



HAL
open science

Comportement de conduites de gaz modèles enterrées et soumises à des charges de surface

Antoine Mertz

► **To cite this version:**

Antoine Mertz. Comportement de conduites de gaz modèles enterrées et soumises à des charges de surface. Mécanique des matériaux [physics.class-ph]. Université Grenoble Alpes [2020-..], 2023. Français. NNT : 2023GRALI046 . tel-04217730

HAL Id: tel-04217730

<https://theses.hal.science/tel-04217730>

Submitted on 26 Sep 2023

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

Pour obtenir le grade de

DOCTEUR DE L'UNIVERSITÉ GRENOBLE ALPES

École doctorale : I-MEP2 - Ingénierie - Matériaux, Mécanique, Environnement, Energétique, Procédés, Production

Spécialité : 2MGE - Matériaux, Mécanique, Génie civil, Electrochimie

Unité de recherche : Laboratoire Sols, Solides, Structures et Risques

Comportement de conduites de gaz modèles enterrées et soumises à des charges de surface

Behavior of modele gas pipe buried into a soil loaded in surface

Présentée par :

Antoine MERTZ

Direction de thèse :

Fabrice EMERIAULT

PROFESSEUR DES UNIVERSITES, Université Grenoble Alpes

Directeur de thèse

Orianne JENCK

MAITRE DE CONFERENCES, Université Grenoble Alpes

Co-encadrante de thèse

Christophe DANO

MAITRE DE CONFERENCES, UNIVERSITE GRENOBLE ALPES

Co-encadrant de thèse

Rapporteurs :

Jean-Claude DUPLA

CHARGE DE RECHERCHE HDR, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées

Olivier DECK

PROFESSEUR DES UNIVERSITES, Ecole Nationale Supérieure des Mines Nancy

Thèse soutenue publiquement le **28 juin 2023**, devant le jury composé de :

Fabrice EMERIAULT

PROFESSEUR DES UNIVERSITES, Grenoble INP

Directeur de thèse

Pascal VILLARD

PROFESSEUR DES UNIVERSITES, Université Grenoble Alpes

Président

Luc THOREL

DIRECTEUR DE RECHERCHE, Université Gustave Eiffel

Examineur

Jean-Claude DUPLA

CHARGE DE RECHERCHE HDR, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées

Rapporteur

Olivier DECK

PROFESSEUR DES UNIVERSITES, Ecole Nationale Supérieure des Mines Nancy

Rapporteur

Invités :

Adrien LEBRUN

INGENIEUR DOCTEUR, GRTgaz



*Avec une pensée pour mes
grands-parents, Cécile et Marc*

Remerciements

Je remercie chaleureusement Pascal Villard d'avoir accepté de présider le jury de thèse. Je remercie également les rapporteurs, Jean-Luc Dupla et Olivier Deck, pour leur travail d'évaluation, ainsi que Luc Thorel, qui m'a suivi tout au long de ce travail et m'a prodigué de nombreux conseils.

Je remercie de manière égale Christophe, Fabrice et Oriane, pour avoir encadré mon travail d'un point de vue scientifique bien évidemment, mais surtout pour la bienveillance et la confiance dont ils ont su faire preuve à mon égard au cours de ces années.

J'ai également une profonde gratitude pour Charles Fernandez et Adrien Lebrun, pour avoir suivi mon travail du côté GRTgaz, et pour avoir toujours accueilli avec intérêt mes propositions et résultats.

Un grand merci également à Anna, Ahmad et Onur, pour l'aide précieuse qu'ils m'ont apporté, chacun à leur tour, au cours de ce projet, ainsi que pour les bons moments passés (et des discussions sans fin !) ; de même qu'à Olatunde, pour le travail réalisé ensemble.

Je remercie également les membres de la cellule technique du laboratoire 3SR, et particulièrement Jean-Benoît et Pascal, sans qui de nombreux éléments de ce travail auraient été bien plus difficiles, voire impossibles.

Il y a des débats pour savoir si l'important est le voyage ou la destination, je propose de rajouter une troisième option : l'important ne serait-il pas les compagnons de ce voyage ? Vous êtes trop nombreux pour tous vous nommer, mais je vais tout de même tenter l'exercice, quitte à prendre le risque d'oublier quelqu'un. Missom, Marielle, David, Yannick, Ritesh, Alex, Chiara, Marilyn (et son goût prononcé pour la météo grenobloise), Rami, Ankit, Julia, Romain, Alice, Karine, Jiamin, Léopold, Guillaume, Øyvind et Laila (et ses sessions de crossfit très efficaces pour se garder en forme !)

Impossible également de ne pas mentionner mes amis, Alexis, Marine, Camille, Pierre, Audrey, Léo, Rémi, Latrille, Victor, Jade, Anaïs, Nina, Clément, Xavier... qui rendent chacun à leur manière la vie plus intéressante et amusante !

Je remercie également ma famille pour leur soutien sans faille, et sans qui je ne serais pas allé si loin ; et tout particulièrement ma mère Corinne, mes frères Jules et Ludovic, mon père Christophe, Anne, mes grands-parents Anny & Charles ; ainsi que mon oncle Bruno, mon cousin Rémy et tous ceux que je ne peux citer sous peine de rendre cette section bien trop longue !

Table des matières

Résumé	4
Abstract	5
1. Introduction	6
1.1. Le gaz naturel et son transport en France	6
1.2. Présentation de la problématique GRTgaz	8
2. Etat de l'art	10
2.1. Terminologie des conduites enterrées	10
2.2. Approches historiques	11
2.3. Considérations réglementaires modernes	19
2.4. Littérature scientifique	31
2.5. RAMCES	45
2.6. Conclusion	49
3. Conception d'un modèle réduit et du protocole	50
3.1. Le dispositif expérimental	50
3.2. Généralités sur la similitude	50
3.3. Massif de sol	53
3.4. Conduites	54
3.5. Application du chargement	58
3.6. Instrumentation	61
3.7. Protocole expérimental	67
3.8. Récapitulatif et nomenclature des essais	69
4. Traitement des données	72
4.1. Repère cartésien et polaire	72
4.2. Contraintes-déplacement en surface	73
4.3. Calcul des contraintes dans la canalisation	75
4.4. Interpolation des données de contraintes	75
4.5. Calcul des déplacements radiaux	76
4.6. Calcul de l'ovalisation	81
4.7. Etalonnage des capteurs de pression totale	81
4.8. Récapitulatif	86
5. Résultats	87
5.1. Répétabilité et reproductibilité des essais	87
5.2. Réflexion sur les effets de bord	92
5.3. Comportement de la conduite lors du remblaiement	93
5.4. Essai sous chargement à la plaque 10x10cm ²	97
5.5. Essai sous chargement à la plaque 30x50cm ²	117

5.6.	Essai avec excentrement	127
5.7.	Conclusion	129
6.	Evaluation des pratiques normatives	131
6.1.	Réflexions sur le changement d'échelle	131
6.2.	Calculs normatifs	135
6.3.	Evaluation des facteurs de sécurité	139
6.4.	Propositions d'amélioration de RAMCES	142
7.	Conclusion	148
8.	Perspectives	149
	Annexes	150
	A. Protocole de la campagne de 2018	150
	B. Note de calcul selon le Fascicule 70	153
	C. Calibration du modèle numérique	157
	Tables	159
	Table des figures	159
	Index des tableaux	164
	Bibliographie	165
	Nomenclature	168
	Générale	168
	Marston et Spangler	169
	Fascicule 70	170
	API1102	171
	Eurocode	171
	RAMCES	172
	Autres	172

Résumé

En France, l'approvisionnement en gaz naturel se fait majoritairement par des importations de l'étranger à partir des interconnexions frontalières et des terminaux méthaniers. Le gaz est ensuite être transporté jusqu'aux points de consommation par le biais d'un important réseau de conduites sous pression, opéré par GRTgaz et TEREGA.

Ce type de réseau doit interagir avec d'autres structures de génie civil et urbain (routes, chemins de fer, remblais...), qui imposent des sollicitations supplémentaires aux canalisations. Ces chargements additionnels ne sont pas prévus dans la conception de la canalisation lorsque la pose de celle-ci est antérieure à l'aménagement routier, ferroviaire, etc.. Ces situations obligent d'être en possession de méthodes de calcul de l'interaction sol-charge-canalisation, et de comprendre le plus finement possible le comportement des différents milieux. L'objectif de cette thèse est de s'assurer de l'intégrité de la canalisation malgré cet ajout de sollicitations, en évitant de surestimer le besoin en travaux de protection coûteux.

Le comportement de ces ouvrages a été étudié par le biais d'une campagne expérimentale de 14 essais, réalisés dans une cuve d'un volume utile de 2m³, qui permet l'étude dans des conditions contrôlées de conduites à l'échelle modèle : les dimensions géométriques sont réduites tout en respectant les conditions de similitude sur les grandeurs pertinentes (raideurs des matériaux, forces appliquées...). Les conduites sont basées sur les ouvrages réels utilisés par GRTgaz, et plusieurs configurations peuvent être étudiées (variations de l'épaisseur de la conduite, dimensions et position de la charge de surface...). Le sol utilisé est le sable de Fontainebleau NE34, sable siliceux fin mal gradué, mis en œuvre sec et dense.

La procédure expérimentale inclut une instrumentation poussée, par le biais de jauges de déformations bidirectionnelles et de capteurs de déplacements internes pour les conduites, de capteurs miniatures de pression totale dans le massif de sol, et un suivi des déplacements/rotations de la plaque de chargement.

Cette combinaison d'instrumentation et de possibilité de cas d'études permet l'analyse du comportement du système sol/canalisation selon plusieurs métriques, permettant de documenter précisément l'interaction entre les conduites, le sol support et le chargement de surface (localisation des contraintes maximales et allure déformée de la canalisation, évolution de l'état de contrainte dans le sol support...) ; puis dans un second temps, de conclure sur le conservatisme des modèles de calcul normatifs employés dans l'industrie, tels que le Fascicule 70 et RAMCES-acier (développé par GRTgaz), en proposant des pistes d'amélioration. Le protocole expérimental développé dans le cadre de cette thèse ouvre également de nouvelles possibilités expérimentales, tel que l'étude de l'effet des dalles de répartition et du comportement des canalisations sous pression.

Mots-clefs : Modélisation physique, similitude, interaction sol-structure, conduites de transport de gaz

Abstract

In France, the supply of natural gas is mainly through imports from abroad via cross-border interconnections and LNG terminals. The gas is transported to delivery points through a large network of pressurized pipelines, operated by GRTgaz and TEREGA.

This type of network must interact with other civil and urban engineering structures (roads, railways, embankments, etc.), which impose additional stresses on the pipelines. These loadings are not taken into account in the original design when the pipeline construction is performed before the road or train construction. These situations require the use of methods for calculating the soil-loading-pipeline interaction and understanding the behavior of the different media as finely as possible. The objective of this thesis is to ensure the integrity of the pipeline despite these additional stresses, while avoiding overestimating the need for expensive protection works.

The behavior of these structures was studied through a campaign of 14 experimental tests carried out in a tank with a useful volume of 2m³, which allows for the study of model-scale pipelines under controlled conditions: the geometric dimensions are reduced while respecting the conditions of similarity on relevant parameters (material stiffness, applied forces, etc.). The pipelines are based on real structures used by GRTgaz, and several configurations can be studied (variations in pipe thickness, dimensions, and position of the surface load, etc.). The soil used is the NE34 Fontainebleau sand, a finely-graded siliceous sand, implemented dry and dense.

The experimental procedure includes extensive instrumentation, using bi-directional strain gauges and internal displacement sensors for the pipelines, miniature total pressure sensors in the soil mass, and monitoring of the displacements/rotations of the loading plate.

This combination of instrumentation and the possibility of case studies allows for the analysis of the behavior of the soil/pipeline system according to several metrics, allowing for precise documentation of the interaction between the pipelines, the supporting soil, and the surface load (location of maximum stresses and deformed shape of the pipeline, evolution of the stress state in the supporting soil, etc.); and then secondly, to conclude on the conservatism of the normative calculation models used in the industry, such as Fascicule 70 and RAMCES-steel (developed by GRTgaz), by proposing avenues for improvement. The experimental protocol developed in the context of this thesis also opens up new experimental possibilities, such as studying the effect of distribution slabs and the behavior of pressurized pipelines.

Keywords: Physical modeling, similarity, soil-structure interaction, gas transportation pipelines.

1. Introduction

1.1. Le gaz naturel et son transport en France

Le terme de « gaz naturel » fait de manière générale référence au méthane, l'alcane le plus simple, de formule CH₄.

Il s'agit d'une ressource majoritairement fossile, disponible sous forme de gisements (purs, ou associés à du pétrole, et dans une moindre mesure à du charbon). Il existe également des productions biologiques, se produisant de manière spontanée dans la nature (décomposition anaérobie dans les marais, digestion des ruminants), ou par action humaine (méthaniseur). Cependant ces sources sont minoritaires par rapport à l'extraction fossile.

Le gaz revêt de nombreux usages, les plus communs étant les suivants :

- La production d'électricité dans les centrales thermiques : généralement une production de pointe, ayant vocation à assurer la stabilité du réseau et compenser l'intermittence liée à d'autres modes de production
- La production de chaleur pour l'industrie, par exemple dans les cimenteries, ou à usage domestique
- L'intrant chimique pour l'industrie, notamment comme précurseur de l'hydrogène¹ (71% de l'hydrogène mondial provenant du gaz naturel (Agence internationale de l'énergie , 2019)).

En 2020, le gaz naturel représentait environ 16% de la consommation d'énergie primaire en France, soit environ 410TWh d'énergie (Figure 1-1), une fraction significative n'étant dépassée que par le pétrole et l'énergie d'origine nucléaire.

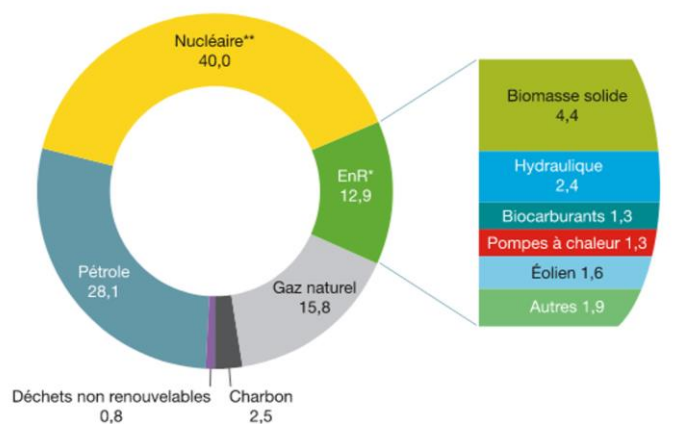


Figure 1-1 Répartition [%] de la consommation d'énergie primaire en France pour 2020 (SDES, 2021)

Il s'agit d'une ressource carbonée fossile, participant de fait au réchauffement climatique, mais ayant un rôle particulier concernant la lutte contre ce dernier, notamment en remplacement du charbon dans la production d'électricité (l'intensité carbone est environ deux fois moindre²), et sera très probablement toujours utilisé à cette fin à l'horizon 2050 (RTE, 2022).

La France ne possède et exploite que très peu de gaz naturel sur son sol, la production nationale a atteint un minimum en 2015, étant alors quasiment nulle, avant d'augmenter suite à la reprise d'exploitation du gaz présent dans les anciennes mines de charbon, et au raccordement d'unité de production de biogaz.

¹ L'hydrogène étant un gaz de première importance pour l'industrie, ses principaux usages étant la production d'engrais et la désulfuration des carburants

² 490g/kWh pour le gaz, contre 820g/kWh pour le charbon (Schlömer S., 2014)

Le pays est donc importateur net de gaz naturel, la distribution de ses fournisseurs³ étant présentée Figure 1-2.

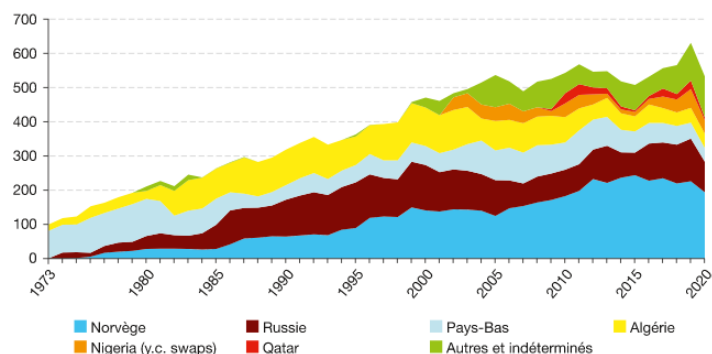


Figure 1-2 Provenance des importations françaises de gaz naturel depuis 1973, en TWh (SDES, 2021)

Entre sa production et sa consommation, la ressource importée suit le chemin suivant :

- Production au niveau des puits, et transport international (par pipeline, ou sous forme de GNL, selon les sites de production)
- Transport sur le territoire national, via un réseau de conduites enterrées
- Stockage éventuel (la demande n'étant pas constante au fil de l'année ; le stockage se fait dans des aquifères salins ou des cavités salines)
- Distribution au client final
- Consommation

GRTgaz est un acteur majeur du transport de gaz en France et intervient majoritairement sur cet aspect transport, ainsi que marginalement sur l'aspect stockage. Le transport s'effectue par le biais d'un important réseau de conduites enterrées (Figure 1-3) transportant plusieurs centaines de TWh d'énergie annuellement (719TWh en 2019). Le réseau GRTgaz, étendu sur tout le territoire national (hors sud-ouest), est d'une longueur cumulée d'environ 33000km.

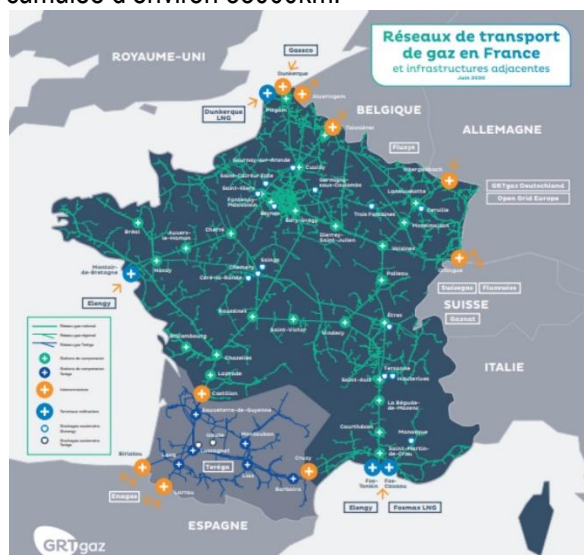


Figure 1-3 Le réseau GRTgaz en 2019

³ Le déclin observé en 2020 n'est pas structurel mais est lié à la crise sanitaire

1.2. Présentation de la problématique GRTgaz

Le réseau de transport présenté précédemment est majoritairement enterré, afin de le protéger des événements de surface et pour dégager de l'espace au sol. Cela implique cependant que la conduite est, en plus de la pression du gaz transporté, soumise aux charges créées par le poids des terres et les chargements de surface. Ces chargements de surface correspondent généralement aux sollicitations dues aux routes, chemins de fer ou remblais, qui sont amenés à croiser ou à longer le tracé de la canalisation. Ces chargements additionnels (Figure 1-4) sont souvent appliqués après la mise en service de l'ouvrage (parfois plusieurs décennies plus tard). La conception d'origine des conduites ne prend alors pas en compte cette sollicitation secondaire (la sollicitation principale étant la pression interne).

Il peut alors être nécessaire de protéger la conduite de l'effet de ces surcharges, afin de conserver un niveau de sécurité satisfaisant. Plusieurs techniques sont utilisables à cette fin, comme la construction d'une dalle de répartition au-dessus de la canalisation (afin de diffuser les contraintes), ou l'augmentation de la profondeur d'enfouissement, en réalisant un abaissement en charge. Cependant, ces méthodes impliquent des travaux conséquents et coûteux. Il convient donc de limiter ces travaux en les réservant aux situations justifiées. Cela implique qu'il est nécessaire d'être en possession de méthodes de calcul les plus précises possibles, qui, tout en étant sécuritaires, limitent au maximum le recours à des travaux coûteux.

C'est dans cet objectif que GRTgaz développe et utilise un logiciel de calcul, nommé RAMCES (pour Recueil d'Approches Mécaniques pour les Canalisations sous Efforts Secondaires), possédant un module « Surcharge » dédié aux canalisations enterrées sous surcharges de surface. Le logiciel est utilisé couramment de manière opérationnelle, et il est estimé que les économies en travaux réalisées sont de l'ordre de plusieurs millions d'euros. Cependant, il existe des interrogations concernant la pertinence de ce modèle pour le calcul des canalisations ayant une pression interne faible à nulle, pour lesquelles certaines hypothèses pourraient être invalides. Il apparaît donc nécessaire de disposer de données expérimentales les plus exhaustives possibles sur le comportement des conduites enterrées sous chargement de surface, afin de pouvoir évaluer la méthode de calcul, et le cas échéant, formuler des propositions d'amélioration.

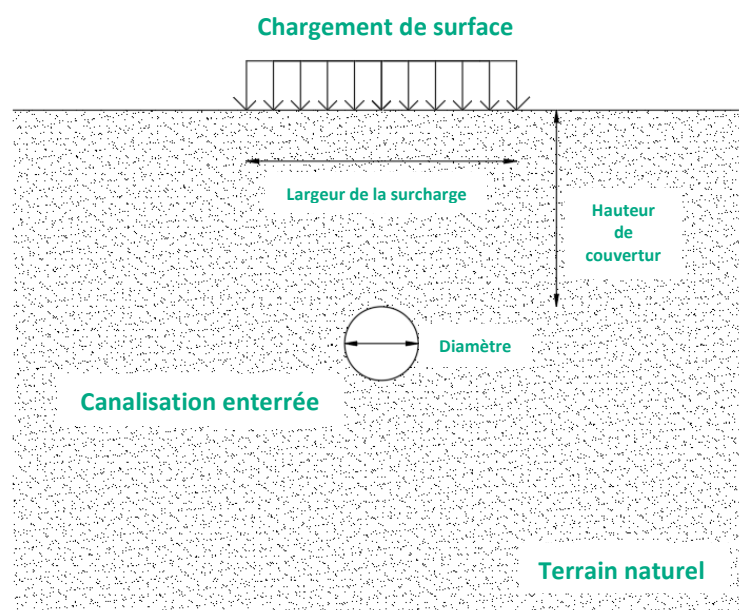


Figure 1-4 Schéma de situation d'une canalisation enterrée sous un chargement de surface

Les données expérimentales doivent être issues d'un protocole d'essai contrôlant au mieux les différentes variables (mise en œuvre du sol, application du chargement, type de canalisation...) et permettre de

tester de manière efficace plusieurs configurations (déformabilité des conduites et surface de chargement principalement). Il est également nécessaire d'inclure une instrumentation la plus exhaustive possible, à la fois sur la conduite (contraintes/déformations mais également déplacements), mais aussi sur le sol (mesure des contraintes totales) et le chargement (suivi du tassement et des rotations).

Le choix a donc été fait de travailler en laboratoire dans une cuve d'essai. Cependant, les conduites utilisées par GRTgaz sont de dimensions trop importantes (les diamètres varient entre 80mm et 1200mm) par rapport aux moyens disponibles. La solution à ce problème est de travailler sur modèle réduit (sous gravité normale, donc 1g).

La campagne expérimentale s'intéresse au comportement de 3 conduites sans pression interne d'épaisseur différente, et 2 cas de chargements. Un total de 14 essais a été réalisé, afin de tester différentes combinaisons de conduites et chargements (incluant des essais de répétabilité et des essais sur sol vierge). Les résultats expérimentaux sont ensuite comparés aux résultats de calcul réalisés en suivant deux approches normatives : le Fascicule 70, document de référence en France pour le calcul de conduites enterrées, et le modèle RAMCES, développé et utilisé par GRTgaz, avant la formulation de propositions de modification à apporter pour améliorer ce dernier.

Ce mémoire comporte donc un total de cinq chapitres présentant :

- Une revue bibliographique concernant les méthodes historiques de calcul et recherches actives pour le calcul des conduites enterrées sous chargement de surface ; incluant également une présentation de plusieurs approches normatives utilisées en Europe et en Amérique du Nord,
- Le protocole expérimental, se rapprochant au maximum des pratiques opérationnelles concernant la mise en œuvre des canalisations,
- La méthode de traitement des différentes données collectées lors de la campagne expérimentale,
- Une analyse des résultats de la campagne, permettant de documenter le comportement du système sol-canalisation-surcharge dans plusieurs configurations, incluant des essais de répétabilité et de reproductibilité,
- Une comparaison entre les résultats expérimentaux et les prédictions de deux approches normatives, amenant à des propositions d'amélioration de la méthode de calcul utilisée dans le logiciel RAMCES.

2. Etat de l'art

Les canalisations (au sens large) étant des structures à fort enjeux (de service et financier), de nombreux documents sont disponibles à propos de leur justification mécanique. Il sera présenté ici un certain nombre d'approches, qu'elles soient historiques, normatives, ou encore émanent de la recherche. Il est à noter qu'une grande quantité de documentation à propos du comportement des conduites enterrées s'intéresse principalement au comportement longitudinal (par exemple, sollicitation des conduites par un glissement de terrain), ainsi qu'à la vulnérabilité sismique. Cependant ces deux thématiques ne seront pas abordées, afin de concentrer les informations sur le comportement des conduites enterrées sous un chargement de surface.

2.1. Terminologie des conduites enterrées

Il est de manière générale admis dans la littérature et les pratiques professionnelles la terminologie suivante pour désigner les différents éléments d'une conduite enterrée :

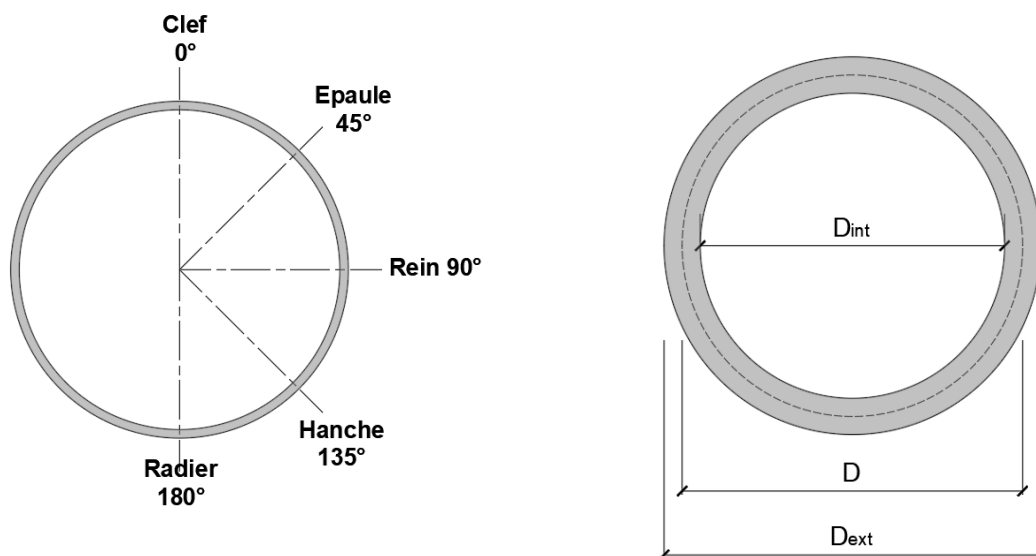


Figure 2-1 Terminologie d'une conduite enterrée

Avec :

- D , le diamètre moyen de la canalisation
- D_{int} et D_{ext} , les diamètres intérieurs et extérieurs (respectivement) de la canalisation
- t , l'épaisseur de la canalisation

Les conduites enterrées, soumises ou non à des charges de surface, présentent principalement deux critères dimensionnant :

- L'atteinte d'une contrainte maximale, portant le risque d'une rupture
- L'atteinte d'un niveau de déformation (ovalisation) trop important, empêchant le bon fonctionnement de l'ouvrage

La détermination des contraintes et déformation d'une conduite enterrée nécessite d'être en mesure de calculer le chargement extérieur à laquelle elle est soumise, ainsi que d'évaluer le support apporté par le sol de remblai le cas échéant.

2.2. Approches historiques

2.2.1. Théorie de Marston (1913)

Les bases des théories modernes du comportement des conduites enterrées ont été posées par Marston et Anderson en 1913, sur la base de leurs travaux à l'Université d'Iowa. Ils proposent une méthode semi-empirique permettant de calculer les charges verticales qui s'appliquent au sommet d'une conduite posée en tranchée. En pratique, cette méthode a été conçue dans l'optique d'être appliquée pour des conduites rigides en béton ou en fonte, utilisées pour les réseaux d'adduction en eau ou d'assainissement.

La théorie fait l'hypothèse que le problème est invariant dans la direction longitudinale et propose donc l'analyse d'une section transversale du système sol/conduite.

2.2.1.1. Calcul de la charge due au remblai

Le principe de base de la théorie est que le poids du prisme rectangulaire de sol au-dessus de la conduite (remblai) ne s'applique pas intégralement à celle-ci : une partie est supportée par le frottement avec les bords de la tranchée.

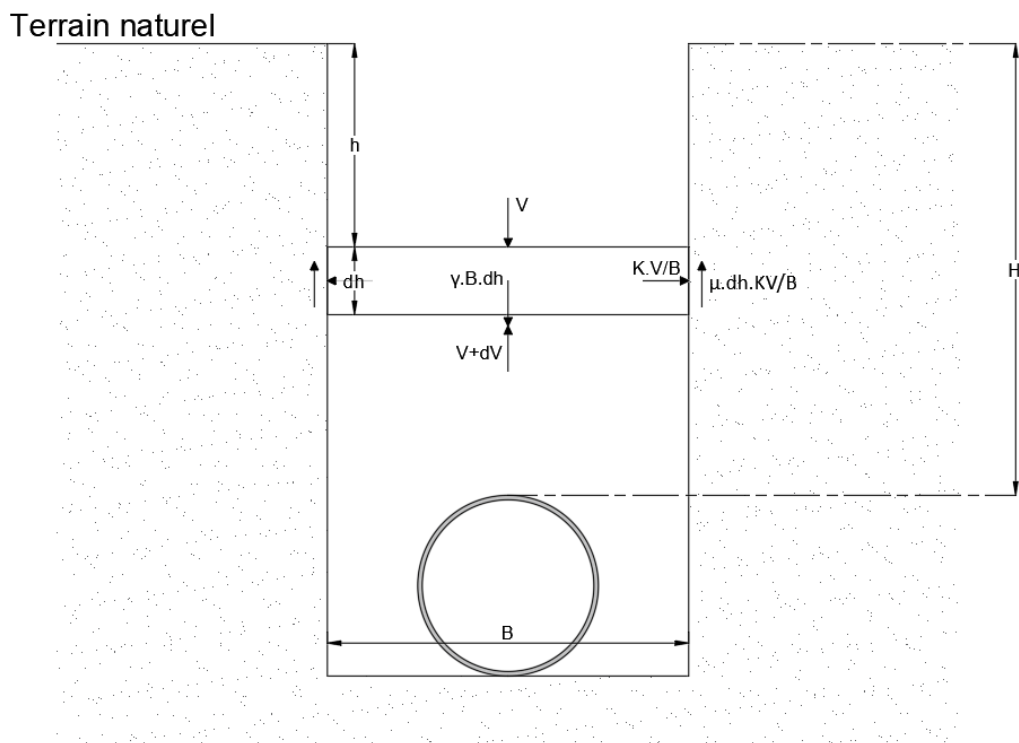


Figure 2-2 Schéma de situation de la conduite en tranchée

Avec

- H , la profondeur du toit de la conduite
- B , la largeur de la tranchée
- γ , le poids volumique du sol (remblai de tranchée)
- μ , le coefficient de frottement interne du sol à l'interface entre le remblai et le terrain naturel
- K , le rapport entre contraintes effectives horizontales et verticales, selon Rankine tel que $K =$

$$\frac{\sqrt{\mu^2+1}-\mu}{\sqrt{\mu^2+1}+\mu} = \frac{1-\sin \varphi}{1+\sin \varphi}$$

Considérons une tranche de longueur unitaire, de largeur B et d'épaisseur dh , et écrivons l'équilibre des forces verticales :

$$V + \gamma \cdot B \cdot dh - (V + dV) - 2\mu \cdot dh \cdot K \cdot \frac{V}{B} = 0 \quad \text{Équation 2-1}$$

Où :

- V , le poids du prisme de sol situé au-dessus de la tranche / ml
- $\gamma \cdot B \cdot dh$, le poids de la tranche considérée
- $\mu \cdot dh \cdot K \cdot V/B$, le frottement due à l'interface entre la tranchée et le sol en place
- $V + dV$, la réaction du remblai en dessous de la tranche, notée V'

On obtient donc :

$$V' = V + \gamma B \cdot dh - 2\mu \cdot dh \cdot K \cdot \frac{V}{B} \quad \text{Équation 2-2}$$

En intégrant cette expression sur H , on obtient une formulation de la charge verticale au-dessus de la conduite, W telle que :

$$W = C \cdot \gamma \cdot B^2 \quad \text{Équation 2-3}$$

Avec le coefficient de charge $C = \frac{1 - e^{-2 \cdot K \cdot \mu \cdot H/B}}{2 \cdot K \cdot \mu}$

Les paramètres K et μ peuvent être déterminés expérimentalement : cependant ils sont inversement corrélés et leur produit est presque constant ; Marston (1913) propose donc la valeur de 0.193 pour un sable sec dont l'angle de frottement varie entre 30 et 45 degrés.

On remarque sur la Figure 2-3 que la valeur de C (et donc, de W) tend à converger lorsque l'on augmente la profondeur, confirmant le rôle important du frottement latéral.

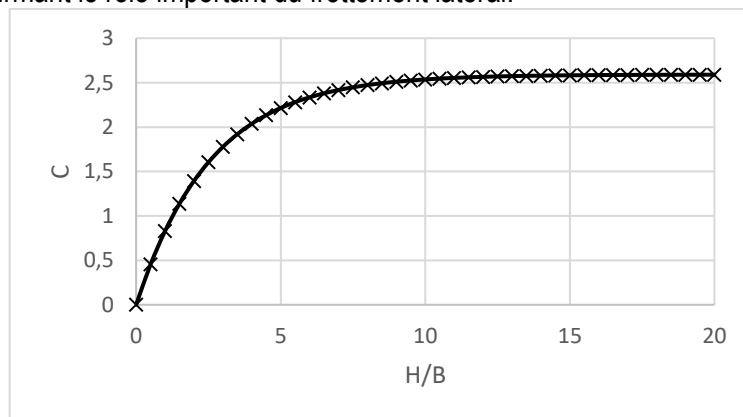


Figure 2-3 Evolution du coefficient C pour un sable sec en fonction du rapport H/B

2.2.1.2. Influence des surcharges

Marston (1913) distingue deux types de surcharges selon leur direction par rapport à la conduite : les surcharges parallèles à la conduite, qui peuvent être considérées comme infinies dans la direction longitudinale (route parallèle à la conduite, pavés, remblais...), et les surcharges perpendiculaires à la conduite, de longueur finie (route perpendiculaire, voie ferrée, passage d'engin...). Dans les deux cas, les surcharges sont considérées comme étant situées au droit de la conduite, et ne s'appliquent que sur la largeur de la tranchée.

2.2.1.2.1. Surcharges parallèles

En appliquant le même raisonnement que pour le poids des terres, on obtient :

$$L_{l,p} = L_l \cdot C_l \quad \text{Équation 2-4}$$

$$\text{avec } C_l = \frac{1}{e^{2 \cdot K \cdot \mu \cdot H/B}}$$

- L_l , la surcharge appliquée en surface
- $L_{l,p}$, la surcharge vue par la conduite
- C_l , le coefficient de chargement pour les surcharges parallèles à la conduite (Figure 2-4).

2.2.1.2.2. Surcharges perpendiculaires

Pour les surcharges perpendiculaires, le problème est plus complexe, car il devient tridimensionnel, et à cause du frottement, une diffusion des contraintes apparait dans la direction longitudinale.

On obtient donc comme valeur de charge au niveau de la conduite :

$$L_{s,p} = L_s \cdot C_s \quad \text{Équation 2-5}$$

$$\text{Avec } C_s = \frac{1}{e^{2 \cdot K \cdot \mu \cdot H/B + 2 \cdot K_a \cdot \mu \cdot H/A}}$$

- L_s , la surcharge perpendiculaire appliquée en surface
- $L_{s,p}$, la surcharge perpendiculaire vue par la conduite
- C_s , le coefficient de chargement pour les surcharges courtes, (Figure 2-4)
- K_a , le rapport entre contraintes effectives horizontales et verticales
- A , la dimension longitudinale de la surcharge

La détermination de K_a n'est pas aisée. Marston (1913) fait donc l'hypothèse que la tranchée étant plus lâche que le sol initial, K_a est inférieur à K . La valeur sécuritaire de $K_a = 0.5K$ est proposée.

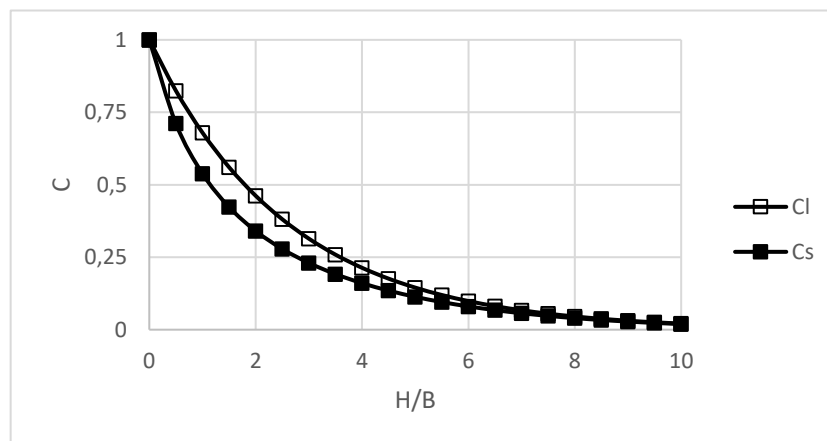


Figure 2-4 Evolution des coefficients Cl et Cs en fonction de la profondeur (pour A=B, surcharge carrée)

L'intensité des surcharges de surface est affectée notablement par la profondeur. Elle devient négligeable pour de grandes valeurs de H. De plus, comme présenté sur la Figure 2-4 , une surcharge perpendiculaire génère, au niveau de la conduite⁴, une contrainte plus faible qu'une surcharge parallèle à la conduite.

⁴ Pour une intensité de surface égale

2.2.2. Améliorations de Spangler

Spangler (1938) propose une amélioration de la méthode précédente, afin de la rendre applicable aux conduites dites « souples ». La prise en compte de la rigidité relative sol/canalisation est importante, car le tassement du sol dans la tranchée n'est plus uniforme :

- Si la conduite est plus souple que le sol, le prisme de sol directement au-dessus d'elle est partiellement supporté par le frottement avec les deux prismes latéraux, ce qui diminue la charge appliquée à la conduite (Figure 2-5, gauche)
- Si la conduite est plus rigide que le sol, l'inverse se produit, et le prisme central supporte par frottement une partie du poids des prismes latéraux, ce qui augmente la charge appliquée à la conduite (Figure 2-5, droite)

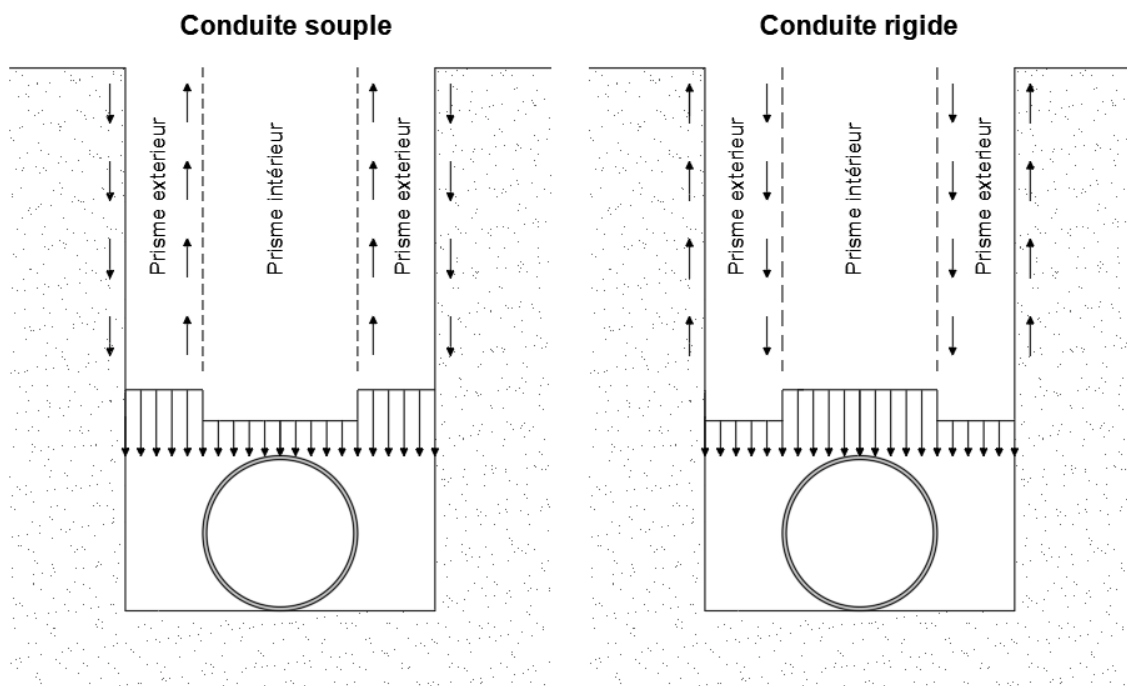


Figure 2-5 Redistributión des contraintes verticales dans la tranchée pour une conduite souple (gauche) et pour une conduite rigide (droite), (PVP Pipe Association, 2012)

La prise en compte de ce phénomène de redistributión passe par l'ajout d'un coefficient dans le calcul des charges verticales, la formule pour le poids des terres devenant (Tian et al., 2015) :

$$W = \xi \cdot C \cdot \gamma \cdot B^2, \text{ avec } \xi = \frac{E}{E_s} \cdot \left(\frac{t}{r}\right)^3 \quad \text{Équation 2-6}$$

- E , le module élastique de la conduite
- E_s , le module de déformabilité du sol de remblai
- t , l'épaisseur de la conduite
- r , le rayon de la conduite
- ξ , coefficient de raideur relative sol/canalisatión

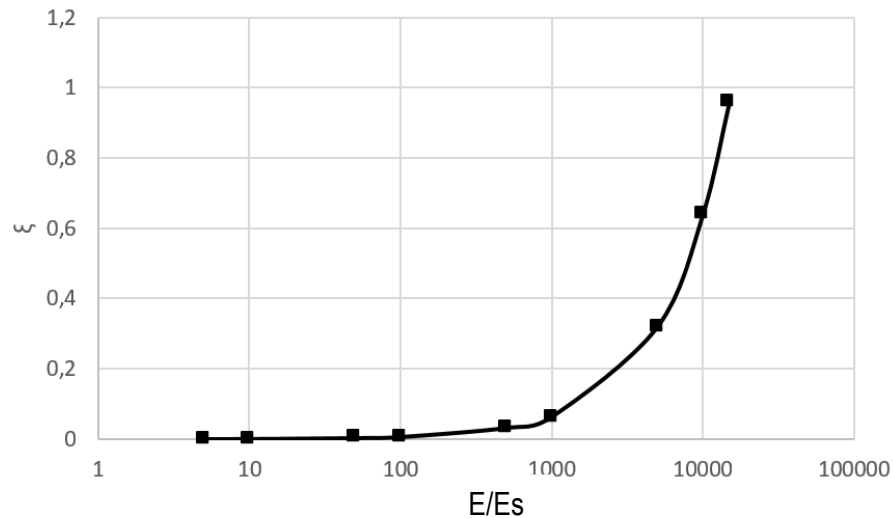


Figure 2-6 Evolution du coefficient ξ en fonction de E/E_s , pour une conduite de 300mm de diamètre et 6mm d'épaisseur

La différenciation entre une conduite « souple » et une conduite « rigide » n'est donc pas directe, car il faut prendre en compte le sol dans lequel elle est enterrée. Cependant, il semble raisonnable de considérer que

- Pour $\xi < 1$ la conduite est souple
- Pour $\xi > 1$ la conduite est rigide

Pour une conduite en acier, l'ordre de grandeur⁵ du rapport E/E_s est entre 10^3 et 10^4 , impliquant des changements importants de valeurs de ξ (Figure 2-6) : on remarque qu'un sol plus raide induit des charges plus faibles dans la conduite, ce qui laisse présager de l'importance de la qualité de mise en œuvre (matériau, compactage...) pour la bonne tenue de la conduite. Une conduite ayant les caractéristiques utilisées pour le tracé de la Figure 2-6 serait considérée comme souple.

Il est également proposé un modèle de chargement de la conduite, tel que représenté sur la Figure 2-7.

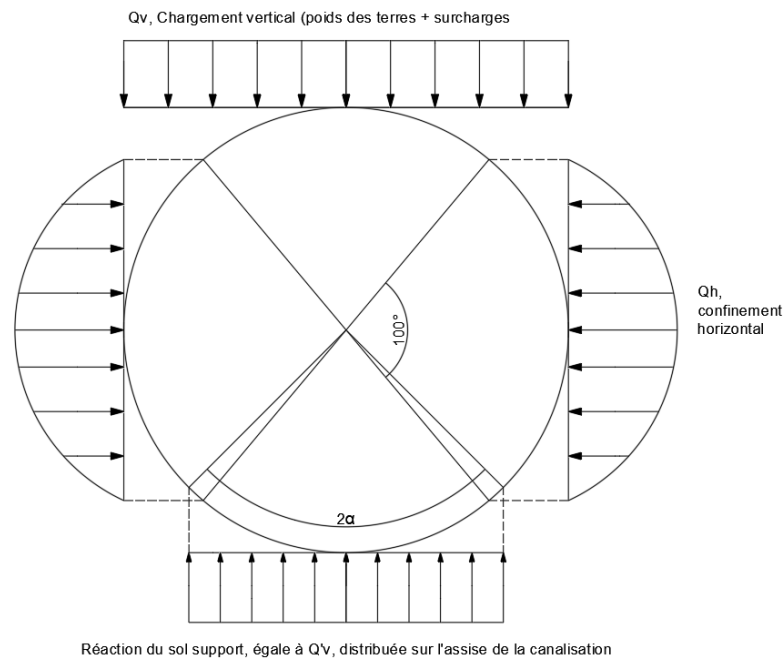


Figure 2-7 Modèle de chargement selon Spangler (1941)

Le chargement de la partie supérieure de la canalisation correspond à la charge telle que calculée dans la théorie de Marston. Il s'applique uniformément sur toute la partie supérieure de la conduite (180°). La

⁵ Pour E valant 210GPa, et E_s variant entre quelques MPa et quelques dizaines de MPa

réaction verticale du sol est concentrée en partie basse de la canalisation, et sa distribution dépend d'un paramètre relatif à l'assise de la conduite, l'angle de berceau, noté 2α . Ce paramètre dépend de la mise en œuvre et jouera un rôle important dans les pratiques de dimensionnement ultérieures. La réaction horizontale du sol est parabolique et distribuée sur 100° .

2.2.3. Améliorations subséquentes

La théorie de Marston-Spangler fait l'hypothèse que la pression verticale correspondant au poids des terres et des surcharges est uniformément distribuée (Figure 2-7). Or, les travaux incluant des mesures de pression tendent à montrer que ce n'est pas le cas (Matyas & Davis, 1983) ; (Talesnick et al., 2011). Une proposition d'amélioration par Tian et al. (2014), (2015) permet de prendre en compte (analytiquement) une distribution quelconque de pression des terres dans le calcul du moment de flexion. Les développements sont appliqués à un schéma de chargement basé sur les travaux de (Shmulevich et al., 1986), présenté sur la Figure 2-8 : le chargement vertical (due au poids des terres et aux surcharges) est parabolique, et sa valeur maximale est située au quart du diamètre horizontal. Le moment de flexion dans la conduite sous l'effet de ce chargement est tel que :

$$M(\theta) = M_1(\theta) + M_2(\theta) + M_3(\theta) \quad \text{Équation 2-7}$$

Les termes $M_i(\theta)$ sont respectivement :

- Le moment de flexion généré par le chargement vertical lié au poids des terres, ($q(x)$) :

$$M_1(\theta) = -\frac{1}{2}rW \sin \theta + \left(\frac{1}{5\pi}rW + \frac{2}{15\pi}\gamma Hr^2\right) \cos \theta + \left(\frac{7}{6\pi} - \frac{1}{64}\right)rW + \left(\frac{59}{192} - \frac{8}{9\pi}\right)\gamma Hr^2 \quad \text{Équation 2-8}$$

- Le moment de flexion généré par la réaction du sol support ($q'v$)

$$M_2(\theta) = \begin{cases} \frac{rW}{12\pi} [3k_1(\alpha) - 2 \sin^2 \alpha \cos \theta] & [0, \pi - \alpha] \\ \frac{rW}{12\pi} [3k_1(\alpha) - 2 \sin^2 \alpha \cos \theta - 3\pi(\sin \alpha - \sin \theta)^2 / \sin \alpha] & \forall \theta \in [\pi - \alpha, \pi] \end{cases} \quad \text{Équation 2-9}$$

Avec $k_1(\alpha) = \alpha \sin \alpha + \frac{3}{2} \cos \alpha + \frac{\alpha}{2 \sin \alpha} - 2$

- Le moment de flexion généré par la réaction latérale du sol (q_h)

Équation 2-10

$$M_3(\theta) = q_h r^2 (3 \sin \beta + \sin 3\beta - 6 \sin \beta \cos 2\beta) (k_2(\beta)) + \frac{\cos \theta}{(12 \sin^2 \beta)} + M_0$$

$$M_0 = q_h r^2 \left\{ \frac{11}{32} \sin 4\beta + \frac{3\beta}{8} (3 - 4 \cos 2\beta) - \frac{1}{2} \sin 2\beta + (3 \sin \beta + \sin 3\beta) \right\}$$

$$k_2(\beta) = \frac{3[1 - \cos 4\beta + 4 \cos 2\beta (\cos 2\beta - 1)]}{8(3 \sin \beta + \sin 3\beta - 6 \sin \beta \cos 2\beta)}$$

$$q_h = e \frac{\Delta x}{2}$$

Si l'on s'intéresse à la définition de q_h , on remarque qu'il fait intervenir un déplacement, Δx , correspondant à l'écartement des points M et N (Figure 2-8), équivalent à l'augmentation de diamètre due à l'ovalisation de la conduite, et du paramètre e , présenté comme étant le « coefficient passif de pression des terres », en N/m^3 . Cela implique que la réaction est :

- Un effet du second ordre (intervenant uniquement parce que la conduite se déforme, venant du sol en butée)
- Élastique linéaire

Le calcul de Δx fait intervenir deux coefficients de déformation, k_{xh} et k_{xv} tel que :

$$\Delta x = \frac{k_{xv} \cdot r^3 W}{EI + k_{xh} \cdot e \cdot r^4}$$

$$k_{xv} = 0.1115 + \frac{k_1(\alpha)}{2\pi} - \frac{1}{12} \sin^2 \alpha - \frac{0.009 H}{\xi C} \frac{H}{D}$$

k_{xh} Tel qu'annoncé dans le Tableau 2-1

Équation 2-11

β (deg.)	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
k_{xh}	0.0544	0.0581	0.0610	0.0634	0.0653	0.0668	0.0679	0.0686	0.0692	0.0695	0.0696

Tableau 2-1 Valeurs du coefficient k_{xh} pour différentes valeurs de β (Tian et al., 2015)

Il existe également une méthode de calcul similaire pour le déplacement vertical Δy , faisant intervenir les coefficients k_{yh} et k_{yv} .

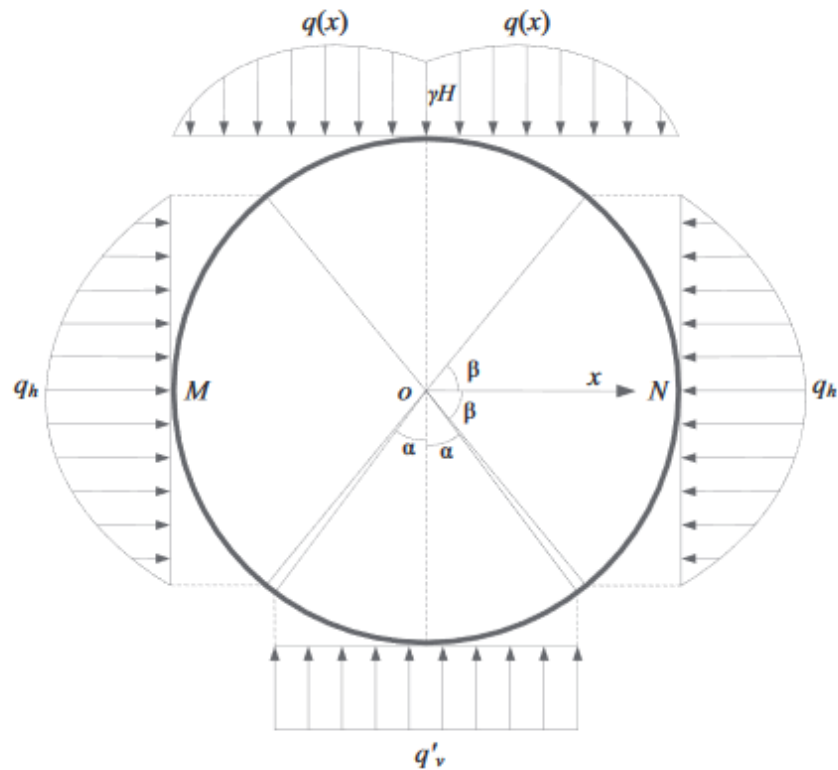


Figure 2-8 Modèle de chargement modifié par (Tian et al., 2015)

2.2.4. Critiques de la théorie

La théorie de Marston-Spangler, de par sa nature empirique et ses simplifications, souffre naturellement de défauts, et un certain nombre de critiques ont été avancées dans la littérature, notamment par Scarino (2003) :

- Le remblai commence à la génératrice supérieure de la canalisation, négligeant de fait le prisme de sol de remblai situé entre la ligne moyenne (reins) et la génératrice supérieure ;
- Le frottement des bords de la tranchée contre le sol en place, fondamental pour le calcul de la charge appliquée à la conduite (Figure 2-2, Equation 3) est pris en compte à l'aide d'un coefficient de Rankine (K). Ce choix est jugé illogique car la théorie de Rankine implique qu'il n'y a pas de frottement latéral. La comparaison avec un coefficient de Coulomb⁶ montre des différences notables lorsque l'angle de frottement du sol dépasse $\sim 30^\circ$, le calcul avec le coefficient de Rankine amenant des valeurs de C plus importantes, surestimant vraisemblablement la charge appliquée à la conduite ;
- La précision et la qualité des mesures effectuées par Marston (1913) pour valider sa théorie peuvent être remises en doute.

La comparaison de la théorie de Marston-Spangler avec des méthodes numériques (Tian et al., 2015) montre également que la première amène à surestimer les moments de flexion rencontrés dans la canalisation, et donc par extension, les contraintes agissantes. La Figure 2-9 compare la valeur du coefficient k_{xv} pour différents rapports H/D , et surtout pour différentes méthodes d'obtention, qui

⁶ $K_C = \frac{\cos \varphi}{(1 + \sqrt{2} \sin \varphi)^2}$

conditionnent l'ovalisation de la conduite, ainsi que la valeur du moment fléchissant agissant dans celle-ci (Équation 2-7, Équation 2-10,

Équation 2-11). Une valeur plus importante de k_{xv}/k_{yv} implique une ovalisation plus importante. On note que la méthode de Marston-Spangler originale surestime systématiquement les deux valeurs par rapport à la valeur obtenue par la méthode modifiée par Tian et al. (2015), qui surestime elle-même également les résultats obtenus par un calcul numérique FLAC3D (modèle constitutif élastique linéaire plastique parfait avec un critère de plasticité de type Mohr-Coulomb).

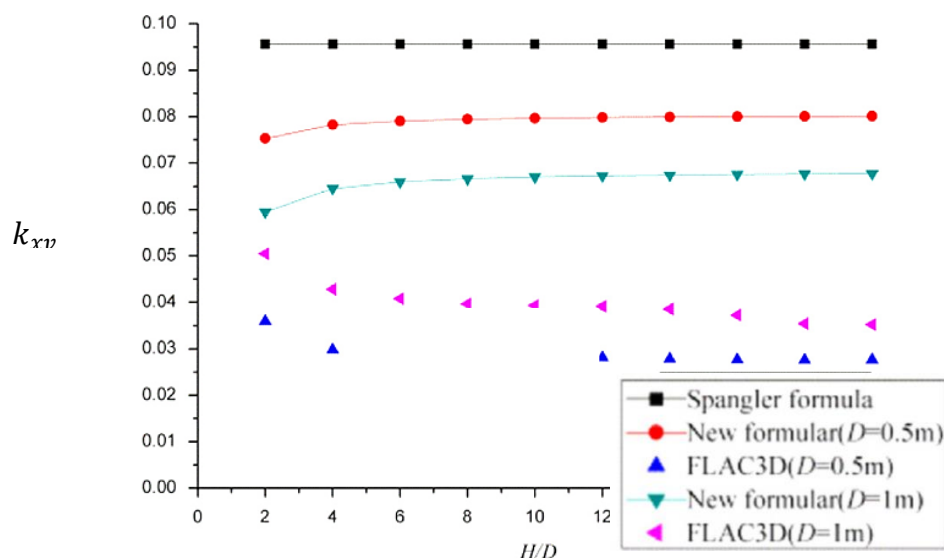


Figure 2-9 Comparaison de la valeur de k_{xv} (gauche) pour différentes méthodes de calcul (Tian et al., 2015)

La théorie de Marston-Spangler, dans sa forme initiale ou modifiée, permet de décrire le comportement des conduites enterrées, mais avec une approche fondamentalement conservatrice, et des simplifications importantes sur la modélisation.

Cependant, en dépit de ces critiques, la théorie a été largement utilisée, car elle est de manière générale, conservatrice concernant les efforts appliqués à la canalisation. Des éléments de cette théorie, enrichis de recherches ultérieures, ont cependant été utilisés pour construire les réglementations en vigueur.

2.3. Considérations réglementaires modernes

2.3.1. En Europe

Dans cette partie seront présentées deux approches, le Fascicule 70 (1993), document français et l'Eurocode 3 (2007), qui le remplace, document uniformisé à l'échelle de l'Europe.

2.3.1.1. Fascicule 70

Le fascicule 70 est un document normatif français, qui précise les conditions de mise en œuvre des conduites enterrées faisant partie des réseaux d'assainissement (principalement des conduites en béton, ayant un comportement fragile). A l'instar de la théorie de Marston-Spangler, la méthode est avant tout pensée pour le dimensionnement de réseaux d'assainissement. Une grande importance est apportée à la qualité de la mise en œuvre (type de sol d'enrobage, de compactage et retrait des blindages éventuels) et son contrôle, afin de garder l'approche dans le domaine conservatif. La qualité de la mise en œuvre est d'autant plus importante pour les réseaux d'assainissement, fréquemment réalisés en béton, afin d'éviter les malfaçons tels que des points durs, particulièrement pénalisant pour ce type d'ouvrage rigides mais fragiles.

2.3.1.1.1. Géométrie et paramètres

La mise en œuvre de la conduite en tranchée implique la création de plusieurs zones distinctes dans le sol autour de la canalisation (Figure 2-10).

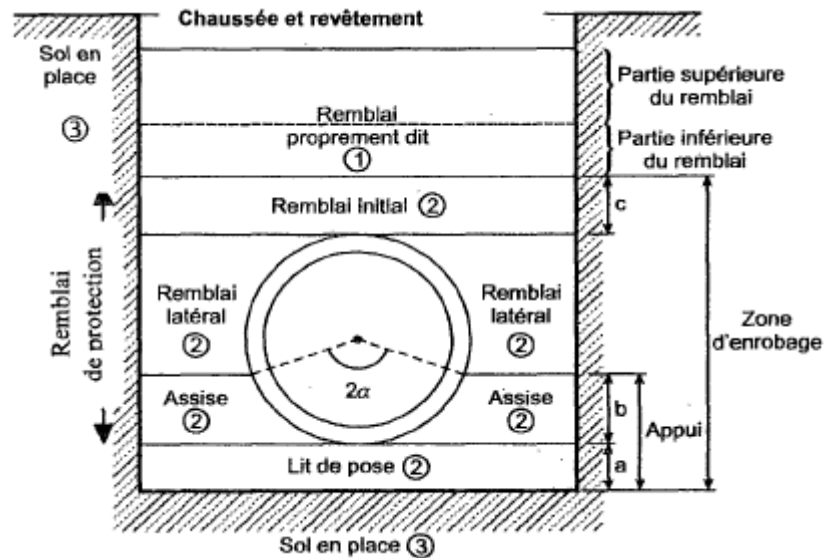


Figure 2-10 Remblaiement de la conduite

On note la présence de trois zones spécifiques, de haut en bas :

- **(1)** le remblai supérieur de la fouille
- **(2)** la zone d'enrobage de la conduite, subdivisée en plusieurs zones
- **(3)** le sol en place, peu remanié et donc peu perturbé par le creusement de la fouille.

Intéressons-nous à la zone **(2)**, qui est la plus sensible pour le comportement du système sol-canalisation. Elle est composée des sous-zones suivantes :

- Lit de pose (minimum 10cm, 15cm en cas de sol en place dur ou rocheux)
- Une zone d'assise, définie par l'angle de berceau 2α à partir du centre de la conduite.
- Une zone de remblai latéral, qui monte jusqu'à la clé de la conduite
- Une zone de remblai initial, qui est le premier remblaiement au-dessus de la conduite
- Il est à noter que tous les sols ne sont pas autorisés dans la zone d'enrobage. Les sols sont classés selon 5 groupes (G1 à G5) en fonction de leur classement dans la norme NF-P-11300. La correspondance est présentée Tableau 2-2 :

Groupe de sol	Description	Classification NF-P-113000
G1	Sable et grave propres, concassées	D1 D2 DC1; DC2; DC3 B1-B3 C1B1; C1B3; C2B1, C2B3
G2	Sable et grave peu argileux	B2-B4 C1B2 ; C2B2 ; C1B4 ; C2B4
G3	Sable et grave très silteux, limons peu plastiques, sables fins peu pollués	A1 B5 C1A1 ; C2A1 ; C1B5
G4	Sable et graves argileux à très argileux, sable fins argileux, limons, argiles et marnes peu plastiques	A2 B6 C1A2; C2A2 C1B6 ; C2B6
G5	Argiles et argiles marneuses, limons très plastiques	A3 ; C1A3 ; C2A3 A4 ; C1A4 ; C2A4

Tableau 2-2 Description des groupes de sols et correspondance avec la norme NF-P-11300, selon le fascicule 70

Les sols G3 et G4 sont interdits en présence de nappe, et les sols G5 ne sont pas autorisés peu importe les conditions), et que certains sont tenus à des conditions d'état hydrique particulier pour être acceptés. La qualité de mise en œuvre et son contrôle ont une grande importance sur les paramètres mécaniques retenus pour le dimensionnement : le module de sol, par exemple, peut varier d'un facteur 15 à la compaction tant pour des raisons physiques que de sécurité en l'absence des vérifications appropriées (voir Tableau 2-3)

Niveau de mise en œuvre	Non contrôlé	Compacté, contrôlé, non validé	Objectif de densification recommandés	
			Compacté, contrôlé, validé q_5	Compacté, contrôlé, validé q_4
E_s [MPa]	0.7	2	5	10
2α [°]	60	90	110	120
k_2 [/]	0.15	0.35	0.5	0.6

Tableau 2-3 Paramètre de calculs retenus pour un sol G1 (sable/grave propre) en fonction du niveau de compactage selon le fascicule 70

Avec

- 2α , l'angle de berceau
- k_2 , rapport entre contraintes effectives verticales et horizontales

Les conduites étant posées en tranchée de profondeur généralement suffisante pour imposer la présence d'un blindage (sécurité des ouvriers, maintien de la fouille le temps des travaux), celui-ci doit être retiré. Plusieurs méthodes sont possibles (Figure 2-11) :

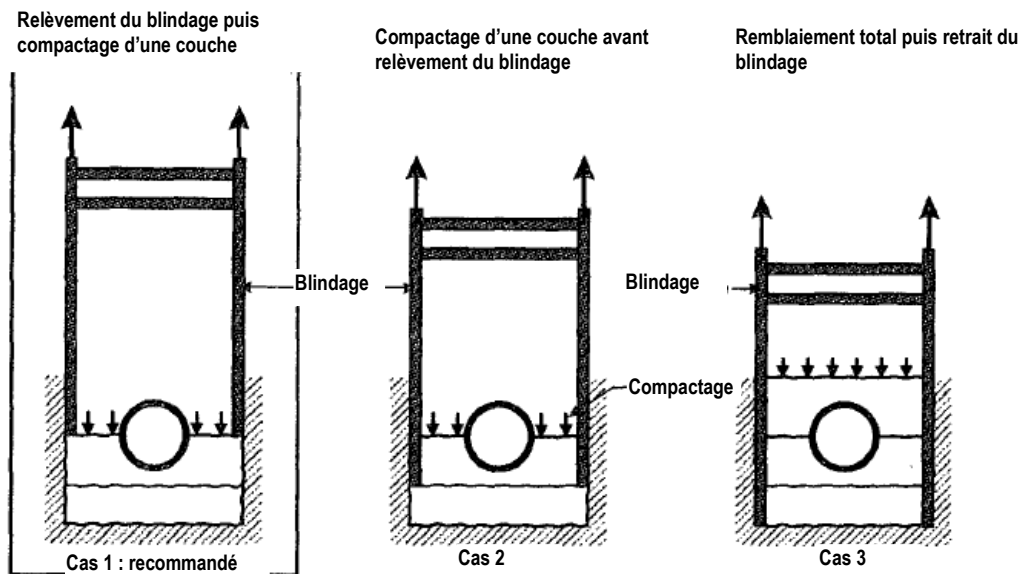


Figure 2-11 Méthodes de retrait des blindages selon le fascicule 70

La méthode la plus défavorable est bien évidemment le retrait total après compactage, qui vient perturber l'efficacité de celui-ci. La solution optimale consiste à extraire partiellement le blindage avant compactage d'une couche. Cette méthode est prise en compte par le biais d'un facteur minorant sur les valeurs des paramètres E_s , 2α , et k_2 , et qui dépend aussi de la largeur de la tranchée (un mauvais retrait du blindage est plus pénalisant dans une tranchée étroite). Pour une tranchée étroite au blindage retiré selon la méthode 3, la minoration est de 80%, donc très significative.

2.3.1.1.2. Actions

Le fascicule 70 liste les actions suivantes, au niveau de la génératrice supérieure de la canalisation :

- pr , contrainte verticale due au remblai, calculé selon la méthode de Marston
- pe , contrainte verticale totale due aux charges d'exploitation calculé selon la méthode de Marston
- pv , contrainte verticale appliquée au sommet de la conduite, égale à $pr + pe$
- pwe , contrainte hydrostatique si présence d'une nappe, prise égale à la pression d'eau au niveau des reins
- ph , contrainte horizontale, tel que $ph = k_2 \cdot pv$
- Poids propre de la conduite (négligeable pour les conduites gazières à cause des faibles rapports épaisseur/diamètre)
- Poids propre du fluide transporté (dans le cas du gaz, négligeable)

Les actions sont appliquées selon le schéma de chargement suivant :

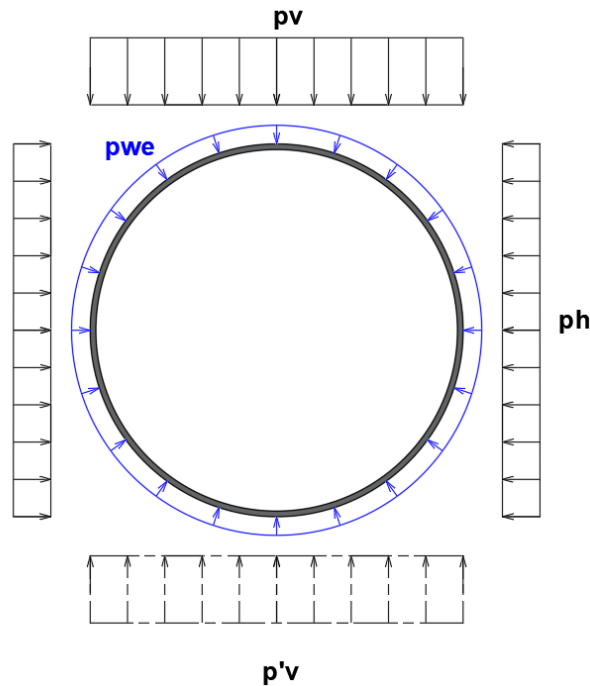


Figure 2-12 Schéma de chargement selon le fascicule 70

Notons que $p'v$ (réaction verticale du sol support) n'est jamais présentée explicitement, et il n'est donc pas possible de savoir précisément comment cette réaction est répartie (d'où le fait de la représenter comme étant le symétrique parfait de pv). Cependant, cela n'a pas de réelle importance, car comme présenté dans la partie 2.3.1.1.3, seule une pression moyenne appliquée sur toute la circonférence externe de la conduite sera considérée (Figure 2-14 et Équation 2-16).

2.3.1.1.3. Sollicitations

Sous l'effet de ces actions, il est attendu que la conduite se déforme, engendrant une réaction du sol latéralement, venant s'opposer à cette déformation. La réaction du sol est considérée comme variant linéairement avec la déformation de la conduite, selon la relation suivante :

$$p_s = k_s \cdot (V_d - V_0) \quad \text{Équation 2-12}$$

Avec

- p_s , contrainte de réaction du sol
- V_d , déplacement radial de la conduite
- V_0 , déplacement radial initial de la conduite
- k_s , constante de raideur du sol

Le calcul de k_s s'effectue comme suit :

$$k_s = \frac{2}{D_m} \cdot \frac{E_d}{(1 - \nu_s)} \quad \text{Équation 2-13}$$

Où :

- D_m , diamètre moyen de la conduite
- E_d , module de déformabilité de calcul du sol, qui dérive de E_s (par le biais des minorations dues au retrait du blindage)
- ν_s , coefficient de Poisson du sol, pris égale à 0,3

Bien que n'étant pas explicitement nommé dans le Fascicule 70, cette méthode de calcul permettant de déterminer le schéma de chargement de la conduite à partir des déplacements et d'un coefficient de raideur linéaire (ici, k_s), correspond à un modèle d'interaction sol-structure de Winkler (1867).

Le calcul de la réaction du sol fait apparaître une déformation initiale de la conduite : celle-ci est due aux tolérances de fabrication, la déformation sous poids propre, aux conditions de stockage...

Ce défaut initial de géométrie, noté e_0 , est défini comme suit (Figure 2-13) :

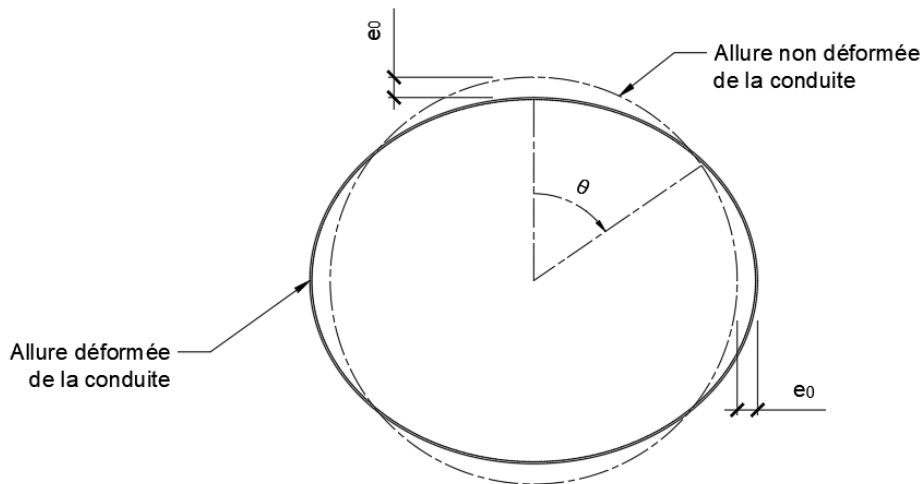


Figure 2-13 Ovalisation initiale selon le Fascicule 70

Il est rendu disponible par le fabricant des tubes, et à défaut se calcul comme tel (pour une conduite en fonte) :

$$e_0 = 1.2 + \frac{D_m}{2000} \quad \text{Équation 2-14}$$

Il vient :

$$V_0 = -e_0 \cdot \cos 2\theta \quad \text{Équation 2-15}$$

Avec :

- V_0 , le déplacement radial initial d'une section orientée de conduite située à θ

Le Fascicule 70 fait l'hypothèse forte que les différentes actions sont appliquées sur la conduite sous la forme d'une pression unique et uniforme, appelée pression moyenne d'étreinte, calculée comme étant la moyenne entre les contraintes verticale et horizontale :

$$\bar{p} = pwe + pv \cdot \frac{1 + k_2}{2} \quad \text{Équation 2-16}$$

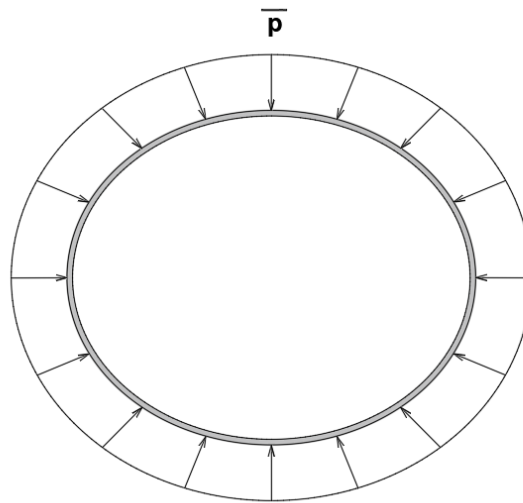


Figure 2-14 Pression moyenne d'étreinte et déformation initiale de la conduite

Remarque : l'intérêt d'un tel schéma de chargement est bien évidemment de permettre une résolution analytique plus aisée, au prix du sens physique...

