

# COMPORTEMENT MECANIQUE DE CANALISATIONS DE GAZ MODELES ENTERREES DANS UN MILIEU GRANULAIRE

## **MECHANICAL BEHAVIOUR OF MODELS GAS PIPELINES BURIED IN A GRANULAR MATERIAL**

Mertz Antoine, Dano Christophe<sup>1</sup>, Jenck Oriane<sup>1</sup>, Emeriault Fabrice<sup>1</sup>, Fernandez Charles<sup>2</sup>, Lebrun Adrien<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Université Grenoble Alpes, CNRS, Grenoble INP, 3SR, 38000 Grenoble, France

<sup>2</sup> GRTgaz, 92270 Bois-Colombes, France

**RÉSUMÉ** – Cette communication porte sur le comportement mécanique de canalisations de gaz modèles enterrées dans un matériau granulaire et soumises à un chargement en surface. Après la présentation des conditions de similitude et du protocole expérimental, on détaille l'influence de l'épaisseur du tube sur les contraintes et déformations induites dans le tube, ainsi que l'évolution des contraintes dans le sol autour de celui-ci.

**ABSTRACT** – This communication focuses on the mechanical behavior of model gas pipelines buried in a granular medium and subjected to surface loadings. After the presentation of similitude conditions and of the experimental protocol, the authors develop the effect of the pipe thickness on the stress and strain states in the pipe, as well as the evolution of stress in the sand surrounding the pipe.

### 1. Introduction

En France, l'approvisionnement en gaz est principalement assuré par des importations de l'étranger (gaz naturel) à partir des interconnexions de canalisation frontalières, des terminaux méthaniers, d'un terminal gazier et d'un FSRU<sup>1</sup> ainsi que de production locale (gaz renouvelable). Le gaz est ensuite transporté jusqu'aux points de consommation par le biais d'un important réseau de conduites sous pression, opéré par GRTgaz et TERECA puis distribué par GRDF à plus faible pression.

Ce réseau de canalisations, majoritairement enterré, est amené à coexister avec d'autres infrastructures (routes, chemins de fer, remblais...), ce qui ajoutent des sollicitations aux canalisations en plus du poids des terres et de la pression du fluide interne. Ces chargements additionnels ne sont pas toujours anticipés lors de la conception de la canalisation notamment lorsque la pose de celle-ci est antérieure à l'infrastructure routière, ferroviaire ou géotechnique. Une vérification doit donc être menée, par le biais de calculs prenant en compte l'interaction sol-charge-canalisation et nécessitant de comprendre plus finement le comportement et l'interaction entre les différents milieux. L'enjeu pour l'opérateur du réseau est double : garantir l'intégrité des canalisations tout en optimisant les coûts associés aux mesures de protection requises.

Les bases des théories modernes du comportement des conduites enterrées ont été posées par Marston & Anderson (1913). Ils proposent une méthode semi-empirique permettant de calculer les charges verticales et horizontales qui s'appliquent au sommet d'une conduite posée en tranchée. La méthode est initialement conçue pour des conduites rigides, mais a ensuite été modifiée pour être applicable à des conduites flexibles (Spangler & Shafer, 1938), en prenant en compte la rigidité relative sol/canalisation. Les méthodes de calcul modernes (Fascicule 70 et la méthode RAMCES développée par GRTgaz), s'inscrivent

---

<sup>1</sup> Floating Storage Regasification Unit, usine de regazéification mobile

dans la continuité de cette approche, mais en proposant des méthodes de distribution de la charge en surface et des méthodes de résolution différentes.

Le Fascicule 70 (1993), publié en 1993 et faisant partie de la réglementation française, détaille les conditions de mise en œuvre des conduites enterrées et propose des vérifications d'acceptabilité des surcharges. La résolution se fait à l'aide d'un modèle d'interaction sol-conduite type Winkler (1867), en considérant une canalisation présentant une ovalisation initiale, soumise à une pression d'étreinte uniforme. La résolution du problème mécanique est analytique, au détriment de la signification physique du chargement.

