

# É

Équipements de protection

## Études et recherches

RAPPORT R-582



**Réduction de la distance de garde en tête  
des excavations étançonnées par un tuyau  
en tôle d'acier ondulé galvanisé (TTAOG)**

*André Lan  
Renaud Daigle  
Denis LeBoeuf  
Omar Chaallal*



Solidement implanté au Québec depuis 1980, l'Institut de recherche Robert-Sauvé en santé et en sécurité du travail (IRSST) est un organisme de recherche scientifique reconnu internationalement pour la qualité de ses travaux.

## NOS RECHERCHES

### Mission *travaillent pour vous !*

Contribuer, par la recherche, à la prévention des accidents du travail et des maladies professionnelles ainsi qu'à la réadaptation des travailleurs qui en sont victimes.

Offrir les services de laboratoires et l'expertise nécessaires à l'action du réseau public de prévention en santé et en sécurité du travail.

Assurer la diffusion des connaissances, jouer un rôle de référence scientifique et d'expert.

Doté d'un conseil d'administration paritaire où siègent en nombre égal des représentants des employeurs et des travailleurs, l'IRSST est financé par la Commission de la santé et de la sécurité du travail.

### Pour en savoir plus

Visitez notre site Web ! Vous y trouverez une information complète et à jour.

De plus, toutes les publications éditées par l'IRSST peuvent être téléchargées gratuitement. [www.irsst.qc.ca](http://www.irsst.qc.ca)

Pour connaître l'actualité de la recherche menée ou financée par l'IRSST, abonnez-vous gratuitement au magazine Prévention au travail, publié conjointement par l'Institut et la CSST.  
Abonnement : 1-877-221-7046

### Dépôt légal

Bibliothèque et Archives nationales  
2008

ISBN : 978-2-89631-307-5 (version imprimée)

ISBN : 978-2-89631-308-2 (PDF)

ISSN : 0820-8395

IRSST - Direction des communications  
505, boul. De Maisonneuve Ouest  
Montréal (Québec)  
H3A 3C2  
Téléphone : 514 288-1551  
Télécopieur : 514 288-7636  
[publications@irsst.qc.ca](mailto:publications@irsst.qc.ca)  
[www.irsst.qc.ca](http://www.irsst.qc.ca)  
Institut de recherche Robert-Sauvé  
en santé et en sécurité du travail,  
octobre 2008



Équipements de protection

# Études et recherches

■ RAPPORT R-582

## Réduction de la distance de garde en tête des excavations étançonnées par un tuyau en tôle d'acier ondulé galvanisé (TTAOG)

### Avis de non-responsabilité

L'IRSST ne donne aucune garantie relative à l'exactitude, la fiabilité ou le caractère exhaustif de l'information contenue dans ce document. En aucun cas l'IRSST ne saurait être tenu responsable pour tout dommage corporel, moral ou matériel résultant de l'utilisation de cette information.

Notez que les contenus des documents sont protégés par les législations canadiennes applicables en matière de propriété intellectuelle.

*André Lan, Service de la recherche, IRSST*

*Renaud Daigle, Service soutien à la recherche et à l'expertise, IRSST*

*Denis LeBoeuf, Département de génie civil, Université Laval*

*Omar Chaallal, Département de génie de la construction, ÉTS*

Cliquez recherche  
[www.irsst.qc.ca](http://www.irsst.qc.ca)



Cette publication est disponible  
en version PDF  
sur le site Web de l'IRSST.

**CONFORMÉMENT AUX POLITIQUES DE L'IRSS**

Les résultats des travaux de recherche publiés dans ce document  
ont fait l'objet d'une évaluation par des pairs.

## SOMMAIRE

### Note :

Afin d'alléger le texte, les tableaux et les figures de résultats des investigations expérimentales et théoriques ont été colligés en annexes A, B, C et D. Ces annexes sont disponibles sur demande auprès des chercheurs.

### Contexte et problématique

Cette étude fait suite à une demande conjointe formulée à l'Institut de recherche Robert-Sauvé en santé et en sécurité du travail (IRSST), par l'Association paritaire pour la santé et la sécurité du travail, secteur des affaires municipales (APSAM) et la Ville de Saguenay, sur la sécurité de réduire la distance de garde en tête des excavations utilisant des tuyaux de tôle en acier ondulé et galvanisé (TTAOG) comme structure d'éтанçonnement temporaire, lors des travaux d'entretien et de réparation des réseaux souterrains d'aqueduc et d'égout, en milieu urbain. L'utilisation de divers systèmes d'éтанçonnement, dont le TTAOG, lors de travaux d'excavation, pour l'entretien ou la réparation des réseaux souterrains d'aqueduc et d'égout, en milieu urbain, semble en pleine croissance dans les municipalités du Québec et d'ailleurs.

Au Québec, les travaux d'excavation sont régis par l'article 3.15.3 du Code de sécurité pour les travaux de construction (S-2.1, r.6). Celui-ci stipule à l'alinéa 5 qu'*il est interdit de : (a) déposer des matériaux à moins de 1,2 mètre du sommet des parois; (b) circuler ou stationner des véhicules ou des machines à moins de 3 mètres du sommet des parois, à moins qu'un éтанçonnement renforcé n'ait été prévu en conséquence.* Par ailleurs, l'article 2.3.1. du S-2.1, r.6 précise que : *dans l'application du présent code, la nature, les dimensions et la disposition des matériaux peuvent différer des règles fixées pour autant que la résistance des matériaux et leur emploi offrent une sécurité équivalente à celle prescrite.*

Ces exigences du code de sécurité constituent, de toute évidence, des limites contraignantes, voire pénalisantes, notamment dans les chantiers situés en milieu urbain. C'est ce qui a motivé la demande de la Ville de Saguenay pour étudier s'il est possible de réduire la distance de garde en tête des excavations éтанçonnées par un tuyau de tôle en acier ondulé et galvanisé de 1500 mm de diamètre, désigné par TTAOG-1500, en présence de machinerie et de véhicules lourds. Cette étude s'inscrit dans l'esprit de l'article 3.15.3.5 du S-2.1, r.6, puisque celui-ci autorise la circulation ou le stationnement des véhicules ou des machines à moins de 3 mètres du sommet des parois si un éтанçonnement renforcé de ces parois est prévu en conséquence.

### Objectifs de l'étude

L'objectif de cette étude vise à déterminer, à travers des investigations expérimentales et numériques, la capacité critique des TTAOG-1500 comme système d'éтанçonnement vertical d'excavations temporaires.

Plus spécifiquement, l'étude vise à savoir si le TTAOG-1500, utilisé comme éтанçonnement lors des travaux d'excavation de courte durée, permet de :

- (a) déposer, en toute sécurité, des matériaux à moins de 1,2 mètre du sommet des parois;
- (b) circuler ou de stationner, en toute sécurité, des véhicules ou des machines à moins de 3 mètres du sommet des parois.