Il devient donc possible de calculer le déplacement radial pour toutes les orientations de la conduite. Le déplacement étant lié au moment de flexion, il devient possible de calculer ce dernier.

Il est considéré que le moment de flexion est maximal à la base de la conduite, calculable avec l'expression suivante :

$$M_{radier}(pr,pe,pw) = pv \cdot \frac{D_m^2}{4} \cdot \frac{K_\alpha - \frac{k_2}{4}}{1 + \frac{s}{9} - \frac{\bar{p}}{24 \cdot R_a}} + 4(n_0^2 - 1) \left[\frac{1}{1 - \frac{\bar{p}}{p_{cr}}} - 1 \right] \cdot e_0 \cdot D_m \cdot R_a \quad \text{Équation 2-17}$$

L'expression du moment aux reins est donnée par :

$$M_{reins}(pr,pe,pw) = pv \cdot \frac{D_m^2}{4} \cdot \frac{K'_\alpha - \frac{k_2}{4}}{1 + \frac{s}{9}} \quad \text{Équation 2-18}$$

Avec :

- K_α , coefficient de moment au radier dépendant de la valeur de l'angle de berceau 2α : sa valeur est importante pour des valeurs faibles de α , et elle diminue pour les valeurs importantes de α

$$K_\alpha = \frac{1}{\pi} \left(\frac{\alpha}{\pi} \sin \alpha + \frac{3}{4} \cos \alpha + \frac{\alpha}{4 \sin \alpha} + \frac{3\pi}{8} - \frac{\cos^2 \alpha}{3} - \frac{\pi}{2} \sin \alpha \right) \quad \text{Équation 2-19}$$

- K'_α , coefficient de moment aux reins.

$$K'_\alpha = \frac{1}{\pi} \left(\frac{\alpha}{2} \sin \alpha + \frac{3}{4} \cos \alpha + \frac{\alpha}{4 \sin \alpha} - \frac{5\pi}{8} \right) \quad \text{Équation 2-20}$$

- R_a , rigidité annulaire de la conduite

$$R_a = \frac{E \times I}{D_m^3} \quad \text{Équation 2-21}$$

Avec

$$I = \frac{t^3}{12 \times (1 - \nu^2)}$$

- s , l'indice de rigidité relative sol/conduite

$$s = \frac{1}{1 - \nu_s} \cdot \frac{E_s}{8R_a} \quad \text{Équation 2-22}$$

- p_{cr} , pression critique de flambement
- n_0 , coefficient dépendant du comportement au flambement de la section

Il est à noter que le Fascicule 70 pose l'hypothèse que les déformations sont uniquement dues au moment de flexion, négligeant pour cette partie l'effort normal. Cette hypothèse est valable pour les conduites dont la pression interne est faible, telle que les conduites d'adduction en eau ou d'égout. Cependant le cas des conduites de transport de gaz est différent du fait de la pression importante du fluide transporté, générant d'importantes contraintes circonférentielles.

2.3.1.1.4. Déformations

L'ovalisation, qui représente dans le Fascicule 70 le rapport entre la variation du diamètre de la conduite et son diamètre moyen est donnée par la relation :

$$o_v = p v \cdot \frac{k_\alpha - \frac{k_2}{12}}{8R_a + \frac{E_s}{9(1 - \nu_s^2)} - \frac{\bar{p}}{3}} + 2 \left(\frac{1}{1 - \frac{\bar{p}}{p_{cr}}} \right) \frac{e_0}{D_m} \quad \text{Équation 2-23}$$

- k_α , coefficient de déformation dépendant de 2α

$$k_\alpha = \frac{1}{24} + \frac{\pi}{8} - \frac{\alpha}{4} + \frac{\sin \alpha}{4} - \frac{\cos \alpha}{4\pi} - \frac{\alpha(1 + 2 \sin^2 \alpha)}{4\pi \sin \alpha} + \frac{(2 - 3 \cos \alpha + \cos^2 \alpha)}{12 \sin \alpha} \quad \text{Équation 2-24}$$

2.3.1.1.5. Dimensionnement et vérifications

Plusieurs vérifications sont proposées par le fascicule 70, cependant la plus pertinente pour le présent document est celle concernant la contrainte maximale admissible dans la canalisation à l'état limite ultime.

Il s'agit de vérifier :

$$\sigma_c \geq \gamma_M \cdot \sigma_u \quad \text{Équation 2-25}$$

Avec

- σ_c , la contrainte maximale admissible dans le matériau
- γ_M , coefficient de sécurité, dépendant du matériau et du type de conduite, dont la valeur varie entre 1.4 et 1.76
- σ_u , la contrainte agissante dans la conduite à l'état limite ultime, tel que

$$\sigma_u = \frac{6M_u}{t^2}$$

- M_u , le moment agissant égal au maximum entre le moment au radier (Équation 2-17) et le moment au rein (Équation 2-18) à l'état limite ultime. Les sollicitations à utiliser à l'état limite ultime sont $p v_u = 1.25 p v$ et $\bar{p}_u = 1.25 \bar{p}$

2.3.1.2. Eurocodes

Les Eurocodes sont les normes européennes traitants du dimensionnement et vérification des ouvrages de génie civil. La structures en acier sont traitées dans l'Eurocode 3 ; et les canalisations possède leur propre partie (4-3), applicables aux canalisations en acier cylindriques de transport de liquides et gaz à température ambiante.

Deux approches sont proposées : une approche simplifiée, applicable lorsque certaines conditions sont remplies, et une vérification complète, pour les autres situations.

2.3.1.2.1. Approche simplifiée

L'approche simplifiée est applicable lorsque les conditions suivantes⁷ sont réunies :

- Hauteur de couverture H inférieur à 2.5m et contrainte verticale appliquée au sommet de la conduite inférieure à 65kPa
- Canalisation ne subissant pas de tassement différentiel conséquent
- Canalisation ne présentant pas de coudes de rayon inférieur à $20 \cdot D_{ext}$
- Variations thermiques limitées

Il convient alors de vérifier que le ratio $\frac{D_{ext}}{t}$ reste inférieur à une certaine valeur, dépendante de la limite élastique de calcul de la conduite, tel que présenté Tableau 2-4 :

$f_{y,d}$	240	360	415	480
$\frac{D_{ext}}{t} <$	70	80	92	106

Tableau 2-4 Critère de vérification des conduites enterrées selon l'approche simplifiée de l'Eurocode 3

Avec

- $f_{y,d}$ la limite d'élasticité de calcul de l'acier composant la canalisation

2.3.1.2.2. Vérification complète

L'approche simplifiée provient de l'application de la méthode de vérification complète, et est applicable lorsque les conditions citées précédemment sont remplies. La méthode est basée sur les travaux de Gresnigt (1986), et provient des Pays-Bas. Cette approche accorde une grande importance au comportement longitudinal de la canalisation, et plus particulièrement la flexion liée à des tassements différentiels⁸, ainsi qu'à l'interactions entre cette flexion longitudinale et le comportement transversal. Cependant, ce cas de chargement étant différent de ce qui est considéré dans les autres approches déjà présentées, seuls seront présentés les calculs jugés pertinents pour la vérification d'une canalisation soumise à un chargement de surface, mais où le tassement différentiel est négligeable.

⁷ Liste non-exhaustive

⁸ Les tassements différentiels affectants les canalisations étant apparemment une problématique courante dans le contexte hollandais, les conduites étant fréquemment amenées à croiser des digues, plus compressibles que les terrains rencontrés en amont et en aval.

La conduite est soumise à une poussée des terres Q_d , appliquée sur toute la partie supérieure, et la réaction, appliquée sur un angle 2α :

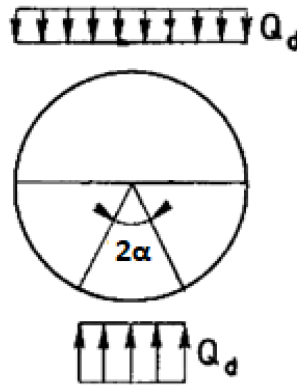


Figure 2-15 Schéma de chargement transversal de la conduite selon l'Eurocode 3

On peut alors calculer le moment de flexion moyen agissant dans la conduite m_y :

$$m_y = \frac{1}{4} Q_d \cdot r \cdot \left[1 - \frac{1}{4} \left(\sin \frac{\pi}{2} + \sin \frac{\beta}{4} \right) \right] \quad \text{Équation 2-27}$$

Ce moment étant la moyenne des moments s'appliquant à la clef, au radier et aux reins. Il est à comparer au moment élastique maximal admissible dans la conduite m_e

$$m_e = \frac{1}{6} t^2 f_{y,d} \quad \text{Équation 2-28}$$

L'ovalisation, a , se calcule comme suit :

$$a = \frac{1}{2} k_{y,d} \cdot \frac{Q_d \cdot r^3}{EI} \left(1 + \frac{3a}{r} \right) \cdot f_{rr} \quad \text{Équation 2-29}$$

Avec

- $k_{y,d}$, coefficient dépendant de la valeur de 2α (et décroissant lorsque 2α augmente ; vaut 0.089 pour $2\alpha = 120^\circ$)
- f_{rr} , coefficient de remise au rond par la pression interne

On remarque cependant que la méthode est assez limitée pour appréhender le comportement de la canalisation sous un chargement de surface :

- Non-prise en compte du confinement horizontal
- Absence de mécanisme d'interaction sol conduite
- Aucune méthode de calcul de la contrainte appliquée au sommet de la conduite n'est précisée, de même que la détermination de l'angle de berceau β

Ces limitations sont à priori imputables au fait que la méthodologie dont découle la norme n'avait pas pour objectif premier le dimensionnement des canalisations sous chargement de surface...

2.3.2. En Amérique du Nord

2.3.2.1. API1102

La réglementation utilisée en Amérique du Nord pour le dimensionnement de conduites de transport de gaz/pétrole enterrées et soumises à des chargements de surface provenant de voies ferrées ou de routes est éditée par l'*American Petroleum Institute*. L'ouvrage est spécifiquement dédié à ce type de conduites. La Figure 2-16 présente le schéma de situation pour une conduite enterrée croisant perpendiculairement un axe de circulation routière.

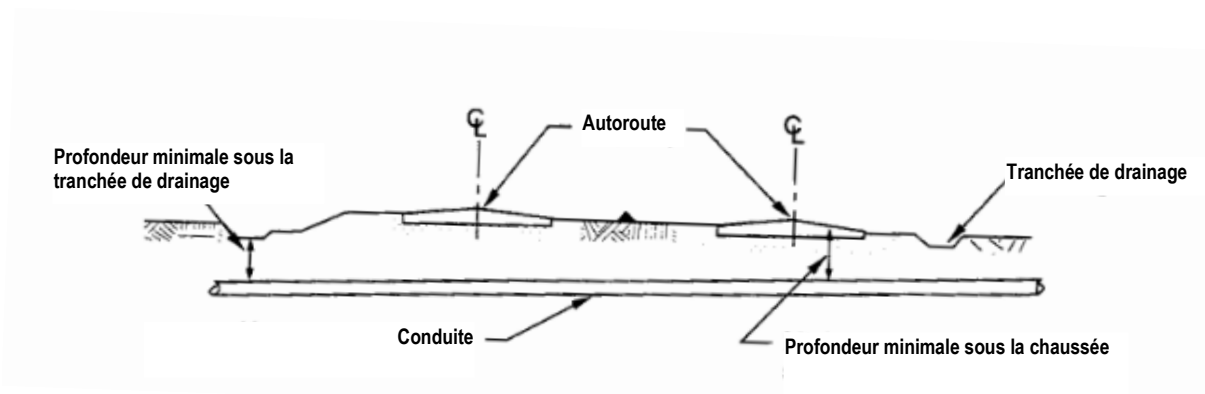


Figure 2-16 Schéma de situation pour une conduite croisant une autoroute selon l'API1102

La contrainte appliquée à la conduite par le poids des terres (au niveau du radier) est définie comme suit :

$$S_{he} = K_{he} B_e E_e \gamma D \quad \text{Équation 2-30}$$

Avec

- K_{he} , coefficient de raideur pour le calcul des contraintes circonférentielles, prenant en compte l'interaction sol/structure, dépendant du rapport t/D et du module du sol
- B_e , coefficient de profondeur, dépendant de la géométrie du problème, dépendant du rapport H/B
- E_e , coefficient d'excavation, pris égale à 1 pour les conduites posées en tranchée

Les valeurs de ces différents coefficients sont données dans des abaques, et l'on reconnaît dans la formulation de S_{hc} une formulation proche de celle de Marston-Spangler, avec K_{hc} et B_c s'identifiant respectivement à ζ et C .

La charge routière se calcule de la manière suivante :

$$w = \frac{P}{A_p} \quad \text{Équation 2-31}$$

Avec

- A_p , la surface d'application de la surcharge
- P , la valeur de la surcharge

La norme recommande des valeurs de w de 574kPa et 479kPa pour des surcharges routières, selon le type d'essieu considéré (simple ou double).

La valeur de contrainte ortho-radiale engendrée par la surcharge routière ΔS_{Hh} est ensuite calculable :

$$\Delta S_{Hh} = K_{Hh} G_{Hh} R L F_i w$$

Équation 2-32

Avec

- K_{Hh} , coefficient de rigidité de la plateforme routière pour le calcul des contraintes circonférentielles, similaire à K_{hc}
- G_{Hh} , coefficient de géométrie de la plateforme routière pour les contraintes circonférentielles, dépendant de H et D_m
- R et L sont des coefficients liés respectivement au type de chaussée et d'essieu, dépendant de H et D
- F_i , facteur d'impact, dont la valeur décroît avec la profondeur d'enfouissement de la conduite. Le facteur d'impact pour une surcharge routière vaut 1.5, et converge vers 1 pour une profondeur supérieure à 6.5m

La détermination de ces différents coefficients se fait par le biais d'abaques.

Une méthodologie similaire permet de déterminer ΔS_{Lh} , contrainte longitudinale engendrée par la charge routière.

La norme étant destinée aux conduites à usage de transport de gaz et produit pétroliers, elle inclut de facto la prise en compte de la pression interne (qui est absente du Fascicule 70, conçu avec les ouvrages d'assainissement comme cible). La contrainte ortho-radiale engendrée par la pression interne se calcul de la manière suivante :

$$S_{Hi} = \frac{p(D - t)}{2t}$$

Équation 2-33

Avec

- p , la pression interne

On calcule ensuite les contraintes principales :

$$\begin{aligned} S_1 &= S_{he} + S_{Hi} + \Delta S_{Hh} \\ S_2 &= \Delta S_{Lh} + \nu_s (S_{he} + S_{Hi}) \\ S_3 &= -p \end{aligned}$$

Équation 2-34

Remarque : le calcul de S_2 fait également intervenir la contrainte longitudinale liée à l'extension thermique, non présenté ici.

Le critère de dimensionnement se fait sur la contrainte de Von Mises, calculée comme suit :

$$\sigma_{VM} = \frac{1}{\sqrt{2}} \left[\sqrt{(S_1 - S_2)^2 + (S_2 - S_3)^2 + (S_3 - S_1)^2} \right] < \sigma_c \cdot F_s$$

Équation 2-35

Avec

- F_s , facteur de sécurité sur la conception

2.4. Littérature scientifique

De nombreux travaux de recherches se sont intéressés au comportement des conduites enterrées soumises à des charges de surface à la suite des travaux de Marston et Spangler. La section suivante s'efforcera d'en présenter un certain nombre jugés pertinents vis-à-vis des problématiques développées, et du protocole expérimental mis en œuvre dans le cadre de cette thèse.

Plusieurs approches coexistent pour étudier le comportement des conduites enterrées (et de manière plus générale, des ouvrages géotechniques) :

- Sur ouvrage réels
- Sur modèles réduits en laboratoire, à gravité normale (cuve d'essai) ou en macro-gravité (centrifugeuse)
- Etudes numériques

On peut distinguer les approches expérimentales, qui font appel à de la modélisation physique et de l'instrumentation, des approches numériques, bien qu'il soit possible de les utiliser conjointement au sein d'une même étude, dans le cadre d'une modélisation hybride, ou d'un dialogue expérimental-numérique.

2.4.1. Approches expérimentales

2.4.1.1. Sur ouvrages réels

Les études sur ouvrages réels sont relativement rares concernant le comportement des conduites sous sollicitation de surface (elles sont néanmoins plus nombreuses dans d'autres domaines tels que le comportement des conduites sous mouvements de terrain), principalement à cause des difficultés logistiques qu'elles posent. Mentionnons l'étude de Chaallal et al. (2014), qui s'est intéressée au comportement de conduites de grand diamètre (900mm) en plusieurs matériaux (HDPE, PVC, acier, aluminium), enterrées à des profondeurs variant de 0.5 à 2 diamètres. Les épaisseurs varient de 1.91mm à 4.91mm selon les matériaux.

Les conduites sont instrumentées à l'aide de jauges de déformations placées à l'intrados de la conduite, et enterrées à une profondeur variant de 0.5 diamètre à 2 diamètres (450mm à 1800mm). Les déplacements sont mesurés à l'aide d'un robot se déplaçant à l'intérieur des conduites.

Le matériau de remblaiement est un sable mal gradué légèrement limoneux mis en œuvre dans un état dense (poids volumique sec équivalent à 95% du poids volumique maximum au Proctor Normal). Les contraintes dans le sol sous la charge et à proximité de la conduite sont mesurées à l'aide de cellules de mesure de pression. Le placement de l'instrumentation est représenté Figure 2-17.

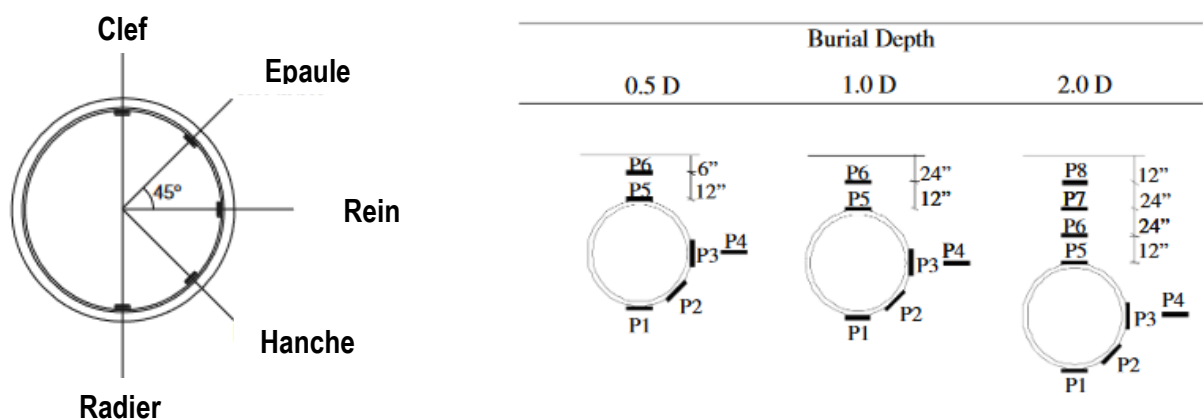


Figure 2-17 Placement des jauges de déformation (gauche) et des cellules de mesures de pression (droite), (Chaallal et al., 2014)

Lors du remblaiement (avant application de la charge), le diamètre vertical de la conduite augmente, sous l'effet de la contrainte horizontale appliquée par le sol, avant de diminuer lorsque le remblaiement dépasse la clef de la conduite (variations inférieures à 2% dans toutes les situations).

La charge est appliquée à l'aide d'un camion benne lesté de blocs de béton roulant sur la surface libre du massif de sol dans lequel les conduites sont enterrées. Les données mesurées en terme de déplacement sont présentées Figure 2-18. On remarque que l'allure déformée de la canalisation HDPE est totalement assymétrique :

- Dissymétrie par rapport à l'axe vertical due au roulage de la charge
- Dissymétrie par rapport à l'axe horizontal

On remarque également que, pour toutes les conduites, les prédictions de déplacements fournies par les méthodes analytiques sont largement supérieures aux mesures, avec des écarts conséquents, notamment pour les conduites en métal.

Les contraintes mesurées par les cellules de pression incluses dans le sol sont présentées sur la Figure 2-19. On remarque que celles-ci diminuent rapidement en fonction de la profondeur d'enfouissement, confirmant la diffusion de la contrainte avec la profondeur. Les auteurs attirent l'attention sur le fait que le ratio de contrainte horizontale/contrainte verticale est inférieur à 1 pour le cas où la conduite est enterrée à 0.5D, indiquant potentiellement un glissement relatif de l'interface. Lorsque la conduite est enterrée plus profondément, ce ratio est strictement supérieur à 1, interprétable comme une interface rigide. Il semble cependant discutable de conclure sur la nature de l'interface (rigide ou lisse) uniquement sur la base du ratio de contrainte horizontales/verticales. De plus, l'évaluation du glissement relatif de l'interface passera par une études sur les contraintes de cisaillement (relative).

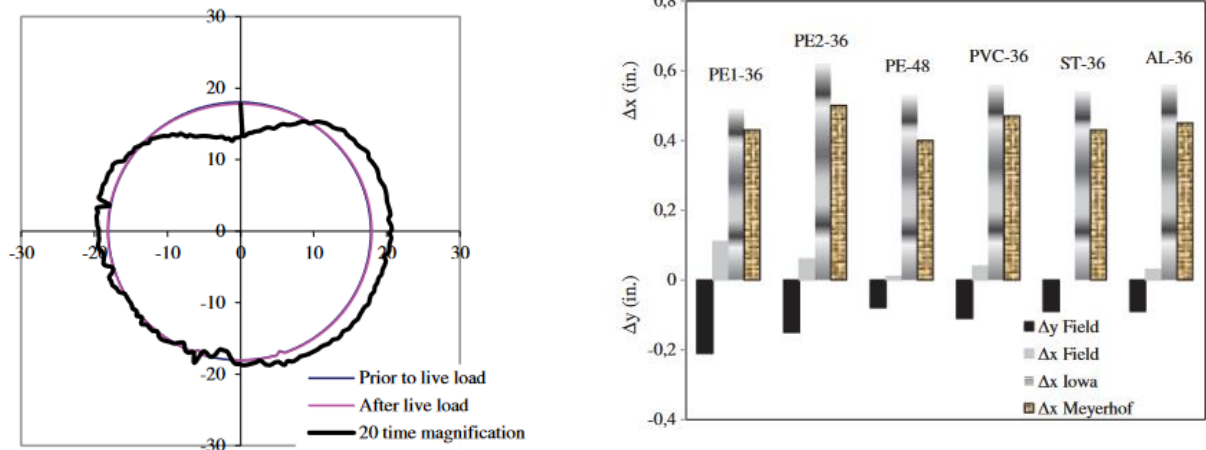


Figure 2-18 Allure déformée de la canalisation HDPE (gauche) et comparaison entre mesures réalisées et approches de la littérature (note : Iowa=méthode de Marston), enterrées à une profondeur de 0.5D (Chaallal et al., 2014)

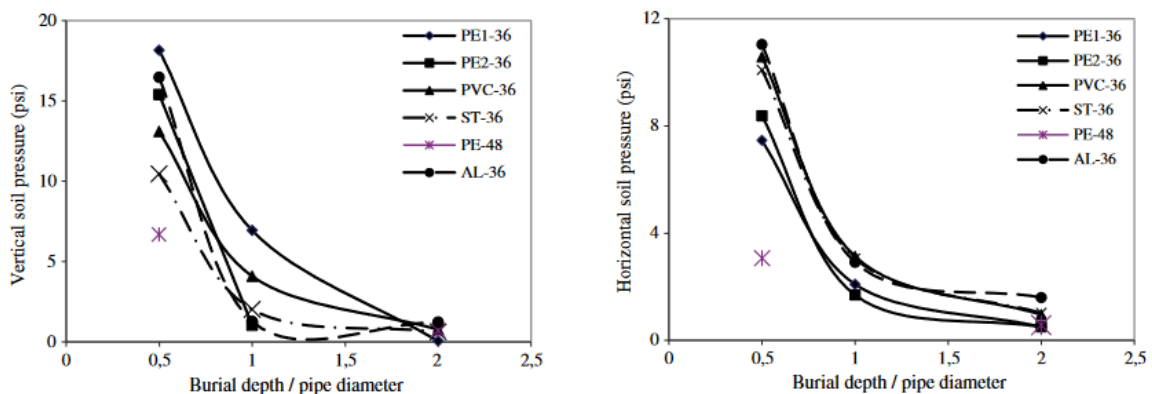


Figure 2-19 Contrainte mesurée dans le sol par les cellules de pression pour différentes conduites et profondeur d'enfouissement. Contraintes à la clef P5 (gauche) et aux reins P3 (droite) (Chaallal et al., 2014)

2.4.1.2. En laboratoire

2.4.1.2.1. Cuves d'essai

Les essais en grandeur réelle sont intéressants de par les conditions très réalistes qu'ils proposent (par nature) cependant se pose un certain nombre de problématiques. Notons entre autres :

- Difficulté de contrôle précis du chargement appliqué (intensité, vitesse d'application)
- Mesure imprécise des tassements de surface
- Positionnement imprécis de la conduite vis-à-vis de la charge
- Conditions aux limites de la situation étudiée mal maîtrisées
- Paramètres de nature et d'état des sols difficiles à contrôler

Pour remédier à ces problématiques, un dispositif de laboratoire permettant de contrôler ces variables est nécessaire. Un dispositif, s'articulant autour d'une cuve d'essai, pouvant être remplie de géomatériaux et chargée en surface, est le plus couramment utilisé pour les expérimentations sur conduites enterrées. Les dimensions et caractéristiques précises varient selon les études. Cependant les points suivants sont généralement communs aux différents dispositifs :

- Volume d'ordre métrique (entre 1 et 3m³)
- Chargement en tête par un vérin, instrumenté par une cellule de force, et sur une plaque métallique
- Sol aux paramètres de nature (granulométrie, type de grain, masse volumique des grains...) et d'état (densité, humidité relative...) maîtrisés

Au vu des dimensions réduites des cuves, le risque d'effet de bord est présent, et il convient de manière générale d'assurer que les bords de la cuve sont rigides, et que les frottements entre les bords et le sol est limité (Brachman et al., 2000).

Les modélisations physiques permises par ces configurations peuvent être réalisées en vraie grandeur ou en échelle réduite, le choix se faisant en fonction des caractéristiques des conduites (diamètre, rigidité...) et de la cuve à disposition⁹. Cependant, il convient de mentionner que la réduction d'échelle impose de respecter les conditions de similitude (afin d'assurer la représentativité du comportement mesuré) et qu'un biais inévitable sera présent sur le comportement du sol (sera discuté plus en profondeur en section 3.2).

2.4.1.2.2. Centrifugeuse

Une solution pour contourner le problème de similitude est de travailler en macro-gravité. Cela est possible en plaçant le modèle dans une centrifugeuse, dont la rotation permet d'atteindre une accélération conséquente (potentiellement plusieurs dizaines à plusieurs centaines de *g*). Les rapports de réduction géométriques sont généralement plus élevés qu'en cuve, et doivent être égaux à l'accélération imposée au modèle, afin de conserver les mêmes modèles à l'échelle modèle et prototype. Néanmoins, des effets d'échelle restent possibles du fait notamment de l'emploi de sols dont les caractéristiques sont invariantes.

2.4.1.2.3. Modes de déformation des conduites

Deux cas seront présentés ici, le premier en cuve d'essai, le second en centrifugeuse.

Le premier cas, est une étude expérimentale réalisée par Rogers (1988), qui s'intéresse au comportement de conduites en PVC de 160mm de diamètre, pour 3.9mm d'épaisseur (ratio diamètre-épaisseur de 41), placées dans une cuve de test de 750mm de longueur, 500mm de largeur et 550mm de profondeur (Figure 2-20). Le sol utilisé dans les tests diffère selon les essais, afin de faire varier les conditions d'appui de la conduite.

Plusieurs types de sol sont utilisés pour le remblaiement de la canalisation :

⁹ De manière évidente, les expérimentations sur des conduites de très grand diamètre (exemple, diamètre extérieur 1m) ne pourront pas se faire dans une cuve dont le volume utile est de quelques m³. Une réduction d'échelle sera indispensable.

- Grave arrondie uniforme de $D_{50} = 10mm$
- Argile limoneuse
- Mélange argile et grave
- Mélange sable/gravier bien gradué (dénommé « ballast », bien que l'usage du terme semble impropre)
- Sable limoneux bien gradué

Les matériaux sont mis en œuvre à divers degrés de compaction (non compacté, compactage léger ou lourd). L'objectif est d'étudier différentes configurations et qualités de support pour la conduite. Le chargement (5.5t puis 7t¹⁰) est appliqué sur une surface de 480mm de diamètre, et sur la surface de la boîte où ce chargement n'est pas appliqué, une surcharge correspondant à 500mm de poids des terres est ajoutée.

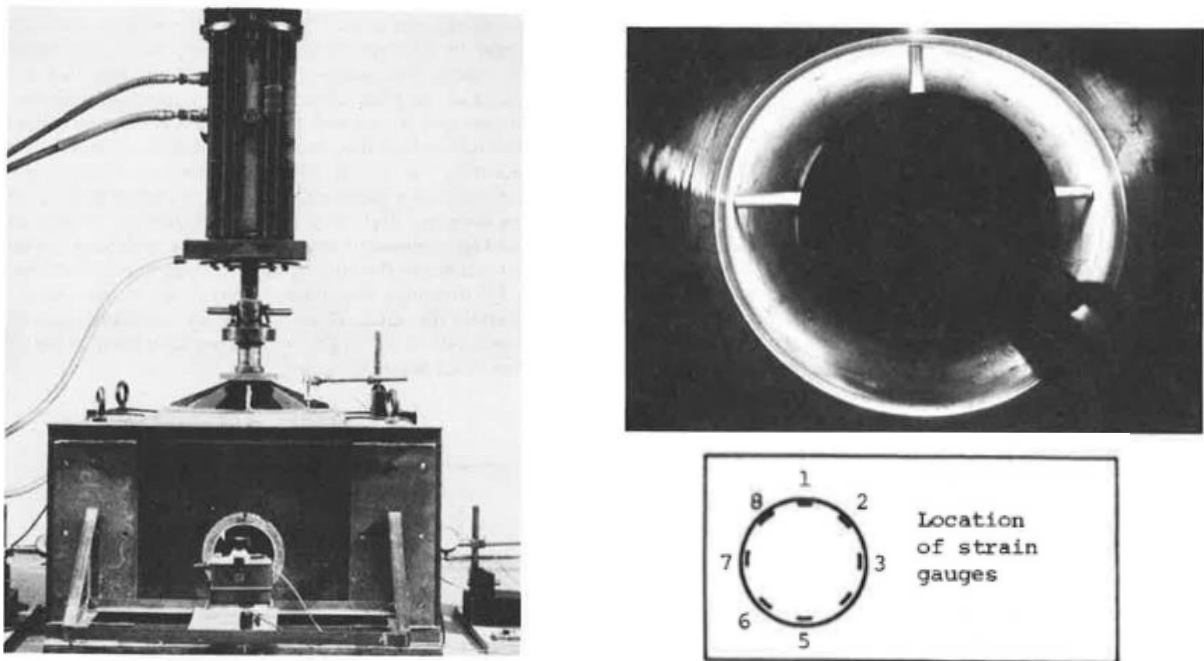


Figure 2-20 Dispositif expérimental (gauche), dispositif photographique annulaire (droite-haut), placement des jauges (droite-bas) (Rogers, 1988)

Le suivi des déformations de la conduite se fait à l'aide de jauges placées à l'intrados tous les 45°. Le suivi des déplacements se fait de manière visuelle, à l'aide d'un dispositif photogramétrique (Figure 2-20). Un capteur LVDT est également utilisé afin de mesurer la variation de diamètre vertical durant l'essai. La Figure 2-21 présente les déformations mesurées sur la conduite pour différents remblaiements et un chargement de 55kN. On remarque sur la Figure 2-21 (gauche) deux profils de déformations différents en fonction des remblaiements :

- Un profil en « V », correspondant à une déformation elliptique de la canalisation, pour les remblaiements effectués avec l'argile, et de manière moins prononcée pour le sable
- Un profil dissymétrique avec une traction importante à la clef de la canalisation et compression des épaules, mais des déformations modérées au niveau des reins et hanches, indiquant un support conséquent du sol autour de la canalisation. L'effet est observé essentiellement sur l'essai avec la grave, mais également avec le ballast.

La Figure 2-21 (droite) présente les résultats des essais avec un enrobage (Figure 2-10) de la canalisation mixte de grave et argile. On remarque un effet important du matériau d'enrobage, et notamment le fait que la présence de grave en partie basse de la canalisation conditionne un comportement avec des

¹⁰ Respectivement, 300 et 380kPa

déformations de traction/compression respectivement à la clef et aux épaules, ainsi que des déformations faibles, voire nulles (cas grave + argile) au niveau des reins.

La combinaison des valeurs de déformations présentées et les mesures réalisées par photogrammétrie permettent de dresser un inventaire des modes de déformation possibles pour les canalisations enterrées pour différents types de remblaiement (Figure 2-22). Quatre modes ont été recensés :

- Déformation « elliptique » (Figure 2-22a), associée à un profil de déformation en « V » qui se rencontre dans les cas de conduites entourées d'un sol peu compétent (ex : argile)
- Déformation en « cœur » (Figure 2-22b), avec des déformations concentrées à la clef et aux épaules, lorsque le berceau de la conduite est constitué de sol apportant un bon support (ex : grave)
- Déformation en « cœur inversé » (Figure 2-22c), pour les conduites dont le berceau est constitué d'un matériau apportant peu de support, mais surmonté d'un matériau plus compétent (ex : argile puis grave)
- Déformation « carrée » (Figure 2-22d), pouvant se produire lorsque le sol support au niveau des reins est de particulièrement bonne qualité, permettant de limiter complètement des déformations dans cette orientation.

Il existe donc bien une pluralité de modes de déformation, plus variée que ce qui est généralement considéré dans les modèles, à savoir uniquement la déformation elliptique (Figure 2-13).

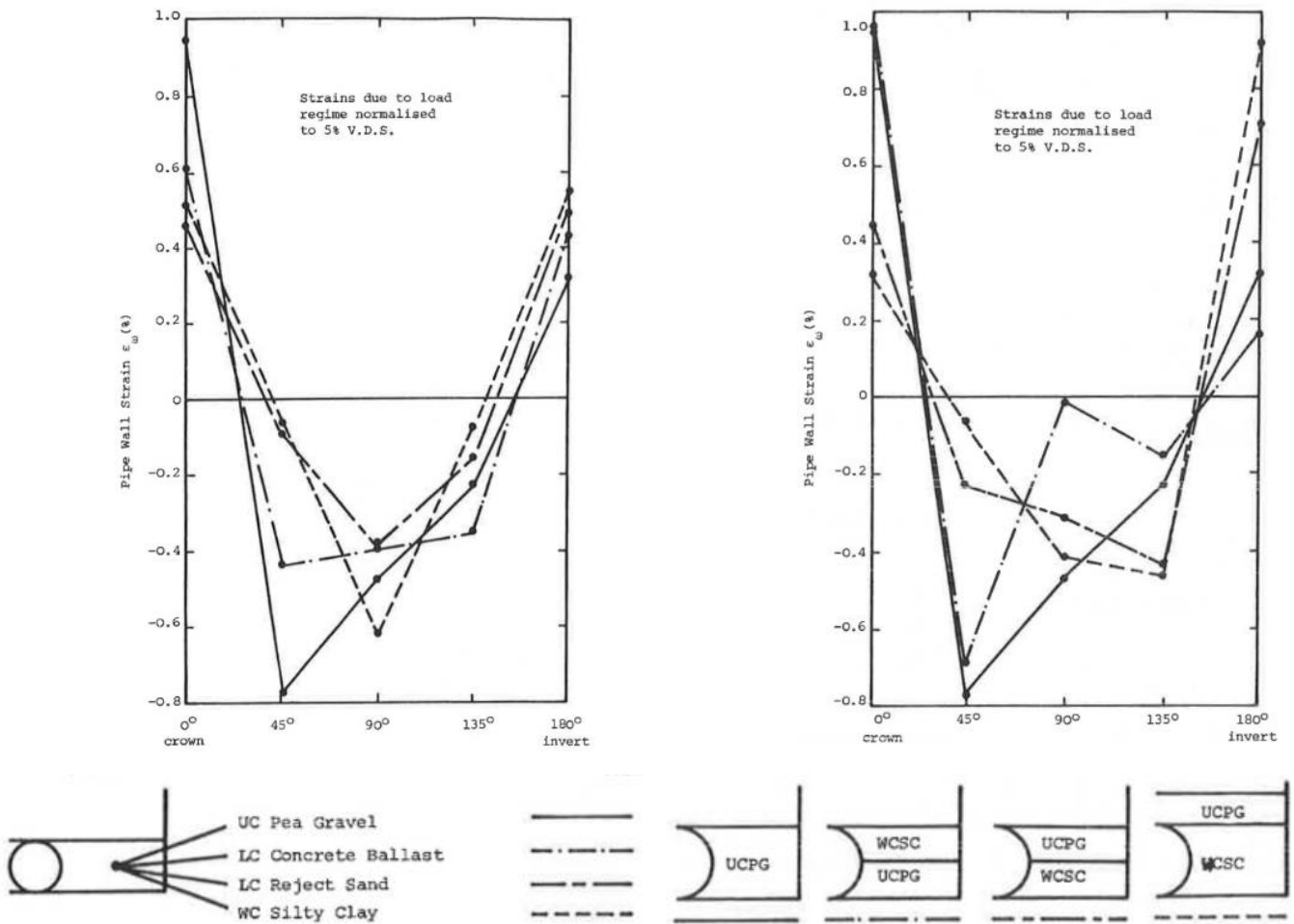


Figure 2-21 Déformations de la conduite pour différents remblaiements¹¹ et compactages¹², chargement de 55kN (Rogers, 1988)

¹¹ PG : Grave ronde uniforme ; SC : Argile limoneuse

¹² UC : Non compacté ; LC : légèrement compacté ; WC : Bien compacté

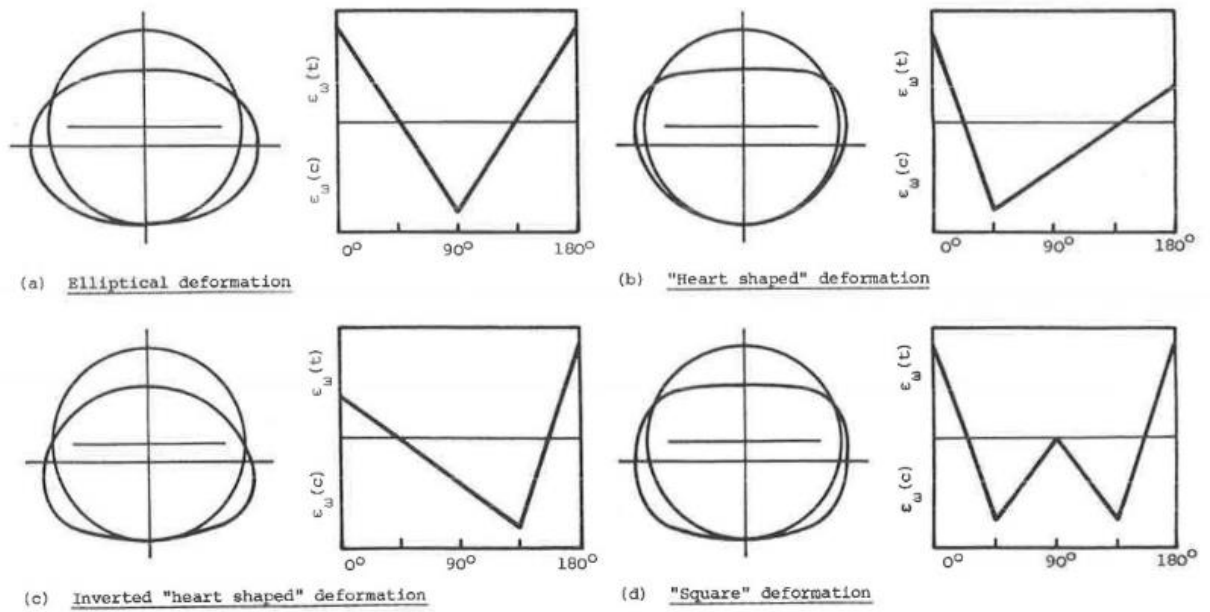


Figure 2-22 Allures des déformées possibles pour les canalisations enterrées, et profil de déformation associée (Rogers, 1988)

L'étude de Neves et al., (2019) consiste à effectuer les essais sur des modèles placés en centrifugeuse, et soumis à une accélération égale au rapport de réduction géométrique (ici, rapport 1 :13 sur les dimensions géométriques, et expérimentations réalisées sous une accélération de 13g).

Les conduites prototypes (échelle réelle) en acier ont un diamètre extérieur de 520mm pour une épaisseur de 14.2mm, avec trois profondeurs d'enfouissement différentes 1m (2D), 0.75m (1.5D) et 0.5m (1D). Le sol utilisé est un sable mal gradué ($C_u=1.52$, $C_c=0.95$) mis en œuvre dans un état dense ($Dr=64\%$) par pluviométrie. Le chargement de 300kPa est appliqué sur une plaque métallique de 728mm x 624mm, avec plusieurs niveaux d'excentrement (de 0D à 4D), afin de simuler l'effet d'une charge roulante (sans l'aspect dynamique).

Les conduites sont instrumentées uniquement en déplacement, à l'aide d'un système relativement complexe, constitué d'une barre en acier (considérée fixe), insérée dans la conduite et supportée par plusieurs tiges fixées à la canalisation (Figure 2-23). La mesure de la déformation de quatre autres tiges, non fixées à la canalisation, permet de remonter aux déplacements de la section étudiée.

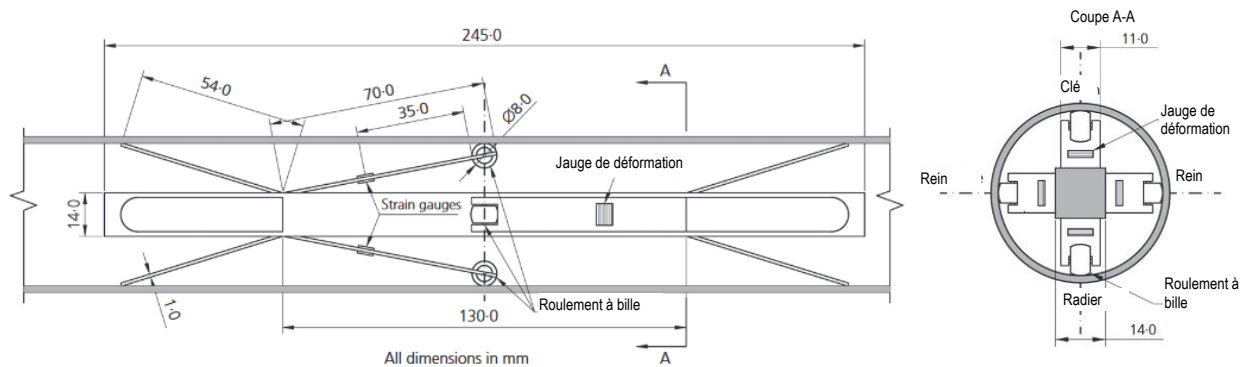


Figure 2-23 Système de mesure des déplacements internes, coupe longitudinale (gauche) et transversale (droite) (Neves et al., 2019)

La Figure 2-24 présente les différents profils déformés mesurés lors des essais (points noirs¹³). On remarque que les essais réalisés sans excentrement présentent des profils globalement symétriques sur les deux axes, une dissymétrie conséquente étant observée pour des excentrement entre 1D et 2D. Pour des excentrement de 3D et au-delà, le chargement de surface n'a quasiment plus aucun effet sur la conduite. La profondeur d'enfouissement influe principalement sur l'intensité des déformations observées, l'allure générale restant la même. On note également, bien que cela ne soit pas présenté par les auteurs, que la déformée de la conduite enterrée à une profondeur de 1D sans excentrement est typiquement une déformation en forme de cœur (« heart-shaped »).

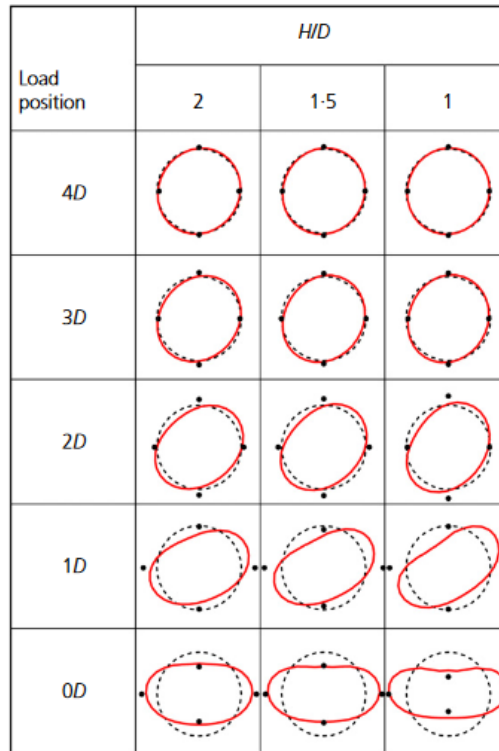


Figure 2-24 Allure déformée de la conduite pour différentes profondeurs d'enfouissement et excentrement du chargement (Neves et al., 2019)

Au-delà des différences quantitatives, liées aux caractéristiques et hypothèses de l'étude (type de canalisation, intensité/dimension des surcharges, nature du sol...), on note que les résultats sont qualitativement similaires entre les approches en centrifugeuses et en cuve d'essai sous gravité normale.

2.4.1.2.4. Contraintes d'interface sol/conduite

Les études précédentes sont particulièrement axées sur les déformations de la conduite, en mettant de côté le comportement du sol, et plus précisément la mesure de la contrainte dans celui-ci. Plusieurs études se sont intéressées à cette donnée, tel que (Wataru, 1976) (Talesnick et al., 2011).

L'étude menée par Talesnick en 2011 a pour objectif de mesurer les contraintes d'interface sur des conduites en PEHD, en employant un nouveau type de capteur de pression, développé préalablement (Talesnick et al., 2008). Ces capteurs, dénommés « null pressure sensors », fonctionnent grâce à une membrane, déformable et équipée de jauges de déformation, maintenue à un niveau de déformation nulle par une contrepression à l'arrière de la membrane. L'avantage est d'éviter les effets de voûte qui se forment au-dessus d'un capteur « classique » lorsque sa membrane se déforme (phénomène indispensable pour effectuer la mesure). Dans le cadre de l'utilisation de ces capteurs, la contrainte normale agissant sur la surface externe du capteur (ie, dans le sol) est strictement égale à la contrepression. Les capteurs sont positionnés à l'interface sol/conduite, via un perçage réalisé dans la

¹³ Les courbes rouges sont issues de simulations numériques, dont la méthodologie sera présentée dans la partie dédiée

paroi de la canalisation, ainsi qu'un meulage de celle-ci, afin d'assurer que la surface du capteur et la surface de la canalisation sont parallèles. Le placement des capteurs est présenté Figure 2-25, et permet de suivre l'évolution de la pression de contact à la clef, au radier et aux reins. L'essai est ensuite répété avec une rotation de 45° de la canalisation, afin d'obtenir les pressions de contact au niveau des épaules et des reins. Les variations de diamètre sont mesurées à l'aide de capteurs LVDTs placés à l'intérieur de la canalisation.

La conduite utilisée est une conduite en HDPE de 160mm de diamètre intérieur et de 27mm d'épaisseur.

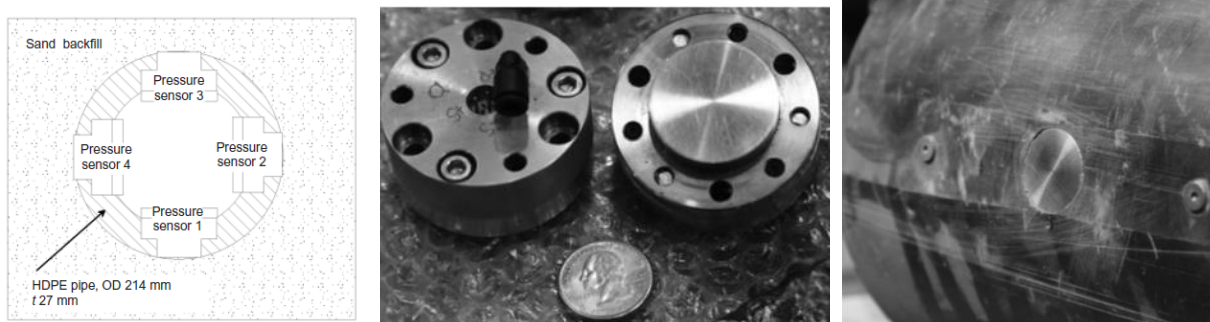


Figure 2-25 Placement des capteurs (gauche) et vue du capteur (centre), meulage de la conduite (droite)

Le dispositif expérimental utilisé est une cuve d'essai (780x350x780mm), remplie d'un sable sec uniforme ($C_u=1.46$, $C_c=0.94$), mis en œuvre par couches de 20cm, et compacté manuellement. Deux densités sont visées, un état lâche ($\sim 1300\text{kg/m}^3$) et un état « dense » ($\sim 1500\text{kg/m}^3$). Le chargement de 150kPa est appliqué uniformément à la surface de la cuve, dont les frottements sur bords sont limités par l'utilisation de membranes silicones graissées.

La Figure 2-26 présente les variations des diamètres horizontaux et verticaux de la conduite lors du chargement pour les deux types de remblaiements (états lâche et dense). On remarque que dans les deux cas, l'évolution des déplacements est linéaire avec l'augmentation de la charge. Cet effet, bien qu'ayant été observé dans d'autres études (Brachman et al., 2008), est à priori surprenant, une réponse non linéaire étant attendue, à cause de l'augmentation de raideur du sol sous la contrainte. Dans le cas du sol lâche, le déplacement vertical négatif est supérieur d'environ 20% au déplacement horizontal positif. Il est avancé pour expliquer cette différence que lorsque la conduite et le sol ont des raideurs comparables, il se produit une compression ortho-radiale uniforme de la conduite, venant s'ajouter à la déflexion verticale, et s'opposant à l'extension horizontale (Moore, 2001) ; cet effet étant négligeable dans les conduites de plus haute rigidité. Pour le sable dense, les variations des diamètres sont équivalentes.

Les contraintes d'interface mesurées lors des essais sont présentées Figure 2-27, pour les deux niveaux de compactage. On remarque la forte différence entre les deux conditions de pose, ainsi que l'absence totale de symétrie par rapport à l'axe horizontal. Dans le cas du sable lâche, les charges sont principalement transférées au lit de pose, avec une mobilisation limitée du support des hanches de la conduite, alors que dans le cas du sable dense, les contraintes transitent principalement à la clé de la conduite jusqu'au hanches, avec une quantité très limitée de la charge appliquée au lit de pose (incompatible avec l'existence d'un « angle de berceau » comme présenté dans la théorie de Marston-Spangler, voir Figure 2-7) . De plus, dans les deux situations (sol dense/sol lâche), le niveau de contrainte mesurée au niveau des hanches est globalement similaire, ce qui va à l'encontre de l'hypothèse selon laquelle l'angle de berceau (2α) augmente lorsque la qualité de l'assise augmente (voir Figure 2-10 et Tableau 2-3 par exemple). De plus, les mesures de contraintes verticales à la clef de la canalisation vont à l'encontre de l'hypothèse de Spangler (1941) à propos de la prise en compte de l'interaction sol/structure. En effet, lorsque le sol est plus compacté, il est attendu que son module de déformabilité (E_s) augmente, faisant diminuer le coefficient ζ (Équation 2-6), et de fait, engendrer une charge plus faible

sur la canalisation : cependant, c'est l'inverse qui est observé (le sol plus compact génère une contrainte de sol à la clef supérieure...).

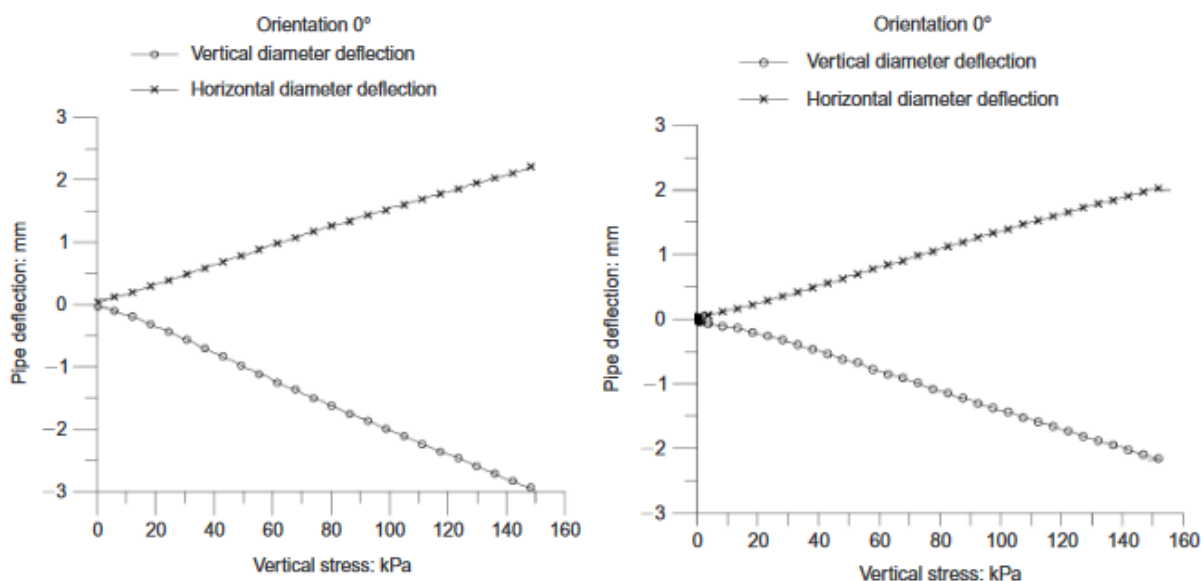


Figure 2-26 Variation des diamètres verticaux et horizontaux au cours du chargement, pour le sol lâche (gauche) et dense (droite) (Talesnick et al., 2011)

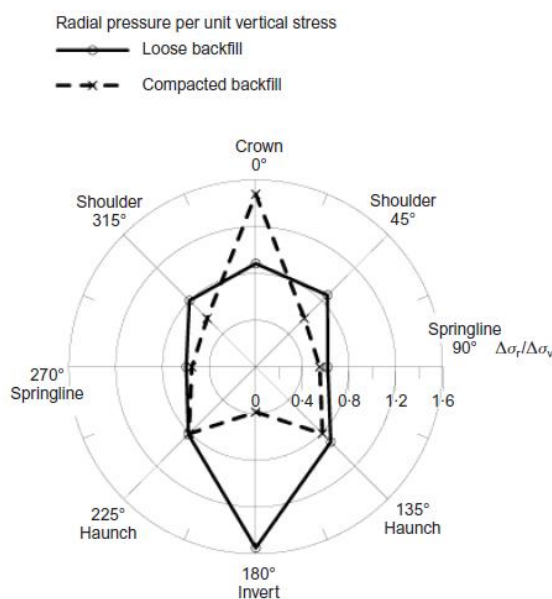


Figure 2-27 Ratio entre la contrainte verticale de surface et les contraintes radiales mesurées à l'interface sol/canalisation¹⁴ (Talesnick et al., 2011)

2.4.1.2.5. Comportement sous chargement cyclique

De par leur nature (routières, ferroviaires), les charges appliquées aux conduites ont un caractère cyclique, et peuvent être appliquées potentiellement un grand nombre de fois sur l'ensemble de la vie de l'ouvrage. L'étude du comportement cyclique peut se faire avec un dispositif similaire aux cuves d'essai présentées précédemment. Cependant le système doit être capable de contrôler l'application de la charge de manière répétée et précise (Figure 2-28). Tafreshi & Khalaj, (2008), (2011) ont étudié le comportement de conduites en PEHD (110mm de diamètre externe pour 4.03mm d'épaisseur)¹⁵, enterrées en tranchée

¹⁴ Les mesures sont ponctuelles, et réalisées comme présenté Figure 2-25. Les lignes reliant les différents points de mesures n'ont pas de signification physique, et sont incluses uniquement à des fins de visualisation.

¹⁵ Les conduites sont choisies pour représenter des conduites types drainage, égouts...

dans un sable siliceux uniforme ($C_u=1.51$, $C_c=1.29$), à différents niveaux de densité ($D_r = [42; 57; 72\%]$) Le sol hors de la tranchée (simulant le terrain naturel en place) est une grave mal graduée ($C_u=13.75$, $C_c=0.79$).

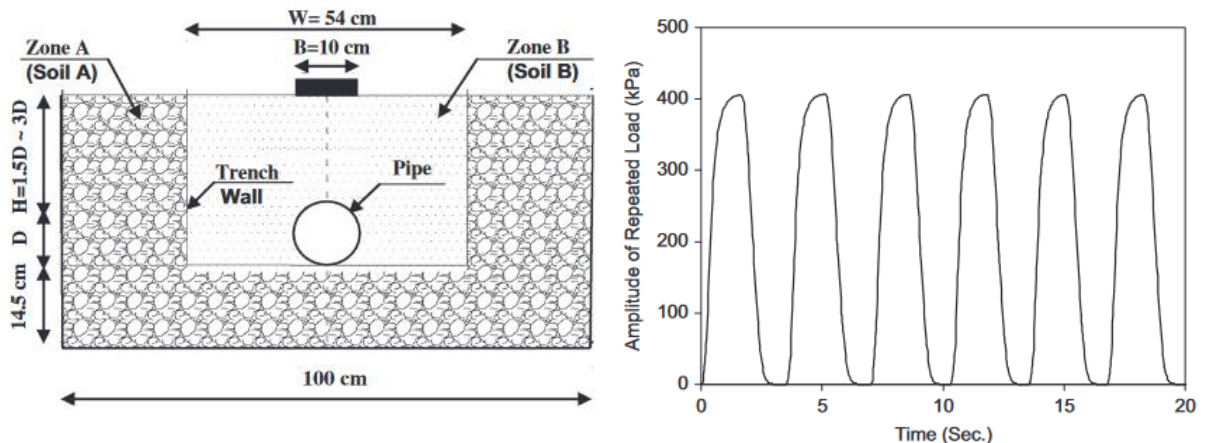


Figure 2-28 Dispositif expérimental (gauche) et schéma de chargement (droite) (Tafreshi & Khalaj, 2011)

La charge est appliquée par le biais d'une plaque rigide rectangulaire de 210mm x 100mm centrée sur la canalisation, de manière cyclique entre 0kPa et 400kPa (des essais ont également été réalisés pour un chargement cyclique avec des amplitudes de 250 kPa et 550kPa). La Figure 2-29 présente la tendance obtenue en terme de changement de diamètre et de tassement de surface au cours du chargement cyclique.

Les observations suivantes peuvent être faites :

- Pour les deux métriques subséquentes, une part conséquente du déplacement est atteinte à l'issue du premier cycle, les cycles suivants présentant une réponse bien plus raide ;
- La variation de diamètre (VDS, pour Vertical Diameter Strain) se stabilise au bout d'environ 140 cycles, atteignant une réponse quasi élastique, imputable à la réorganisation granulaire à proximité de la conduite
- Les tassements de surface (SSS, pour Soil Surface Settlement) continuent de s'accumuler, avec une réduction de la cadence d'accumulation.

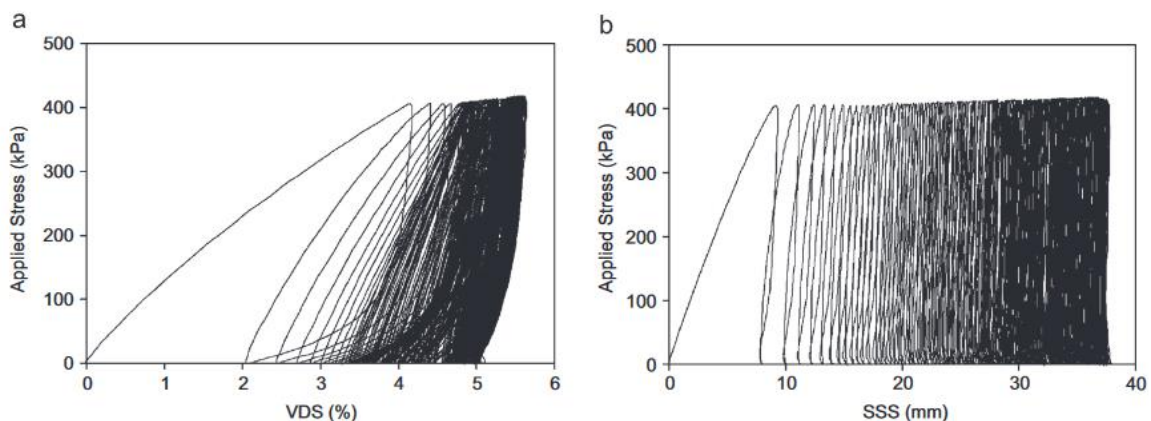


Figure 2-29 Réponse typique en fonction de la charge de la variation de diamètre de la conduite (%), gauche) et du tassement de surface (mm, droite) (Tafreshi & Khalaj, 2011)

2.4.1.2.6. Effet de la saturation

La plupart des essais expérimentaux utilise un matériau de remblaiement à l'état sec, alors qu'en conditions de terrain, les ouvrages sont susceptibles d'être enterrés dans des sols dont la teneur en eau n'est pas nulle. La valeur de teneur en eau des sols n'est cependant pas facile à estimer pour une étude, dans la mesure où les ouvrages sont principalement enterrés à faible profondeur, une zone pouvant

changer de teneur en eau en fonction des saisons¹⁶. Cette valeur a pourtant un effet sur le comportement des conduites enterrées. Cependant, les déformations mesurées sur les conduites sont plus importantes à haute (85%) et basse (20%) teneur en eau que pour les sols partiellement saturés (Randeniya et al., 2019). Cet effet trouve sa cause dans le fait que les sols partiellement saturés tendent à développer de la cohésion capillaire, inexistante à l'état sec et dans un sol complètement saturé. Il est donc vraisemblable de penser qu'étudier un cas où la conduite est enterrée dans un sol entièrement sec ou saturé correspond à un scénario défavorable, où l'effet des charges de surface sera particulièrement conséquent. Notons également que les modèles utilisés dans les différentes réglementations ne prennent pas en compte l'effet positif de la cohésion, ne considérant que le caractère frottant du sol.

2.4.2. Approches numériques

2.4.2.1. Travaux préliminaires au laboratoire 3SR

Le comportement des conduites sous chargement de surface a été étudié au laboratoire 3SR préalablement à la réalisation de cette thèse, ayant fait l'objet d'un rapport à destination de GRTgaz (Boulon, Conditions de similitudes appliquées aux problèmes de conduites enterrées, 2018). Le logiciel utilisé est Plaxis 2D. Il s'agit d'un calcul mené en échelle réduite¹⁷, le facteur d'échelle géométrique étant ici de 1/10. La conduite est en aluminium ($E=69\text{GPa}$), de diamètre externe 50mm, et 0.5mm d'épaisseur, enterrée à une profondeur de 50cm. Le sable considéré est le sable de Fontainebleau NE34, modélisé à l'aide d'un modèle élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb, dont les paramètres sont présentés Tableau 2-5. Le chargement s'effectue par le biais d'une plaque carrée de 10cm de côté, la modélisation en demi-géométrie étant présentée Figure 2-30 Modèle en demi-géométrie utilisé pour les calculs Plaxis 2D.

Poids volumique kN/m ³	Module d'Young [kPa]	Coefficient de Poisson [/]	Cohésion [kPa]	Angle de frottement [°]	Angle de dilataance [°]	Coefficient des terres au repos [/]
16	2901	0.3	0.1	40	5	0.393

Tableau 2-5 Paramètre du modèle de Mohr-Coulomb pour le sable de Fontainebleau NE34 (Boulon, Conditions de similitudes appliquées aux problèmes de conduites enterrées, 2018)

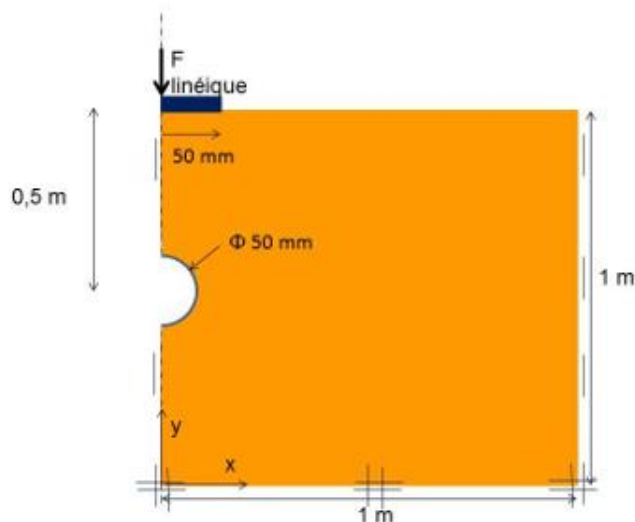


Figure 2-30 Modèle en demi-géométrie utilisé pour les calculs Plaxis 2D (Boulon, Conditions de similitudes appliquées aux problèmes de conduites enterrées, 2018)

¹⁶ En France métropolitaine, on peut noter une forte variation saisonnière, dont l'amplitude, et l'intensité (principalement des conditions sèches) est amenée à augmenter dans les années à venir, changement imputable au réchauffement climatique en cours (IPCC, 2022)

¹⁷ La similitude ainsi que ses conséquences seront présentées en détail au chapitre suivant (section 3-2)

Deux niveaux de chargement sont considérés, un premier pour une force de surface de 2kN/m, puis le second correspondant à la charge limite, qui est de 3.09kN/m, auquel viennent s'ajouter les phases correspondant à l'issue du remplissage de la cuve, et de la pose de la plaque de chargement.

La déformée de la canalisation de la canalisation (sous forme du rayon polaire) pour les différentes phases est présentée Figure 2-30 (gauche). On remarque que la déformée n'est pas symétrique par rapport à l'axe horizontal, y compris lors des phases de chargement gravitaire, avec une diminution du rayon polaire en partie supérieure de la canalisation, couplé à une augmentation de celui-ci en partie inférieure. La diminution du rayon observée en partie supérieure de la canalisation est supérieure à l'augmentation des autres orientations, et ce mode de déformation est compatible avec une déformation en cœur décrite précédemment. La contrainte circonférentielle en face externe de la canalisation est présentée Figure 2-31 (droite) ; sur laquelle on retrouve que la clef et le radier sont comprimés, d'environ 30MPa, alors que les reins sont tendus d'une valeur équivalente.

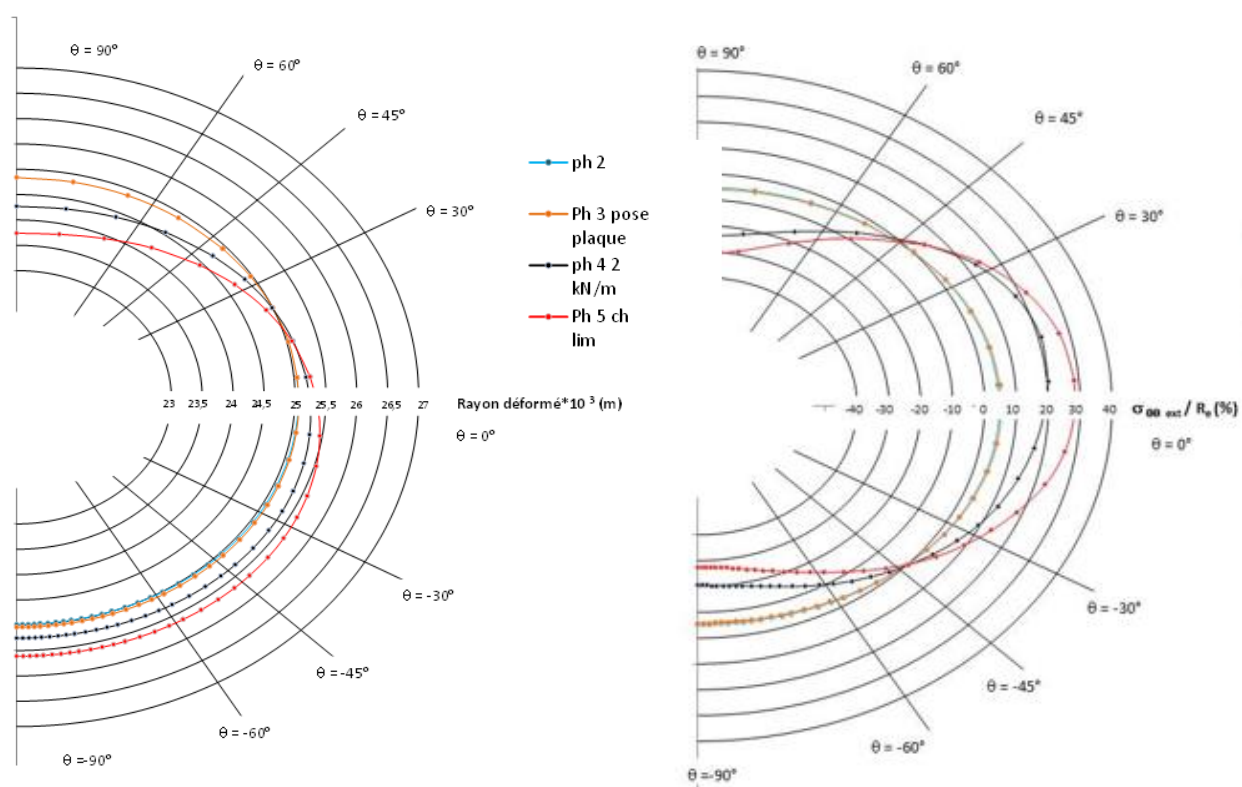


Figure 2-31 Déformée (gauche) et contraintes (droite) en face externe de la canalisation aux différents stades de chargement (Boulon, Conditions de similitudes appliquées aux problèmes de conduites enterrées, 2018)

L'analyse des éléments de réduction (effort normal, tranchant et moment de flexion, graphes non présentés) ; permet également de tirer les deux conclusions suivantes :

- La contrainte liée au cisaillement est très faible, de l'ordre de 1/100ème de la contrainte circonférentielle, et peut donc être négligée
- La participation de l'effort normal à la contrainte circonférentielle est marginale (en rappelant que la conduite n'a pas de pression interne)

2.4.2.2. Utilisation conjointe d'approches numériques et expérimentales

L'étude de Neves, et al. (2019), présentée en 2.4.1.2.3, inclus également un volet numérique, dans lequel une situation similaire à celle la situation expérimentale a été modélisée, permettant de compléter les résultats expérimentaux, et également de comparer les approches.

Les auteurs ont ainsi utilisés un modèle numérique tridimensionnel, utilisant le logiciel RS3, et présenté Figure 2-32 Aperçu du modèle et du maillage (Neves et al., 2019). La canalisation est considérée élastique, le sol étant modélisé à l'aide d'un modèle de Mohr-Coulomb, les paramètres étant présentés respectivement Tableau 2-6 Paramètres du modèle élastique de la conduite Tableau 2-7.

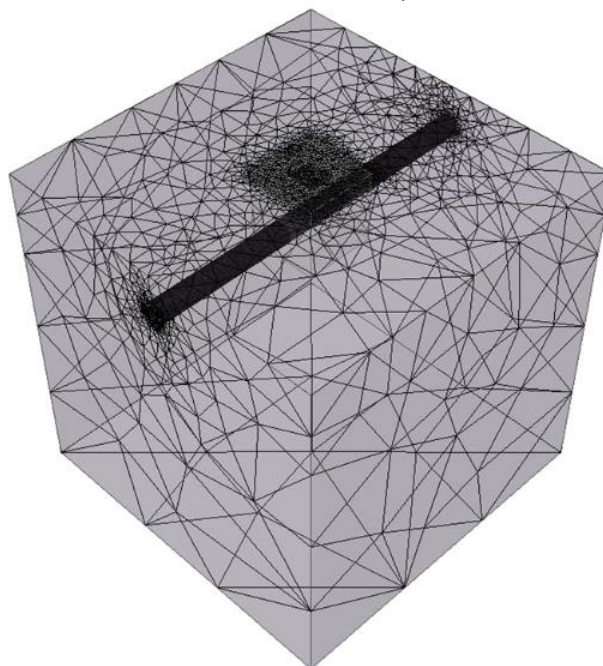


Figure 2-32 Aperçu du modèle et du maillage (Neves et al., 2019)

Module d'Young [MPa]	Coefficient de Poisson [/]	Epaisseur [m]	Diamètre [m]
210000	0.3	0.0142	0.52

Tableau 2-6 Paramètres du modèle élastique de la conduite (Neves et al., 2019)

Poids volumique ¹⁸ [kN/m ³]	Module d'Young [MPa]	Coefficient de Poisson [/]	Angle de frottement [°]	Angle de dilatance [°]
14.2	30	0.3	41	25

Tableau 2-7 Paramètres du modèle de Mohr-Coulomb du sol (Neves et al., 2019)

Le module d'Young du sol a été déterminé par analyse inverse, à savoir de manière à répliquer au mieux les résultats expérimentaux : la valeur initiale a été choisie arbitrairement, puis les calculs menés jusqu'à atteindre une correspondance satisfaisante avec les résultats expérimentaux. Un exemple de cet accord est visible Figure 2-33, qui montre une bonne réplification des résultats expérimentaux. Il est également visible Figure 2-24, où les résultats numériques (continus) permettent de compléter les résultats expérimentaux (ponctuels). Une telle approche est intéressante, dans la mesure où elle permet soit de déterminer à rebours un paramètre particulier, mais principalement car elle permet, après calibration des paramètres, d'appliquer le modèle à des situations n'ayant pas été étudiée expérimentalement (par difficile, ou par optimisation économique).