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. L'un des modules clés se consacre spécifiquement à l'analyse des conduites exposées à un chargement de surface dont la distribution des contraintes en profondeur s'effectue à l'aide d'une diffusion de type Boussinesq (donc élastique) et en imposant une valeur fixe de 0,5 pour le ratio des contraintes horizontales et verticales au droit de la canalisation. La résolution se fait de manière semi-analytique, par le biais d'une décomposition en série de Fourier (qui ne sera pas détaillée ici).

L'objectif général de l'étude est d'évaluer la performance de ces méthodes de calcul et, par la suite, de proposer des recommandations d'amélioration. Pour cela, nous avons choisi une approche de modélisation physique, détaillée ci-dessous.

## 2. Dispositif et protocole expérimental

### 2.1. Cuve d'essai

Le dispositif expérimental s'articule autour d'une cuve d'essais géotechniques du laboratoire 3SR. Cette cuve, d'un volume utile d'environ  $2 \text{ m}^3$  (2 m de long, 0,93 m de large, 1 m de hauteur) est appelée « VisuCuve ». La cuve est équipée d'un vérin électrique EXLAR IX-40, permettant d'appliquer jusqu'à 20 kN de chargement. L'ensemble est présenté Figure 1. Lors des essais, la cuve est remplie de sable de Fontainebleau NE34 (sable fin siliceux mal gradué (Andria-Ntoanina, et al., 2010)), mis en œuvre à l'état sec à une densité relative d'environ 64 %. Le remplissage s'effectue en 4 couches successives (trois de 20 cm et une de 15 cm), chacune étant compactée à l'aide d'une plaque vibrante. La conduite est installée dans une tranchée à paroi inclinée, le niveau fini du sable étant à 25 cm au-dessus de la génératrice supérieure de la canalisation.



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

## 2.2. Conduites

Les dimensions et la rigidité des conduites en acier utilisées par GRTgaz, avec des diamètres allant de 80 mm à 1200 mm et des épaisseurs de 3 mm à 30 mm, 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 avec les installations expérimentales en laboratoire.

La réduction des 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 réelle), 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, d'après 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), tels que :

$$\lambda = \frac{\text{Propriété modèle}}{\text{Propriété prototype}} \quad (1)$$

Le facteur d'échelle sur la géométrie est fixé à 1/3, impliquant que les dimensions géométriques du prototype sont divisées par 3 à l'échelle modèle. La conduite de référence choisie pour cette étude, obtenue à partir du catalogue GRTgaz, possède un diamètre externe de 300 mm et est composée d'acier TUE360. Les conduites modèles auront de fait un diamètre externe de 100 mm, et trois épaisseurs seront considérées ( $2 \pm 0,05$  mm,  $1,75 \pm 0,1$  mm et  $1,35 \pm 0,1$  mm). Le respect de la condition de similitude sur la rigidité conditionne le choix sur des conduites en aluminium 6060, dont le module d'Young est 69,5 MPa. La rigidité annulaire normalisée par la rigidité du tube de 2 mm d'épaisseur est présentée sur la Figure 2.

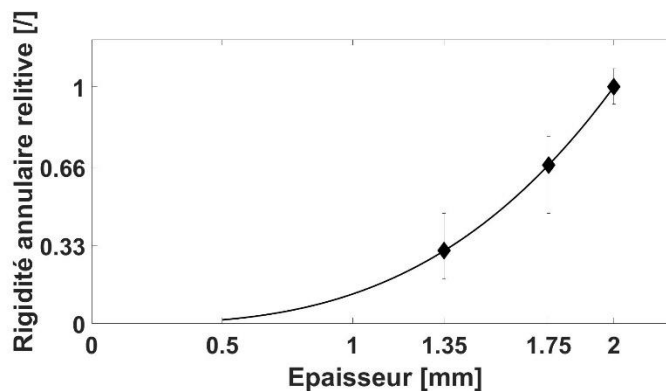


Figure 2 Rigidité annulaire (en relatif de la rigidité à 2 mm) en fonction de l'épaisseur

## 2.3. Chargement

La condition de chargement considérée simule le poids exercé par l'essieu d'un camion, appliquant 27 kN sur une surface de  $0,3 \times 0,3 \text{ m}^2$  (1 kN sur  $0,1 \times 0,1 \text{ m}^2$  en échelle modèle). La valeur du chargement a été adaptée par rapport au chargement « réel », afin de ne pas atteindre la capacité portante ultime du sol à l'échelle modèle. La plaque de chargement, ainsi que le chemin de chargement suivi, sont présentés Figure 3.