## **Méthodologie**

La méthodologie renferme des investigations expérimentales et théoriques :

- (a) les investigations expérimentales sont réalisées par des essais sur les tuyaux TTAOG-1500 effectuées : (i) en laboratoire où les tuyaux sont soumis à l'essai de chargement par plaques parallèles ; et (ii) en chantier où, pour un type de sol pulvérulent, les tuyaux servant d'étançonnement, sont soumis à différentes conditions de chargement, en termes de distance en tête d'étançonnement, de type de camion, de vitesse de circulation, ou encore de défaut de chaussée. Parallèlement, des essais géotechniques ont été réalisés pour préciser les paramètres mécaniques des sols en place.
- (b) les investigations théoriques consistent à tester un modèle numérique du système tuyau-sol, en utilisant des simulations numériques par éléments spectraux de l'essai de chargement au FWD (falling weight deflectometer (déflectomètre à masse tombante)) et à confronter les valeurs calculées avec les données obtenues en chantier.

Il s'agit d'une approche globale intégrant, à la fois, l'expérimentation informatique (ou simulations), l'expérimentation en chantier et l'expérimentation en laboratoire. Cette approche de validation, à travers la confrontation des mesures et observations, obtenues des tests de simulation, ainsi que des essais de laboratoire et en chantier, autorise une interprétation plus fiable des résultats et une formulation crédible de ses conclusions et recommandations.

## **Résultats**

Voici les principaux résultats des investigations conduites dans le cadre de cette étude :

- Le tuyau TTAOG-1500 intact et utilisé correctement est extrêmement robuste et a la capacité mécanique nécessaire, sous des conditions qui seront précisées dans le rapport, de supporter les actions mécaniques suivantes :
  - les surcharges provenant du dépôt de matériaux de construction ou la présence de véhicules stationnés à moins de 1,2 mètre du sommet de l'étançonnement tubulaire;
  - les surcharges dynamiques engendrées par la circulation de véhicules ou d'équipements lourds comme les camions de transports de matériaux (exemple, le camion Mack 10 roues, le rouleau compacteur Ingersoll-Rand ou le camion VAC-CON).
- Les facteurs suivants ont une influence significative : les défauts de chaussée, distance en tête et nature dynamique de la surcharge.
- Les surcharges transitoires et dynamiques développées sur la paroi verticale de l'étançonnement lors du passage des équipements lourds de construction (camions, rouleau, etc.) se superposent au poids des terres; elles sont significatives et doivent être prises en compte dans le calcul des étançonnements.
- La réponse du TTAOG-1500 à un chargement statique par blocs est complexe. Le tuyau a d'abord été sollicité statiquement par le déversement de sable, puis par le dépôt de 15 blocs de béton placés contre le tuyau. Ceux-ci imposent une pression verticale de contact de 45 kPa. Les mesures expérimentales ont permis de constater les faits suivants:

- la compression diamétrale maximale ( $\Delta D_{\text{TTAOG}}$ ) du tuyau TTAOG sous l'action de la poussée des terres par le sable seul est de 0,07 mm (0,005% de  $D_{\text{TTAOG}}$ ) et survient près de la surface (à 609 mm sous la surface) ;
- $\Delta D_{\text{TTAOG}}$  augmente à 0,36 mm (à une profondeur de 609 mm), suite à l'application des blocs de béton. La déformation nette maximale, due aux blocs de béton, est alors de 0,29 mm (ou 0,02 % du diamètre du tuyau) ;
- les déplacements nets peuvent donc être considérés comme globalement négligeables lors de ces essais de chargement statique.
- La contrainte horizontale, mesurée sur le tuyau après le déversement et la mise en place du sable autour du TTAOG et son compactage, conduit à un rapport de contraintes initiales de  $\sigma'_{\text{ho}}/\sigma'_{\text{vo}}$  de l'ordre de 1,4 à une profondeur de 2,49 m. Cette valeur élevée s'explique par le compactage du sable autour du TTAOG, ce qui a augmenté la contrainte horizontale.
- Le dépôt de blocs de béton a induit une augmentation maximale des contraintes horizontales (i.e. une « surcharge » ou une « contrainte nette »  $\Delta\sigma$ ) de 3,2 kPa au niveau du premier capteur de pression horizontale (CPH 1) et une relaxation des contraintes aux niveaux des autres capteurs situés en profondeur (CPH 2, CPH 3 et CPH 4). La diminution maximale des contraintes est de 15% à une profondeur de 2,5 m.
- Influence des différents paramètres :
  - Distance en tête d'étançonnement : Les surcharges dynamiques latérales augmentent rapidement lorsque la distance en tête d'étançonnement diminue. Dans un cas, notamment (avec camion Mack et dos d'âne), la surcharge horizontale (ou contrainte nette) a augmenté de 600 % lorsque la distance en tête passe de 2,0 m à 0,2 m (essai C10-A1-V10-D0,2). Les déplacements nets diminuent aussi rapidement lorsque la distance en tête d'étançonnement augmente. Par exemple, pour le cas des essais C10-A1-V10 (camion Mack, dos d'âne, vitesse de 10 km/h), le déplacement net mesuré à une profondeur de 613 mm passe de 0,03 mm à 0,94 mm, lorsque la distance en tête pour le passage du camion Mack (C10) passe de 2 m à 0,2 m. Cette valeur de 0,94 mm est le maximum atteint impliquant tous les équipements. Elle représente 0,02% du diamètre (D) du tuyau TTAOG, ce qui est largement en deçà de la valeur à la rupture qui est généralement de 5%D;
  - Vitesse : La vitesse a tendance à légèrement augmenter les contraintes et les déplacements horizontaux dans le tuyau;
  - Défauts de chaussée : Les défauts dans la chaussée ont un impact significatif sur la réponse de l'étançonnement tubulaire. Un dos d'âne a été mis en place à proximité du TTAOG pour simuler les défauts dans la chaussée et les mesures ont montré que la surcharge latérale s'accroît par un facteur de 3,5 (à une profondeur de 0,61 m et à une distance en tête de 0,2 m) en présence d'un dos d'âne. Toutefois, cet effet s'atténue très rapidement avec la distance en tête : à une même profondeur de 0,61 m mais à une distance de 2,0 m, le facteur d'accroissement de la contrainte n'est plus que de 1,3. Un comportement similaire a été observé pour les déplacements horizontaux.
  - Impact : Dans le cas des charges par impact, telles que celles induites par le *Falling Weight Deflectometer* (FWD) (Deflectomètre à masse tombante), les surcharges dynamiques horizontales ( $\Delta\sigma$ ) les plus fortes ont été mesurées à faible profondeur (613 mm); le  $\Delta\sigma$  le plus élevé est de 11,7 kPa pour l'essai exécuté à une distance de 0,95 m et une charge de 55 kN. Les résultats montrent également que plus le poids de la charge d'impact est élevé, plus la surcharge dynamique horizontale est élevée : la surcharge  $\Delta\sigma$

passé de 5,1 kPa à 11,7 kPa (facteur de 2,3) pour des forces d'impact allant de 25 kN à 55 kN (rapport de 2,2);

- Un modèle élasto-dynamique par éléments spectraux intégré dans le code DYNAPAV-UL a aussi été utilisé pour étudier la distribution des contraintes et des déplacements dans le sol sous l'action d'un impact dynamique. Les propriétés du sol ont été déterminées par rétro-calcul dynamique selon la méthode développée par Grenier (Grenier, 2007). Le modèle a ainsi permis de prédire de façon satisfaisante les valeurs de pointe des déplacements et des contraintes. Néanmoins, la méthode n'a pas pu capturer certains phénomènes complexes reliés à la dynamique du comportement en interaction du système TTAOG-sol encaissant.