¹⁸ La valeur de poids volumique présentée par les auteurs semble correspondre à un sable lâche, alors que les paramètres mécaniques correspondent à un sable dense...

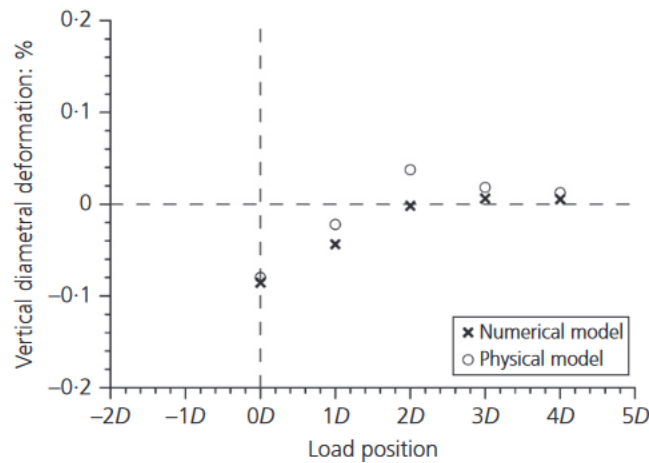


Figure 2-33 Déformation diamétrale verticale [%] en fonction de la position de la charge pour une conduite enterrée à 1.5D (Neves et al., 2019)

2.5. RAMCES

RAMCES, pour Recueil des Approches Mécaniques pour Conduites Enterrées sous Efforts Secondaires, est un ensemble de méthodes de calculs et de logiciels développés par GRTgaz, utilisables sous licence pour les entités externes. La suite logicielle s'intéresse au comportement des conduites enterrées, telles qu'exploitées par GRTgaz, sous efforts secondaires (solicitations autres que la pression interne du fluide). Les cas considérés sont divers et variés, incluant par exemple l'effet de chute d'objets à proximité de la canalisation, ou les effets du levage de celle-ci lors de la mise en œuvre. L'un des modules, le module *Surcharge*, est d'intérêt dans le cadre de notre étude, car, comme son nom l'indique, il permet de calculer les contraintes (circonférentielle et de Von Mises) dans une conduite enterrée et soumise à un chargement de surface tridimensionnel (routier, ferroviaire...). Il est également important de souligner que l'interface, ainsi que les paramètres à disposition de l'utilisateur ont été choisis de manière à ce que le module soit utilisable par le plus grand nombre, sans condition d'expertise (tant en mécanique des structures qu'en mécanique des sols).

La méthode reprend des éléments du Fascicule 70 ainsi que de la théorie de Marston, avec cependant de profondes modifications et adaptations

2.5.1. Modèle analytique

Le modèle considère une section transversale de la conduite, qui apparaît donc comme un anneau, et soumis à un chargement extérieur, similairement au Fascicule 70 (Figure 2-12)

Le modèle analytique repose sur un certain nombre d'hypothèses :

- L'hypothèse des petites déformations reste vérifiée durant tout le chargement
- L'anneau est de faible épaisseur face à son rayon, l'approximation coque étant donc valide
- Le poids des terres s'applique sur le sommet de la conduite, et est égal uniquement au poids du sol au-dessus de la conduite, sans prise en compte de coefficient de charge de Marston
- Les surcharges se diffusent dans le sol selon le modèle élastique de Boussinesq
- La conduite est posée sur un berceau d'angle 2α (de même définition que le Fascicule 70), la réaction du sol support étant donc concentrée sur cette zone.

On obtient donc le schéma de chargement suivant (Figure 2-34) :

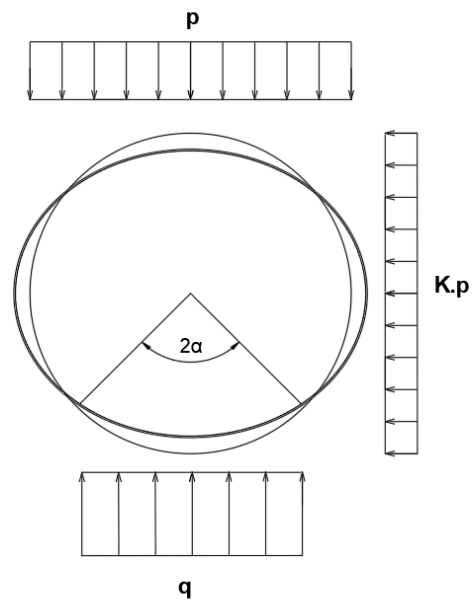


Figure 2-34 Modèle de chargement RAMCES (Phelippon, 2011)

- p , contrainte verticale appliquée sur toute la partie supérieure de la conduite
- $K.p$, contrainte horizontale, avec K le rapport entre contraintes horizontales et verticale (valeur recommandée de 0.5, en pratique toujours prise égale à cette valeur)
- q , réaction du sol sous la contrainte p , égale à $\frac{p}{\sin \alpha}$

Les valeurs de chargement et les caractéristiques de la conduite étant connues, il faut s'intéresser aux déplacements de l'anneau. La méthode considère le système de coordonnées polaires (r, θ) suivant la Figure 2-35 :

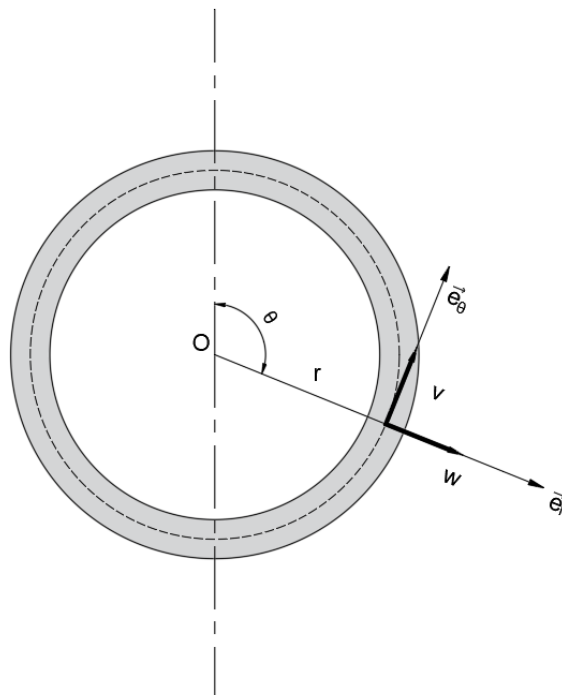


Figure 2-35 Système de coordonnées polaires du modèle RAMCES

Avec :

- $M(r, \theta)$, un point appartenant à l'anneau
- $v(\theta)$, déplacement ortho-radial de l'anneau
- $w(\theta)$, déplacement radial de l'anneau

En se plaçant au point M , on peut écrire l'expression de la déformation et de la contrainte circonférentielle :

$$\varepsilon_{\theta\theta}(\theta) = \frac{1}{r} \left(w + \frac{dv}{d\theta} \right) - \frac{\eta}{r^2} \left(w + \frac{d^2w}{d\theta^2} \right) \quad \text{Équation 2-36}$$

Cette formulation implique qu'il n'y a pas de déformation radiales (dans l'épaisseur de la conduite), car l'épaisseur de l'anneau est largement inférieure à son rayon, ni de rotations de sections (les sections normales au feuillet moyen le restent).

Le calcul des contraintes normales sont calculées à l'aide de la loi de Hooke en 1D :

$$\sigma_{\theta\theta} = E \cdot \varepsilon_{\theta\theta} \quad \text{Équation 2-37}$$

L'Équation 2-37 implique que l'apport de contrainte ortho-radiale lié aux déformations longitudinales n'est pas pris en compte, et donc que la charge de surface ne crée pas de flexion longitudinale de la canalisation (déformations planes).

Sous l'action du chargement extérieur (connu), la conduite va se déformer, mais rester en équilibre. L'équilibre de la conduite est donné par le principe des puissances virtuelles, tel que donné par l'Équation 2-38 :

$$\int \sigma_{\theta\theta} \cdot \hat{\varepsilon}_{\theta\theta} \cdot dV = \int \vec{f} \cdot \hat{\vec{u}} \cdot dS \quad \text{Équation 2-38}$$

- \vec{f} , le chargement appliqué à la conduite
- $\hat{\vec{u}}$, le champ de déplacement
- $\hat{\varepsilon}_{\theta\theta}$, la déformation liée au déplacement $\hat{\vec{u}}$
- $\sigma_{\theta\theta}$, la contrainte ortho-radiale associée

Il est possible de remplacer $\varepsilon_{\theta\theta}$ et $\sigma_{\theta\theta}$ par leurs expressions respectives dépendant de $v(\theta)$ et de $w(\theta)$, de manière à n'avoir que des termes dépendant de ces derniers dans l'équilibre de la conduite.

La difficulté de la résolution consiste à trouver un champ de déplacement $\hat{\vec{u}}$ cinématiquement admissible. Cette étape passe par le développement du problème en série de Fourier (il s'agit donc d'une méthode semi-analytique), qui ne sera pas traité ici.

La méthode aboutie donc en la connaissance du champ de déplacement lié au chargement extérieur, qui permet *in fine* le calcul des contraintes agissant dans la conduite.

2.5.2. Dimensionnement et vérifications

Le dimensionnement s'effectue en considérant la contrainte de Von Mises (voir Équation 2-35), qui représente l'action conjointe du chargement transversal -traité jusqu'ici- et des éventuels chargement longitudinaux), tel que :

$$\sigma_{VM} \leq 0.9 \cdot \sigma_c$$

2.5.3. Limitations

La méthode ayant été conçue pour les conduites de gaz sous pression, certaines des hypothèses deviennent discutables lorsque la conduite est soumise à une basse pression ($< 1,6\text{MPa}$ de pression interne) :

- La pression interne n'est plus nécessairement la sollicitation principale, qui est potentiellement le chargement externe ;
- La pression ayant un effet minuteur des déformations (en s'opposant aux actions externes), son absence permet potentiellement l'invalidation de l'hypothèse des petites déformations, ou à minima un changement dans la distribution des actions extérieures.

Des études internes GRTgaz tendant à montrer que la méthode RAMCES sous-estime, pour une pression interne nulle, les déformations par rapport à une modélisation réalisée sur ABAQUS (Figure 2-36), avec des paramètres d'entrée et de chargement similaires. Les modélisations concernent des conduites de différentes catégories (A et C, les conduites de catégorie C ayant les épaisseurs les plus importantes), et il est y est montrer que la méthodologie RAMCES sous-estime systématiquement les ovalisations, ce qui pose la question à propos du conservatisme du modèle lorsque les pressions internes sont faibles à nulles.

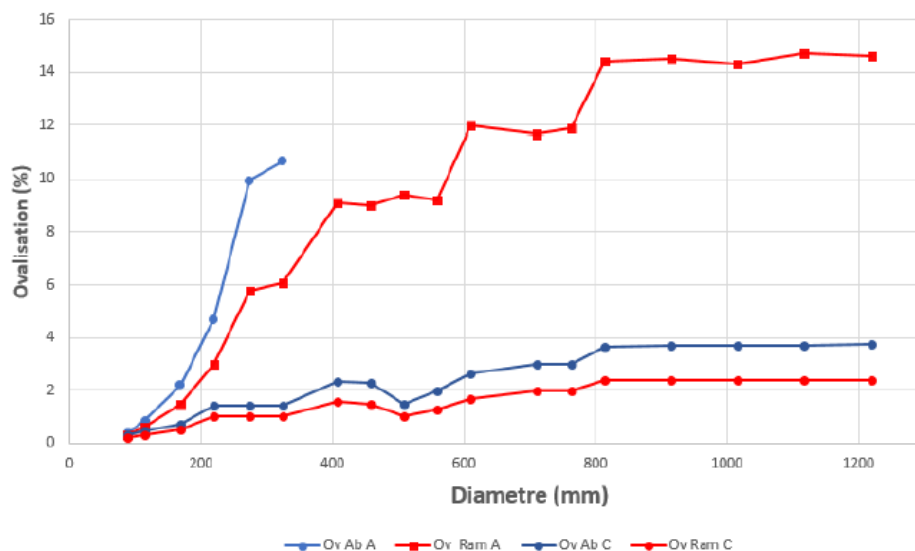


Figure 2-36 Comparaison d'ovalisation entre RAMCES et ABAQUS (rapport interne)

2.6. Conclusion

Au vu des différentes méthodes présentées, il apparaît que l'interaction sol-canalisation-surcharge est un phénomène complexe, et que si des approches existent, elles ne sont pas nécessairement satisfaisantes :

- La méthode de Marston-Spangler est à la base de la détermination de la contrainte à la clef, cependant les résultats sont parfois en contradiction avec les expérimentations
- Le ratio entre les contraintes horizontales et verticales au niveau des reins de la canalisation est fixé de manière arbitraire
- Il n'y a pas de consensus concernant le modèle de chargement à utiliser
- La notion d'angle de berceau n'est pas étayée outre mesure par les mesures des contraintes d'interface sol/canalisation
- Il existe une pluralité d'allure déformée de canalisation, en fonction notamment des conditions d'appui, cependant la déformation elliptique est généralement retenue
- Le modèle de comportement du sol ne comporte qu'un seul module, qui ne correspond pas au niveau de déformation pour toutes les interactions

Les méthodes sont cependant à priori sécuritaires, cependant le prix des incertitudes précédentes étant un conservatisme important (à l'exception potentielle de RAMCES sur les conduites à basse pression). Les sections suivantes auront pour objectif de décrire et appliquer un protocole permettant d'évaluer ce conservatisme.

3. Conception d'un modèle réduit et du protocole

3.1. Le dispositif expérimental

Le dispositif expérimental s'articule autour d'une cuve d'essais géotechniques du laboratoire 3SR. Cette cuve, d'un volume utile d'environ 2m³ (2m de long, 0.93m de large, 1m de hauteur) est appelée « VisuCuve » (Figure 3-1) en raison de ses parois vitrées sur une face, permettant de suivre visuellement les phénomènes s'y déroulant. Cette propriété n'est cependant pas utilisée au cours de cette étude.



Figure 3-1 Vue de côté de la VisuCuve (gauche) et vérin de chargement (droite)

La surface interne de la cuve est recouverte d'une membrane souple et lisse en PVC (de type liner de piscine enterrée), afin de limiter les frictions latérales avec le sable. Cette membrane comporte également des repères altimétriques, implantés au laser, à des fins de contrôle de la hauteur atteinte lors du remplissage. En raison du système de chargement utilisé, la hauteur maximale de remplissage est de 80cm.

La cuve est installée dans une salle dont la température et l'humidité ne sont pas régulées, les valeurs varient respectivement entre [20-30°] et [30-70% d'humidité relative RH]. Ceci n'est cependant pas considéré comme problématique, dans la mesure où les phénomènes étudiés ne sont pas dépendants de la température ou de l'humidité, ainsi que par le fait qu'il se produisent majoritairement dans le massif de sol possédant un certain pouvoir d'isolation thermique. Ces deux paramètres peuvent être considérés constants au cours d'un essai, dans la mesure où l'inertie thermique du géomatériau utilisé est importante face aux variations de température de la salle.

3.2. Généralités sur la similitude

Les dimensions (diamètre variant de 80mm à 1200mm) et la raideur (conduites en acier) des conduites utilisées par GRTgaz sont pour la plupart inadaptées aux essais de laboratoire. La solution est donc de travailler à échelle réduite, à savoir, réduire les dimensions géométriques du modèle, afin de les rendre compatibles aux installations expérimentales en laboratoire.

La réduction de dimensions géométriques doit cependant se faire en respectant les règles de similitude, afin de conserver la représentativité du modèle (échelle réduite) par rapport au prototype (échelle pleine), sur les grandeurs d'intérêt (par exemple, les critères de rigidité sont considérés comme prépondérants pour cette étude, alors que les paramètres de rupture peuvent a priori être négligés).

Ces conditions de similitude permettent d'assurer un comportement similaire aux deux échelles et le non-respect de ces conditions peut induire, dans les résultats, un biais appelé effet d'échelle. La détermination des conditions de similitude s'appuie sur le principe de l'analyse dimensionnelle, théorisée dans le

théorème de Vashy-Buckingham (1914). La similitude du comportement entre le modèle et le prototype implique qu'il existe des rapports constants entre les différentes grandeurs, appelés facteurs d'échelle (Garnier et al., 2007), tel que :

$$\lambda = \frac{\text{Propriété modèle}}{\text{Propriété prototype}} \quad \text{Équation 3-1}$$

Dans nos expériences, les grandeurs fondamentales d'intérêt sont le temps, T , la masse, M , et la longueur, L .

L'objectif, au vu des besoins expérimentaux, est de réduire les dimensions géométriques d'un facteur 3, ce qui donne $\lambda_L = \frac{1}{3}$. Les expérimentations étant conduites sous champ de gravité normal ($1g$), on pose également que $\lambda_g = 1$. L'analyse dimensionnelle permet ensuite de déterminer les valeurs des autres facteurs d'échelle : en repartant de la définition de la gravité, on obtient :

$$[g] = \frac{m}{s^2} = \frac{[L]}{[T]^2} \quad \text{Équation 3-2}$$

$$\text{D'où } \lambda_g = \frac{\lambda_L}{\lambda_T^2} = 1 \rightarrow \lambda_T = \lambda_L^{\frac{1}{2}}$$

Il convient de conserver la densité du matériau, dont dépendent fortement les propriétés mécaniques. On pose $\lambda_\gamma = 1$, et donc :

$$[\gamma] = \frac{N}{m^3} = \frac{[M] \times [L]}{[T]^2 \times [L]^3} = \frac{[M]}{[T]^2 \times [L]^2} \quad \text{Équation 3-3}$$

$$\text{D'où } \lambda_\gamma = \frac{\lambda_M}{\lambda_T^2 \times \lambda_L^2}$$

En combinant avec l'Équation 3-2 :

$$\lambda_M = \lambda_L^3 \quad \text{Équation 3-4}$$

En appliquant le même raisonnement sur les contraintes :

$$[\sigma] = \frac{N}{m^2} = \frac{[M]}{[T]^2 \times [L]} \quad \text{Équation 3-5}$$

$$\text{D'où } \lambda_\sigma = \frac{\lambda_M}{\lambda_T^2 \times \lambda_L}$$

En combinant avec l'Équation 3-2 et l'Équation 3-4, on obtient :

$$\lambda_\sigma = \lambda_L \quad \text{Équation 3-6}$$

On remarque que le facteur d'échelle sur les contraintes (et donc, sur le module d'Young) est le même que le facteur d'échelle sur les longueurs.

Cependant, cela induit un effet d'échelle dans le cas d'un milieu granulaire purement frottant, car le module de déformabilité de celui-ci dépend du niveau de contrainte appliqué. De même, le comportement

mécanique du sol dépend de paramètres tels que la taille, la forme et la distribution de la taille des grains et la friction entre ceux-ci, paramètres dont la détermination de facteur d'échelle est complexe, et dont il semble impossible de trouver un matériau modèle les satisfaisant. La pratique couramment admise est donc de conserver le même sol, à la fois à l'échelle prototype et à l'échelle modèle, en dépit de l'introduction d'un effet d'échelle.

La relation entre l'état de contrainte et le module de déformabilité du sol est une relation non linéaire telle que :

$$E \propto \sigma^m, m \in [0.5; 1] \quad \text{Équation 3-7}$$

avec σ une contrainte représentative, telle que la contrainte effective moyenne

Il vient donc :

$$\lambda_{E,soil} = \lambda_{\sigma}^m = \lambda_L^m \quad \text{Équation 3-8}$$

Il est donc possible de calculer la valeur de l'effet d'échelle induite par l'utilisation du même sol aux deux échelles, tel que présenté Figure 3-2. Le facteur d'échelle optimal, qui permettrait une similitude parfaite de comportement entre l'échelle modèle et prototype est systématiquement inférieur au facteur d'échelle que l'on attend en pratique, provenant de l'Équation 3-8.

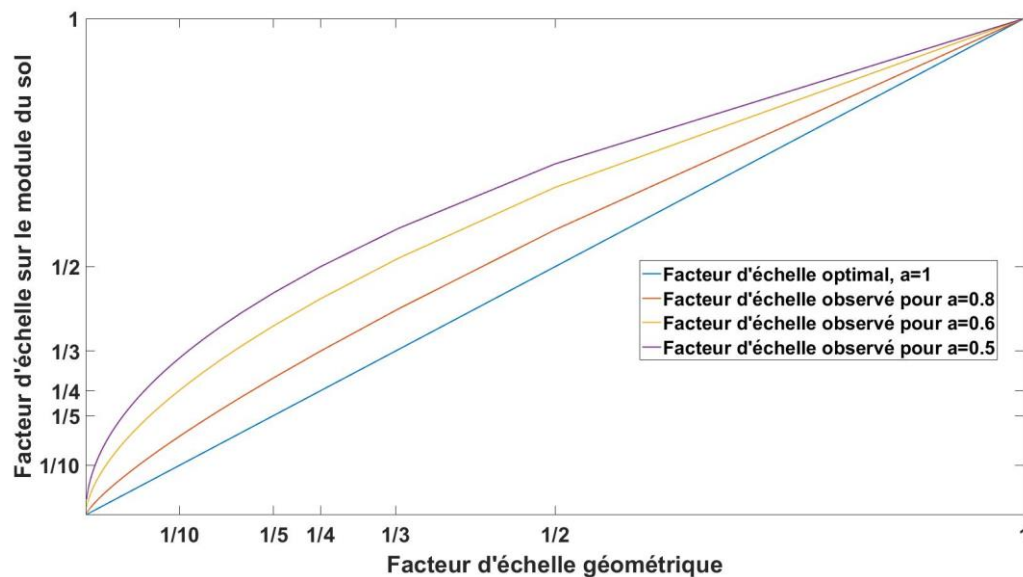


Figure 3-2 Facteur d'échelle théorique et pratique sur le module de déformabilité du sol en fonction du facteur d'échelle géométrique

En pratique, la valeur de m dépend du niveau de déformation dans le sol. Ainsi pour un sable :

- Pour des niveaux de déformations très faibles, E correspond à un module élastique, et la valeur m est proche de 0.5 (Dano, 2001) (Wu & Tung, 2019)
- Pour des déformation importante, E correspond à un module sécant, et la valeur de α tend vers 1

Concernant le sol à proximité de la conduite, il est attendu des niveaux de déformation très faibles, et donc une valeur de m proche de 0.5. La conséquence est que le sol est plus raide qu'il ne devrait pour une similitude parfaite, et ce d'un facteur $\sqrt{3}$ environ. Cela devra être pris en compte lors de l'analyse, notamment pour éventuellement corriger les valeurs expérimentales et prendre en compte cet excès de rigidité du sol en échelle modèle.

Les différents facteurs d'échelles utiles applicables à une configuration 3D sont présentés Tableau 3-1.

Grandeur	Symbole	Facteur d'échelle	Valeur du facteur d'échelle
Longueur	λ_L	λ_L	$\frac{1}{3}$
Gravité	λ_g	1	1
Masse	λ_M	λ_L^3	$\frac{1}{27}$
Poids volumique	λ_γ	1	1
Temps	λ_T	$\lambda_L^{1/2}$	$\frac{1}{\sqrt{3}}$
Déformations	λ_ε	1	1
Contrainte	λ_σ	λ_L	$\frac{1}{3}$
Module de déformation, matériaux autres que sol	λ_E	λ_L	$\frac{1}{3}$
Module de déformation du sol	$\lambda_{E,soil}$	$\lambda_\sigma^{0.5}$	$\frac{1}{\sqrt{3}}$
Moment d'inertie	λ_I	λ_L^4	$\frac{1}{81}$

Tableau 3-1 Facteurs d'échelles pour une configuration 3D

3.3. Massif de sol

Lors des essais, la cuve est remplie avec du sable de Fontainebleau NE34. Il s'agit d'un sable siliceux fin (fSa à mSa selon la norme EN ISO 14-688 1 et 2 « Identification et Classification des sols », mis en œuvre sec. Le sable présente donc un comportement purement frottant ; dont les paramètres ont été étudiés de manière extensive. Les paramètres de nature du sable, ainsi que la courbe granulométrique sont présentés respectivement dans le Tableau 3-2 et la Figure 3-3 ;

$d_{50}(mm)$	C_u	$\rho_s (g/cm^3)$	$\rho_{dmin} (g/cm^3)$	$\rho_{dmax} (g/cm^3)$	e_{min}	e_{max}	$\varphi_{pic} (^\circ)$	$\varphi_{crit} (^\circ)$
0.206	1.49	2.65	1.41	1.75	0.510	0.882	37	28

Tableau 3-2 Caractéristiques du sable de Fontainebleau NE34 (Andria-Ntoanina et al., 2010).

Remarque : les valeurs de φ_{max} et φ_{crit} proviennent d'essais tri-axiaux réalisés pour un confinement de 50kPa, différente du confinement dans le contexte expérimental .

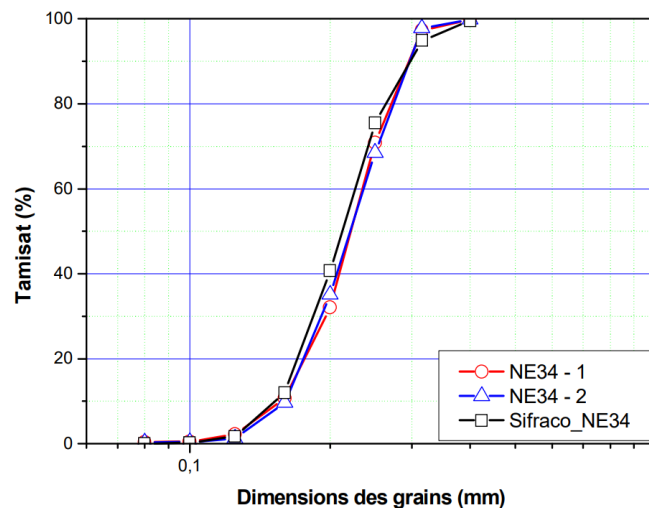


Figure 3-3 Courbe granulométrique du sable de Fontainebleau NE34 (Andria-Ntoanina et al., 2010).

Le sable sera mis en œuvre avec une cible de densité relative D_r ¹⁹ d'environ 60%, et la procédure sera détaillée dans la partie idoine.

3.4. Conduites

3.4.1. Situation GRTgaz

Le réseau GRTGaz est majoritairement constitué de conduites en acier, dont les diamètres (extérieurs) varient entre 80 et 1200mm. Chaque diamètre est disponible en différentes épaisseurs, qui correspondent à des catégories d'exploitation : la catégorie A, la plus fine, est utilisée dans les situations de faibles sollicitations externes (pleine campagne par exemple), alors que la catégorie C, la plus épaisse est réservée aux zones denses, urbaines, où les sollicitations sont plus importantes.

L'étude du catalogue GRTgaz couplée à la problématique de similitude et les contraintes expérimentales, a orienté le choix vers les conduites (prototype) DN250²⁰, correspondant à un diamètre extérieur de 273mm. Le Diamètre Nominal est la dénomination utilisée pour les tubes, dont le diamètre est standardisé en système d'unité impériales, mais dont l'équivalence en unité métrique n'est pas « simple » ; le diamètre nominal correspond donc à la valeur métrique « ronde » la plus proche.

Le tube DN250 se décline de la manière suivante dans les différentes catégories :

Catégorie	A	B	C
Epaisseur [mm]	3.6	4.3	6.5
Diamètre intérieur [mm]	265.8	264.4	260

Tableau 3-3 Caractéristiques du DN250 dans les différentes catégories d'usage

Le tube est constitué d'acier TUE360, dont les caractéristiques sont les suivantes :

Module d'Young [GPa]	Limite élastique [MPa]	Limite de rupture [MPa]
210	360	480

Tableau 3-4 Caractéristiques de l'acier TUE360

Les conduites sont enterrées à une profondeur de 0.8m minimum, la majorité du réseau étant compris entre 0.8m et 1m de profondeur.

Deux situations de chargement sont considérées :

- Un chargement par un unique poids lourd, qui correspond à l'essieu de référence poids lourds en France. La référence consiste en un essieu de 13T jumelé, chaque essieu étant composé de deux pneus. Les charges appliquées au sol par les pneus sont considérées circulaires, d'un rayon de 12.5cm, espacés (centre à centre) de 37.5cm, pour une contrainte de surface de 662kPa.
- Un chargement par deux poids lourds se croisant en sens contraire, leurs deux essieux se retrouvant côte à côte lors du croisement. Ce scénario est la référence dans les pratiques de GRTgaz pour le dimensionnement des conduites sous chargement routier. Il correspond en pratique à un chargement de 52T21, appliqué sur une surface rectangulaire de 0.9x1.5m², soit une contrainte de surface de 354kPa.

Les conduites modèles, leur installation et le chargement appliqué, devront donc reproduire le mieux possible cette situation.

¹⁹ $D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$

²⁰ Les tubes de petits et moyens diamètres ne sont à priori pas les plus critiques, car étant de manière générale plus raide que les tubes de plus grand diamètre, cependant le choix est partiellement contraint par la disponibilité commerciale de tubes pouvant servir de modèle

²¹ Cette valeur inclut un coefficient de sécurité

3.4.2. Conduites modèles

En se référant au Tableau 3-1, on détermine les caractéristiques idéales pour les tubes modèles :

	Modèle idéal	Facteur d'échelle idéal
Diamètre extérieur [mm]	91	$\frac{1}{3}$
Épaisseur cat.A [mm]	1.2	$\frac{1}{3}$
Épaisseur cat.B [mm]	1.43	$\frac{1}{3}$
Épaisseur cat.C [mm]	2.16	$\frac{1}{3}$
Module d'Young [MPa]	70	$\frac{1}{3}$
Limite élastique [MPa]	120	$\frac{1}{3}$

Tableau 3-5 Caractéristiques modèles idéales pour le tube DN250

Tout d'abord, la condition sur le module d'Young peut être satisfaite par l'usage d'une conduite en aluminium 6060 :

Module d'Young [GPa]	Limite élastique [MPa]
69.5	60

Tableau 3-6 Caractéristiques de l'aluminium 6060

Des tubes présentant ces caractéristiques sont disponibles abondamment dans le commerce, avec un diamètre extérieur de 100mm, pour une épaisseur de 2mm. Ils constituent un modèle satisfaisant pour le tube DN250 de catégorie C. Ils n'existent cependant pas dans des épaisseurs inférieures à 2mm. Afin de modéliser les conduites de catégorie A et B, il a été décidé d'usiner les tubes de 2mm afin d'en réduire l'épaisseur. L'usinage choisi se fait par l'extérieur, avec une précision sur l'épaisseur cible de $1/10^{\text{ème}}$ de millimètre, prestation réalisée par une entreprise externe. Les épaisseurs cibles ont été choisies en déviant un peu des caractéristiques idéales des conduites de catégorie A et B, afin de répartir au mieux les différences de rigidité annulaire entre les différentes conduites.

La rigidité annulaire (telle que définie dans le Fascicule 70, équation 2-22) en fonction de l'épaisseur est présentée Figure 3-4. Elle est exprimée sous la forme d'un pourcentage de la rigidité annulaire calculée pour la conduite de 2mm. La variation de la rigidité annulaire est non linéaire, et on remarque qu'en choisissant comme épaisseur 1.35mm et 1.75mm, on obtient respectivement ~33% et ~66% de la rigidité d'une conduite de 2mm d'épaisseur. Ces valeurs d'épaisseur seront choisies comme cibles pour l'usinage, et permettront une bonne distribution des rigidités annulaires pour l'étude.

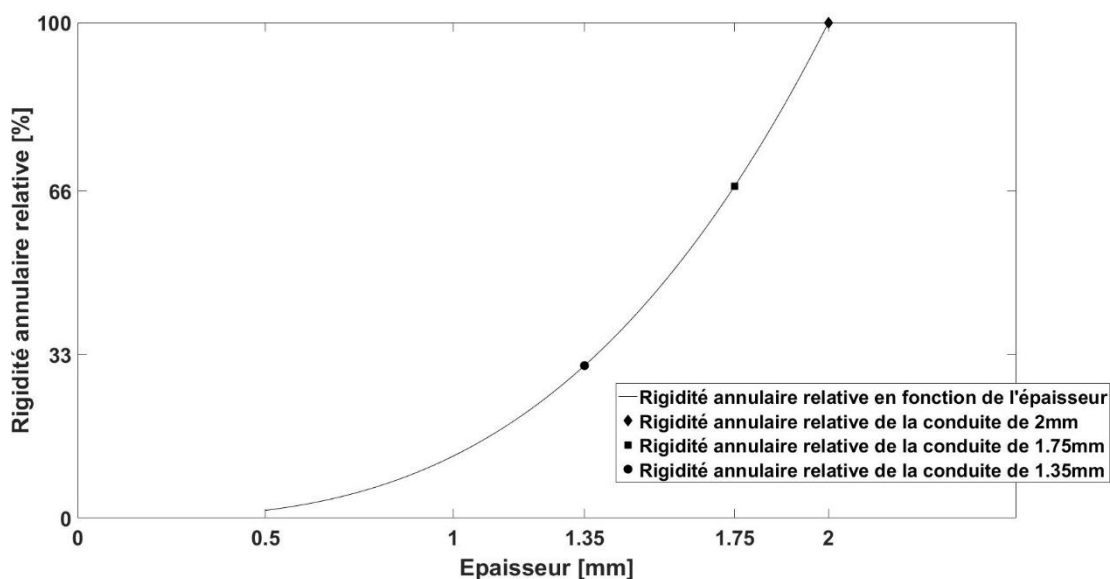


Figure 3-4 Rigidité annulaire (en pourcentage de la rigidité à 2mm) en fonction de l'épaisseur

Les conduites post-usinage ont été scannées au micro-tomographe à rayons X du laboratoire 3SR, afin d'évaluer l'uniformité de l'usinage, et décider du placement de l'instrumentation et de l'orientation de la conduite dans la canalisation.

Voltage [kV]	Ampérage [mA]	Nombre de projections	Taille du voxel [mm]	Type d'acquisition	Fréquence [images/seconde]
120	0.5	1440	0.059	Continue	1

Tableau 3-7 Paramètres du scan au micro-tomographe à rayons X

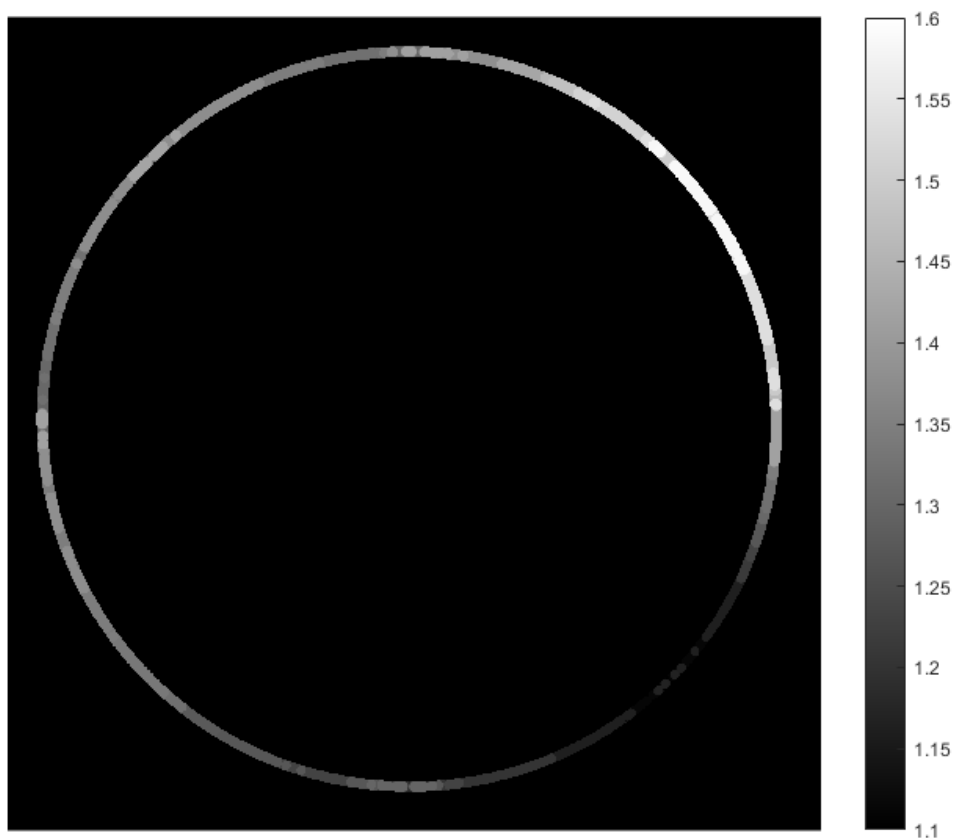


Figure 3-5 Uniformité de l'épaisseur de la conduite de 1.35mm Épaisseur [mm]

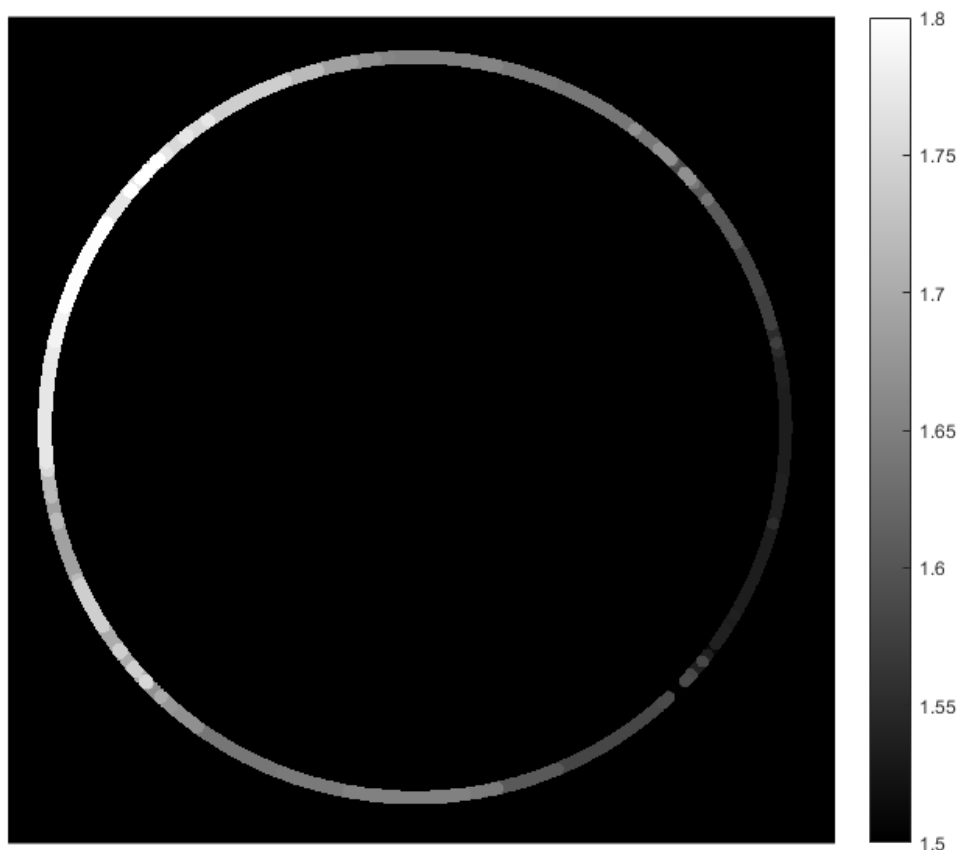


Figure 3-6 Uniformité de l'épaisseur de la conduite de 1.75mm Épaisseur [mm]

La Figure 3-5 et la Figure 3-6 présentent respectivement la distribution de l'épaisseur pour la conduite de 1.35mm et la conduite de 1.75mm. On remarque que l'épaisseur n'est pas uniforme, avec des variations parfois importantes pour la conduite de 1.35mm : le minimum est d'environ 1.2mm pour un maximum de 1.6mm, ce qui correspond à une précision d'usinage d'environ $2/10^{\text{ème}}$ de millimètre, inférieure à la cible de $1/10^{\text{ème}}$ de millimètre. Il convient de rappeler la difficulté à usiner de manière précise un tube pouvant présenter des défaut initiaux (léger cintrage, défaut de circularité...). Le tube a néanmoins été jugé utilisable, et le retour d'expérience (pré-sélection des tubes via un contrôle précis au comparateur) a permis une meilleure précision d'usinage pour la conduite de 1.75mm : le maximum d'épaisseur est de 1.8mm, pour un minimum de 1.55mm, également proche du $2/10^{\text{ème}}$ de mm sur l'épaisseur minimale, et à $1/10^{\text{ème}}$ de millimètre pour l'épaisseur maximale.

Le tube de 2mm n'a pas été placé au tomographe, car il était déjà instrumenté (jauges de déformation), ce qui crée des artefacts lors de la reconstruction de l'image scannée. Cependant, étant donné que les tubes proviennent du commerce, sans critère de qualité particulier, il semble raisonnable de considérer que l'épaisseur est précise au $1/10^{\text{ème}}$ de millimètre.

Il convient également de rappeler que les tubes mis en œuvre par GRTgaz ne sont pas parfaits, et présentent également une tolérance dimensionnelle liée au processus de fabrication.

	Conduite 2mm	Conduite 1.75mm	Conduite 1.35mm
Épaisseur minimale [mm]	/	1.6	1.2
Épaisseur maximale [mm]	/	1.8	1.6
Précision sur l'épaisseur [mm]	$1/10^{\text{ème}}$	1 à $2/10^{\text{ème}}$	$2/10^{\text{ème}}$
Matériau	Aluminium 6060	Aluminium 6060	Aluminium 6060
Diamètre intérieur [mm]	96	96	96
Diamètre extérieur [mm]	100	~99.5	~98.7

Tableau 3-8 Caractéristiques des conduites modèles

Au vu de ces résultats, il a été choisi de placer les conduites de la manière suivante :

- Pour la conduite de 1.35mm, il n'est pas possible d'éviter une dissymétrie par rapport à l'axe vertical. Cependant, au vu des résultats d'essais préliminaires²², et afin d'en limiter l'impact, il a été choisi de placer la partie qui présente le plus d'irrégularité (à droite de la Figure 3-5) en partie basse de la canalisation. Ainsi, la partie la plus fine et la plus épaisse correspondent respectivement au radier et aux hanches de la canalisation. Il est possible que la conduite présente un comportement non symétrique par rapport à l'axe vertical.
- Pour la conduite de 1.75mm, les déviations présentent une symétrie, et il a été choisi de placer la partie la plus fine (droite de la Figure 3-6) à la clef de la conduite, et de facto, la partie la plus épaisse au radier. Ce placement implique que les valeurs de déformations mesurées à la clef/épaules seront, à priori, plus importantes que ce qui serait attendu pour une conduite ayant une épaisseur de 1.75mm constante.

Les conduites ont une longueur de 91cm, inférieur à la dimension transversale de la cuve, et sont laissés libres, afin d'éviter l'apparition d'effort de compression parasites. Les extrémités de la canalisation sont cependant bouchées avec de l'adhésif, pour empêcher l'introduction de sable.

3.5. Application du chargement

Deux plaques de chargement seront considérées pour les essais, chacune d'elles étant basée sur l'un des scénarii de chargement décrit en 3.4.1. La situation prototype sera modélisée et adaptée à nos besoins et nos contraintes.

Les dimensions de la surface de chargement (longueur et largeur) seront déterminées en fonction de la situation réelle considérée, tandis que l'épaisseur sera déterminée de telle sorte que la plaque puisse être considérée comme rigide. Le critère de rigidité retenu est adapté de la norme NF P 94-117-1, applicable pour les essais à la plaque. Pour être acceptable, la plaque de chargement doit présenter un rapport $\frac{\text{flèche}}{\text{portée}} < 3.3 \cdot 10^{-4}$ lorsque chargée selon le schéma de la Figure 3-7.

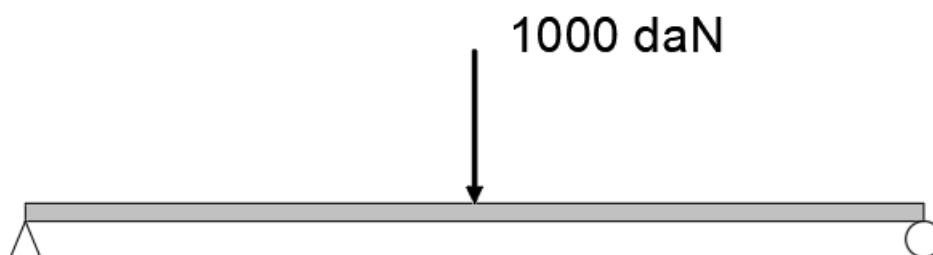


Figure 3-7 Schéma de chargement pour la vérification de la rigidité des plaques de chargement

Le matériau retenu est de l'aluminium, afin de limiter le poids des plaques et permettre une manutention relativement aisée.

Les plaques de chargement sont équipées d'une rotule, située entre le vérin et la plaque (Figure 3-8), afin de permettre la rotation libre de la plaque, ainsi que le tassement différentiel des coins de celle-ci le cas échéant.

²² Voir section Résultat, cependant le maximum des efforts se situe au niveau de la clef et des épaules

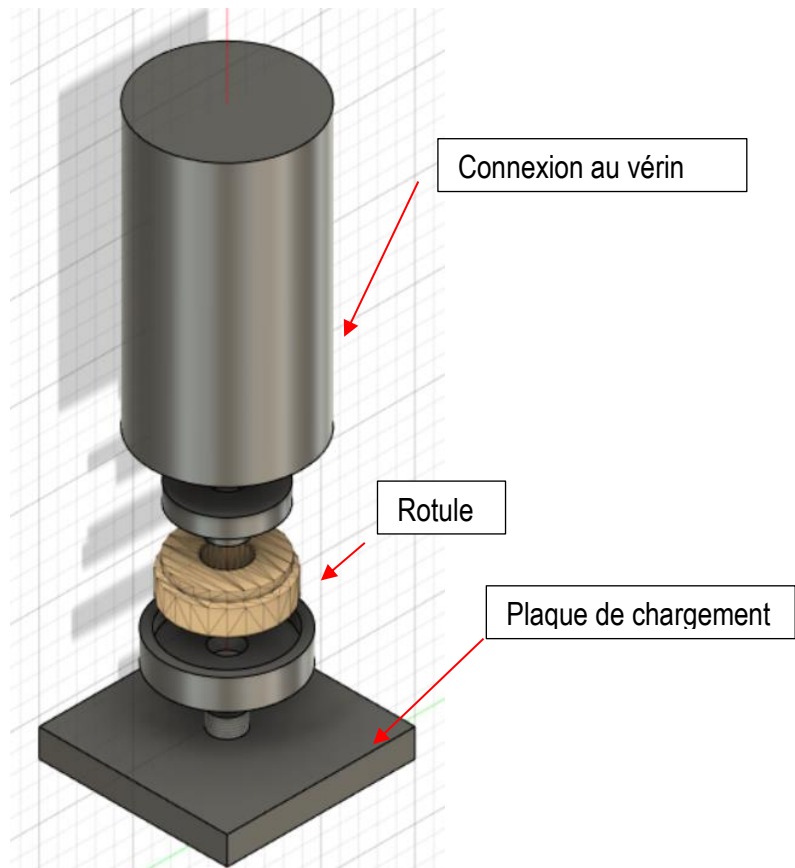
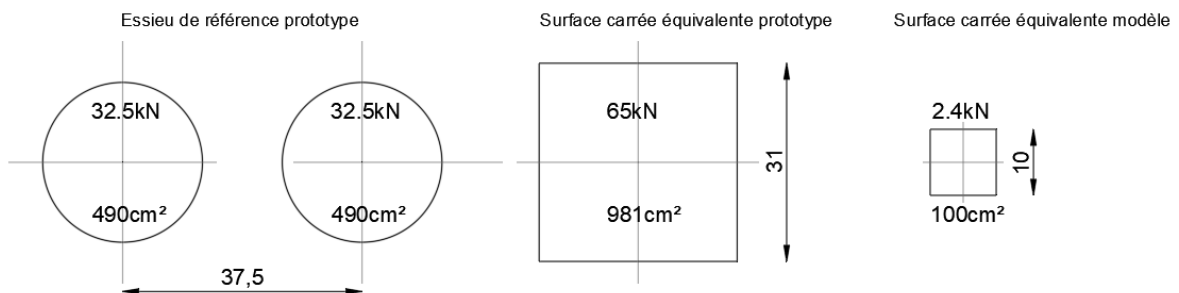


Figure 3-8 Schéma de principe de la rotule

3.5.1. Plaque 10x10cm²

La plaque de chargement de 10x10cm² correspond au scénario de chargement considérant un unique poids lourd. Les dimensions prototypes donnent une surface de 981cm² répartie sur deux disques, pour une contrainte de 662kPa, soit 65kN. Pour des raisons pratiques, une plaque de chargement carrée unique et de surface équivalente est préférable. Une fois les règles de similitude appliquées, la plaque présente des côtés de 10cm, pour une surface de 100cm². Un chargement de 2.4kN permet d'obtenir une contrainte sous la plaque de 240kPa. En pratique, cette valeur de 240kPa ne sera pas atteinte, des essais préliminaires ayant montré que la capacité portante ultime du sol dans les conditions de mise en œuvre était de l'ordre de 110kPa.

Cet essai sera considéré comme l'essai de référence, car présentant l'avantage de représenter une situation réelle, basée sur des hypothèses courantes de géotechnique routière, ainsi que de s'affranchir autant que possible de la problématique induite par les effets de bords de la cuve.



Cotation en cm

Figure 3-9 Dimensionnement de la plaque de chargement modèle

Les essais comportent deux phases de chargement :

- La première, dite de **chargement initial** (partie en bleu sur la Figure 3-10), correspond à une augmentation graduelle du chargement de surface, par palier de 25kPa avec déchargement, jusqu'à atteindre 100kPa de contrainte en surface²³. Le chargement suivant est de 75kPa, avant passage à la phase cyclique.
- La seconde, dite de **chargement cyclique** (en orange sur la Figure 3-10), qui fait directement suite à la phase initiale, correspond à un enchaînement de cycles de chargement, entre 1kPa et 100kPa.

La Figure 3-10 résume le chemin de chargement suivi lors des essais avec la petite plaque. Il s'agit d'une valeur de contrainte moyenne (la contrainte sous une plaque rigide n'étant pas uniforme, ceci sera discuté plus après dans le mémoire.

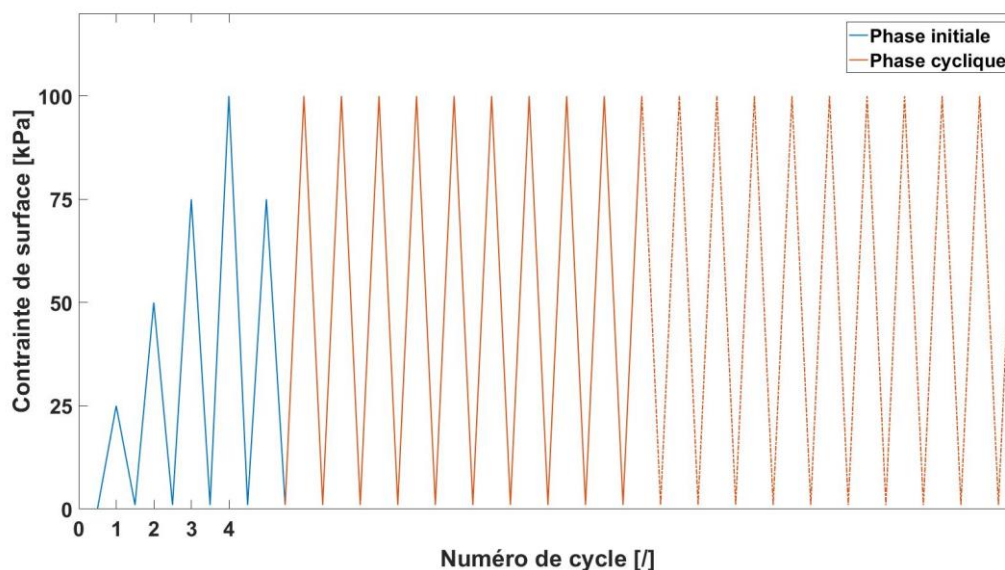


Figure 3-10 Chemin de chargement pour la plaque 10x10cm², pour le chargement initial et la phase cyclique

3.5.2. Plaque 30x50cm²

La plaque de 30x50cm² correspond au scénario de chargement considérant le croisement de deux poids lourds. La mise en échelle modèle est plus directe que pour la plaque de 10x10cm², car la surface de chargement est déjà rectangulaire. Les dimensions découlent donc directement de l'application du Tableau 3-1. Le chargement devant être appliqué est de 18kN, pour une contrainte moyenne de 120kPa. Cependant, il sera limité à une valeur moindre, afin de ne pas endommager les conduites. Il a été choisi de limiter la contrainte maximale²⁴ dans la conduite à 50% de la limite élastique (soit 30MPa). De tels niveaux de contraintes liés uniquement à la charge de surface ne se produisent a priori pas dans les conditions normales d'exploitation de GRTgaz, et ne sont donc pas pertinents pour cette étude. Lors des essais, le niveau de contrainte dans la conduite étant surveillé en permanence, le dépassement de ce seuil de 30MPa était donc une condition d'arrêt de l'essai. Il a été observé lors de l'essai sur la conduite de 1.35mm qu'une contrainte de surface de 70kPa déclenchait cette condition, cette valeur étant donc choisie comme le maximum qui sera appliqué pour les essais à la plaque 30x50.

²³ Le chargement peut être arrêté prématurément si la contrainte dans la canalisation devient trop importante, ou si la capacité portante maximale du sol est atteinte.

²⁴ Pour la méthode de mesure des contraintes, voir 3.6.2

Les essais comportent deux phases de chargement :

- La première, dite de **chargement initial** (en bleu sur la Figure 3-11), correspond à une augmentation graduelle du chargement de surface, par palier de 25kPa avec déchargement, jusqu'à atteindre 70 kPa de contrainte en surface (75kPa de contrainte en surface n'étant pas admissible).
- La seconde, dite de **chargement cyclique** (en orange sur la Figure 3-11), qui fait directement suite à la phase initiale, correspond à un enchaînement de cycles de chargement, entre 1kPa et 50kPa.

La Figure 3-11 résume le chemin de chargement suivi lors des essais avec la grande plaque.

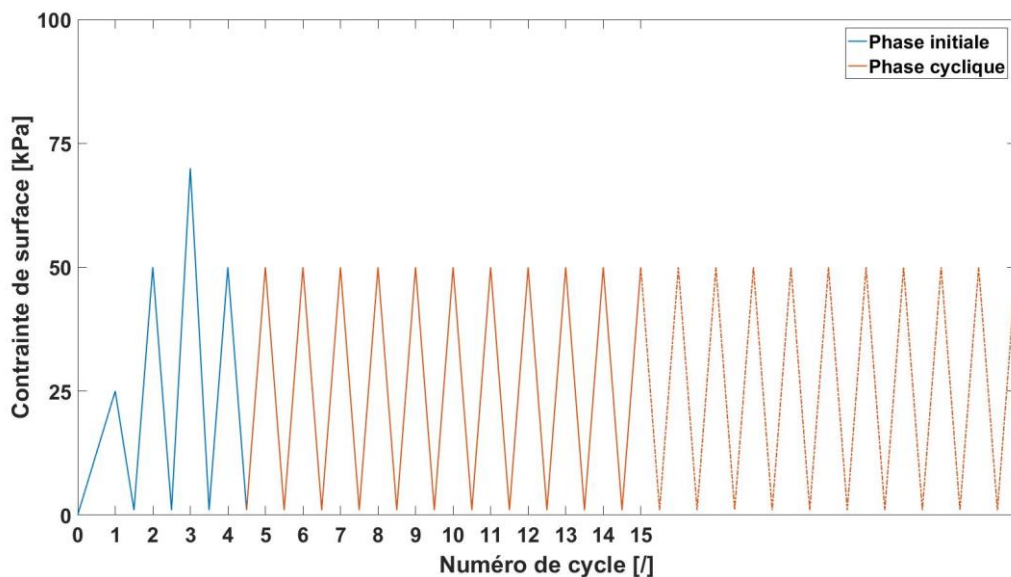


Figure 3-11 Chemin de chargement pour la plaque 30x50, pour le chargement initial et la phase cyclique

La plaque étant rectangulaire, son orientation dans la cuve est importante. Afin de se rapprocher des pratiques GRTgaz, la grande dimension de la plaque est parallèle à l'axe longitudinal de la conduite (Figure 3-12). Cependant, cela implique que les bords de la plaque sont proches des bords de la cuve (20cm). Il est vraisemblable que des effets de bord soient constatés, et ajoutent un biais dans ces essais. Une tentative de quantification de ces effets de bord est présentée en section 5-2.

3.6. Instrumentation

3.6.1. Chargement de surface

3.6.1.1. Pilotage en force

Le chargement de surface sera appliqué en utilisant un vérin électrique EXLAR IX-40, adjoint d'une cellule de mesure de force en « S » de 20kN. Le chargement est piloté en force, avec une vitesse de déplacement constante du vérin, fixée à 0.5mm/s. Le changement de direction (passage de chargement à déchargement par exemple) intervient lorsque la valeur de force mesurée par le vérin correspond à la cible fixée.

Le pilotage de l'essai se fait par l'utilisation d'un programme dédié²⁵, conçu pour cet usage.

Comme présenté en 3.5.2, l'essai sera arrêté prématurément et automatiquement si la contrainte (déterminée à partir des mesures des jauges de déformation) dans la canalisation dépasse les 30MPa.

²⁵ Utilisant l'environnement LabVIEW

3.6.1.2. Suivi du déplacement

L'application de la charge de surface implique un tassement du sol situé en dessous, qu'il est important de mesurer afin :

- D'évaluer le tassement, la raideur et l'état de plasticité du sol au fil de l'essai
- D'évaluer les rotations qui pourraient survenir lors de l'application de la charge, causées par un compactage non uniforme du sol ou un alignement imparfait du vérin et de la plaque de chargement par exemple.

Cette tâche est remplie par quatre capteurs LVDT placés sur les coins d'un carré de 10cm de côté (pour les deux plaques). Afin de faciliter le placement et la mesure, une collerette rigide est placée au-dessus de la plaque de 10x10cm², voir Figure 3-12.

Le dispositif de mesure est rattaché à la structure de la cuve d'essai, et est indépendant du massif de réaction du vérin, afin d'éviter de biaiser la mesure à cause des déformations de celui-ci²⁶.

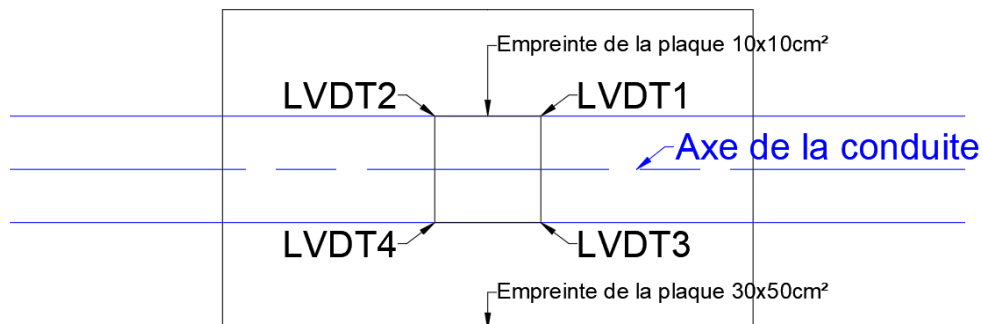


Figure 3-12 Photo de la plaque 10x10cm (haut-gauche) ; photo de la plaque 30x50cm (haut-droite) et schéma de placement des LVDT (bas-centre)

3.6.2. Instrumentation des tubes

La conduite présente deux types d'instrumentation :

Une instrumentation circonférentielle, sur l'extrados de la canalisation, par des jauges de déformation bidirectionnelles de 350Ohms, protégées par une couche de silicone. Les mesures de déformation de ces jauges permettront d'accéder à des données de déformations et de contraintes sur la face externe de la canalisation. Les conduites sont instrumentées à l'aide de 6 paires de jauges (clef, épaulés, reins, hanches et radier) à l'exception de la conduite de 1.35mm, sur laquelle a été ajoutée une jauge

²⁶ De par sa conception, le massif de réaction présente une rigidité importante, il s'agit purement d'une précaution d'usage

supplémentaire entre la clef et les épaulements (et la jauge aux hanches supprimée), afin de capturer plus finement le comportement de cette zone.

Une instrumentation des déplacements internes : lors du chargement, il est attendu que la conduite perde sa forme circulaire, en s'ovalisant (la clef se rapproche du radier, et les reins s'écartent). Le système de mesure de ce déplacement se doit de répondre à deux critères :

- Posséder un encombrement réduit afin de tenir dans l'espace restreint de la conduite
- Ne pas modifier significativement la rigidité de la conduite

La solution retenue utilise un capteur AU/1 de chez SolartronMetrology, possédant une amplitude de mesure de 2mm, avec une précision de lecture de 0.1%. La mesure se fait par le biais de deux tiges de mesures, reliés au capteur par le biais d'une bague de serrage, et d'adaptateur conçus spécialement pour le capteur, dont le schéma mécanique est présenté Figure 3-13. La tige de mesure est maintenue contre la paroi de la conduite à l'aide des ressorts inclus dans le capteur. L'ensemble est inséré dans un bloc de mousse, usiné à l'aide d'une fraiseuse CNC, permettant de tenir l'ensemble en place, sans augmenter la rigidité de la conduite, visible Figure 3-14. De par la conception du système, la mesure n'est pas parfaitement au centre de la canalisation, mais décalée de 12mm.

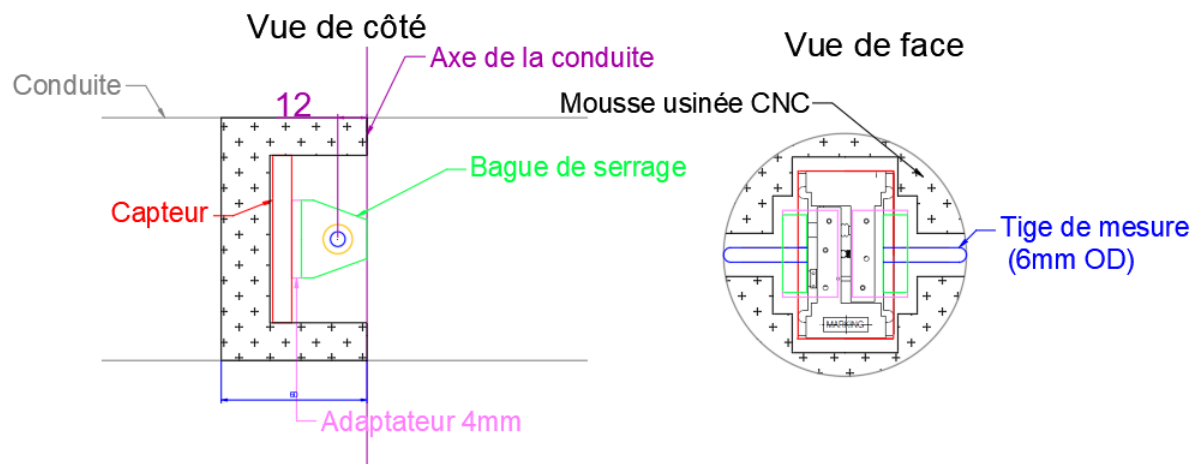


Figure 3-13 Schéma d'installation des capteurs de déplacement internes dans la conduite



Figure 3-14 Photographie d'un capteur de déplacement interne installé dans la conduite

Ce déplacement sera mesuré à l'aide de LVDTs spéciaux, capables de mesurer le déplacement relatif de deux points mobiles (un LVDT classique mesure entre un point mobile et un point fixe).

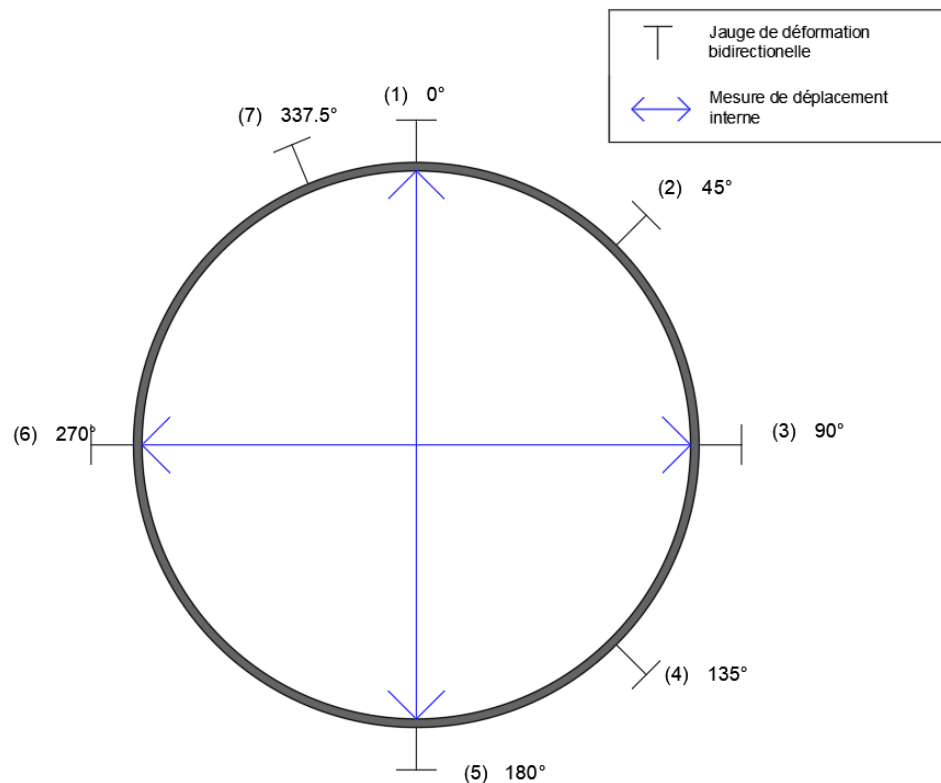


Figure 3-15 Schéma de l'instrumentation de la conduite

La Figure 3-15 présente le positionnement des jauges de déformation sur la face externe de la canalisation. La coupe correspond à la section centrale, située directement sous la charge. Un total de 7 positions sont possibles, mais seules 6 seront utilisées lors des essais.

3.6.3. Instrumentation du sol

L'évolution des contraintes totales à proximité de la canalisation sera suivie à l'aide de capteurs de pression totale. Au vu des dimensions réduites du dispositif expérimental, le choix s'est porté sur des capteurs de pression miniature de chez Kyowa de capacité 200kPa, dans deux modèles différents :

- PS-2KC, pour les contraintes verticales
- PS-2KD, pour les contraintes horizontales

Le diaphragme des capteurs ayant un diamètre de 5.17mm, il est possible d'estimer le nombre de grains de sable ($d_{50} = 0.206mm$) en contact avec la membrane, selon le schéma de la Figure 3-16, qui est de 469. Il s'agit à priori d'une borne haute, mais permettant un grand nombre de contact entre le sol et le capteur.

Diaphragme du capteur, $d = 5.17mm$

Grain (idéal) de sable, $d = 0.206mm$

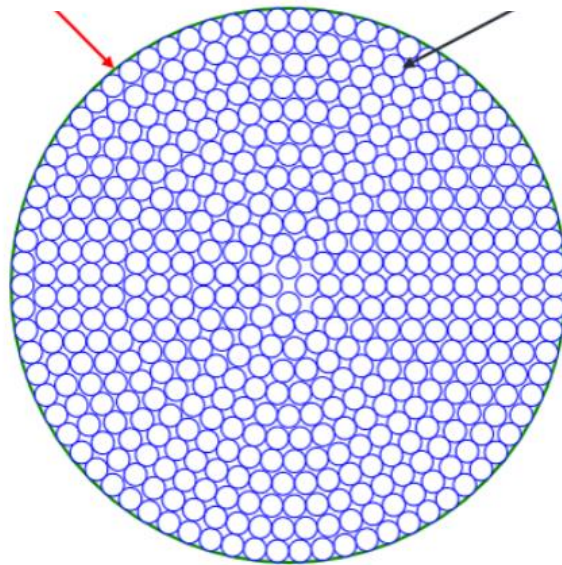


Figure 3-16 Répartition théorique des grains contre la membrane du capteur de pression total

Le calepinage, présenté Figure 3-17 est fait de telle sorte à investiguer plusieurs points d'intérêt pour la conduite : la clef, les épaules, les reins, le radier et l'angle de berceau (repéré par 2α).

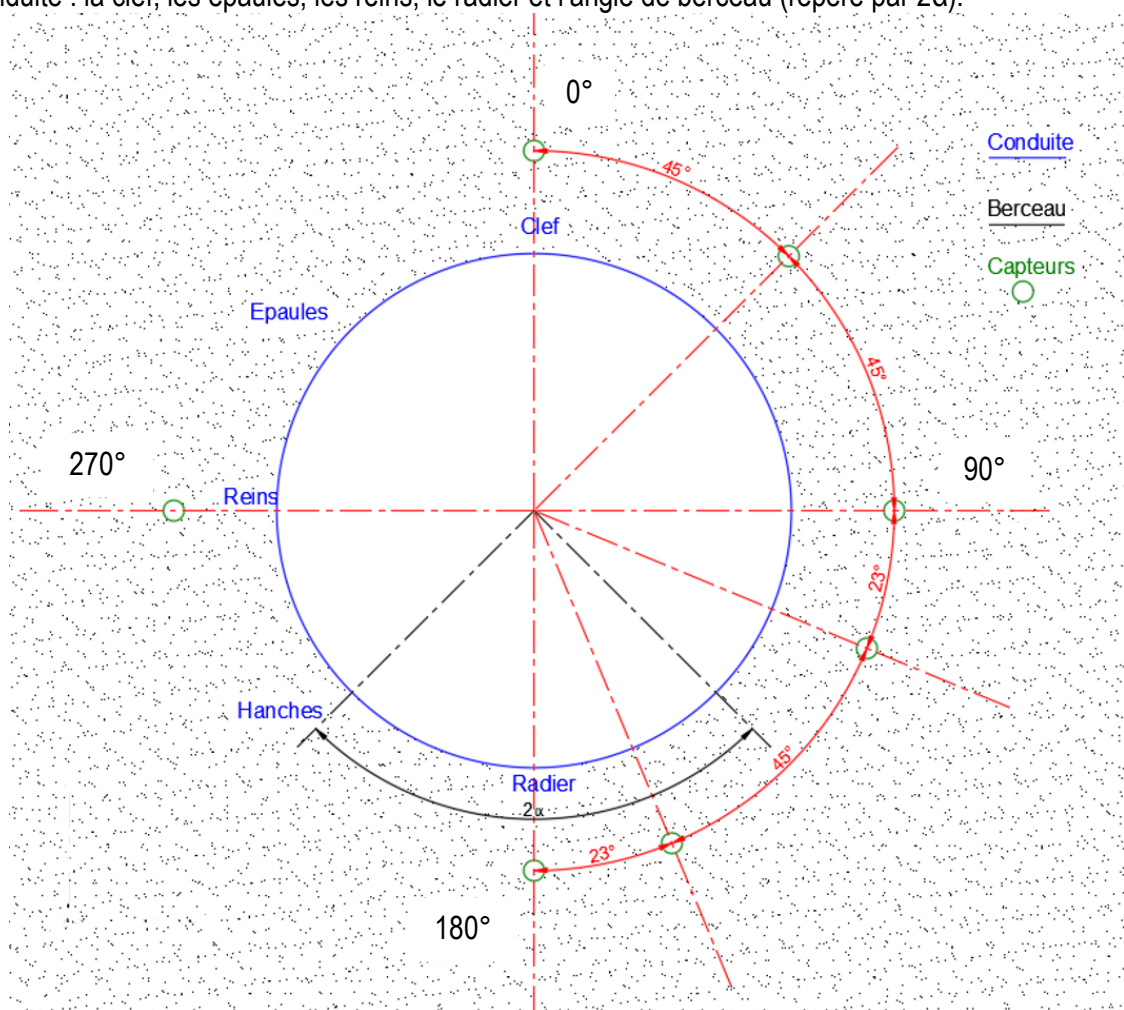


Figure 3-17 Plan de calepinage des capteurs de pression totale

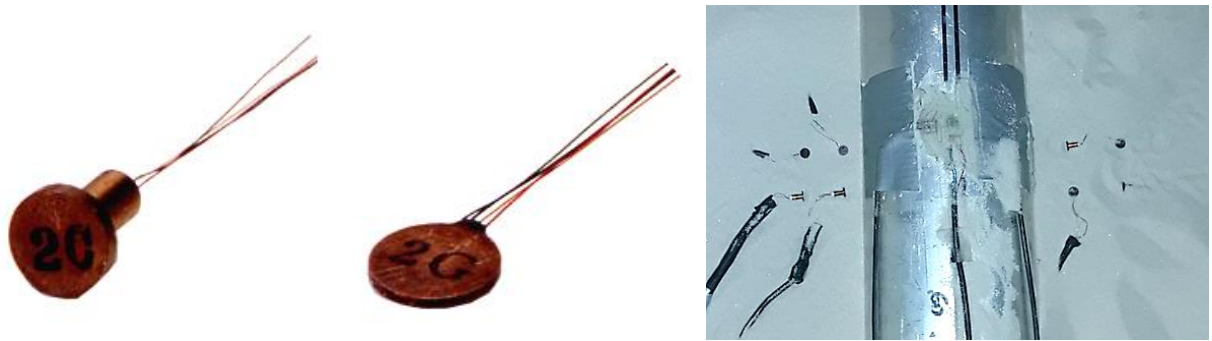


Figure 3-18 Capteurs de pression totale horizontale (gauche) verticale (milieu) et vue des capteurs à dans le massif de sol

L'objectif de l'utilisation des capteurs de pression est d'avoir accès aux valeurs de contraintes verticales et horizontales en un point. Il n'est cependant pas possible de placer deux capteurs au même endroit, de même que ceux-ci doivent présenter une certaine distance (environ 5 fois le diamètre). Il est proposé d'exploiter la symétrie du système, en plaçant les capteurs de part et d'autre de l'axe transversal de la canalisation.

