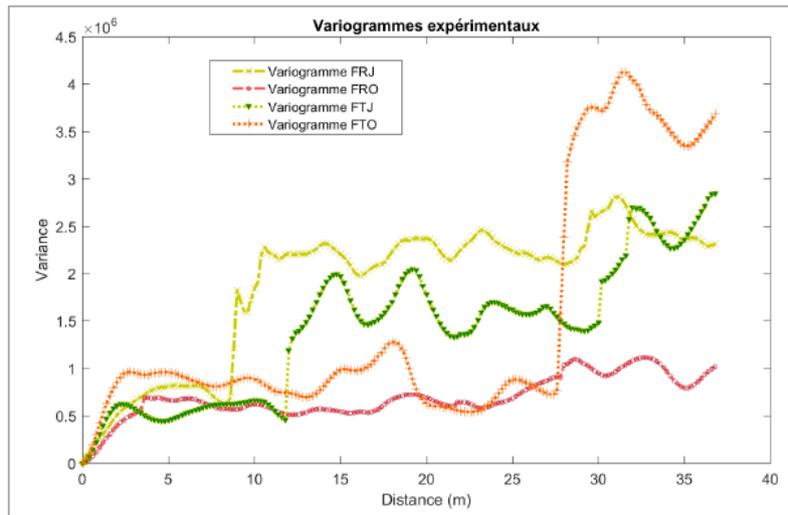


Figure 4.15 : Variogrammes expérimentaux des mesures des déformations du sol par les bandes capteur placées sous la conduite, sens Nord-Sud, pour les séries FRJ, FRO, FTJ et FTO

### b) Variogramme simulé

Dans cette section, on détermine un variogramme moyen à partir de simulations qui intègrent les paramètres de la portée et de la variance observés dans les variogrammes expérimentaux.

Les paramètres des variogrammes expérimentaux sont présentés au **Tableau 4.7**. La valeur de la portée correspond au premier palier observé pour les séries au fond de la tranchée (FRJ, FRO, FTJ et FTO).

Tableau 4.7 : Valeurs de la portée et du palier observés pour les variogrammes expérimentaux

Séries	Portée (m)	Variance	
FRJ	5	$8,134 \times 10^5$ (premier palier)	$2,276 \times 10^6$ (deuxième palier)
FRO	3,6	$6,865 \times 10^5$ (premier palier)	$1,098 \times 10^6$ (deuxième palier)
FTJ	2,2	$6,235 \times 10^5$ (premier palier)	$1,380 \times 10^6$ (deuxième palier)
FTO	2,6	$9,582 \times 10^5$ (premier palier)	$3,445 \times 10^6$ (deuxième palier)
Valeur moyenne retenue pour le variogramme des mesures sous la conduite	3,3	$1,41 \times 10^6$	

Un champ aléatoire est généré par la méthode de la transformée de Fourier rapide (FFT) (Yang, 1972). En fonction de la position du capteur géotextile, les paramètres identifiés au **Tableau 4. 7** sont utilisés comme paramètres d'entrée pour les simulations. Une distribution normale est adoptée pour la génération du champ aléatoire. Le signal, représentant les mesures des déformations, est obtenu selon l'équation (4. 2) :

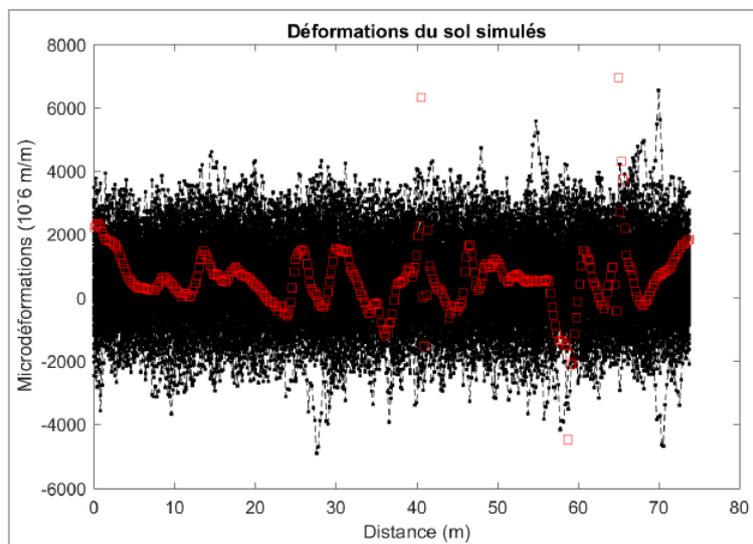
$$\varepsilon_x(x) = F^{-1}(F(M(x)|\mu, \sigma)) \quad (4. 2)$$

où  $F^{-1}$  est la fonction de répartition normale inverse de la série et  $F(M(x)|\mu, \sigma)$  la fonction de répartition d'un processus stochastique gaussien,  $M(x)$ , de moyenne 0 avec  $\sigma = \sqrt{\text{variance}}$  (valeurs de la variance obtenues au **Tableau 4. 7**). Le champ gaussien  $M(x)$  généré associe une fonction de corrélation exponentielle simple, ( $\tau$ ) définie comme (équation (4. 3)) :

$$\rho(\tau_H) = \exp\left(-\frac{2|\tau_H|}{\delta_H}\right) \quad (4. 3)$$

où  $\tau_H = 0,2 m$  est la distance entre deux points voisins d'une série donnée et  $\delta_H$  la longueur de corrélation des déformations du sol de cette série dans la direction longitudinale de la conduite (valeurs de la portée du **Tableau 4. 7**).

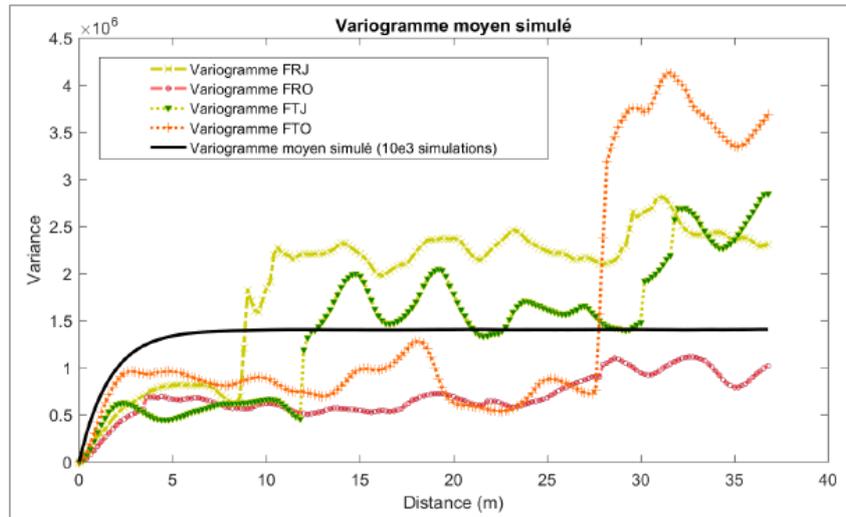
En utilisant les équations (4. 2) et (4. 3), les champs aléatoires de  $\varepsilon_x(x)$  sont générés par des simulations de Monte-Carlo. A titre d'exemple, la **Figure 4. 16** montre les mesures de la série FTO (trait en rouge) et 100 champs aléatoires simulés (traits en noir).



**Figure 4. 16 : Mesures de la déformation du sol pour la série FTO (trait en rouge) et 100 champs aléatoires simulés de la déformation du sol (traits en noir)**

Ainsi, on génère les champs aléatoires en fonction de la position du capteur géotextile et avec les paramètres identifiés au **Tableau 4. 7**. Un variogramme est déterminé pour chacun des

champs aléatoires simulés en utilisant l'équation (4. 1). Finalement, un variogramme moyen de tous ces signaux est obtenu. La Figure 4. 17 présente le variogramme moyen de  $10^4$  simulations superposé aux variogrammes des mesures sous la conduite.



**Figure 4. 17 : Variogramme moyen simulé des déformations du sol sous la conduite**

Le variogramme simulé présenté en Figure 4. 17 permet de caractériser la variabilité spatiale du sol, sur la largeur et sur la longueur où repose la conduite. La valeur de la portée du variogramme simulé correspond à une valeur de variance égale à 95% de la valeur du palier moyen simulé. Cet élément représente la valeur de la corrélation horizontale longitudinale du sol. Elle est égale à 4,8 m pour le variogramme sous la conduite (correspondant à une variance de  $1,33 \times 10^6$ ).

Ainsi, l'analyse des mesures obtenues a permis d'identifier la longueur de corrélation du sol, qui décrit sa variabilité spatiale réelle selon l'axe longitudinal de la conduite, et qui est alors l'un des facteurs clés pour évaluer une réponse plus réaliste de la conduite enterrée. Des analyses supplémentaires des mesures obtenues et des mesures à venir seront nécessaires pour identifier d'autres facteurs du comportement géo-mécanique de la conduite enterrée, à savoir le coefficient de réaction du sol.

#### 4.2.2 Données d'entrée et sorties de l'outil pour la zone pilote

Dans la section 4.2.1, nous avons pu identifier la zone pilote où l'outil « PERFECCT'EAU » est à appliquer. Des documents concernant les caractéristiques de la conduite renouvelée et le chantier de cette zone ont été fournis, et une analyse a été réalisée pour identifier les données utiles qui peuvent être extraites de ces documents. D'autre part, une analyse des mesures obtenues à partir de l'instrumentation a permis d'identifier la longueur de corrélation du sol dans cette zone. Dans cette section, nous présentons le récapitulatif des valeurs de toutes les données d'entrée qui concernent cette zone et qui sont nécessaires pour l'outil « PERFECCT'EAU ». Ensuite, nous montrons les différentes sorties de l'outil.

**a) Récapitulatif des valeurs des données d'entrée concernant la zone pilote**

Le récapitulatif suivant est présenté en faisant la distinction entre les valeurs des données d'entrée qui sont connues à travers l'analyse faite à la section 4.2.1, et celles qui sont estimées.

- Données d'entrée concernant la conduite et le joint :

*Données connues :*

- les caractéristiques géométriques :
  - **longueur totale** : la conduite renouvelée a une longueur de **90 m**,
  - **nombre de tronçons** : **15 tronçons**, étant donné que la longueur du tronçon est d'environ 6 m (voir **Figure 4. 11**),
  - **rayon extérieur** : **470 mm** (voir **Figure 4. 11**),
  - **épaisseur** : **70 mm** (voir **Figure 4. 11**),
  - **Profondeur d'enfouissement** : entre **2,15 m** et **2,51 m**.
- les caractéristiques mécaniques :
  - **module de Young du béton** : **40 Gpa**,
  - **module de Young de l'acier** : **210 Gpa**,
  - **module équivalent** de la conduite : **54 Gpa** (calculé suivant l'équation (2. 26)).

*Données estimées :*

- le **nombre d'éléments finis** pour la discrétisation du tronçon : **6 éléments** (au choix),
- le **ratio** entre la **rigidité du joint** et la rigidité flexionnelle de la conduite : **1**, étant donné que la conduite considérée est une conduite BONNA de type ATM à **joints soudés (SL)**.

- Données d'entrée concernant le sol :

- les propriétés géo-mécaniques :

*Donnée connue :*

- l'**arc d'appui** : **90°** (voir **Figure 4. 11**) ;

*Données estimées :*

- le **coefficient de réaction**  $k_s$  : **25 MN/m<sup>3</sup>**, des analyses supplémentaires des mesures obtenues à partir de l'instrumentation (voir section 4.2.1) et des mesures à venir sont envisagées pour déterminer une valeur réelle de ce coefficient ; dans la présente étude, on considère un sol de rigidité moyenne.
- le **poids volumique du remblai** : **19 kN/m<sup>3</sup>**.
- la variabilité spatiale :

*Donnée connue :*

- la **longueur de corrélation** : **4,8 m**, identifiée au travers de l'instrumentation (en fin de la section 4.2.1) ;

*Données estimées :*

- le **coefficient de variation** de  $k_s$  : **0,6**,
- le **nombre de simulations** : **10 000** (au choix).

- Données d'entrée concernant les chargements et les conditions aux limites :

*Donnée connue :*

- la **pression interne** : **12 bars** (voir **Figure 4. 11**) ;

*Données estimées :*

- la **charge** en surface : dans la présente étude, on n'a pas d'informations concernant les charges en surface ; on suppose que la charge appliquée directement à la conduite est de  $67\text{KN/m}^2$  (Fascicule 70, 1991) multipliée par le diamètre extérieur (0,94 m) (voir **Figure 4. 11**) ;
- le type des **conditions aux limites** : **appuis simples** (au choix).

**b) Sorties de l'outil « PERFECCT'EAU »**

Les sorties de l'outil « PERFECCT'EAU » concernent les réponses géo-mécaniques de la conduite (déplacements, contraintes, ouvertures de joints), les indices de fiabilité pour ces réponses vis-à-vis des états limites définis, et l'indicateur de criticité qui permet d'évaluer la performance de la conduite dans un contexte de gestion patrimoniale du réseau.

Concernant les réponses géo-mécaniques, l'outil affiche, pour un calcul probabiliste, la fonction de distribution de la réponse, ainsi que le résultat, tout au long de la conduite, pour une simulation au choix, en présentant pour cette même simulation le champ du coefficient de réaction du sol. Les sorties concernant les déplacements, les contraintes circonférentielles en BI2 et les ouvertures de joints sont illustrées respectivement en **Figure 4. 18**, **Figure 4. 19** et **Figure 4. 20**.

Concernant les indices de fiabilité, l'outil permet de calculer un indice de fiabilité par tronçon pour les déplacements et les contraintes, et par joint pour les ouvertures de joints, et un autre indice calculé, selon l'ELS et l'ELU, pour les réponses maximales de toutes les simulations. L'outil laisse à l'utilisateur le choix de changer les valeurs limites des réponses. La **Figure 4. 21** illustre les sorties des indices de fiabilité.

Finalement, l'outil permet de sortir l'indicateur de criticité de la conduite vis-à-vis des états limites définis (ou fournis), en indiquant si la conduite est en sécurité ou s'il est nécessaire de procéder à des actions de surveillance ou un renouvellement (voir **Figure 4. 22**). La démarche de ce calcul a été détaillée à la section 2.2.2.3 du **Chapitre 2**. La **Figure 4. 22a** illustre la sortie de l'indicateur de criticité quand l'EL1 correspond à l'ELS ( $\beta_{EL1} = \beta_{ELS} = 1,5$ ), la conduite étant trouvée en sécurité ; alors que la **Figure 4. 22b** illustre la sortie de  $I_{cr}$  quand  $\beta_{EL1} = 1,9$ . Ce dernier état étant plus exigeant que le premier (l'ELS) vis-à-vis de la performance géo-mécanique ( $\beta$  plus élevé avec les mêmes valeurs pour les réponses limites), la conduite est à surveiller selon cet EL1. Il est à noter que pour l'EL2, nous avons supposé que les valeurs limites (pour les réponses géo-mécaniques) sont celles de l'EL1 multipliées par 1,5.