## **Conclusions**

Les travaux de chantier ont clairement démontré le comportement robuste des TTAOG. Aussi, le TTAOG peut être utilisé de façon sécuritaire en présence de véhicules ou équipements lourds ou de dépôts de matériaux de construction pour les conditions suivantes :

- (i) les véhicules lourds peuvent circuler ou stationner, en toute sécurité, à moins de 3 mètres du sommet des parois, mais à plus de 1 m;
- (ii) la masse totale en charge de ces véhicules ne doit pas dépasser 25 250 kg.
- (ii) pour des considérations pratiques de sécurité en chantier, la distance des dépôts de matériaux ou autres surcharges statiques doit être supérieure à 0,6 m (ou 2 pieds) entre la tête de l'éтанçonnement tubulaire;
- (iii) aucun défaut significatif de chaussée (trou, nid-de-poule, crevasse, etc.) n'est présent à l'intérieur d'une distance de 2,0 m de l'éтанçonnement;
- (iv) le tuyau TTAOG a été inspecté avant son utilisation, est en bon état et est complètement confiné par le sol;
- (v) l'utilisation du modèle élasto-dynamique par éléments spectraux intégré dans le code DYNAPAV-UL ne peut pas être recommandé pour extrapoler les résultats de la présente étude à d'autres situations ou configurations analogues;
- (vi) pour tous les paramètres étudiés en régime dynamique, la distance de l'éтанçonnement joue un rôle clé et a systématiquement une influence défavorable. Les effets dynamiques s'atténuent rapidement avec la distance en tête d'éтанçonnement. Dans ce contexte, la réglementation actuelle a bien saisi l'importance de ce paramètre.

## **Recommandations**

Les mesures en chantier ont montré que la réponse mécanique de l'éтанçonnement tubulaire, tant en régime dynamique que statique, est complexe et fait intervenir des considérations d'interaction sol-structure que les théories conventionnelles de Coulomb ou de Rankine ou élasto-dynamique sont incapables de capter entièrement. Nous recommandons de poursuivre les travaux de recherche sur l'analyse structurale des éтанçonnements pour en arriver à développer une méthode pratique de calcul et de dimensionnement qui tient compte des effets dynamiques et de l'interaction sol-structure.



## **REMERCIEMENTS**

La réalisation de cette étude a été rendue possible grâce à la collaboration d'un grand nombre d'organisations et d'individus. Nous tenons à remercier M. Jean Paquet, ing., et son équipe de contremaîtres et d'ouvriers du service des travaux publics de la Ville de Saguenay pour leur grande disponibilité. Ils ont contribué notamment à l'organisation et à la réalisation des essais en chantier sous d'excellentes conditions. Nous remercions aussi Mme Sylvie Poulin de l'APSAM pour son appui et sa disponibilité. Elle a facilité les contacts avec le milieu municipal.



## TABLE DES MATIÈRES

SOMMAIRE.....	i
REMERCIEMENTS.....	v
TABLE DES MATIÈRES .....	vii
LISTE DES TABLEAUX.....	xi
LISTE DES FIGURES .....	xiii
LISTE DES ABRÉVIATIONS.....	xv
1. INTRODUCTION .....	1
1.1 Contexte et problématique .....	1
1.2 Objectifs de l'étude .....	1
1.3 Méthodologie .....	2
2. ASPECTS THÉORIQUES DU COMPORTEMENT MÉCANIQUE ET STRUCTURAL DES TUYAUX .....	3
2.1 Généralités .....	3
2.2 Comportement des tuyaux flexibles.....	4
2.2.1 Flexible versus rigide.....	4
2.2.2 Comportement mécanique des tuyaux .....	6
2.2.2.1 Direction longitudinale .....	6
2.2.2.2 Direction radiale.....	6
2.2.3 Comportement structural d'un tuyau flexible enfoui .....	12
3. DESCRIPTION DU PROGRAMME D'ESSAIS .....	15
3.1 Le TTAOG utilisé par la Ville de Saguenay.....	15
3.2 Essais en laboratoire .....	18
3.2.1 Objectifs des essais .....	18
3.2.2 Préparation des spécimens d'essai .....	18
3.2.3 Type d'essai .....	18
3.2.4 Instrumentation et mise à l'essai.....	20
3.3 Essais en chantier.....	20
3.3.1 Objectifs des essais .....	20
3.3.2 Préparation des essais .....	21
3.3.3 Instrumentation et acquisition des données .....	24
3.3.4 Programme d'essais .....	27
3.3.5 Essai statique.....	28
3.3.5.1 Essais dynamiques avec camions conventionnels .....	30
3.3.5.2 Essais dynamiques avec rouleau compacteur .....	34
3.3.5.3 Essais dynamiques au FWD.....	35

3.3.6	Essais au déflectomètre à masse tombante (FWD).....	35
3.3.7	Configuration du FWD .....	36
3.3.8	Procédures d'essai.....	36
4.	DESCRIPTION DU PROGRAMME D'ESSAIS GÉOTECHNIQUES .....	39
4.1	Considérations générales .....	39
4.2	Caractérisation physique des sols en place .....	39
4.3	Emplacement des essais FWD .....	39
5.	RÉSULTATS DES ESSAIS .....	41
5.1	Essais en laboratoire .....	41
5.1.1	Force versus déplacement.....	41
5.1.2	Valeurs caractéristiques mesurées .....	42
5.1.3	Valeurs des rigidités.....	42
5.1.4	Discussion – Essais en laboratoire.....	43
5.2	Essais statiques en chantier.....	43
5.2.1	Présentation des résultats .....	43
5.2.2	Discussion – Essais statiques en chantier .....	44
5.3	Essais dynamiques en chantier.....	47
5.3.1	Discussion - Réponses typiques des essais dynamiques en chantier .....	47
5.3.2	Valeurs maximales atteintes .....	47
5.4	Analyse des résultats pour camions C10 et R12.....	48
5.4.1	Effet de la distance en tête d'éтанçonnement.....	48
5.4.2	Effet d'un dos d'âne.....	49
5.4.3	Effet de la vitesse de circulation des camions .....	49
5.4.4	Effets combinés.....	49
5.5	Analyse des résultats pour le rouleau compacteur (RC).....	50
5.5.1	Rouleau compacteur.....	50
5.6	Analyse des résultats pour le FWD.....	50
5.6.1	Introduction.....	50
5.6.2	Discussion – Résultats FWD .....	51
6.	RÉSULTATS DES ESSAIS GÉOTECHNIQUES.....	53
6.1	Méthodes d'analyse des essais FWD .....	53
6.2	Résultats des analyses des essais FWD .....	55
6.3	Discussion – Analyses des essais FWD.....	57
7.	SIMULATIONS NUMÉRIQUES .....	59
7.1	Introduction.....	59
7.2	Discussion - Résultats des simulations numériques.....	59
8.	CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS.....	61
8.1	Conclusion .....	61
8.1.1	Conclusions générales.....	61
8.1.2	Conclusions spécifiques.....	61
8.2	Recommandations.....	63
8.2.1	Recommandations spécifiques à l'étude.....	63