Le chargement est appliqué de manière progressive, par palier de 25 kPa sous la plaque de chargement, jusqu'à atteindre 100 kPa, avant d'appliquer une séquence de cycles, dont les résultats ne seront pas présentés ici.

## 2.4. Instrumentation

Le comportement des conduites est suivi par le biais de deux types d'instrumentation :

- Une instrumentation par jauges de déformation bidirectionnelles collées sur l'extrados de la conduite, permettant 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, épaules, reins, hanches et radier, cf. Figure 4).
- Une instrumentation pour le suivi de l'ovalisation, mesurant les évolutions des diamètres vertical et horizontal au cours du chargement. La mesure est réalisée par des capteurs AU/1 (SolartronMetrology).

L'instrumentation comprend également :

- 4 capteurs de déplacements LVDT, placés dans chacun des coins de la plaque de chargement (visibles sur la Figure 3), indiquant une possible rotation de la plaque de chargement ;
- des capteurs de pression totale verticaux et horizontaux (Kyowa PS-2KC et PS-2KD respectivement), de 200 kPa de capacité, et placés à 2 cm de la canalisation permettant de suivre l'évolution des contraintes dans le sol.

Un schéma global de la situation expérimentale est présenté Figure 4. Il faut noter qu'aucune pressurisation de la conduite n'est appliquée, la situation de maintenance étant la plus critique en termes de contraintes dans la canalisation et d'ovalisation.

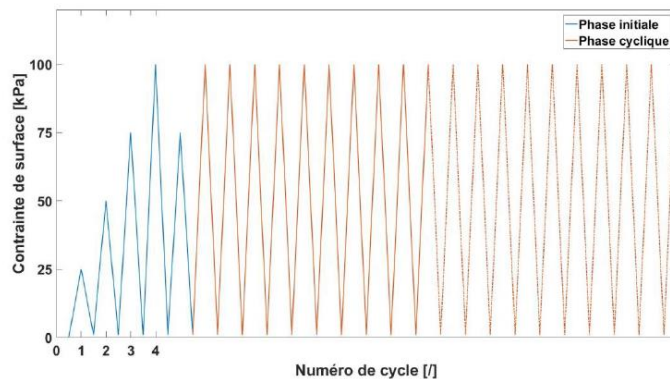


Figure 3 Plaque de chargement 0,1x0,1 m<sup>2</sup> (gauche) et programme de chargement (droite)