Il est à noter que l'angle de berceau est variable en fonction des conditions de compaction (un angle élevé permet une meilleure tenue de la canalisation). Le Fascicule 70 (2003) considérant que 2α appartient à l'intervalle $[60^\circ - 120^\circ]$, ce calepinage permet de s'assurer que l'un des capteurs des hanches est dans le berceau, l'autre en dehors, afin de capturer une éventuelle différence de comportement (surplus de contraintes verticales dues à l'assise de la conduite sur le sol par exemple).

Il est à noter qu'en pratique, ces capteurs ont montré une fiabilité modérée, plusieurs capteurs par essais ne présentant pas de réponse, ou une réponse incohérente, et que tous les points de mesures ne pourront pas être présentés. Des pistes sont explorées pour améliorer cette fiabilité lors des futures campagnes d'essai.

3.7. Protocole expérimental

3.7.1. Remplissage initial de la cuve

Le remplissage de la cuve s'effectue par couches successives, qui sont compactées à la plaque vibrante, par l'intermédiaire d'une plaque en bois (le sable étant sans cohésion, un compactage en direct n'est pas envisageable sous peine de refoulement du sol compacté). Le plan de compactage, ainsi que les différentes couches, sont présentés sur la Figure 3-19. La conduite n'est cependant pas mise en œuvre à ce stade.

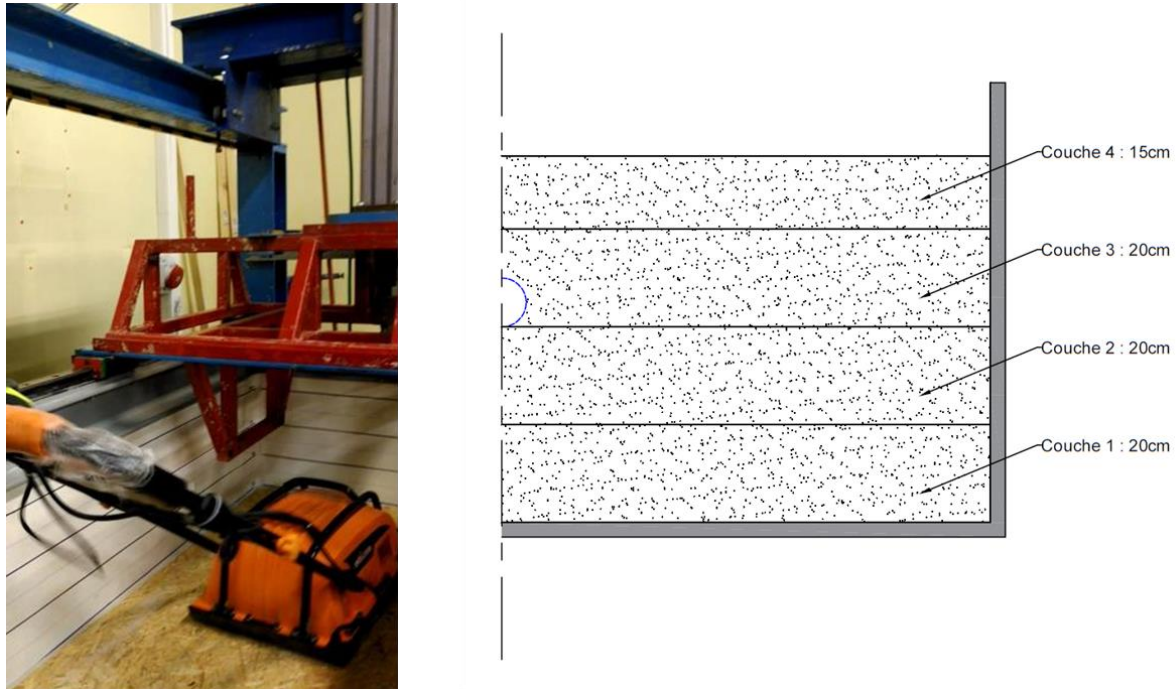


Figure 3-19 Compactage à la plaque vibrante (gauche) et schéma des couches (droite)

3.7.2. Mise en œuvre de la conduite

La mise en œuvre de la conduite s'effectue après le remplissage intégral de la cuve et le compactage du sol. Afin de reproduire au mieux les conditions de mise en œuvre in-situ, la conduite est mise en œuvre via une tranchée, qui est ensuite remblayée. La tranchée n'étant pas blindée, la pente des bords de celle-ci est égale à l'angle de repos du sable, environ 35° , tel que présenté sur les Figure 3-20 et Figure 3-21. La génératrice inférieure de la conduite repose à 40cm au-dessus du fond de la cuve, et la hauteur de couverture (distance entre la génératrice supérieure et la surface libre du sol) est donc de 25cm. Les abords de la conduite comportant des capteurs de pression totale, le sol y est remblayé, puis compacté manuellement à chaque placement de capteur de pression totale, soit tous les 2cm de hauteur environ. Une fois la génératrice supérieure recouverte, le sol est mis en œuvre et compacté en deux couches, d'épaisseur 15cm puis 10cm respectivement.



Figure 3-20 Photo de la canalisation dans la tranchée avant remblaiement

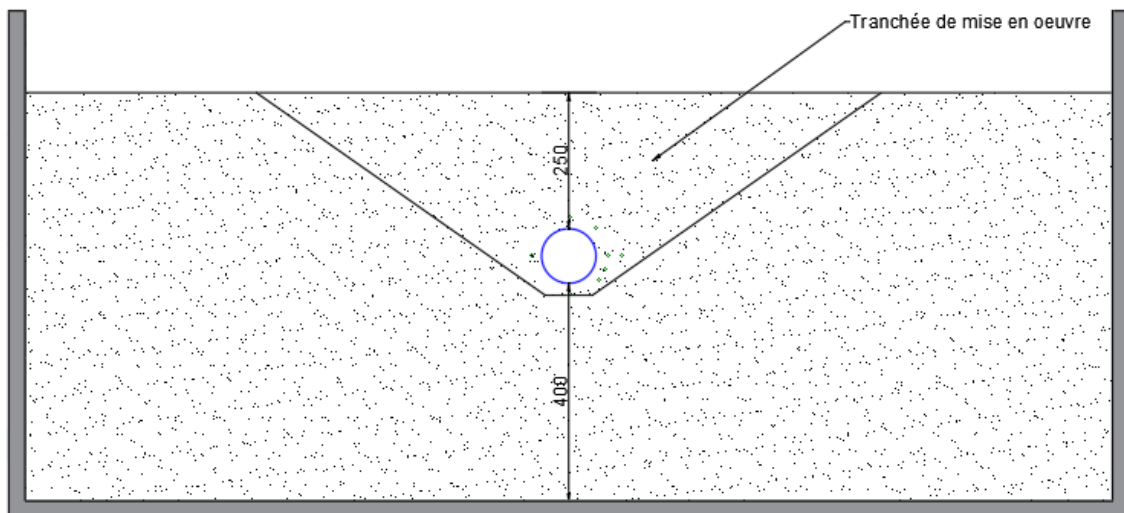


Figure 3-21 Schéma de mise en œuvre de la canalisation en tranchée

Lors des essais successifs, la procédure utilisée est la suivante, sans vidange intégrale de la cuve :

- Réouverture de la tranchée
- Retrait de la canalisation et des capteurs
- Remblaiement complet de la tranchée
- Compactage à la plaque vibrante
- Ouverture de la tranchée
- Mise en place de la canalisation
- Remblaiement de la tranchée et mise en place des capteurs par phases successives de 2cm
- Remblaiement complet de la tranche (2 couches de 10 et 15 cm)
- Réalisation de l'essai

Cette procédure permet de repartir d'un massif quasiment vierge, mais en évitant un remplissage complet.

3.7.3. Contrôle de la densité

La densité du sol en place est contrôlée de deux manières distinctes :

- La masse de sable mise en œuvre à chaque couche est pesée, et le volume de chaque couche est connu grâce aux lignes de repère sur le liner (visibles Figure 3-19). Cette méthode donne

accès à la densité globale du massif à l'issue du remplissage initial, dont les valeurs sont présentées Tableau 3-9.

- A la suite de l'essai, de l'eau est pulvérisée sur le sol, afin de l'humidifier, et lui garantir une cohésion suffisante pour le prélèvement d'un échantillon à l'aide d'un carottier, (Figure 3-22). Cette méthode permet d'obtenir une mesure ponctuelle de la densité, bien que présentant comme limitation d'être postérieure à l'essai et localisée en surface. L'échantillon du centre, situé directement sous la plaque de chargement, est également susceptible d'être plus lâche, car lorsque la plaque de chargement est retirée (après chargement, et donc, tassement), le trou est partiellement rebouché par du sable lâche.

	Couche 1	Couche 2	Couche 3	Couche 4
Epaisseur [m]	0.2	0.2	0.2	0.15
Volume [m ³]	0.36	0.36	0.36	0.27
Masse de sable [kg]	589.6	584.8	585.6	439
Masse volumique [kg/m ³]	1617	1604	1606	1605
Densité relative [%]	67.3	63.4	64.1	63.3

Tableau 3-9 Masse volumique et densité relative pour les différentes couches mise en œuvre, remplissage initial

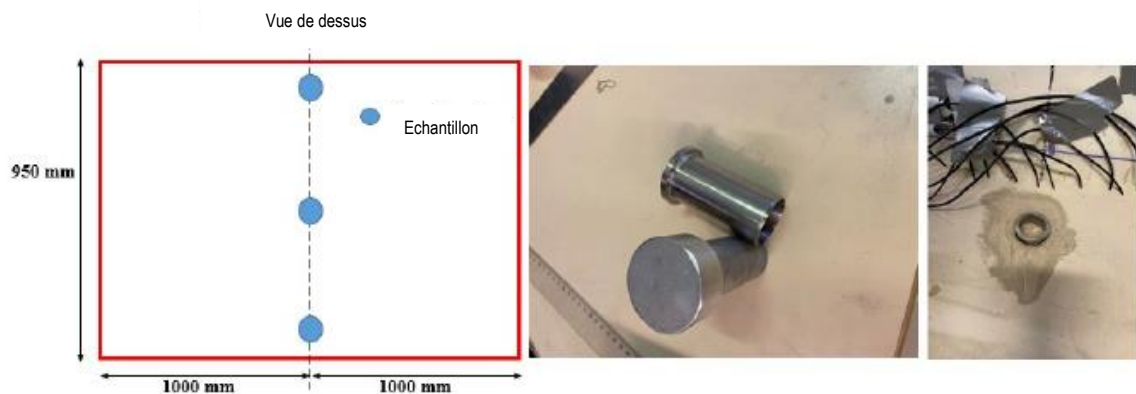


Figure 3-22 Positionnement des échantillons (gauche), carottier (centre) et extraction d'un échantillon (droite)

Les résultats de ces mesures seront présentés en section 5.1.1.

3.8. Récapitulatif et nomenclature des essais

La Figure 3-23 présente un schéma complet d'un essai, incluant :

- La cuve d'essai
- Le positionnement de la conduite dans le massif et dans la tranchée d'installation
- Le placement des différentes instrumentations (jauges de déformations, capteurs de déplacements internes, capteurs de pression totale)
- Les deux plaques de chargement (10x10cm² et 30x50cm²)

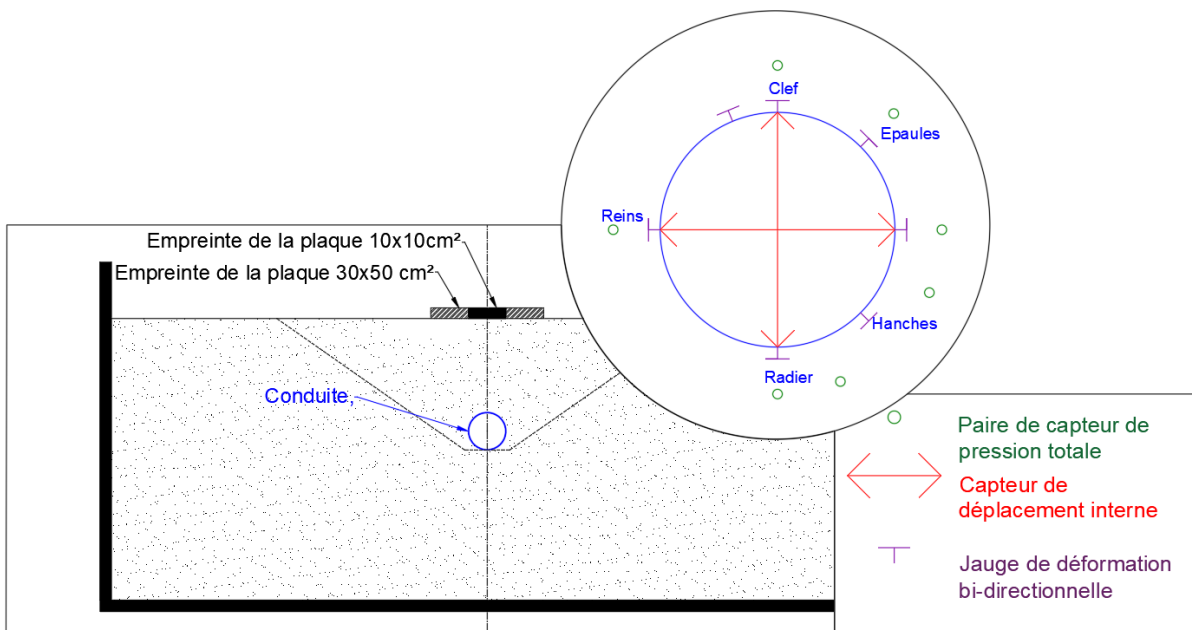


Figure 3-23 Schéma complet d'un essai

A partir des éléments présentés dans les parties précédentes, il est possible de définir plusieurs types d'essais :

Essais « SP » (pour *small plate*): Chargement appliqué avec la plaque de 10x10 cm, sur les différentes conduites, avec la totalité de l'instrumentation de la conduite (jauges, déplacement interne et capteurs de pression totale) ;

Essais « LP » (pour *large plate*): Similaire aux essais SP, mais le chargement est appliqué à l'aide de la plaque de 30x50 cm² ;

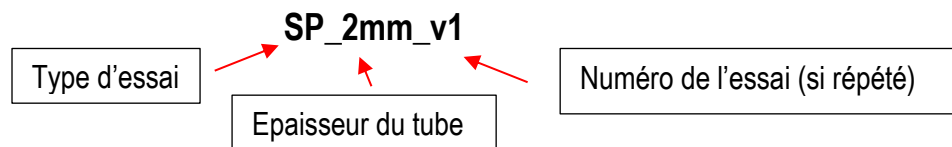
Essais « Fill » : L'objectif de cet essai est d'étudier le comportement de la conduite lors de la phase de remblaiement. Les capteurs de pression n'ont cependant pas été inclus, afin de permettre un remblaiement plus rapide, facile et contrôlé. Après la phase de remblaiement, un chargement similaire à celui d'un essai « SP » est appliqué, pouvant être utilisé comme essai de répétabilité.

Essai « Ecc » : L'essai est similaire à un essai « SP », cependant la charge est excentrée de 5cm par rapport à l'axe longitudinal de la conduite (le bord de la plaque se trouve ainsi au droit de l'axe de la conduite).

Essai « no pipe » : Il s'agit d'un essai sans conduite, afin d'étudier le comportement du sol seul, et d'évaluer l'impact des effets de bords de la cuve. Ces essais ont été réalisés avec les deux plaques disponibles.

Le nombre total d'essais exploitables est de 14.

La nomenclature fonctionne de la manière suivante :



Le Tableau 3-10 présente les différents essais réalisés, en incluant les éventuelles remarques associées. Les résultats de ces essais seront présentés au chapitre 5.

Dénomination	Surface plaque	Epaisseur conduite	Remarque
SP_2mm_v1	10x10cm ²	2mm	1 ^{er} essai, réalisé en 2021
SP_2mm_v3	10x10cm ²	2mm	
SP_1.75mm_v1	10x10cm ²	1.75mm	Fluage des jauges, phase cyclique inutilisable
SP_1.35mm_v1	10x10cm ²	1.35mm	Peu de cycles ~500
SP_1.35mm_v2	10x10cm ²	1.35mm	Jauge 4 (135°) supprimée, remplacée par jauge 7 (-22.5°)
LP_2mm_v1	30x50cm ²	2mm	
LP_1.75mm_v1	30x50cm ²	1.75mm	
LP_1.35mm_v1	30x50cm ²	1.35mm	Essai interrompu car contrainte dans la conduite trop élevée
Fill_2mm_v1	10x10cm ²	2mm	Pas de capteurs de pression totale
Fill_1.75mm_v1	10x10cm ²	1.75mm	Pas de capteurs de pression totale
Fill_1.35mm_v1	10x10cm ²	1.35mm	Pas de capteurs de pression totale
Ecc_1.35mm_v1	10x10cm ²	1.35	Charge excentrée
SP_no_pipe_v1	10x10cm ²	/	Pas de conduite
LP_no_pipe_v1	10x10cm ²	/	Pas de conduite

Tableau 3-10 Récapitulatif des essais réalisés

4. Traitement des données

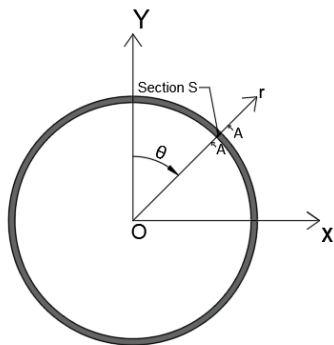
Les données obtenues grâce au protocole présenté précédemment doivent être traitées avant de pouvoir en réaliser l'analyse physique. Ce chapitre présentera les différentes méthodologies utilisées pour le traitement des données.

4.1. Repère cartésien et polaire

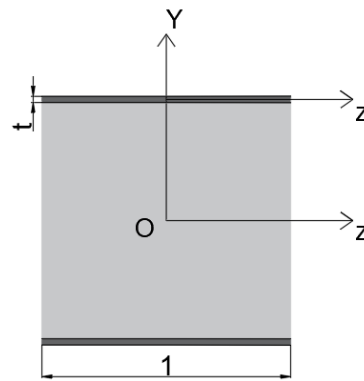
Deux systèmes de coordonnées, présentés Figure 4-1, seront utilisés conjointement pour la suite de l'analyse :

- Un système cartésien $\{O, X, Y, Z\}$
- Un système polaire $\{O, \theta, r\}$

Vue de face



Vue de côté



Coupe A-A

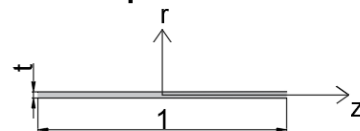


Figure 4-1 Présentation des repères cartésien et polaire

4.2. Contraintes-déplacement en surface

4.2.1. Relation force-contrainte

La force appliquée sur la plaque de chargement est monitorée en permanence par un capteur dédié, et sert également au pilotage des essais. Cependant, lors de l'analyse, la notion de contrainte appliquée est souvent plus représentative. Pour un sable chargé à l'aide d'une plaque rigide, une distribution parabolique (Schlosser, 1997), représentée sur la Figure 4-2 est attendue.

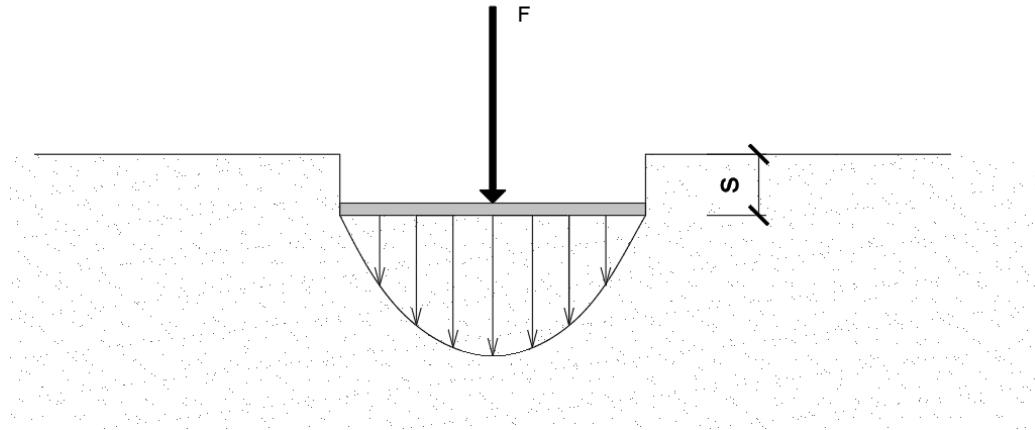


Figure 4-2 Tassement et répartition de contrainte verticale sous une plaque rigide pour un sol pulvérulent

Le tassement sous la plaque est constant, et les contraintes sont distribuées paraboliquement, le maximum étant centré sous la plaque (hypothèse d'une situation 2D).

Il est cependant plus aisé pour l'analyse de considérer la contrainte moyenne, telle que :

$$\sigma_{moy} = \frac{F}{S} \quad \text{Équation 4-1}$$

Avec :

- σ_{moy} , la contrainte moyenne de surface
- F , la force appliquée en surface
- S , la surface de la plaque de chargement

4.2.2. Tassement et rotation de la plaque de chargement

Le tassement sous la plaque de chargement est mesuré à l'aide de quatre capteurs de déplacement LVDT, dont le placement est précisé Figure 3-12. On calcule donc le tassement moyen de la plaque de chargement comme étant :

$$s_{moy} = \frac{s_1 + s_2 + s_3 + s_4}{4} \quad \text{Équation 4-2}$$

Avec :

- s_i le déplacement mesuré par le capteur LVDT i

Lorsque aucune précision supplémentaire n'est apportée, l'expression « tassement sous la plaque » désigne le tassement moyen sous la plaque.

La plaque de chargement n'est pas restreinte en rotation grâce à la rotule, et il est possible de calculer cette rotation selon les axes Z et X .

On obtient pour la rotation autour de l'axe Z :

$$\zeta_Z = \tan^{-1} \left(\frac{|s_{12} - s_{34}|}{d} \right) \quad \text{Équation 4-3}$$

Avec :

- $s_{12} = \frac{s_1 + s_2}{2}$, le déplacement moyen des LVDT 1&2
- $s_{34} = \frac{s_3 + s_4}{2}$, le déplacement moyen des LVDT 3&4
- d , la distance entre les LVDT médians, égale à 10cm

Et similairement pour la rotation autour de l'axe X :

$$\zeta_X = \tan^{-1} \left(\frac{|s_{13} - s_{24}|}{d} \right) \quad \text{Équation 4-4}$$

Avec :

- $s_{13} = \frac{s_1 + s_3}{2}$, le déplacement moyen des LVDT 1&3
- $s_{24} = \frac{s_2 + s_4}{2}$, le déplacement moyen des LVDT 2&4

4.2.3. Raideurs

Dans cette partie, le terme « raideur » correspond exclusivement à la raideur du sol sous le chargement de surface.

Les raideurs présentées dans l'analyse sont assimilables à des raideurs tangentés. Elles sont calculées de la manière suivante, pour chaque phase²⁷ :

Soient K et L , deux variables qui composent un jeu de données, de longueur n (par exemple, K représente le tassement sous la plaque, L la contrainte moyenne appliquée, n le nombre de valeurs dans la phase considérée). Les variables K et L passent en pré-traitement par une moyenne glissante, dont la plage est variable en fonction de la phase (le but étant de lisser la courbe, et éviter les artefacts liés au bruit).

On définit un décalage, c , dont la valeur dépendra de la phase (chargement ou déchargement), et pour chaque point $i \in [1 ; n-c]$, et on calcule la raideur comme étant le coefficient directeur de la droite passant par $[K_i ; L_i]$ et $[K_{i+d} ; L_{i+d}]$.

Dans les phases de chargement, qui comportent un grand nombre de valeurs, la plage de moyenne glissante est fixée à 40, et le décalage à 10. Pour les phases de déchargement, les valeurs sont respectivement de 5 et 5. Ces valeurs sont déterminées empiriquement et qualitativement, afin d'obtenir des raideurs sans artefacts.

²⁷ Une phase correspond aux chargements et déchargement : une phase de déchargement comprend toutes les valeurs comprises entre la fin du chargement précédent et le début du chargement suivant

4.3. Calcul des contraintes dans la canalisation

Les jauges mises en place sur l'extrados de la conduite permettent de mesurer les déformations longitudinales et ortho-radiales de la conduite aux points de mesures. En faisant l'hypothèse que la conduite est dans le domaine élastique²⁸, l'état de contrainte de la canalisation en un point est donné par les équations suivantes :

$$\varepsilon_{\theta\theta} = \frac{\sigma_{\theta\theta}}{E} - \frac{\nu}{E}(\sigma_{rr} + \sigma_{zz}) \quad \text{Équation 4-5}$$

$$\varepsilon_{zz} = \frac{\sigma_{zz}}{E} - \frac{\nu}{E}(\sigma_{rr} + \sigma_{\theta\theta}) \quad \text{Équation 4-6}$$

La contrainte σ_{rr} peut être considérée négligeable, grâce aux hypothèses suivantes :

- L'épaisseur de la canalisation est négligeable face aux autres dimensions du problème
- La valeur de σ_{rr} est faible (variant entre 0 -pression nulle à l'intérieur de la canalisation- et quelques dizaines de kPa au maximum –ordre de grandeur de la contrainte dans le sol-), alors que les contraintes ortho-radiales dans la conduite sont de l'ordre du MPa. Ceci est valable uniquement pour une conduite sans pression interne.

La résolution du système formé par les équations Équation 4-5 et Équation 4-6 permet donc de connaître les contraintes longitudinales et ortho-radiales aux différents points de mesure de déformations.

4.4. Interpolation des données de contraintes

Nous disposons de 6 mesures ponctuelles de $\sigma_{\theta\theta}$, sur les emplacements de mesure des jauges de déformation. En considérant le problème symétrique (cette hypothèse étant vérifiable par la comparaison des mesures des jauges 3 et 6 diamétralement opposées), nous disposons de 9 points de mesures. L'échantillonnage spatial varie en fonction de la configuration des jauges, mais est le plus souvent d'une mesure tous les 45°. Il n'est à priori pas possible de dire avec certitude si la condition de Nyquist–Shannon²⁹ est respectée.

L'objectif de cette partie sera de déterminer une fonction $y(\theta)$ interpolant de manière satisfaisante ces points de mesure. Une telle fonction doit présenter les qualités suivantes :

- Être continue et intégrable sur $[0, 2\pi]$
- Être capable d'approcher un signal périodique de période 2π
- Être symétrique sur $[0, 2\pi]$ par rapport à l'axe du chargement vertical

Il a été choisi d'utiliser une série de Fourier paire (somme de cosinus) comme fonction d'interpolation telle que définie Équation 4-7.

$$y(\theta) = \sum_{i=1}^n A_i \cdot \cos(w_i \theta) \quad \text{Équation 4-7}$$

Les paramètres A_i sont déterminés à l'aide de la fonction « fit » de Matlab®, en minimisant l'erreur quadratique. Il est proposé de choisir $w_i = n$.

²⁸ En pratique, cette hypothèse est largement vérifiée pour toutes les situations

²⁹ La condition de Nyquist–Shannon, où théorème d'échantillonnage, précise que la fréquence d'échantillonnage d'un signal doit être supérieur au double de la fréquence maximale de ce signal

En pratique, la fonction sera limitée à une fréquence fondamentale et 3 harmoniques, soit $n = 4$, car l'utilisation de fréquences plus élevées engendre des artefacts, et l'utilisation des fréquences plus faibles ou intermédiaires n'amène pas à une interpolation plus satisfaisante.

4.5. Calcul des déplacements radiaux

L'instrumentation de la canalisation et le traitement présenté dans la partie précédente amène les informations suivantes :

- Contraintes ortho-radiales dans toute la conduite (fibre externe)
- Variation des diamètres horizontaux et verticaux

L'objectif est d'utiliser ces mesures pour déterminer le déplacement radial pour toutes les orientations de la conduite. Nous utiliserons pour cela des éléments provenant de la théorie des poutres (Hibbeler, 2012), que nous adapterons aux conduites enterrées.

4.5.1. Rappels de la théorie des poutres

Les éléments disponibles dans la théorie des poutres permettent de calculer les déplacements pour une poutre en flexion.

Les hypothèses importantes sont les suivantes :

- Structures composées de poutres
- Charges quasi-statiques
- Petites déformations/petites rotations
- Les sections droites restent droites
- Comportement élastique
- Contributions de l'effort normal et de l'effort tranchant négligées

Une poutre soumise à une charge perpendiculaire à son axe se déformera, principalement sous l'effet du moment de flexion.

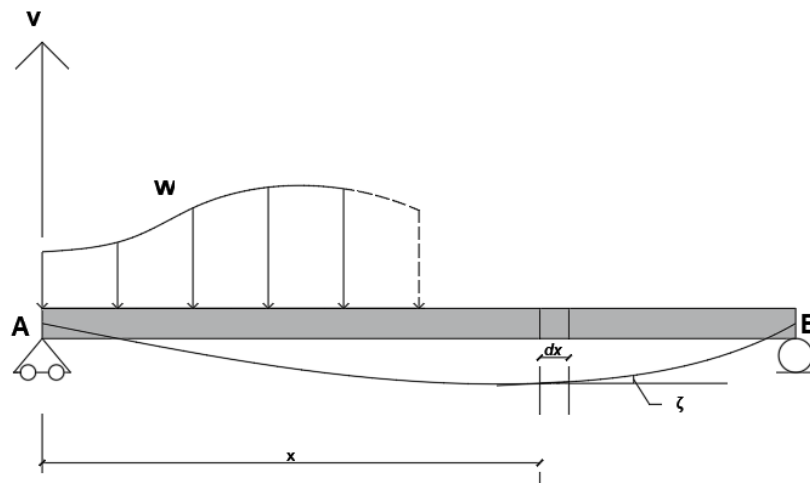


Figure 4-3 Poutre chargée perpendiculairement à son axe et sa déformée

Chaque section interne reste droite, mais présente une rotation ω par rapport à l'axe neutre et aux sections voisines. Pour une longueur de poutre dx , on définit le rayon de courbure ρ de cette section comme la distance entre le centre de courbure et dx (situé sur l'axe neutre).

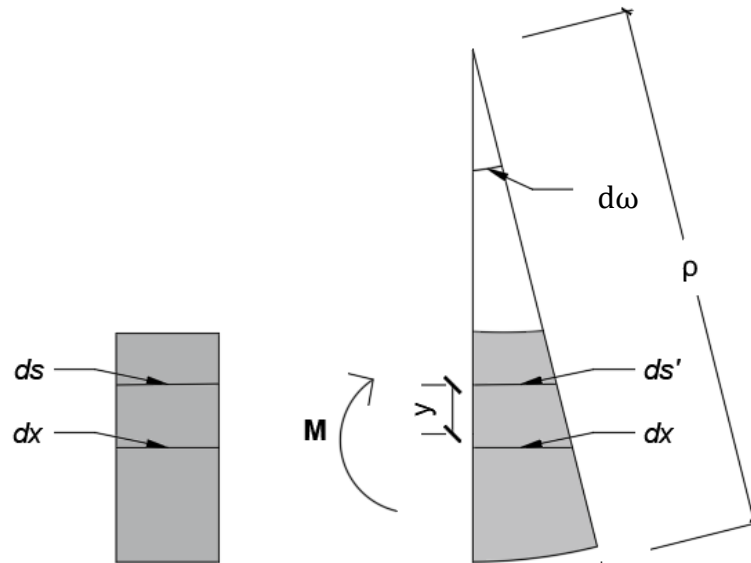


Figure 4-4 Section de longueur δx avant déformation (gauche) et après déformation (droite)

Ecrivons la déformation ε sur une fibre située à une distance y de l'axe neutre :

$$\varepsilon = \frac{(ds' - ds)}{ds} \quad \text{Équation 4-8}$$

Géométriquement, il vient que $ds = dx = \rho d\omega$ et que $ds' = (\rho - y)d\omega$, ce qui permet d'écrire :

$$\varepsilon = \frac{(\rho - y)d\omega - \rho d\omega}{\rho d\omega} \leftrightarrow \frac{1}{\rho} = -\frac{\varepsilon}{y} \quad \text{Équation 4-9}$$

Sachant que le matériau est homogène, il est possible d'écrire, grâce à la loi de Hooke :

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} \quad \text{Équation 4-10}$$

La contrainte normale dans une fibre éloignée de y de l'axe neutre est égale à

$$\sigma = \frac{-M \cdot y}{I} \quad \text{Équation 4-11}$$

En combinant les équations Équation 4-9, Équation 4-10 et Équation 4-11 il vient :

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M}{EI} \quad \text{Équation 4-12}$$

Avec :

- ρ , le rayon de courbure, et $\frac{1}{\rho}$ la courbure
- M , le moment de flexion
- I , le moment quadratique de la section
- E , le module d'élasticité du matériau

Sachant que le produit EI est strictement positif, et que $dx = \rho d\omega$, la réécriture de l'équation Équation 4-12 donne :

$$d\omega = \frac{M}{EI} dx \quad \text{Équation 4-13}$$

En se référant au repère $\{x, v\}$ défini à la Figure 4-3, on peut écrire la courbure $\frac{1}{\rho}$ en fonction de x et v . La formule généralement admise est la suivante :

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\frac{d^2v}{dx^2}}{\left[1 + \left(\frac{dv}{dx}\right)^2\right]^{\frac{3}{2}}} \quad \text{Équation 4-14}$$

Grâce à l'Équation 4-12 :

$$\frac{M}{EI} = \frac{\frac{d^2v}{dx^2}}{\left[1 + \left(\frac{dv}{dx}\right)^2\right]^{\frac{3}{2}}} \quad \text{Équation 4-15}$$

En posant l'hypothèse que la courbure reste faible, et que donc $dv/dx \approx 0$, impliquant que le carré de cette quantité est négligeable face à elle-même, Équation 4-15 se simplifie et devient :

$$\frac{d^2v}{dx^2} = \frac{M}{EI} \quad \text{Équation 4-16}$$

Si l'on considère que la valeur de M est fonction de la position x , l'équation permet d'écrire :

$$u(x) = \iint \frac{M(x)}{E \cdot I} dx^2 \quad \text{Équation 4-17}$$

Avec $u(x)$ le déplacement selon v .

4.5.2. Application à une conduite

Une conduite en section transversale peut être assimilée à une poutre courbée et encastree sur elle-même. Dans le problème qui nous intéresse, les hypothèses posées dans la partie précédente restent valides, et il devient donc possible d'appliquer un raisonnement similaire. Il convient cependant d'exprimer les différentes équations en coordonnées polaires, système plus adapté.

Considérons le repère polaire $\{\theta, r\}$, défini Figure 4-1, et un segment de conduite de secteur angulaire $d\theta$:

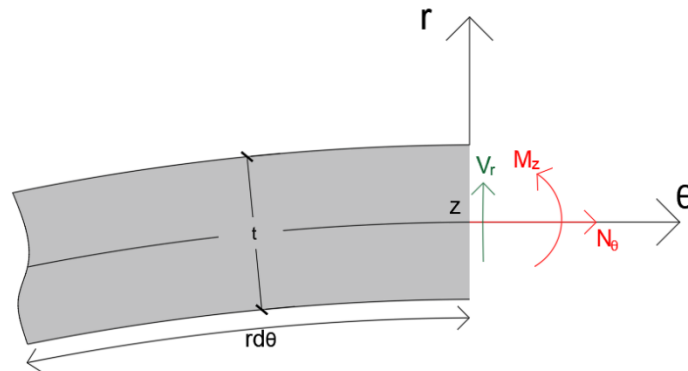


Figure 4-5 Portion de conduite de secteur angulaire $d\theta$

Équation 4-17 s'écrit ici en fonction de la longueur courbe $s = r_0 \cdot d\theta$ et donc :

$$U_r(s) = \iint \frac{M_{z'}(s)}{E \cdot I} ds^2 \leftrightarrow U_r(\theta) = \iint \frac{M_{z'}(\theta) \cdot r^2}{E \cdot I} d\theta^2 \quad \text{Équation 4-18}$$

Avec :

- $U_{r(\theta)}$, le déplacement radial de la conduite
- $M_{z'}$, le moment de flexion
- I , le moment quadratique de la section

Il est possible de relier la contrainte ortho-radiale aux éléments de réduction à l'aide de la formulation suivante :

$$\sigma_{\theta\theta} = \frac{N_\theta}{S} - \frac{M_z \cdot y}{I} \quad \text{Équation 4-19}$$

Avec :

- N_θ , l'effort normal
- y , la demi-épaisseur de la canalisation

Dans le cas d'une canalisation sans pression interne, nous proposons l'hypothèse de négliger l'apport de l'effort normal, pour deux raisons :

- Le niveau de sollicitation généré est faible face au niveau de sollicitation du moment de flexion
- L'effort normal ne génère pas de déplacement radial

Il vient donc :

$$M_{z'}(\theta) = \frac{\sigma_{\theta\theta}(\theta) \cdot I}{y} \quad \text{Équation 4-20}$$

En injectant cette formulation de $M_{z'}(\theta)$ dans Équation 4-18 :

$$U_r(\theta) = \iint \frac{\sigma_{\theta\theta}(\theta) \cdot r^2}{E \cdot y} d\theta^2 \quad \text{Équation 4-21}$$

En combinant avec la formulation continue de $\sigma_{\theta\theta}(\theta)$ issue de l'interpolation (Équation 4-7) :

$$U_r(\theta) = \iint \frac{\sum_{i=1}^n A_i \cdot \cos(w_i \theta) \cdot r^2}{E \cdot y} d\theta^2 \quad \text{Équation 4-22}$$

Ce qui permet d'obtenir une formulation continue et explicite pour le déplacement radial :

$$U_r(\theta) = \frac{r^2}{E \cdot y} \cdot \left(\sum_{i=1}^n \left(-\frac{A_i}{w_i^2} \cdot \cos(w_i \theta) \right) + C_1 \theta + C_2 \right) \quad \text{Équation 4-23}$$

Les valeurs des conditions aux limites C_1 et C_2 se déterminent comme suit :

- Le déplacement radial étant 2π -périodique, C_1 est nécessairement nul
- Pour déterminer C_2 , il faut connaître en un point la valeur du déplacement radial : nous disposons grâce aux capteurs de déplacement interne de mesures de convergence (variation de diamètre interne), utilisables pour déterminer C_2 selon la Figure 4-6 et Équation 4-24.

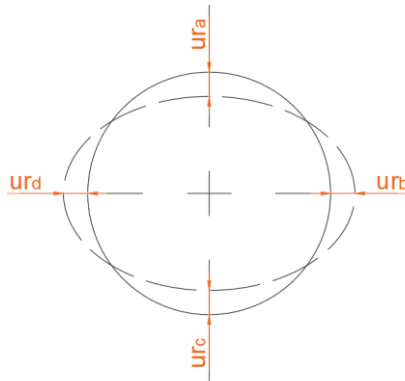


Figure 4-6 Relation entre mesures de déplacement internes et déplacement radial

$$\text{Mesure horizontale} = U_{r_b} + U_{r_d} \quad \text{Équation 4-24}$$

On détermine donc C_2 en écrivant le déplacement radial au point b (rappelons qu'il est fait l'hypothèse que le comportement de la conduite est symétrique par rapport à l'axe vertical) :

$$f\left(\frac{\pi}{2}\right) = \frac{r_0^2}{E \cdot y} \cdot \left(\sum_{i=1}^n \left(-\frac{A_n}{w_i^2} \cdot \cos\left(w_i \frac{\pi}{2}\right) \right) + C_2 \right) = U_{r_b} \quad \text{Équation 4-25}$$

La mesure effectuée par le second capteur (convergence verticale) n'étant pas utilisée pour définir les conditions aux limites, elle pourra être utilisée comme point de vérification, en calculant l'erreur entre la valeur mesurée et la valeur calculée.

Nous sommes donc maintenant en possession d'une formulation explicite et continue du déplacement radial de la conduite, et donc capables de représenter et analyser celui-ci.

4.6. Calcul de l'ovalisation

L'ovalisation est un indicateur utilisé dans les méthodes de calcul, et notamment RAMCES, pour exprimer le changement de forme de la conduite. Il considère généralement une déformation de type elliptique, une hypothèse qui n'est pas forcément vérifiée en pratique, mais permet de ramener à une quantité unique la déformation de la conduite. De nombreuses formulations coexistent, cependant il est proposé d'utiliser la formule implémentée dans RAMCES :

$$O_v = 100 \cdot \frac{D_{max} - D_{min}}{D_{max}} \quad \text{Équation 4-26}$$

Avec :

- D_{max} et D_{min} le diamètre maximum et minimum après déformation, respectivement

4.7. Etalonnage des capteurs de pression totale

La méthodologie d'étalonnage est basée sur les travaux de Zhu & al, (2009), portant sur les capteurs à membrane souple de capacité de 500kPa à 7MPa. Les capteurs utilisés dans le protocole présenté dans le chapitre 3 sont des capteurs de 200kPa, la méthodologie ayant été adaptée pour cette gamme de contraintes. L'objectif des sections suivantes est de présenter dans les grandes lignes la méthodologie d'étalonnage mise en œuvre, bien qu'aucun changement significatif n'y ait été apporté.

L'étalonnage se fait dans une cellule dite « grand odomètre », d'une hauteur utile de 31cm pour un diamètre de 8.8cm. Les bords de cette cellule sont recouverts d'une membrane en téflon, visant à la limiter les frottements latéraux. La cellule est présentée Figure 4-7.



Figure 4-7 Cellule d'étalonnage des capteurs de pression totale

Le capteur est placé à une profondeur de 9cm, le sol utilisé étant le même que dans les essais, à savoir le sable de Fontainebleau NE34, compacté manuellement, la densité atteinte étant similaire à celle des essais (de l'ordre de 1600kg.m^{-3}).

Les capteurs horizontaux sont étalonnés en faisant l'hypothèse que dans la cellule, les contraintes horizontales sont égales à la moitié des contraintes verticales.

4.7.1. Principe général de fonctionnement des capteurs

Un capteur à membrane se compose de 3 éléments :

- Le bâti
- Une membrane souple
- Une ou plusieurs jauges de déformation

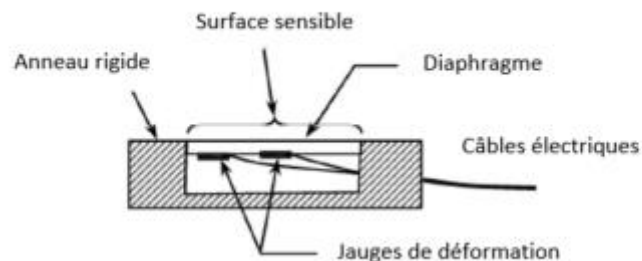


Figure 4-8 Schéma d'un capteur de contrainte, d'après Zhu et al., (2009)

Une fois placé dans le sol et soumis à un chargement (poids des terres ou surcharges de surfaces), la membrane se déforme, cette déformation étant mesurée par les jauges de déformation (sous forme d'un signal électrique). Lorsqu'ils sont utilisés dans sa gamme de contrainte, la déformation de la membrane est supposée purement élastique, ce qui permet de relier la réponse électrique (en volts) avec la contrainte

sur le capteur (en kPa). La plupart des capteurs fonctionnent sur ce principe, leur interprétation nécessitant une fonction d'étalonnage g (cf. Équation 4-27).

$$Mesurande = g(\text{grandeur mesurée}) \quad \text{Équation 4-27}$$

Ce qui dans le cas des capteurs pression totale se résume à l'équation 28.

$$Contrainte [kPa] = g(\text{Réponse électrique [V]}) \quad \text{Équation 4-28}$$

Un processus d'étalonnage vise à déterminer cette fonction d'étalonnage, à l'aide d'un environnement dans lequel sont connus en tout temps à la fois la grandeur mesurée et le mesurande.

Il est donc proposé de placer le capteur dans une cellule œdométrique, d'appliquer un chargement cyclique d'amplitude variable à l'échantillon de sol. La contrainte étant supposée uniforme dans l'échantillon, est donc connue, et la réponse électrique est mesurée par le système d'acquisition, rendant possible la détermination d'une fonction d'étalonnage.

On observe cependant que la réponse du capteur lors de cycles de chargement/déchargement présente une hystérésis importante, particulièrement marquée sur les capteurs de faible capacité (cf. Figure 4-9).

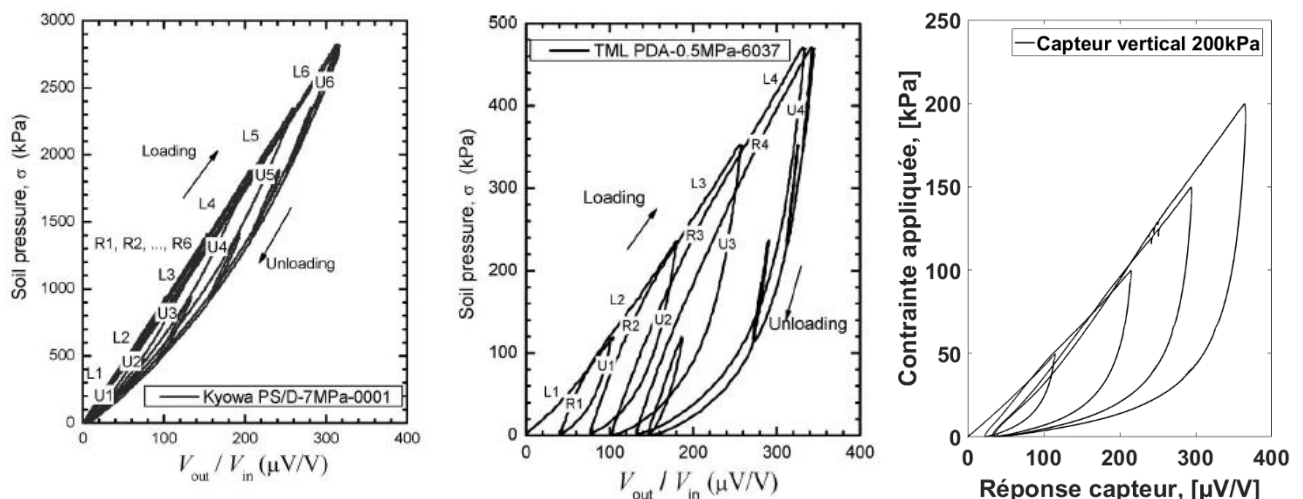


Figure 4-9 Réponse type d'un capteur : de 7MPa et 500kPa (gauche et milieu, d'après Zhu et al.,(2009)) et 200kPa (droite)

Les données présentées Figure 4-9 impliquent que la valeur mesurée par le capteur dépend fortement de l'historique de chargement appliqué, mais également que la fonction de chargement utilisée devra être différente pour les phases de chargement et de déchargement. Le chemin de chargement utilisé pour calibrer les capteurs est présenté Figure 4-10.

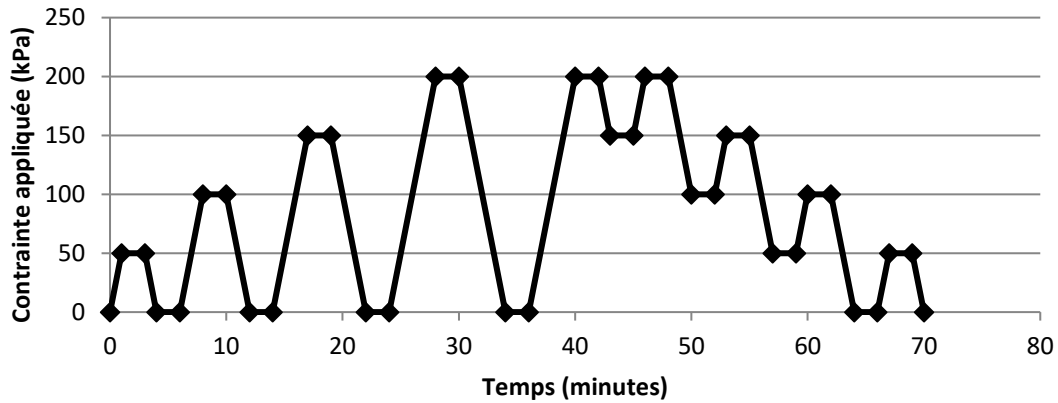


Figure 4-10 Chemin de chargement appliqué en tête de la cellule œdométrique

4.7.2. Phase de chargement

On distingue 4 phases de chargement :

- 0-50 kPa
- 0-100 kPa
- 0-150 kPa
- 0-200kPa

Les données de ces phases ne sont pas directement comparables, car l'amplitude de contrainte appliquée est différente. Il est donc proposé de normaliser les données par la valeur maximale atteinte à la fin du chargement (en contrainte et en voltage), rendant possible la comparaison des différentes courbes, présentées Figure 4-11.

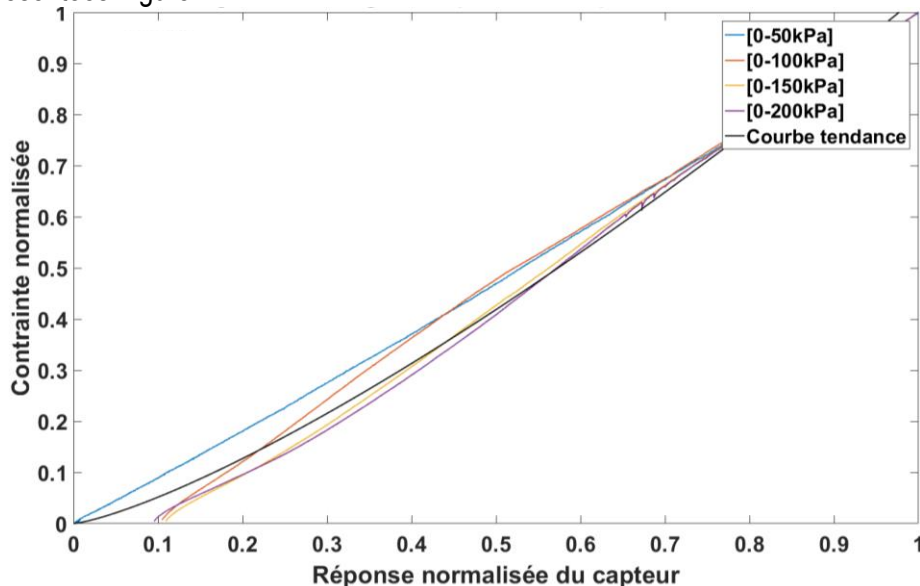


Figure 4-11 Réponse normalisée du capteur lors des phases de chargement

La fonction d'étalonnage suivante est utilisée

$$g_{\text{chargement}}(V) = A \cdot V^B$$

Équation 4-29

On obtient donc deux paramètres, A et B pour décrire le comportement en chargement du capteur.

4.7.3. Phases de déchargement

On distingue 4 phases de déchargement, complémentaires aux phases de chargement :

- 50-0 kPa
- 100-0 kPa
- 150-0 kPa
- 200-0 kPa

Les données liées aux phases de déchargement sont normalisées en suivant le même protocole que les données de chargement, Figure 4-12.

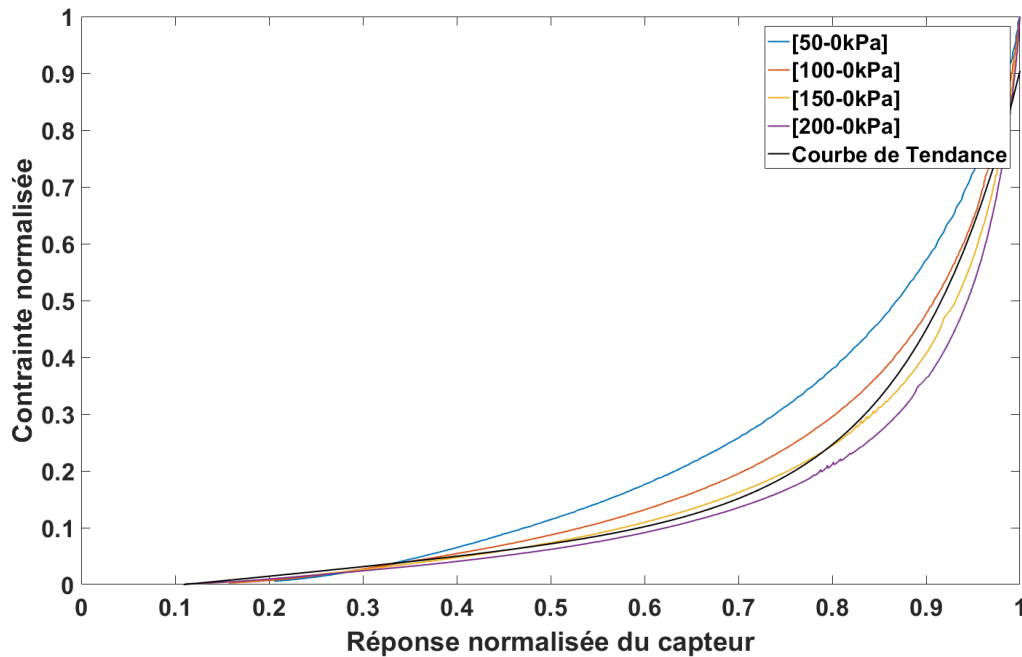


Figure 4-12 Réponse normalisée du capteur lors des phases de déchargement

Le comportement durant ces phases est très fortement non linéaire : on remarque qu'un déchargement de 50% n'engendre une diminution du signal du capteur que de 10% environ. La fonction d'étalonnage est donc choisie de manière à rendre compte de cette forte-non linéarité :

$$g_{\text{déchargement}}(V) = Y_0 + A_1 \cdot e^{(V-x_0)/t_1} + A_2 \cdot e^{(V-x_0)/t_2} \quad \text{Équation 4-30}$$

On obtient donc un jeu de 8 paramètres, $A, B, Y_0, A_1, A_2, x_0, t_1, t_2$

La valeur (arrondie) des paramètres issus du processus d'étalonnage est présentée Tableau 4-1.

Paramètre	A	B	Y_0	A_1	A_2	x_0	t_1	t_2
Capteur vertical	706.1	1.25	0.53	3.91×10^{-5}	-0.56	-0.012	2.38	0.10
Capteur horizontal	772.5	1.09	0.41	3.69×10^{-4}	-0.40	-0.037	66.25	0.13

Tableau 4-1 Paramètres d'étalonnage pour les capteurs de pression totale verticaux et horizontaux

4.8. Récapitulatif

Les données présentées au chapitre suivant auront été traitées en suivant les méthodes et outils présentés au cours de ce chapitre.

En plus des données directement mesurées, les grandeurs dérivées suivantes pourront être présentées :

- Contrainte moyenne sous la plaque de chargement
- Rotation de la plaque de la plaque de chargement
- Raideur du sol sous la plaque de chargement
- Contraintes ortho-radiale et longitudinale dans la canalisation, avec l'interpolation correspondante
- Déplacements radiaux de la canalisation
- Ovalisation de la canalisation
- Contraintes totales verticales et horizontales dans le sol

5. Résultats

Ce chapitre présente de manière détaillée les résultats obtenus lors des essais et traités à l'aide des méthodes décrites au chapitre 4. Les données sont présentées en échelle modèle, afin de rendre compte au mieux du comportement du système sol-canalisation, en s'affranchissant des problématiques d'effet d'échelle.

Dans ce chapitre, les termes « canalisation »; « conduite » ou « tube » seront utilisés de manière interchangeable afin de permettre une plus ample variété dans le phrasé. De plus, le terme « épaisseur » ne sera pas systématiquement réécrit, afin d'alléger les légendes et le texte : ainsi, l'expression « le tube de 2mm » sera à interpréter comme « le tube de 2mm d'épaisseur ».

5.1. Répétabilité et reproductibilité des essais

L'objectif des mesures de répétabilité (opérateur unique) est de s'assurer que le protocole est suffisamment robuste pour réaliser des mesures pouvant être itérées ultérieurement, et de fait, que les paramètres influant de manière conséquente le résultat des mesures sont maîtrisés. En raison du temps important de réalisation d'un essai, il n'est globalement pas possible de répéter ceux-ci un nombre de fois suffisant afin de tirer des conclusions statistiques. Ainsi, l'évaluation de la répétabilité se devra de rester qualitative.

Préalablement au démarrage de cette thèse, une campagne d'essai avait été réalisée à la demande de GRTgaz, afin de valider certaines des solutions techniques et servir de base au dimensionnement des essais subséquents. Cette campagne avait été réalisée par Dano (2018), et la méthodologie (présentée en annexe) possède un certain nombre de points communs avec le protocole mis en œuvre dans le cadre de cette thèse. Dans la mesure où ces données proviennent d'un protocole similaire, mis en œuvre par un opérateur différent, elles pourront être utilisées pour évaluer la reproductibilité des résultats.

5.1.1. Mesures dans le sol

5.1.1.1. Mise en œuvre

La répétabilité de la mise en œuvre peut être évaluée par les mesures de densité du sol réalisées par prélèvement d'un échantillon humide, conformément à la méthodologie détaillée au chapitre 3.

On note que les mesures obtenues (Tableau 5-1) sont légèrement inférieures à la masse volumique globale moyenne de la cuve (1608 kg.m^{-3} en moyenne). Cette différence s'explique vraisemblablement par le fait que i) l'ajout et le compactage de couches successives contribue à légèrement augmenter la densité des couches les plus profondes, ii) le compactage à la dame manuelle de la tranchée est moins efficace que le compactage à la plaque vibrante des couches. La mesure centrale (n°2) est systématiquement inférieure aux mesures effectuées sur les bords de la cuve (n° 1&3). Ceci s'explique par le fait que la mesure est située à l'emplacement où le chargement a été effectué : à cause du tassement, la plaque s'enfonce dans le sol, et lors de son retrait, le « trou » créé est comblé par du sable lâche.

D'un point de vue répétabilité, les mesures sont comprises entre 1565 kg.m^{-3} et 1611 kg.m^{-3} ce qui semble acceptable vis-à-vis de la méthode utilisée, tant pour le compactage que pour la mesure de densité. Cela correspond à une densité relative moyenne de 58%, proche de l'objectif de 60% fixé initialement, et correspondant de fait à un sable en étant médium-dense.

Lors de la campagne de 2018, la densité avait été évaluée à l'aide de boîtes de calibration (de volume $\sim 95 \text{ cm}^3$) placées dans le sol, et récupérée après l'essai. Une des boîtes de calibration était placée dans la couche supérieure (voir section 7-1), rapportant une valeur de 1578 kg.m^{-3} , soit une valeur tout à fait comparable à celles obtenues sur les points de mesure n°1&3.

Essai	Echantillon 1 [kg/m ³]	Echantillon 2 (centre) [kg/m ³]	Echantillon 3 [kg/m ³]
SP_2mm_v1	/	/	/
SP_2mm_v3		/	/
SP_135mm_v1	/	/	/
SP_135mm_v2	1590	1579	1576
SP_175mm_v1	1577	1548	1592
LP_2mm_1v	1600	1598	1595
LP_135mm_v1	1595	1566	1589
LP_175mm_v1	1589	1570	/
Fill_2mm_v1	1583	1574	1601
Fill_1.75mm_v1	1595	1580	1595
Fill_1.35mm_v1	1611	/	1598
SP_no_pipe_v1	1586	1568	1579
LP_no_pipe_v1	1565	1584	1565
Ecc_1.35mm_v1	1606	1563	1600
Minimum	1565	1548	1565
Maximum	1611	1598	1601
Moyenne	1591	1573	1589

Tableau 5-1 Masse volumique mesurée par carottage pour les différents essais³⁰

5.1.1.2. Réponse au chargement

La réponse du sol en termes de contrainte-déplacement de surface est présentée Figure 5-1, pour l'ensemble du chargement (initial et cycliques). La réponse du sol pour la phase initiale est légèrement plus raide lors de l'essai SP_2mm_v1 que lors de l'essai SP_2mm_v3, cela pouvant provenir d'une légère différence de compaction sous la plaque, mais les deux courbes sont néanmoins très proches. La principale différence entre ces deux essais est le nombre de cycles réalisés, à savoir 502 pour l'essai SP_2mm_v1 et 1719 pour l'essai SP_2mm_v3. Il faut cependant préciser que le tassement mesuré à 500 cycles diffère fortement entre les deux essais : il est respectivement de 6.5mm et 11.9mm. Il est vraisemblable que la légère différence de comportement initial se retrouve amplifiée au fil des cycles.

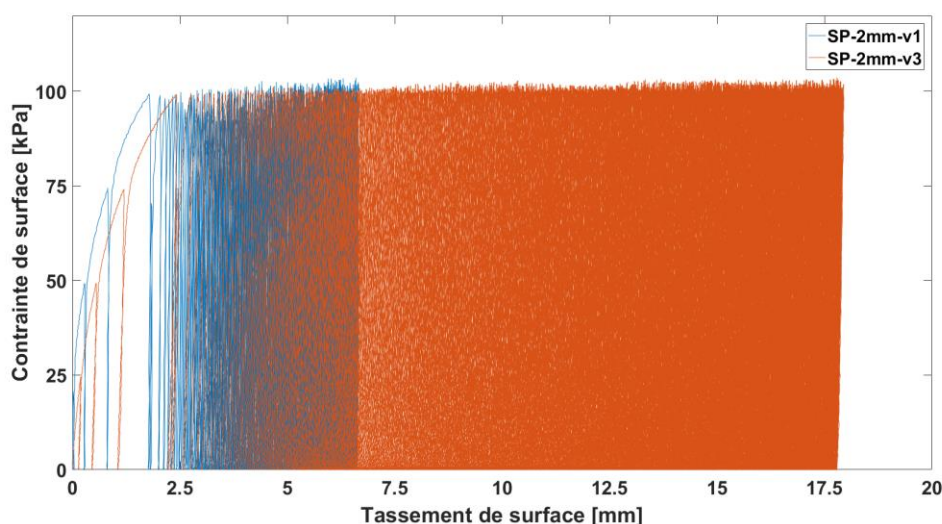


Figure 5-1 Evolution de la contrainte en fonction du tassement de surface lors des essais SP_2mm_v1 et SP_2mm_v3

³⁰ Il n'y a pas de valeurs pour les premiers essais, cette méthode supplémentaire de vérification de la masse volumique ayant été adoptée à posteriori. Les autres champs sans valeur correspondent aux échantillons qui ont été endommagés durant le processus, et n'étaient pas exploitables

La Figure 5-2 présente la comparaison entre l'essai SP_2mm_v3 et l'essai réalisé en 2018. Les schémas de chargement ne sont pas strictement les mêmes (l'essai de 2018 ne présente pas de déchargement avant que les 100kPa ne soient atteints, puis à la suite du rechargement, la contrainte n'est pas limitée, de manière à évaluer la capacité portante ultime du sol). De plus, lors de l'essai de 2018, la mesure du déplacement de surface était assurée par un unique capteur optique laser, sans possibilité d'évaluer la rotation de la plaque.

Le début du chargement (0-75 kPa) est plus raide pour l'essai de 2018, cependant, cela s'inverse sur la fin (75-100 kPa), la courbe de 2018 présentant un aplatissement plus prononcé : le palier de 100kPa est atteint pour un déplacement plus important pour l'essai de 2018 que pour l'essai SP_2mm_v3. L'essai de 2018 est ensuite réalisé jusqu'à atteindre la capacité portante ultime du sol, qui est d'environ 113kPa. Cette phase n'est pas incluse dans les essais de cette thèse, cependant, lors d'un essai préliminaire, une valeur de capacité portant ultime similaire (110 kPa) avait été obtenue.

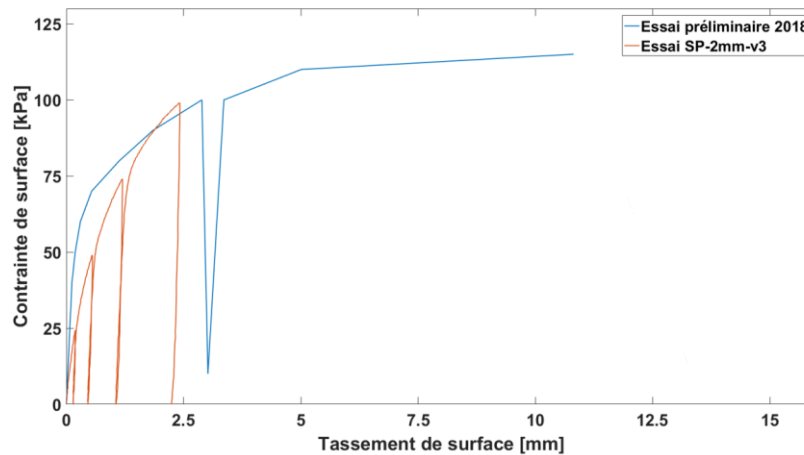


Figure 5-2 Contrainte-déplacement de surface lors de la campagne 2018 et l'essai SP_2mm_v3

5.1.1.3. Contraintes totales

La répétabilité des mesures par les capteurs de pression totale est évaluée en considérant les essais avec la conduite de 1.35mm d'épaisseur (essais SP_135mm_v1 et SP_135mm_v2), la raison étant que l'essai SP_2mm_v1 ne présente que très peu de capteurs fonctionnels, rendant la comparaison difficile. Il s'agit là d'une limitation des capteurs de pression totale utilisés, qui présentent une robustesse médiocre en raison de la configuration du montage électrique utilisée, générant des faux contacts. Les contraintes verticales et horizontales pour les essais SP_135mm_v1 et SP_135mm_v2 sont présentées Figure 5-3. On note des disparités assez conséquentes entre les deux essais, les valeurs mesurées ayant parfois des écarts supérieurs à 100%. Cependant, les tendances générales semblent se reproduire (contrainte verticale aux épaules supérieure à celle mesurée au niveau des hanches par exemple). Au vu de la fiabilité globale des capteurs, et des écarts d'un essai à l'autre, deux essais semblent insuffisants pour réellement conclure sur le caractère répétable de la mesure. Les analyses qui seront faites sur les données des capteurs de pression devront donc demeurer qualitatives.

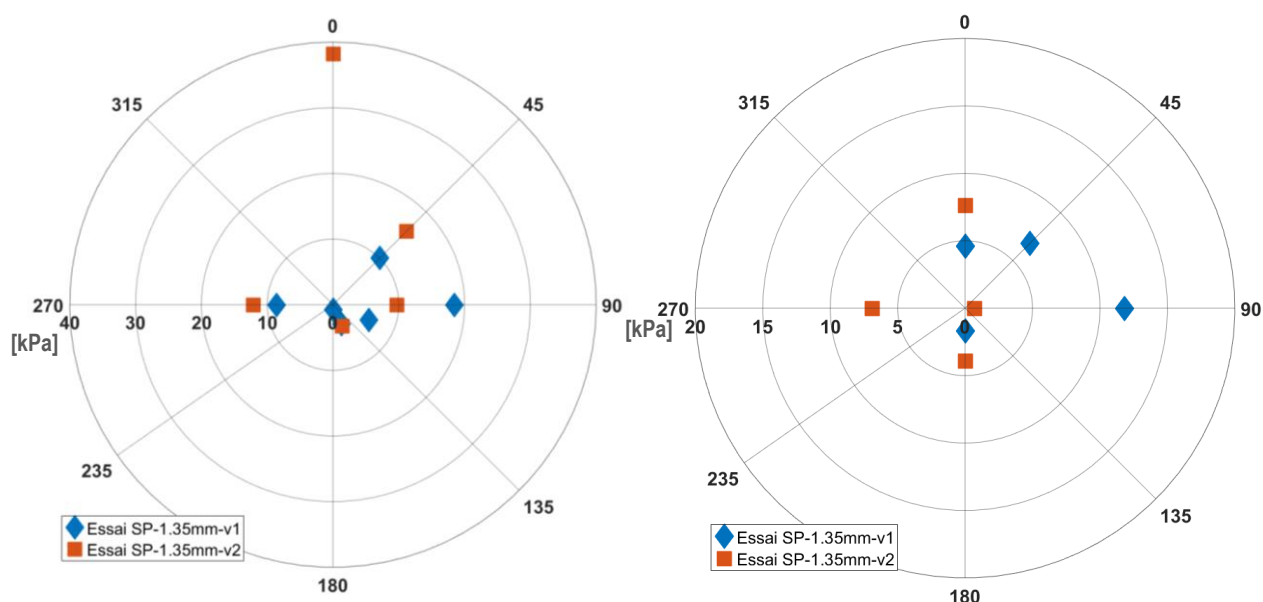


Figure 5-3 Contrainte totale verticale (gauche) et horizontale (droite) en kPa pour une contrainte de surface de 100kPa, essais SP_1.35mm_v1 et SP_1.35mm_v2

5.1.2. Mesures au niveau de la conduite

5.1.2.1. Déformations

Les données de déformations ortho-radiales sur la fibre externe de la conduite, pour le premier chargement de surface de 100kPa (phase initiale) pour les essais SP_2mm_v1 et SP_2mm_v3 sont présentées Figure 5-4. L'écart maximum de déformations mesurées entre les deux campagnes de mesures est de l'ordre de 20% à la clef (même constat sur les données longitudinales, non présentées). On constate cependant que l'interpolation présente des écarts parfois plus importants que les mesures elles-mêmes (aux alentours de 60° par exemple). La Figure 5-5 présente les données de déformations longitudinales et ortho-radiales pour le premier chargement de 100kPa (phase initiale) de l'essai SP_2mm_v3 et de la campagne de 2018. Les écarts sont ici plus importants, notamment au niveau de la clef (0°), ces écarts pouvant s'expliquer par la mise en œuvre différente de la conduite lors de l'essai de 2018 (la couche de sable dans laquelle est la conduite n'est pas compactée directement).

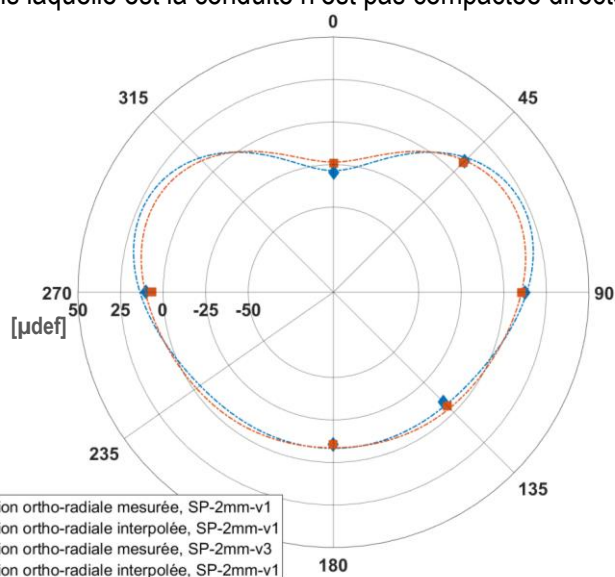


Figure 5-4 Déformations ortho-radiales pour un chargement de surface de 100kPa, essais SP_2mm_v1 et SP_2mm_v3

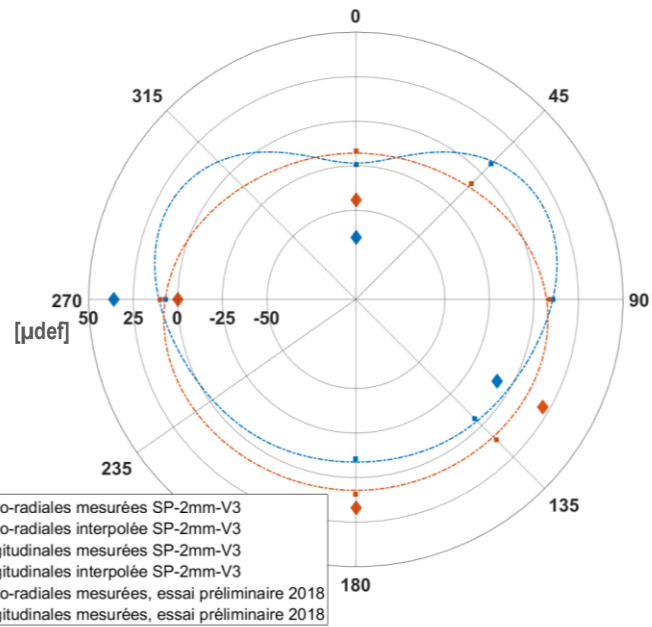


Figure 5-5 Déformations ortho-radiales et longitudinales de l'essai SP_2mm_v3 et de la campagne de 2018

5.1.2.2. Déplacements internes

Les déplacements internes mesurés lors des essais SP_2mm_v1 et SP_2mm_v3 sont présentés Figure 5-6. Le comportement mesuré lors des deux essais est tout à fait similaire, avec un léger écart sur les valeurs en fin de chargement, qui atteint environ 20% (pour le diamètre vertical).

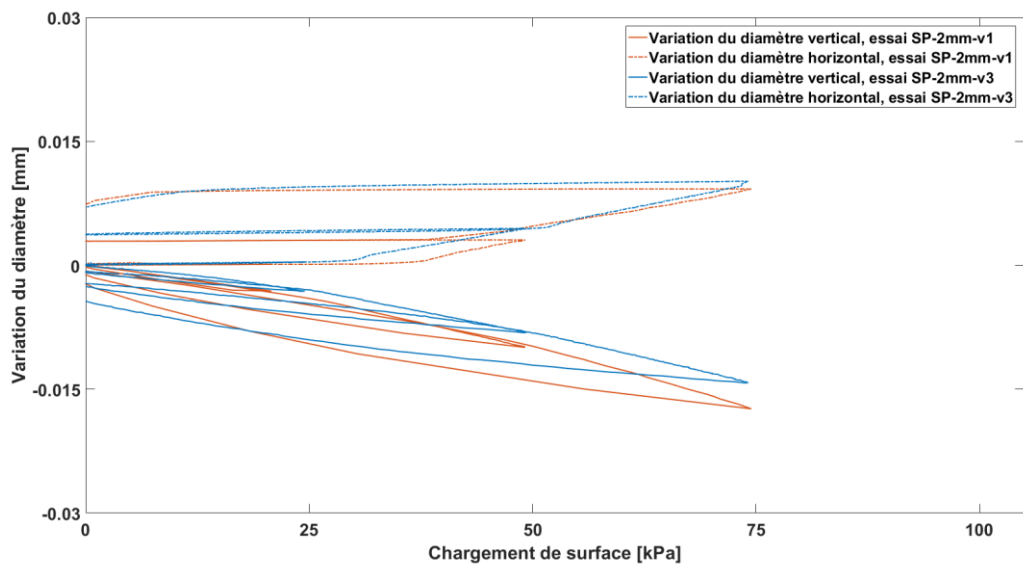


Figure 5-6 Variations des diamètres internes, essais SP_2mm_v1 et SP_2mm_v3

5.2. Réflexion sur les effets de bord

Les expérimentations ayant lieu dans une cuve d'essai de dimensions finies, il est possible que des effets de bord apparaissent. Au vu du protocole expérimental, la problématique des effets de bord se retrouve dans la diffusion du chargement de surface, qui pourrait être perturbée par les limites latérales de la cuve. Afin d'évaluer cet effet, les capteurs de pression totale (verticaux et horizontaux) ont été utilisés lors des essais sans canalisation (SP_no_pipe_v1 et LP_no_pipe_v1). Les capteurs ont été placés à une profondeur de 35cm (position équivalente au radier de la canalisation lors des essais où elle mise en œuvre), à 5cm de la paroi de la cuve, conformément au schéma présenté Figure 5-7.