8.2.2	Recommandations pour travaux ultérieurs .....	63
9.	BIBLIOGRAPHIE.....	65



## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 3.1 Propriétés du TTAOG-1500.....	15
Tableau 3.2 Propriétés mesurées des spécimens à l'essai en laboratoire .....	18
Tableau 3.3 Caractéristiques des blocs en béton .....	30
Tableau 3.4 Déroulement des essais C10 par ordre chronologique.....	33
Tableau 3.5 Déroulement des essais R12 par ordre chronologique.....	33
Tableau 3.6 Déroulement des essais RC par ordre chronologique .....	35
Tableau 5.1 Valeurs caractéristiques mesurées .....	42
Tableau 5.2 Rigidité et facteur de rigidité correspondant à $\Delta y = 5\% D$ et $\Delta y = 10\% D$ .....	43
Tableau 5.3 Essai statique en chantier – LVDTs (déplacements) .....	45
Tableau 5.4 Essai statique en chantier – CPHs (contraintes).....	46





## LISTE DES FIGURES

Figure 2.1 Classification des conduits flexibles (Modifiée d'après : Plastiques Big 'O' et Watkins et Reeves, 1980).....	4
Figure 2.2 Effet d'arche se développant dans le sol autour d'une conduite flexible (Modifiée d'après : Plastiques Big 'O' et Watkins et Reeves, 1980) .....	5
Figure 2.3 Analyse des contraintes pour un anneau circulaire dans le sol (Modifiée d'après Watkins et Anderson, 1999) .....	7
Figure 2.4 Diagramme des corps libres pour une section infinitésimale d'anneau (Modifiée d'après Watkins et Anderson, 1999).....	8
Figure 2.5 Déflexion ellipsoïdale d'un élément de tuyau sous l'effet de la compression axiale du sol de remblai (Modifiée d'après Watkins et Anderson, 1999).....	10
Figure 2.6 Illustration des caractéristiques géométriques d'une ellipse en relation avec l'analyse de la déflexion d'une section de tuyau remblai (Modifiée d'après Watkins et Anderson, 1999) .....	11
Figure 2.7 Relation pression extérieure / déflexion – Cas d'un anneau flexible non supporté latéralement (Modifiée d'après Watkins et Anderson, 1999) .....	12
Figure 2.8 Module de réaction du sol en fonction de la profondeur et du degré de compactage Proctor du remblai (Modifiée d'après : Plastiques Big 'O' et Watkins et Reeves, 1980).....	12
Figure 2.9 Comportement d'un tuyau enfoui en fonction de la densité du sol et du niveau de compactage (Modifiée d'après Watkins et Anderson, 1999).....	13
Figure 2.10 Couverture minimale requise (rapport H/D) (Modifiée d'après : Plastiques Big 'O' et Watkins et Reeves, 1980). .....	14
Figure 3.1 Vue du TTAOG-1500 illustrant l'ouverture à la base.....	16
Figure 3.2 Vue intérieure du TTAOG-1500. ....	16
Figure 3.3 Manutention à l'aide d'une pelle rétro-excavatrice.....	17
Figure 3.4 Le récurateur de la Ville de Saguenay.....	17
Figure 3.5 Croquis illustrant la rigidité de la conduite (Modifiée d'après : Plastiques Big 'O', et Watkins et Reeves, 1980). .....	19
Figure 3.6 Essai en laboratoire du TTAOG-1500.....	20
Figure 3.7 Excavation de la tranchée – 24 octobre 2005.....	21
Figure 3.8 Schéma de l'excavation.....	22
Figure 3.9 Installation du TTAOG-1500 dans l'excavation – 24 octobre 2005.....	23
Figure 3.10 Remblayage de l'excavation avec du sable – 24 octobre 2005.....	23
Figure 3.11 Spécimen d'essai en chantier et disposition des LVDT. ....	24
Figure 3.12 Hauteur des LVDT (mm). ....	25
Figure 3.13 Hauteur des capteurs de pression horizontale (mm).....	26
Figure 3.14 Disposition des capteurs à pression sous le passage routier.....	26
Figure 3.15 Espacement des capteurs de pression verticale. ....	27
Figure 3.16 Présentation des différents essais. ....	28
Figure 3.17 Empilement de blocs en béton pour essais statiques.....	29
Figure 3.18 Emplacement et poids total des blocs (mm).....	29
Figure 3.19 Les blocs A et B de différentes dimensions. ....	30
Figure 3.20 Le camion MACK de 3 essieux et 10 roues.....	31
Figure 3.21 Essais dynamiques avec des camions.....	31

Figure 3.22 Plan et coupe du dos d'âne. ....	31
Figure 3.23 Le dos d'âne. ....	32
Figure 3.24 Le véhicule de type « rouleau compacteur » <i>Ingersoll-Rand</i> . ....	34
Figure 4.1 Position des essais FWD par rapport au bord de l'étançonnement et profondeur des points d'instrumentation le long de la paroi du cylindre. ....	40
Figure 4.2 Configuration des essais de chargement à l'aide du FWD. ....	40
Figure 5.1 Courbes charge-déplacement (lecture des LVDTs). ....	41