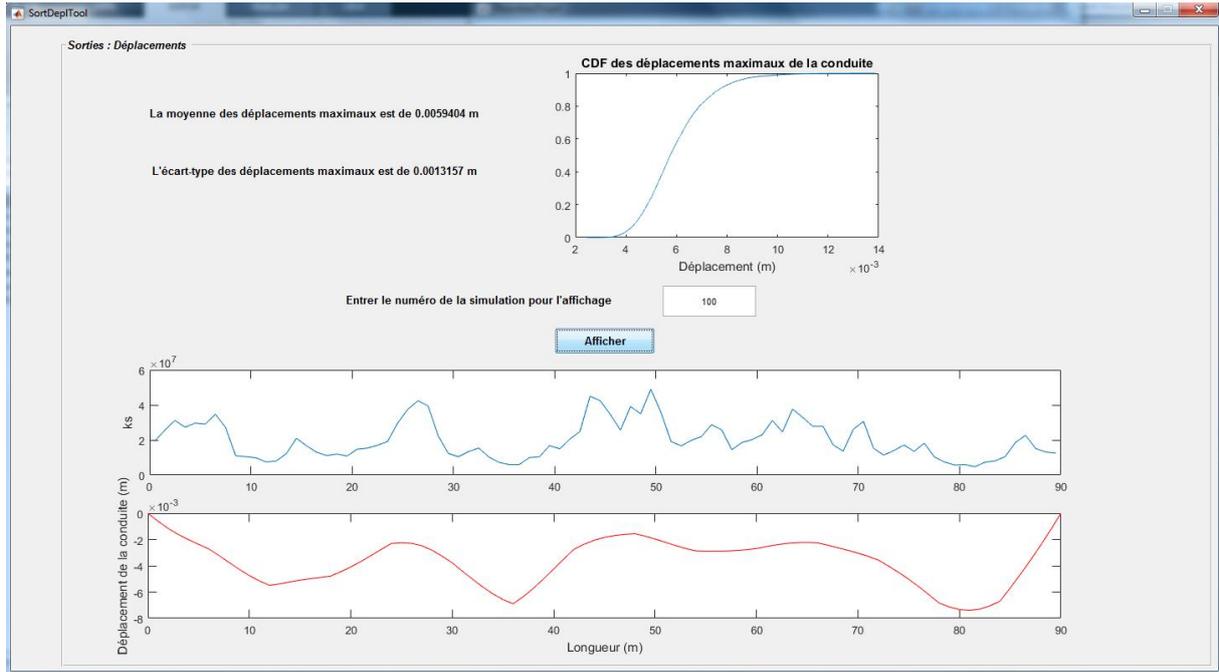


Figure 4. 18 : Sorties des déplacements à partir de l'outil « PERFECT'EAU »

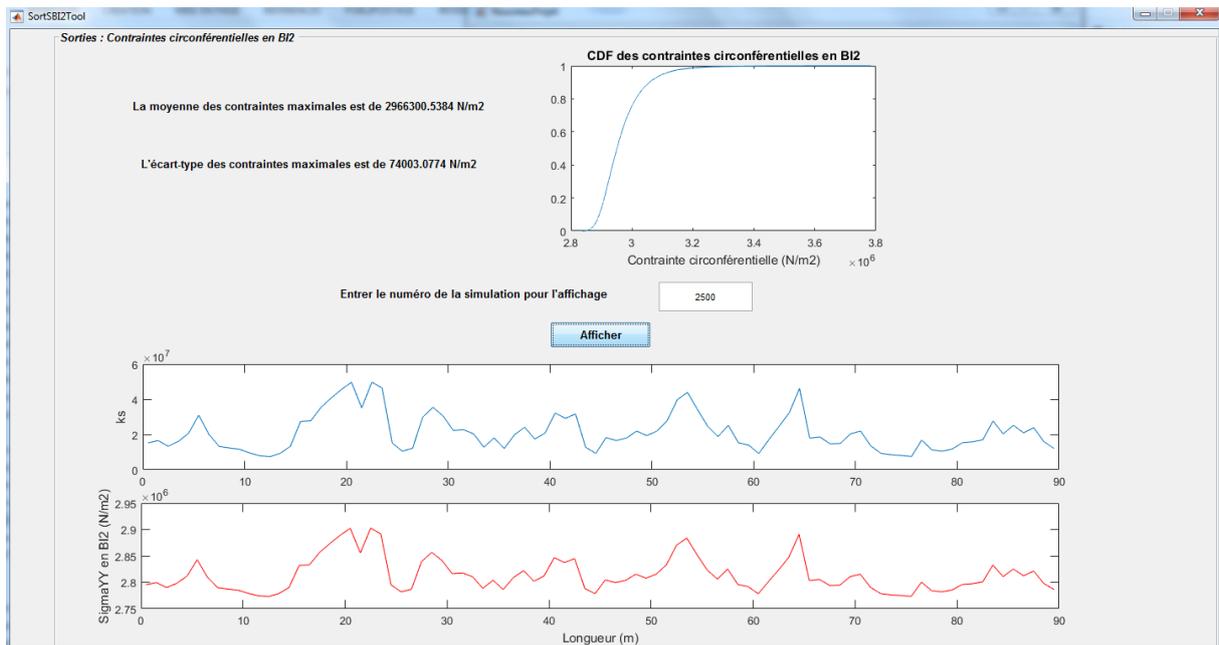


Figure 4. 19 : Sorties des contraintes en BI2 à partir de l'outil « PERFECT'EAU »

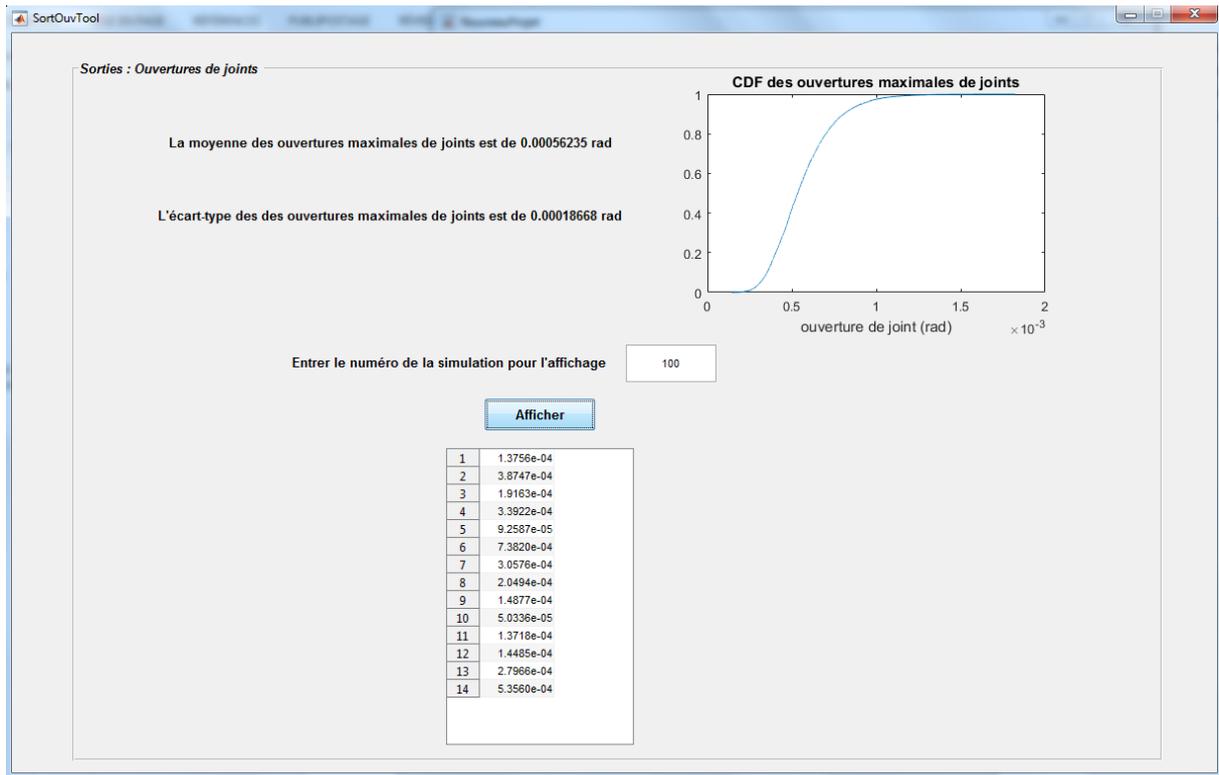


Figure 4. 20 : Sorties des ouvertures de joints à partir de l'outil « PERFECC'T'EAU »

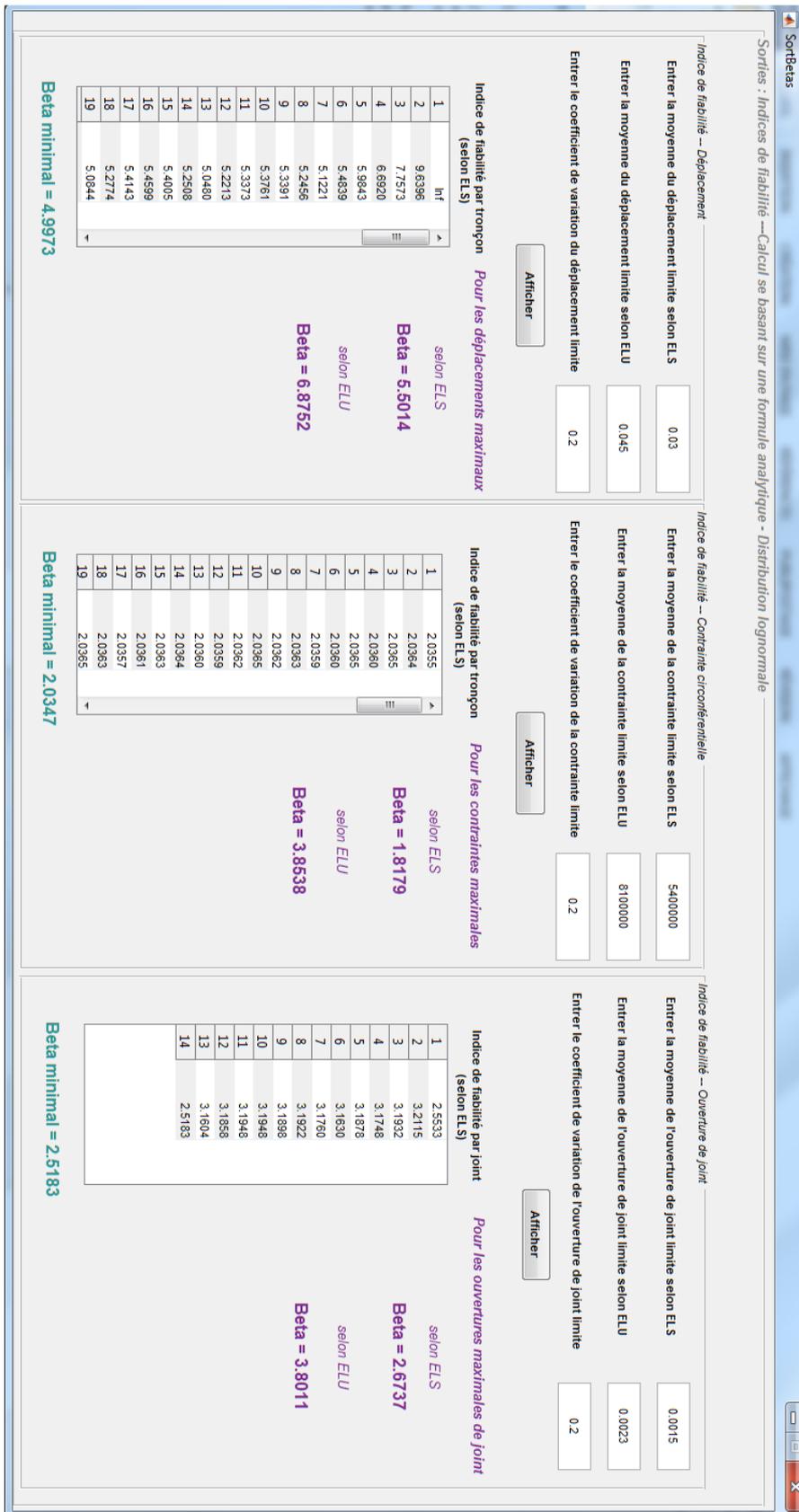
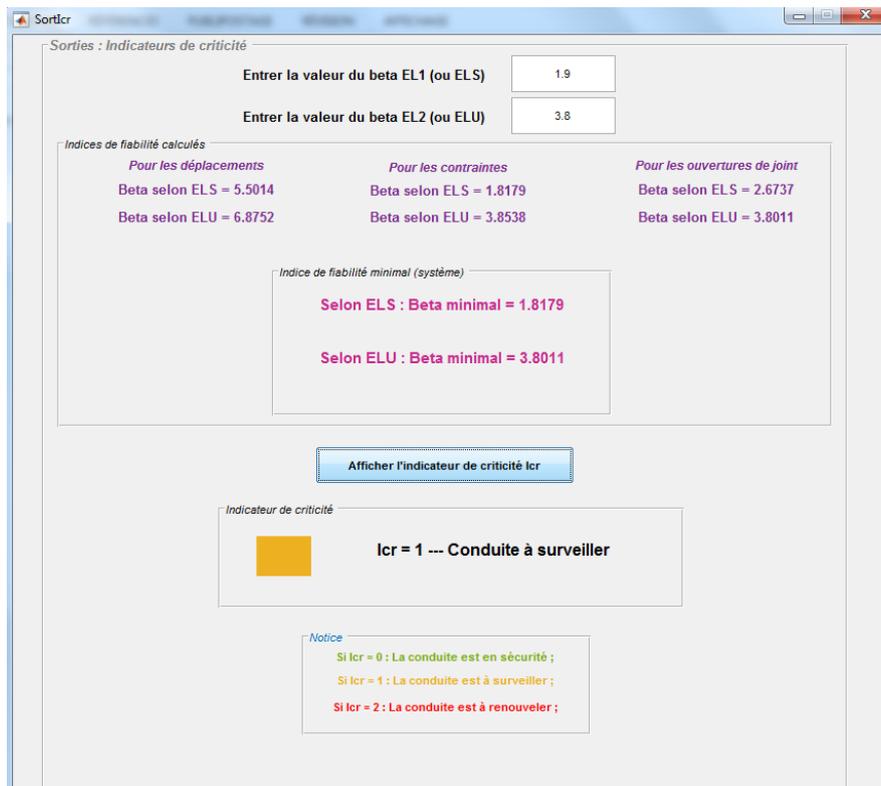


Figure 4. 21 : Sorties des indices de fiabilité à partir de l’outil « PERFECT’EAU »



(a)



(b)

Figure 4. 22 : Sorties de l'indicateur de criticité  $I_{cr}$  à partir de l'outil « PERFECCT'EAU » : pour  $\beta_{EL1}=1,5$  (a), et pour  $\beta_{EL1}=1,9$  (b)

### 4.3 Conclusions du chapitre

Ce chapitre a illustré la finalité opérationnelle de l'étude faite dans le cadre de la thèse. Dans la première partie, nous avons décrit l'outil numérique « PERFECCT'EAU » qui a été développé en se basant sur l'approche présentée au **Chapitre 2**.