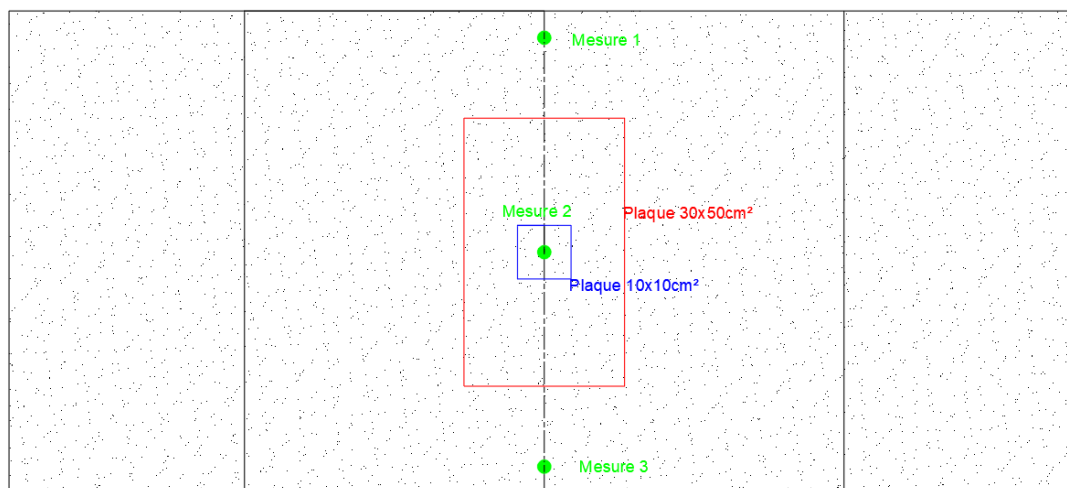


Figure 5-7 Vue de dessus de la cuve, présentant les points de mesure des contraintes totales

Les augmentations de contraintes totales maximales mesurées lors de la phase initiale pour chacun des deux types de chargement est présenté Tableau 5-2. Pour l'essai à la plaque de 10x10cm², on remarque que les contraintes aux extrémités sont nulles (les capteurs ne donnent aucune réponse, mais sont bien fonctionnels). A cet égard, il est raisonnable de dire que les essais réalisés avec cette plaque ne souffrent d'aucun effet de bord. Cependant, dans le cas de la plaque de 30x50cm², les contraintes mesurées aux extrémités ne sont pas nulles, ce qui indique que la charge n'est pas en mesure de se diffuser totalement avant d'atteindre les bords de la cuve. La diffusion étant perturbée, la charge est de fait légèrement plus concentrée qu'elle ne devrait l'être, la conséquence étant que, à priori, les sollicitations sur la canalisation seront plus importantes qu'elles ne devraient l'être sans effet de bord.

	$\Delta\sigma_{V,1}$	$\Delta\sigma_{H,1}$	$\Delta\sigma_{V,2}$	$\Delta\sigma_{H,2}$	$\Delta\sigma_{H,3}$
Plaque 10x10cm ²	Nulle	Nulle	11.7	1.8	Nulle
Plaque 30x50cm ²	3.7	8.3	42.7	11.9	4.5

Tableau 5-2 Contraintes totales [kPa] mesurées lors des essais sans canalisation

Un calcul analytique à l'aide des tables de Giroud (1973) donne une valeur de $\Delta\sigma_{V,2}$ de 14.4kPa dans le cas chargé à l'aide de la plaque 10x10cm², et $\Delta\sigma_{V,2}$ de 63.6 kPa pour le chargement sous la plaque de 30x50cm². La correspondance entre le calcul analytique et les mesures est plutôt bon dans le cas de la plaque de 10x10cm², mais bien moins dans le cas de la plaque de 30x50cm². Cela est peut-être dû aux effets de bords, bien qu'intuitivement, c'est l'inverse qui serait attendu (prévision analytique plus faible que la mesure, à cause d'une concentration de la charge liée aux bords de la cuve).

5.3. Comportement de la conduite lors du remblaiement

Le comportement de la conduite lors du remblaiement a été évalué lors d'essais dédiés, les essais de type « fill ». Les données présentées dans cette section proviennent des essais suivants :

- Fill_2mm_v1
- Fill_1.75mm_v1
- Fill_1.35mm_v1

Lors de ces essais, la conduite est posée dans la tranchée, l'acquisition commençant à cet instant. Le remblaiement s'effectue par couches successives, à partir du fond de la tranchée (niveau 0)³¹. Les valeurs de déformations et déplacements internes de la conduite sont alors enregistrées lorsque le remblaiement atteint 5cm, 7.5cm, 10cm (clef de la conduite), 25cm, puis 35cm. La Figure 5-8 présente l'évolution des déformations ortho-radiales de la conduite de 2mm lors du remblaiement. Lorsque le remblaiement est inférieur à 10cm (impliquant que la conduite n'est pas encore recouverte de sable), il y a une mise en traction à l'extrados de la clef et du radier, associée à une compression au niveau des reins : ceci est directement lié à la contrainte horizontale appliquée par le sol sur la conduite lors de cette phase. Un comportement similaire est rencontré sur les canalisations de 1.75mm et 1.35mm (voir Figure 5-9), et est particulièrement prononcé sur la conduite la plus fine (1.35mm).

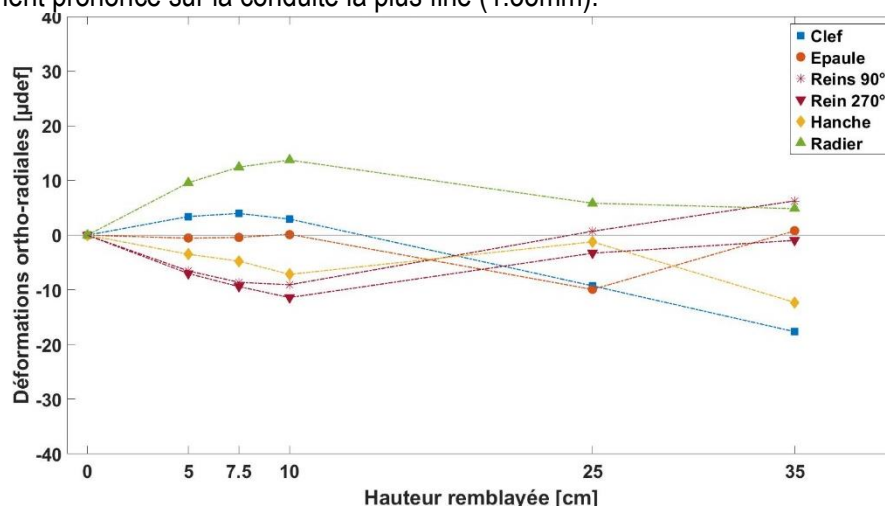


Figure 5-8 Evolution des déformations ortho-radiales lors du remblaiement, conduite de 2mm

³¹ La référence de d'altimétrie pour le remblaiement a été choisie au fond de la tranchée, afin de rendre la présentation des résultats plus aisée. La conséquence de ce choix étant que ce référentiel ne correspond pas à l'origine du repère cartésien {X, Y, Z} utilisé dans le reste du document.

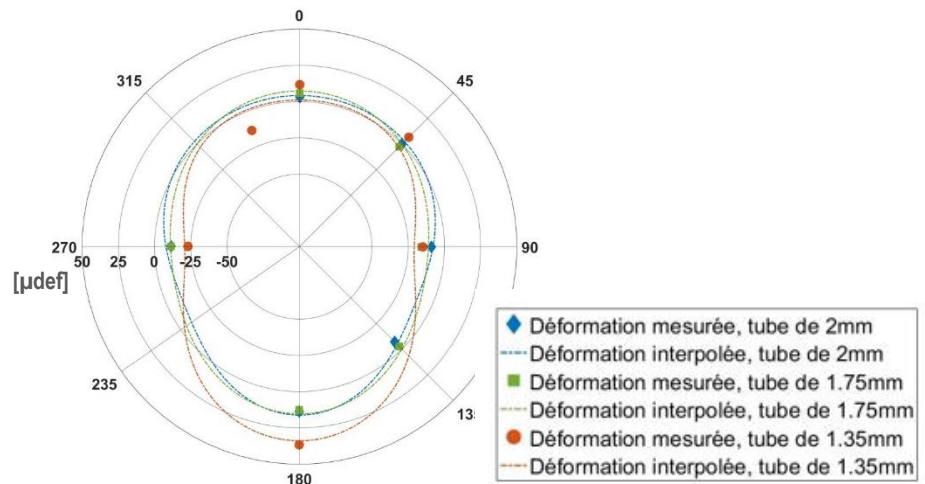


Figure 5-9 Répartition des déformations ortho-radiales (en μdef) sur les différentes conduites, pour un remblaiement de 10cm

Lorsque les 10cm sont dépassés (clef de la conduite recouverte de sable), le comportement observé change, la traction observée à la clef diminue progressivement, jusqu'à devenir de la compression, un phénomène inverse s'observant au niveau des reins, dont la sollicitation passe de compression à traction. Ce phénomène s'explique par l'ajout de sol au-dessus de la conduite, qui, si l'on fait l'hypothèse que le sol est au repos, augmente significativement la contrainte verticale appliquée sur la conduite, mais n'augmentant que dans une moindre mesure la contrainte horizontale. La conduite de 1.35mm (voir Figure 5-10) présente un comportement similaire à celui de la conduite de 2mm, avec cependant une compression bien plus importante au niveau de la clef, ainsi qu'un changement de courbure prononcé à cette orientation. La conduite de 1.75mm présente un comportement similaire à celui rencontré lors du remblaiement à 10cm (compression au niveau des reins, traction à la clef et au radier); bien que ceci soit difficile à expliquer lorsque l'on croise ces données avec l'évolution des diamètres en fonction du remblaiement (Figure 5-11). On voit sur cette figure que la conduite de 1.75mm subit une augmentation du diamètre horizontal et une diminution du diamètre vertical, comportement similaire à celui des autres conduites, et correspondant à une ovalisation de la conduite sous un chargement vertical, et l'on attendrai donc un profil de déformation similaire à celui des autres conduites...

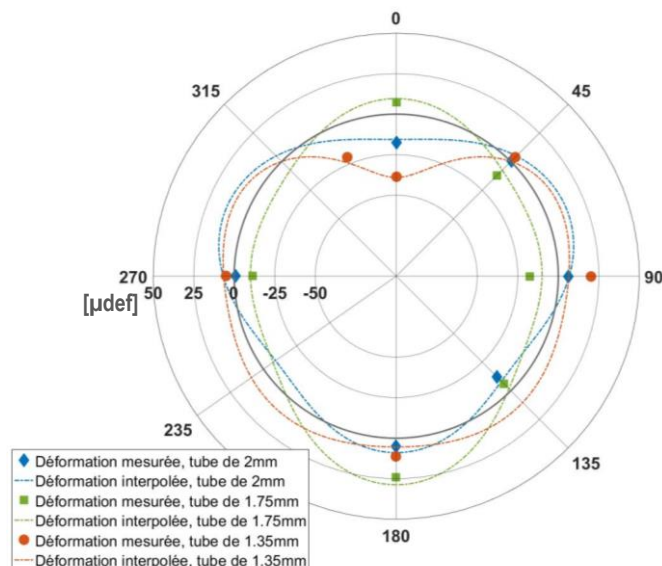


Figure 5-10 Répartition des déformations ortho-radiales (en μdef) sur les différentes conduites, pour un remblaiement de 35cm

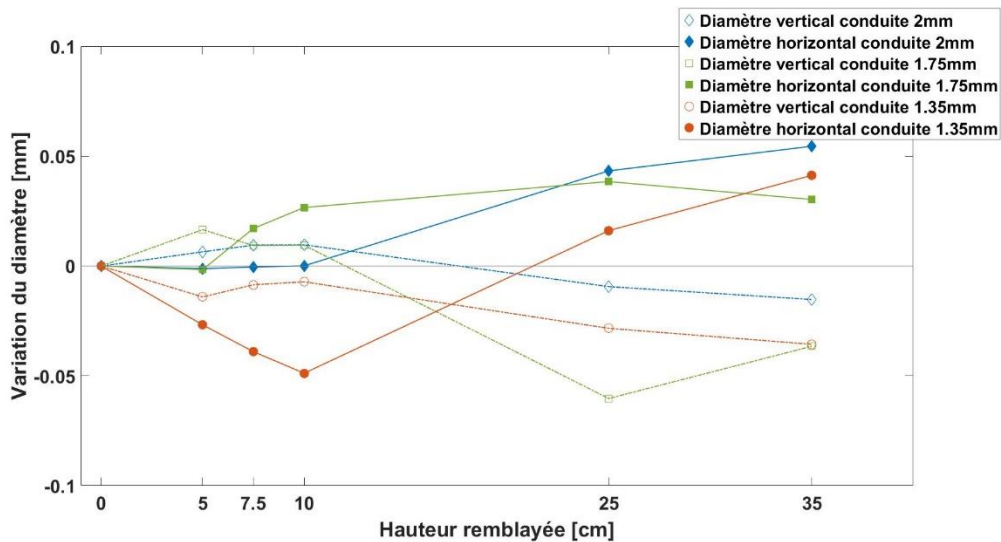


Figure 5-11 Evolution des diamètres lors du remblaiement pour les différentes conduites

L'évolution des diamètres pour des remblaiement inférieurs à 10cm (Figure 5-11) présente des variations qui semblent difficilement compatibles entre elles (par exemple, la diminution conjointe des diamètres vertical et horizontal de la canalisation de 1.35mm, et l'augmentation simultanée des diamètres de la canalisation de 1.75mm). Ces phénomènes semblent difficiles à interpréter physiquement. Une cause possible tient au fait que ces capteurs, de par leur conception, ne sont que peu adaptés à mesurer une augmentation du diamètre vertical : en effet, ils travaillent dans ce cas contre la gravité, et les ressorts présents dans le capteur doivent compenser le poids ajouté par la tige de mesure, les bagues de support et adaptateurs... Cependant, lorsque le remblaiement devient supérieur à 10cm, le diamètre vertical tend à diminuer, ramenant la situation dans des conditions plus appropriées pour les capteurs de déplacements internes.

Le comportement longitudinal de la canalisation de 2mm au cours du remblaiement est présenté Figure 5-12. On remarque que la conduite présente une flexion longitudinale, avec mise en traction de la section supérieure (clef, épaules), et compression de la partie inférieure (radier, hanche), les reins ayant une déformation faible à nulle (et pouvant donc correspondre à l'axe neutre). Ce type de flexion correspond à un tassement différentiel entre le centre et les extrémités de la canalisation (les bords ont donc un tassement plus important que le centre). Ce comportement est à priori lié aux conditions de compaction du sol dans la tranchée avant l'installation de la conduite, qui seraient plus faibles au niveaux des bords, et est également reconstruit lors de l'essai avec la conduite de 1.35mm, mais uniquement de manière très marginale lors de l'essai avec la conduite de 1.75mm (voir Figure 5-13). Il est cependant délicat de

conclure sur le comportement global de la conduite en utilisant uniquement des mesures situées sur la section centrale.

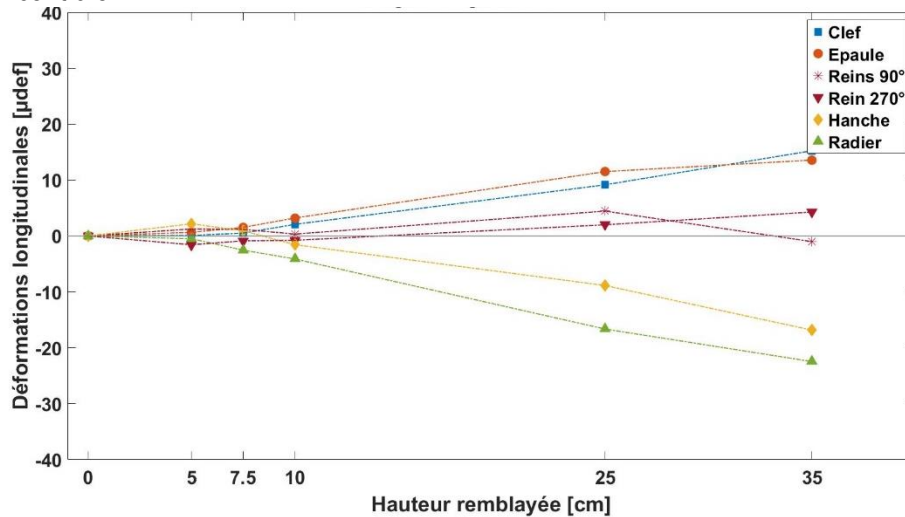


Figure 5-12 Evolution des déformations longitudinales lors du remblaiement, conduite de 2mm

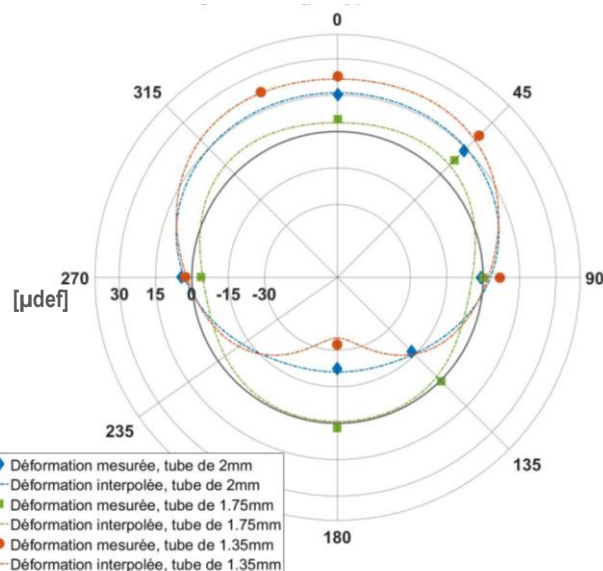


Figure 5-13 Répartition des déformations longitudinales sur les différentes conduites, pour un remblaiement de 35cm

En résumé, lors du remblaiement :

- Ortho-radialement, la conduite commence par subir une compression latérale de ses fibres externes, générant une compression au niveau des reins et de la traction au niveau de la clef et du radier. Lorsque le niveau de remblai dépasse la clef de la conduite, le phénomène s'inverse graduellement, afin d'arriver à un état de compression à la clef, et de traction au niveau des reins,
- Longitudinalement, de la flexion peut apparaitre (clef tendue, radier comprimé), liée à un tassement différentiel entre le centre et les bords de la cuve, ce phénomène s'amplifiant au cours du remblaiement.

5.4. Essai sous chargement à la plaque 10x10cm²

Sauf indication contraire, la mention « pour un chargement de 100kPa » indique que l'on s'intéresse à la première fois que la contrainte atteint 100kPa. Cet état de chargement correspond au cycle « 0 », tel que présenté Figure 3-10. Les valeurs de 100kPa atteintes lors de la phase cyclique seront référées à l'aide de leur numéro de cycle.

L'ensemble des valeurs mesurées a été réinitialisé avant le début du chargement, ce qui implique que les variations indiquées sont uniquement dues au chargement de surface. Il n'inclue pas l'effet du compactage et le poids du sol entourant la canalisation, qui a été présenté indépendamment dans la section précédente.

Les données proviennent des essais suivants :

- SP_2mm_v3, pour le tube de 2mm
- SP_1.75mm_v1, pour le tube de 1.75mm
- SP_1.35mm_v2, pour le tube de 1.35mm
- SP_no_pipe_v1 pour l'essai sans tube

5.4.1. Contrainte et tassement en surface

5.4.1.1. Phase initiale

Le déplacement vertical de surface correspond à l'enfoncement de la plaque de chargement dans le sol, sous l'action du vérin, et sera également appelé tassement par la suite. La valeur du tassement dépend à priori de la nature du sol, mais également de son état (degré de compaction), et éventuellement, des structures enterrées (présence ou absence d'un tube plus ou moins rigide dans notre cas). La plaque de chargement étant reliée au vérin par une rotule et le déplacement mesuré en chaque coin, le tassement différentiel de la plaque est possible (signifiant une rotation) Le placement des LVDT est tel que présenté Figure 3-12.

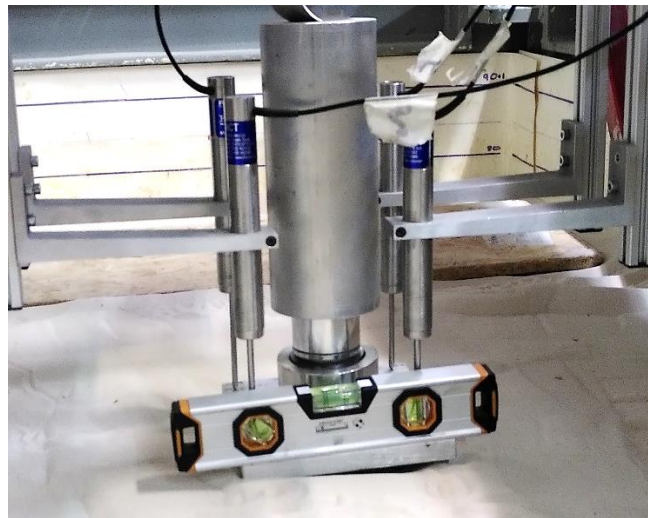


Figure 5-14 Exemple de tassement avec rotation de la plaque, en fin d'essai à la plaque 10x10cm²

La Figure 5-14 présente un exemple extrême de tassement avec rotation de l'ordre de 7.5° de la plaque de chargement (le niveau est posé sur la collerette de mesure, la plaque de chargement est située en dessous). Ce cliché est à comparer avec celui de la Figure 3-12. Ce tassement a été atteint à la fin de la phase cyclique, pour un grand nombre de cycles. Le déplacement, de même que la rotation, sont bien plus faibles à la fin de la phase initiale. La Figure 5-15 présente les courbes de tassement-contrainte lors de l'essai sur la conduite de 2mm, pour les 4 LVDTs. On note que les valeurs des LVDTs sont inégales sur les différents points de mesure, ce qui traduit bien une rotation de la plaque de chargement (et donc

un tassement différentiel entre les coins). La Figure 5-16 présente l'évolution de la rotation en fonction de la charge appliquée, pour les différents essais. On note que cette rotation augmente graduellement au fil du chargement, ce qui est logique car les défauts (moindre compaction, excentricité) restent présents tout au long de l'essai. Les valeurs de rotation atteintes restent constantes lors des phases de déchargement, la rotation n'évoluant que lors du chargement. Il est à noter que les valeurs atteintes restent globalement faibles ($< 1^\circ$), mais augmentent quand la rigidité du tube diminue, et sont globalement plus importantes dans la direction parallèle à la conduite (axe Z). Cela peut s'expliquer par le fait que dans le cas où la plaque n'est pas parfaitement alignée et centrée sur la conduite, un décalage dans le sens longitudinal sera transparent vis-à-vis de la rotation sur l'axe perpendiculaire à la conduite, alors qu'un léger excentrement de la charge induira potentiellement plus de rotation.

Pour la suite de l'étude de la phase dite « initiale », les courbes contrainte-déplacement qui seront présentées correspondront à la moyenne des 4 valeurs de tassement.

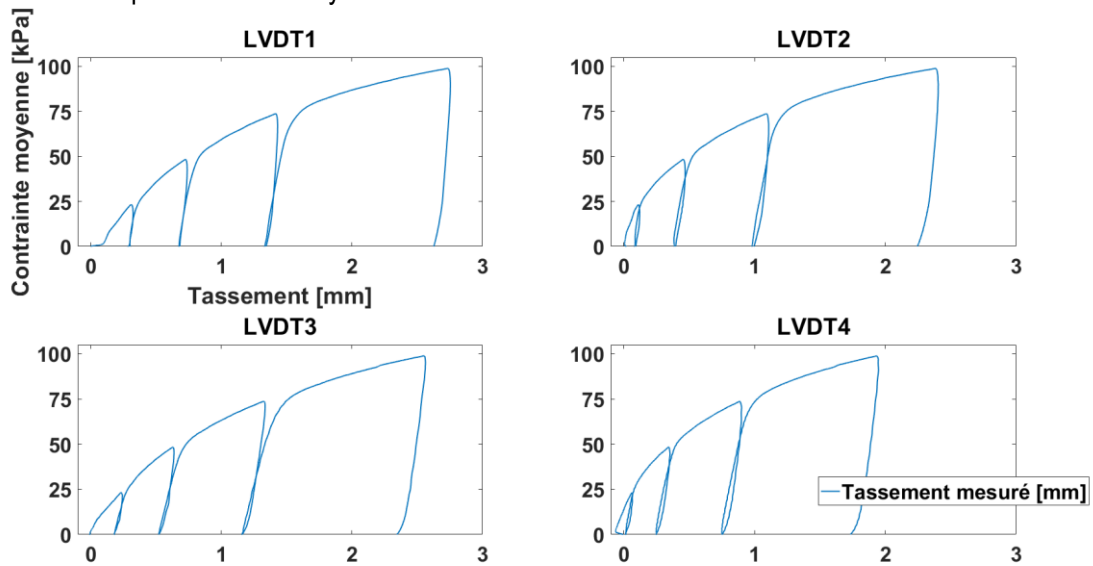


Figure 5-15 Contrainte-tassement pour l'essai avec la conduite de 2mm, phase initiale

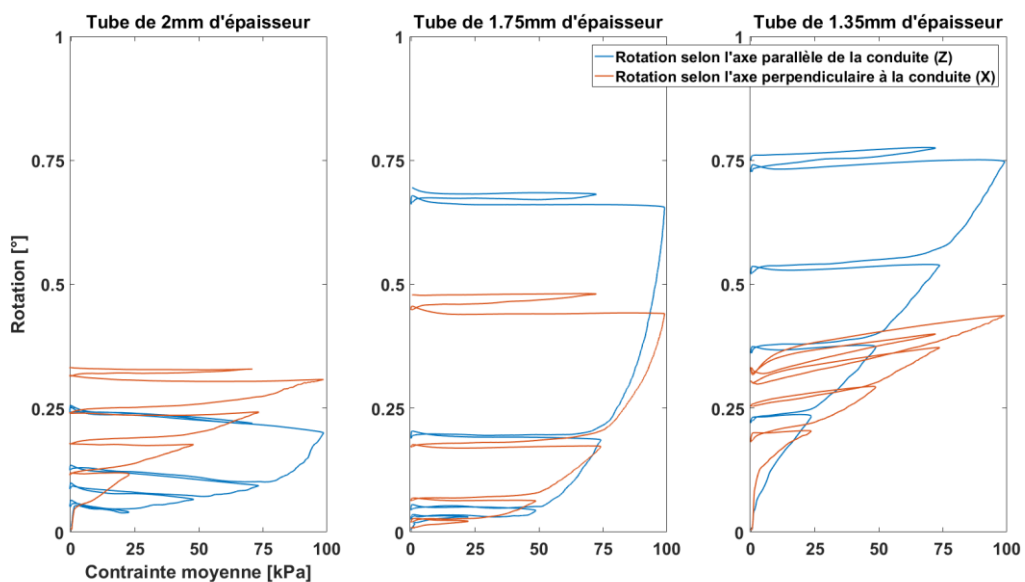


Figure 5-16 Evolution de la rotation en fonction du chargement appliqué pour les différents essais, plaque 10x10cm²

Les courbes contrainte-déplacement issues des différents essais sont représentées Figure 5-17. On remarque que la réponse la plus raide pour un chargement de 100kPa (donc provoquant le moins de

tassement) est celle de l'essai avec le tube de 2mm d'épaisseur, le tassement moyen maximal étant d'environ 2.5mm.

L'essai avec un tube de 1.35mm d'épaisseur a enregistré un déplacement plus élevé, atteignant 3.5mm environ ; alors que l'essai sans tube n'a pas été en mesure d'atteindre la cible des 100kPa, atteignant l'état stabilisé aux alentours de 94kPa de chargement de surface (le chargement a été ensuite manuellement interrompu, avant de continuer avec le chargement de 75kPa). Cette observation amène à penser que la présence d'un tube, ainsi que sa raideur, influent sur le comportement du sol en surface, en cela que le tube agit comme un diffuseur de contrainte, (renfort) et diminue les tassements. La capacité portante du sol est également affectée, en cela que l'essai sans tube présente une capacité portante ultime inférieure à celle des essais avec tube. Il est cependant possible que, si la canalisation était enterrée plus profondément (en dehors des lignes de rupture), il n'y aura pas d'impact de la canalisation sur le comportement du sol face au chargement.

Le comportement observé lors de l'essai avec la conduite de 1.75mm d'épaisseur est assez différent, en cela que la raideur initiale est plus élevée : les paliers de 25kPa et 50kPa sont atteints pour des valeurs de tassement inférieures à celle de tous les autres essais. Cela est possiblement à relier au fait que la rotation de la plaque de chargement au début de cet essai est très faible, engendrant une sollicitation plus uniforme, et donc la mobilisation d'un plus grand volume de sol, impliquant une raideur plus élevée. Le palier de 75kPa est quant à lui atteint pour un tassement compris entre celui des essais avec les tubes de 2mm et 1.35mm.

Cependant, ensuite lors du palier à 100kPa, le tassement atteint environ 6mm, soit le double de celui atteint pour les essais avec les tubes de 2mm et 1.35mm d'épaisseur.

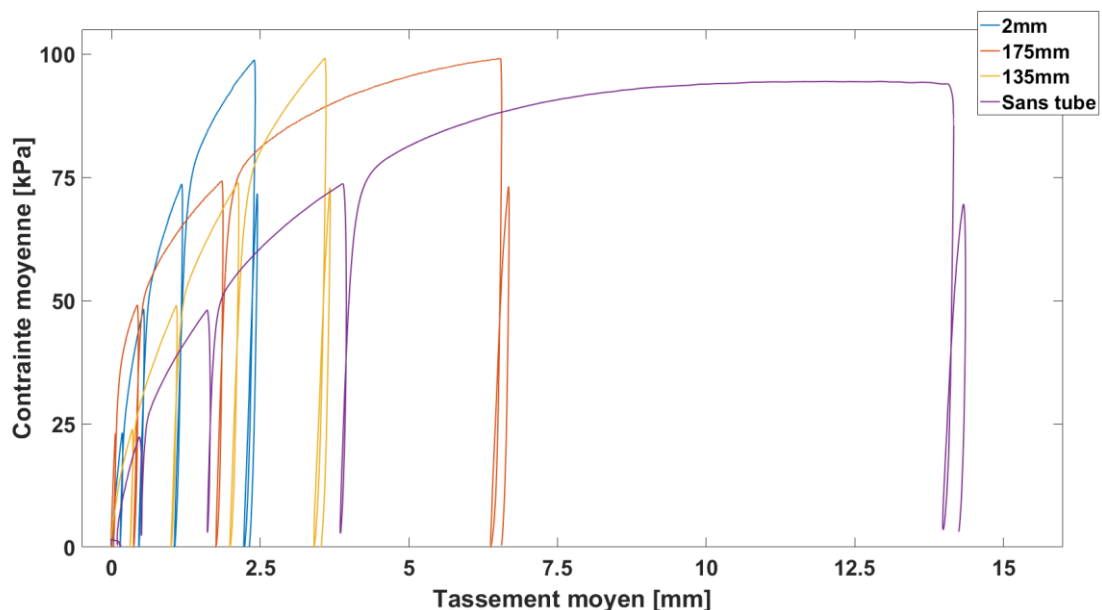


Figure 5-17 Courbe contrainte moyenne - tassement moyen pour les différents essais à la plaque 10x10cm²

Les raideurs, exprimées en kPa par mm, ont été calculées à l'aide de la méthode décrite au chapitre 4 et correspondent à la pente (tangente) des courbes contrainte moyenne sous la plaque-tassement moyen. Elles sont présentées sur la Figure 5-18, à droite, pour l'essai avec le tube de 2mm. Les graphes de gauche de la Figure 5-18 reprennent les données de contrainte moyenne et de déplacement moyen présentés précédemment, mais en séparant les phases de chargement et de déchargement.

Si l'on s'intéresse aux chargements, il faudra distinguer deux phases : les chargements primaires (OCR =1) et les rechargements (lorsque l'OCR > 1). Le massif est considéré comme vierge de tout chargement au début de l'application de la contrainte de surface.

Pour le chargement primaire, la raideur est maximale au début du chargement (~200kPa/mm), puis diminue rapidement de manière non linéaire, avec l'augmentation de la contrainte moyenne de surface lors des phases suivantes. La raideur tend vers 0, ce qui traduit effectivement l'aplatissement de la courbe contrainte-déplacement, ainsi que le fait que l'on s'approche de la capacité portante ultime du sol, que

des essais préliminaires ont montré étant égale à environ 110kPa avec un tube de 2mm. Ce comportement traduit le développement de plasticité dans le massif de sol, et ce dès le début du chargement.

Les raideurs lors des rechargements sont plus élevées que les raideurs lors du chargement initial, et sont initialement comprises entre 400 et 600 kPa/mm, cette augmentation s'expliquant par la densification du massif sous la plaque de chargement. Ces dernières sont relativement constantes au début du rechargement, avant de diminuer pour tendre vers la raideur de chargement primaire.

La raideur de rechargement pour le deuxième palier 0-75kPa (courbe verte) est similaire à la phase de rechargement précédente (0-50kPa), ne présentant qu'une légère diminution de la raideur lors de l'augmentation de la contrainte, aux alentours de 400kPa/mm.

Les raideurs en déchargement sont plus élevées que les raideurs de chargement/rechargement, la raideur diminuant linéairement avec le déchargement, avec des valeurs proches pour les différents palier, convergent vers 250kPa/mm.

Les comportements décrits ci-dessus pour la conduite de 2mm sont globalement similaires pour les conduites de 1.75mm et 1.35mm, les raideurs étant cependant légèrement plus faibles pour ces essais. Les raideurs issues de l'essai sans tube sont présentées en Figure 5-19. On remarque que les raideurs en chargement et en rechargement sont plus faibles que sur les essais avec conduites (respectivement <100kPa et <400kPa). Les raideurs de chargement diminuent également de manière linéaire avec l'augmentation du chargement.

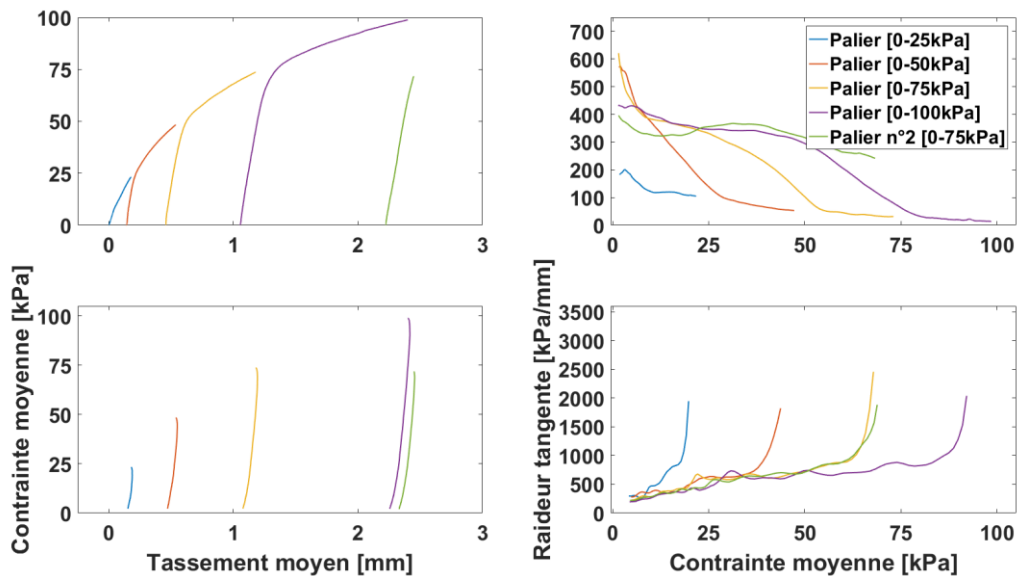


Figure 5-18 Courbe contrainte moyenne/déplacement moyen (gauche) et évolution des raideurs en fonction du chargement appliqué (droite) pour l'essai avec le tube de 2mm, en chargement (haut) et en déchargement (bas), plaque 10x10cm²

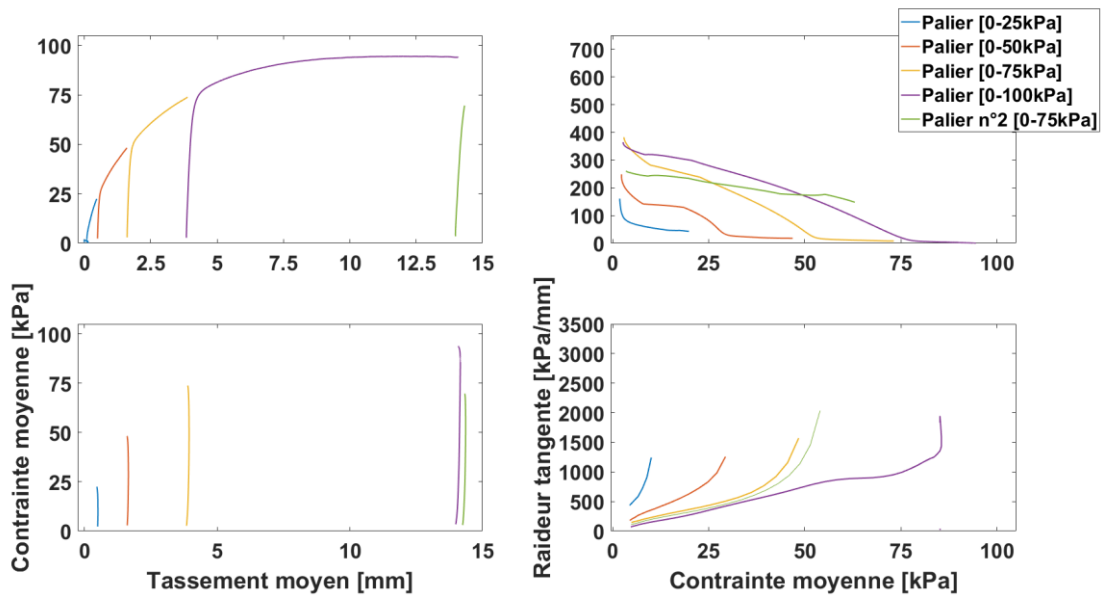


Figure 5-19 Courbe contrainte moyenne/déplacement moyen (gauche) et évolution des raideurs en fonction du chargement appliqué (droite) pour l'essai sans tube, en chargement (haut) et en déchargement (bas), plaque 10x10cm²

5.4.1.2. Phase cyclique

L'évolution du tassement moyen au cours de la phase dite « cyclique » est présentée Figure 5-20, pour les différents essais. Les valeurs de chaque cycle proviennent de la fin du chargement, où la valeur de contrainte moyenne en surface est de 100kPa³². Le tassement moyen augmente graduellement au cours des cycles, pour tous les essais, et ne tend pas à se stabiliser. Les différences entre les essais se situent principalement au niveau des valeurs initiales (à l'issue de la phase initiale), les écarts de tassement n'évoluant que très peu au fil des cycles (notons cependant le croisement des courbes de la conduite de 2mm et de la conduite de 1.35mm aux alentours du 1000^{ème} cycle, à relativiser de par le faible écart initial).

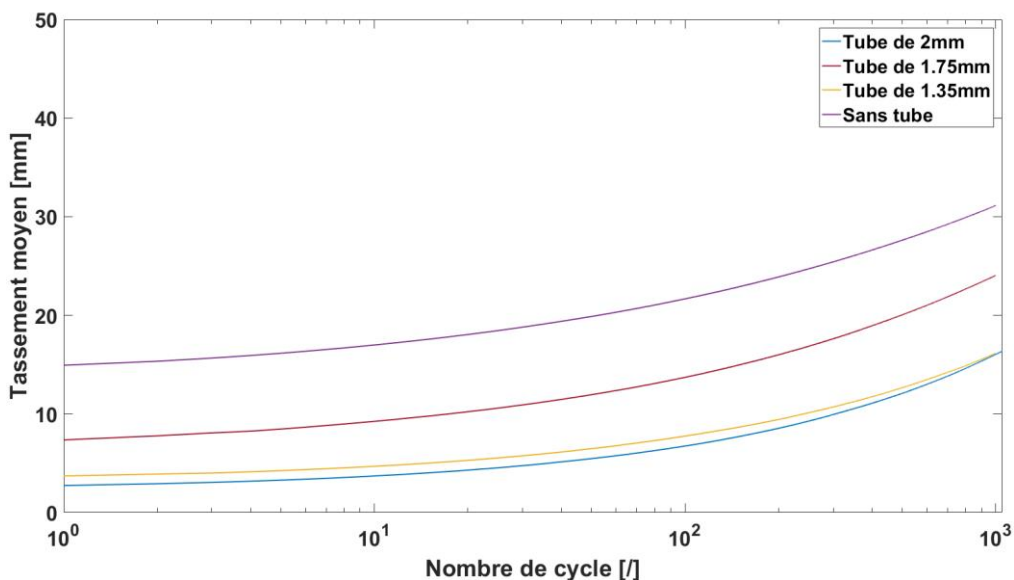


Figure 5-20 Evolution du tassement moyen de surface au cours de la phase cyclique, plaque 10x10cm²

³² Les courbes obtenues avec une contrainte de surface de 1kPa (à la fin du déchargement) sont tout à fait similaires

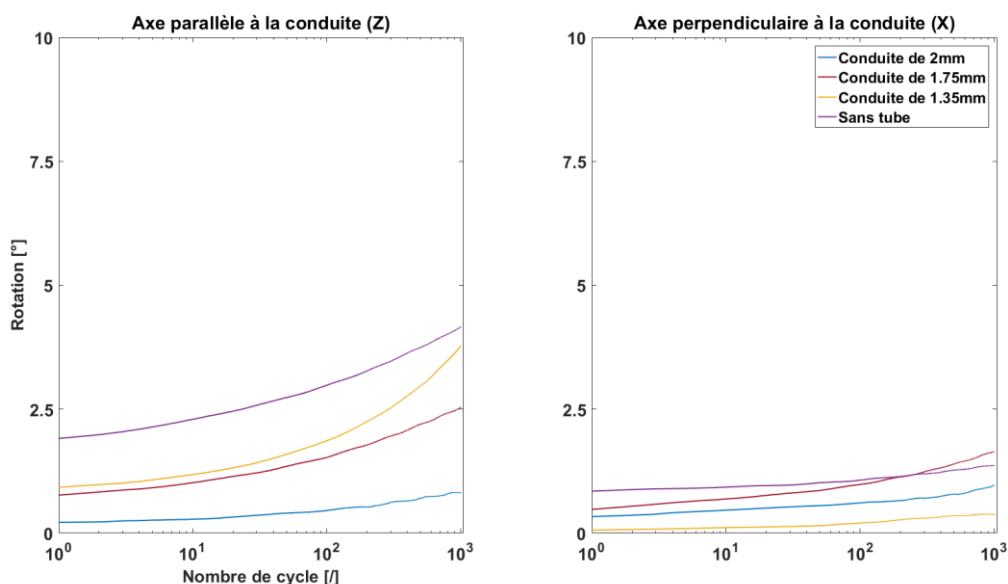


Figure 5-21 Evolution de la rotation de la plaque de chargement au cours de la phase cyclique, plaque 10x10cm²

L'évolution de la rotation de la plaque de chargement au cours de l'essai est présentée Figure 5-21. Les rotations selon l'axe parallèle (Z) à la conduite augmentent graduellement, alors que selon l'axe perpendiculaire (X), l'évolution est faible. Il est à noter que ce comportement est également observé lors des essais sans conduite, ce qui va à l'encontre de l'hypothèse selon laquelle cette différence de rotation est à imputer à la présence de la canalisation...

En résumé :

- La capacité portante du massif chargé par la plaque de 10cm×10cm est affectée par la présence de la canalisation
- La plasticité se développe dans le massif de sol,
- Un tube plus épais, donc plus raide entraîne une raideur plus importante du sol
- Les rotations de la plaque de chargement sont plus importantes parallèlement à la conduite
- Le comportement sous chargement cyclique est similaire pour les différents essais, avec peu d'influence de la présence et du type de canalisation

5.4.2. Déformations et contraintes dans la conduite

5.4.2.1. Phase initiale

Les déformations mesurées par les jauges, ainsi que leur interpolation, sont présentées en coordonnées polaires Figure 5-22, pour les différents essais.

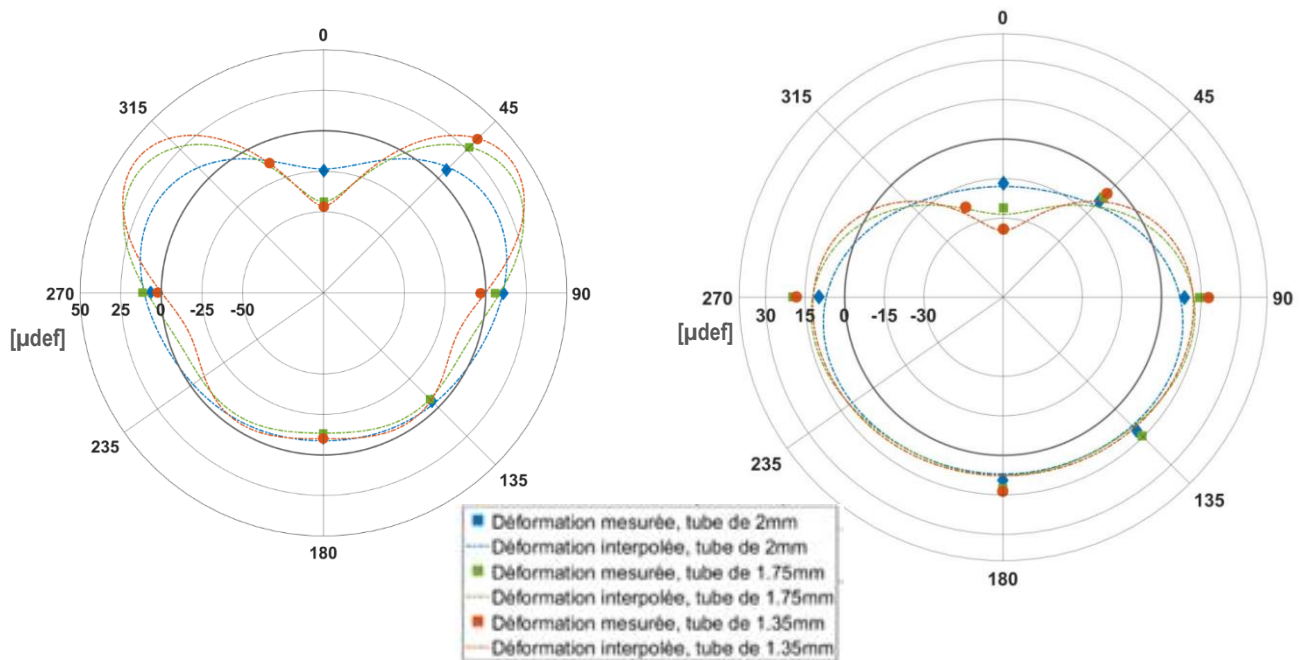


Figure 5-22 Déformations [μdef] ortho-radiales (gauche) et longitudinales (droite) pour un chargement de surface de 100kPa, plaque 10x10cm²

Concernant la conduite de 2mm, on note une compression ortho-radiale en partie supérieure et inférieure, côté extrados, couplée à une extension au niveau des flancs, laissant présager une ovalisation du tube. On remarque un changement rapide entre 0° et 45°, tant en valeur absolue qu'en terme de signe, passant de -24.4 μdef à 7.4 μdef , les autres orientations présentant des changements moins rapides, particulièrement en partie inférieure de la canalisation. Les déformations longitudinales montrent un raccourcissement en partie supérieure, ainsi qu'une extension en partie inférieure. Cette combinaison peut être interprétée par une flexion longitudinale de la canalisation, phénomène cohérent avec la nature de la charge, qui est concentrée à l'aplomb du centre de la canalisation. L'extension longitudinale sur les flancs de la canalisation peut s'expliquer en partie par l'effet « Poisson » dû aux déformations ortho-radiales. Cela n'est probablement qu'une partie de l'explication car l'ordre de grandeur entre les déformations ortho-radiales et longitudinales est le même au niveau des flancs.

Le comportement général de la conduite de 1.75mm est similaire à celui de la conduite de 2mm, c'est-à-dire de la flexion longitudinale et une compression ortho-radiale à la clef et au radier, ainsi qu'une extension au niveau des reins. Le changement de déformation rapide en partie supérieure de la canalisation est plus marqué, et les valeurs de déformations sont plus importantes, la valeur maximale (en absolu) étant atteinte à la clef (0°), et valant -43.7 μdef ; cependant l'extension au niveau des reins (90°) est plus faible que pour la conduite de 2mm.

L'essai avec la conduite de 1.35mm d'épaisseur confirme la tendance observée précédemment, avec une compression ortho-radiale encore plus significative à la clef (0°), atteignant -46.8 μdef , bien que l'augmentation soit plus modérée que lors du passage de 2mm à 1.75mm d'épaisseur. Cela s'explique en partie par le fait qu'en raison des tolérances d'usinage, l'épaisseur au niveau de la clef pour les tubes de 1.35 et 1.75mm est relativement proche (voir Figure 3-5 et Figure 3-6). Au niveau des reins (90°) la sollicitation devient de la compression, à -3.0 μdef . On remarque que la valeur maximale d'extension est atteinte au niveau des épaules (45°), valant 34 μdef . Le comportement longitudinal est similaire à celui des autres essais, à l'exception de la clef, où l'on remarque une compression significative (-34 μdef), très

localisée. Ce comportement est à dissocier du comportement de flexion globale de la canalisation, il s'agit à priori d'une flexion localisée de la paroi de la clef, liée au caractère ponctuel du chargement de surface. Pour les essais avec les conduites de 1.75 mm et 1.35mm, on remarque la présence d'une ondulation entre 90° et 135° sur les données interpolées. Cette ondulation est purement due à la nature des fonctions utilisées (cosinus), et n'est vraisemblablement pas un phénomène physique. La formulation de la fonction d'interpolation a fait l'objet de nombreux essais, et la forme utilisée pour ces calculs est la plus satisfaisante à ce jour.

On soulignera également la légère dissymétrie par rapport à l'axe vertical dans les mesures, avec de légères différences dans les mesures des jauges situées aux reins. Cette absence de symétrie peut s'expliquer par plusieurs facteurs, incluant la rotation de la plaque de chargement, elle-même due à des défauts de compaction, de centrage de la plaque sur la conduite, la dissymétrie géométrique des conduites... L'interpolation présentée considère que les déformations sont symétriques, et cette hypothèse sera utilisée plus après pour le calcul des déplacements radiaux.

L'évolution des déformations en fonction de la rigidité annulaire relative (équivalente à la raideur de l'anneau, normalisée par la rigidité annulaire de la conduite de 2mm d'épaisseur³³) est présentée en Figure 5-23 et confirme les observations émises précédemment.

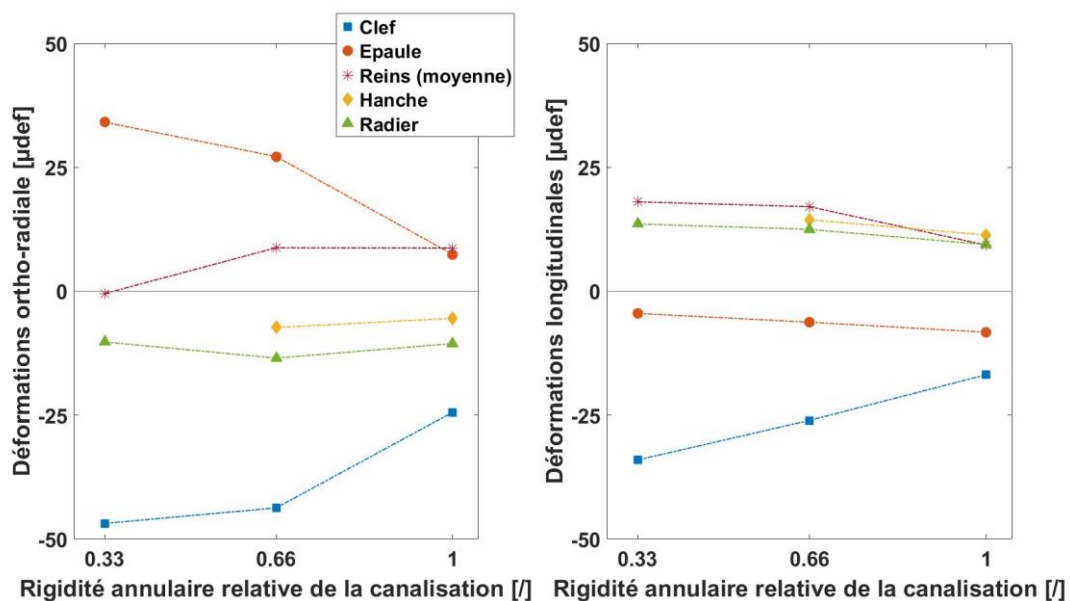


Figure 5-23 Evolution des déformations en fonction de la rigidité annulaire relative, chargement de 100kPa, plaque 10x10cm

Ortho-radialement, la rigidité annulaire influe principalement sur les déformations à la clef et aux épaules, de telle sorte qu'une diminution de la rigidité augmente (en valeur absolue) les déformations. Les reins sont moins affectés, et la variation se fait dans le sens inverse : une diminution de la rigidité annulaire diminue les déformations aux reins. Il semble que l'on observe, avec la diminution de la rigidité, un report des déformations des reins vers les épaules, qui s'expliquerait par un poinçonnement important localisé à la clef, augmentant de fait les déformations aux épaules, et « rehausse » la position de l'axe neutre (déformation nulle) des déformations ortho-radiales : celui-ci est proche des hanches (135°) pour la conduite de 2mm, aux alentours de 100° pour la conduite de 1.75mm, et vers 90° pour la conduite de 1.35mm. Cela renforce la conviction qu'il n'y a pas d'axe de symétrie horizontal pour le comportement de la conduite, et amène celle que les reins (90°) ne sont pas une localisation remarquable de la conduite. Le radier et les hanches sont globalement non affectés par la diminution de la rigidité.

Longitudinalement, les variations en fonction de la rigidité annulaire sont bien plus faibles, ce qui est logique : la rigidité longitudinale est moins affectée par une variation de l'épaisseur (une variation de diamètre serait plus impactante). La seule exception demeure la clef, où la déformation longitudinale varie

³³ Ainsi, 0.66 correspond à la conduite de 1.75mm, et 0.33 à la conduite de 1.35mm

notablement (et même linéairement) avec la rigidité annulaire : l'explication privilégiée étant l'apparition de flexion de la paroi de la canalisation localisée à la clef.

L'analyse de la distribution des contraintes est logiquement proche de celle faite concernant les déformations, aussi la distribution des contraintes (longitudinales et ortho-radiales) agissant dans la conduite (au niveau de sa fibre externe) ne sera pas présentée. La Figure 5-24 présente une synthèse des contraintes en fonction de la rigidité annulaire relative. On note tout d'abord que la contrainte maximale atteinte est une contrainte de compression ortho-radiale à la clef de la conduite, et ce pour tous les essais. La valeur maximale est atteinte pour la conduite de 1.35mm d'épaisseur, et vaut environ 5MPa (en valeur absolue). Cette valeur reste largement inférieure à la limite élastique de l'aluminium composant la conduite, qui est de 60MPa. La contrainte maximale de traction est atteinte au niveau des épaules pour les conduites de 1.75mm et 1.35mm d'épaisseur, et au niveau des reins pour la conduite de 2mm, pour les raisons évoquées dans la partie précédente. Les parties de la conduite les moins sollicitées sont les hanches et le radier, avec des contraintes restant inférieures à 1MPa.

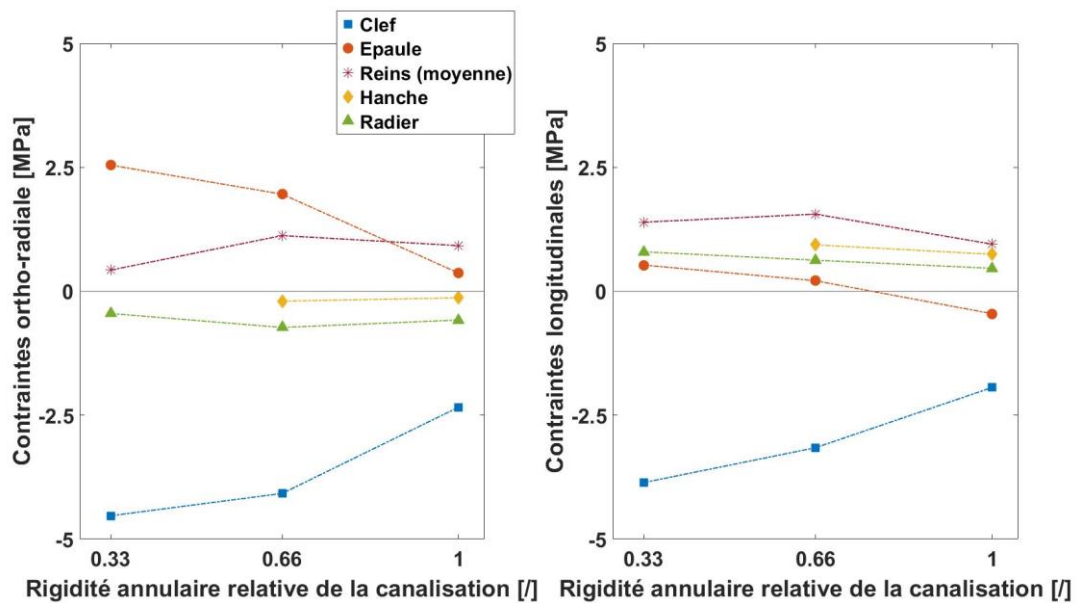


Figure 5-24 Evolution des contraintes en fonction de la rigidité annulaire relative, plaque 10x10cm²

5.4.2.2. Phase cyclique

Les données présentées pour cette partie proviennent uniquement des essais avec les conduites de 1.35mm et 2mm. Les données des jauges de déformation de l'essai avec la conduite de 1.75mm sont exclues, car elles présentent un problème d'augmentation graduelle des déformations mesurées, dans des proportions très différentes des deux autres tubes. Ce problème est vraisemblablement à attribuer à un phénomène de fluage, trouvant son origine dans l'époxy utilisée pour coller les jauges sur la conduite. La conduite de 1.75mm ayant été la dernière à être instrumentée, les produits avaient dépassé leur date de stockage après ouverture. Les données de la phase initiale sont à priori non affectées par cet effet de fluage, cependant les données de la phase cyclique sont inexploitable, la conduite de 1.75mm présentant une relaxation, non visible sur les essais avec les autres conduites (ceci est également valable pour l'essai avec la plaque 30x50cm²).

La Figure 5-25 présente l'évolution des déformations au cours des cycles, jusqu'au 1000^{ème} cycle, pour la conduite de 2mm. On remarque l'absence d'évolution, les valeurs et répartition des déformations restant identiques. Les déformations pour la conduite de 1.35mm d'épaisseur présentées Figure 5-26, montrent une évolution modérée. Ortho-radialement, la majorité de l'évolution se produit au niveau du radier, dont le niveau de compression augmente, ainsi qu'une augmentation de la dissymétrie par rapport à l'axe vertical. Longitudinalement c'est au niveau de la clef que les variations sont les plus importantes. L'ampleur des variations demeurent cependant faible. L'évolution des contraintes ortho-radiales est présentée Figure 5-27, et traduit ce qui a été présenté précédemment en déformations, à savoir une

évolution modérée des contraintes dans la canalisation de 1.35mm. A l'issue des cycles, la contrainte maximale atteint environ 5MPa, en compression au niveau de la clef, demeurant loin de la limite élastique.

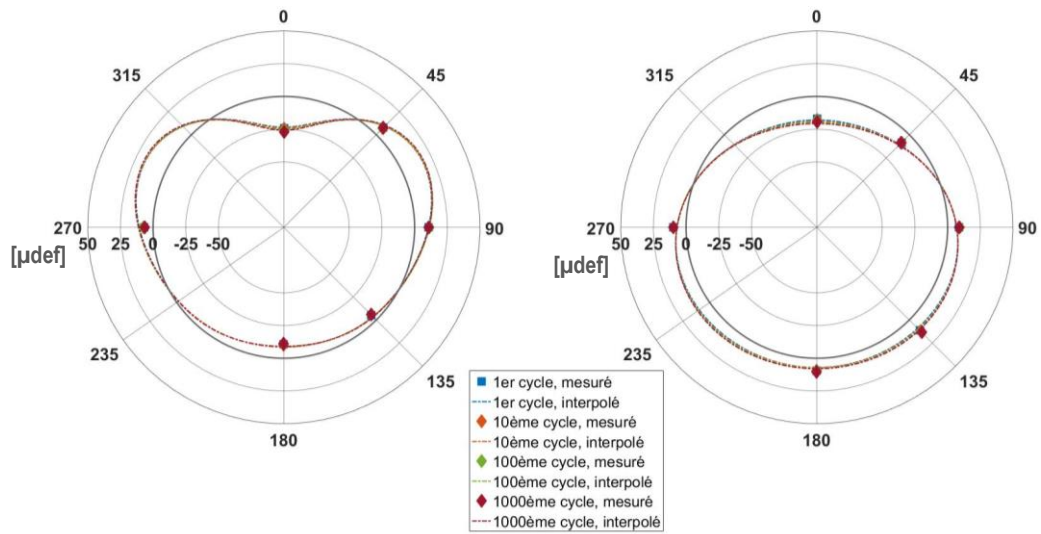


Figure 5-25 Evolution des déformations ortho-radiales (gauche) et longitudinales (droite) au fil des cycles de chargement pour la conduite de 2mm, plaque 10x10cm²

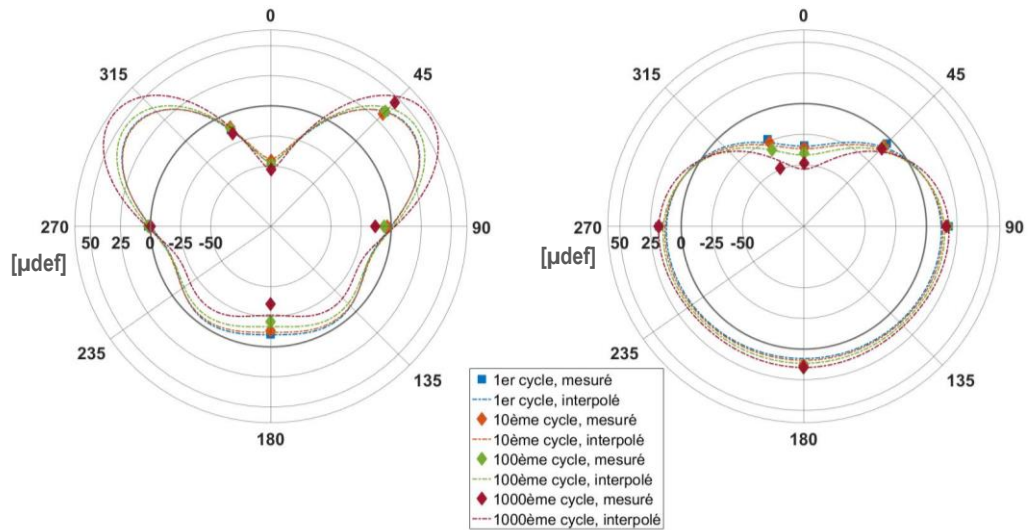


Figure 5-26 Evolution des déformations ortho-radiales (gauche) et longitudinales (droite) (en μdef) au cours des cycles de chargement pour la conduite de 1.35mm, plaque 10x10cm²

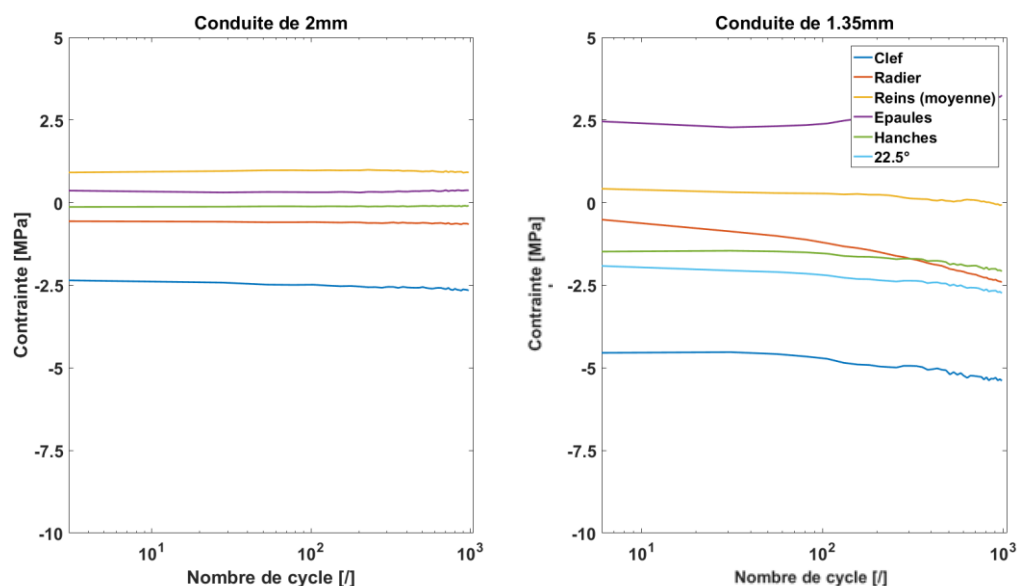


Figure 5-27 Evolution des contraintes au cours des cycles dans la conduite (fibre externe) de 2mm (gauche) et 1.35mm (droite), pour un chargement cyclique de 100kPa, plaque 10x10cm²

5.4.3. Déplacements radiaux

5.4.3.1. Phase initiale

Les déplacements radiaux de la conduite peuvent être séparés en deux catégories :

- Les déplacements ponctuels mesurés, à l'aide des capteurs de déplacement interne
- Les déplacements continus, calculés à l'aide de la méthodologie décrite plus avant (section 4.9)

Les déplacements ponctuels seront présentés en premier, car leur obtention est directe. La Figure 5-28 présente les variations de diamètre mesurées pour les différents essais, en fonction de la contrainte moyenne appliquée en surface.

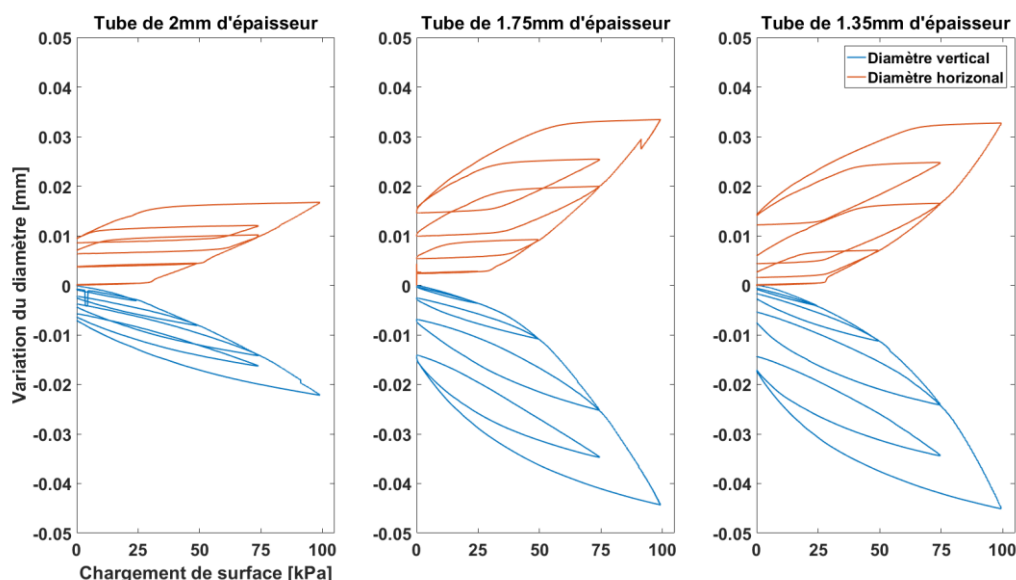


Figure 5-28 Variation des diamètres verticaux et horizontaux pour les différents essais (phase initiale, plaque 10x10cm²)

On remarque, pour tous les essais, que le diamètre vertical diminue, alors que le diamètre horizontal augmente, ce qui traduit une ovalisation du tube. Ces variations augmentent lorsque l'épaisseur de la conduite diminue, traduisant l'effet de la diminution de la rigidité annulaire de la conduite. On note également que les variations sont inégales : le diamètre vertical diminue plus que le diamètre horizontal

n'augmente : cela traduit à priori une forme déformée plus complexe qu'une simple ellipse, généralement considérée dans les modèles tels que celui du Fascicule 70 (2003). Deux hypothèses peuvent être faites pour expliquer cette différence :

- Le chargement étant relativement ponctuel, il est concentré sur le sommet de la canalisation, comportement déjà identifié lors de l'analyse des déformations
- Les déplacements horizontaux de la conduite sont restreints de par la présence du sol, ce qui limite l'augmentation du diamètre horizontal.

On note également qu'en dépit des déformations très faibles mesurées au niveau des reins pour la conduite de 1.35mm d'épaisseur, le déplacement y est plus important que pour les autres conduites.

Les déplacements restent cependant faibles, inférieurs à 0.05mm, à mettre en rapport avec le diamètre intérieur de 96mm. On remarque également que la conduite de 1.35mm présente plus de déplacements irréversibles que la conduite de 1.75mm : après le palier à 100kPa et déchargement, le déplacement résiduel vertical vaut environ - 0.02mm pour le tube de 1.35mm, contre environ - 0.015mm pour le tube de 1.75mm, en dépit d'un déplacement maximal similaire, ceci se vérifiant également pour les autres paliers. Il est à noter que les déplacements résiduels ne sont pas liés à une plastification du tube, qui reste très largement dans le domaine élastique (Figure 5-24), mais sont imputables à une plastification du sol autour de la canalisation. La Figure 5-29 (gauche) présente la valeur de déplacement radial atteinte pour les deux diamètres (vertical et horizontal) pour un chargement de 100kPa, en fonction de la rigidité relative de la canalisation. La diminution de la rigidité implique une augmentation des déplacements, et ce de manière équivalente pour les deux directions.

On remarque qu'il y a une variation conséquente dans la variation des diamètres pour le passage de la conduite de 2mm à une conduite 1.75mm, cependant, il n'y a que peu d'écart avec la conduite de 1.35mm. Ceci n'est pas conforme aux attentes (on attend à priori des variations plus importantes sur la conduite de 1.35mm par rapport à celle de 1.75mm). La Figure 5-29 (droite) substitue les données de l'essai SP_1.35mm_v2 par celle provenant de l'essai SP_1.35mm_v1, montrant ainsi une augmentation des variations de diamètres internes entre les conduites de 1.35mm et 1.75mm. La différence observée est imputable à la dispersion des mesures de déplacements internes lors des différents essais, déjà présentée en partie répétabilité.