## LISTE DES ABRÉVIATIONS

AASHTO :	American Association of State Highway and Transportation Officials
ASPAM :	Association paritaire pour la santé et la sécurité du travail secteur «affaires municipales»
CPH :	Capteur de pression horizontale
CPV :	Capteur de pression verticale
C10 :	Camion de 3 essieux et de 10 roues
D :	Diamètre interne du TTAOG
$\Delta D$ :	Compression ou élongation diamétrale
ÉTS :	École de Technologie Supérieure
FWD :	Falling Weight Deflectometer (déflectomètre à masse tombante)
IRSST :	Institut de recherche Robert-Sauvé en santé et en sécurité du travail
LVDT :	Linear Variable Displacement Transducer (capteur de déplacement)
PEHD :	Tuyau en polyéthylène à haute densité
PS :	Pipe Stiffness (rigidité du tuyau)
PVC :	Tuyaux plastiques en chlorure de polyvinyle
RC :	Rouleau compacteur
R12 :	Récureur de 4 essieux et de 12 roues
SF :	Stiffness Factor (facteur de rigidité)
TTAOG :	Tuyau de tôle en acier ondulé et galvanisé
UL :	Université Laval
VAF :	Vertical Arch Factor
$\perp$ :	Perpendiculaire
// :	Parallèle
$\sigma$ :	Contrainte
$\sigma'_{ho}$ :	Contrainte horizontale initiale
$\sigma'_{vo}$ :	Contrainte verticale initiale
$\Delta\sigma$ :	Surcharge dynamique horizontale



## 1. INTRODUCTION

### 1.1 Contexte et problématique

Cette étude fait suite à une demande conjointe formulée à l'Institut de recherche Robert-Sauvé en santé et en sécurité du travail (IRSST) par l'Association paritaire pour la santé et la sécurité du travail secteur «affaires municipales» (APSAM) et la Ville de Saguenay, sur la sécurité de réduire la distance de garde en tête des excavations utilisant des tuyaux de tôle en acier ondulé et galvanisé (TTAOG) comme structure d'étançonnement temporaire, lors des travaux d'entretien et de réparation des réseaux souterrains d'aqueduc et d'égout, en milieu urbain. L'utilisation de divers systèmes d'étançonnement, dont le TTAOG, lors de travaux d'excavation, pour l'entretien ou la réparation des réseaux souterrains d'aqueduc et d'égout, en milieu urbain, semble en pleine croissance dans les municipalités du Québec et d'ailleurs (Lan et al, 2003).

Au Québec, les travaux d'excavation sont régis par l'article 3.15.3 du Code de sécurité pour les travaux de construction (S-2.1, r.6, 2006). Celui-ci stipule à l'alinéa 5 qu'*il est interdit de : (a) déposer des matériaux à moins de 1,2 mètre du sommet des parois; (b) circuler ou stationner des véhicules ou des machines à moins de 3 mètres du sommet des parois, à moins qu'un étançonnement renforcé n'ait été prévu en conséquence.* Par ailleurs, l'article 2.3.1. précise que : *dans l'application du présent code, la nature, les dimensions et la disposition des matériaux peuvent différer des règles fixées pour autant que la résistance des matériaux et leur emploi offrent une sécurité équivalente à celle prescrite.*

Ces exigences du code de sécurité constituent, de toute évidence, des limites contraignantes, voire pénalisantes, notamment dans les chantiers situés en milieu urbain. C'est ce qui a motivé la demande de la Ville de Saguenay pour étudier s'il est possible de réduire la distance de garde en tête des excavations étançonnées par un tuyau de tôle en acier ondulé et galvanisé de 1500 mm de diamètre, désigné par TTAOG-1500, en présence de machinerie et de véhicules lourds. Cette étude s'inscrit dans l'esprit de l'article 3.15.3.5 du S-2.1, r.6 qui autorise la circulation ou le stationnement des véhicules ou des machines à moins de 3 mètres du sommet des parois si un étançonnement renforcé de ces parois est prévu en conséquence.

### 1.2 Objectifs de l'étude

L'objectif de l'étude vise à déterminer, à travers des investigations expérimentales et numériques, la capacité critique des TTAOG-1500 comme système d'étançonnement vertical d'excavations temporaires.

Plus spécifiquement, l'étude vise à savoir si le TTAOG-1500, utilisé comme étançonnement lors des travaux d'excavation de courte durée, permet de :

- (a) déposer, en toute sécurité, des matériaux à moins de 1,2 mètre du sommet des parois;
- (b) circuler ou de stationner, en toute sécurité, des véhicules ou des machines à moins de 3 mètres du sommet des parois.

### 1.3 Méthodologie

La méthodologie comprend des investigations expérimentales et théoriques. Les investigations expérimentales sont réalisées à travers des essais sur les tuyaux TTAOG-1500 effectués : (a) en laboratoire où les tuyaux sont soumis à l'essai de chargement par plaques parallèles ; et (b) en chantier où, pour un type de sol pulvérulent, les tuyaux servant d'étançonnement, sont soumis à différentes conditions de chargement, en termes de distance en tête d'étançonnement, de type de camion, de vitesse de circulation, ou encore de défaut de chaussée. Parallèlement, des essais géotechniques ont été réalisés pour préciser les paramètres mécaniques des sols en place. Les investigations théoriques consistent à tester un modèle numérique du système tuyau-sol, en utilisant des simulations numériques par éléments spectraux de l'essai de chargement au *Falling Weight Deflectometer* (FWD) (déflectomètre à masse tombante) et à confronter les valeurs calculées avec les données obtenues en chantier.

Il s'agit d'une approche globale intégrant, à la fois, l'expérimentation informatique (ou simulations), l'expérimentation en chantier, et l'expérimentation en laboratoire. Cette approche de validation, à travers la confrontation des mesures et observations, obtenues des tests de simulation, ainsi que des essais de laboratoire et en chantier, autorise une interprétation plus fiable des résultats et une formulation crédible de ses conclusions et recommandations.

## 2. ASPECTS THÉORIQUES DU COMPORTEMENT MÉCANIQUE ET STRUCTURAL DES TUYAUX

Une revue des principaux aspects théoriques concernant le comportement mécanique et structural des tuyaux utilisés comme système d'étançonnement est présentée dans la section 2. Il représente une mise en contexte aux analyses et discussions des résultats de l'étude qui seront présentées dans les sections suivantes.

### 2.1 Généralités

Généralement, les tuyaux utilisés pour les ponceaux et égouts sont classés en deux catégories, selon leur comportement structural : (a) les tuyaux rigides; et (b) les tuyaux flexibles. Les tuyaux en béton, en amiante de ciment, en fonte et en acier à paroi épaisse font partie de la première catégorie alors que les TTAOG, les tuyaux en aluminium et les tuyaux plastiques en chlorure de polyvinyle (PVC) ou en polyéthylène à haute densité (PEHD) font partie de la seconde. Les tuyaux, qu'ils soient rigides ou flexibles, sont en général utilisés comme conduites de drainage d'eau usée ou d'eau pluviale, ou comme conduites de distribution d'eau potable. Ils sont donc, en règle générale, enfouis "couchés" à différentes profondeurs. Leur dimensionnement est alors fonction des caractéristiques hydrauliques recherchées, de la pression à laquelle ils sont soumis, ainsi que de la profondeur d'enfouissement. Celui-ci se fait de façon aisée grâce à des normes (exemple : les normes de l'American Association of State Highway and Transportation, AASHTO), des formules empiriques (par exemple, celles utilisées par l'État de l'Iowa) ou en utilisant les abaques fournis par les manufacturiers.