Dans la deuxième partie, une analyse des données concernant des zones où le gestionnaire avait des chantiers avec des données géotechniques disponibles a été d'abord réalisée en vue d'identifier une zone pilote où l'outil « PERFECCT'EAU » est à appliquer. Une nouvelle conduite enterrée d'adduction d'eau potable (en béton armé à âme en tôle) a été instrumentée dans l'un de ces chantiers. La zone pilote choisie est celle la plus pertinente et la plus riche, parmi celles proposées, en termes de données pour le calcul, et donc celle qui correspond au chantier où l'instrumentation a été réalisée. Des documents concernant les caractéristiques de la conduite renouvelée et le chantier ont été fournis, et une analyse a été réalisée pour identifier les données intéressantes qui peuvent être extraites de ces documents. D'autre part, une analyse des mesures des déformations du sol obtenues à partir de l'instrumentation a permis d'estimer la longueur de corrélation du sol dans cette zone. Finalement, après la détermination des valeurs de toutes les données d'entrée qui concernent la zone pilote et qui sont nécessaires pour l'outil « PERFECCT'EAU », sont illustrées les différentes sorties de l'outil, et notamment l'indicateur de criticité de la conduite, qui permet d'évaluer sa performance dans un contexte de gestion patrimoniale du réseau.



---

# CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

---

## Conclusions générales

L'objectif principal de cette thèse était de développer, dans une dynamique de gestion patrimoniale d'un réseau d'eau potable, une méthodologie et un outil permettant au gestionnaire du réseau d'évaluer la performance de ses conduites de transfert, en accédant à une meilleure connaissance des mécanismes qui contrôlent leur comportement géo-mécanique en contexte incertain. Pour répondre à cet objectif, nous avons dû développer une approche se fondant sur trois modèles :

- un modèle géo-mécanique qui concerne la modélisation numérique de la conduite, du sol et de l'interaction sol-conduite,
- un modèle stochastique qui concerne la prise en compte de diverses incertitudes et variabilités en faisant appel aux approches probabilistes et fiabilistes,
- un modèle d'élaboration des critères de performance concernant les indicateurs de criticité et permettant d'évaluer la performance d'une conduite.

### *Le modèle géo-mécanique :*

Notre étude concerne les conduites de transfert en béton armé à âme en tôle d'acier, de type BONNA. Ces conduites étant des conduites enterrées transportant l'eau sous pression relativement élevée, il fallait tenir compte de l'interaction sol-structure (ISS), phénomène important intervenant dans le cas des ouvrages enterrés. Dans notre étude, le modèle simplifié de Winkler a été choisi pour représenter cette interaction sol-conduite ; ce modèle a l'avantage de ne nécessiter qu'un seul paramètre (le coefficient de réaction du sol) pour caractériser les réponses du sol et de la structure sous chargement. Pour étudier le comportement du système sol-conduite, l'approche géo-mécanique développée dans le cadre de cette thèse consiste en un modèle de type 2,5D, qui se base sur une combinaison d'un modèle 1D de type poutre sur ressorts, représentant le système dans le sens longitudinal, et d'un modèle 2D représentant la conduite par sa section transversale et le sol par des ressorts répartis sur sa circonférence. L'intérêt de ce modèle 2,5D est le fait d'être, d'une part, moins coûteux en temps de calcul qu'un modèle 3D, dans l'optique d'études probabilistes et fiabilistes, et d'autre part, capable de fournir une réponse géo-mécanique satisfaisante de la conduite, tenant compte des effets du chargement (notamment la pression interne) et du sol dans les deux sens, longitudinal et transversal. La démarche consiste tout d'abord, à élaborer, à partir du modèle 2D, des expressions explicites de certaines réponses géo-mécaniques (telles que la contrainte circonferentielle, la contrainte radiale, etc.) sous forme de surfaces de réponse en fonction de

variables telles que le chargement, la pression interne, le coefficient de réaction du sol, etc. Ensuite, ces expressions sont intégrées dans le modèle 1D de façon qu'elles permettent de calculer, pour chaque élément longitudinal du modèle 1D de la conduite, les réponses dans la section transversale correspondant à des conditions équivalentes, de chargement et d'interaction sol-conduite, subis par cet élément 1D. Ainsi, selon les données géométriques et mécaniques de la conduite et du sol et les données du chargement, le modèle 2,5D fournit le profil des tassements et ceux des réponses (contraintes) considérées dans la section transversale, tout au long de la conduite. Un modèle déterministe 3D représentant un tronçon d'une conduite de type BONNA, enterré dans une tranchée (de deux couches de sol), a permis d'obtenir une relation entre le coefficient de réaction du sol (paramètre servant à évaluer les raideurs des ressorts) et les paramètres intervenant dans la description de l'interaction sol-structure (tels que le module du sol).

#### Le modèle stochastique :

Le comportement géo-mécanique des conduites enterrées est entaché d'incertitudes aléatoires – liées à la variabilité intrinsèque des propriétés des matériaux et leur hétérogénéité – et épistémiques – résultant d'une méconnaissance partielle voire totale du mécanisme étudié –. Dans notre approche, nous considérons l'hétérogénéité intrinsèque du sol, qui correspond à la variabilité spatiale de ses propriétés. Pour représenter cette variabilité du sol dans le sens longitudinal, nous nous sommes basés sur la théorie des champs aléatoires de Van Marcke (1983), ses caractéristiques étant contrôlées par la moyenne ( $m$ ), la variance ( $\sigma^2$ ) et l'échelle de fluctuation (ou longueur de corrélation  $l_c$ ) du champ aléatoire des coefficients de réaction du sol. L'approche stochastique adoptée repose sur le couplage entre la modélisation 2,5D et la méthode de simulations de Monte-Carlo. L'idée consiste à utiliser des distributions statistiques pour représenter les variations spatiales des caractéristiques du sol (selon Van Marcke), puis de réaliser un grand nombre de calculs à l'aide du modèle déterministe. Les résultats (réponses géo-mécaniques de la conduite) sont alors analysés statistiquement, de manière à évaluer un indice de fiabilité décrivant la probabilité de dépassement de telle ou telle valeur limite.

Un cas d'application a été réalisé avec le modèle 2,5D afin d'étudier les effets de la rigidité des joints, de la variabilité du sol et des chargements extérieurs sur la réponse d'une conduite en termes d'ouvertures de joints. Une analyse probabiliste a été aussi effectuée avec ce modèle pour étudier l'effet de la variation de la teneur en eau du sol, suite aux fluctuations saisonnières de la pluviométrie, sur la réponse d'une conduite enterrée en termes d'ouverture maximale de joint, de déplacement maximal et de contrainte circonférentielle maximale, tenant compte de la variabilité spatiale du sol. Des études paramétriques ont été également menées pour étudier respectivement les effets de la pression interne  $P_i$ , du rapport  $a_q$  entre les chargements verticaux et horizontaux, du module de Young  $E_b$  du béton, et du rapport  $\lambda$  entre la longueur de corrélation du sol et la longueur du tronçon sur les contraintes circonférentielles.

### L'évaluation d'indicateurs de criticité :

Les indicateurs de criticité sont élaborés de façon à permettre d'évaluer la performance de la conduite vis-à-vis d'états limites définis. Dans notre étude concernant les conduites enterrées, nous avons considéré 3 niveaux de performance :

- conduite en sécurité ;
- conduite à surveiller ;
- Conduite à maintenir ou renouveler.

A partir de cette approche, nous avons élaboré un outil numérique, « PERFECCT'EAU », ensemble autonome qui permet de lancer, à travers une interface graphique, un calcul géo-mécanique (en contexte incertain) d'une conduite enterrée. Cet outil est capable de restituer, en plus des sorties géo-mécaniques et des indices de fiabilité, une note en termes de criticité d'un tronçon de conduite. Une démonstration complète de la faisabilité de la démarche a été réalisée sur une zone particulière (zone pilote) du patrimoine géré par le gestionnaire pour qualifier l'outil numérique et s'assurer qu'il répond à ses besoins. Un site instrumenté a également servi à l'acquisition expérimentale des grandeurs d'intérêt.

## **Perspectives**

Les perspectives de ce travail de thèse se présentent à deux niveaux :

- au niveau de l'amélioration et de l'extension de l'approche développée,
- au niveau de l'acquisition des valeurs réalistes pour les données d'entrée de l'outil.

Concernant l'approche développée, une amélioration peut se faire au niveau de la construction des indicateurs de criticité. Nous pouvons, par exemple, envisager leur évaluation à partir d'une certaine combinaison des sorties géo-mécaniques, qui tient compte équitablement de l'impact de chaque type de sorties sur la performance de la conduite (i. e. mieux définir les interactions potentielles entre les états limites à travers des coefficients appropriés). D'autre part, une extension de l'approche peut être prévue en intégrant l'aspect de la non-linéarité des ressorts représentant l'interaction sol-conduite. Egalement, l'approche peut être étendue en tenant compte des aspects liés à la durabilité (les spires en acier des conduites de type BONNA pourraient être, du fait de la corrosion, un vecteur de propagation de la dégradation de ces dernières).

Concernant l'acquisition des données réalistes, il est envisageable de procéder à une analyse supplémentaire des mesures obtenues à travers le site instrumenté en vue d'évaluer d'autres données d'entrée inaccessibles dans les bases de données, telles que le coefficient de réaction du sol. D'autre part, des tests complémentaires peuvent être réalisés sur les chantiers afin d'étudier les variations de ces données en fonction de paramètres, comme par exemple la variation de la teneur en eau du sol, suite aux fluctuations saisonnières de la pluviométrie.

---

## REFERENCES

---

- Ambartsumyan S. A. (1964). Theory of anisotropic shells. NASA TT F-118.
- AWWA Manual (Book 9): Concrete Pressure Pipe (2008). Manual of Water Supply Practices – M9. American Waterworks Association, 3rd edition, 290 p.
- Bansal R.K. (2009). A textbook of strength of materials. Laxmi Publications, fourth edition.
- Bathe K. J., and Wilson E. L. (1976). Numerical methods in finite element analysis, 1976. Printice-Hall, Englewood Cliffs, USA.
- Baudrit C. (2005). Représentation et propagation des connaissances imprécises et incertaines : application à l'évaluation des risques liées aux sites et aux sols pollués. Thèse de doctorat, Université de Toulouse III.
- Becerril García D. (2012). Investigation of culvert joints employing large scale tests and numerical simulations. Ph.D. thesis, Dept. of Civil Engineering, Queen's Univ., Kingston ON, Canada.
- Becerril García D., and Moore I. D. (2015). Evaluation and application of the flexural rigidity of a reinforced concrete pipe. J. Pipeline Syst. Eng.Pract, 7(1).
- Benmansour A. (1996). Fiabilité des conduites enterrées. Thèse de doctorat de l'INPL, Ecole National Supérieure de Géologie de Nancy, 231 p.
- Benmansour A., Abdallah A., Masrouri F., Auvinet G. (1997). Analyse fiabiliste du comportement axial des conduites d'assainissement. Canadian Geotechnical Journal, 1997. vol. 34, p 329-343 (Fiability analyses of axial behavior of sewer pipes).
- Biot M.A. (1937). Bending of infinite beams on an elastic foundation. Journal of Applied Mechanics, the American Society of Mechanical Engineers, Volume 59: A1–A7.
- BONNA (1992). SB 21 Tuyau à tube médian en tôle d'acier à double revêtement en béton armé.
- BONNA (1993a). SB 211 Organisation de la qualité : Spécification Générale de Fabrication des conduites du type "Ame Tôle Moulé".
- BONNA (1993b). SB 212 Organisation de la qualité : Spécification Générale de Fabrication des conduites du type "Ame Tôle Projeté".
- BONNA (1994a). SB 26 Joint Soudé "SL" pour tuyaux et pièces spéciales BONNA à âme en tôle.
- BONNA (1994b). SB 28 Joint "ER" à garniture en élastomère pour tuyaux et pièces spéciales BONNA à âme en tôle.
- BONNA (1996). NT 216 Tuyaux "BONNA" à âme en tôle ATM et ATP - joints soudés "SL" : Manuel de pose.