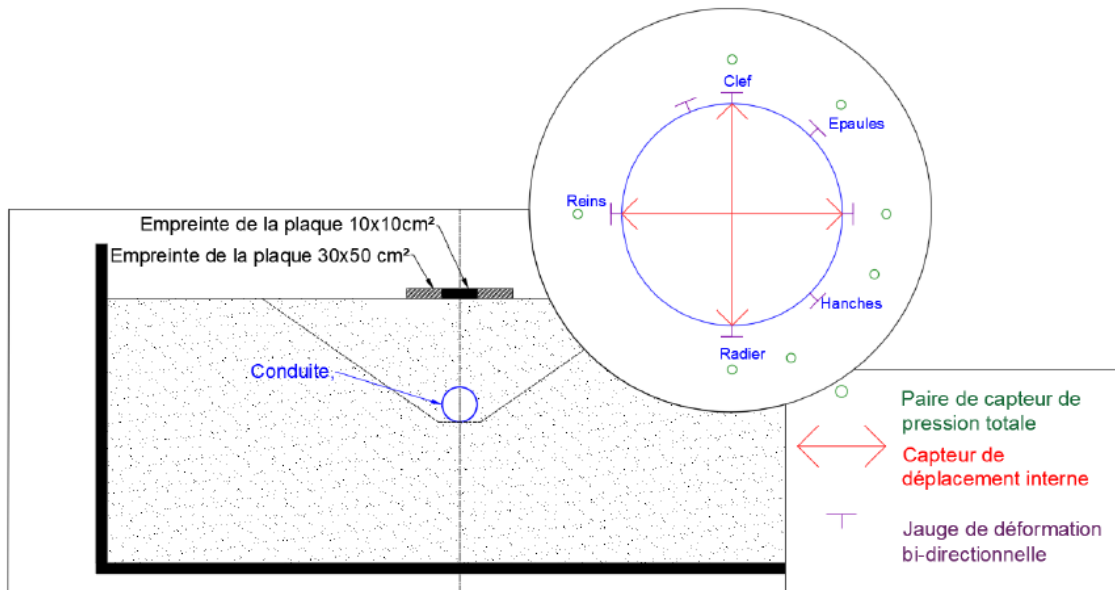


Figure 4 Plan général d'installation

### 3. Résultats

#### 3.1. Contraintes et déplacement des canalisations

Les contraintes subies par les canalisations, enregistrées comme négatives en cas de compression, peuvent être déduites grâce aux mesures obtenues par des jauges de déformation. Ces mesures reposent sur l'hypothèse d'un comportement élastique linéaire des conduites, conformément à la loi de Hooke. La Figure 5-a montre une contrainte ortho-radiale maximale d'environ -5 MPa (nettement en dessous de la limite d'élasticité de l'aluminium utilisé, i.e. 60 MPa) au niveau de la clef de la conduite de 1,35 mm d'épaisseur (rigidité annulaire relative de 0,33), lors d'un chargement de 100 kPa en surface. La distribution des contraintes est telle que la conduite est en compression au niveau de la clef et du radier, et en traction au niveau des épaules et des reins, indiquant une ovalisation de la canalisation. Il n'y a cependant pas de symétrie des contraintes par rapport à l'axe horizontal, la partie supérieure étant plus sollicitée que la partie inférieure.

La réduction de rigidité annulaire de la conduite entraîne une augmentation significative des contraintes en partie supérieure (clef, épaule), alors que les variations sont très modérées en partie inférieure (radier, reins, hanches).

L'allure de la déformée est calculée à partir des valeurs de contraintes et de déplacements internes mesurés (Mertz, 2022). Elle est présentée Figure 5-b On remarque que la déformée ne présente pas d'axe de symétrie horizontal, avec un profil de déformations « en cœur ». Le point de déplacement maximal se situe à la clef de la conduite, avec un changement rapide de courbure, avec une valeur équivalente pour les 3 conduites. Cette déformation en forme de cœur avec concentration du déplacement à la clef s'aligne sur les observations avec les travaux de Rogers (1988). Ce résultat est aussi cohérent avec le mode de chargement, ponctuel, et le mode de mise en œuvre, qui est de bonne qualité (compaction du sol alentour de la conduite), permettant une bonne étreinte latérale de la conduite limitant les déplacements horizontaux.