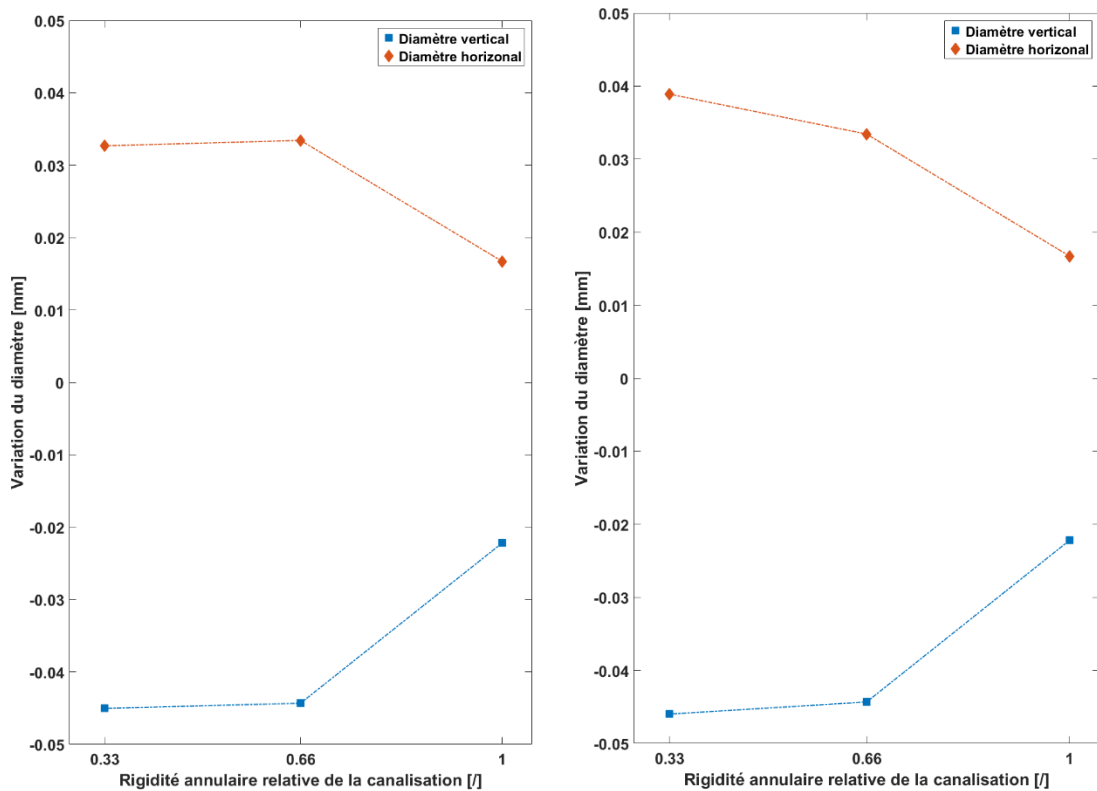


Figure 5-29 Maximum des déplacement radiaux mesurés en phase initiale, en fonction de la rigidité relative de la conduite, plaque 10x10cm². A gauche, les données de la conduite de 1.35mm proviennent de l'essai SP_1.35mm_v2, à droite de l'essai SP_1.35m_v1

Les déplacements radiaux peuvent être calculés en tous points de la conduite en utilisant la méthode décrite en section 4.5. Le résultat de ce calcul pour le premier palier de 100kPa est présenté Figure 5-30. L'erreur de calcul associée à la déformée de chaque conduite est incluse dans la légende de l'image. L'erreur calculée est comprise entre 11.6% et 22.8%, augmentant avec la réduction de raideur de la canalisation. Cette erreur est significative, mais a priori acceptable, dans la mesure où :

- La vérification s'effectue sur le diamètre vertical, alors que la condition limite utilisée pour résoudre le système est au niveau du diamètre horizontal. L'erreur est donc de 0% au niveau du diamètre horizontal, et le diamètre vertical correspondant aux points qui en sont les plus éloignés, il est raisonnable de penser que c'est le diamètre vertical qui porte la plus grande erreur relative,
- De nombreuses hypothèses sont requises pour effectuer ce calcul, certaines n'étant en pratique pas complètement vérifiées, notamment la symétrie par rapport à l'axe vertical et l'uniformité de l'épaisseur de la conduite,
- La formulation de la contrainte ortho-radiale provient de l'interpolation de données expérimentales, interpolation par nature imparfaite, qui est par la suite intégrée deux fois, un processus qui tend à magnifier les erreurs.

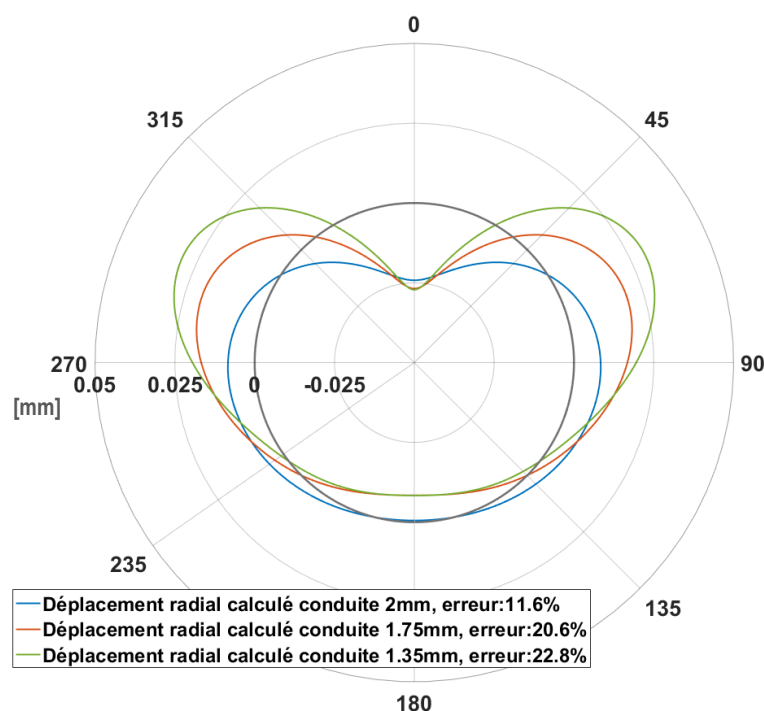


Figure 5-30 Déplacements radiaux calculés des différentes conduites [mm] pour un chargement de 100kPa, plaque 10x10cm²

Il est ainsi proposé d’analyser la forme déformée de la conduite de manière qualitative.

On remarque que la déformée ne présente pas d’axe de symétrie horizontal, avec un profil de déformations « en cœur ». Le déplacement maximal est atteint à la clef de la conduite, avec un changement rapide de courbure, avec une valeur équivalente pour les 3 conduites. On remarque une différence notable de déplacement du radier, quasiment nul pour la conduite de 2mm d’épaisseur, mais notable (et égal) pour les conduites de 1.75mm et 1.35mm d’épaisseur. Ce résultat est à prendre avec précaution, il pourrait s’agir d’un artefact lié à la méthode de calcul. En effet, en considérant la condition aux limites au niveau des reins (terme C_2), il devient difficile de discriminer, dans la variation du diamètre vertical, la part provenant du déplacement relatif clef/centre et radier/centre, cet effet étant probablement amplifié par l’hypothèse de symétrie imposée au niveau des reins, qui n’est pas forcément tout à fait vérifiée en pratique (voir Figure 5-22).

Cette déformation en forme de cœur avec concentration du déplacement à la clef est compatible avec les travaux de (Rogers, 1988), . Ce résultat est cohérent avec le mode de chargement, relativement ponctuel, et le mode de mise en œuvre, qui est de bonne qualité (compaction du sol alentour de la conduite), permettant une étreinte latérale de la conduite limitant les déplacements horizontaux.

5.4.3.2. Phase cyclique

Les déplacements mesurés par les capteurs de déplacement internes lors de la phase de chargement cyclique sont présentés Figure 5-31. Les données issues de l’essai avec la conduite de 1.75mm sont également présentées. L’analyse va dans le même sens que l’analyse faite à partir des mesures par les jauges : la conduite de 2mm ne subit quasiment aucune déformation, les valeurs maximales et minimales de déplacements restant constantes tout au long de l’essai, alors que lors de l’essai avec la conduite de 1.35mm, les valeurs atteintes augmentent légèrement, principalement sur le diamètre vertical qui diminue plus que le diamètre horizontal n’augmente. La conduite de 1.75mm d’épaisseur présente un comportement similaire à celui de la conduite de 1.35mm, l’évolution des diamètres verticaux et horizontaux étant du même ordre de grandeur. On note également que la diminution du diamètre vertical reste systématiquement supérieure à l’augmentation du diamètre horizontal, et ce même après un grand nombre de cycles.

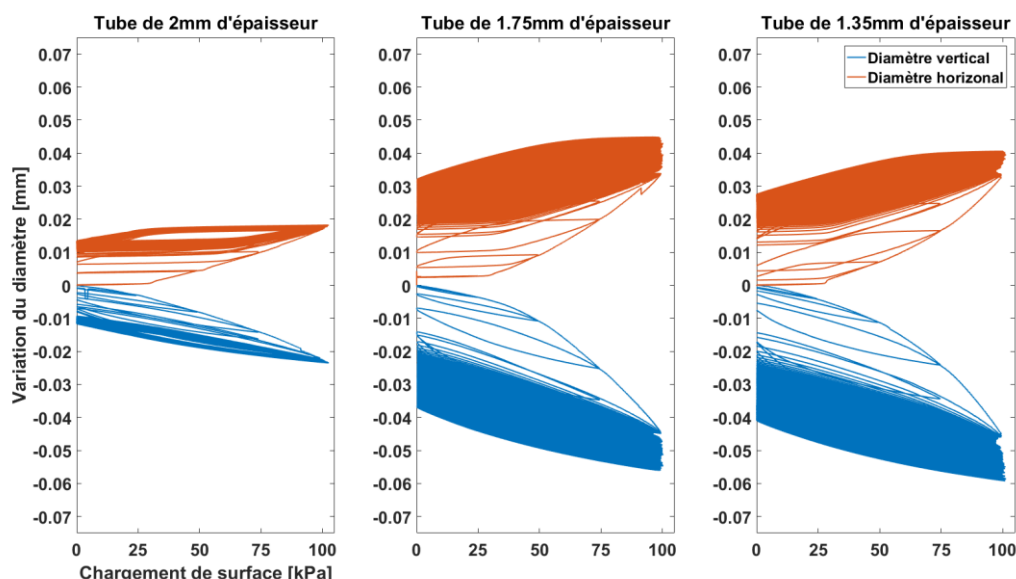


Figure 5-31 Variation des diamètres verticaux et horizontaux pour les différents essais phase cyclique, 1000 cycles, plaque 10x10cm²

L'évolution des déplacements radiaux de la canalisation en fonction des cycles est présentée Figure 5-32. On note que la conduite de 2mm ne présente aucune évolution, ce qui est conforme aux attentes, vu les résultats obtenus par les jauges de déformations. Le comportement de la conduite de 1.35mm est cependant beaucoup plus intéressant, en cela que l'allure de la déformée change sensiblement : on voit apparaître un déplacement conséquent au niveau du radier, associé à un changement de courbure plus important que celui observé à la clef. Cette observation est cohérente avec l'augmentation de la compression au radier observée Figure 5-26.

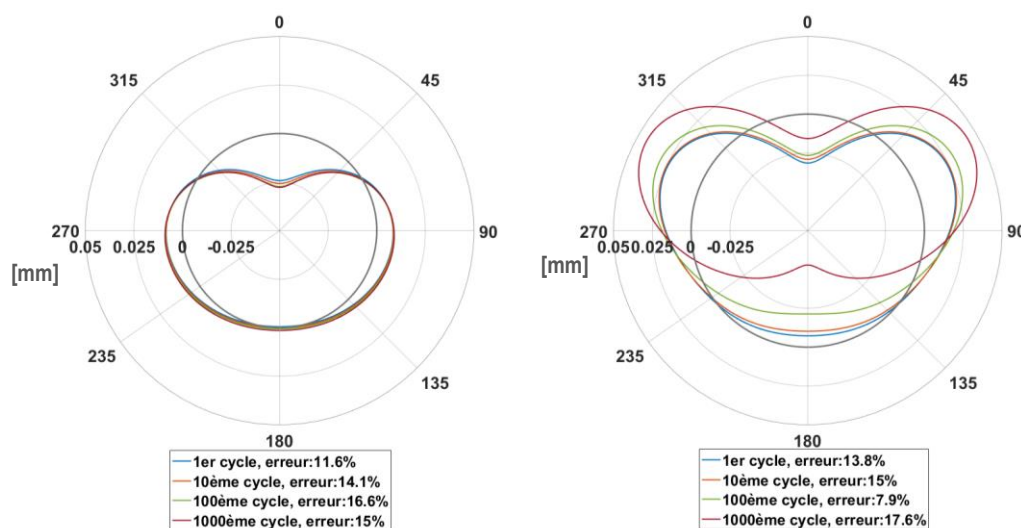


Figure 5-32 évolution des déplacements radiaux [mm] en fonction des cycles, conduite de 2mm (gauche) et conduite de 1.35mm (droite), plaque 10x10cm²

L'évolution de l'ovalisation à l'issue des phases initiale et cyclique en fonction de la rigidité annulaire est présentée Figure 5-33. La tendance suit logiquement celle observée sur l'évolution des déplacements internes, et des valeurs restant inférieures ou égales à 0.1%.

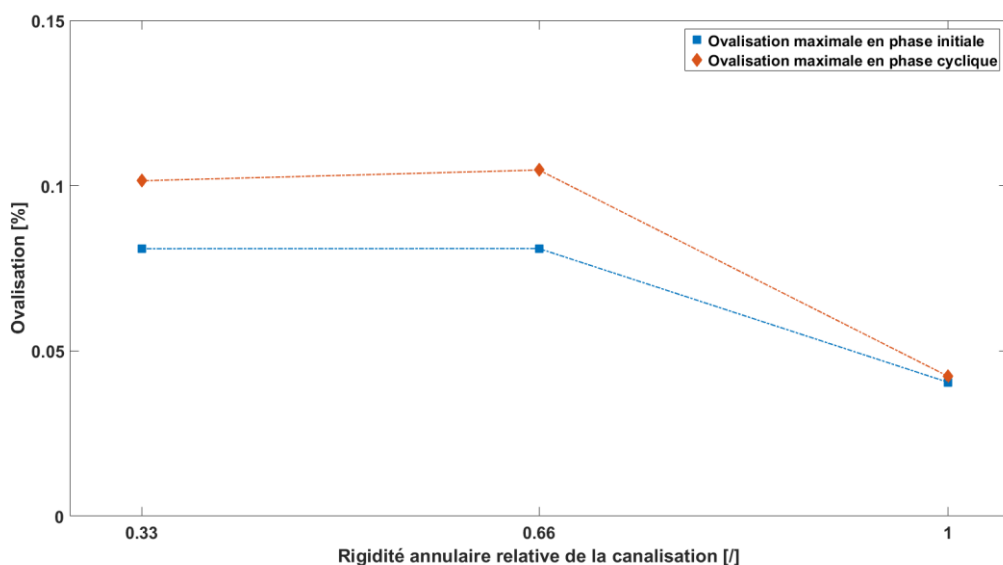


Figure 5-33 Evolution de l'ovalisation en fonction de la rigidité annulaire relative, pour un chargement de 100kPa, plaque de 10x10cm²

5.4.4. Contraintes totales

La distribution des contraintes totales mesurées dans le sol (calepinage présentée Figure 3-17) à une distance de 2.5cm de la canalisation est présentée Figure 5-34 pour les conduites de 2mm et 1.75mm ; et Figure 5-35 pour l'essai avec la conduite de 1.35mm. Les contraintes verticales les plus importantes sont rencontrées en partie haute de la canalisation (à la clef et aux épaules), et sont systématiquement bien plus faibles en partie basse (radier et hanches). Cette observation est à l'opposé de ce qui est attendu dans les modèles qui considèrent un angle de berceau (voir figure 2-7): la contrainte verticale en partie basse étant, en intensité, supérieure à la contrainte agissante au niveau en partie haute, mais est cohérente avec les mesures de Talesnick (2011), pour une canalisation enterrée dans un sol dense (voir figure 2-27). Ces mesures s'opposent à la notion d'angle de berceau, mais sont cohérentes avec les mesures de déformations réalisées sur la canalisation, qui sont principalement localisées à la clef/épaules, et très faibles au radier. Il est possible que la nature du chargement (très concentré en surface) influe sur ce résultat.

Il est également possible d'expliquer ces faibles niveaux de contrainte mesurée aux reins par le tassement de la canalisation et du sol en dessous : la surface sensible des capteurs étant une membrane déformable, la grandeur physique réellement mesurée est un déplacement (déplacement relatif de la surface de la membrane par rapport au bâti du capteur). Cela implique que si le capteur est déplacé par un tassement d'ensemble, le déplacement de la membrane sera limité, gênant de fait la mesure de la contrainte. Cependant, les capteurs utilisés par Talesnick (2011) sont solidaires de la canalisation (et mesuraient la contrainte d'interface), les immunisant face à ce phénomène, et donnent des résultats similaires aux nôtres.

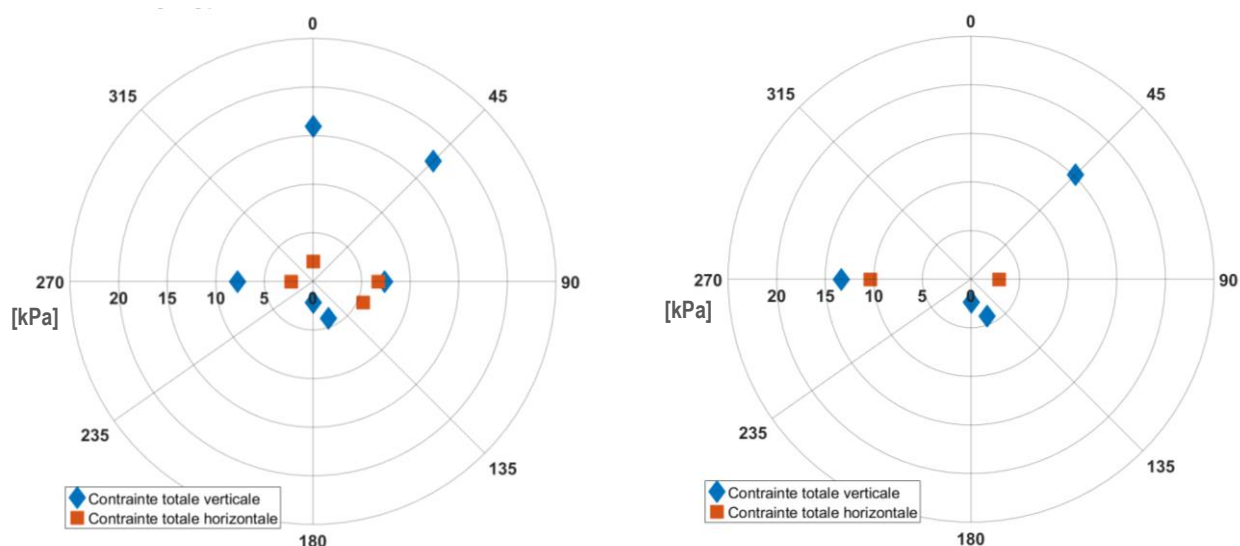


Figure 5-34 Contraintes totales (en kPa) à proximité de la canalisation pour un chargement de 100kPa, conduite de 2mm (gauche) et 1.75mm (droite), plaque 10x10cm²

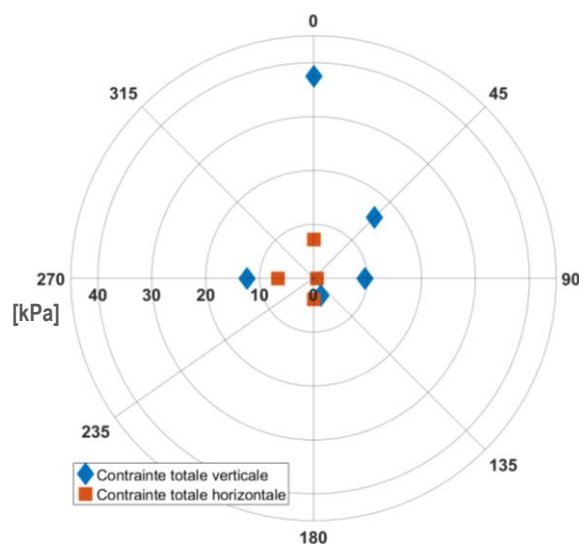


Figure 5-35 Contraintes totales (en kPa) à proximité de la canalisation de 1.35mm pour un chargement de 100kPa, essai SP_1.35mm_v2 (droite), plaque 10x10cm²

Les contraintes verticales au niveau des reins sont d'une intensité intermédiaire entre les niveaux mesurés à la clef et au radier. Leur étude sera intéressante lorsque comparée aux contraintes horizontales. Il est à noter que ces mesures présentent une symétrie assez nette.

Les contraintes horizontales aux reins ne présentent quant à elle aucune symétrie, avec systématiquement une mesure faible, et une bien plus conséquente. Cela peut s'expliquer par le fait que le chargement appliqué n'est pas complètement uniforme (rotation de la plaque de chargement, léger excentrement), ce qui amène la conduite à solliciter de manière plus importante un côté que l'autre. Cette dissymétrie n'est cependant pas explicable par les tolérances d'usinage des conduites (par exemple, la conduite de 1.75mm présente un axe de symétrie vertical en dépit des tolérances d'usinage, mais les contraintes horizontales mesurées aux reins ne sont pas symétriques). Pour la suite, lorsque les contraintes au niveau des reins de la canalisation seront considérées, il sera systématiquement choisi d'étudier le côté présentant une augmentation de contrainte horizontale (90° pour la conduite de 2mm, 270° pour les conduites de 1.75mm et 1.35mm).

Le ratio des contraintes horizontales et verticales au niveau de la clef et du rein (90°) de la canalisation de 2mm est présenté Figure 5-36. Il s'agit ici du ratio des contraintes mesurées ne prenant pas en compte

l'état de contrainte initial du sol lié au poids des terres. Le ratio des contraintes à la clef est faible, et reste constant au cours du chargement, valant 0.13 (lorsque la contrainte de surface est de 100kPa). Le ratio des contraintes aux reins présente plus de variations, valant au maximum environ 2.5 lors de la première phase (0-25kPa). Lors des chargements suivants, on remarque que le ratio atteint la valeur 1 de manière asymptotique ; avant de revenir à une valeur plus faible (proche du ratio à la clef) lors du déchargement. Une valeur de 1 signifie que, à l'exception du début de chargement, les contraintes horizontales et verticales augmentent dans des proportions similaires avec l'augmentation du chargement de surface. Des comportements similaires sont observés pour les conduites de 1.35mm et 1.75mm, lorsqu'il est possible de calculer le ratio (par exemple, il n'est pas possible de le calculer à la clef pour la conduite de 1.75mm, à cause de l'absence de capteur vertical fonctionnel).

Il est possible de calculer le ratio de contrainte absolu (qui inclus le poids des terres), cependant, cela impose de faire l'hypothèse qu'à l'issue du remblaiement, le sol peut être considéré comme « au repos » et de définir la valeur du coefficient des terres au repos, K_0 , pour estimer les contraintes horizontales. La Figure 5-37 présente l'évolution du ratio de contrainte absolu en posant l'hypothèse que $K_0 = 1 - \sin \varphi$, soit pour $\varphi = 37^\circ$, $K_0 \approx 0.4$. On trouve alors que lors du chargement, à la clef, le ratio de contrainte diminue, et converge vers la valeur obtenue lors du calcul relatif, soit environ 0.13. Cette diminution asymptotique est interprétable comme étant le fait que le sol atteint un état actif, sollicitant la conduite. Il devient alors intéressant de comparer cette valeur au coefficient $K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \approx 0.25$, tracé en gris³⁴, qui correspond à la borne inférieure du ratio de contraintes principales pour un sol purement frottant (atteinte de l'état limite inférieur dans le sol). Le ratio de contrainte calculé devient inférieur à cette valeur de K_a lorsque la contrainte de surface dépasse environ 30kPa. Il n'est à priori pas possible d'observer un ratio de contrainte inférieur à K_a . Deux explications sont envisageables :

- La comparaison avec K_a n'est pas pertinente, dans la mesure où le chemin de chargement est trop différent de celui considéré dans la définition de K_a
- L'angle de frottement considéré est trop faible
- La précision des capteurs de pression totale n'est pas suffisante pour conclure sur ce ratio

En considérant que la valeur asymptotique de 0.13 correspond bien à K_a , cela implique que l'angle de frottement vaut $\varphi = 50^\circ$. Une telle valeur est élevée, cependant il faut prendre en compte le fait que le sable est soumis à une contrainte moyenne très faible, conditions dans laquelle les angles de frottement mesurés tendent à être plus importants que ceux mesurés à des niveaux de contrainte plus élevés³⁵. Il est également important de préciser que ce phénomène est lié à la similitude, dans la mesure où les niveaux de contraintes en échelle prototype seront à priori plus élevés.

La Figure 5-38 présente donc les ratios de contrainte absolus en faisant l'hypothèse $\varphi = 50^\circ$; soit une valeur de $K_0 \approx 0.23$. La valeur asymptotique atteinte au niveau de la clef est donc bien égale à K_a (par construction). Concernant le ratio de contraintes au niveau des reins, on remarque qu'à partir de l'état initial le ratio ne fait qu'augmenter, sans signe de stabilisation, interprétable comme une mobilisation passive (butée) du sol, liée à l'augmentation du diamètre horizontal. A la fin du chargement, la valeur atteinte est alors d'environ 0.75, loin de la valeur de $K_p = \frac{1}{K_a} \approx 7.5$ correspondant à un état limite de butée. Cependant, cette valeur est supérieure aux valeurs généralement admises dans les modèles (0.5 pour RAMCES, entre 0.15 et 0.6 pour Fascicule 70) pour le ratio de contraintes au niveau des reins, ce qui est potentiellement une source de conservatisme.

³⁴ La comparaison est cependant délicate, dans la mesure où le coefficient actif K_a fait normalement référence à un état de contrainte dans lequel la contrainte verticale reste constante, mais la contrainte horizontale diminue, en relation avec une relaxation du sol lié au déplacement de la paroi de soutènement à l'état limite ; alors que la situation à la clef de la conduite voit plutôt une augmentation continue des contraintes verticales et horizontales.

³⁵ Voir Lancelot et al., 1996, où sont présentés des mesures d'angle de frottement critique d'environ 48° pour un sable d'Hostun en état dense, pour un confinement de 20kPa

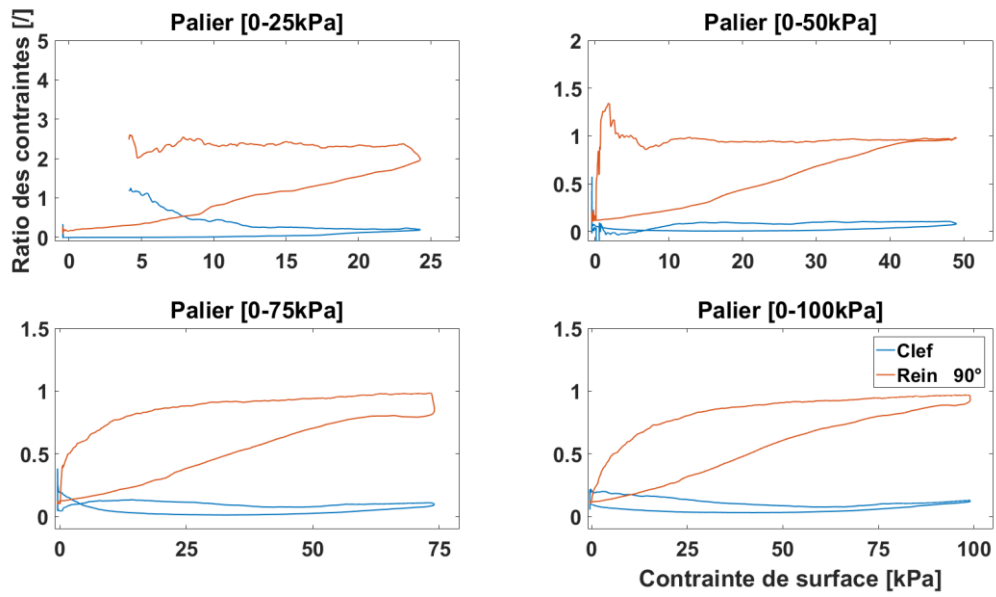


Figure 5-36 Evolution du ratio $\Delta\sigma_H/\Delta\sigma_V$ au niveau des reins et de la clef de la canalisation de 2mm, plaque 10x10cm²

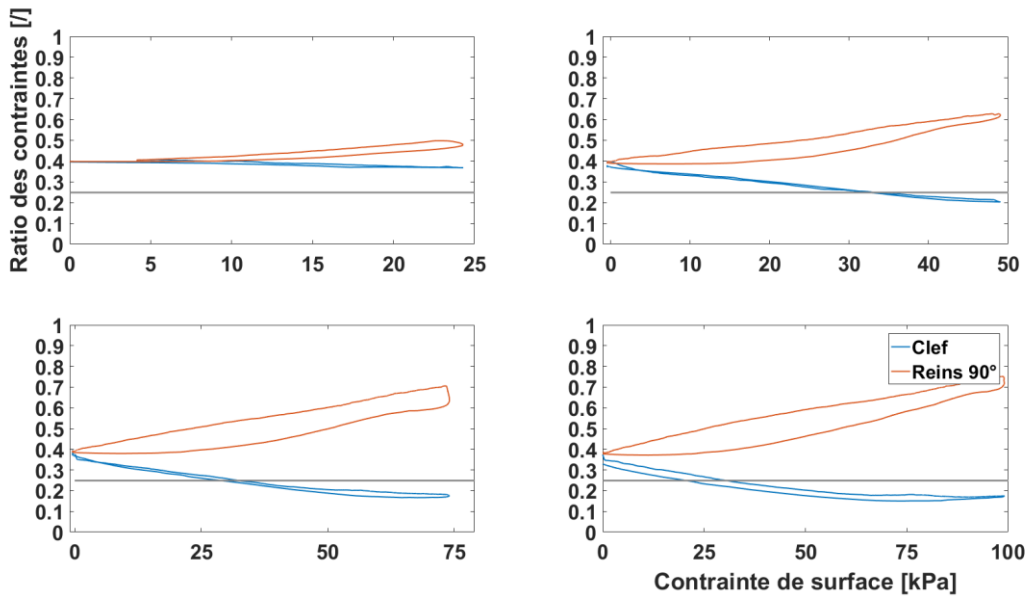


Figure 5-37 évolution du ratio de σ_H/σ_V au niveau des reins et de la clef de la canalisation de 2mm, plaque 10x10cm², avec l'hypothèse $K_0 \approx 0.4$

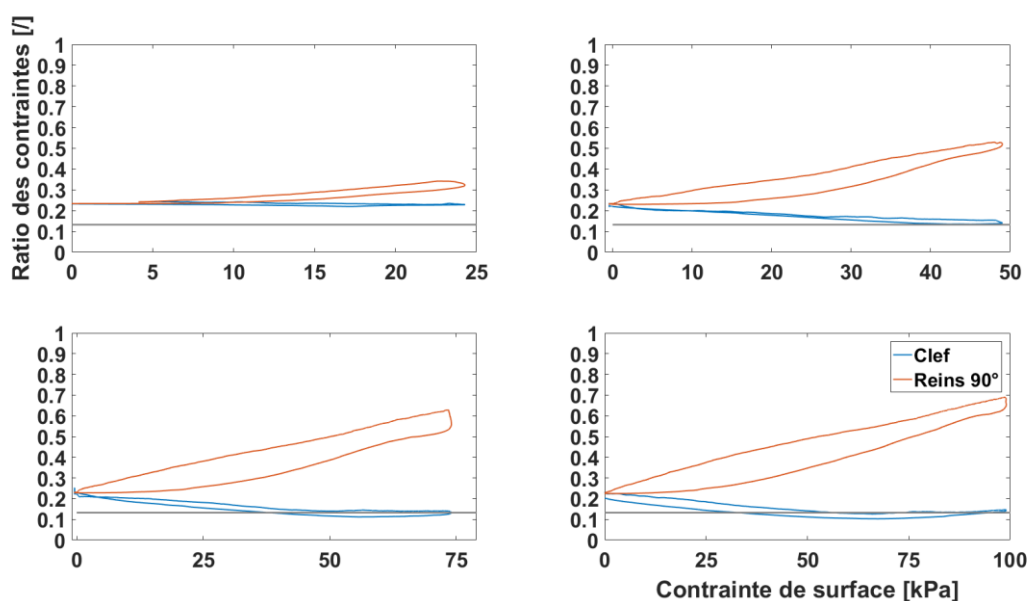


Figure 5-38 évolution du ratio σ_H/σ_V absolu au niveau des reins et de la clef de la canalisation de 2mm, plaque 10x10cm², $K_0 \approx 0.23$

L'évolution de la contrainte totale horizontale au niveau des reins de la canalisation en fonction de la déformation diamétrale (définie comme étant le rapport entre la variation du diamètre et le diamètre initial de la conduite) est présentée Figure 5-39. Cette évolution présente deux phases linéaires clairement identifiables, à savoir une première phase de raideur élevée correspondant au début du chargement, suivie d'une seconde, qui se poursuit jusqu'au déchargement. La première phase est interprétable comme correspondant au comportement élastique du sol, la seconde phase présentant clairement des déformations irréversibles lors du déchargement. Ce résultat, couplé aux observations précédentes concernant le ratio de contrainte absolu au niveau des reins, va dans le sens d'une réaction horizontale qui serait liée principalement à une sollicitation passive du sol, et dépendante de la déformation de la conduite, semblable à l'hypothèse faite par Tian et al., (2015) (voir équation 2-11).

En considérant que ces phases sont linéaires, il est possible d'estimer la raideur de la réponse du sol, et ce pour les différentes conduites. Il sera cependant choisi de ne pas s'intéresser aux raideurs dans les phases de chargement, jugé peu utile pour la suite de l'étude.

Le résultat de ce calcul est présenté Figure 5-40. L'ordre de grandeur de la raideur obtenue est 30MPa, tendant à diminuer avec la diminution de la rigidité annulaire de la canalisation. Ceci est probablement à mettre en rapport avec les niveaux de déformation plus élevés rencontrés sur les canalisations de plus faible épaisseur.

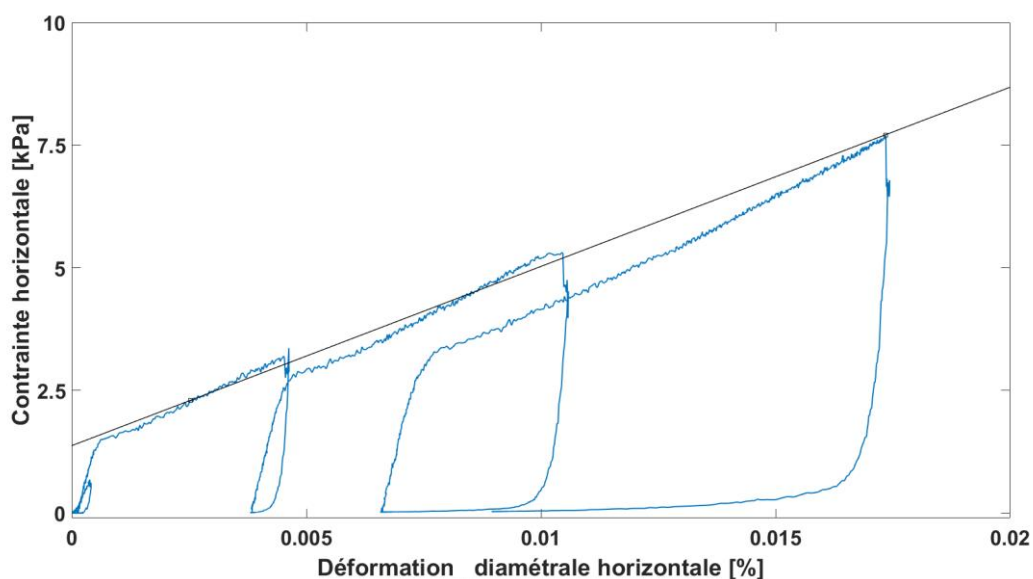


Figure 5-39 évolution de la contrainte horizontale dans le sol au niveau du rein (90°) de la canalisation de 2mm en fonction de la déformation diamétrale, plaque 10x10cm²

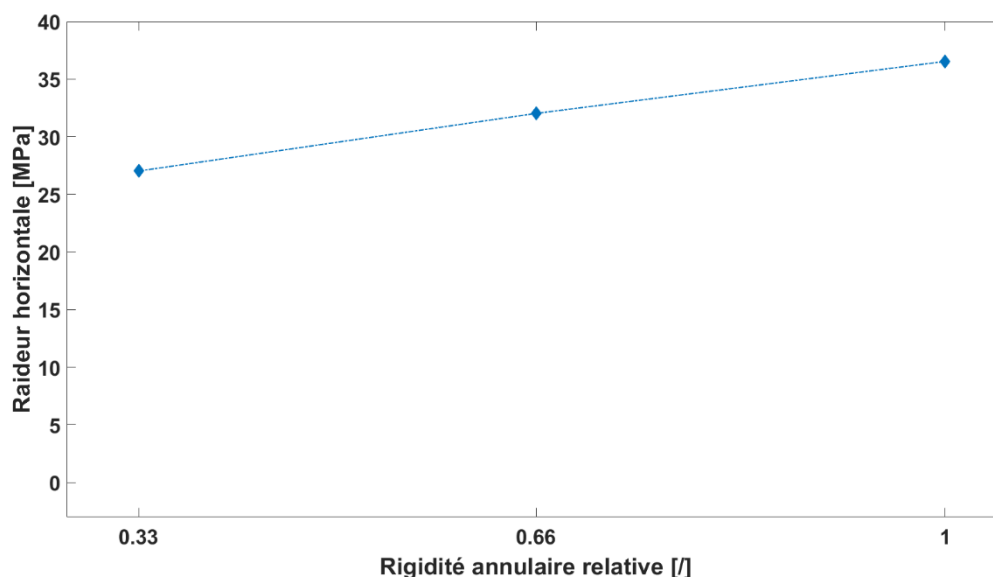


Figure 5-40 Raideur du sol support lors du chargement, au niveau des reins de la canalisation en fonction de la rigidité annulaire relative

5.5. Essai sous chargement à la plaque 30x50cm²

Cette partie présente les résultats obtenus lors des essais avec la plaque de chargement de 30x50cm², et le schéma d'application de charge correspondant. Il ne sera pas fait une analyse aussi poussée que pour les essais à la plaque de 10x10cm², cependant l'accent sera mis sur les différences de comportement observées.

Les données proviennent des essais suivants :

- LP_2mm_v1, pour le tube de 2mm
- LP_1.75mm_v1, pour le tube de 1.75mm
- LP_1.35mm_v1, pour le tube de 1.35mm

Les résultats seront comparés quantitativement à ce qui a été observé lors des essais à la plaque de 10x10cm², pour un niveau de contrainte moyenne de surface équivalent (les force appliquées étant alors différente d'un facteur 15), où à nombre de cycle équivalent. Pour les comparaisons qualitatives, ce sont les tendances qui seront évaluées, en dépit des différences entre les essais (niveau de contrainte, nombre de cycles etc.).

5.5.1. Contrainte-déplacement en surface

5.5.1.1. Phase initiale

Les courbes de contrainte-tassement moyen pour les différents essais sont présentées Figure 5-41. La réponse observée lors des différents essais est similaire, et les résultats moins dispersés que lors de des essais avec la plaque 10x10cm², ce qui s'explique par une plus faible dépendance aux conditions locales de mise en œuvre du sol avec la grande plaque (la surface est 15 fois supérieure, un défaut local de compaction est donc moins important car « moyenné » sur une surface plus importante). Il est également à noter que le type de conduite, de même que l'absence de conduite ne semble pas avoir d'effet notable sur la réponse du massif de sol au chargement. Pour les essais avec conduite, le tassement atteint pour un chargement de 70kPa est similaire à celui atteint pour un chargement équivalent (en terme de contrainte moyenne) avec la plaque de 10x10cm².

La Figure 5-42 présente la rotation en fonction du chargement, qui reste bien plus faible (voir nulle pour l'essai avec la conduite de 1.35mm) que lors des essais avec la plaque de 10x10cm², mais conserve tout même la tendance d'être plus importante dans la direction parallèle à la conduite.

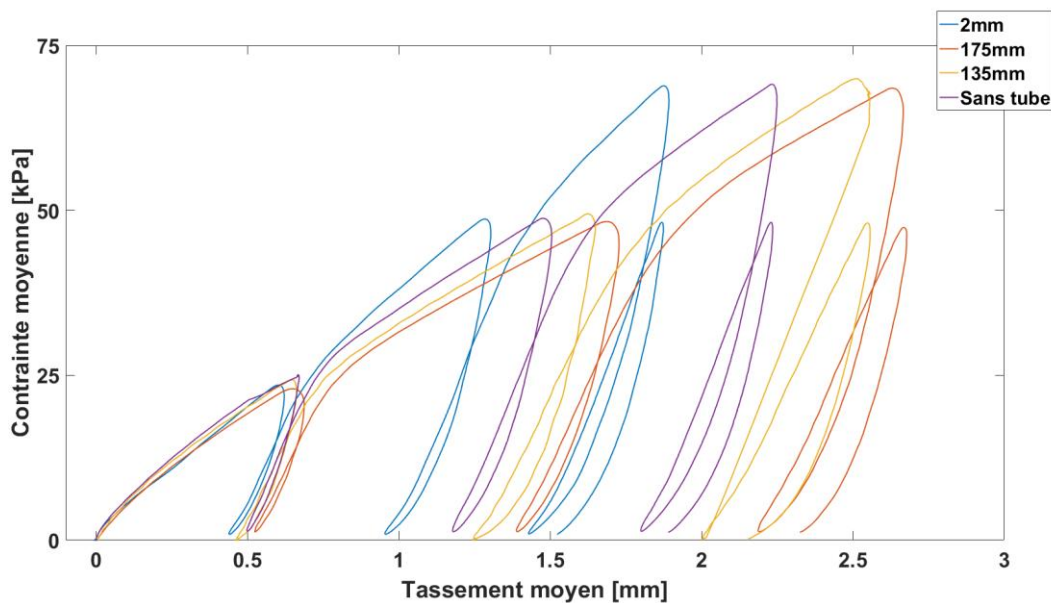


Figure 5-41 Courbe contrainte moyenne - tassement moyen pour les différents essais à la plaque 30x50cm²

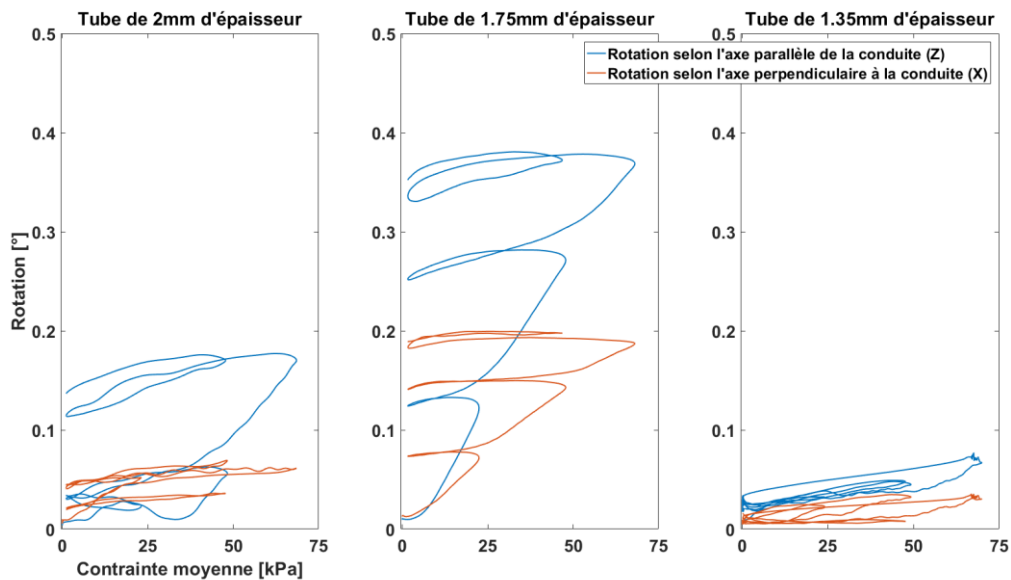


Figure 5-42 Evolution de la rotation en fonction du chargement appliqué pour les différents essais, plaque de 30x50cm²

Les raideurs du sol sous chargement de surface pour l'essai avec la conduite de 2mm et l'essai sans tube sont présentés respectivement Figure 5-43 et Figure 5-44. On remarque qu'il n'y a pas de différence majeure entre les deux types d'essai, contrairement au comportement observé lors des essais avec la plaque de 10x10cm² (ou l'essai sans tube présentait des raideurs bien plus faibles). On note également que les raideurs en fin de chargement restent stables, au lieu de diminuer comme lors de l'essai à la plaque 10x10cm² : ceci étant la conséquence, attendue, d'une capacité portante plus élevée avec la plaque de 30x50cm². Les raideurs en déchargement sont cependant bien plus faibles, et ce d'un facteur environ 2, par rapport à l'essai à la plaque 10x10cm².

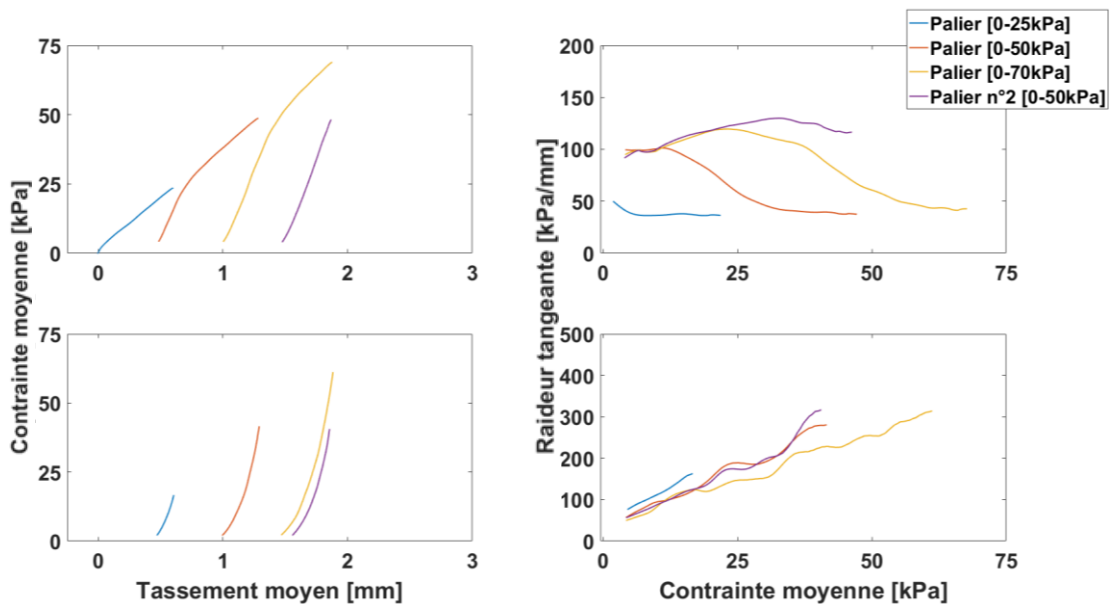


Figure 5-43 Courbe contrainte moyenne/déplacement moyen (gauche) et évolution des raideurs en fonction du chargement appliqué (droite) pour l'essai avec le tube de 2mm, en chargement (haut) et en déchargement (bas), plaque 30x50cm²

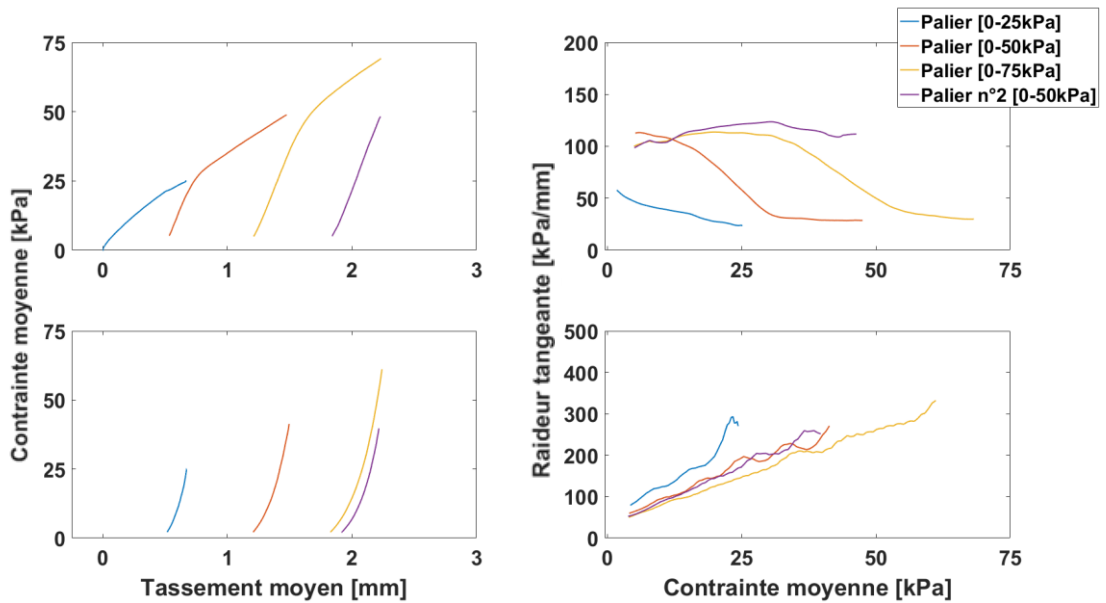


Figure 5-44 Courbe contrainte moyenne/déplacement moyen (gauche) et évolution des raideurs en fonction du chargement appliqué (droite) pour l'essai sans tube, en chargement (haut) et en déchargement (bas), plaque 30x50cm²

5.5.1.2. Phase cyclique

L'évolution des tassements et des rotations est présentée Figure 5-45 et Figure 5-46 respectivement. Les tassements augmentent graduellement, restant cependant bien inférieurs, à nombre de cycle équivalent, à ce qui avait été constaté lors des essais avec la plaque 10x10cm². De même pour les rotations de la plaque, elles augmentent légèrement dans la direction parallèle à la conduite (Z), en restant très faibles et constantes dans l'axe perpendiculaire à la conduite (X).

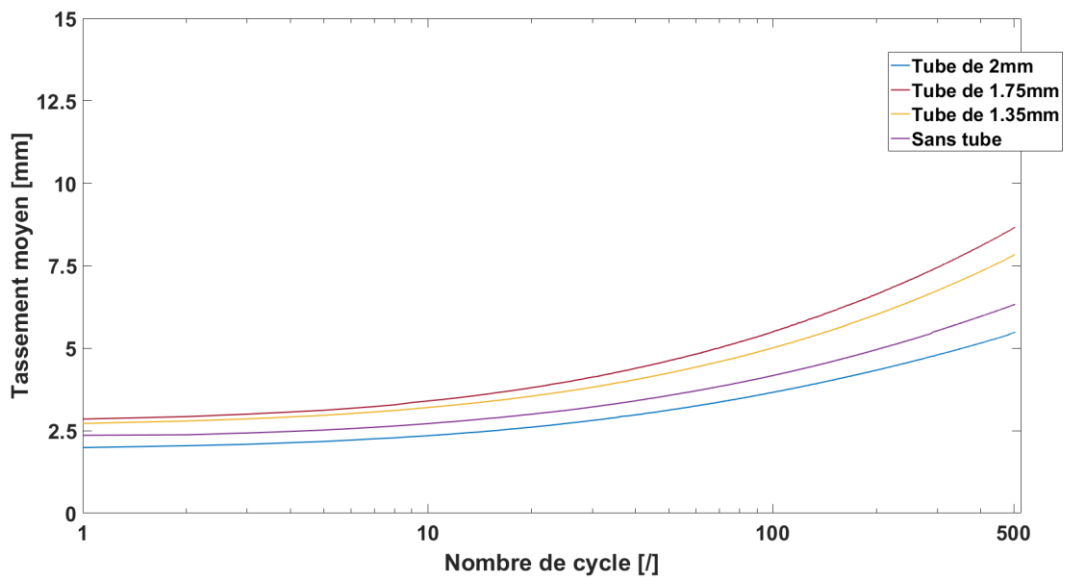


Figure 5-45 Evolution du tassement moyen de surface au cours de la phase cyclique, plaque 30x50cm²

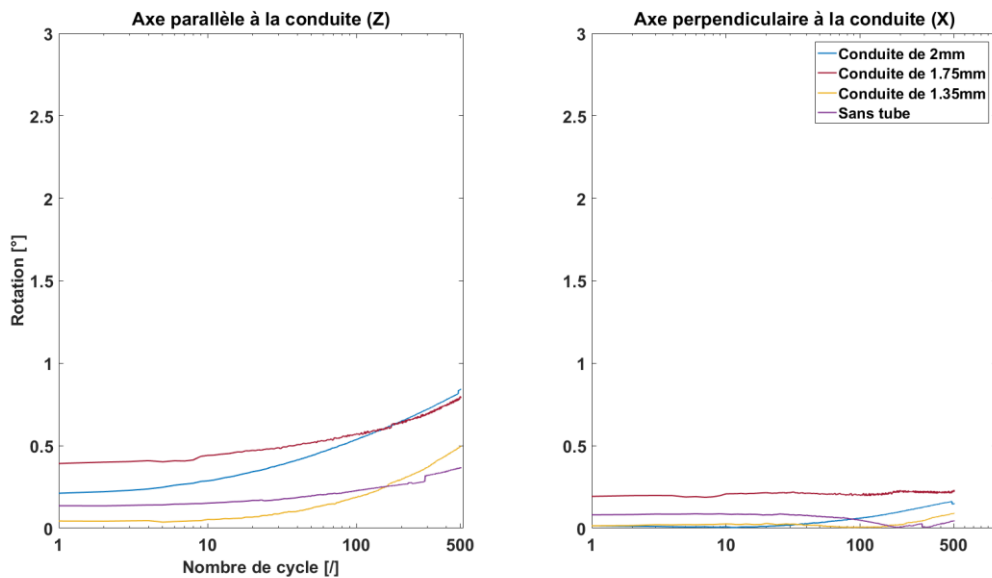


Figure 5-46 Evolution de la rotation de la plaque de chargement au cours de la phase cyclique, plaque 30x50cm²

5.5.2. Déformations et contraintes dans la conduite

5.5.2.1. Phase initiale

Les déformations ortho-radiales et longitudinales pour les différents tubes sous un chargement de 70kPa en surface appliqué avec la plaque de 30x50cm² sont présentées

Figure 5-47. Les niveaux de déformation sont notablement plus importants que lors les essais avec la plaque 10 x 10cm² (à contrainte de surface équivalente), le maximum (en valeur absolue) étant ortho-radial, et valant -270 [μ def] à la clef de conduite de 1.35mm. Globalement, le mode de déformation ortho-radial est similaire, à savoir compression à la clef et au radier, extension au niveau des épaulés et des reins. La principale différence est le changement de courbure au niveau du radier, observé sur les essais avec les conduites de 2mm et 1.35mm. Le comportement de la conduite de 1.75mm ne montre pas ce changement de courbure au radier, ceci pouvant s'expliquer par le fait que l'épaisseur de cette conduite est maximale à cet endroit (lié aux tolérances d'usinage), voir Figure 3-6. Le comportement longitudinal est tout à fait comparable à celui observé avec la plaque de 10x10cm², à savoir une flexion longitudinale de la canalisation (clef comprimée/radier tendu), associée à une flexion localisée au niveau de la clef pour la conduite de 1.35mm, bien que le phénomène soit ici moins prononcé.

Les contraintes au niveau de la fibre externe de la conduite en fonction de la rigidité annulaire de celle-ci sont présentées Figure 5-48. Les niveaux de contraintes sont ici bien supérieurs à ceux rencontrés lors de l'essai à la plaque 10x10cm², cependant, la valeur maximale rencontrée est systématiquement une contrainte de compression à la clef, valant 30MPa pour la conduite de 1.35mm (ce qui a conduit à l'interruption de l'essai, et limitation de la contrainte de surface à 70kPa). La variation de rigidité annulaire influe principalement sur les niveaux de contrainte à la clef et aux épaulés, et à l'exception des hanches, les conduites de 1.35mm et 1.75mm se comportent de manière similaire. Longitudinalement, les contraintes sont plus faibles, et en dehors de la clef, peu affectées par la réduction de la rigidité annulaire de la conduite.

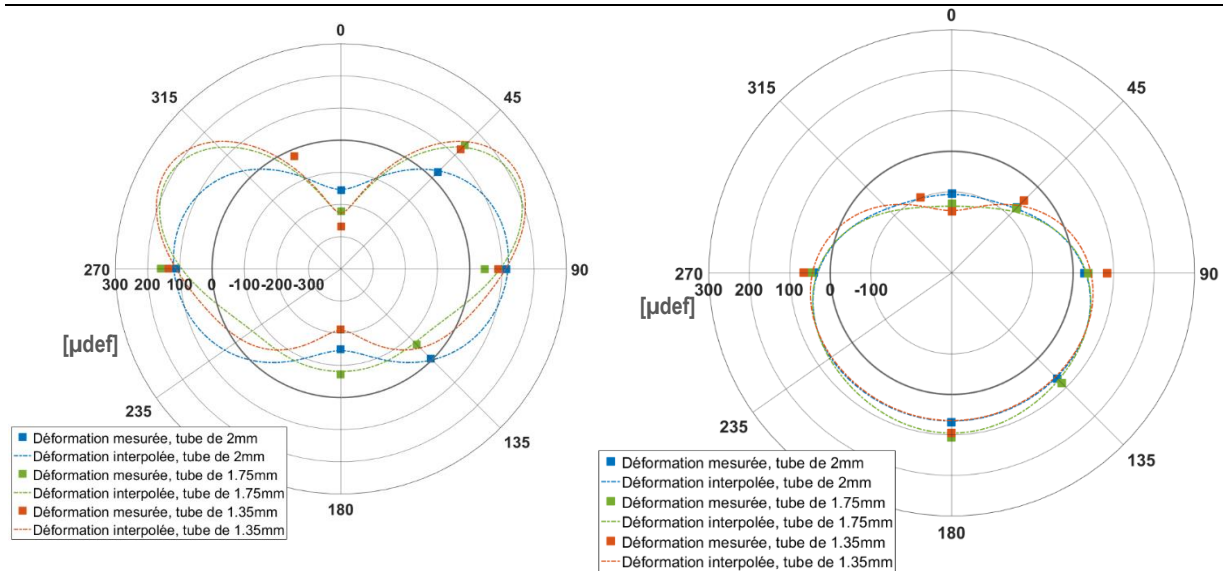


Figure 5-47 Déformation [μdef] ortho-radiales (gauche) et longitudinales (droite) pour un chargement de surface de 70kPa, plaque 30x50cm²

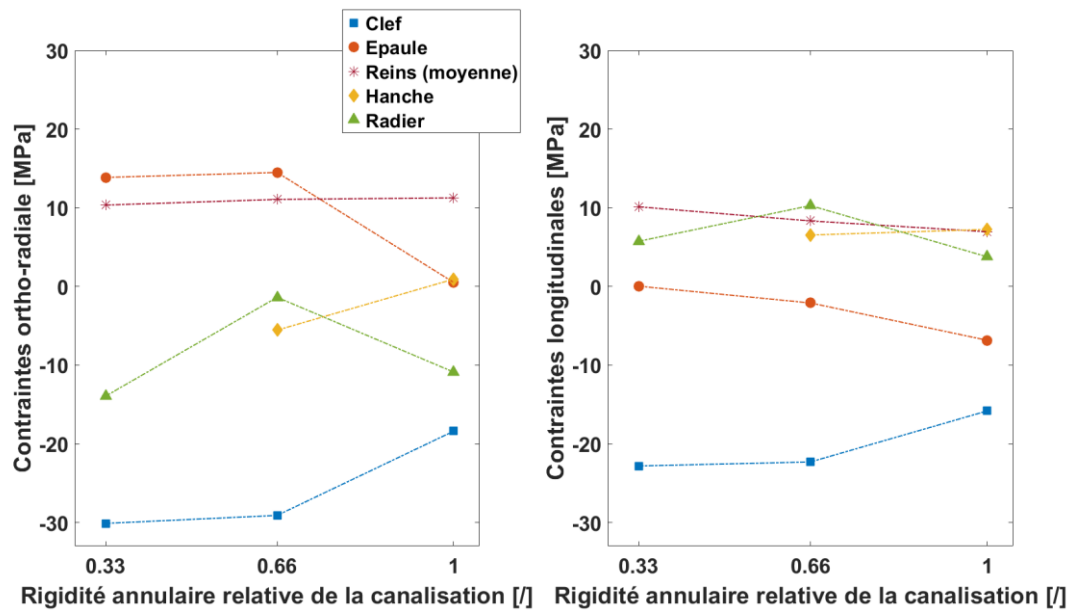


Figure 5-48 Evolution des contraintes ortho-radiales (droite) et longitudinales (gauche) dans la conduite en fonction de la rigidité annulaire relative, pour un chargement de surface de 70kPa, plaque 30x50cm²

5.5.2.2. Phase cyclique

L'évolution des contraintes au cours des cycles est présenté Figure 5-49 pour les conduites de 2mm et de 1.35mm. Les contraintes sont globalement stables, à l'exception de celles au niveau du radier, qui présente une augmentation significative du niveau de compression, particulièrement marquée sur la conduite de 1.35mm, la contrainte atteignant 30MPa au 500^{ème} cycle, entraînant l'arrêt de la phase cyclique.

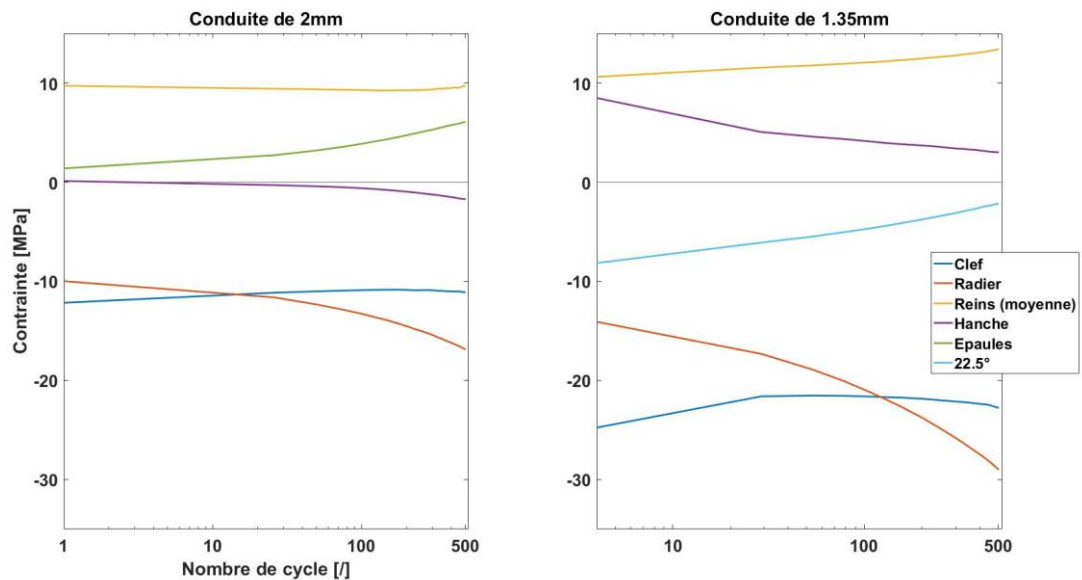


Figure 5-49 Evolution des contraintes au fil des cycles, pour un chargement cyclique de 50kPa, conduite de 2mm (gauche), et conduite de 1.35mm (droite), plaque 30x50cm²

5.5.3. Déplacements radiaux

5.5.3.1. Phase initiale

La variation des diamètres vertical et horizontal lors du chargement avec la plaque de 30x50cm² est présentée Figure 5-50. Le comportement est similaire à celui rencontré lors du chargement avec la plaque 10x10cm², à savoir une diminution du diamètre vertical, supérieure à l'augmentation du diamètre horizontal. L'amplitude des variations est cependant bien supérieure, d'un facteur 10 environ par rapport à la plaque de 10x10cm², ce qui est cohérent avec les observations faites pour les déformations et les contraintes. La Figure 5-51 présente l'évolution de l'ovalisation en fonction de la rigidité annulaire relative. Les ovalisations constatées sont significativement plus élevées que celles mesurées lors des essais à la plaque 10x10cm², atteignant 1% pour la conduite de 1.35mm. Ces valeurs seront utiles pour la comparaison avec les méthodes normatives et analytiques.

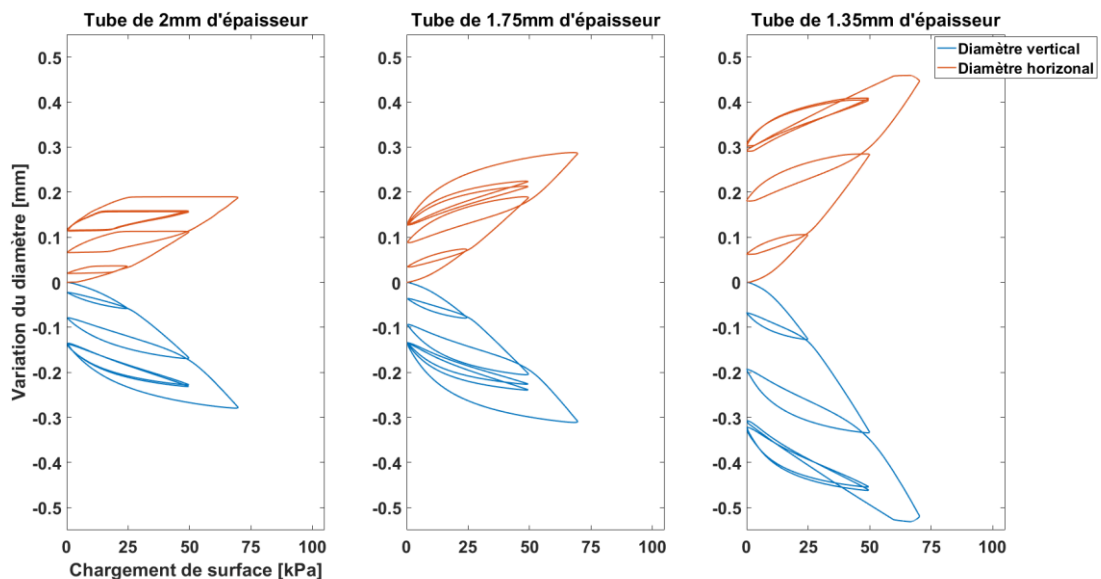


Figure 5-50 Variation des diamètres verticaux et horizontaux pour les différents essais phase cyclique, plaque 30x50cm²

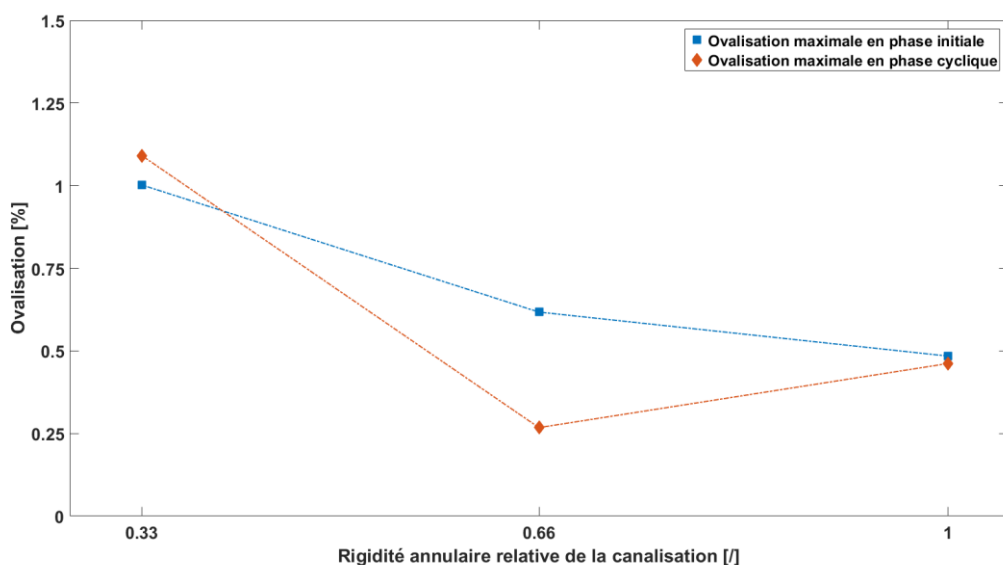


Figure 5-51 Ovalisation en fonction de la rigidité annulaire relative depuis le début du chargement de surface, plaque de 30x50cm²

Les déplacements radiaux calculés sont présentés Figure 5-52. Les erreurs entre la valeur du diamètre vertical calculé et mesuré, entre 20 et 26%, sont dans l'ensemble supérieures à celles obtenues lors des essais avec la plaque 10x10cm² (voir Figure 5-30), restant cependant à des niveaux acceptables pour une analyse qualitative. Les conduites présentent toujours une déformation « en cœur » (*heart-shaped*), mais la conduite de 1.35mm présente deux changements de courbure importants, au niveau de la clef et du radier. Notons que les allures déformées de la conduite de 2mm et de 1.35mm sont globalement symétriques par rapport à l'axe horizontal, ce qui est vraisemblablement une conséquence de l'augmentation de la surface de chargement, ce qui implique une sollicitation moins concentrée en surface de la conduite (par rapport à la plaque de 10x10cm²).

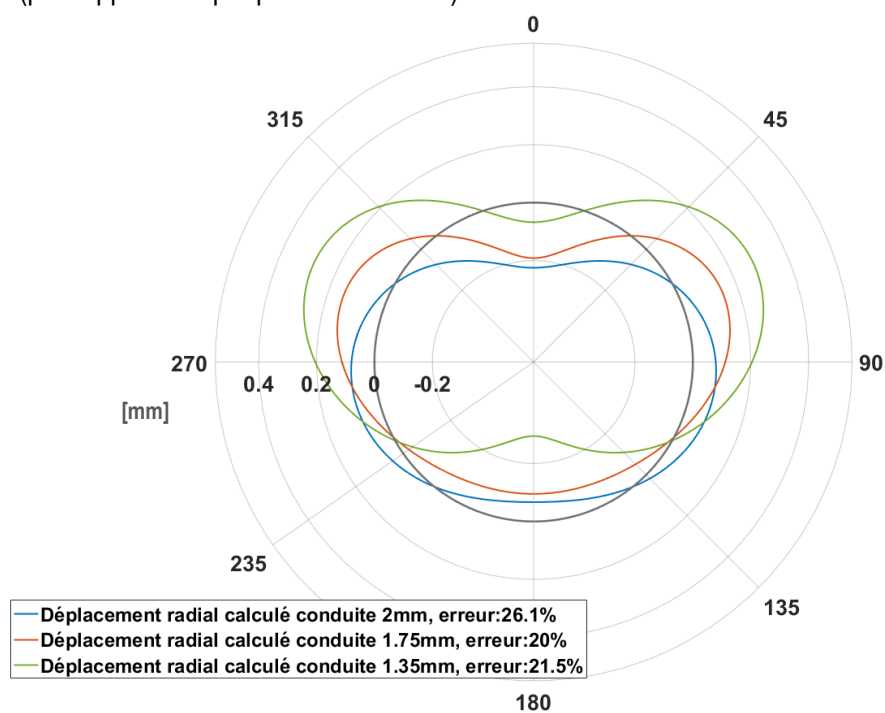


Figure 5-52 Déplacements radiaux calculés des différentes conduites [mm] pour un chargement de 70kPa, plaque 30x50cm²

5.5.3.2. Phase cyclique

Lors de l'application du chargement cyclique, les diamètres continuent d'évoluer dans la même direction que lors du chargement initial, à savoir une diminution du diamètre vertical plus importante que l'augmentation du diamètre horizontal (voir Figure 5-53), avec une accumulation de déplacements au cours des cycles, allant jusqu'à dépasser la valeur atteinte pour le chargement de 70kPa de la phase initiale pour la conduite de 1.35mm. Cela se traduit également sur les valeurs d'ovalisation présentées Figure 5-51, où l'ovalisation en fin de chargement cyclique est supérieure à celle constatée en phase initiale. Le système présente également des déplacements irréversibles au cours du chargement, bien que les contraintes dans la conduite soient dans le domaine élastique. Les allures déformées des conduites de 2mm et 1.35mm, présentées Figure 5-54, montrent que l'essentiel de l'évolution constatée sur la conduite de 1.35mm prend place au niveau du radier, avec une augmentation conséquente du déplacement et un changement de courbure qui s'accroît au fil des cycles.