- 
- BONNA BETON (2016a). Le tuyau en béton à âme en tôle d'acier - [http://www.bonnabeton.com/pdf/le\\_tuyau\\_at\\_2\(1\).pdf](http://www.bonnabeton.com/pdf/le_tuyau_at_2(1).pdf).
- BONNA BETON (2016b). Le tuyau en béton précontraint à âme en tôle d'acier - [http://www.bonnabeton.com/pdf/le\\_tuyau\\_fti\\_2\(2\).pdf](http://www.bonnabeton.com/pdf/le_tuyau_fti_2(2).pdf).
- Boukhoulda H., Elachachi S.M. (2001), Modélisation du comportement longitudinal et de l'interaction sol-structure d'une conduite enterrée en environnement aléatoire, Rapport interne, LM2SC/DGC/USTOran
- Boussinesq J. (1885). Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques. Gauthier-Villars, Paris.
- Breysse D., Elachachi M., Boukhoulda H. (2002). Modélisation des désordres dans les réseaux enterrés consécutifs à l'hétérogénéité des sols. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur - JNGG2002, Nancy 8-9 octobre.
- Breysse D., Elachachi S.M., Houy L., Denis A., Niandou H. (2003). Modelling the variability of soils and structural pathology of sewer networks. Ninth International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering ICASP'9, San Francisco, 6-9 Juliet 2003, pp.1639-1644, (ISBN 90-5966-004-8).
- Brzakala W., Pula W. (1996). A probabilistic analysis of foundation settlement. Elseviers, Computers and Geotechnics, 18 (4), pp 291-309
- Buco J. (2007). Analyse et modélisation du comportement mécanique des conduites enterrées. Thèse de doctorat. INSA de Lyon.
- Burminster D. M. (1943). The theory of stresses and displacements in layered systems and applications to the design of airport runways. Proc. Highway Res. Board, Vol. 23, 127-148.
- Carrier W. D., Christian J. T., (1973). Analysis of an inhomogeneous half-space. ASCE Journal Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol 99, SM3, 301-306.
- Cherubini C., Giasi C.I. (2001). Characterization of geotechnical variability and Evaluation of geotechnical property variability: Discussion. Can. Geotech. J., 38, 213
- Chughtai F., Zayed T. (2007). Structural condition models for sewer pipeline. In: Proceedings of the ASCE International Conference on Pipeline Engineering and Construction, Boston, Massachusetts, July 8-11.
- Darwich G., Elachachi S.M., Yanez-Godoy H. (2017a). Effets de la variabilité du sol et de la répartition du chargement sur les ouvertures de joints de conduites enterrées. 35èmes Rencontres Universitaires de Génie Civil, Nantes, France, 21-24 Mai.
- Darwich G., Elachachi S.M., Yanez-Godoy H. (2017b). Assessment of Rigid Pipe-Joint Reliability and Effects of Soil Variability and Load Distribution on Joint Openings. 12th International Conference On Structural Safety And Reliability, Vienna, Austria, 6-10 August.
- Darwich G., Elachachi S.M., Yanez-Godoy H., Denis A., Féliers C., Chesneau O. (2018). Effets de la variation de la teneur en eau et de la variabilité spatiale du sol sur la réponse

- 
- géo-mécanique d'une conduite enterrée. 36èmes Rencontres Universitaires de Génie Civil, Saint-Etienne, France, 20-22 Juin.
- Dempster E. (1967). Upper and loxer probabilities induced by a multivalued mapping. *Annals of Mathematical Statistics* 325-339.
- Dodagoudar G.R., Venkatachalam G. (2000). Reliability analysis of slopes using fuzzy sets theory. *Computers and Geotechnics* 27: 101-115.
- Dubois D., Prade H. (1988). *Possibility Theory: An approach to Computerized Processing of Uncertainty*. New York: Plenum Press.
- Elachachi S.M (2012). Modélisation des structures et des systèmes en contexte incertain : interaction, incertitude, variabilité et (mé)connaissance. HDR, Université de Bordeaux 1.
- Elachachi S.M., Breyse D., Denis A. (2012). The effects of soil spatial variability on the reliability of rigid buried pipes. *Computers and Geotechnics*, 43:61–71.
- Elachachi S.M., Breyse D., Houy L. (2004). Longitudinal variability of soils and structural response of sewer networks. *Computers and Geotechnics*, 31:625–641.
- Elkateb T., Chalaturnyk R., Robertson P.K., (2003). An overview of soil heterogeneity: quantification and implications on geotechnical field problems, *Can. Geotech. J.*, 40, pp 1-40
- Eurocode 1 (1991). Basis of design and actions on structures, Setra.
- Eurocode 7 (1997). Calcul géotechnique, NF EN.
- Fascicule 70 (1991). Ouvrages d'assainissement. C.C.T.G., Direction des journaux officiels, Paris.
- Fascicule n° 70 (2004). Ouvrages d'assainissement. In Arrêté du 17 septembre 2003 approuvant le cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés de travaux et approuvant ou modifiant divers fascicules - JO du 27/09/2003.
- FD CEN/TR 1295-3 (2008). Calcul de résistance mécanique des canalisations enterrées sous diverses conditions de charge. Document publié par AFNOR.
- Fenton G. A., Van Marcke E. H. (1990). Simulation of random fields via local average subdivision. *Journal of Engineering Mechanics*, 116(8), pp. 1733-1749.
- Fenton G., Griffiths D. (2002). Probabilistic foundation settlement on spatially random soil. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 128(5), pp. 381-390.
- Fenton G., Griffiths D., Ojomo, O. (2011). Consequence factors in the ultimate limit state design of shallow foundations. *Canadian Geotechnical Journal*, 48(2), pp. 265-279.
- Fenton G.A., Griffiths D.V., Williams M.B. (2005). Reliability of traditional retaining wall design. *Géotechnique* 55, N°1, pp 55-62
- Fernandes M., Fabre R., Denis A., Matton D., Lataste J.F. (2014). Prévention des risques naturels liés au retrait-gonflement des argiles en gironde: étude de facteurs d'aggravation. JNGG2014, Beauvais, 8-10 Juillet.

- 
- Filonenko-Borodich M.M. (1940). Some approximate theories of elastic foundation. *Uchenyie Zapiski Moskovskogo Gosudarstvennogo Universiteta [in Russian] Mekhanica*. pp. 46:3-18.
- Flügge W. (1973). *Stresses in shells*. Berlin: Springer 2nd edition. p. 217.
- Fröhlich O. K. (1934). *Druckverteilung im Baugrunde*. Springer, Vienna.
- Galindez-Jamioy C.A., López-Higuera J.M. (2012) Brillouin Distributed Fiber Sensors: An Overview and Applications, *Journal of Sensors*, vol. 2012, ID 204121, 17 pages.
- Ghanem R., Brazkala W. (1996). Stochastic finite-element analysis of soil layers with random interface. *Journal of Engineering mechanics, ASCE*, 122(4), pp 361-369
- Giasi C.I., Masi P., Cherubini C. (2003). Probabilistic and fuzzy reliability analysis of a sample slope near Aliano. *Engineering Geology* 67: 391-402.
- Gibson R. E. (1967). Some results concerning displacement and stresses in a non-homogeneous elastic half-space. *Géotechnique* 17, 58-67.
- Golub E.B., Romano F. (1973). A method for obtaining stresses and displacements in thick cylindrical shells under arbitrary boundary conditions. *J. Apph Mech.* 40, 221-226.
- Griffiths D.V., Fenton G.A., Manoharan N. (2002). Bearing capacity of rough rigid strip footing on cohesive soil: Probabilistic study. *Jnl. Geotech. Geoenv. Eng., ASCE* 128(9), pp 743-755.
- Gulati S.T., Essenburg F. (1967). Effects of anisotropy in axisymmetric cylindrical shells. *J. Appl. Mech.* 34, 659-666.
- Hasofer A.M., Lind N.C. (1974). An exact and invariant first-order reliability format. *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE* 100, pp. 111-121.
- Hetényi M. (1946). *Beams on elastic foundation*, University of Michigan Press.
- Holl D. L. (1940). Stress transmission in earths. *Proc. Highway Research Board*, No. 20, 709-721.
- Holley M., Rittenhouse S. (1999). Corrosion of prestressing wire in prestressed concrete cylinder pipe. *Pure technologies Technical Paper*.
- Houlsby G.T., Cassidy M.J., Einav I. (2005). A generalised Winkler model for the behaviour of shallow foundations. *Géotechnique*, vol. 55, no 6.
- Houy L. (2005). *Variabilité des sols et risques liés à l'interaction sol-ouvrage*, Thèse de Doctorat Université Bordeaux 1.
- Huber M. (2013). *Soil variability and its consequences in geotechnical engineering*. s.l.: Inst. f. Geotechnik.
- Iris J.M. (1986). Analyse et interprétation de la variabilité spatiale de la densité apparente dans trois matériaux ferrallitiques. *Sciences du sol*, no. 3, vol. 24, pp. 245-256.

- 
- Iten M. (2015). Benefits of Global Standards on the Use of Optical Fiber Sensing Systems for the Impact of Construction of New Utilities and Tunnels on Existing Utilities. Conference Pipelines 2015, Août 23-26, Baltimore, Maryland.
- Jaksa M.B (1995). The influence of spatial variability on the geotechnical design properties of a stiff over consolidated clay. PhD thesis, University of Adelaide, Australia.
- Jeyapalan J.K., Abdel-Magid B.M. (1987). Longitudinal stresses and strains in design of RPM pipes. *Journal of transportation engineering*, 113(3), 315-331.
- Juang C.H., Jhi Y.Y., Lee D.H. (1998). Stability analysis of existing slopes considering uncertainty. *Engineering Geology* 49: 111-122.
- Kassir M. K. (1972). Boussinesq problems for nonhomogeneous solid. *ASCE Journal Engineering Mechanics Division*. No. 98, 457-470.
- Kerr A. D. (1964). Elastic and viscoelastic foundation models. *J. Appl. Mech.*, 25(80), 491–498.
- Kloppel K., Glock D. (1979). Theoretische und experimentelle untersuchungen zu den traglastproblemen beigewiecher, in die erde eingebetteter rohre. Veröffentlichung des Instituts Statik und Stahlbau der Technischen Hochschule Darmstadt, H-10.
- Kollbrunner C.F. (1946). *Foundation und Konsolidation*. Schweizerisches Druck- und Verlagshaus. Zürich.
- Laffréchine K. (1999). Base de données urbaine pour la gestion des réseaux d'assainissement non-visitables. Thèse de doctorat, Université de Bordeaux I.
- Le Duy T.D. (2011). Traitement des incertitudes dans les applications des études probabilistes de sûreté nucléaire. Thèse de doctorat, Université de Technologie de Troyes.
- Lee H. (2010). Finite element analysis of a buried pipeline. University of Manchester, 198 p.
- Lemaire M. (2005). Fiabilité des structures. Couplage mécano-fiabiliste statique. Lavoisier, 506 p.
- Leonhard G. (1977). Die belastung von erdverlegten Rohren unterschiedlicher Steifigkeit unter Berücksichtigung des Verformungsverhaltens des umgebenden Bodens. 3Rinternational, vol. 3-4, Vulkan-Verlag GmbH, Essen.
- Magnan J-P., Baghery S. (1982). Statistiques et probabilités en mécanique des sols, état des connaissances. Rapport de Recherche LPC n°109, 192p, ISBN 2-7208-7180-X
- Marston A. (1930). The Theory of External Loads on Closed Conduits in the Light of the Latest Experiments. Bulletin 96, Iowa Eng. Experiment Station, Ames, Iowa, Etats-Unis.
- Marston A., Anderson A. O. (1913). The Theory of Loads on Pipes in Ditches and Test of Cement and Clay Drain Title and Sewer Pipe. Bulletin 31, Iowa Eng. Experiment Station, Ames, Iowa, Etats-Unis.
- Matheron (1965). Les variables régionalisées et leur estimation. Masson et Cie, Paris, 212 p

- 
- Melchers R. E. (1999). *Structural Reliability Analysis and Prediction*. John Wiley & Sons, 456p.
- Mellizo Suarez C.A. (2010). *Estimation du module réversible des matériaux granulaires de chaussées*, Mémoire, Université Laval.
- Meyerhof G.G., Baikie L.D. (1963). Strength of steel sheets bearing against compacted sand backfill. Highway research board proceedings 30.
- Moser A. P., Folkman S. L. (2001). Buried pipe design (p. 57). New York: McGraw-Hill.
- Munson D., Antaki G., Finland S., Lara P. (2008). An assessment of industry needs for control of degradation in buried pipe. EPRI, Palo Alto, CA. 1016276, 126 p.
- Naghdi P.M. (1964). On a variational theorem in elasticity and its application to shell theory. *J. Appl. Mech.* 31, 647-653.
- NF EN 639 (1995). Prescriptions communes pour tuyaux pression en béton y compris joints et pièces spéciales. AFNOR.
- NF EN 640 (1995). Tuyaux pression en béton armé et tuyaux pression à armature diffuse (sans âme en tôle), y compris joints et pièces spéciales. AFNOR.
- NF EN 641 (1995). Tuyaux pression en béton armé à âme en tôle, joints et pièces spéciales compris. AFNOR.
- NF EN 642 (1995). Tuyaux pression en béton précontraint, avec ou sans âme en tôle, y compris joints et pièces spéciales et prescriptions particulières relatives au fil de précontrainte pour tuyaux. AFNOR.
- Noh H-C. (2004). A formulation for stochastic finite element analysis of plate structures with uncertain Poisson's ratio. *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg.* Elsevier, 193, 4857-4873.
- Nour A., Slimani A., Laouami N. (2002). Foundation settlement statistics via finite element analysis, *Computers and Geotechnics*. Elsevier, 29, 641-676
- Oner M. (1990). Vertical and horizontal deformation of an inhomogeneous elastic half-space. *Int. J. Numer. Analytic. Meth. Geomech.*, Vol. 14, 613-629.
- Pasternak P. L. (1954). On a new method of an elastic foundation by means of two foundation constants. Gosudarstvennoe Izdatelstvo Literaturi po Stroitelstvu i Arkhitekture, Moscow (in Russian).
- Peschl G.M., Schweiger H.F. (2003). *Reliability Analysis in Geotechnics with Finite Elements - Comparison of Probabilistic, Stochastic and Fuzzy Set Methods*. *Imprecise Probability: Theories and Applications* 437-451.
- Phoon K.-K., Kulhawy F.H. (1999). Evaluation of geotechnical property variability. *Can. Geotech. J.*, 36, 625-639.
- Popescu R., Deodatis G., Nohahar A. (2005). Effects of random heterogeneity of soil properties on bearing capacity. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 20(4), pp. 324-341.

- 
- Popov G.I. (1959). Bending of an unbounded plate supported by an elastic half-space whose modulus is a power function of depth. *Akad. Nauk. Journal of Appl. Math. Mech.*, Vol. 23, 1566\_1573.
- Poulos H.G. (1967). Stresses and displacements in an elastic layer underlain by a rough rigid base. *Géotechnique* 17, 378-410.
- Poulos H.G., and Davis, E.H. (1974). *Elastic solutions for soils and Rock Mechanics*. John Wiley, New York.
- Putet E. (2014). Rapport TECHNOSOL no. TEA140218 du 12.09.2014.
- Reed C., Robinson A.J., Smart D. (2004). Techniques for monitoring structural behaviour of pipeline systems. AWWA Research Foundation, Denver, CO, USA, 246 p.
- Reissner E. (1958). A note on deflections of plates on a viscoelastic foundation. *J. Appl. Mech.*, 25(80), 144–145.
- Robert, D. J., Rajeev, P., Kodikara, J., Rajani, B. (2016). Equation to predict maximum pipe stress incorporating internal and external loadings on buried pipes. *Canadian Geotechnical Journal*, 53(8), 1315-1331.
- Sandraz A.C., Salles C., Bessoule N. (2015). Gestion patrimoniale des feeders : Revue des techniques de surveillance des conduites de gros diamètre en Bonna. 52 p.
- Scarino J.H. (1981). Buried pipelines: Settlement modification and load transfer. *Transportation Engineering Journal of ASCE*, 107(4), 469-486.
- Scarino J.H. (1982). Buried pipelines: providing flexibility at structures. *Transportation Engineering Journal of ASCE*, 108(3), 267-281.
- Schweiger H.F., Peschl G. (2007). Basic Concepts and Applications of Random Sets in Geotechnical Engineering. Dans *Probabilistic Methods in Geotechnical Engineering*, de Fenton G.A. Griffiths D.V., 113-126. New York: Springer.
- Selvadurai A.P.S. (1985). Soil–pipeline interaction during ground movement. In Bennett FL, Machemehl JL, editors, *Arctic, Civil Engineering in the Arctic offshore*. ASCE speciality conference, San Francisco, pp. 763–73
- Shafer G.A. (1976). *Mathematical Theory of Evidence*. Princeton University Press.
- Sickert J.U., Beer M., Graf W., Möller B. (2003). Fuzzy probabilistic structural analysis considering fuzzy random functions. Vol. 1, chez *Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering*, de Madanat S., Pestana J.M. Der Kiureghian A., 379-386. Rotterdam: Millpress.
- Soubra A. H., Youssef Abdel Massih D. S., Kalfa M. (2008). Bearing capacity of foundations resting on a spatially random soil. s.l., In *GeoCongress 2008: Geosustainability and geohazard mitigation*, pp. 66-73.
- Spangler M. G. (1946). Analysis of loads and supporting strengths and principles of design for culverts. *Highway Research Board Proceedings*, 1946, vol. 26, p 189-214.