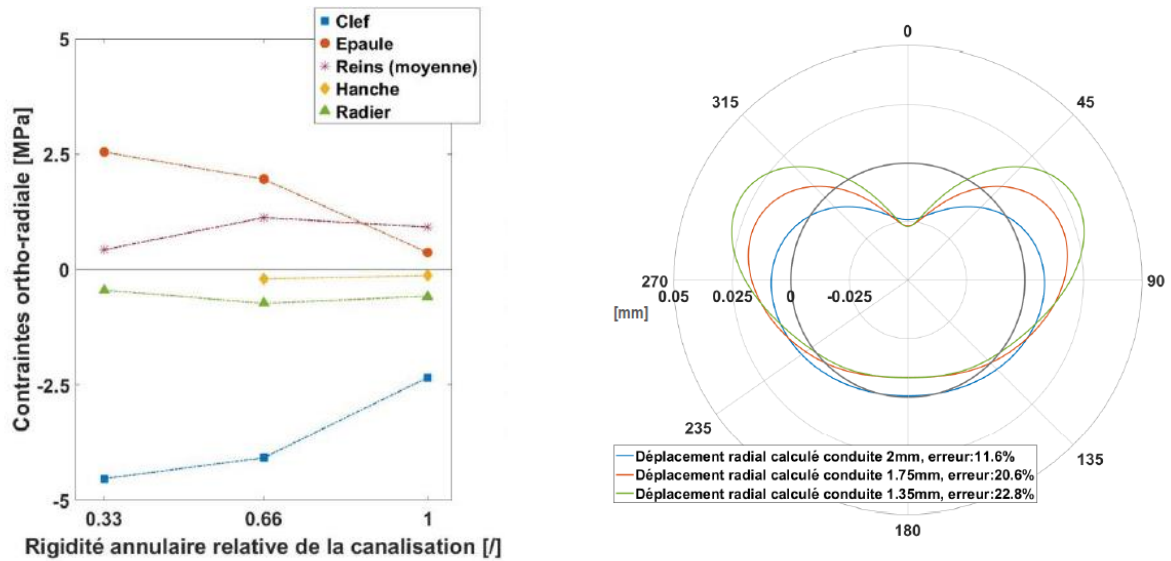


Figure 5 Evolution des contraintes ortho-radiales (gauche), et allure des déformées (droite) pour un chargement de 100 kPa.

### 3.2. Interaction sol-structure

Les capteurs de pression totale positionnés à proximité de la conduite permettent d'estimer l'évolution des incréments de contraintes verticales et horizontales dans le sol autour de la canalisation (absence de mesure des contraintes avant l'application du chargement) (Figure 6). 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 cohérente avec les mesures de Talesnick (2011) pour une canalisation enterrée dans un sol dense. Les contraintes verticales au niveau des reins sont d'une intensité intermédiaire entre les niveaux mesurés à la clef et au radier.

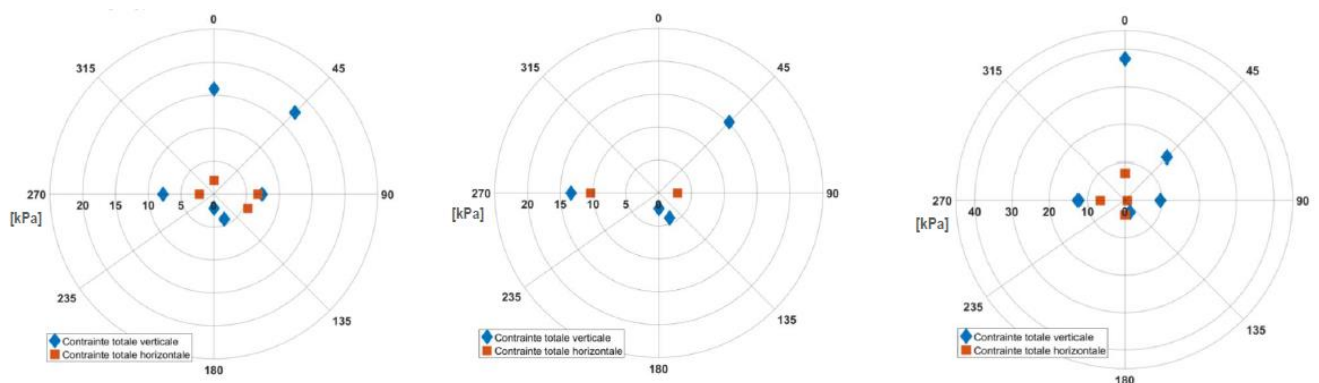


Figure 6 Contraintes totales à proximité de la canalisation pour un chargement de 100kPa, conduite de 2mm (gauche), de 1.75mm (centre) et de 1.35mm (droite)

Les contraintes horizontales aux reins ne présentent quant à elle aucune symétrie. 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.