## 2.2 Comportement des tuyaux flexibles

### 2.2.1 Flexible versus rigide

Les tuyaux sont généralement enfouis en profondeur dans le sol et forment ainsi avec le sol environnant (emprunt granulaire compacté) un système structural composé non seulement du tuyau mais également du sol avoisinant. Le comportement d'un tel système relève donc de l'interaction sol-structure. C'est le degré de cette interaction qui qualifie le tuyau comme flexible ou rigide, dépendamment de sa rigidité diamétrale par rapport à celle du sol qui l'enveloppe. Il faut noter que cette qualification représente un aspect majeur dans le dimensionnement du tuyau. Dans le cas de tuyau flexible, la charge est principalement reprise par le sol, moyennant un effet d'arche. En revanche, dans le cas de tuyau rigide, la quasi-totalité de la charge est reprise par le tuyau. Ceci explique toute l'importance du choix des propriétés du sol de remblai dans le cas de tuyau flexible. Par ailleurs, le mode de rupture et les déformations limites avant rupture sont essentiellement différents pour les deux catégories de tuyau (Figure 2.1).

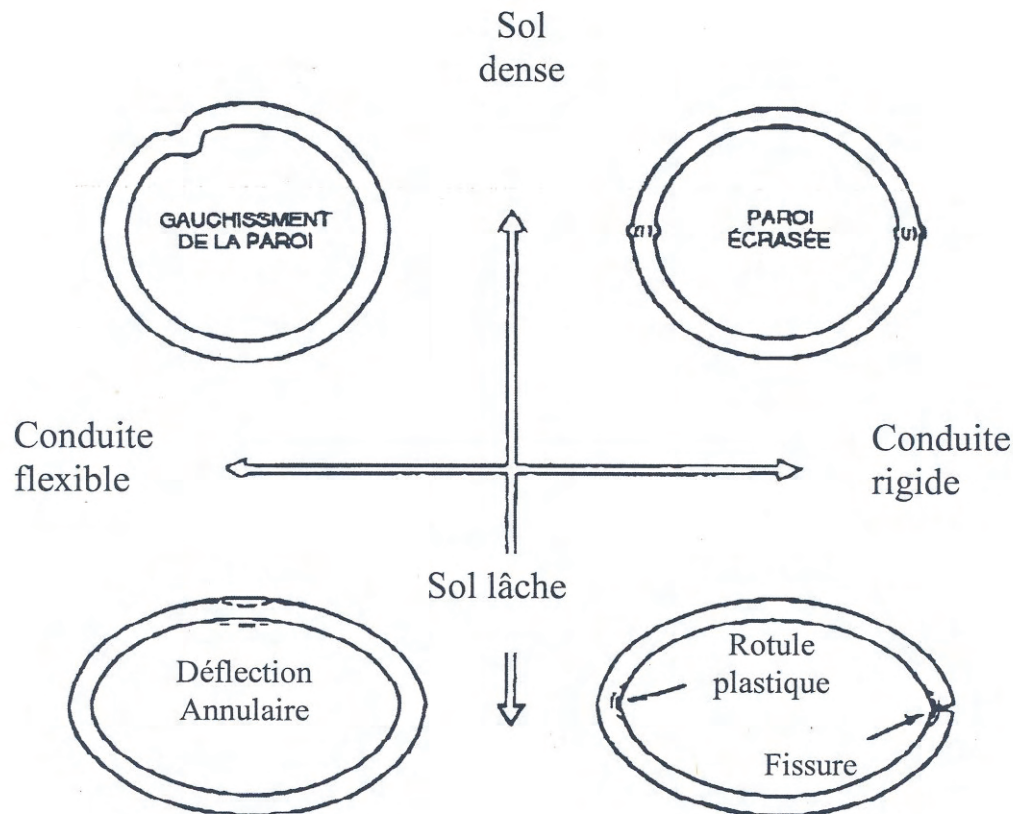
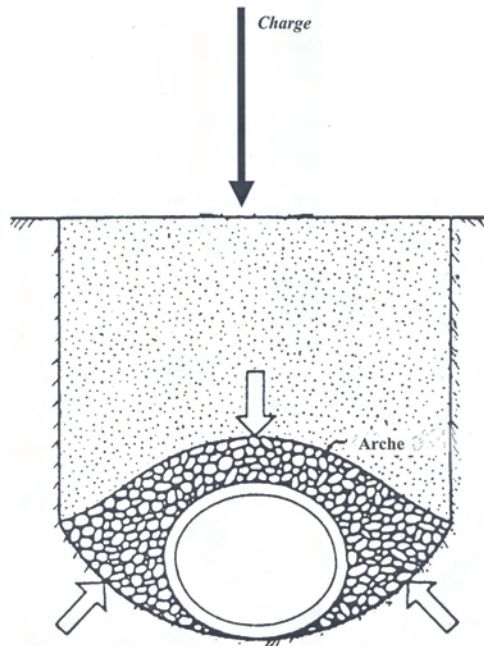


Figure 2.1 Classification des conduits flexibles (Modifiée d'après : Plastiques Big 'O' et Watkins et Reeves, 1980)



Tel qu'expliqué plus haut, dans le cas de tuyaux rigides tels que ceux en béton, le support latéral est très faible, souvent non existant et l'anneau doit résister seul aux moments fléchissants induits par les charges verticales. Par opposition, l'anneau flexible s'écrase quelque peu et soulage ainsi le tuyau d'une part importante des charges verticales permettant une réaction quasi-égale de la part de l'emprunt granulaire (remblai) sur les côtés. En fait, l'enveloppe, constituée de matériel granulaire ayant un angle de friction interne élevé, forme un effet d'arche semblable aux arches de maçonnerie et supporte ainsi une partie importante des charges verticales en présence. Ce comportement est illustré à la Figure 2.2.



**Figure 2.2 Effet d'arche se développant dans le sol autour d'une conduite flexible (Modifiée d'après : Plastiques Big 'O' et Watkins et Reeves, 1980)**

La rigidité diamétrale du tuyau ("Pipe Stiffness" ou PS) déterminée par l'essai normalisé de plaques parallèles (parallel plate test) ASTM D2412 (ASTM, 2006), pourrait être utilisée pour catégoriser les tuyaux. Ainsi,

$$PS = \frac{F}{\Delta_y} = \frac{EI}{0.149 \cdot r^3} \quad (2.1)$$

où

PS = rigidité diamétrale du tuyau kN/m/m déterminée à une déflexion de 5% du diamètre intérieur du tuyau ("Pipe stiffness")

F = charge appliquée, en kN/m

$\Delta_y$  = déflexion verticale de la conduite, en mm

E = module d'élasticité du matériau du tuyau, en kPa

I = moment d'inertie par unité de longueur de la section transversale de la paroi de la conduite, en mm<sup>4</sup>/mm

r = rayon moyen de la conduite, en mm

Par ailleurs, il a été suggéré que si une conduite subit, sans rupture, une déflexion diamétrale de plus de 2%, alors elle peut être considérée comme flexible (Moser, 1990). D'autres chercheurs (Burns et Richard, 1964; McGrath, 1999) suggèrent que la classification soit basée sur la rigidité relative de la conduite et du sol qui l'enveloppe, noté  $S_B$ , soit :

$$S_B = \frac{M_s r^3}{EI} \quad (2.2)$$

où  $M_s$  représente le module contraint du sol et  $r$  est le rayon moyen de la conduite.