- 
- Spangler M. G. (1950). A theory on loads on negative projecting conduits, Proceedings of the Thirtieth Annual Meeting of the Highway Research Board, 1950, Etats-Unis, p 153.
- Spangler M. G. (1956). Loads and supporting strengths of underground conduits, Proceedings of the Washington University Conference, Saint Louis, 1956, Etats-Unis, p 193-213.
- Spangler M. G. (1962). Foundations Engineering, First Edition. New York, Etats-Unis : McGraw Hill Book Company, 1962, 1237 p.
- Tang W.-H. (1984). Principles of probabilistic characterization of soil properties in Probabilistic Characterization of soil properties: bridge between Theory and Practice. p 74-89, in Atlanta, ASCE.
- Thépot O. (2004). Prise en compte des caractéristiques en petites déformations des sols dans l'étude du comportement des collecteurs enterrés, Thèse de doctorat. Paris : Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. 2004, 261 p.
- Thorin R. (1986). Caractéristiques des masses marnes du gypse et de leurs facies d'altération dans la région parisienne. Méthodologie des études géotechniques. Bulletin de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur, no. 33, Issue 1, pp. 73-89.
- Tsai W.T. (1973). On the problem of flexure of anisotropic cylindrical shells. Int. J. Solids and Struct. 9, 1155-1175.
- Van Marcke E. (1977). Probabilistic Modeling of soil Profiles, Journal of geotechnical Engineering Division (ASCE). 103(11), 1227-1246.
- Van Marcke E. (1983). Random fields: analysis and synthesis. Cambridge: MIT Press, 1983.
- Van Marcke E., Grigoriu M. (1983). Stochastic finite element analysis of simple beams. Journal of Engineering Mechanics, 1983, vol. 109, n°5, p 1203-1214
- VEDIF (2012). ETUDES GENERALES : Gestion patrimoniale : Description du patrimoine des feeders Diagnostic non destructif.
- Vesic A.B. (1961). Beams on elastic subgrade and Winkler's hypothesis. Proc. 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 845-850.
- Vinson J.g., Chou T.W. (1975). Composite materials and their use in structures. London: Applied Science Publishers Ltd.
- Vlasov V.Z. (1964). General theory of shells and its applications in engineering, NASA TT F-99.
- Vlassov V.L., Leontiev N.H. (1956). Beams plates and shells on elastic foundations. Translated from Russian to English by Barouch, A. Jerusalem: Israel Program for scientific translations, 1966.
- Walley P. (1991). Statical Reasoning with Imprecise Probabilities. Londres: Chapman and Hall.
- Wang M.L., Lynch J.P., Sohn H. (2014). Sensor Technologies for Civil Infrastructures. Vol. 2: Applications in Structural Health Monitoring. Woodhead Publishing, 738 p.

- 
- Wang Y.U., Moore I.D. (2015). Simplified design model for rigid pipe joints based on the two-pipe approximation. *Canadian Geotechnical Journal* 52(5): 626-637
- Wang, Y.U., Moore I.D. (2014). Simplified design equations for joints in buried flexible pipes based on Hetényi Solutions. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*,140: 04013020-1–04013020-14. doi :10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000993.
- Winkler E. (1867). *Die Lehre von der Elasticitaet und Festigkeit*. Prague : Dominicus, 1867, p 845-850.
- Worku A. (2010). A generalized formulation of continuum models for elastic foundations. *Proc., GeoFlorida 2010: Advances in Analysis, Modeling and Design*, ASCE, Reston, VA, 1641–1650.
- Worku A. (2012). Calibrated analytical formulas for foundation model parameters. *International Journal of Geomechanics* 13.4 : 340-347.
- Yanez-Godoy H., Elachachi S.M., Darwich G., Chesneau O., Féliers C. (2018) Identification des déterminants du comportement mécanique d'une conduite d'eau potable enterrée et instrumentée. 10èmes Journées Fiabilité des Matériaux et des Structures, Bordeaux, France, 27-28 Mars.
- Yang Y.N. (1972). Simulation of Random Envelope Processes. *Journal of Sound and Vibration*. vol. 21, Issue 1, pp. 73-85.
- Youssef Abdel Massih D., Soubra, A. H. (2010). Effet de la variabilité spatiale du sol dans l'étude du comportement des fondations superficielles filantes. *Revue Francaise de Géotechnique*, 130(41), pp. 41-50.
- Zadeh L.A. (1965). Fuzzy sets. *Information and Control* 8: 338-353.
- Zouhal L. (1997). Contribution à l'application de la théorie des fonctions de croyance en reconnaissance des formes. Thèse de doctorat, Université de Technologie de Compiègne.

## Annexe A : Détermination de la matrice de rigidité élémentaire d'une poutre sur sol élastique

### Déplacements et forces nodaux

Chaque nœud de l'élément poutre possède deux degrés de liberté : un déplacement  $w$  normal à la ligne médiane et une rotation  $\theta$  autour de l'axe  $Y$ .

Le nombre total de degrés de liberté d'un élément étant égal au produit du nombre de nœud par le nombre de degré de liberté de chaque nœud, notre élément possède donc quatre degrés de liberté.

Le nombre de degré de liberté étant connu, on peut déterminer le vecteur des déplacements nodaux  $\{\delta^e\}$  et le vecteur des efforts nodaux  $\{F^e\}$  :

$$\begin{aligned}\{F^e\}^T &= \{F_1 \quad M_1 \quad F_2 \quad M_2\} \\ \{\delta^e\}^T &= \{w_1 \quad \theta_1 \quad w_2 \quad \theta_2\}\end{aligned}\tag{A.1}$$

$F_i, M_i$  : force et moment appliquées au nœud  $i$ .

### Fonction de déplacement

La première étape dans la résolution par la méthode des éléments finis est de choisir une fonction de déplacement qui définit de façon unique l'état de déplacement de tous les points de l'élément.

La forme la plus convenable de la fonction de déplacement est un polynôme fonction de  $x$ .

La fonction de déplacement doit avoir les propriétés suivantes :

1. Le polynôme doit être continu sur le domaine de l'élément.
2. Le nombre de termes indépendants dans le polynôme doit être égal au nombre des composantes de déplacement qui sont à calculer.

Pour un élément de poutre la fonction de déplacement satisfaisant les conditions ci-dessus est :

$$w(x) = \alpha_1 + \alpha_2 x + \alpha_3 x^2 + \alpha_4 x^3\tag{A.2}$$

$$\theta(x) = \frac{dw}{dx} = \alpha_2 + 2\alpha_3 x + 3\alpha_4 x^2\tag{A.3}$$

et sous forme matricielle :

$$w(x) = \begin{Bmatrix} 1 & x & x^2 & x^3 \end{Bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \alpha_3 \\ \alpha_4 \end{Bmatrix}$$

$$w(x) = \{\phi(x)\} \cdot \{\alpha\} \quad (\text{A.4})$$

avec

$$\{\phi(x)\} = \begin{Bmatrix} 1 & x & x^2 & x^3 \end{Bmatrix} \quad (\text{A.5})$$

$$\{\alpha\}^T = \{\alpha_1 \quad \alpha_2 \quad \alpha_3 \quad \alpha_4\}$$

En appliquant les équations (A.2) et (A.3) aux deux nœuds d'un élément poutre de longueur L, on obtient :

$$w_1 = w(0) = \alpha_1$$

$$\theta_1 = \theta(0) = \alpha_2$$

$$w_2 = w(L) = \alpha_1 + \alpha_2 L + \alpha_3 L^2 + \alpha_4 L^3$$

$$\theta_2 = \theta(L) = \alpha_2 + 2\alpha_3 L + 3\alpha_4 L^2$$

sous forme matricielle :

$$\begin{Bmatrix} w_1 \\ \theta_1 \\ w_2 \\ \theta_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ 1 & L & L^2 & L^3 \\ 0 & 1 & 2L & 3L^2 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \alpha_3 \\ \alpha_4 \end{Bmatrix} \quad (\text{A.6.a})$$

ou bien :

$$\{\delta^e\} = [A] \cdot \{\alpha\} \quad (\text{A.6.b})$$

avec

$$[A] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ 1 & L & L^2 & L^3 \\ 0 & 1 & 2L & 3L^2 \end{bmatrix} \quad (\text{A.7})$$

Le vecteur des coefficients  $\{\alpha\}$  peut être obtenu après inversion de la matrice  $[A]$  par l'expression :

$$\{\alpha\} = [A^{-1}] \cdot \{\delta^e\} \quad (\text{A.8})$$

avec

$$[A^{-1}] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ -\frac{3}{L^2} & -\frac{2}{L} & \frac{3}{L^2} & -\frac{1}{L} \\ \frac{2}{L^3} & \frac{1}{L^2} & -\frac{2}{L^3} & \frac{1}{L^2} \end{bmatrix} \quad (\text{A.9})$$

En substituant l'équation (A.8) dans la relation (A.4), on obtient l'expression de la fonction de déplacement:

$$w(x) = \{\phi(x)\} \cdot [A^{-1}] \cdot \{\delta^e\} \quad (\text{A.10.a})$$

En notant que :  $w(x) = (w(x))^T$ , l'expression (A.10.a) peut être réécrite sous la forme :

$$w(x) = \{\delta^e\}^T \cdot [A^{-1}]^T \cdot \{\phi(x)\}^T \quad (\text{A.10.b})$$

### Relation entre les efforts et les déplacements nodaux

L'énergie potentielle totale  $\Pi$  d'un corps solide peut être exprimée par la différence entre l'énergie de déformation  $\Psi$  et le travail des forces extérieures  $W$  :

$$\Pi = \Psi - W \quad (\text{A.11})$$

#### a) Expression de l'énergie de déformation $\Psi$

L'énergie de déformation  $\Psi$  d'un élément poutre est égale à :

$$\Psi = -\frac{1}{2} \int_0^L M(x) \cdot w''(x) dx \quad (\text{A.12})$$

Sachant que le moment de flexion est relié à la dérivée seconde du déplacement  $w$  par la relation :

$$M(x) = -EI w''(x) \quad (\text{A.13})$$

L'expression (A.12) devient :

$$\Psi = \frac{EI}{2} \int_0^L (w''(x))^2 dx \quad (\text{A.14})$$

En remplaçant  $w(x)$  par ses expressions (A.10.a et A.10.b) on obtient :

$$\Psi = \frac{EI}{2} \int_0^L \left( \{\delta^e\}^T \cdot [A^{-1}]^T \cdot \{\phi''(x)\}^T \right) \cdot \left( \{\phi''(x)\} \cdot [A^{-1}] \cdot \{\delta^e\} \right) dx$$

$$\Psi = \{\delta^e\}^T [A^{-1}]^T \left( \frac{EI}{2} \int_0^L \{\phi''(x)\}^T \cdot \{\phi''(x)\} dx \right) [A^{-1}] \{\delta^e\} \quad (A.15)$$

### b) Expression du travail des forces extérieures W

Le travail W d'un effort F lorsqu'il parcourt une distance  $\delta_0$  s'exprime par :

$$W = \int_0^{\delta_0} F d\delta \quad (A.16)$$

Dans le cas d'un effort F qui ne dépend pas de  $\delta$  ( $F=Cte=F_0$ ), l'expression (A.16) devient :

$$W = F_0 \cdot \delta_0 \quad (A.17)$$

Par contre dans le cas d'une force F dépendant linéairement de  $\delta$  ( $F(\delta) = b \cdot \delta$ ), l'expression (A.16) nous donne :

$$\begin{aligned} W &= \int_0^{\delta_0} F(\delta) d\delta \\ W &= b \int_0^{\delta_0} \delta d\delta \\ W &= b \frac{\delta_0^2}{2} \\ W &= \frac{1}{2} F_0 \cdot \delta_0 \end{aligned} \quad (A.18)$$

avec :

$b$  : rapport de proportionnalité.  $F_0 = b \cdot \delta_0$

Le travail W des forces extérieures appliquées à l'élément poutre est composé du travail  $W_q$  (dû à la charge uniforme q) et du travail  $W_R$  (dû à la réaction du sol).

$$W = W_q + W_R \quad (A.19)$$

La charge q est considérée comme constante. Le travail  $W_q$  est déduit de l'expression (A.17) :

$$W_q = \int_0^L q \cdot w(x) dx$$

En remplaçant  $w(x)$  par son expression (IV.14.b), on obtient :

$$W_q = \{\delta^e\}^T \cdot [A^{-1}]^T \cdot q \int_0^L \{\phi(x)\}^T dx \quad (A.20)$$

La réaction  $R(x)$  varie linéairement avec  $w(x)$ . Le travail  $W_R$  est déduit de l'expression (A.18) :

$$W_R = -\frac{1}{2} \int_0^L R(x) \cdot w(x) dx \quad (A.21)$$

$$W_R = -\frac{1}{2} \int_0^L (k \cdot w(x)) \cdot D_{\text{ext}} \cdot w(x) dx$$

En remplaçant  $w(x)$  par ses expressions ((A.10.a) et (A.10.b)) on obtient :

$$W_R = -\{\delta^e\}^T \cdot [A^{-1}]^T \cdot \left( \frac{k \cdot D_{\text{ext}}}{2} \cdot \int_0^L \{\phi(x)\}^T \cdot \{\phi(x)\} dx \right) \cdot [A^{-1}] \cdot \{\delta^e\} \quad (A.22)$$

En remplaçant les équations (A.19 et A.21) dans l'expression (A.18), on obtient :

$$W = \{\delta^e\}^T \cdot [A^{-1}]^T \left( q \int_0^L \{\phi(x)\}^T dx \right) - \{\delta^e\}^T \cdot [A^{-1}]^T \cdot \left( \frac{k \cdot D_{\text{ext}}}{2} \int_0^L \{\phi(x)\}^T \cdot \{\phi(x)\} dx \right) \cdot ([A^{-1}] \cdot \{\delta^e\}) \quad (A.23)$$