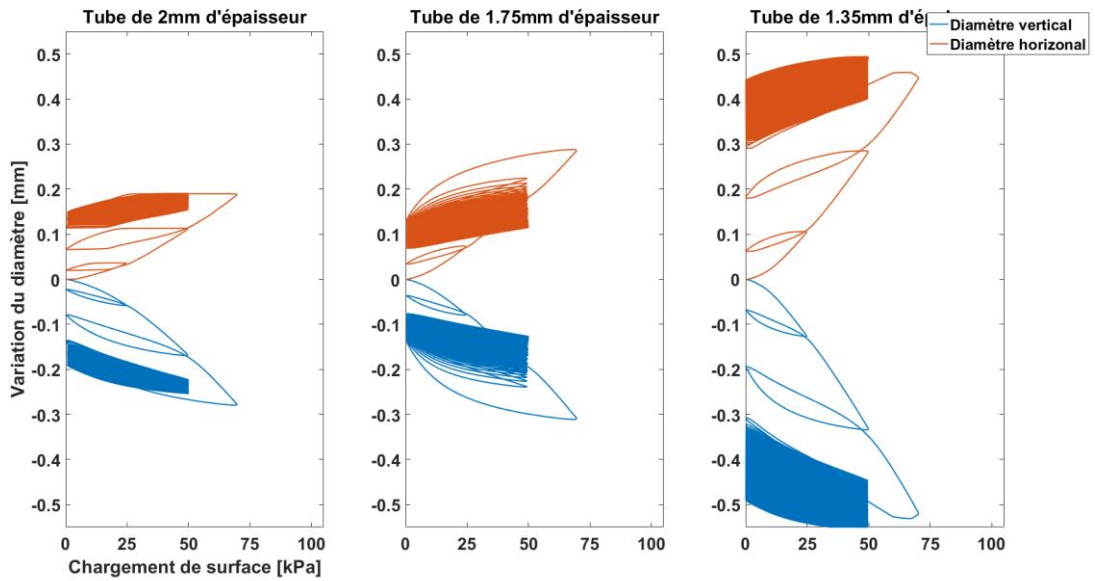


Figure 5-53 Variation des diamètres verticaux et horizontaux pour les différents essais phase cyclique, plaque 30x50cm²

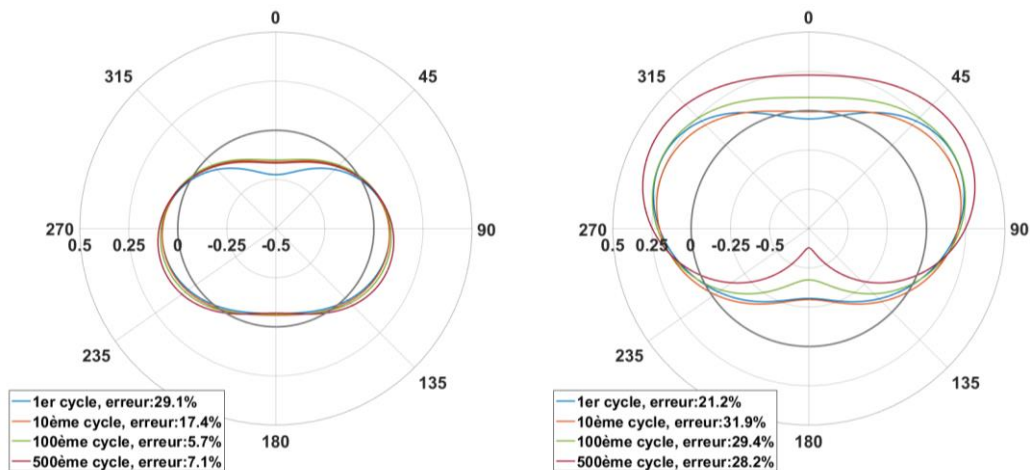


Figure 5-54 évolution des déplacements radiaux [mm] en fonction des cycles, conduite de 2mm (gauche) et conduite de 1.35mm (droite), plaque 30x50cm²

5.5.4. Contraintes totales

Les répartitions des contraintes totales mesurées dans le sol à proximité de la conduite lors des essais avec les différentes conduites sont présentés Figure 5-55. Les niveaux de contraintes mesurés sont plus importants que ceux mesurés lors de l'essai à la plaque de 10x10cm², ce en dépit d'un niveau de contrainte en surface plus faible (70kPa contre 100kPa). Il faut cependant rappeler que la conduite est enterrée à 25m de profondeur, pour une dimension de plaque de 30cm et 50cm, et donc un rapport largeur/profondeur variant entre 1.2 et 2. On note que le niveau de contrainte verticale mesuré au niveau de la clef et des épaules semble indépendant de la canalisation employée, valant environ 110kPa à la clef et 80kPa aux niveau des épaules. Ces niveaux de contrainte sont supérieurs à la contrainte appliquée en surface (70kPa), ce qui s'explique par le profil de distribution des contraintes dans un matériau granulaire chargé par une plaque rigide tel qu'illustré par la Figure 4-2). La distribution des contraintes verticales autour de la canalisation reste cependant similaire à ce qui est constaté lors du chargement à la plaque 10x10cm², à savoir un maximum au niveau de la clef et de très faibles valeurs au niveau du radier. Une différence notable existe cependant au niveau des hanches, où le niveau de contrainte verticale est équivalent à celui observé au niveau des épaules/rein, là où il était faible lors des essais avec la plaque 10x10cm². Concernant les contraintes horizontales, au niveau des reins, les valeurs diffèrent notablement en fonction de l'épaisseur de la canalisation, avec une augmentation de la contrainte lorsque la rigidité annulaire de la canalisation diminue. Des mesures symétriques (non valables sur les contraintes verticales). Le ratio de contrainte relatif au niveau des reins à la fin du chargement reste cependant inférieur à 1, et vaut environ 0.8 au maximum pour toutes les conduites. Seuls les résultats avec conduite de 1.35mm montrent des mesures valides de contraintes verticales et horizontales au niveau de la clef, permettant un calcul « à rebours » de l'angle de frottement. Le ratio des contraintes étant ici de 0.19, cela donne un angle de frottement $\varphi = 42^\circ$. La valeur maximale du ratio absolue σ_H/σ_V aux reins est présenté dans le Tableau 5-3, pour $K_0 \approx 0.33$. Le ratio absolu est loin de la valeur de K_p correspondant à un angle de frottement de 42° , les résultats sont cependant similaires à ceux obtenus pour les chargements à la plaque de 10x10cm². On note également que ce ratio est strictement supérieur à 0.5, valeur généralement considérée dans les modèles (Fascicule 70 (2003) et RAMCES).

Conduite	2mm (droite)	1.75mm (gauche)	1.35mm (gauche)
Ratio σ_H/σ_V absolu maximal	0.71	0.69	0.81

Tableau 5-3 Ratio σ_H/σ_V absolu en fin de phase initiale pour les différentes conduites, plaque 30x50cm², $K_0 \approx 0.33$

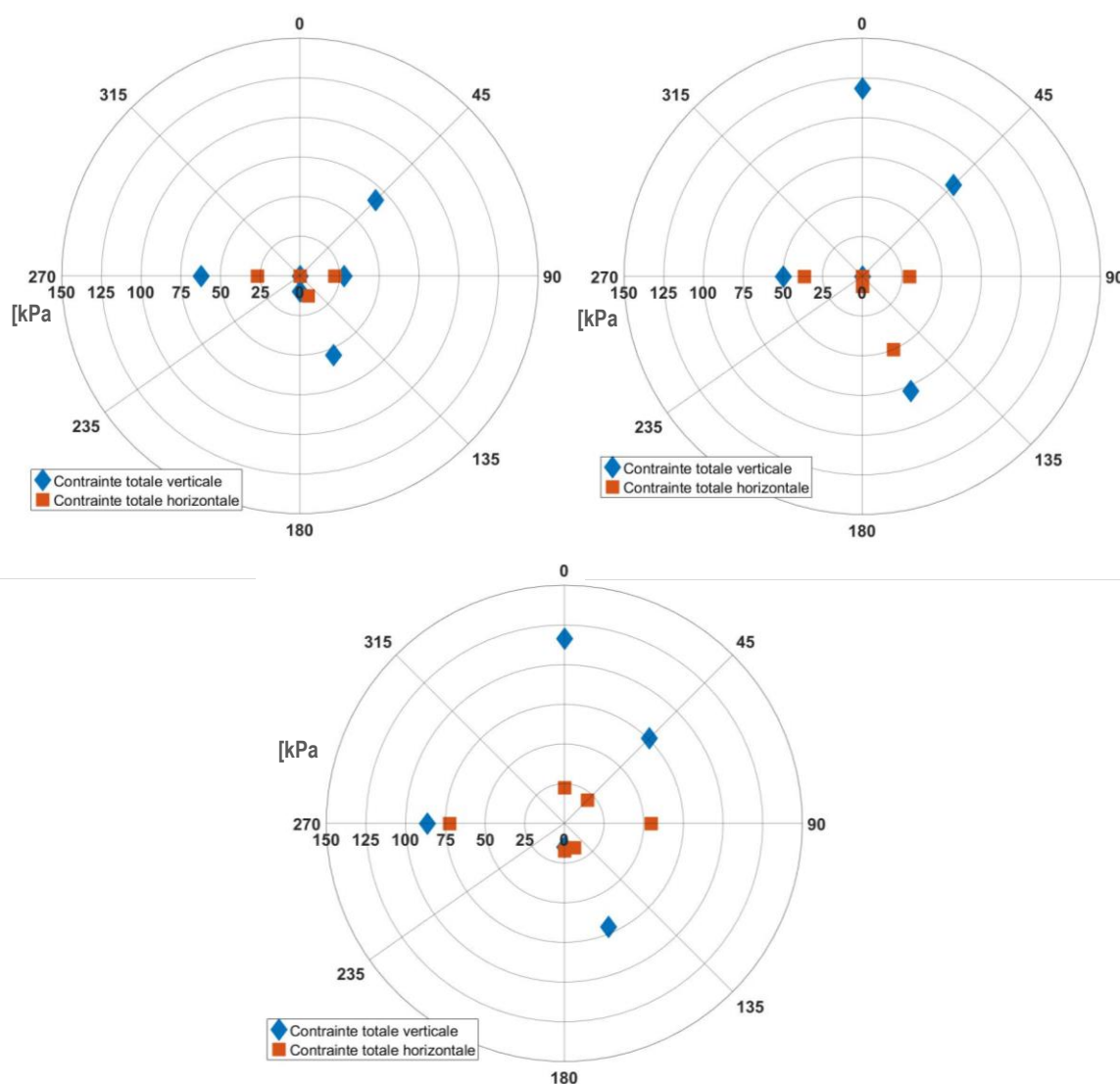


Figure 5-55 Distribution polaire des contraintes (en kPa) dues au chargement de 70kPa en surface, pour les conduites de 2mm (haut gauche), 1.75mm (haut, droite) et 1.35mm (bas), , plaque de 30x50cm²

L'essai avec excentrement est un essai réalisé avec la plaque de chargement de 10x10cm², mais qui n'est pas centrée sur la canalisation. La plaque est décalée de 5cm selon l'axe X, impliquant que le bord de la plaque de chargement est aligné avec l'axe de symétrie de la canalisation. Le chargement est alors appliqué de manière similaire à un essai SP classique.

Les données présentées ici proviennent de l'essai Ecc_1.35mm_v1.

Le fait d'excentrer la plaque de chargement par rapport à l'axe de la conduite génère une rotation importante de la plaque de chargement selon l'axe parallèle à la conduite (Z), Figure 5-56. Cette rotation est environ 2 fois supérieure à celle observée sur un essai sans excentrement. Les déformations ortho-radiales montrent que la compression clef/radier associée à de l'extension aux épaules est conservée, bien que légèrement plus faible que pour un essai avec la plaque centrée. Concernant les reins, il n'y a plus aucune symétrie, ce qui est attendu au vu de la configuration. Le comportement longitudinal est inchangé.

L'évolution des contraintes dans la fibre extérieure de la canalisation au cours des cycles montre un niveau de contrainte équivalent à celui mesuré lors de l'essai avec la plaque centrée, mais avec une évolution plus modérée au cours des cycles. Il est donc possible de considérer ce cas de chargement comme n'étant pas dimensionnant dans le cas d'une conduite enterrée.

Résultats

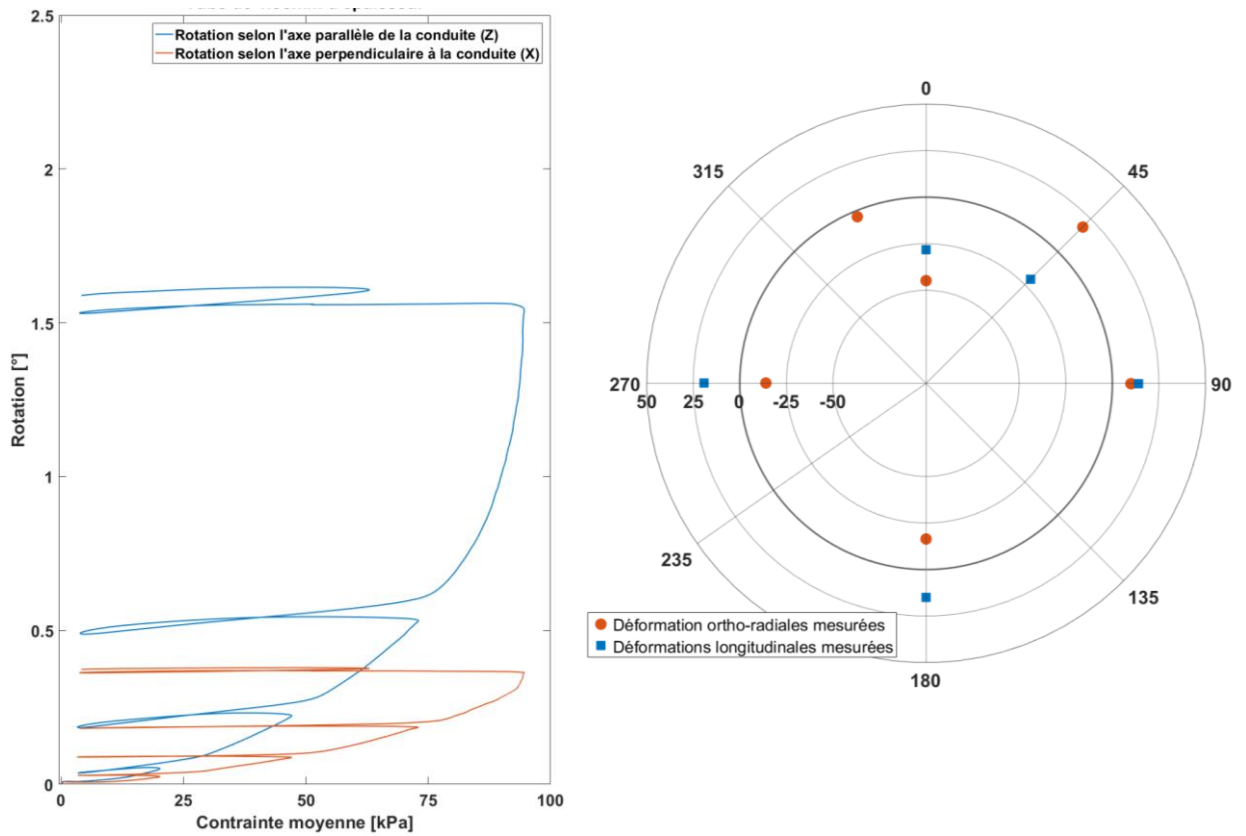


Figure 5-56 Evolution de la rotation en fonction du chargement pour l'essai excentré (gauche) et déformations mesurées pour un chargement de surface de 100kPa (droite), conduite de 1.35mm, plaque de 10x10cm²

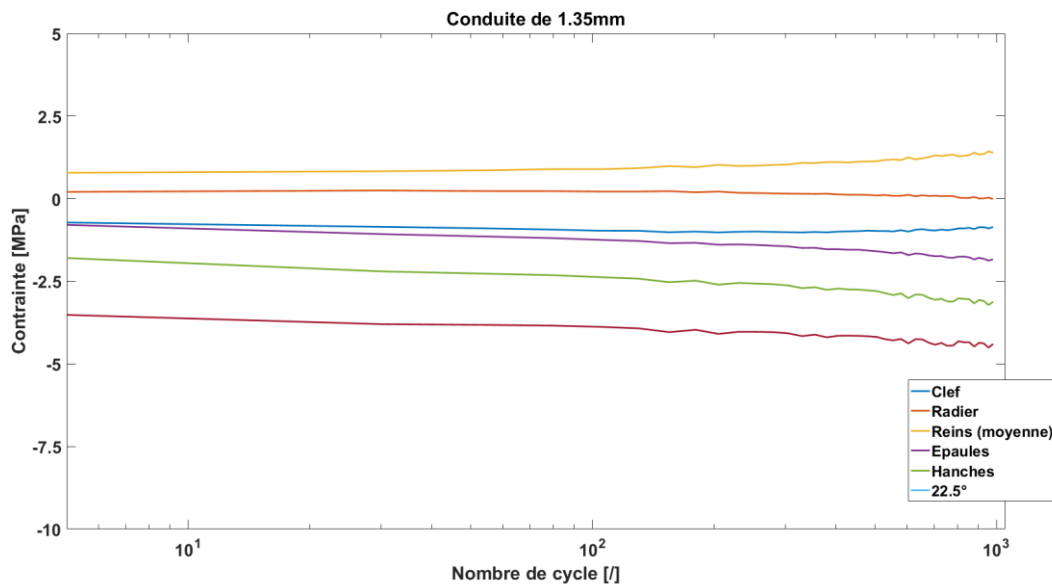


Figure 5-57 Evolution des contraintes ortho-radiales au cours des cycles pour l'essai excentré, conduite de 1.35mm, plaque 10x10cm²

5.7. Conclusion

Les parties précédentes ont été consacrées à la présentation détaillée du comportement du système sol-canalisation lors de l'application d'un chargement de surface. Il en ressort les points suivants :

- Lorsque le chargement de surface est concentré, la présence de conduite augmente la capacité portante du sol
- Les contraintes maximales de traction et compression dans la conduite sont généralement situées au niveau de la clef et des reins/épaulés respectivement
- L'application répétée de cycles de chargement augmente graduellement les niveaux de contraintes dans la canalisation, de manière uniforme lors d'un chargement concentré en surface, et de manière très concentrée au radier dans le cas d'un chargement de grande surface
- La variation des diamètres verticaux et horizontaux est inégale, ce qui entraîne une allure déformée de type heart-shaped dans la majorité des cas
- La limitation d'augmentation du diamètre horizontal est liée à σ_H au niveau des reins, qui augmente linéairement avec l'augmentation du diamètre horizontal,
- Le ratio de contrainte σ_H/σ_V au niveau des reins est supérieur à K_0 , indiquant une mobilisation passive du sol
- Un chargement excentré n'est pas dimensionnant

Les Tableau 5-4 et Tableau 5-5 récapitulent les données mesurées lors des différents essais.

Plaque 10x10cm ² , 100kPa en surface, cycles [1-100kPa]						
Epaisseur conduite [mm]	Contrainte maximale [MPa]		Evolution sur 1000 cycles[%]	Ovalisation [%]	Evolution sur 1000 cycles [%]	Ratio σ_V/σ_V absolue maximal à la fin du chargement initiale, aux reins
	Compression	Traction	/			
2	-2.3 (clef)	+ 0.91 (rein)	+11.7 -2.2	0,04	4,5	0,75
1,75	-4,1 (clef)	+1,9 (épaule)	/	0,08	29,3	0,74
1,35	-4,5 (clef)	+2,5(épaule)	+18,9 +28,2	0,08	25,4	0,52

Tableau 5-4 Récapitulatif des résultats pour les essais avec la plaque 10x10cm²

Résultats

Plaque 30x50cm ² , 70kPa en surface, cycles [1-50kPa]							
Epaisseur conduite [mm]	Contrainte maximale, phase initiale [MPa]		Contrainte maximale, fin de phase cyclique [MPa]		Ovalisation [%]	Evolution sur 500 cycles [%]	Ratio σ_V/σ_V absolue maximal à la fin du chargement initiale, aux reins
	Compression	Traction	Compression	Traction			
2	-14,3 (clef)	9,62 (reins)	-16,8 (radier)	+9,7 (reins)	0,48	+14	0,71
1,75	-19,2 (clef)	8,8 (reins)	/	/	0,61	-44,3	0,69
1,35	-23,8 (clef)	10,85(reins)	-29 (radier)	+13,4 (reins)	1	+20,9	0,81

Tableau 5-5 Récapitulatif des résultats pour les essais avec la plaque 30x50cm²

6. Evaluation des pratiques normatives

Ce chapitre portera sur la comparaison entre les résultats expérimentaux, présentés au chapitre 5, et les prédictions réalisées par les approches de calcul normatives.

Parmi les approches présentées au chapitre 2, seules deux seront considérées dans cette comparaison, le Fascicule 70 (2003) et le modèle RAMCES-acier. En effet, les autres approches n'ont soit pas de valeur normative en France (Marston-Spangler (1941), API1102), soit elles ne sont pas assez détaillées concernant le calcul des conduites enterrées soumises à des chargements de surface : elles laissent de fait trop de libertés à l'opérateur, les rendant difficiles à évaluer (Eurocode 3).

6.1. Réflexions sur le changement d'échelle

Les approches de calcul sont conçues pour être appliquées à des conduites réelles, de facto à l'échelle prototype. Les résultats de la campagne expérimentale sont à l'échelle modèle³⁶ et ne sont donc pas directement comparables. Il convient de transposer les résultats expérimentaux à l'échelle prototype, avec le risque d'effet d'échelle (différence de comportement entre le modèle et le prototype, lié à un non-respect d'une condition de similitude). Dans le cas de notre étude, les conditions de similitude ont fait l'objet d'une attention poussée, et sont, à priori toutes vérifiées, à l'exception de la similitude sur le comportement du sol (Figure 3-2 et Equation 3-8).

Afin d'évaluer l'impact du non-respect de la condition de similitude sur le comportement du sol (et plus particulièrement, la dépendance du module de déformabilité du sol en fonction de la contrainte moyenne), il a été décidé d'explorer numériquement le comportement du système sol-canalisation-charge aux différentes échelles. Cette modélisation a été réalisée avant la campagne expérimentale, le protocole n'étant alors pas complètement arrêté : certains paramètres diffèrent donc légèrement par rapport aux conditions expérimentales (principalement sur l'état de densité du sol, plus élevé numériquement qu'expérimentalement).

L'approche choisie est une modélisation aux éléments finis, sous Plaxis 2D, en déformations planes. La situation n'est de fait pas strictement équivalente à la situation expérimentale (qui est une situation 3D), cependant ces différences ne jouent à priori pas de rôle sur les effets d'échelle. Le modèle retenu pour le sol se doit de comporter une dépendance non linéaire du module de déformabilité vis-à-vis de la contrainte moyenne, ainsi qu'une capacité à modéliser le comportement du sol à de très petites déformations (comme rencontré à proximité de la canalisation). Le choix s'est donc porté sur le modèle *Hardening Soil Model, small strain* (Schanz et al., 1999) (plus après référé comme « HSMsmall »).

Le modèle considère en effet une dépendance des modules à la contrainte moyenne, comme présenté Equation 6-1, d'après le manuel d'utilisateur Plaxis (Plaxis, 2019).

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma_3}{p^{ref}} \right)^m \quad \text{Equation 6-1}$$

Dans le cas d'un sol sans cohésion

Avec :

- E_{50} , le module sécant du sol (à 50% du déviateur de rupture)

³⁶ Afin d'éviter les confusions sur le terme « modèle » (pouvant à la fois correspondre à l'échelle modèle et au modèle numérique) dans cette section, le terme « modèle » se réfère exclusivement à l'échelle modèle, et non aux simulations numériques, qui seront appelées « simulations » ou « modélisations », ni aux approches normatives, qui seront référées comme tel, ou par le terme « approches de calcul ».

- E_{50}^{ref} , module sécant du sol lors d'un essai tri-axial drainé, avec une pression de confinement p^{ref} (par défaut dans PLAXIS égale à 100kPa)
- m , paramètre puissance pour la dépendance module/contrainte moyenne, compris entre 0.5 et 1 (suivant la nature du sol)

Les paramètres du modèle ont été calés sur des essais triaxiaux provenant de l'étude de (Andria-Ntoanina et al. 2010), réalisés à deux niveaux de confinement (50 et 100kPa). Le détail de cette calibration est présenté en annexe (section 7-3), ainsi que les paramètres résultants (Tableau 6-1).

Paramètre	Symbole	Valeur	Unité
Poids volumique	γ	16.5	[kN/m ³]
Indice des vides	e	0.573	[/]
Angle de frottement au pic	φ_{peak}	41	[°]
Angle de dilatance	ψ	15	[°]
Cohésion ³⁷	c	0.1	[kPa]
Coefficient de Poisson en déchargement/rechargement	ν_{ur}	0.2	[/]
Paramètre puissance	m	0.5	[/]
Coefficient des terres au repos	K_0	0.5	[/]
Pression de confinement de référence	p^{ref}	100	[kPa]
Module sécant de référence	E_{50}^{ref}	33	[MPa]
Module oedométrique de référence	E_{oed}^{ref}	45	[MPa]
Module de référence en déchargement/rechargement	E_{ur}^{ref}	110	[MPa]
Module de cisaillement de référence à très faible niveaux de déformation	G_0^{ref}	100	[MPa]
Seuil de distorsion ³⁸	$\gamma_{0.7}$	4×10^{-3}	[%]

Tableau 6-1 Paramètres pour le modèle HSMsmall

Les calculs sont menés en demi-géométrie, afin de tirer avantage de la symétrie verticale du problème, et sont effectuées aux deux échelles, modèle et prototype. La géométrie utilisée aux deux échelles est présentée

Figure 6-1. Seul un chargement se rapprochant de la plaque 10x10cm² sur une conduite de 2mm a été considéré.

³⁷ S'agissant d'un sable sec, on attend une cohésion nulle, cependant pour éviter des problématiques numériques, une valeur régularisation de 0.1kPa est proposée

³⁸ Seuil de distorsion correspondant à une réduction de 30% du module sécant G_0

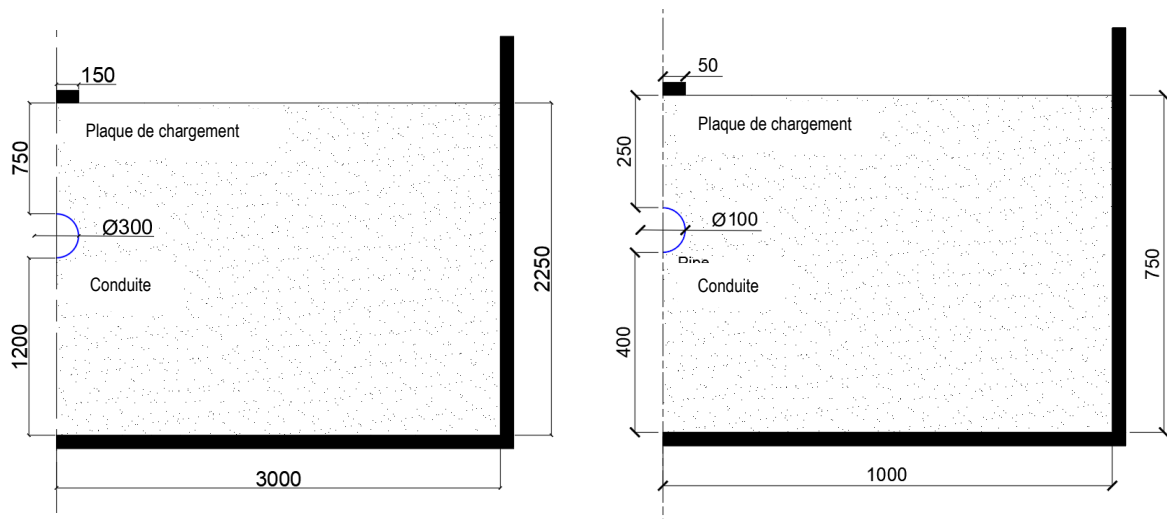


Figure 6-1 Caractéristiques géométriques du modèle numérique, en échelle prototype (gauche) et modèle (droite), unités en mm

Le chargement est appliqué par le biais d'une contrainte de surface, qui se doit de respecter les conditions de similitude (et donc, être trois fois plus large à l'échelle prototype qu'à l'échelle modèle). Afin de se rapprocher des conditions expérimentales (qui imposent au maximum 100kPa en surface à l'échelle modèle), il semblerait logique de chercher à conserver cette valeur, et donc appliquer 300kPa en surface de la simulation en échelle prototype. Cependant, il a été observé que la simulation en échelle prototype atteignait la capacité portante du sol pour une contrainte de surface d'environ 200kPa (il s'agit là d'un effet d'échelle).

Afin de pouvoir comparer le comportement de la conduite aux deux échelles, il a été choisi de s'intéresser à un chargement de 60kPa en surface en échelle modèle, et de 180kPa en échelle prototype.

Les déplacements radiaux, ainsi que la contrainte ortho-radiale (extrados) de la canalisation sont présentés Figure 6-2, en échelle prototype. Les distributions de contrainte ortho-radiale et d'ovalisation issues des calculs en échelle modèle ont été ramenés en échelle prototype, en respectant l'Equation 4-1. On remarque que les données issues des simulations en échelle modèle (et ramenée en échelle prototype) ont des valeurs systématiquement inférieures aux valeurs issues de la simulation en échelle prototype, et ce d'un facteur variant entre 1.4 pour la clef, et 1.6 au niveau des reins. La Figure 6-3 présente les mêmes données, mais en ajoutant un facteur correctif (pris ici égale à 1.5) sur les données à l'échelle modèle, l'équation 4-1 devenant l'Équation 6-2.

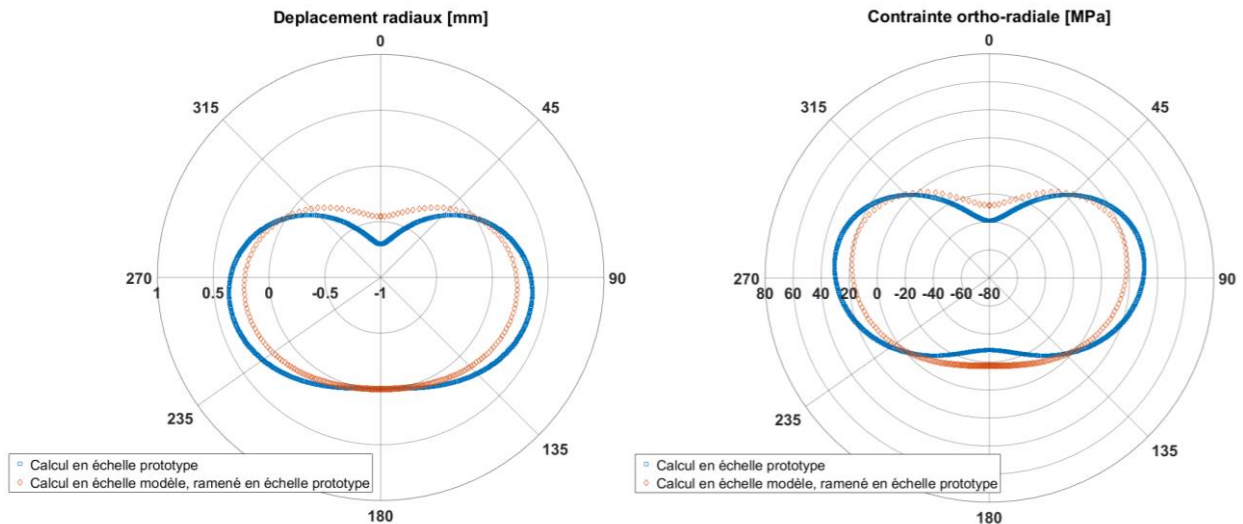


Figure 6-2 Déplacements radiaux (gauche) et contrainte ortho-radiale (droite), sans facteur correctif sur les données de l'échelle modèle

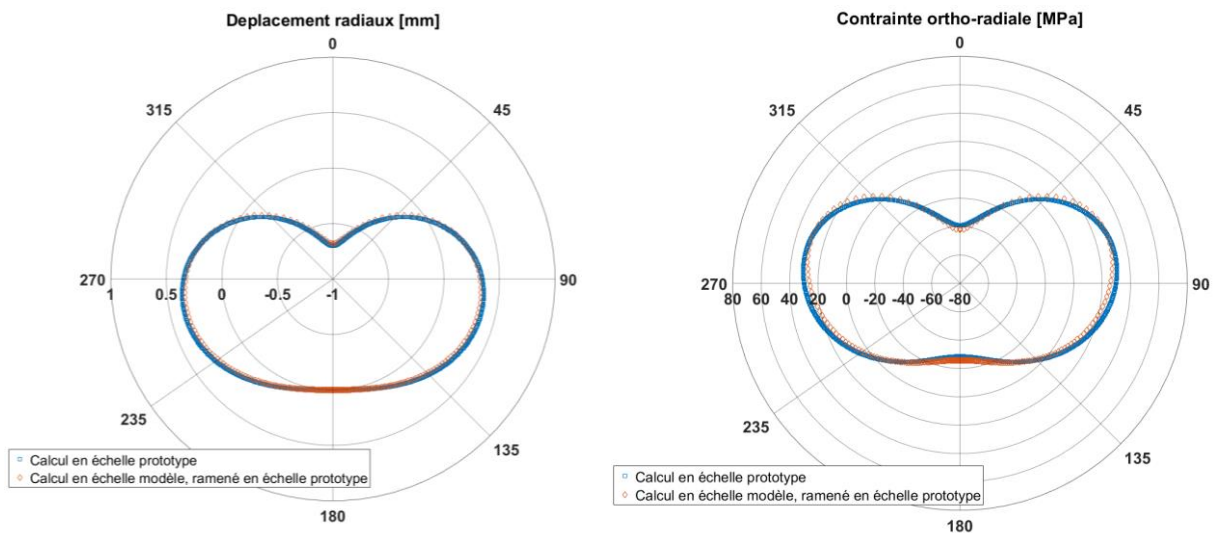


Figure 6-3 Déplacements radiaux (gauche) et contrainte ortho-radiale (droite), avec un facteur correctif de 1.5 sur les données de l'échelle modèle

$$Grandeur\ prototype = \frac{1}{\lambda} \times Grandeur\ modèle \times F_c \quad \text{Équation 6-2}$$

Avec :

- F_c , facteur correctif pour l'effet d'échelle

Une fois le facteur correctif appliqué, on remarque que les calculs menés à l'échelle modèle et à l'échelle prototype donnent des résultats très similaires, bien évidemment en termes de valeur (le facteur correctif imposant de fait cet accord...), mais également au niveau des profils de variation de la contrainte et de l'allure déformée. Il est également intéressant de souligner que le mode de déformation est bien similaire à ce qui a été mesuré expérimentalement, avec une déformation « en cœur » et un maximum de contrainte ortho-radiale observé au niveau de la clef. Il n'est cependant pas possible de comparer les

valeurs de contraintes et de déplacement à celles obtenues expérimentalement, les conditions de chargement n'étant pas les mêmes (2D déformation planes vs 3D expérimentalement).

Le comportement observé expérimentalement Figure 5-38 implique une relation de proportionnalité entre le module de déformabilité du sol et la déformation au niveau du diamètre horizontal. Ainsi, si le module du sol est trop élevé (ici, d'un facteur $\sqrt{3}$, voir Figure 3-2 et Equation 3-8), les déformations mesurées seront trop faibles de ce même facteur $\sqrt{3}$.

La valeur de $F_c = 1.5$, utilisée pour produire la Figure 6-3 n'est basée que sur un unique exemple (conduite de 6mm et chargement de 0.3m de largeur en surface en échelle prototype). Etant difficile à expliquer physiquement, il est proposé d'adopter pour la suite de ce chapitre la valeur $F_c = \sqrt{3} \approx 1.73$. Cette valeur permet également de rester sécuritaire (via une légère surestimation des contraintes) sur le changement d'échelle, par rapport à ce qu'indique la simulation numérique.

6.2. Calculs normatifs

Cette section présente les hypothèses et paramètres utilisés pour le calcul selon deux méthodes de calcul normatives : le modèle RAMCES et le Fascicule 70, ainsi que les résultats en termes de contraintes et d'ovalisation.

6.2.1. RAMCES

Le modèle RAMCES utilise en entrée un nombre modéré de paramètres et ne demande pas à l'utilisateur de faire d'hypothèses particulières concernant le problème. Les paramètres relatifs aux conduites, au chargement et au sol sont présentés respectivement Tableau 6-2, Tableau 6-3 et Tableau 6-4.

Tube modèle	Tube de 1.35mm	Tube de 1.75mm	Tube de 2mm
Epaisseur prototype [mm]	4.05	5.25	6
Diamètre extérieur prototype [mm]	300		
Pression interne [MPa]	0		
Hauteur de couverture [m]	0.75		
Limite d'élasticité [MPa]	360 (nuance d'acier TUE360)		

Tableau 6-2 Caractéristiques des conduites pour le calcul RAMCES

Plaque modèle	10x10cm ²	30x50cm ²
Dimension prototype selon l'axe X [m]	0.3	0.9
Dimension prototype selon l'axe Z [m]	0.3	1.5
Surcharge [kN]	27	285
Contrainte appliquée [kPa]	300	211

Tableau 6-3 Caractéristiques du chargement pour le calcul RAMCES

Masse volumique [kg.m ⁻³]	Angle d'appui sol conduite 2α [°]	Rapport des contraintes horizontales et verticales K [/]
1600	90	0.5

Tableau 6-4 Caractéristiques du sol pour le calcul RAMCES

Les résultats en termes de contrainte ortho-radiale ($\sigma_{\theta\theta}$) et d'ovalisation pour les différents cas sont présentés Tableau 6-5. RAMCES ne précise pas où est située la contrainte maximale, cependant au vu du schéma de chargement, il semble raisonnable de supposer que celle-ci est située au niveau du radier. Il a été décidé de séparer les contraintes et l'ovalisation liées au poids des terres et liées au chargement de surface, afin d'évaluer le cas échéant, d'où proviennent les différences observées entre les prédictions du modèle et les résultats expérimentaux. On remarque que la contrainte calculée, ainsi que l'ovalisation varient fortement selon les différentes conduites. Les contraintes liées au poids des terres et de à une

surcharge de 27kN/0.3x0.3m² restent modérée, inférieurs à 10% de la limite élastique, alors que les contraintes lors d'un chargement de 285kN/0.9x1.5m² peuvent atteindre environ 50% de celle-ci.

	Poids des terres		Chargement 27kN/0.3x0.3m ²		Chargement 285kN/0.9x1.5m ²	
	$\sigma_{\theta\theta}$ [MPa]	Ovalisation [%]	$\sigma_{\theta\theta}$ [MPa]	Ovalisation [%]	$\sigma_{\theta\theta}$ [MPa]	Ovalisation [%]
Tube de 4.05mm	18.1	0.4	32.4	0.6	173	3.4
Tube de 5.25mm	11	0.2	19.6	0.3	105	1.6
Tube de 6mm	8.5	0.1	15.2	0.2	81.4	1.1

Tableau 6-5 Résultats des calculs RAMCES pour les différents cas considérés

6.2.2. Fascicule 70

Cette section présente les hypothèses du calcul du Fascicule 70. Cependant, les détails sont présentés sous la forme d'une note de calcul en annexe.

Le sol étant un sable propre, il est de catégorie G1 (Tableau 2-2), et concernant ses paramètres mécaniques (Tableau 2-3), le cas considéré³⁹ sera « compacté, contrôlé, validé q_5 ».

La conduite étant posée en tranchée sans blindage, il n'y aura pas de minoration liée au retrait de celui-ci.

La détermination de la largeur de la tranchée n'est pas directe, dans la mesure où les bords de celle-ci ne sont pas verticaux (Figure 6-4). La largeur de la tranchée est un paramètre d'entrée important, car il conditionne la contrainte liée au poids des terres dans la tranchée, mais aussi ce qui est transmis à la conduite par les charges de surface (les surcharges ne sont appliquées que sur la largeur de la tranchée, ce qui est en dehors n'est pas pris en compte ou n'est pas prévu par les modèles). Il devient donc nécessaire de définir trois largeurs de tranchée :

- La largeur $B_{\text{Plaque } 10 \times 10 \text{ cm}^2}$, correspondant au cas de charge par la plaque 10x10cm², qui vaut donc 30cm en échelle prototype
- La largeur $B_{\text{Plaque } 30 \times 50 \text{ cm}^2}$, correspondant au cas de charge par la plaque 30x50cm², qui vaut donc 90cm en échelle prototype
- La largeur $B_{\text{Poids des terres}}$, pour le calcul des contraintes liées au remblai, égale à la largeur de la tranchée au niveau de la clef de la conduite, soit 1.20m en échelle prototype

³⁹ La vérification de l'objectif de densification se fait normalement sur une fraction de l'OPN (90% dans le cas de la validation q_5). L'OPN n'étant pas approprié pour décrire les sables, c'est la densité maximale ρ_{dmax} qui a été choisie comme critère. Le sol dans la tranchée ayant une densité de 1591kg.m⁻³(en moyenne, voir Tableau 5-1), cela correspond à 90% de ρ_{dmax}

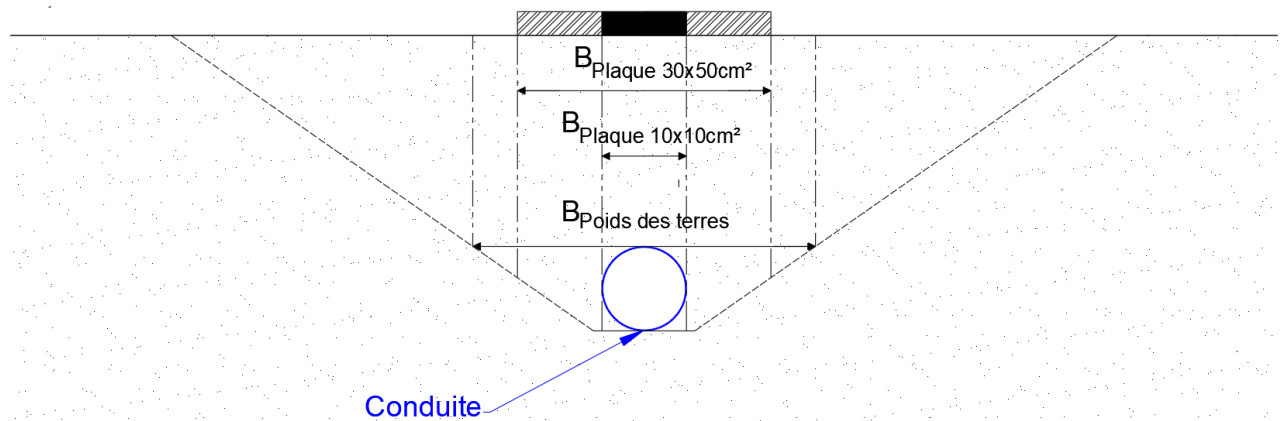


Figure 6-4 Définition des largeurs de tranchée pour les calculs selon le Fascicule 70

Le Fascicule 70 ne permet pas de calculer la contrainte liée à une charge de surface que si elle est parallèle à la conduite, le cas d'une surcharge localisée n'étant pas considéré dans la norme. Il est cependant précisé que les contraintes au niveau de la canalisation sont calculées selon la méthode de Marston, donc pour les surcharges perpendiculaires en utilisant l'Equation 2-6, en considérant que $K \cdot \mu = K_t \cdot \mu = k_1$. (ce qui revient à considérer qu'il n'y a pas de différence entre les bords de la tranchée (ici fictive) et le sol en place dans la tranchée).

Les caractéristiques des conduites étudiées sont les mêmes que pour le modèle RAMCES, présentées Tableau 6-2

Le résultat des calculs selon le Fascicule 70 pour les différentes situations est présenté Tableau 6-6.

	Poids des terres		Chargement 27kN/0.3x0.3m ²		Chargement 285kN/0.9x1.5m ²	
	$\sigma_{\theta\theta}$ [MPa]	Ovalisation [%]	$\sigma_{\theta\theta}$ [MPa]	Ovalisation [%]	$\sigma_{\theta\theta}$ [MPa]	Ovalisation [%]
Tube de 4.05mm	9.4	0.13	53.4	0.73	114	1.56
Tube de 5.25mm	13.1	0.126	49.5	0.47	105.2	1.01
Tube de 6mm	11.8	0.096	45	0.36	95.5	0.77

Tableau 6-6 Résultats des calculs au Fascicule 70 pour les différents cas considérés

On remarque que concernant le poids des terres seul, la conduite la plus fine (4.05mm) est celle qui présente les contraintes et ovalisation les plus faibles. Ceci est lié au fait que cette conduite est considérée comme souple (les autres conduites sont considérées rigides), et est donc soumise à une contrainte liée au remblai plus faible d'environ 50%. Le détail de ces calculs est présenté en annexe 7-3.

En croisant les données expérimentales avec les résultats des calculs au Fascicule 70 et à l'aide du modèle RAMCES (présenté Figure 6-5) il apparaît que :

- Le modèle RAMCES présente une forte dépendance entre le niveau de contrainte et la rigidité de la canalisation, celle-ci variant d'un facteur environ 2 entre la canalisation la plus fine et la plus épaisse ;
- A l'inverse, le Fascicule 70 présente une variation limitée de la contrainte avec la variation de la rigidité annulaire relative⁴⁰.

⁴⁰ Il est à noter que ceci est moins vrai lorsque la mise en œuvre de la canalisation est moins bonne : les paramètres mécaniques du sol sont alors bien plus faibles, et les caractéristiques de la canalisation prennent plus d'importance.

Ces conclusions sont également valables pour le chargement de 27kN sur une surface de 0.3x0.3m². Afin de tenir compte de l'incertitude sur l'épaisseur des conduites utilisées expérimentalement (liée à l'usinage), les barres d'erreur présentées sur la Figure 6-5 et suivantes correspondent aux valeurs calculées par RAMCES et le Fascicule 70 pour une conduite d'épaisseur uniforme nominale \pm la tolérance d'usinage. Ainsi, la conduite (modèle) de 2mm ayant une tolérance d'usinage de 1/10^{ème} de mm, l'épaisseur de la conduite prototype est comprise entre 5,7mm et 6,3mm, l'extrémité des barres d'erreur correspondant de fait au résultat du calcul en utilisant ces valeurs extrêmes d'épaisseur.

Le calcul au Fascicule 70 sur la conduite la plus fine ne présente pas ces barres d'erreurs, car le résultat du calcul n'est pas significatif, l'augmentation de la contrainte liée à la diminution de l'épaisseur étant compensée par la diminution de la charge appliquée à la conduite (une conduite plus souple reprend moins d'effort dans ce modèle). Il s'agit également d'une explication de la faible dépendance du calcul au Fascicule 70 vis-à-vis de l'épaisseur de la canalisation.

On note que le calcul RAMCES réalisé sur la conduite la plus fine présente une barre d'erreur importante : cela est due à la fois à l'incertitude plus importante sur l'épaisseur de cette conduite ($\pm 2/10^{\text{ème}}$ de mm), cumulée à la forte dépendance de RAMCES à la variation de l'épaisseur, qui influe beaucoup sur les contraintes calculées.

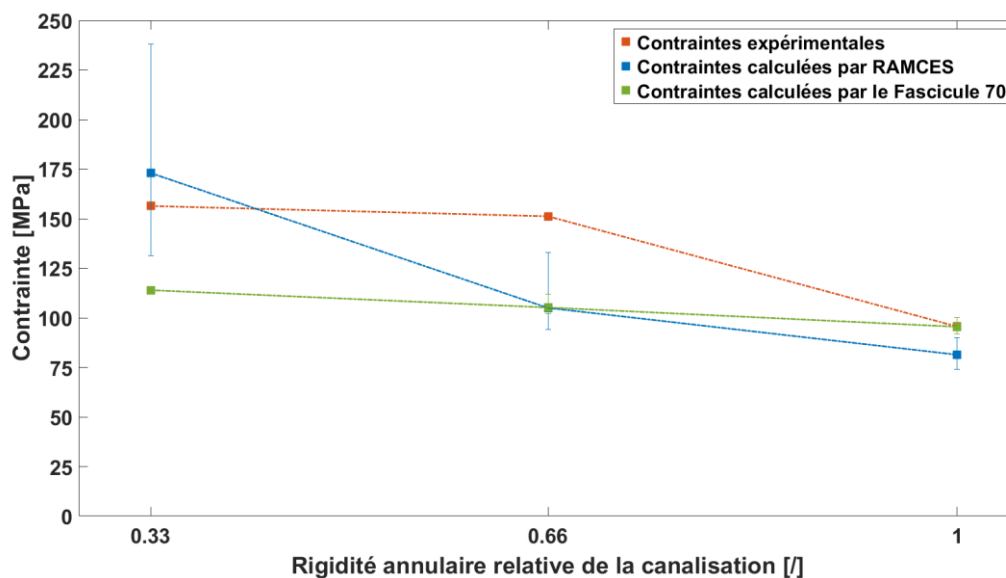


Figure 6-5 Evolution de la contrainte ortho-radiale maximale dans la canalisation en fonction de sa rigidité annulaire relative, chargement de 285kN sur 0.9x1.5m²

L'ovalisation mesurée expérimentalement ainsi que les valeurs calculées sont présentées Figure 6-6. Il apparaît que RAMCES surestime l'ovalisation, là où le Fascicule 70 calcule des valeurs très similaires à celle obtenues expérimentalement. De plus, RAMCES conserve une sensibilité importante à la rigidité de la canalisation, avec une augmentation très importante pour la canalisation la plus fine, qui ne se retrouve pas dans les expérimentations et dans les résultats des calculs avec le Fascicule 70.

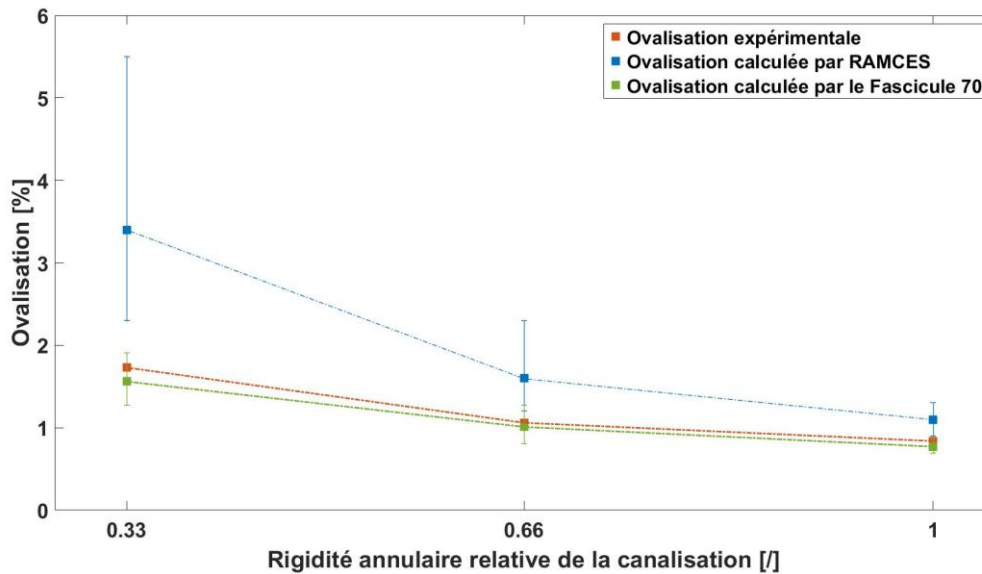


Figure 6-6 Evolution de l'ovalisation de la canalisation en fonction de sa rigidité annulaire relative, chargement de 285kN sur 0.9x1.5m²

6.3. Evaluation des facteurs de sécurité

Cette section a pour objectif de réaliser la comparaison entre les valeurs calculées par les approches normatives, et les mesures expérimentales corrigées des effets d'échelle.

Les valeurs issues des approches normatives sont celles présentées dans les sections précédentes, et elles n'incluent de fait pas l'intégralité de la sécurité considérée par la norme. Par exemple, à l'état limite ultime, le Fascicule 70 majore de 25% la pression verticale et la pression moyenne d'étreinte, tout en imposant que la contrainte active dans la section sous ces actions majorées soit limitée à une fraction de la contrainte critique. Cependant, il ne semble pas pertinent de prendre en compte cette sécurité additionnelle pour évaluer la performance du modèle de calcul en lui-même.

Le facteur de sécurité F_s sur l'approche de calcul est donc défini conformément à l'Équation 6-3

$$F_s = \frac{\text{Contrainte calculée}}{\text{Contrainte expérimentale corrigée}} \quad \text{Équation 6-3}$$

L'objectif final est d'évaluer le modèle dans le cas d'une conduite enterrée et chargée en surface, donc faisant intervenir à la fois le poids du remblai, et les charges de surface. Cependant, on présente dans un premier temps le facteur de sécurité lié au remblai seul, puis aux charges de surfaces seules, et enfin seulement le cumul des deux. L'idée est d'être capable d'identifier le plus précisément où se situent les écarts entre le calcul et l'expérimental.

Un facteur de sécurité inférieur à 1 implique que le calcul selon RAMCES ou le Fascicule 70 (le cas échéant) sous-estime les contraintes, un facteur de sécurité supérieur à 1 correspond à un conservatisme pouvant indiquer une opportunité d'optimisation.

6.3.1. Contribution du poids des terres

Les niveaux de contrainte générés par le poids du remblai sont globalement bien plus faibles que ceux liés à un chargement en surface, et sont de fait, moins importants concernant le conservatisme global.

Les facteurs de sécurité pour les conduites chargées uniquement par le remblai sont présentés Figure 6-7. Les facteurs de sécurité sont compris entre 1.1 et 1.75, à l'exception de la conduite la plus fine calculée selon le Fascicule 70, pour laquelle il est notablement inférieur à 1. Ceci s'explique par le fait que cette conduite est souple, et reprend une fraction des efforts plus faible qu'une conduite rigide

(comme le sont les deux conduites plus épaisses). La distinction entre les conduites souples et rigides dans le Fascicule 70 se fait avec un effet de seuil marqué, qui semble ici contestable (les données expérimentales montrant plutôt une augmentation de la contrainte dans la conduite lorsque celle-ci est plus fine).

Sur les autres conduites, le Fascicule 70 est globalement plus conservateur que RAMCES.

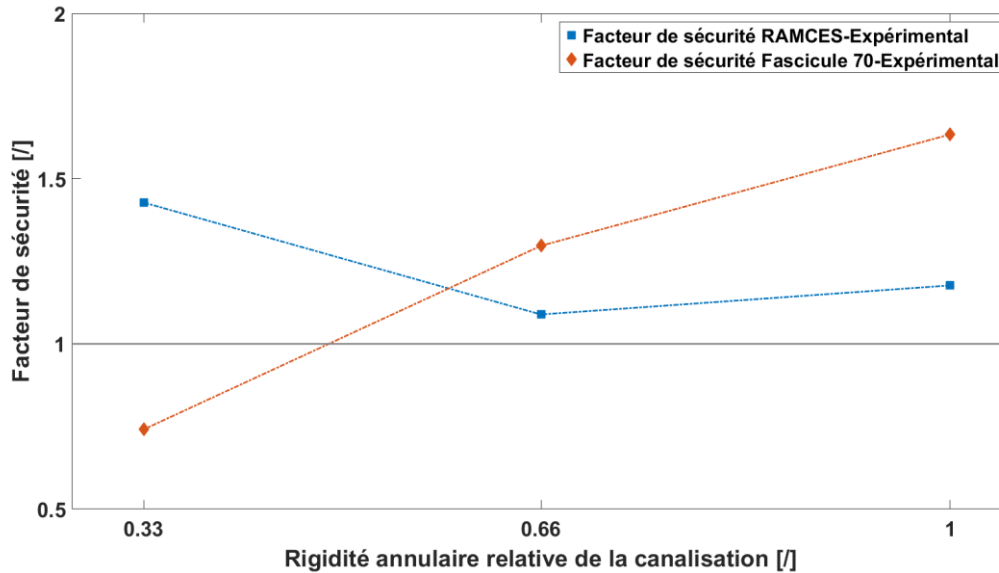


Figure 6-7 Evolution du facteur de sécurité pour des conduites chargées uniquement par le poids des terres en fonction de leur rigidité annulaire relative

6.3.2. Contribution de la surcharge

6.3.2.1. Surcharge de 27kN sur 0.3x0.3m²

Le facteur de sécurité dans le cas des conduites soumises à un chargement de 27kN sur une surface de 0.3x0.3m² est présenté Figure 6-8. Le Fascicule 70 apparait comme largement sécuritaire, avec un facteur de sécurité proche de 4 dans le cas de la conduite la plus épaisse. Concernant le modèle RAMCES, le facteur de sécurité est plus faible, aux alentours de 1.4, à l'exception de la conduite de rigidité intermédiaire, où il apparait être inférieur à 1, ceci étant cependant liée à l'incertitude sur l'épaisseur (l'extrémité de la barre d'erreur est au-dessus de 1).

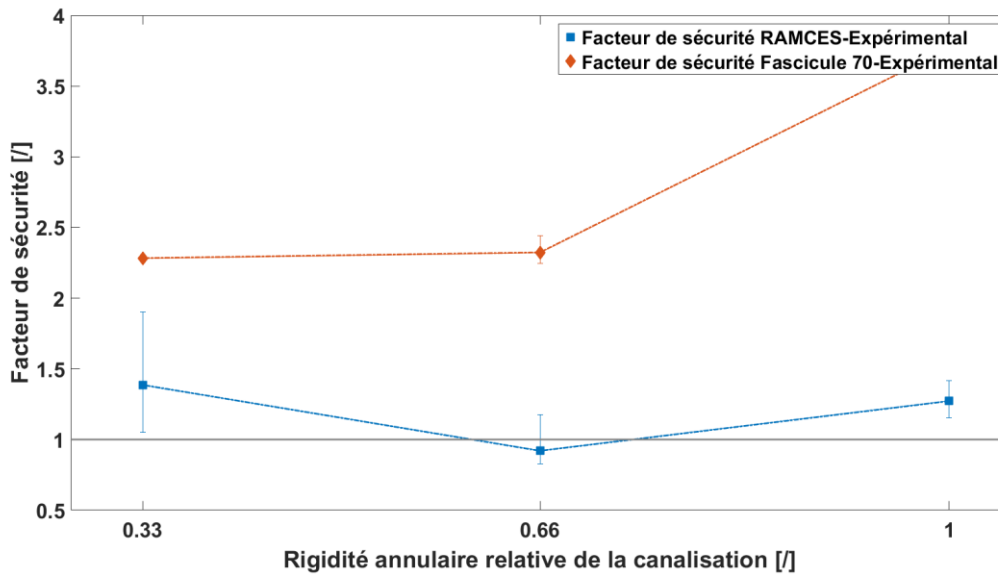


Figure 6-8 Evolution du facteur de sécurité pour des conduites soumises à un chargement de 27kN sur une surface de 0.3x0.3m² en fonction de leur rigidité annulaire relative

6.3.2.2. Surcharge de 285kN sur 0.9x1.5m²

Le facteur de sécurité dans le cas des conduites soumises à un chargement de 285kN sur une surface de 0.9x1.5m² est présenté Figure 6-9. Les deux modèles amènent ici à un facteur de sécurité inférieur à 1 (à l'exception de RAMCES pour la conduite la plus fine). Ceci implique que les approches de calcul normatives ne parviennent pas, dans ce scénario de chargement, à prévoir de manière sécuritaire les contraintes maximales dans les canalisations, et donc, peuvent amener à un sous-dimensionnement de celles-ci.

Il convient cependant de modérer ces résultats, dans la mesure où :

- Les résultats sont influencés directement par la valeur choisie pour le facteur de correction (section 6.1)
- Les calculs avec le Fascicule 70 sont fortement dépendants des hypothèses choisies pour la mise en œuvre du sol, avec un effet de seuil important

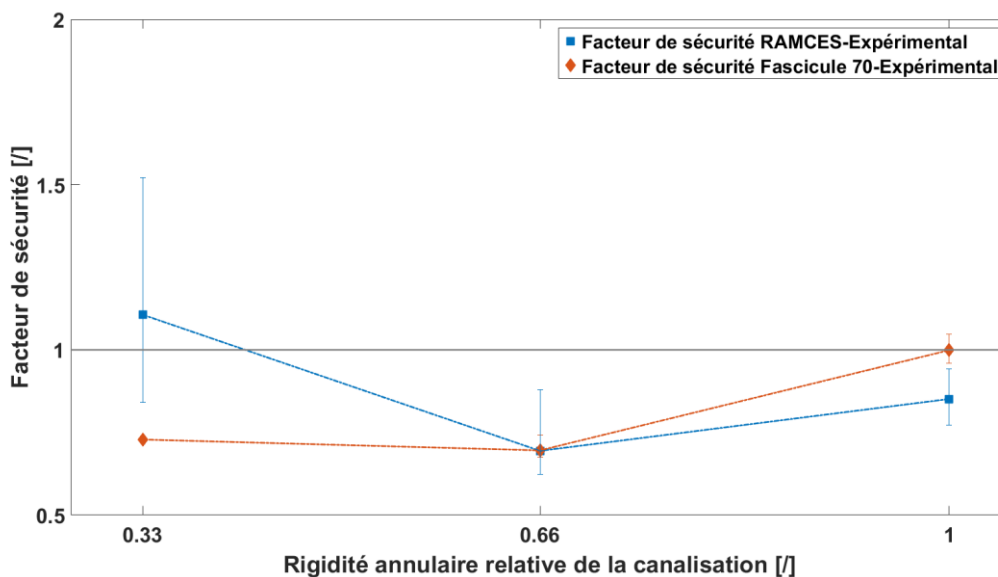


Figure 6-9 Evolution du facteur de sécurité pour des conduites soumises à un chargement de 27kN sur une surface de 0.9x1.5m² en fonction de leur rigidité annulaire relative

En résumé, les approches de calcul sous-estiment les contraintes [ortho-radiales] et surestiment l'ovalisation des conduites. Ceci est traduit sur la Figure 6-10, qui présente le rapport entre la contrainte ortho-radiale maximale et l'ovalisation des canalisations, ce ratio étant homogène à une contrainte, et interprétable comme une raideur⁴¹. La raideur issue des données expérimentales est plus importante (d'un facteur 2 à 3) que la raideur issue des approches normatives.

Les propositions d'amélioration de la section suivante viseront à corriger ces points.

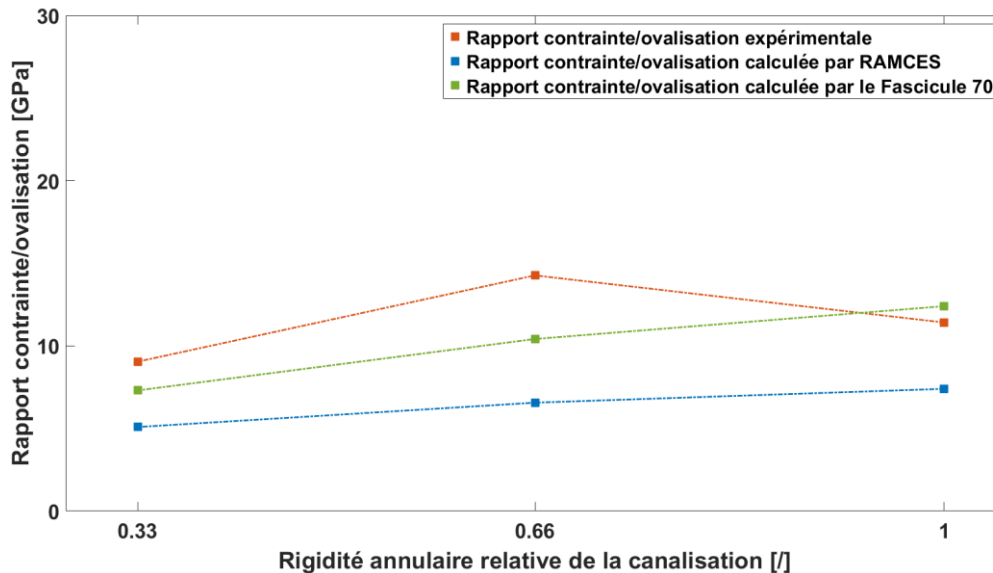


Figure 6-10 Rapport contrainte maximale/ovalisation maximale en fonction de la rigidité annulaire relative, chargement de 285kN sur 0.9x1.5m²

6.4. Propositions d'amélioration de RAMCES

L'objectif d'éventuelles modifications des approches de calcul est de permettre une meilleure prédiction des contraintes (augmentation) et des déplacements de la canalisation (diminution).

Cette section s'intéressera uniquement à RAMCES, dans la mesure où l'approche de calcul du Fascicule 70 est dépendante d'hypothèses fortes (chargement équivalent à une pression moyenne d'étreinte sur une canalisation pré-ovalisée, et de nombreux coefficients de correction), sur lesquelles il est difficile de faire des propositions.

6.4.1. Etat des lieux : RAMCES et données expérimentales

Commençons par rappeler quelques conclusions issues de l'étude expérimentale :

- La contrainte (ortho-radiale) maximale dans la canalisation est localisée au niveau de la clef
- La contrainte verticale dans le sol est maximale au niveau de la clef de la canalisation, et est largement plus faibles selon les autres orientations
- La contrainte horizontale dans le sol au niveau des reins de la canalisation augmente bilinéairement avec l'augmentation du diamètre horizontal, et le ratio σ_H/σ_V peut atteindre des valeurs de l'ordre de 0.6-0.8

⁴¹ Cette raideur n'est pas directement comparable à la rigidité annulaire de la canalisation (qui ne s'intéresse qu'à la canalisation seule), il s'agit ici de la raideur du système sol-canalisation sous un chargement spécifique

- Le diamètre vertical diminue plus que le diamètre horizontal n'augmente, engendrant une déformation « en cœur » de la canalisation

Le schéma de chargement de RAMCES a été présenté Figure 2-34. Il fait l'hypothèse que :

- La contrainte verticale au niveau de la génératrice de la canalisation est uniforme, et les surcharges se diffusent selon le modèle de Boussinesq
- Le ratio σ_H/σ_V au niveau des reins est fixe (et généralement égal à 0.5)

En l'état, la méthode RAMCES ne permet pas de prendre en compte correctement l'excès de contrainte à la clef lié à la contrainte verticale appliquée par le sol, ni la limitation de l'augmentation du diamètre horizontal à cause de l'action du sol support.

Les deux axes de modifications suivants sont donc envisageables :

- Distribution non uniforme de la contrainte verticale sur la génératrice supérieure de la canalisation : une répartition parabolique étant un point de départ intéressant ;
- Faire varier le ratio de contrainte σ_H/σ_V au niveau des reins au fil de la déformation de la canalisation, en lui permettant de dépasser la valeur 0.5.

6.4.2. Nouveaux paramètres d'entrée

La prise en compte d'une distribution parabolique de la contrainte verticale au-dessus de la canalisation peut se faire de manière directe, sans besoin de paramètres additionnels.

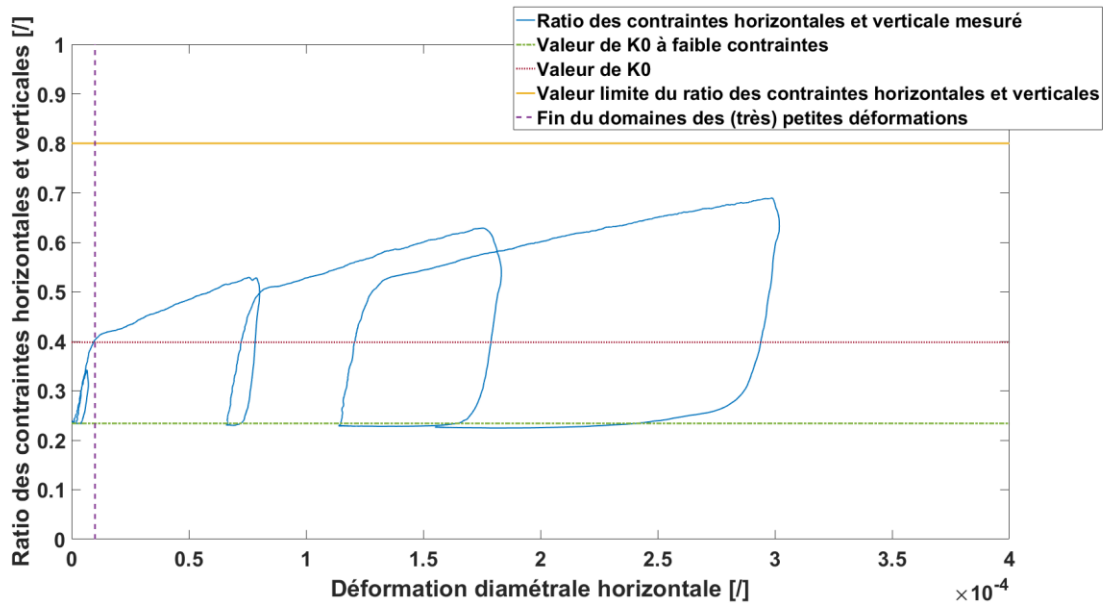
Cependant pour faire évoluer le ratio σ_H/σ_V aux reins au fil du chargement, il est nécessaire d'ajouter plusieurs paramètres d'entrée :

- E_s , le module de déformabilité du sol, correspondant à la raideur du sol au niveau des reins de la canalisation. Un exemple de ce module est présenté Figure 5-39 (en échelle modèle, devant donc être diminué d'un facteur F_c)
- $E_{\text{small strain}}$, le module de déformabilité du sol à très petites déformations (il n'est que rarement utilisé en pratique, sauf dans les applications sismiques)
- φ_{ls} , l'angle de frottement à faible contrainte⁴² devant être supérieur à l'angle de frottement au pic φ_{pic} , qui permet de déterminer $K_{0,ls}$ (pour low-stress) et K_0 à l'aide de la formule $K_0 = 1 - \sin \varphi$
- $K_{\text{cut-off}}$, valeur limite pour le ratio σ_H/σ_V ; qui ne peut dépasser 1 (voir plus-bas), mais une valeur plus basse (autour de 0.8) est probablement pertinente pour garder du conservatisme
- $\varepsilon_{\varnothing, \text{small-strain}}$, la valeur de déformation diamétrale signifiant la fin du domaine des (très) petites déformations, voisine de 10^{-5} .

Les différents paramètres (ou leurs paramètres dérivés, à l'exception de E_s et $E_{\text{small strain}}$) sont présentés Figure 6-11. La courbe correspond à des données expérimentales, issues de l'essai SP_2mm_v3 (ramenées en échelle prototype, avec facteur correctif lorsqu'applicable).

La valeur des paramètres sur cet exemple est présentée Tableau 6-7.

⁴² La conduite étant enterrée à une profondeur comprise entre 0.75m et 1m, cela donne un niveau de contrainte verticale liée au poids des terres compris entre 10 et 20kPa, l'angle de frottement mesuré pour les sols à ce niveau de contrainte étant significativement supérieur à celui mesuré à des niveaux de contrainte moyenne supérieure (Lancelot et al., 1996) (Hor, 2012)



E_s [MPa]	φ_{ls} [°]	$K_{0,ls}$ [/]	φ_{pic} [°]	K_0 [/]	$K_{cut-off}$ [/]	$\varepsilon_{\phi,small-strain}$ [/]
17	50	0.234	37	0.398	0.8	1×10^{-5}

Tableau 6-7 Exemple de paramètres calés sur l'essai SP_2mm_v3

6.4.3. Relation entre la déformation diamétrale et le ratio des contraintes

Une proposition de l'évolution du ratio σ_H/σ_V en fonction de la déformation diamétrale est présentée Figure 6-12 . On distingue plusieurs phases :

- Une phase en très petites déformations, où le ratio σ_H/σ_V évolue proportionnellement à $E_{small\ strain}$
- Une phase où le ratio σ_H/σ_V évolue proportionnellement à E_s , phase étant à priori la plus courante/importante
- Une dernière phase où le ratio est constant, et égal à $K_{cut-off}$

La section suivante présentera les modifications à apporter à RAMCES pour incorporer cette relation, et par la même occasion, la procédure de calcul associée.

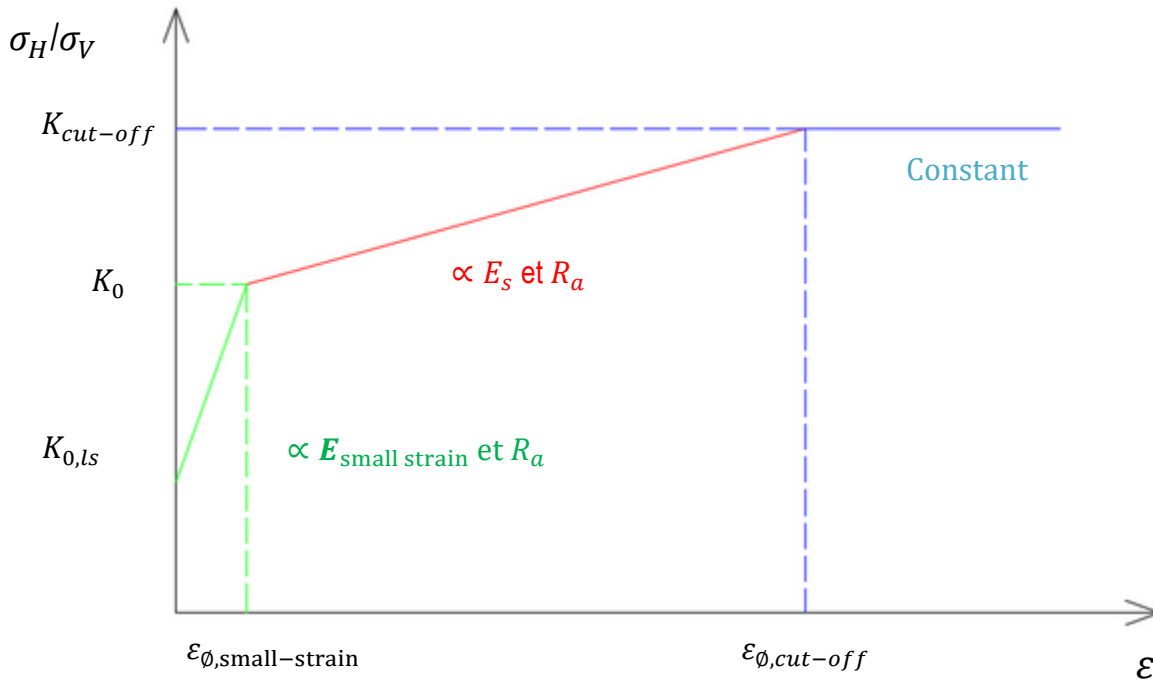


Figure 6-12 Relation entre le ratio des contraintes σ_H/σ_V et la déformation diamétrale, proposition d'ajout à RAMCES

6.4.4. Calcul itératif des contraintes et des déplacements

Pour être en mesure de faire varier au fil du chargement le ratio des contraintes au niveau des reins de la canalisation, il devient nécessaire de rendre le calcul itératif.

6.4.4.1. Etape 0 : poids des terres seul

La première étape consiste à calculer les déformations de la conduite uniquement soumise au poids des terres PT, en considérant que celui-ci s'applique de manière uniforme au niveau de la génératrice supérieure de la canalisation : il s'agit de fait d'un calcul RAMCES classique, la seule différence étant que le ratio σ_H/σ_V est pris égal à $K_{0,ls}$.

Le schéma de chargement associé est présenté Figure 6-13, et le calcul permet d'obtenir $\epsilon_{\phi,0}$, la déformation diamétrale associée au poids des terres.

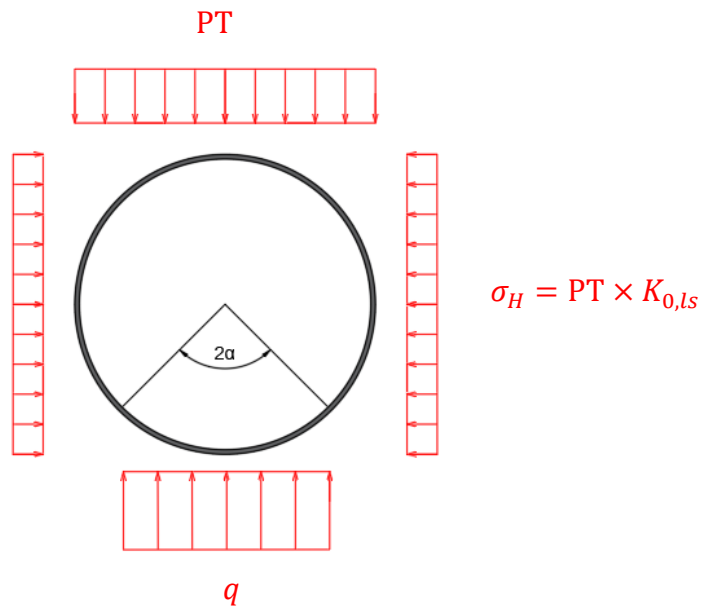


Figure 6-13 Conduite et chargement extérieur sous poids des terres

6.4.4.2. Etape 2 à n: ajout d'un incrément de contrainte verticale (lié à la surcharge)

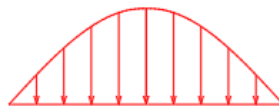
On ajoute au chargement extérieur une fraction Δp_n de la surcharge de surface, distribuée paraboliquement au niveau de la génératrice supérieure de la canalisation.