La rigidité relative est utilisée pour calculer le facteur d'arche (*Vertical Arch Factor*, VAF) par différentes théories dont la méthode des éléments finis, les solutions de Burns et Richard (1964). Si  $VAF < 1.0$ , la conduite est alors dite flexible.

## 2.2.2 Comportement mécanique des tuyaux

Généralement, le dimensionnement des tuyaux est basé sur les contraintes et les déformations qui doivent en tout temps demeurer inférieures aux valeurs admissibles. Les valeurs admissibles sont définies par les limites de performance. Toutefois, dans le cas de conduites flexibles enfouies, c'est la déformation excessive et non la contrainte qui définit cette limite de performance. À noter que l'analyse des contraintes se fait dans les deux directions: longitudinale et transversale (radiale).

### 2.2.2.1 Direction longitudinale

L'analyse dans la direction longitudinale permet d'étudier les contraintes axiales et les contraintes de flexion. Les contraintes axiales sont générées par des effets de température et les effets de Poisson dus aux pressions radiales. Les contraintes de flexion, elles, sont générées par les effets de poutre en flexion et sont déterminées en utilisant la théorie classique des poutres, en fonction des charges (poids propre + remblai + surcharges) et les points de réaction. La plupart des conduites sont conçues pour reprendre les contraintes longitudinales. Dans les tuyaux ondulés par exemple, les contraintes longitudinales sont atténuées, voire annulées, puisque ces tuyaux s'accommodent très bien à la forme du radier sur lequel ils sont installés. Aussi, compte tenu de leurs ondulations et de leur flexibilité dans le sens longitudinal, les tuyaux peuvent subir des allongements et des rétrécissements sans pour autant générer des contraintes excessives.

### 2.2.2.2 Direction radiale

L'analyse dans la direction radiale permet d'étudier les contraintes, les déformations, les déflexions et la stabilité de la section normale (anneau), c'est à dire perpendiculaire à l'axe longitudinal de la conduite.

▪ *Contraintes*

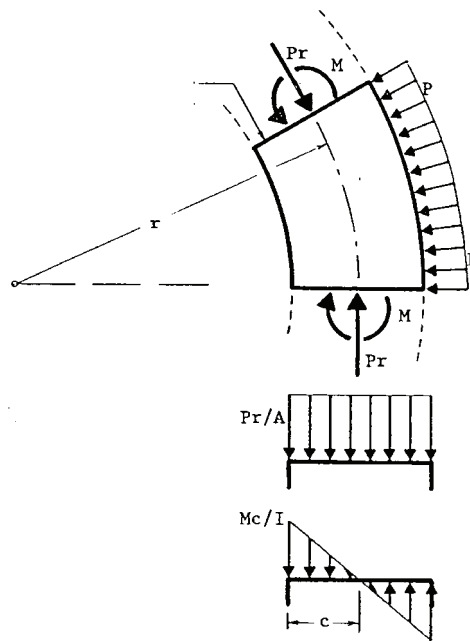
Il convient de noter que l'analyse des contraintes convient mieux aux tuyaux rigides alors que celle des déformations et les déflexions est plus adaptée aux tuyaux flexibles. Les contraintes de surface comprennent : (i) la contrainte de compression circonférentielle (ring compression), et (ii) la contrainte due au moment de flexion.

Pour une section d'un anneau de tuyau (Figure 2.3), la contrainte s'écrit :

$$\sigma = \frac{Pr}{A} + \frac{Mc}{I} \tag{2.3}$$

où

- P = pression radiale
- r = rayon moyen du tuyau
- A = aire de la section de la paroi par unité de longueur
- M = moment appliqué
- I/c = module de résistance de la paroi par unité de longueur



**Figure 2.3 Analyse des contraintes pour un anneau circulaire dans le sol (Modifiée d'après Watkins et Anderson, 1999)**

La force de compression  $T = Pr$  et le moment  $M$  dépendent de la forme du chargement de sol. Dans le cas de tuyaux flexibles, l'équation (2.3) est plus utile si la contrainte de flexion ( $Mc/I$ ) est écrite en terme de changement de rayon de l'anneau. La théorie de l'élasticité permet d'écrire (Figure 2.4):

$$\frac{M}{EI} = d\theta = \frac{1}{r} - \frac{1}{r'} \tag{2.4}$$

où

- M = moment appliqué

- $EI$  = rigidité de la paroi  
 $d\theta$  = l'angle de déformation  
 $1/r$  = le rayon de courbure avant la déformation  
 $1/r'$  = le rayon de courbure après la déformation

L'équation (2.3) devient alors:

$$\sigma = \frac{Pr}{A} + Ecd\theta \quad (2.5)$$

où

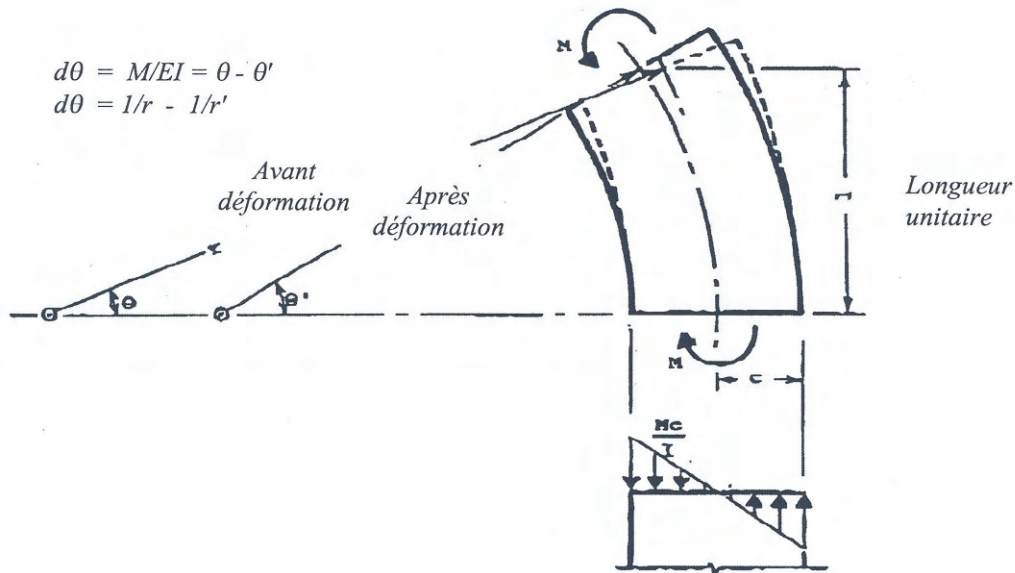
- $d\theta$  =  $1/r - 1/r'$   
 $E$  = module d'élasticité de la conduite  
 $c$  = distance de l'axe neutre à la fibre la plus éloignée