### c) Expression de l'énergie potentielle totale $\Pi$

L'énergie potentielle totale  $\Pi$  est donc égale (équations (A.11), (A.15) et (A.22)) :

$$\Pi = \frac{1}{2} \{\delta^e\}^T \left[ [A^{-1}]^T \left( EI \int_0^L \{\phi''(x)\}^T \cdot \{\phi''(x)\} dx + (k \cdot D_{\text{ext}}) \int_0^L \{\phi(x)\}^T \cdot \{\phi(x)\} dx \right) \cdot [A^{-1}] \right] \{\delta^e\} - \{\delta^e\}^T \left[ [A^{-1}]^T q \int_0^L \{\phi(x)\}^T dx \right] \quad (A.24)$$

Par ailleurs,  $\Pi$  s'écrit également sous la forme :

$$\Pi = \frac{1}{2} \{\delta^e\}^T \cdot [K^e] \cdot \{\delta^e\} - \{\delta^e\}^T \cdot \{F^e\} \quad (A.25)$$

où

- $[K^e]$ : Matrice de rigidité de l'élément
- $\{\delta^e\}$ : Vecteur des déplacements nodaux
- $\{F^e\}$ : Vecteur des forces nodales

L'identification entre les équations (A.23) et (A.24) donne :

$$[\mathbf{K}^e] = [\mathbf{A}^{-1}]^T \left( EI \int_0^L \{\phi''(x)\}^T \cdot \{\phi''(x)\} dx + (k \cdot D_{\text{ext}}) \int_0^L \{\phi(x)\}^T \cdot \{\phi(x)\} dx \right) [\mathbf{A}^{-1}] \quad (\text{A.26})$$

$$\{\mathbf{F}^e\} = [\mathbf{A}^{-1}]^T \mathbf{q} \int_0^L \{\phi(x)\}^T dx$$

En calculant les intégrales et en effectuant les produits matriciels on obtient :

$$[\mathbf{K}^e] = \left( EI \begin{bmatrix} \frac{12}{L^3} & \frac{6}{L^2} & -\frac{12}{L^3} & \frac{6}{L^2} \\ \frac{6}{L^2} & \frac{4}{L} & -\frac{6}{L^2} & \frac{2}{L} \\ -\frac{12}{L^3} & -\frac{6}{L^2} & \frac{12}{L^3} & -\frac{6}{L^2} \\ \frac{6}{L^2} & \frac{2}{L} & -\frac{6}{L^2} & \frac{4}{L} \end{bmatrix} + \frac{k \cdot D_{\text{ext}} \cdot L}{420} \begin{bmatrix} 156 & 22L & 54 & -13L \\ 22L & 4L^2 & 13L & -3L^2 \\ 54 & 13L & 156 & -22L \\ -13L & -3L^2 & -22L & 4L^2 \end{bmatrix} \right) \quad (\text{A.27})$$

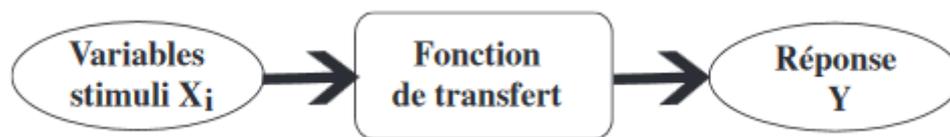
$$\{\mathbf{F}^e\}^T = \mathbf{q} \left\{ \begin{array}{cccc} \frac{L}{2} & \frac{L^2}{12} & \frac{L}{2} & -\frac{L^2}{12} \end{array} \right\} \quad (\text{A.28})$$

## Annexe B : Méthode des surfaces de réponse

### Principes et définitions

Dans le cas général, on appelle surface de réponse, la représentation géométrique de la réponse d'un processus physique spatio-temporel aléatoire à des variables stimuli. La propriété étudiée, ou réponse  $Y$ , résulte alors du transfert par une fonction de réponse explicite, ou fonction de transfert, des variables d'entrée du système, le changement de valeurs de ces variables entraînant un changement de la valeur de la fonction de réponse. Les modèles expérimentaux des surfaces de réponse prennent en considération le choix des variables stimuli, la définition des périodes d'observation et le calcul d'erreur. Les variables d'entrée, stimuli représentatifs du phénomène, sont notées  $X_i$  ( $i = 1, \dots, n$ ), et sont appelées aussi variables de base du phénomène. Elles sont caractérisées par un ensemble d'informations statistiques notées  $\theta_j$  ( $j = 1, \dots, p$ ) (fonctions de distribution indépendantes ou corrélées, moments normalisés, ...). Dans le cas général, les variables  $X_i$  sont des processus spatio-temporels, dits stochastiques ramenés à des vecteurs aléatoires lorsqu'on fixe les indices de temps et d'espace.

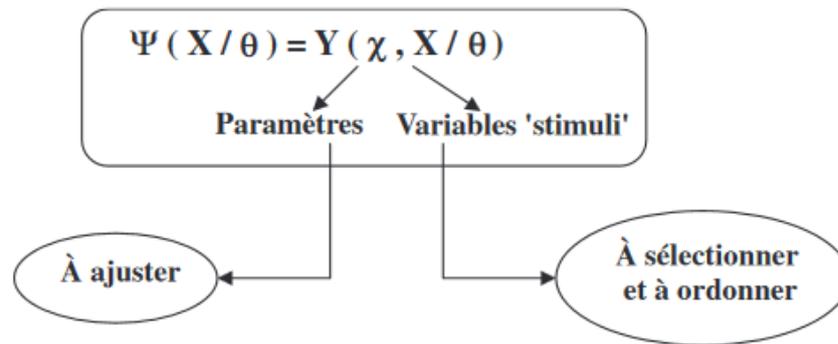
Ce transfert des variables stimuli peut être représenté par le schéma de la **Figure B. 1**.



**Figure B. 1 : Schéma d'une fonction de transfert**

En général, la forme explicite de cette fonction de transfert en fonction des variables de base est inconnue, et la recherche d'une approximation, appelée fonction de réponse, devient nécessaire. Le plus souvent, elle appartient à une famille de fonctions usuelles linéaires ou non, caractérisées par des paramètres  $\chi_k$  ( $k = 1, \dots, l$ ), aléatoires ou déterministes. L'ajustement de la réponse, basée sur une base de données expérimentales (expérimentation physique ou numérique) et une métrique pour le calcul d'erreur, permet de déduire les paramètres  $\chi_k$ . La représentation géométrique de la fonction de réponse sous la forme d'une courbe, d'une surface ou d'une hyper-surface est appelée surface de réponse. En termes de fiabilité, l'introduction d'outils géométriques comme les lignes de niveau relatives à cette surface est très utile et traduit la frontière entre le domaine de défaillance et le domaine de sécurité.

La fonction de réponse peut donc s'écrire formellement comme indiquée dans la **Figure B. 2**.



**Figure B. 2 : Expression formelle de la fonction de réponse**

Pour construire une surface de réponse, il faut donc fournir :

- $X = \{X_1, \dots, X_n\}$ , ensemble représentatif et ordonné des variables de base,
- $\theta = \{\theta_1, \dots, \theta_n\}$ , ensemble d'informations statistiques sur le vecteur  $X$  (fonctions de distributions indépendantes ou corrélées, moments normalisés, . . .),
- $\Psi(X/\theta)$ , approximation de la réponse  $Y$ , formulée explicitement en fonction de  $X$  sachant les données statistiques  $\theta$ , et obtenue soit par ajustement des paramètres  $\chi$  (surface de réponse analytique), soit par modèles physiques successifs (surface de réponse physique),
- $|\cdot|$ , une métrique dans l'espace des variables de base et de la réponse. Cette métrique permet de mesurer la qualité de l'ajustement de l'approximation  $\Psi$  à la réponse  $Y$ .

### **Formulations des fonctions de réponse : surfaces de réponse analytiques et physiques**

Plusieurs critères permettent de présélectionner le type de formulation de la fonction de réponse à choisir pour représenter les variations de la réponse  $Y$ . On peut citer en particulier le niveau de complexité dont dépendent le temps de calcul, la possibilité d'une approche expérimentale et l'état actuel des connaissances notamment des modèles déterministes servant de référence. La construction de surfaces de réponse relève de plus en plus d'une solution mixte basée sur les deux approches usuelles :

- L'ajustement d'un modèle de transfert approché sur une base de données sélectionnées en utilisant des fonctions mathématiques usuelles, en particulier de type polynômial (surface de réponse analytique).
- L'utilisation de lois physiques déterministes dans lesquelles sont introduites des variables aléatoires pour rendre compte des variabilités intrinsèques ou des incertitudes sur les paramètres des modèles. La représentativité physique des modèles déterministes et la sélection des variables de base qui gouvernent les variations des quantités étudiées dirigent la construction de la surface de réponse. Cette surface de réponse est dite physique.

Suite à des controverses sur le choix de modèles "empiriques" ou "fonctionnels", Bliss a largement insisté en 1970 sur l'importance du sens physique d'un modèle choisi : "Un modèle mathématique développé à partir d'une compréhension profonde du mécanisme devrait être utilisé chaque fois que c'est possible. La conformité de séries d'observation avec un modèle

postulé est un test nécessaire mais non suffisant de validité. Une équation théorique, cependant, peut générer plus de constantes que besoin : ainsi, si la courbe théorique proposée demande 6 paramètres à ajuster mais ne décrit pas mieux les observations qu'une courbe empirique à trois paramètres, il est important de réexaminer l'équation théorique. Plus la compréhension physique est affinée, meilleure est la sélection d'une forme empirique".

La difficulté de caractériser statistiquement les variables de base s'ajoute à la formulation analytique du transfert. Dans le cas de surfaces de réponse décrivant des états limites, ce problème conditionne le calcul de la fiabilité. Par exemple, dans le domaine des matériaux composites laminés unidirectionnels et chargés dans le plan, un état limite se déduit généralement des trois critères suivant : les contraintes, les efforts externes plans et les dimensions géométriques du matériau. Des hypothèses différentes sur le nombre de variables et leur type de loi de distribution peuvent conduire à des variations de plus de 30% sur les valeurs des facteurs de sécurité correspondants.

## Annexe C : Paramètres des surfaces de réponse

BE1	$\sigma_{xx}$	$\sigma_{xy}$	$\sigma_{yy}$	$\sigma_{zz}$
$a_0$	37086507660	8118443474	4,5088E+16	1,98684E+17
$a_1$	-658325,6652	-122477,767	-1,30221E+12	-4,65398E+12
$a_2$	-8,08522E-05	0,00017948	16761,8296	112209,552
$a_3$	-1,34553E-10	7,72294E-10	0,012802333	0,713014991
$a_4$	-8,77551E-15	1,12285E-13	-8,40112E-07	6,32091E-07
$a_5$	6,38276E-09	1,50566E-10	0,004877938	0,006969606
$a_6$	0,011977156	-0,001263233	484437,1879	707620,5988
$a_7$	-266865991,4	-80116619,94	1,78904E+14	-2,99179E+14
$a_8$	-8,65981E-10	1,65929E-09	-0,565926508	6,483124634
$a_9$	-7,86952E-16	4,82347E-16	1,79449E-10	-1,1906E-08
$a_{10}$	-1,12456E-20	-5,02408E-20	3,95404E-12	-1,31878E-11
$a_{11}$	1,23853E-14	3,34493E-16	-2,41098E-08	-3,63804E-08
$a_{12}$	6,95348E-08	3,462E-09	7,133238543	6,651193221
$a_{13}$	7,90157E-11	2,43049E-12	-0,004558219	0,003070417
$a_{14}$	9,35753E-12	1,24134E-12	-1,10539E-05	6,41344E-05
$a_{15}$	1,83314E-15	-2,96912E-15	4,91591E-07	-1,40312E-06
$a_{16}$	7,50727E-13	-6,12286E-12	-0,003079498	-0,004560838
$a_{17}$	-1,0625E-05	-7,47547E-05	-24598,41974	-35839,12451
$a_{18}$	7,87645E-08	-1,04548E-07	12,71385045	-7,885463143
$a_{19}$	1,85355E-21	-5,58237E-21	1,48176E-13	1,52711E-12
$a_{20}$	1,42706E-18	-6,435E-18	-1,13802E-09	-5,10245E-10
$a_{21}$	2,77143E-11	-7,30315E-11	-0,00715252	-0,002297699
$a_{22}$	3,54785E-13	-6,89293E-14	-5,34854E-06	-1,01064E-06
$a_{23}$	6,16091E-23	4,5313E-22	4,8556E-14	6,88472E-14
$a_{24}$	3,73399E-15	3,10201E-14	6,47351E-07	-4,50891E-08
$a_{25}$	1,58076E-17	2,06474E-18	2,41848E-10	-3,8658E-10
$a_{26}$	-6,96612E-10	-2,27281E-11	-0,004361277	-0,005765483
$a_{27}$	-7,90727E-13	-1,08004E-14	-1,46068E-06	-3,80344E-06
$a_{28}$	-2,28339E-05	-2,0901E-07	1081,248719	-999,8132793
$a_{29}$	3,942069851	0,733399802	7797641,754	27868166,14
$a_{30}$	1,74513E-06	8,29441E-07	12,69028267	72,6676249
$a_{31}$	1,96492E-17	6,47094E-18	-1,36532E-10	1,58336E-10
$a_{32}$	3,03419E-26	-1,62692E-24	-7,25461E-18	1,01206E-17
$a_{33}$	-3,33026E-16	-7,93281E-18	1,38206E-11	2,28175E-11
$a_{34}$	-0,003901704	0,000253448	-408805,0878	-396845,0203
$a_{35}$	1482588,841	445092,333	-9,93911E+11	1,66211E+12
$r^2$	0,984705365	0,77048514	0,997603336	0,999537111