Incrément de la surcharge verticale de l'étape n

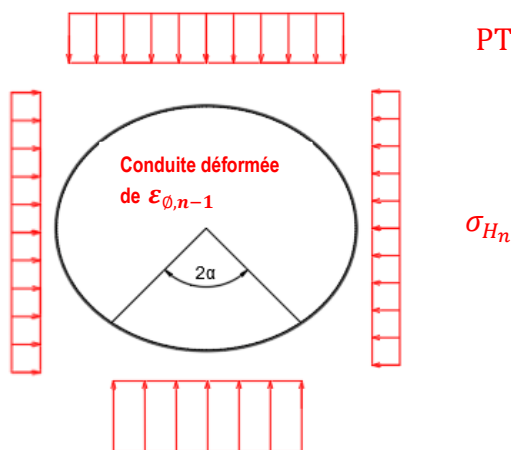


Δp_n

Cumul des incréments des étapes précédentes



$$\sum_{i=1}^{n-1} \Delta p_i \quad \begin{matrix} \text{Si } n \geq 2 ; 0 \\ \text{sinon} \end{matrix}$$



La valeur de σ_H à ce stade dépend de la valeur de $\varepsilon_{\phi,n-1}$ calculée à l'étape précédente, telle que :

- Si $\varepsilon_{\phi,n-1} < \varepsilon_{\phi,small-strain}$ $\rightarrow \sigma_{H_n} = PT \times K_{0,ls} + \varepsilon_{\phi,n-1} \times E_{small\ strain}$
- Si $\varepsilon_{\phi,n-1} > \varepsilon_{\phi,small-strain}$ $\rightarrow \sigma_{H_n} = PT \times K_{0,ls} + \varepsilon_{\phi,n-1} \times E_s$

Remarque : le premier cas, faisant intervenir $E_{\text{small strain}}$ ne devrait à priori pas être rencontré en pratique, car il correspond à un niveau de déformation diamétrale qui devrait être dépassé par l'application du poids des terres : pour donner un ordre de grandeur, en faisant l'hypothèse d'une déformation elliptique, un niveau de déformation diamétrale de $\varepsilon_{\phi} = 1 \times 10^{-5}$ correspond à une ovalisation de 0.2‰ (pour une conduite de 300mm de D_{ext}), à mettre en relation avec les niveaux observés en pratique aux alentours de 0.1%.

On calcule alors le ratio σ_H/σ_V , qu'on limitera à la valeur de $K_{\text{cut-off}}$ le cas échéant, ainsi que $\varepsilon_{\phi,n}$; déformation diamétrale après l'étape n du chargement, qui sera utilisée pour calculer la contrainte horizontale σ_H à l'étape suivante.

Cette étape est à répéter jusqu'à ce que l'intégralité de la charge liée à la surface soit appliquée.

6.4.4.3. Borne supérieure du ratio σ_H/σ_V

Les observations expérimentales montrent que $\Delta\sigma_H/\Delta\sigma_V$ tend vers 1 lorsque le chargement extérieur est consécutif (voir Figure 5-34).

En l'absence de valeur limite $K_{\text{cut-off}}$, et pour $\varepsilon_{\phi} > \varepsilon_{\phi,\text{small-strain}}$ on obtient la formulation suivante des contraintes verticales et horizontales au niveau des reins de la canalisation:

$$\begin{aligned}\sigma_H &= PT \times K_{0,ls} + \varepsilon_{\phi} \times E_s \\ \sigma_V &= PT + \varepsilon_{\phi} \times E_s\end{aligned}\quad \text{Équation 6-4}$$

Lorsque ε_{ϕ} devient suffisamment grand, PT devrait être faible devant $\varepsilon_{\phi} \times E_s$, et donc la valeur de σ_H/σ_V tendre vers 1. Il s'agit d'un comportement du modèle qu'il faudra vérifier après son implémentation. Cela implique que $K_{\text{cut-off}}$ doit être inférieur ou égale à 1.

6.4.5. Limitations

Cette approche devrait permettre d'augmenter la contrainte calculée au niveau de la clef (et donc restaurer du conservatisme), tout en limitant l'ovalisation de la canalisation, et donc de manière globale, donner des résultats plus proches de ceux issus de la campagne expérimentale.

La principale limitation de cette approche est à priori le fait qu'elle fasse intervenir des paramètres du sol à très bas niveau de contrainte, et bas niveau de déformation, qui ne sont pas des paramètres couramment obtenus lors des essais de laboratoire et/ou in situ (hors méthodes géophysiques).

Il faut également ajouter que les études réalisées par GRTgaz incluent rarement une étude de sol complète, et n'ont de fait pas accès aux paramètres mécaniques du sol en place. De fait, il conviendrait probablement de proposer des jeux de paramètres pour différents types de sol et méthodes de mise en œuvre, pouvant être utilisés de manière simple dans le cadre d'une mise en œuvre standardisée.

Cette approche est également basée uniquement sur le comportement d'une conduite enterrée dans un sol permettant un bon appui latéral, le comportement lors d'un remblaiement dans un sol de mauvaise qualité n'étant pas documenté dans cette étude.

En dernier lieu, la principale limitation de cette approche est qu'elle n'est pas implémentée, et qu'il n'est donc pas possible de vérifier sa pertinence au-delà de l'aspect théorique à l'heure actuelle...

7. Conclusion

Dans ce mémoire, un certain nombre d'éléments relatifs au comportement des conduites enterrées et soumises à des chargements de surface ont été mis en avant.

Tout d'abord, les méthodes historiques de calcul de ces ouvrages ont été présentées, ainsi que les approches de calcul utilisées de manière opérationnelle, de même des résultats de recherches antérieures. Cela permet de dresser un état des lieux de la connaissance du comportement des conduites enterrées, et d'en identifier les limitations et possibilités d'amélioration.

Un protocole expérimental a ensuite été proposé, pour la réalisation d'essais à échelle réduite en cuve d'essai, sous gravité 1g. Les trois conduites retenues sont basées directement sur des conduites utilisées dans le réseau GRTgaz. Deux cas de chargement ont été considérés, chacun correspondant à un type de chargement routier différent (poids lourd simple essieu ; et croisement de deux poids lourds). Le sol utilisé est un sable dense et sec, la canalisation étant mise en œuvre dans une tranchée à bords inclinés. L'instrumentation de la canalisation est assurée par 6 paires de jauges bidirectionnelles collées sur l'extrados, ainsi que par des capteurs de déplacements internes, mesurant la variation des diamètres verticaux et horizontaux au cours de l'essai. Le tassement et les rotations de la plaque de chargement sont mesurés à l'aide de 4 capteurs de déplacements, ainsi que l'évolution des contraintes dans le sol par le biais de capteurs de contrainte totale (verticale et horizontale) positionnés à proximité de la conduite.

Un total de 14 essais a été réalisé correspondant à différentes combinaisons de conduites/chargement ; en incluant des essais de répétabilité. La campagne expérimentale a permis de mettre en évidence un certain nombre de différences avec les hypothèses utilisées dans les approches de calcul normatives. Il ressort que, sous l'action du chargement, la conduite se déforme de manière complexe, sans axe de symétrie horizontal, et que le maximum de contrainte ortho-radiale est situé à la clef de la canalisation (génératrice supérieure), qui est également la localisation du maximum de contrainte verticale dans le sol. Il a également été observé que le ratio des contraintes horizontales et verticales au niveau des reins (axe de symétrie de la conduite non déformée) peut atteindre des valeurs plus importantes que dans les normes, et augmente avec le diamètre horizontal. Lorsque la charge est appliquée de manière répétée (plusieurs centaines de cycles), l'augmentation des contraintes et des déplacements est modérée, de l'ordre de 25% ; cette considération n'étant cependant pas directement prises en compte dans les approches normatives.

Les résultats expérimentaux ont été rapportés en échelle prototype, via l'utilisation des règles de similitude, mais également d'un facteur correctif pour prendre en compte l'effet d'échelle induit par le comportement du sol (augmentation non linéaire de la rigidité avec le niveau de contrainte moyenne). La comparaison des modèles normatifs de calcul des conduites enterrées (Fascicule 70 (2003) et modèle RAMCES) montre que ceux-ci ne sont pas systématiquement sécuritaires (notamment lors d'un chargement important), mais tendent malgré tout à surestimer l'ovalisation des conduites. Il convient cependant de préciser que ces résultats dépendent directement de la valeur du facteur correctif, qui devra faire l'objet d'études plus approfondies. Ils peuvent également être impactés par la nature des essais (en cuve, de dimensions finies), pouvant interférer avec la diffusion des charges de surface.

Il est ensuite proposé des améliorations pour le modèle RAMCES, par une modification la distribution des contraintes agissant sur la canalisation :

- Distribution parabolique de la contrainte verticale au niveau de la génératrice supérieure
- Réaction horizontale du sol directement liée au niveau de déformation de la canalisation

L'implémentation de ces modifications n'est actuellement pas réalisée, et devraient faire l'objet de travaux futurs.

8. Perspectives

Les perspectives de ces travaux de recherche sont nombreuses. Tout d'abord, il serait pertinent de continuer à exploiter le protocole expérimental développé dans cette thèse, afin de l'appliquer à d'autres situations.

Expérimentalement, plusieurs axes se dégagent. Tout d'abord, étendre l'étude à des conduites de plus grand diamètre, qui sont, de manière générale, plus sensibles aux chargements de surface, surtout pour ratios diamètre/épaisseur importants. Les modifications à apporter au protocole portent alors principalement sur la gestion de la similitude (diminution du facteur d'échelle géométrique ?), et de la réalisation des conduites, dans le cas où celle-ci devraient être usinées pour l'occasion.

Le deuxième point à explorer expérimentalement est l'effet de la pression interne sur le comportement du système sol-canalisation-charge : en effet, au cours de la vie de l'ouvrage, la pression interne varie grandement, allant jusqu'à 8MPa en exploitation, et est nulle lors des phases de mise en œuvre et de maintenance. Cela influe notamment sur le niveau de contrainte ortho-radiale dans la canalisation, mais également sur sa déformabilité (la pression interne s'opposant aux contraintes extérieures liées au poids des terres et à la surcharge). Il faut pour ce faire développer le système de pressurisation de la canalisation (les pistes actuelles portent sur l'utilisation d'une membrane souple glissée à l'intérieur), et arrêter les choix de phasage pour l'application des surcharges et de la pression.

Le dernier point, pouvant être associé aux deux précédents, est d'améliorer la mesure des contraintes totales dans le sol à proximité de la canalisation ; à la fois en termes de fiabilité des capteurs, mais également de précision des mesures. La solution est partiellement prête, des capteurs verticaux et horizontaux de 100kPa et 50kPa (respectivement) étant disponibles, et avec un système de câblage amélioré. Ces capteurs devront être incorporés aux prochaines expérimentations réalisées.

Les résultats et données disponibles à l'issue de cette thèse étant très majoritairement expérimentaux, il serait intéressant d'utiliser l'outil numérique pour les compléter. Dans un premier temps, il serait intéressant de chercher à reproduire au mieux les résultats expérimentaux (particulièrement les niveaux de contraintes dans la canalisation ainsi que l'évolution des contraintes totales à proximité de la canalisation), afin de valider les choix de modélisation (notamment le choix du modèle de comportement des sols *Hardening Soil, Small Strain*) et pouvoir dans un second temps les appliquer à d'autres situations non testées expérimentalement. Il serait également souhaitable d'examiner plus en profondeur le changement d'échelle, et notamment la notion de facteur correctif, sur laquelle reposent les conclusions sur le (non)conservatisme dans certaines situations des modèles de calcul normatifs dans leur forme actuelle.

Enfin, il conviendra de tester la validité des modifications proposées pour le modèle RAMCES, en les ajoutant au logiciel mais également en les confrontant aux résultats expérimentaux et numériques pertinents, avant de proposer à GRTgaz de l'intégrer à la version opérationnelle de RAMCES le cas échéant. Une validation supplémentaire par confrontation à des résultats issus d'une campagne de mesure in-situ (expérimentation en échelle réelle sur une conduite en conditions opérationnelle) serait optimale, et le savoir-faire expérimental développé en laboratoire lors de cette thèse pourrait être avantageusement mis à profit dans la réalisation de cette étude.

Annexes

A. Protocole de la campagne de 2018

La campagne de 2018 se compose de plusieurs essais préliminaires aux travaux réalisés dans cette thèse. De fait, un certain nombre d'éléments sont similaires au protocole présenté au chapitre 3, avec cependant des différences. Tout d'abord, ces essais utilisent le même dispositif d'essai (cuve, vérin, facteur d'échelle), ainsi que le même sol (sable de fontainebleau NE34).

La mise en œuvre du sable et de la canalisation est cependant différente, telle que :

- Mise en œuvre d'une couche initiale de 40cm, compactée manuellement par damage, et à l'aide d'une aiguille vibrante
- Pose de la canalisation à la surface de la couche précédente
- Mise en œuvre d'une couche de 11cm de sable sans compaction (côte finale à 1cm au-dessus la génératrice supérieure de la canalisation)
- Remblaiement par couches successives de 10cm, compactées par damage manuel

Il est ici à retenir que la canalisation n'est pas mise en œuvre en tranchée, et que le sable support n'est pas compacté directement, et est donc a priori en état lâche. Ceci est visible sur le Tableau A-1, qui présente les données issues du dépouillement des 4 boîtes de calibration ayant été noyées dans le massif de sable : le sol proche de la canalisation présente une densité relative de l'ordre de 40%, contre environ 60% pour le reste du massif.

Le placement des boîtes est le suivant :

- Boîte B1 : 35 cm à droite du bord extérieur de la conduite, profondeur 45 cm (axe de la conduite)
- Boîte B2 : 18 cm à gauche du bord extérieur de la conduite, profondeur 45 cm (axe de la conduite)
- Boîte B3 : 15 cm au-dessus de l'axe de la conduite, 55 cm à droite du bord extérieur de la conduite
- Boîte B4 : 25 cm au-dessus de l'axe de la conduite, 50 cm à gauche du bord extérieur de la conduite

Boîte	Diamètre moyen (cm)	Hauteur moyenne (cm)	Masse à vide (g)	Masse pleine (g)	Volume (cm ³)	Densité (g/cm ³)
1	5,643	3,795	13,6	164,1	94,91	1,586
2	5,630	3,924	14,1	161,9	97,69	1,513
3	5,625	3,942	14,2	168,8	97,96	1,578
4	5,644	3,927	14,0	164,8	98,25	1,535

Tableau A-1 Dépouillement des boîtes de calibration

L'état de compaction du massif est également évalué à l'aide d'essai au pénétromètre dynamique Panda 3⁴³, loin de la canalisation. Le résultat d'un essai est présenté Figure A-1, et les mesures sont répétables lors des autres essais.

⁴³ Cette solution n'a pas été retenue dans le protocole tel qu'utilisé dans cette thèse et présenté chapitre 3, pour des raisons de disponibilité du matériel.

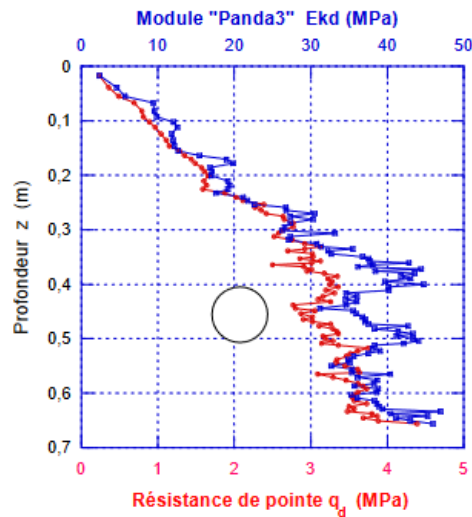


Figure A-1 Résultat d'un essai au Panda 3

La canalisation utilisée dans ces essais est en tout point similaire à la canalisation de 2mm présenté en section 3-2.

L'instrumentation de la canalisation comprend 4 rosettes de 2 jauges de déformations, mesurant les déformations ortho-radiales et longitudinales, et sont présentées Figure A-2. Le tassement en surface est suivi à l'aide d'un capteur de déplacement laser, pointé sur l'un des coins de la plaque de chargement.

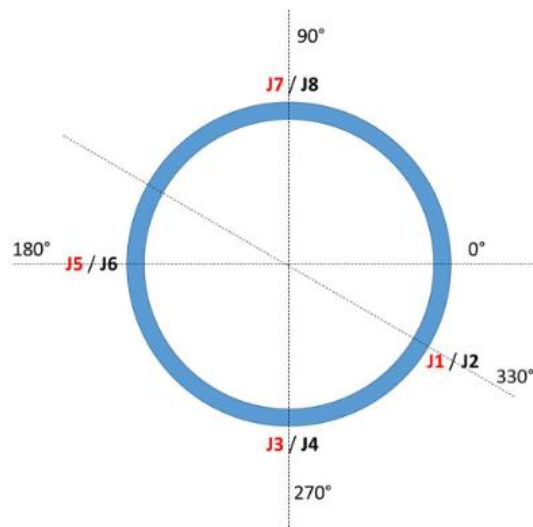


Figure A-2 Placement des jauges de déformation lors de la campagne de 2018

3 essais ont été réalisés :

- Essai 1 : Le niveau final de sable est à la cote +90cm par rapport au fond de la VisuCuve (ou +45cm par rapport au centre de la canalisation)
- Essai 2 : Le niveau final de sable est à la cote +75cm par rapport au fond de la VisuCuve (ou +30cm par rapport au centre de la canalisation) ;
- Essai 3 : Le niveau final de sable est à la cote +75cm par rapport au fond de la VisuCuve et une dalle de répartition est noyée dans le sable à la cote +68cm à l'aplomb de la plaque de chargement.

L'essai 1 ne donne pas de résultats intéressants, la canalisation étant enterrée trop profondément pour que l'effet de la charge de surface soit significatif.

L'essai 2 se rapproche d'un essai de type de SP_2mm, et a permis d'en poser les bases.

L'essai 3 comporte une dalle de répartition, cette direction n'ayant cependant pas été explorée dans le cadre de cette thèse.

B. Note de calcul selon le Fascicule 70

B.1 Paramètres d'entrée

L'objectif de cette section est de présenter avec des valeurs numériques, les différentes étapes d'un calcul au fascicule 70. L'application sera faite en échelle prototype, sur la situation équivalente au tube modèle de 2mm d'épaisseur, chargé par la plaque de 30x50cm².

Les données géométriques du problème sont rappelées Tableau B-2.

Epaisseur prototype [mm]	6
Diamètre extérieur prototype [mm]	300
Pression interne [MPa]	0
Hauteur de couverture [m]	0.75
Limite d'élasticité [MPa]	360 (nuance d'acier TUE360)
Module d'Young de la conduite E [MPa]	210 000
Coefficient de Poisson ν [/]	0.33
Dimension prototype selon l'axe X, [m]	0.9
Dimension prototype selon l'axe Z [m]	1.5
Hauteur de couverture [m]	0.75
Surcharge [kN]	285
Contrainte appliquée [kPa]	211
Largeur de la « tranchée » liée au poids des terres [m]	1.20
Largeur de la « tranchée » liée au chargement [m]	0.9

Tableau B-2 Données d'entrée du calcul au Fascicule 70

B.1.1 Détermination des paramètres du sol

Le sol composant la tranchée est un sable propre, mis en œuvre à 90% de sa densité maximale (~1600kg.m⁻³), sans blindage.

Le groupe de sol est donc G1 (Tableau 2-2), et dans l'état de compaction q_5 , les paramètres mécaniques sont ceux du Tableau B-3. Aucune minoration liée au blindage n'est appliquée.

Module de déformabilité E_s [MPa]	Angle de berceau 2α [°]	coefficient de cisaillement k_1 [/]	Rapport de contraintes horizontales et verticales k_2 [/]	Coefficient de Poisson ν_s [/]
5	110	0.15	0.5	0.33

Tableau B-3 paramètres mécaniques d'un sol G1 en état de compaction q_5

B.2 Paramètres dérivés

On calcul alors les grandeurs dérivées concernant le système sol canalisation, présentées Tableau B-4.

Diamètre moyen [mm]	294
Inertie de flexion ortho-radiale [m ⁴]	2.02×10^{-8}
Rigidité annulaire [kPa.m]	167
Indice de rigidité relative sol/conduite	5.58
Ovalisation initiale e_0 [mm]	1.445
Coefficient de moment à la clef [/]	0.286
Coefficient de moment au rein [/]	0.2697
Coefficient d'ovalisation [/]	0.091
Critère de rigidité [/]	0.1380 > 0 (conduite rigide)

Tableau B-4 Grandeurs dérivées du système sol canalisation

B.3 Détermination des efforts appliqués à la conduite

B.3.1 Surcharge liée au remblai

On applique la méthode de Marston (1913), tel que :

$$p_r = C \cdot \gamma \cdot H \quad \text{Équation B-1}$$

Dans le cas d'une canalisation souple (critère de rigidité < 0), le coefficient C vaut 1 ; dans le cas d'une canalisation rigide, $C = \min(C_1; C_2)$.

On détermine C_1 à l'aide de l'abaque présentée Figure B-3. Ici, le rapport H/B vaut 0.625 et B/D_{ext} vaut 4 donc, $C_1 = 3.68$.

Le calcul de C_2 se fait comme suis :

- Si $H/D_{ext} \leq 2.5$, $C_2 = C_0$, C_0 étant déterminé sur la Figure B-4
- Sinon, $C_2 = C_0 - 0.009 \frac{E_s}{R_a}$

On se trouve dans le cas n°1, avec $H/D_{ext}=2.5$, donc par lecture de la Figure B-4, $C_2 = C_0 \approx 1.48$.

Ainsi, $C = \min(C_1; C_2) = C_2 = 1.48$, et la pression appliquée par le remblai sur la génératrice supérieure de la canalisation, p_r , vaut 17.76 kN/m².

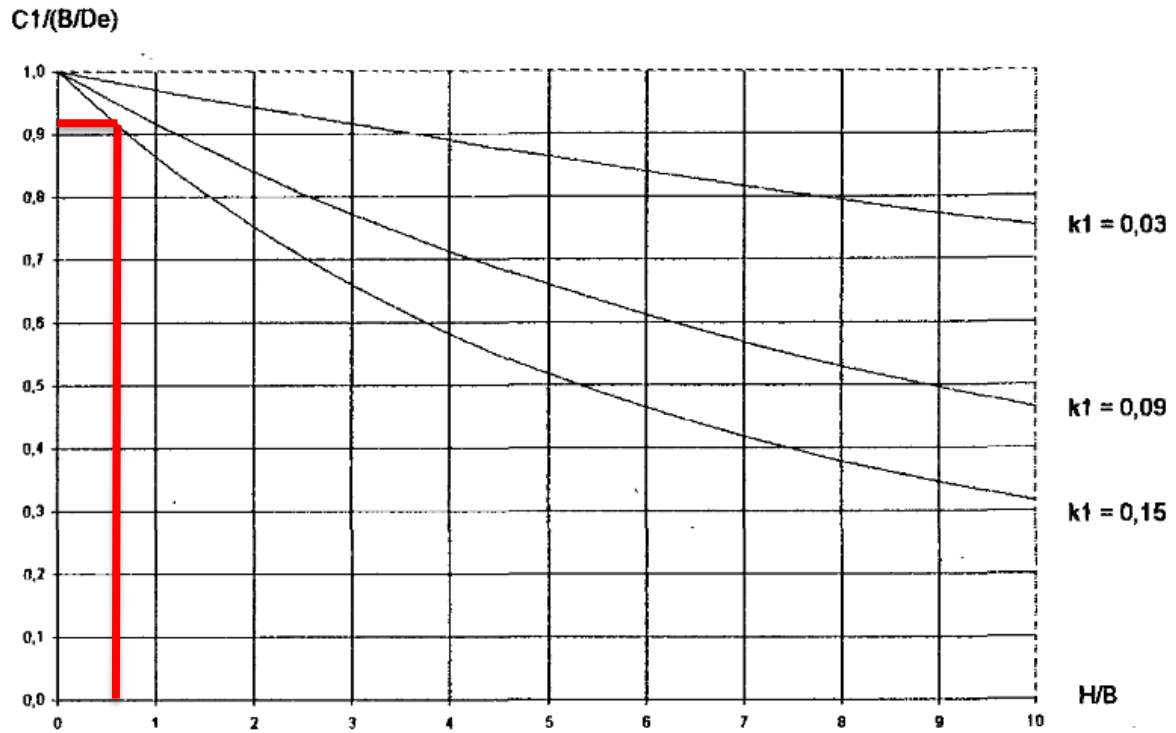


Figure B-3 Abaque pour la détermination de C_1

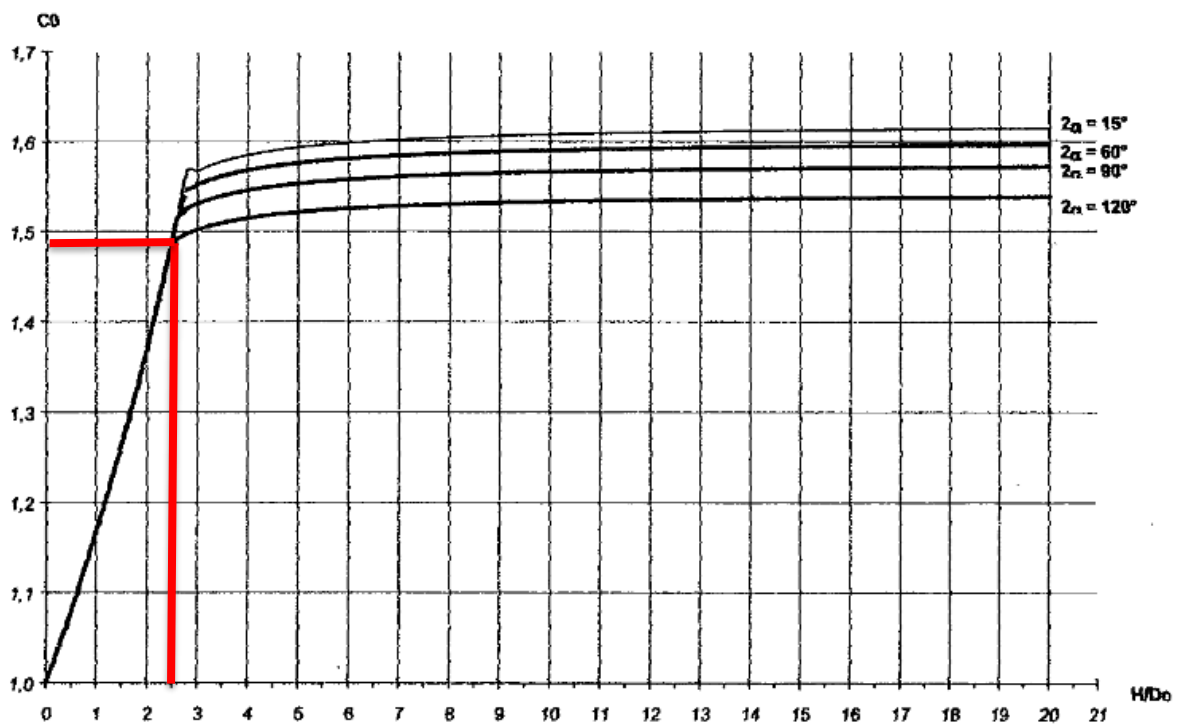


Figure B-4 Abaque pour la détermination de C_0

B.3.2 Surcharge liée au chargement de surface

La contrainte appliquée en surface est $p_0 = 211\text{kPa}$. On détermine la contrainte agissant au niveau de la clef de la canalisation grâce à la formule proposée en section 2.3.1.1.2 :

$$p_e = p_0 \cdot e^{-2k_1 H/B} \quad \text{Équation B-2}$$

Cependant, cette formulation est valable pour une surcharge supposée infinie selon l'axe Z . La théorie de Marston permettant de calculer des surcharges de longueur finie (cas des surcharges perpendiculaires), il est proposé la formulation suivante :

$$p_e = p_0 \cdot e^{-2k_1 H/B - 2k_1 H/A} \quad \text{Équation B-3}$$

On calcul donc que $p_e = 141.4\text{kPa}$.

B.3.3 Calcul des moments

Une fois en connaissance des contraintes verticales appliquées à la conduite, il devient possible de calculer la pressions verticale p_v , et la pression moyenne d'étreinte \bar{p} , et de là les moments agissants (à la clef et aux reins), ainsi que l'ovalisation. Le résultat de ces calculs est présenté

Action considérée	Remblai seul ($p_v = p_r$)	Surcharge seule ($p_v = p_e$)	Remblai et surcharge $p_v = p_r + p_e$	Remblai + surcharge superposé
Moment à la clef [kN.m]	0.04	0.321	0.365	0.361
Moment aux reins [kN.m]	0.0343	0.273	0.307	0.307
Ovalisation [%]	0.096	0.77	/	/

Il est à noter que le principe de superposition ne fonctionne pas totalement. Ainsi :

$$M_{radier}_{(p_r+p_e)} \neq M_{radier}_{(p_r)} + M_{radier}_{(p_e)} \quad \text{Équation B-4}$$

Les écarts étant cependant très faibles, le résultat des deux méthodes sera considéré équivalent.

C. Calibration du modèle numérique

Le modèle numérique utilisé pour évaluer l'effet d'échelle généré par le comportement du sable (raideur dépendant du niveau de contrainte) a été calibré sur des essais triaxiaux provenant de l'étude de Andria-Ntoanina et al., (2010).

Concernant le sable, le principale effet du changement d'échelle est de changer la contrainte moyenne auquel il est soumis, ce qui implique que le modèle doit être calibrer sur des essais à différent niveau de contrainte moyenne. Il a donc été choisi d'utiliser des essais triaxiaux réalisés à deux niveaux de confinement, 50kPa et 100kPa. En toute rigueur, des données provenant d'essais réalisés à plus faible niveaux de contrainte auraient été intéressant, cependant de telle données ne sont pas disponibles pour le sable de Fontainebleau NE34.

L'un des objectifs initial de la campagne numérique (préalable à la campagne expérimentale) était également d'évaluer l'effet de la densité du sable sur la réponse de la conduite. Ainsi, la calibration a été réalisée pour deux niveaux de compaction du sable, à savoir une masse volumique de 1550kg.m^{-3} et 1650kg.m^{-3} . En pratique, lors de la campagne expérimental, la masse volumique du sable est d'environ 1600kg.m^{-3} , soit entre les deux. Il a cependant été choisi de conserver les données provenant des calculs numériques réalisés avec un sable mis en œuvre à 1650kg.m^{-3} , aussi les données de calibration s'intéressent donc à un sable à ce niveau de densité.

Les caractéristiques des essais tri-axiaux utilisés sont présentés Tableau C-.

Nom essai	Indice des vides [I]	Masse volumique [kg.m^{-3}]	Densité relative [%]	Contrainte de confinement [kPa]
TM9	0.573	1679	0.83	50
TM10	0.579	1672	0.81	100

Tableau C-1 Paramètres des essais triaxiaux utilisés pour la calibration du modèle numérique (Andria-Ntoanina et al., 2010)

La détermination des paramètres se fait de manière itérative, en utilisant le module « SoilTest » de Plaxis, l'objectif étant d'obtenir un jeu de paramètres unique permettant de reproduire au mieux les données expérimentales.

L'évolution du déviateur des contraintes et de la déformation volumique en fonction de la déformation axiale sont présentés respectivement Figure C-5 et Figure C-6.

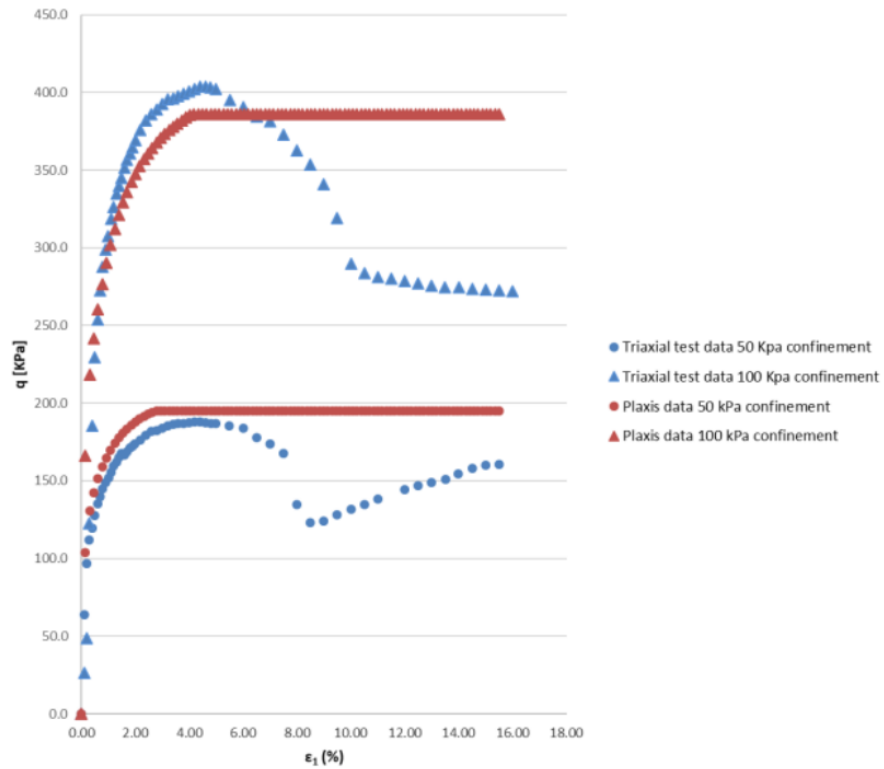


Figure C-5 Evolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale, données expérimentales et réponse du modèle numérique

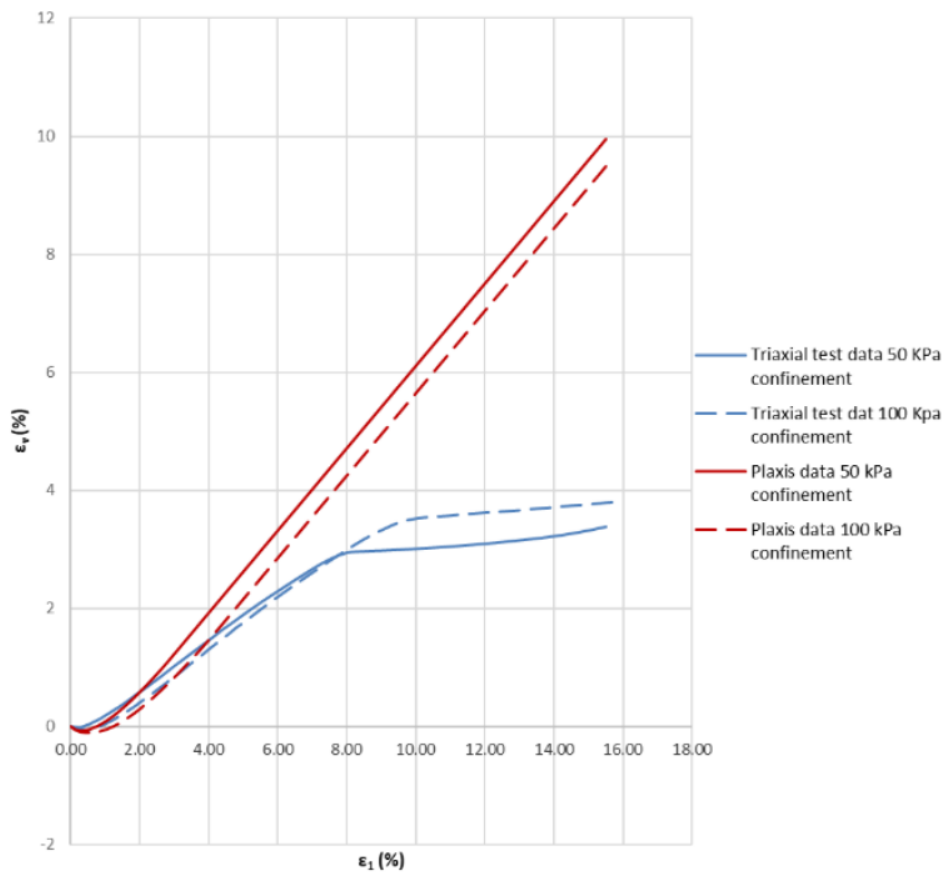


Figure C-6 Evolution de la déformation volumique en fonction de la déformation axiale, données expérimentales et réponse du modèle numérique

Tables

Table des figures

Figure 1-1 Répartition [%] de la consommation d'énergie primaire en France pour 2020 (SDES, 2021)	6
Figure 1-2 Provenance des importations françaises de gaz naturel depuis 1973, en TWh (SDES, 2021)	7
Figure 1-3 Le réseau GRTgaz en 2019	7
Figure 1-4 Schéma de situation d'une canalisation enterrée sous un chargement de surface	8
Figure 2-1 Terminologie d'une conduite enterrée	10
Figure 2-2 Schéma de situation de la conduite en tranchée	11
Figure 2-3 Evolution du coefficient C pour un sable sec en fonction du rapport H/B	12
Figure 2-4 Evolution des coefficients C_I et C_s en fonction de la profondeur (pour $A=B$, surcharge carrée)	13
Figure 2-5 Redistribution des contraintes verticales dans la tranchée pour une conduite souple (gauche) et pour une conduite rigide (droite), (PVP Pipe Association, 2012)	14
Figure 2-6 Evolution du coefficient ξ en fonction de E/E_s , pour une conduite de 300mm de diamètre et 6mm d'épaisseur	15
Figure 2-7 Modèle de chargement selon Spangler (1941)	15
Figure 2-8 Modèle de chargement modifié par (Tian et al., 2015)	18
Figure 2-9 Comparaison de la valeur de kxv (gauche) pour différentes méthodes de calcul (Tian et al., 2015)	19
Figure 2-10 Remblaiement de la conduite	20
Figure 2-11 Méthodes de retrait des blindages selon le fascicule 70	22
Figure 2-12 Schéma de chargement selon le fascicule 70	23
Figure 2-13 Ovalisation initiale selon le Fascicule 70	24
Figure 2-14 Pression moyenne d'étreinte et déformation initiale de la conduite	25
Figure 2-15 Schéma de chargement transversal de la conduite selon l'Eurocode 3	28
Figure 2-16 Schéma de situation pour une conduite croisant une autoroute selon l'API1102	29
Figure 2-17 Placement des jauges de déformation (gauche) et des cellules de mesures de pression (droite), (Chaallal et al., 2014)	31
Figure 2-18 Allure déformée de la canalisation HDPE (gauche) et comparaison entre mesures réalisées et approches de la littérature (note : Iowa=méthode de Marston), enterrées à une profondeur de 0.5D (Chaallal et al., 2014)	32
Figure 2-19 Contrainte mesurée dans le sol par les cellules de pression pour différentes conduites et profondeur d'enfouissement. Contraintes à la clef P5 (gauche) et aux reins P3 (droite) (Chaallal et al., 2014)	32
Figure 2-20 Dispositif expérimental (gauche), dispositif photographique annulaire (droite-haut), placement des jauges (droite-bas) (Rogers, 1988)	34
Figure 2-21 Déformations de la conduite pour différents remblaiements et compactages, chargement de 55kN (Rogers, 1988)	36
Figure 2-22 Allures des déformées possibles pour les canalisations enterrées, et profil de déformation associée (Rogers, 1988)	37
Figure 2-23 Système de mesure des déplacements internes, coupe longitudinale (gauche) et transversale (droite) (Neves et al., 2019)	37
Figure 2-24 Allure déformée de la conduite pour différentes profondeurs d'enfouissement et excentrement du chargement (Neves et al., 2019)	38
Figure 2-25 Placement des capteurs (gauche) et vu du capteur (centre), meulage de la conduite (droite)	39

Figure 2-26 Variation des diamètres verticaux et horizontaux au cours du chargement, pour le sol lâche (gauche) et dense (droite) (Talesnick et al., 2011)	40
Figure 2-27 Ratio entre la contrainte verticale de surface et les contraintes radiales mesurées à l'interface sol/canalisation (Talesnick et al., 2011)	40
Figure 2-28 Dispositif expérimental (gauche) et schéma de chargement (droite) (Tafreshi & Khalaj, 2011)	41
Figure 2-29 Réponse typique en fonction de la charge de la variation de diamètre de la conduite (% gauche) et du tassement de surface (mm, droite) (Tafreshi & Khalaj, 2011)	41
Figure 2-30 Modèle en demi-géométrie utilisé pour les calculs Plaxis 2D (Boulon, Conditions de similitudes appliquées aux problèmes de conduites enterrées, 2018)	42
Figure 2-31 Déformée (gauche) et contraintes (droite) en face externe de la canalisation aux différents stades de chargement (Boulon, Conditions de similitudes appliquées aux problèmes de conduites enterrées, 2018)	43
Figure 2-32 Aperçu du modèle et du maillage (Neves et al., 2019)	44
Figure 2-33 Déformation diamétrale verticale [%] en fonction de la position de la charge pour une conduite enterrée à 1.5D (Neves et al., 2019)	45
Figure 2-34 Modèle de chargement RAMCES (Phelippon, 2011)	46
Figure 2-35 Système de coordonnées polaires du modèle RAMCES	46
Figure 2-36 Comparaison d'ovalisation entre RAMCES et ABAQUS (rapport interne)	48
Figure 3-1 Vue de côté de la VisuCuve (gauche) et vérin de chargement (droite)	50
Figure 3-2 Facteur d'échelle théorique et pratique sur le module de déformabilité du sol en fonction du facteur d'échelle géométrique	52
Figure 3-3 Courbe granulométrique du sable de Fontainebleau NE34 (Andria-Ntoanina et al., 2010).	53
Figure 3-4 Rigidité annulaire (en pourcentage de la rigidité à 2mm) en fonction de l'épaisseur	56
Figure 3-5 Uniformité de l'épaisseur de la conduite de 1.35mm	56
Figure 3-6 Uniformité de l'épaisseur de la conduite de 1.75mm	57
Figure 3-7 Schéma de chargement pour la vérification de la rigidité des plaques de chargement	58
Figure 3-8 Schéma de principe de la rotule	59
Figure 3-9 Dimensionnement de la plaque de chargement modèle	59
Figure 3-10 Chemin de chargement pour la plaque 10x10cm ² , pour le chargement initial et la phase cyclique	60
Figure 3-11 Chemin de chargement pour la plaque 30x50, pour le chargement initial et la phase cyclique	61
Figure 3-12 Photo de la plaque 10x10cm (haut-gauche) ; photo de la plaque 30x50cm (haut-droite) et schéma de placement des LVDT (bas-centre)	62
Figure 3-13 Schéma d'installation des capteurs de déplacement internes dans la conduite	63
Figure 3-14 Photographie d'un capteur de déplacement interne installé dans la conduite	63
Figure 3-15 Schéma de l'instrumentation de la conduite	64
Figure 3-16 Répartition théorique des grains contre la membrane du capteur de pression total	65
Figure 3-17 Plan de calepinage des capteurs de pression totale	65
Figure 3-18 Capteurs de pression totale horizontale (gauche) verticale (milieu) et vue des capteurs à dans le massif de sol	66
Figure 3-19 Compactage à la plaque vibrante (gauche) et schéma des couches (droite)	67
Figure 3-20 Photo de la canalisation dans la tranchée avant remblaiement	68
Figure 3-21 Schéma de mise en œuvre de la canalisation en tranchée	68
Figure 3-22 Positionnement des échantillons (gauche), carottier (centre) et extraction d'un échantillon (droite)	69
Figure 3-23 Schéma complet d'un essai	70
Figure 4-1 Présentation des repères cartésien et polaire	72
Figure 4-2 Tassement et répartition de contrainte verticale sous une plaque rigide pour un sol pulvérulent	73
Figure 4-3 Poutre chargée perpendiculairement à son axe et sa déformée	76

Figure 4-4 Section de longueur δx avant déformation (gauche) et après déformation (droite)	77
Figure 4-5 Portion de conduite de secteur angulaire $d\theta$	79
Figure 4-6 Relation entre mesures de déplacement internes et déplacement radial	80
Figure 4-7 Cellule d' étalonnage des capteurs de pression totale	82
Figure 4-8 Schéma d'un capteur de contrainte, d'après Zhu et al., (2009)	82
Figure 4-9 Réponse type d'un capteur : de 7MPa et 500kPa (gauche et milieu, d'après Zhu et al.,(2009)) et 200kPa (droite)	83
Figure 4-10 Chemin de chargement appliqué en tête de la cellule œdométrique	84
Figure 4-11 Réponse normalisée du capteur lors des phases de chargement	84
Figure 4-12 Réponse normalisée du capteur lors des phases de déchargement	85
Figure 5-1 Evolution de la contrainte en fonction du tassement de surface lors des essais SP_2mm_v1 et SP_2mm_v3	88
Figure 5-2 Contrainte-déplacement de surface lors de la campagne 2018 et l'essai SP_2mm_v3	89
Figure 5-3 Contrainte totale verticale (gauche) et horizontale (droite) en kPa pour une contrainte de surface de 100kPa, essais SP_1.35mm_v1 et SP_1.35mm_v2	90
Figure 5-4 Déformations ortho-radiales pour un chargement de surface de 100kPa, essais SP_2mm_v1 et SP_2mm_v3	90
Figure 5-5 Déformations ortho-radiales et longitudinales de l'essai SP_2mm_v3 et de la campagne de 2018	91
Figure 5-6 Variations des diamètres internes, essais SP_2mm_v1 et SP_2mm_v3	91
Figure 5-7 Vue de dessus de la cuve, présentant les points de mesure des contraintes totales	92
Figure 5-8 Evolution des déformations ortho-radiales lors du remblaiement, conduite de 2mm	93
Figure 5-9 Répartition des déformations ortho-radiales (en μdef) sur les différentes conduites, pour un remblaiement de 10cm	94
Figure 5-10 Répartition des déformations ortho-radiales (en μdef) sur les différentes conduites, pour un remblaiement de 35cm	94
Figure 5-11 Evolution des diamètres lors du remblaiement pour les différentes conduites	95
Figure 5-12 Evolution des déformations longitudinales lors du remblaiement, conduite de 2mm	96
Figure 5-13 Répartition des déformations longitudinales sur les différentes conduites, pour un remblaiement de 35cm	96
Figure 5-14 Exemple de tassement avec rotation de la plaque, en fin d'essai à la plaque 10x10cm ²	97
Figure 5-15 Contrainte-tassement pour l'essai avec la conduite de 2mm, phase initiale	98
Figure 5-16 Evolution de la rotation en fonction du chargement appliqué pour les différents essais, plaque 10x10cm ²	98
Figure 5-17 Courbe contrainte moyenne - tassement moyen pour les différents essais à la plaque 10x10cm ²	99
Figure 5-18 Courbe contrainte moyenne/déplacement moyen (gauche) et évolution des raideurs en fonction du chargement appliqué (droite) pour l'essai avec le tube de 2mm, en chargement (haut) et en déchargement (bas), plaque 10x10cm ²	100
Figure 5-19 Courbe contrainte moyenne/déplacement moyen (gauche) et évolution des raideurs en fonction du chargement appliqué (droite) pour l'essai sans tube, en chargement (haut) et en déchargement (bas), plaque 10x10cm ²	101
Figure 5-20 Evolution du tassement moyen de surface au cours de la phase cyclique, plaque 10x10cm ²	101
Figure 5-21 Evolution de la rotation de la plaque de chargement au cours de la phase cyclique, plaque 10x10cm ²	102
Figure 5-22 Déformations [μdef] ortho-radiales (gauche) et longitudinales (droite) pour un chargement de surface de 100kPa, plaque 10x10cm ²	103
Figure 5-23 Evolution des déformations en fonction de la rigidité annulaire relative, chargement de 100kPa, plaque 10x10cm	104
Figure 5-24 Evolution des contraintes en fonction de la rigidité annulaire relative, plaque 10x10cm ²	105

Figure 5-25 Evolution des déformations ortho-radiales (gauche) et longitudinales (droite) au fil des cycles de chargement pour la conduite de 2mm, plaque 10x10cm ²	106
Figure 5-26 Evolution des déformations ortho-radiales (gauche) et longitudinales (droite) (en μdef) au cours des cycles de chargement pour la conduite de 1.35mm, plaque 10x10cm ²	106
Figure 5-27 Evolution des contraintes au cours des cycles dans la conduite (fibre externe) de 2mm (gauche) et 1.35mm (droite), pour un chargement cyclique de 100kPa, plaque 10x10cm ²	107
Figure 5-28 Variation des diamètres verticaux et horizontaux pour les différents essais (phase initiale, plaque 10x10cm ²)	107
Figure 5-29 Maximum des déplacement radiaux mesurés en phase initiale, en fonction de la rigidité relative de la conduite, plaque 10x10cm ² . A gauche, les données de la conduite de 1.35mm proviennent de l'essai SP_1.35mm_v2, à droite de l'essai SP_1.35m_v1	109
Figure 5-30 Déplacements radiaux calculés des différentes conduites [mm] pour un chargement de 100kPa, plaque 10x10cm ²	110
Figure 5-31 Variation des diamètres verticaux et horizontaux pour les différents essais phase cyclique, 1000 cycles, plaque 10x10cm ²	111
Figure 5-32 évolution des déplacements radiaux [mm] en fonction des cycles, conduite de 2mm (gauche) et conduite de 1.35mm (droite), plaque 10x10cm ²	111
Figure 5-33 Evolution de l'ovalisation en fonction de la rigidité annulaire relative, pour un chargement de 100kPa, plaque de 10x10cm ²	112
Figure 5-34 Contraintes totales (en kPa) à proximité de la canalisation pour un chargement de 100kPa, conduite de 2mm (gauche) et 1.75mm (droite), plaque 10x10cm ²	113
Figure 5-35 Contraintes totales (en kPa) à proximité de la canalisation de 1.35mm pour un chargement de 100kPa, essai SP_1.35mm_v2 (droite), plaque 10x10cm ²	113
Figure 5-36 Evolution du ratio $\Delta\sigma_H/\Delta\sigma_V$ au niveau des reins et de la clef de la canalisation de 2mm, plaque 10x10cm ²	115
Figure 5-37 évolution du ratio de σ_H/σ_V au niveau des reins et de la clef de la canalisation de 2mm, plaque 10x10cm ² , avec l'hypothèse $K_0 \approx 0.4$	115
Figure 5-38 évolution du ratio σ_H/σ_V absolu au niveau des reins et de la clef de la canalisation de 2mm, plaque 10x10cm ² , $K_0 \approx 0.23$	116
Figure 5-39 évolution de la contrainte horizontale dans le sol au niveau du rein (90°) de la canalisation de 2mm en fonction de la déformation diamétrale, plaque 10x10cm ²	117
Figure 5-40 Raideur du sol support lors du chargement, au niveau des reins de la canalisation en fonction de la rigidité annulaire relative	117
Figure 5-41 Courbe contrainte moyenne - tassement moyen pour les différents essais à la plaque 30x50cm ²	118
Figure 5-42 Evolution de la rotation en fonction du chargement appliqué pour les différents essais, plaque de 30x50cm ²	119
Figure 5-43 Courbe contrainte moyenne/déplacement moyen (gauche) et évolution des raideurs en fonction du chargement appliqué (droite) pour l'essai avec le tube de 2mm, en chargement (haut) et en déchargement (bas), plaque 30x50cm ²	119
Figure 5-44 Courbe contrainte moyenne/déplacement moyen (gauche) et évolution des raideurs en fonction du chargement appliqué (droite) pour l'essai sans tube, en chargement (haut) et en déchargement (bas), plaque 30x50cm ²	120
Figure 5-45 Evolution du tassement moyen de surface au cours de la phase cyclique, plaque 30x50cm ²	120
Figure 5-46 Evolution de la rotation de la plaque de chargement au cours de la phase cyclique, plaque 30x50cm ²	121
Figure 5-47 Déformation [μdef] ortho-radiales (gauche) et longitudinales (droite) pour un chargement de surface de 70kPa, plaque 30x50cm ²	122
Figure 5-48 Evolution des contraintes ortho-radiales (droite) et longitudinales (gauche) dans la conduite en fonction de la rigidité annulaire relative, pour un chargement de surface de 70kPa, plaque 30x50cm ²	122

Figure 5-49 Evolution des contraintes au fil des cycles, pour un chargement cyclique de 50kPa, conduite de 2mm (gauche), et conduite de 1.35mm (droite), plaque 30x50cm ²	123
Figure 5-50 Variation des diamètres verticaux et horizontaux pour les différents essais phase cyclique, plaque 30x50cm ²	123
Figure 5-51 Ovalisation en fonction de la rigidité annulaire relative depuis le début du chargement de surface, plaque de 30x50cm ²	124
Figure 5-52 Déplacements radiaux calculés des différentes conduites [mm] pour un chargement de 70kPa, plaque 30x50cm ²	124
Figure 5-53 Variation des diamètres verticaux et horizontaux pour les différents essais phase cyclique, plaque 30x50cm ²	125
Figure 5-54 évolution des déplacements radiaux [mm] en fonction des cycles, conduite de 2mm (gauche) et conduite de 1.35mm (droite), plaque 30x50cm ²	125
Figure 5-55 Distribution polaire des contraintes (en kPa) dues au chargement de 70kPa en surface, pour les conduites de 2mm (haut gauche), 1.75mm (haut, droite) et 1.35mm (bas), , plaque de 30x50cm ²	127
Figure 5-56 Evolution de la rotation en fonction du chargement pour l'essai excentré (gauche) et déformations mesurées pour un chargement de surface de 100kPa (droite), conduite de 1.35mm, plaque de 10x10cm ²	128
Figure 5-57 Evolution des contraintes ortho-radiales au cours des cycles pour l'essai excentré, conduite de 1.35mm, plaque 10x10cm ²	128
Figure 6-1 Caractéristiques géométriques du modèle numérique, en échelle prototype (gauche) et modèle (droite), unités en mm	133
Figure 6-2 Déplacements radiaux (gauche) et contrainte ortho-radiale (droite), sans facteur correctif sur les données de l'échelle modèle	134
Figure 6-3 Déplacements radiaux (gauche) et contrainte ortho-radiale (droite), avec un facteur correctif de 1.5 sur les données de l'échelle modèle	134
Figure 6-4 Définition des largeurs de tranchée pour les calculs selon le Fascicule 70	137
Figure 6-5 Evolution de la contrainte ortho-radiale maximale dans la canalisation en fonction de sa rigidité annulaire relative, chargement de 285kN sur 0.9x1.5m ²	138
Figure 6-6 Evolution de l'ovalisation de la canalisation en fonction de sa rigidité annulaire relative, chargement de 285kN sur 0.9x1.5m ²	139
Figure 6-7 Evolution du facteur de sécurité pour des conduites chargées uniquement par le poids des terres en fonction de leur rigidité annulaire relative	140
Figure 6-8 Evolution du facteur de sécurité pour des conduites soumises à un chargement de 27kN sur une surface de 0.3x0.3m ² en fonction de leur rigidité annulaire relative	141
Figure 6-9 Evolution du facteur de sécurité pour des conduites soumises à un chargement de 27kN sur une surface de 0.9x1.5m ² en fonction de leur rigidité annulaire relative	142
Figure 6-10 Rapport contrainte maximale/ovalisation maximale en fonction de la rigidité annulaire relative, chargement de 285kN sur 0.9x1.5m ²	142
Figure 6-11 Représentation graphique des paramètres K_0 , <i>low stress</i> ; K_0 ; $K_{cut-off}$ et $\varepsilon_{\phi, small-strain}$	144
Figure 6-12 Relation entre le ratio des contraintes σ_H/σ_V et la déformation diamétrale, proposition d'ajout à RAMCES	145
Figure 6-13 Conduite et chargement extérieur sous poids des terres	146
Figure A-1 Résultat d'un essai au Panda 3	151
Figure A-2 Placement des jauges de déformation lors de la campagne de 2018	151
Figure B-3 Abaque pour la détermination de C_1	155
Figure B-4 Abaque pour la détermination de C_0	155
Figure C-5 Evolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale, données expérimentales et réponse du modèle numérique	158
Figure C-6 Evolution de la déformation volumique en fonction de la déformation axiale, données expérimentales et réponse du modèle numérique	158

Index des tableaux

Tableau 2-1 Valeurs du coefficient k_{xh} pour différentes valeurs de β (Tian et al., 2015)	17
Tableau 2-2 Description des groupes de sols et correspondance avec la norme NF-P-11300, selon le fascicule 70	21
Tableau 2-3 Paramètre de calculs retenus pour un sol G1 (sable/grave propre) en fonction du niveau de compactage selon le fascicule 70	21
Tableau 2-4 Critère de vérification des conduites enterrées selon l'approche simplifiée de l'Eurocode 3	27
Tableau 2-5 Paramètre du modèle de Mohr-Coulomb pour le sable de Fontainebleau NE34 (Boulon, Conditions de similitudes appliquées aux problèmes de conduites enterrées, 2018)	42
Tableau 2-6 Paramètres du modèle élastique de la conduite (Neves et al., 2019)	44
Tableau 2-7 Paramètres du modèle de Mohr-Coulomb du sol (Neves et al., 2019)	44
Tableau 3-1 Facteurs d'échelles pour une configuration 3D	53
Tableau 3-2 Caractéristiques du sable de Fontainebleau NE34 (Andria-Ntoanina et al., 2010)	53
Tableau 3-3 Caractéristiques du DN250 dans les différentes catégories d'usage	54
Tableau 3-4 Caractéristiques de l'acier TUE360	54
Tableau 3-5 Caractéristiques modèles idéales pour le tube DN250	55
Tableau 3-6 Caractéristiques de l'aluminium 6060	55
Tableau 3-7 Paramètres du scan au micro-tomographe à rayons X	56
Tableau 3-8 Caractéristiques des conduites modèles	57
Tableau 3-9 Masse volumique et densité relative pour les différentes couches mise en œuvre, remplissage initial	69
Tableau 3-10 Récapitulatif des essais réalisés	71
Tableau 4-1 Paramètres d'étalonnage pour les capteurs de pression totale verticaux et horizontaux	85
Tableau 5-1 Masse volumique mesurée par carottage pour les différents essais	88
Tableau 5-2 Contraintes totales [kPa] mesurées lors des essais sans canalisation	92
Tableau 5-3 Ratio σ_H/σ_V absolu en fin de phase initiale pour les différentes conduites, plaque 30x50cm ² , $K_0 \approx 0.33$	126
Tableau 5-4 Récapitulatif des résultats pour les essais avec la plaque 10x10cm ²	129
Tableau 5-5 Récapitulatif des résultats pour les essais avec la plaque 30x50cm ²	130
Tableau 6-1 Paramètres pour le modèle HSMsmall	132
Tableau 6-2 Caractéristiques des conduites pour le calcul RAMCES	135
Tableau 6-3 Caractéristiques du chargement pour le calcul RAMCES	135
Tableau 6-4 Caractéristiques du sol pour le calcul RAMCES	135
Tableau 6-5 Résultats des calculs RAMCES pour les différents cas considérés	136
Tableau 6-6 Résultats des calculs au Fascicule 70 pour les différents cas considérés	137
Tableau 6-7 Exemple de paramètres calés sur l'essai SP_2mm_v3	144
Tableau A-1 Dépouillement des boîtes de calibration	150
Tableau B-2 Données d'entrée du calcul au Fascicule 70	153
Tableau B-3 paramètres mécaniques d'un sol G1 en état de compaction q_5	153
Tableau B-4 Grandeurs dérivées du système sol canalisation	154

Bibliographie

- AFNOR. (2000). *NF P 94-117-1*. Paris.
- AFNOR. (2017). *ISO 14688-1*. Paris.
- Agence internationale de l'énergie . (2019). *The Future of Hydrogen* .
- American Petroleum Institut. (2007). *Steel Pipeline Crossing Railroads and Highways (API1102)*.
- Andria-Ntoanina, I., Canou, J., & Dupla, J.-C. (2010). Caractérisation mécanique du sable de fontainebleau NE34 à l'appareil triaxial sous cisaillement monotone. *CERMES, ENPC/LCPC*.
- Boulon, M. (2018). *Conditions de similitudes appliquées aux problèmes de conduites enterrées*.
- Boulon, M. (2018). *Modélisation numérique de l'enfouissement en cuve à sable et du chargement d'une conduite modèle de 50mm de diamètre*. Grenoble.
- Brachman, R., Moore, I., & Munro, S. (2008). Compaction effects on strains in thermoplastic culverts. *Geosynth. Int.*, 72-85.
- Brachman, R., Moore, I., & Rowe, R. (2000). The design of a laboratory facility for evaluating the structural response of small-diameter buried pipes. *Canadian Geotechnical Journal*, 281-295.
- Buckingham, E. (1914). On physically similar systems. Illustration of the use of dimensionnal equations. *Physical Review*, 345-376.
- Chaallal, O., Arockiasamy, M., & Godat, A. (2014). Field Test Performance of Buried Flexible Pipes under Live Truck Loads. *Journal of Performance of Constructed Facilities*.
- Dano, C. (2001). *Comportement mécanique des sols injectés*. Nante .
- Dano, C. (2018). *Expérimentation sur tube creux en cuve à sable*. Rapport interne, Laboratoire 3SR.
- Direction des Affaires économiques et Internationales . (2003). *Fascicule 70*. Bulletin Officiel .
- Garnier, J. (2011). Modèle Physiques en géotechnique - 1 évolution des techniques expérimentales et des domaines d'applications. *Revue Française de Géotechnique*, 4.
- Garnier, J., Gaudin, C., Springman, S., Culligan, P., Goodings, D., Konig, D., . . . Thorel, L. (2007). Catalogue of scaling laws and similitude questions in geotechnical centrifuge modelling. *Geotechnics*, vol.7, 1-23.
- Giroud, J.-P. (1973). *TABLES POUR LE CALCUL DES FONDATIONS*. Paris: Dunod.
- Gresnigt, A. M. (1986). *Plastic Design of Buried Pipelines in Settlement Areas* (éd. Volume 31, N°4). HERON.
- GRTgaz. (2018). *Plan décennal de développement du réseau de transport de GRTgaz*.
- Hibbeler, R. (2012). *Structural Analysis, Eighth Edition*. Pearson Education, Inc.
- Hor, B. (2012). *Evaluation et Réduction des Conséquences des Mouvements de Terrains sur le Bâti : Approches Expérimentale et Numérique*. Lyon.
- IPCC. (2022). *Climate Change 2022 : Impacts, Adaptation and Vulnerability*.
- Marston, A., & Anderson, O. (1913). *The theory of loads on pipes in ditches*. Iowa.

- Matyas, E., & Davis, J. (1983). Experimental study of earth loads on rigid pipes . *Journal of Geotechnical engineering, ASCE*, 202-209.
- Moore, I. (2001). Buried pipes and culverts. *Geotechnical and geoenvironmental engineering handbook*, 541-567.
- Neves, J., Saboya , F., & Esquivel, E. (2019). Geotechnical centrifuge and numerical modelling of buried pipelines. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, 18-25.
- NFP11300. (1992). *Exécution des terrassements - Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières*.
- Phelippon, M. (2011). *Références Théoriques du Module SURCHARGE de RAMCES III v1.10*. GRTgaz.
- Plaxis. (2019). *PLAXIS CONNECT edition V20 (manuals)*.
- PVP Pipe Association. (2012). *Handbook of PVC Pipe Design and Construction*. New York: Industrial Press.
- Randeniya, C., Robert, D., Chun-Qing, L., & Kodiraka, J. (2019). Large-scale experimental evaluation of soil saturation effect on behaviour of buried pipes under operational loads . *Canadian Geotechnical Journal*, 205-220.
- Rogers, C. (1988). Some observations on flexible pipe responses to load. *Transportation Research Record* .
- RTE. (2022). *Futurs énergétiques 2050*. Paris.
- Saint-Guilhem, R. (1971). *Les principes généraux de la similitude physique*. Paris: Eyrolles.
- Scarino, H. (2003). Reappraisal of Marston's Formula. *Journal of transportation and engineering* , 703-712.
- Schanz, T., Vermeer, P., & Bonnier, P. (1999). The hardening soil model : formulation and verification. *Beyond 2000 in computationnal geotechnics* , 281-290.
- Schlömer S., T. B. (2014). *Annex III: Technology-specific cost and performance parameters. In: Climate Change 2014: Mitigation of Climate*.
- Schlosser, F. (1997). *Eléments de mécanique des sols*. Paris 5ème : Librairie Eyrolles.
- SDES; Ministère de la transition écologique. (2021). *Chiffres clés de l'énergie*. Paris.
- Shmulevich, I., Galini, N., & Foux, A. (1986). Experimental study of earth loads on rigid pipes . *Journal of Geotechnical Engineering* , 481-494.
- Spangler, M., & Shafer, G. (1938). *The structural design of flexible pipe culverts*. Iowa.
- Tafreshi, M., & Khalaj, O. (2011). Analysis of repeated-load laboratory tests on buried plastic pipes in sand. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 1-15.
- Tafreshi, S., & Khalaj, O. (2008). Laboratory tests of small diameter HDPE pipes buried in reinforced sans under repeated-load. *Geotextile and Geomembrane* , 145-163.
- Talesnick, M., Horany, H., Dancygier, A., & Karinski, Y. (2008). Measuring soil pressure on model buried structures for the validation of quantitative frameworks. *Journal of Geotechnic and Geoenvironnement* , 855-865.

- Talesnick, M., Xia, H.-W., & Moore, I. (2011). Earth pressure measurements on buried HDPE pipe. *Géotechnique*, 721-732.
- Tian, Y., Liu, H., Jiang, X., & Yu, R. (2015). Analysis of stress and deformation of a positive buried pipe using the improved Spangler model. *Soils and Foundations*, 485-492.
- Vashy, A. (1892). Sur les lois de similitude physique . *Annales Télégraphiques*, 25-28.
- Wataru, Y. (1976). Vertical earth pressure on a pipe in the ground. *Soils and foundations*.
- Winkler, E. (1867). Die Lehre von der Elasticitaet und Festigkeit. *Prague : Dominicus*, 845-850.
- Wu, J. T., & Tung, S. C.-Y. (2019). Determination of Model Parameters for the Hardening Soil Model. *Transportation Infrastructure Geotechnology* .
- Zhu, B., & al, e. (2009). The use of miniature soil stress measuring cells in laboratory applications involving stress reversals. *Soils and Foundations, Japanese Geotechnical society*.

Nomenclature

Cette section sera divisée en plusieurs sous-partie, afin de préciser le contexte d'utilisation de chaque terme.

Il a été choisi de conserver autant que possible les notations telles que présentes dans les documents d'origine (principalement sur les approches normatives), afin de préserver la cohérence au sein d'une même méthode, et de permettre au lecteur de s'y référer plus facilement au besoin. La conséquence de ce choix étant que des notions proches peuvent avoir des notations différentes, car provenant d'un document différent, et éventuellement être redondantes.

Générale

Cette nomenclature est utilisée dans tout le document, et sera au besoin précisée dans les sections suivantes pour les notions provenant de document normatif.

Caractères latins

Majuscules

- H , la profondeur du toit de la conduite
- B , la largeur de la tranchée
- D , le diamètre moyen de la canalisation
- D_{int} et D_{ext} , les diamètres intérieurs et extérieurs (respectivement) de la canalisation
- E , le module élastique de la conduite
- E_s , le module de déformabilité du sol de remblai
- R_a , rigidité annulaire de la conduite
- F , la force appliquée en surface
- S , la surface de la plaque de chargement
- $U_{r(\theta)}$, le déplacement radial de la conduite en fonction de θ
- $M_{z'}$, le moment de flexion autour de l'axe z'
- N_θ , l'effort normal dans la canalisation
- I , inertie de flexion ortho-radiale de la conduite
- O_v , ovalisation de la canalisation
- K_0 , coefficient des terres au repos
- K_a , coefficient de poussée
- K_p , coefficient de buté
- F_c , facteur correctif pour l'effet d'échelle
- F_s , facteur de sécurité
- $E_{\text{small strain}}$, le module de déformabilité du sol à très petites déformations
- $K_{\text{cut-off}}$, valeur limite pour le ratio σ_H/σ_V ; qui ne peut dépasser 1

Minuscules

- t , l'épaisseur de la canalisation
- r , le rayon moyen de la canalisation

- α , paramètre pour l'évolution du module de déformabilité du sol avec la contrainte moyenne
- d , la distance entre les LVDT placés sur la plaque de chargement
- y , la demi-épaisseur de la canalisation
- φ_{ls} , l'angle de frottement à faible contrainte
- ε_{\emptyset} , déformation diamétrale de la canalisation
- $\varepsilon_{\emptyset, \text{small-strain}}$, la valeur de déformation diamétrale signifiant la fin du domaine des (très) petites déformations

Caractères grecs

Minuscules

- γ , le poids volumique du sol (remblai de tranchée)
- α , demi-angle d'appui sol conduite/angle de berceau
- σ_c , la contrainte maximale admissible dans le matériau de la conduite
- σ_{VM} , contrainte de Von Mises
- $\sigma_{\theta\theta}$, contrainte ortho-radiale
- σ_{zz} , contrainte longitudinale
- σ_{rr} , contrainte radiale
- $\varepsilon_{\theta\theta}$, contrainte ortho-radiale
- ε_{zz} , contrainte longitudinale
- ε_{rr} , contrainte radiale
- λ , facteur d'échelle
- σ_{moy} , la contrainte moyenne de surface
- ζ , rotation de la plaque de chargement
- ρ , le rayon de courbure d'une poutre déformée
- ν , coefficient de Poisson de la conduite
- σ_H, σ_V , contrainte totale horizontale (respectivement verticale) dans le sol

Marston et Spangler

Caractères latins

Majuscules

- K , le rapport entre contraintes effectives horizontales et verticales
- V , le poids du prisme de sol situé au-dessus de la tranche / ml
- W , charge verticale au-dessus de la conduite
- C , le coefficient de concentration de charge
- L_1 , la surcharge appliquée en surface
- $L_{l,p}$, la surcharge vue par la conduite
- C_l , le coefficient de chargement pour les surcharges parallèles à la conduite
- L_s , la surcharge perpendiculaire appliquée en surface
- $L_{s,p}$, la surcharge perpendiculaire vue par la conduite

- C_s , le coefficient de chargement pour les surcharges courtes
- K_t , le rapport entre contraintes effectives horizontales et verticales dans la tranchée
- A , la dimension longitudinale de la surcharge

Minuscules

Caractères grecs

Minuscules

- ξ , coefficient de raideur relative sol/canalisation
- μ , le coefficient de frottement interne du sol à l'interface entre le remblai et le terrain naturel

Fascicule 70

Caractères latins

Majuscules

- V_d , déplacement radial de la conduite
- V_0 , déplacement radial initial de la conduite
- E_d , module de déformabilité de calcul du sol, qui dérive de E_s
- K_α , coefficient de moment au radier
- K'_α , coefficient de moment aux reins
- M_u , le moment agissant dans la section à l'état limite ultime

Minuscules

- k_2 , rapport entre contraintes effectives verticales et horizontales
- p_r , contrainte verticale due au remblai, calculé selon la méthode de Marston
- p_e , contrainte verticale totale due aux charges d'exploitation calculé selon la méthode de Marston
- p_v , contrainte verticale appliquée au sommet de la conduite, égale à $p_r + p_e$
- p_{we} , contrainte hydrostatique si présence d'une nappe, prise égale à la pression d'eau au niveau des reins
- p_h , contrainte horizontale, tel que $p_h = k_2 \cdot p_v$
- p'_v , réaction verticale du sol support
- p_s , contrainte de réaction du sol (lors du calcul d'interaction sol-structure)
- k_s , constante de raideur du sol
- e_0 , défaut initial de géométrie de la conduite
- \bar{p} , pression moyenne d'étreinte
- s , l'indice de rigidité relative sol/conduite
- p_{cr} , pression critique de flambement

- o_v , ovalisation de la conduite
- k_α , coefficient de déformation pour le calcul de l'ovalisation

Caractères grecs

Minuscules

- ν_s , coefficient de Poisson du sol
- n_0 , coefficient dépendant du comportement au flambement de la section
- γ_M , coefficient de sécurité sur les contraintes acceptables dans la conduite
- σ_u , la contrainte agissante dans la conduite à l'état limite ultime

API1102

Caractères latins

Majuscules

- S_{he} , contrainte appliquée à la conduite par le poids des terres
- K_{he} , coefficient de raideur pour le calcul des contraintes circonférentielles
- B_e , coefficient de profondeur
- E_e , coefficient d'excavation
- FS , facteur de sécurité sur la conception

Eurocode

Caractères latins

Majuscules

- Q_d , poussée des terres sur la conduite

Minuscules

- $f_{y,d}$, limite élastique de calcul de la conduite
- m_y , moment de flexion moyen agissant de la conduite
- a , ovalisation de la conduite
- k_{yd} , coefficient pour le calcul de l'ovalisation
- f_{rr} , coefficient de remise au rond par la pression interne

RAMCES

Caractères latins

Majuscules

- K le rapport entre contraintes horizontales et verticale, égale à 0.5
- M , un point appartenant à l'anneau

Minuscules

- p , contrainte verticale appliquée sur toute la partie supérieure de la conduite
- q , réaction du sol sous la contrainte p
- $v(\theta)$, déplacement ortho-radial de l'anneau
- $w(\theta)$, déplacement radial de l'anneau
- \vec{f} , le chargement appliqué à la conduite
- \hat{u} , le champ de déplacement

Caractères grecs

Minuscules

- $\hat{\varepsilon}_{\theta\theta}$, la déformation liée au déplacement \hat{u}
- $\sigma_{\theta\theta}$, la contrainte ortho-radiale associée

Autres

Caractères latins

Minuscules

- q_h , valeur de la réaction horizontale
- k_{xh} et k_{xv} , coefficients pour le calcul du déplacement horizontal
- k_{yh} et k_{yv} , coefficients pour le calcul du déplacement vertical

Caractères grecs

Minuscules

- Δx , déplacement horizontal