Un paramètre important dans les modèles est le ratio des contraintes horizontales et verticales au niveau des reins, qui permet d'évaluer le gain de confinement horizontal appliqué à la canalisation. Il est possible de déterminer ce ratio et son évolution au fil du

chargement à partir des données présentées sur la Figure 6, à la condition de faire une hypothèse sur l'état des contraintes initiales du sol, et plus précisément de définir la valeur du coefficient des terres au repos,  $K_0$ , pour estimer les contraintes horizontales. Le coefficient des terres au repos sera pris tel que  $K_0 = 1 - \sin \varphi$  ; et l'angle de frottement du sable  $\varphi$  choisi de manière à ce que le ratio de contraintes ne soit jamais inférieur à  $K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$ . Cette condition amène à considérer un angle de frottement  $\varphi = 50^\circ$ . Une telle valeur est élevée, cependant il faut prendre en compte le fait que le sable est soumis à une contrainte moyenne très faible (de l'ordre de 5kPa à cette profondeur avant application du chargement), condition pour laquelle les angles de frottement tendent à être plus importants que ceux mesurés à des niveaux de contrainte plus élevés (Lancelot et al., 1996). Le ratio des contraintes au niveau de la clef au cours du chargement pour la conduite de 2mm est présenté Figure 7. On remarque qu'à la clef, le ratio diminue, indiquant un mécanisme de poussée, et tend asymptotiquement vers une valeur, qui est de par la construction décrite plus haut, égale à  $K_a$  (précisons cependant que le choix de l'angle de frottement ne fait que translater les courbes verticalement, les évolutions sont indépendantes de ce choix). Le ratio des contraintes au niveau des reins augmente, dépassant systématiquement  $K_0$ , et ne présentant aucun signe de stabilisation. La valeur maximale atteinte est de l'ordre de 0.7 à la fin du chargement, demeurant largement inférieur à  $K_p = \frac{1}{K_a} \approx 7.5$ , qui correspondrait à l'état limite de butée. Les résultats sur les autres conduites, non présentés ici, montrent des tendances similaires. Néanmoins, un gain significatif d'étreinte latérale est observé, qui s'oppose à l'ovalisation de la conduite mais qui n'est pas pris en compte dans les méthodes de dimensionnement.

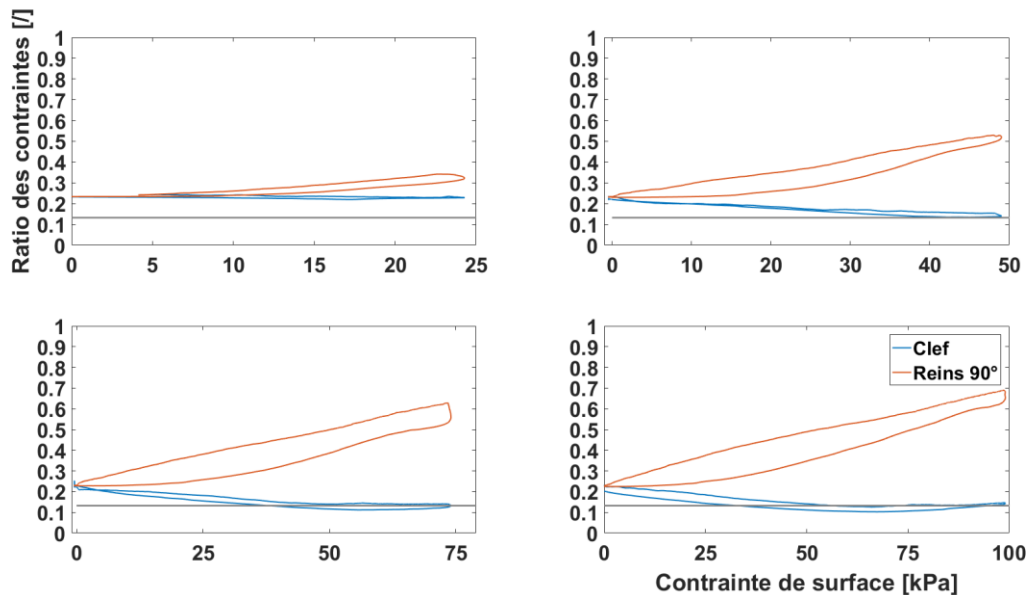


Figure 7 Evolution du ratio de  $\sigma_H/\sigma_V$  au niveau des reins et de la clef de la canalisation de 2mm, plaque 10x10cm<sup>2</sup>, avec l'hypothèse  $K_0 \approx 0.23$