<b>AT1</b>	<b><math>\sigma_{xx}</math></b>	<b><math>\sigma_{xy}</math></b>	<b><math>\sigma_{yy}</math></b>	<b><math>\sigma_{zz}</math></b>
$a_0$	-4,09525E+18	281511273,1	9,23193E+15	-1,21225E+18
$a_1$	9,09773E+13	-11290,363	-1,71035E+11	2,70444E+13
$a_2$	-4745431,18	-0,001349316	22074,53423	-1419040,907
$a_3$	32,03624139	2,46859E-09	-0,73881274	9,39207381
$a_4$	-0,000217723	3,73555E-13	1,52773E-06	-6,50453E-05
$a_5$	-0,016094046	5,39346E-10	-0,000565721	-0,005435371
$a_6$	-3499190,533	-0,003665887	-24177,42768	-1046261,052
$a_7$	1,11316E+16	4286384,655	-5,92516E+13	3,18095E+15
$a_8$	-64,02494221	-1,28309E-08	-1,755762574	-19,71946529
$a_9$	1,51468E-07	3,21777E-15	-5,83268E-09	3,21185E-08
$a_{10}$	1,18415E-09	2,11511E-19	-1,08544E-11	3,53253E-10
$a_{11}$	1,54914E-07	1,51748E-15	2,32754E-09	4,77291E-08
$a_{12}$	-12,92023255	5,63525E-09	-0,039686171	-3,942288066
$a_{13}$	-0,02914855	-1,62825E-12	-0,001241769	-0,009219193
$a_{14}$	-0,001083801	1,28803E-12	-0,000399672	-0,000294354
$a_{15}$	0,000112888	2,87331E-14	-6,55115E-07	3,3683E-05
$a_{16}$	0,018394696	1,56456E-11	0,00031046	0,005614687
$a_{17}$	149325,9798	0,00019598	2452,691706	46034,10458
$a_{18}$	97,3465836	2,41814E-07	4,564192695	23,51704817
$a_{19}$	-3,19798E-10	-2,93408E-20	2,69965E-12	-9,51725E-11
$a_{20}$	-1,3731E-09	-3,85224E-17	-9,57342E-11	-4,11096E-10
$a_{21}$	-0,01987253	-5,45456E-10	-0,001051574	-0,006822659
$a_{22}$	-9,92815E-05	-1,00368E-12	-5,41858E-07	-2,00511E-05
$a_{23}$	-5,43726E-13	4,00466E-22	-9,79278E-16	-1,60242E-13
$a_{24}$	2,97584E-05	1,10557E-13	-4,84884E-07	8,79644E-06
$a_{25}$	5,36854E-08	2,87165E-17	-1,23075E-10	1,57851E-08
$a_{26}$	0,022036985	-7,45398E-11	0,000324219	0,006589024
$a_{27}$	1,63358E-05	-1,73858E-14	4,36453E-07	5,38699E-06
$a_{28}$	8622,126024	-1,96392E-07	348,7513428	2664,830004
$a_{29}$	-544774514,7	0,067606964	1024159,76	-161942523,5
$a_{30}$	-1056,430767	5,59638E-07	44,45784524	-122,3793771
$a_{31}$	5,01959E-09	2,80064E-18	5,31153E-10	2,43285E-10
$a_{32}$	6,23792E-16	-6,03974E-24	-4,26903E-18	1,86932E-16
$a_{33}$	-1,42805E-10	-2,93301E-17	-1,73994E-12	-2,65467E-11
$a_{34}$	876011,001	-0,000234043	5085,552479	261726,9508
$a_{35}$	-6,18421E+13	-23813,24808	3,29176E+11	-1,76719E+13
$r^2$	0,999286734	0,856155027	0,999956209	0,999280241

<b>BI1</b>	<b><math>\sigma_{xx}</math></b>	<b><math>\sigma_{xy}</math></b>	<b><math>\sigma_{yy}</math></b>	<b><math>\sigma_{zz}</math></b>
$a_0$	-4,49206E+16	-3779023908	-6,81906E+14	-1,0047E+16
$a_1$	3,14314E+12	55406,07476	43399769696	6,06486E+11
$a_2$	439163,1981	-0,000178135	2868,517245	87984,12326
$a_3$	2,278886025	1,90389E-10	-0,991617282	0,256929348
$a_4$	2,99426E-05	8,99313E-14	-1,04931E-07	6,02525E-06
$a_5$	-0,031069944	1,29285E-10	-0,000529958	-0,006111519
$a_6$	-2303671,979	-7,58314E-05	-29621,81034	-466210,0589
$a_7$	-2,02954E+15	38903636,47	-2,64821E+13	-3,57127E+14
$a_8$	-45,22389524	-2,24419E-10	-0,319742165	-9,112965615
$a_9$	-3,46948E-08	7,76175E-16	-1,21161E-08	8,64014E-09
$a_{10}$	-1,58425E-10	-1,78484E-20	-3,39862E-12	-3,21794E-11
$a_{11}$	1,47901E-07	3,82293E-16	2,18763E-09	2,95271E-08
$a_{12}$	-19,39966771	2,73041E-09	-0,484163596	-3,992588914
$a_{13}$	-0,024786875	1E-12	4,85653E-05	-0,005015138
$a_{14}$	-0,000949428	7,37034E-14	-0,000280534	-0,00019798
$a_{15}$	-1,66818E-05	2,81799E-15	-1,5361E-07	-3,35685E-06
$a_{16}$	0,018064906	6,72263E-12	0,000266343	0,003662763
$a_{17}$	143585,1567	8,26424E-05	2228,623258	29221,48265
$a_{18}$	73,52321272	1,49213E-07	-0,230619184	15,3370754
$a_{19}$	3,42571E-11	-3,03971E-21	9,50207E-14	6,84629E-12
$a_{20}$	2,44115E-11	-8,40323E-18	4,37234E-11	4,42852E-11
$a_{21}$	-0,008753001	-1,03915E-10	-0,000753323	-0,001932079
$a_{22}$	-3,52197E-05	-2,54258E-13	-1,97321E-07	-6,84479E-06
$a_{23}$	-1,94796E-13	3,33203E-22	-5,2398E-16	-4,1084E-14
$a_{24}$	-7,57462E-06	1,42529E-14	-2,54738E-07	-1,54398E-06
$a_{25}$	-9,65324E-09	4,38574E-18	7,35385E-11	-2,0865E-09
$a_{26}$	0,021924762	-1,95058E-11	0,000345503	0,004458097
$a_{27}$	1,75753E-05	-5,52081E-15	1,37312E-07	3,46347E-06
$a_{28}$	7355,682258	-9,25217E-07	5,041136345	1474,776076
$a_{29}$	-18821194,63	-0,331772903	-259878,8605	-3631651,624
$a_{30}$	362,5141967	-3,42172E-07	-54,67438499	151,2482172
$a_{31}$	8,42641E-10	-4,52743E-18	9,16344E-10	6,79151E-11
$a_{32}$	-1,15625E-17	-1,32114E-24	5,78965E-18	-1,83165E-18
$a_{33}$	-5,58211E-11	-7,85542E-18	-2,19245E-12	-1,72824E-11
$a_{34}$	1204680,092	-0,000266938	26786,17687	246014,884
$a_{35}$	1,12752E+13	-216131,3137	1,47123E+11	1,98404E+12
$r^2$	0,999771335	0,63787797	0,999983219	0,999757622

BE2	$\sigma_{xx}$	$\sigma_{xy}$	$\sigma_{yy}$	$\sigma_{zz}$
$a_0$	-1,27477E+16	1,0392E+16	-1,06069E+18	-2,14498E+17
$a_1$	7,88983E+11	-1,98429E+11	2,3605E+13	4,88555E+12
$a_2$	-21186,83722	-142,3194012	-487780,7247	-101506,8607
$a_3$	0,01434182	-2,05652E-05	3,565262879	0,717837853
$a_4$	7,75314E-07	7,14211E-08	3,24664E-06	8,2307E-07
$a_5$	-0,004873948	1,83138E-05	-0,030248597	-0,007145145
$a_6$	-34300,72645	31247,61629	-3088661,353	-621449,9566
$a_7$	-4,72654E+14	-6,07762E+13	2,84154E+15	4,6227E+14
$a_8$	-0,586935729	-0,001716803	-41,41344138	-8,405471456
$a_9$	-3,96459E-10	-1,1249E-10	3,32206E-08	2,06426E-09
$a_{10}$	-4,06017E-12	3,15591E-13	3,14628E-11	5,65696E-12
$a_{11}$	2,47576E-08	-1,22665E-10	1,6016E-07	3,76248E-08
$a_{12}$	0,466494956	0,09739498	-21,02965056	-4,130119755
$a_{13}$	0,000470569	0,000951922	-0,034665087	-0,00684993
$a_{14}$	-7,66879E-05	2,8869E-06	-0,000543529	-0,000100562
$a_{15}$	-4,80195E-07	4,16968E-09	5,94399E-06	1,09772E-06
$a_{16}$	0,002932476	-2,05455E-05	0,019850241	0,004558877
$a_{17}$	30246,60513	463,4942333	155070,9514	37014,32244
$a_{18}$	-1,630583507	-2,185187862	89,8636301	18,20601299
$a_{19}$	1,39872E-13	-2,26542E-16	7,3334E-12	1,477E-12
$a_{20}$	-9,81605E-10	1,43946E-12	-6,04079E-10	-3,43551E-10
$a_{21}$	-0,010123408	-4,75559E-05	-0,017433885	-0,005632752
$a_{22}$	9,49895E-07	6,6538E-07	-4,00019E-05	-6,92433E-06
$a_{23}$	-3,13444E-14	2,24278E-16	-2,84806E-13	-6,25961E-14
$a_{24}$	-5,45581E-07	-3,23246E-08	1,79549E-06	2,5788E-07
$a_{25}$	-3,31461E-10	-2,47898E-10	2,7903E-09	8,07216E-10
$a_{26}$	0,003551078	2,414E-05	0,023302169	0,005353006
$a_{27}$	1,92566E-06	-1,98833E-07	2,09047E-05	4,40487E-06
$a_{28}$	-122,3649886	-260,7361024	9993,520244	1972,548783
$a_{29}$	-4724449,24	1188199,478	-141347086,5	-29254761,86
$a_{30}$	45,77756274	-0,37413841	71,69998224	-32,02469034
$a_{31}$	3,78041E-11	4,31545E-12	6,75728E-10	-4,95115E-10
$a_{32}$	5,71873E-18	-4,58282E-19	-1,2959E-16	-2,55437E-17
$a_{33}$	-1,31989E-11	6,73013E-14	-9,55563E-11	-1,69705E-11
$a_{34}$	2353,146475	-5443,087012	1313214,171	261860,2302
$a_{35}$	2,62585E+12	3,37645E+11	-1,57864E+13	-2,56817E+12
$r^2$	0,974080418	0,997676775	0,99974405	0,999678978

AT2	$\sigma_{xx}$	$\sigma_{xy}$	$\sigma_{yy}$	$\sigma_{zz}$
$a_0$	-9,5771E+15	4,11576E+16	4,84859E+18	1,46221E+18
$a_1$	57190117641	-8,095E+11	-8,92709E+13	-2,70858E+13
$a_2$	-10164,60454	-121,9975769	2842383,4	854293,2554
$a_3$	-0,739765354	-6,42382E-05	32,0049561	9,381147823
$a_4$	1,12145E-06	-2,80147E-07	-0,000128028	-3,81497E-05
$a_5$	0,000626216	8,80738E-05	0,015194078	0,004930076
$a_6$	84180,02928	137445,5271	5255035,795	1598592,556
$a_7$	1,82066E+14	-2,17017E+14	-3,16765E+16	-9,38824E+15
$a_8$	1,054495156	-0,008003496	29,84902326	9,249706029
$a_9$	-7,64472E-10	-3,557E-10	-6,58533E-08	-4,66049E-08
$a_{10}$	1,12379E-13	-1,72077E-12	-1,331E-10	-4,18606E-11
$a_{11}$	-2,47975E-09	-5,77204E-10	-1,44993E-07	-4,67588E-08
$a_{12}$	0,814915615	0,443391379	29,67966918	9,127133655
$a_{13}$	0,001241667	0,004342681	0,015992943	0,005004897
$a_{14}$	0,000167327	1,43544E-05	-0,00061998	0,000394374
$a_{15}$	3,4806E-07	1,32907E-08	-6,57085E-05	-1,96503E-05
$a_{16}$	-0,000337277	-9,23394E-05	-0,018416333	-0,005690437
$a_{17}$	-1734,183998	1918,20061	-141262,248	-42095,84042
$a_{18}$	-3,427740405	-11,70981902	-18,26813545	-8,636746366
$a_{19}$	2,68993E-12	-3,5971E-16	-3,19404E-10	-9,50207E-11
$a_{20}$	-1,00368E-10	5,23441E-12	-1,93702E-09	-5,5909E-10
$a_{21}$	-0,000628581	-0,000253828	0,00212556	-0,001618131
$a_{22}$	6,40052E-07	2,73339E-06	6,85681E-05	2,39685E-05
$a_{23}$	2,22609E-15	8,7842E-16	5,68589E-13	1,74282E-13
$a_{24}$	3,74094E-07	3,59227E-09	-5,31049E-05	-1,57113E-05
$a_{25}$	2,78169E-10	3,35767E-10	-3,96922E-08	-1,20026E-08
$a_{26}$	-0,000385429	0,000107861	-0,022157677	-0,006903984
$a_{27}$	-5,1723E-07	-8,89221E-07	-1,7527E-05	-4,60001E-06
$a_{28}$	-357,8709799	-1192,679274	-5095,765296	-1645,150676
$a_{29}$	-342455,7943	4847302,956	534556512,6	162190550,3
$a_{30}$	0,026302583	2,914978028	1478,461825	114,7121247
$a_{31}$	6,34528E-10	1,71007E-11	1,74315E-09	1,56066E-09
$a_{32}$	-2,3314E-17	2,81933E-18	3,10041E-15	9,25706E-16
$a_{33}$	1,15199E-12	4,12137E-13	1,19653E-10	3,48584E-11
$a_{34}$	-46580,9624	-24971,05112	-1754987,583	-539408,7053
$a_{35}$	-1,01148E+12	1,20565E+12	1,75981E+14	5,21569E+13
$r^2$	0,999962963	0,98827402	0,999487086	0,999468332