Il apparaît donc que les méthodes de dimensionnement sont, sur certains aspects, plutôt sécuritaires et pourraient bénéficier d'optimisation pour réduire leur conservatisme. Ainsi, à l'issue de cette campagne expérimentale, deux axes de modifications sont envisagés :

- Dans le cas d'un chargement par l'intermédiaire d'une structure en surface rigide par rapport au sol, adopter une distribution non uniforme de la contrainte verticale, une répartition parabolique étant un point de départ intéressant, rejoignant en cela Tian et al. (2015);

- Faire varier le ratio de contrainte  $\sigma_H/\sigma_V$  au niveau des reins au fil de la déformation de la canalisation, en lui permettant de dépasser la valeur 0.5 usuellement retenue constante dans les méthodes de dimensionnement.

#### 4. Conclusions

L'étude paramétrique de différentes conduites modèles enterrées et soumises à un chargement de surface a été réalisée, permettant de documenter le comportement de conduites de gaz modèles sous chargement de surface, en terme de contrainte agissantes, de déplacements et d'interaction sol-structure. Les expériences menées permettent de proposer des axes d'amélioration, dont l'implémentation et la validation feront l'objet de futurs travaux.

#### 5. Références bibliographiques

- Andria-Ntoanina, I., Canou, J., Dupla, J.-C. (2010). Caractérisation mécanique du sable de Fontainebleau NE34 sous chargement triaxial monotone. Rapport CERMES, ENPC/LCPC, France.
- Direction des Affaires économiques et Internationales. (2003). Fascicule 70. Bulletin Officiel.
- Garnier, J., Gaudin, C., Springman, S.M., Culligan, P.J., Goodings, D., Konig, D., Kutter, B., Phillips, R., Randolph, M.F., Thorel L. (2007). Catalogue of scaling laws and similitude questions in geotechnical centrifuge modelling. *Int. J. of Physical Modelling in Geotechnics*, vol.7(3), pp. 1-23. <https://doi.org/10.1680/ijpmg.2007.070301>
- Marston, A., Anderson, O. (1913). The theory of loads on pipes in ditches. Bull 3I, Iowa Engineering Station, USA.
- Mertz, A, Dano, C, Fernandez, C, Jenck, O, Lebrun, A, & Emeriault, F. "Laboratory Testing of a Model for Pipe Buried Into Sand Subjected to a Surface Loading." *Proceedings of the 2022 14th International Pipeline Conference. Volume 3: Operations, Monitoring, and Maintenance; Materials and Joining.* Calgary, Alberta, Canada. September 26–30, 2022. V003T04A020. ASME. <https://doi.org/10.1115/IPC2022-86098>
- Mertz, A. (2023). Behavior of model buried gas pipelines under patch surface loading PhD dissertation, University Grenoble Alpes, France (in French).
- Rogers, C. (1988). Some observations on flexible pipe responses to load. *Transportation Research Record*.
- Spangler, M., Shafer, G. (1938). The structural design of flexible pipe culverts. *Highway Research Board Proceedings*, 17, pp. 235–239.
- Talesnick, M., Xia, H.-W., & Moore, I. (2011). Earth pressure measurements on buried HDPE pipe. *Géotechnique*, pp. 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*, Vol. 55(3), pp. 485-492. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2015.04.001>
- Winkler, E. (1867). *Die Lehre von der Elasticitaet und Festigkeit*. Prague : Dominicus, pp. 845-850.