<b>BI2</b>	<b><math>\sigma_{xx}</math></b>	<b><math>\sigma_{xy}</math></b>	<b><math>\sigma_{yy}</math></b>	<b><math>\sigma_{zz}</math></b>
$a_0$	-4,82187E+13	5,7573E+15	7,4686E+16	1,76852E+15
$a_1$	-45442570761	-1,177E+11	-4,88174E+12	-8,2586E+11
$a_2$	-2069,670877	38,03747024	-252642,0035	-49462,67496
$a_3$	-0,99195513	1,4747E-05	2,254486796	0,256233879
$a_4$	-9,07327E-08	-6,90396E-08	6,5392E-06	1,29687E-06
$a_5$	0,000420664	1,47369E-05	0,03020139	0,006302878
$a_6$	22717,60112	21125,19956	2632775,702	533251,0867
$a_7$	4,67841E+13	-2,58797E+13	3,02921E+15	7,8412E+14
$a_8$	0,306867964	-0,001120241	38,00363318	7,662523167
$a_9$	-4,5705E-09	-1,38097E-10	1,10125E-08	-2,19599E-08
$a_{10}$	7,61724E-13	-2,259E-13	5,44719E-11	1,07907E-11
$a_{11}$	-2,10345E-09	-8,76524E-11	-1,44542E-07	-2,99942E-08
$a_{12}$	0,154537344	0,070378364	24,26744458	4,886017516
$a_{13}$	0,000101522	0,000688445	0,029144434	0,005762707
$a_{14}$	9,97233E-05	1,84093E-06	0,000173269	-9,07449E-05
$a_{15}$	1,24632E-07	1,61572E-09	1,19016E-05	2,3841E-06
$a_{16}$	-0,000266011	-1,45221E-05	-0,018191105	-0,003716904
$a_{17}$	-2291,294148	271,2110852	-137643,0807	-28108,37038
$a_{18}$	0,758518389	-2,143866541	-72,22796024	-16,62107178
$a_{19}$	8,00092E-14	-6,67995E-18	3,44246E-11	6,87172E-12
$a_{20}$	2,66389E-11	8,43848E-13	-6,62134E-10	-1,3808E-10
$a_{21}$	0,000235676	-5,20757E-05	0,002792742	0,000254799
$a_{22}$	-3,65401E-06	3,39629E-07	3,31672E-05	8,89954E-07
$a_{23}$	2,35822E-15	1,14668E-16	2,03106E-13	4,1006E-14
$a_{24}$	9,76127E-08	1,99997E-08	1,05878E-05	2,08966E-06
$a_{25}$	8,96995E-11	2,41306E-10	9,32407E-09	1,7801E-09
$a_{26}$	-0,000286357	1,68212E-05	-0,021529626	-0,004421942
$a_{27}$	-2,51068E-07	-1,38739E-07	-1,82005E-05	-3,72595E-06
$a_{28}$	-42,20890462	-189,4282309	-8543,352226	-1715,819843
$a_{29}$	272111,2022	704792,5037	29231991,36	4945271,771
$a_{30}$	3,679295934	1,388187968	124,5507535	-7,920088418
$a_{31}$	2,26306E-10	1,22773E-12	-1,35775E-10	2,83109E-10
$a_{32}$	-1,98777E-18	3,92196E-19	-3,9487E-16	-7,82962E-17
$a_{33}$	2,06039E-12	5,64526E-14	7,92613E-11	1,30455E-11
$a_{34}$	-12444,2001	-3981,602708	-1468922,353	-296208,6239
$a_{35}$	-2,59912E+11	1,43776E+11	-1,68289E+13	-4,35622E+12
$r^2$	0,99999151	0,987299933	0,999724944	0,999698773

BE3	$\sigma_{xx}$	$\sigma_{xy}$	$\sigma_{yy}$	$\sigma_{zz}$
$a_0$	1,58375E+18	5147743297	2,34838E+17	3,67113E+17
$a_1$	-3,38793E+13	-111184,1014	-4,99704E+12	-7,46051E+12
$a_2$	532951,4605	0,000201493	10926,78066	108358,3464
$a_3$	3,547270341	6,75344E-10	0,0132816	0,710707223
$a_4$	6,23753E-06	4,67903E-14	-8,65506E-07	1,09377E-06
$a_5$	0,031196003	7,40244E-10	0,005342977	0,007414246
$a_6$	4875100,149	0,011860807	915943,763	1157453,698
$a_7$	-5,61312E+15	-17176594,5	-8,58956E+14	-1,69499E+15
$a_8$	32,81941346	2,02283E-09	-0,624740031	6,440459637
$a_9$	-6,68148E-08	4,20859E-16	-1,79722E-08	-1,21855E-08
$a_{10}$	-6,5343E-11	5,38516E-19	3,59352E-12	-1,21102E-11
$a_{11}$	-1,68369E-07	1,43779E-15	-2,74322E-08	-3,92717E-08
$a_{12}$	31,95706062	1,13824E-08	8,640452028	8,125565667
$a_{13}$	0,076502175	-3,49725E-11	0,009572713	0,017231723
$a_{14}$	8,22594E-05	-5,15003E-13	4,43369E-05	0,000229288
$a_{15}$	-7,17004E-06	-3,0331E-15	5,93792E-07	-1,31448E-06
$a_{16}$	-0,02157127	-6,63607E-12	-0,003732323	-0,005060757
$a_{17}$	-115729,3762	-8,09691E-05	-10448,60127	-25142,87407
$a_{18}$	-204,7197745	-1,5953E-07	-24,5765189	-44,90639048
$a_{19}$	7,48547E-12	-4,23456E-21	1,66869E-13	1,52151E-12
$a_{20}$	-1,2965E-09	-6,54858E-18	-1,09753E-09	-4,85975E-10
$a_{21}$	-0,002860934	-8,34349E-11	-0,009572916	-0,001851325
$a_{22}$	7,9739E-05	-1,4599E-13	4,04578E-06	1,95265E-05
$a_{23}$	3,19606E-13	-5,274E-21	5,38766E-14	7,38406E-14
$a_{24}$	-2,10401E-06	8,82804E-15	5,61714E-07	-2,93976E-07
$a_{25}$	-1,07561E-08	-8,89604E-16	1,24871E-09	-2,14354E-09
$a_{26}$	-0,02237928	-6,84477E-11	-0,003654682	-0,005209696
$a_{27}$	-3,13092E-05	3,70863E-13	-5,96E-06	-7,5224E-06
$a_{28}$	-21717,7315	-3,22514E-06	-2795,405795	-4900,609398
$a_{29}$	202869972,1	0,665773062	29922402,29	44673729,89
$a_{30}$	-78,89569123	-4,40172E-08	146,8038505	13,54455082
$a_{31}$	-1,373E-09	2,26221E-19	8,92753E-10	4,62869E-10
$a_{32}$	4,08649E-17	8,78846E-25	-9,34095E-18	6,10385E-18
$a_{33}$	1,04601E-10	-2,86142E-17	1,82825E-11	2,17313E-11
$a_{34}$	-1894941,737	-0,008481954	-485495,6634	-476729,7965
$a_{35}$	3,1184E+13	95425,52497	4,77198E+12	9,41659E+12
$r^2$	0,999507755	0,301413762	0,998575381	0,999362967

AT3	$\sigma_{xx}$	$\sigma_{xy}$	$\sigma_{yy}$	$\sigma_{zz}$
$a_0$	-5,35065E+18	-28042792915	1,57685E+16	-1,58465E+18
$a_1$	1,12674E+14	418189,2635	-2,46328E+11	3,33364E+13
$a_2$	-4723866,162	-0,001440947	21856,42214	-1412154,95
$a_3$	32,04772802	5,15068E-09	-0,738699929	9,394967437
$a_4$	-0,000233247	7,42549E-14	3,03245E-06	-6,9112E-05
$a_5$	-0,017568906	-2,66001E-10	-0,000636207	-0,005469885
$a_6$	-5595106,117	-0,016691339	-31048,04022	-1679720,388
$a_7$	2,07549E+16	281628495,7	-1,47148E+14	6,18003E+15
$a_8$	-63,8269076	-1,40904E-08	-1,757764421	-19,66934215
$a_9$	1,29121E-07	3,78688E-15	-1,10844E-08	2,01396E-08
$a_{10}$	1,24912E-09	-1,73108E-19	-1,65407E-12	3,75125E-10
$a_{11}$	1,61756E-07	7,01264E-17	2,60735E-09	5,09157E-08
$a_{12}$	-18,37431014	-1,64498E-08	-0,063986609	-5,570508536
$a_{13}$	-0,081705489	-7,35781E-11	-0,001578115	-0,0251639
$a_{14}$	-0,001242535	-1,30846E-11	-0,000377808	-0,00045744
$a_{15}$	0,000112238	3,23172E-14	-6,55178E-07	3,35028E-05
$a_{16}$	0,020180197	1,56264E-11	0,000302412	0,006154002
$a_{17}$	114709,651	0,000172131	2945,945749	34907,21691
$a_{18}$	218,9696484	1,60333E-07	3,754907715	67,72792509
$a_{19}$	-3,1977E-10	-4,49528E-20	2,7044E-12	-9,51728E-11
$a_{20}$	-1,23704E-09	-3,97659E-17	-8,33881E-11	-4,47358E-10
$a_{21}$	-0,024341067	-5,77895E-10	-0,000773573	-0,006078009
$a_{22}$	-0,000162715	-1,27341E-12	-3,34111E-06	-3,63311E-05
$a_{23}$	-5,68393E-13	4,79111E-21	-3,05815E-17	-1,71077E-13
$a_{24}$	4,14558E-05	1,00476E-13	-5,95893E-07	1,21495E-05
$a_{25}$	1,60849E-07	3,28199E-16	-1,31772E-09	4,77643E-08
$a_{26}$	0,019327093	1,73398E-10	0,000334948	0,005973629
$a_{27}$	3,15387E-05	6,03428E-13	3,72601E-07	9,17653E-06
$a_{28}$	23121,29364	3,1531E-05	432,7712064	7066,954895
$a_{29}$	-674695486,3	-2,504127327	1475015,813	-199619059,9
$a_{30}$	-491,0727352	-5,90363E-06	69,0606441	-180,4299945
$a_{31}$	8,05626E-11	6,87326E-18	5,59527E-10	-3,49326E-10
$a_{32}$	6,13856E-16	-2,96881E-24	-2,07692E-17	1,78542E-16
$a_{33}$	-9,37399E-11	-6,05015E-18	-1,19801E-12	-3,68771E-11
$a_{34}$	1164229,955	0,006446978	7070,505761	350553,7518
$a_{35}$	-1,15305E+14	-1564602,754	8,17488E+11	-3,43335E+13
$r^2$	0,999259968	0,759976783	0,999947976	0,999251912

<b>BI3</b>	<b><math>\sigma_{xx}</math></b>	<b><math>\sigma_{xy}</math></b>	<b><math>\sigma_{yy}</math></b>	<b><math>\sigma_{zz}</math></b>
$a_0$	-4,98173E+17	-8744791271	-9,49155E+15	-1,00824E+17
$a_1$	1,1783E+13	129936,6383	2,30981E+11	2,46539E+12
$a_2$	444955,853	-0,000172751	2888,970083	89988,54255
$a_3$	2,277748979	2,07347E-10	-0,992059331	0,256837432
$a_4$	3,21946E-05	2,79927E-14	8,01485E-07	6,48081E-06
$a_5$	-0,031817256	-1,6556E-11	-0,000555715	-0,006544273
$a_6$	-3832854,053	-0,001701968	-62776,6286	-781492,8928
$a_7$	6,36059E+14	88294111,57	5,61599E+12	4,78379E+13
$a_8$	-45,08262593	-1,93707E-10	-0,31720898	-9,082024059
$a_9$	8,21381E-09	8,41677E-16	-4,30581E-10	-6,86501E-09
$a_{10}$	-1,72359E-10	-4,49703E-20	2,06317E-12	-3,41073E-11
$a_{11}$	1,56271E-07	1,09446E-16	2,57909E-09	3,17621E-08
$a_{12}$	-24,7195454	-1,69258E-09	-0,578336103	-5,05229059
$a_{13}$	-0,075774535	-1,2296E-11	-0,00096188	-0,015294991
$a_{14}$	-0,00084122	-1,88583E-12	-0,000137639	-0,000315807
$a_{15}$	-1,68499E-05	2,80255E-15	-1,60814E-07	-3,39537E-06
$a_{16}$	0,019643809	6,7014E-12	0,000327405	0,003993159
$a_{17}$	109951,4407	8,18326E-05	1359,326931	22341,56381
$a_{18}$	204,0971053	1,23671E-07	1,6494225	39,19435918
$a_{19}$	3,422E-11	-4,04588E-21	7,44365E-14	6,86155E-12
$a_{20}$	-1,73989E-11	-8,50591E-18	5,74388E-11	5,06488E-11
$a_{21}$	-0,004853381	-1,08446E-10	0,000285904	-0,001981261
$a_{22}$	-9,09933E-05	-3,03673E-13	-4,01525E-06	-8,77166E-06
$a_{23}$	-2,08198E-13	7,87458E-22	-3,13791E-15	-4,19462E-14
$a_{24}$	-8,70737E-06	6,54807E-15	-2,97047E-07	-1,79055E-06
$a_{25}$	-2,6095E-08	1,08901E-17	-4,14193E-10	-5,28033E-09
$a_{26}$	0,02023213	2,99083E-11	0,000335186	0,004097331
$a_{27}$	2,92692E-05	1,37337E-13	6,207E-07	5,93091E-06
$a_{28}$	21312,68279	3,74716E-06	295,0753543	4326,664081
$a_{29}$	-70556813,88	-0,778063703	-1383120,648	-14762797,79
$a_{30}$	412,6645987	-8,24847E-07	52,4538223	-44,09913926
$a_{31}$	2,03254E-09	-8,25001E-18	1,4779E-10	7,42558E-10
$a_{32}$	-9,65121E-18	-5,2264E-25	-4,30745E-18	-1,50856E-18
$a_{33}$	-9,5139E-11	-3,16288E-18	-2,22279E-12	-1,63532E-11
$a_{34}$	1486311,667	0,000621958	33110,2403	305005,5727
$a_{35}$	-3,53366E+12	-490522,842	-31199969194	-2,65766E+11
$r^2$	0,999700894	0,27192127	0,99999028	0,999677306

## Annexe D : Liste des documents fournis

Le **Tableau D. 1** présente un récapitulatif des documents fournis par VEDIF et SEDIF, concernant les huit chantiers.

**Tableau D. 1 : Liste des documents fournis**

Zone	Chantier	Documents fournis
STPRI162	DN500 ST PRIX ST LEU	2015.04.110 Dossier technique évaluation de la corrosivité des sols et de la présence de courants vagabonds - Communes de ST LEU - ST PRIX
		Rapport TECHNOSOL n°TEA150007 du 12.03.2015
		amiante labo
		Implantation sondages complémentaires amiante
		PHOTOS DES IMPLANTATIONS
		Rapport TECHNOSOL n°150007 du 5 Août 2015
		Situation
		Sondages
		TEA150007 Pièce 002 Version A du 05 Août 2015
NEUIL124	DN400 NOISY	corrosivité des sols courants vagabonds
		Rapport TECHNOSOL n°TEA140372 du 25 Août 2015
	DN500 PONT DE METZ	TEA150395 ROMAINVILLE_ACL
	DN600 CLICHY LIVRY	Rapport TECHNOSOL n°TEA140036-2A du 10.04.2014
	DN800 LA COURNEUVE	Rapport TECHNOSOL n°TEA140412-B du 24.03.2015
		Rapport TECHNOSOL n°TEA140218 du 12.09.2014
	DN800 ST DENIS	Rapport TECHNOSOL n°TEA140391 du 04 02 2015 ( <i>+Rapport d'étude hydrogéologique réalisé par la société GEOTHER</i> )
	DN1250 ROSNY	Mémoire technique_Rosny_MS18_G2PRO_BGE2.G.0071 V2
		TEA150657 Rosny sous Bois_MB
	DN1500 ROSNY	BGE2.G.0023-4_ROSNY__Dévoisement_DN1500_SEDIF_G2_PRO_V2
		BGEP.90040 - A200 - SEDIF ROSNY -v1 avec annexes
		KGP2.H.0001_NPHE_- _SEDIF_- _Rosny_sous_Bois_(93)-2
TEA150594 G1 PGC ROSNY SOUS BOIS_MB		