Pour un tuyau lisse et uniforme (sans ondulations), l'équation (2.5) devient :

$$\sigma = Pm + \frac{E}{m} \times \frac{r' - r}{2r'} \quad (2.6)$$

où

- $m$  =  $r/t$  et représente la flexibilité de la paroi  
 $r$  = rayon moyen  
 $t$  = épaisseur de la paroi



**Figure 2.4 Diagramme des corps libres pour une section infinitésimale d'anneau (Modifiée d'après Watkins et Anderson, 1999)**

▪ *Déformation*

Dans le domaine élastique, la déformation s'exprime comme suit :

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} \quad (2.7)$$

En considérant l'équation (2.3), nous trouvons :

$$\varepsilon = \frac{Pr}{AE} + cd\theta \quad (2.8)$$

où

$\varepsilon$  = déformation circonférentielle à la surface de la paroi du tuyau

$d\theta$  =  $1/r - 1/r'$

Dans le cas d'un tuyau lisse (sans ondulations) d'épaisseur  $t$ , l'équation (2.8) devient :

$$\varepsilon = \frac{Pm}{E} = \frac{r' - r}{2mr'} \quad (2.9)$$

▪ *Déflexion*

Pour les tuyaux flexibles, la déflexion contrôle souvent la conception. Typiquement, un tuyau flexible rond se déforme en ellipse comme le montre la Figure 2.5. La déformée en ellipse d'un tuyau flexible entraîne une diminution du rayon de courbure (Figure 2.5 b).

$$d\theta = \frac{1}{r_x} - \frac{1}{r} \quad (2.10)$$

Mais la Figure 2.6 permet d'écrire que :

$$r_x = \frac{r \times (1 - d)^2}{(1 + d)} \quad (2.11)$$

En substituant  $d\theta$  dans l'équation (2.5), et en négligeant les termes d'ordre supérieur de  $d$ , il suit :

$$\sigma = \frac{Pr}{A} + \frac{Ec}{r} \times 3d \times (1 - 2d) \quad (2.12)$$

où

$d$  =  $\Delta/D$  = déflexion diamétrale =  $\Delta_y/D$  =  $\Delta_x/D$

Dans le cas d'un tuyau lisse et uniforme d'épaisseur  $t$ , l'équation (2.12) devient:

$$\sigma = Pm + \frac{3Ed}{2m \times (1 - 2d)} \quad (2.13)$$

Il est intéressant de noter à partir de l'équation (2.12) que le terme représentant la déflexion est insignifiant pour des petites valeurs de  $d$  (quand un déplacement vertical maximum est spécifié). Si la paroi du tuyau peut se plastifier sans fracture (ex. métal ou plastique), le flambement de la paroi ou son écrasement n'aura lieu qu'après que la contrainte de compression ait atteint sa limite élastique. L'instabilité causée par la pression extérieure quand le tuyau est dans un état de déformée s'éloignant d'une forme ronde constitue l'exception à la règle.

▪ Stabilité

L'instabilité implique souvent la rupture due à une pression extérieure, P (voir Figure 2.7). Des solutions classiques sont disponibles. Par exemple, un tuyau flexible circulaire non supporté latéralement subit une rupture brusque si :

$$\frac{Pr^3(1 - \nu^2)}{EI} = 3 \quad \text{ou} \quad \frac{PD^3(1 - \nu^2)}{EI} = 24 \tag{2.14}$$

En négligeant l'effet de poisson, ce qui est plus conservateur, on obtient :

$$\frac{Pr^3}{EI} = 3 \quad \text{ou} \quad \frac{PD^3}{EI} = 24 \tag{2.15}$$

où

- $Pr^3/EI$  = terme relié à la stabilité de l'anneau
- $P$  = pression critique extérieure uniforme
- $r$  = rayon moyen =  $D/2$
- $EI$  = rigidité de la paroi par unité de longueur
- $S$  = résistance

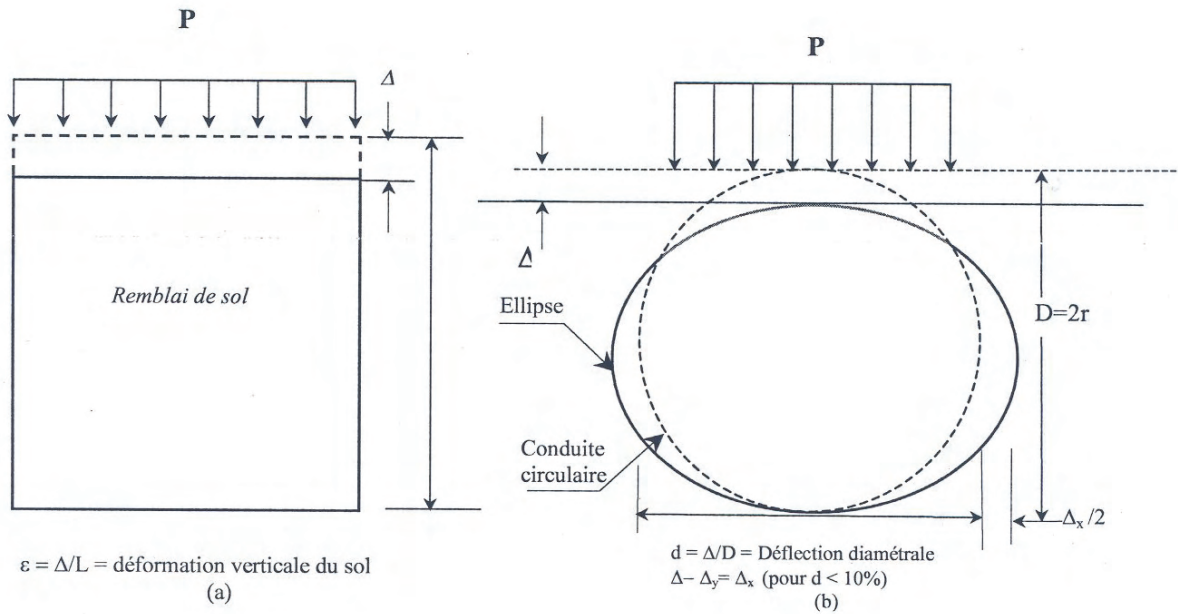


Figure 2.5 Déflexion ellipsoïdale d'un élément de tuyau sous l'effet de la compression axiale du sol de remblai (Modifiée d'après Watkins et Anderson, 1999)

$$d = \Delta/D$$

$$a = r(1-d)$$

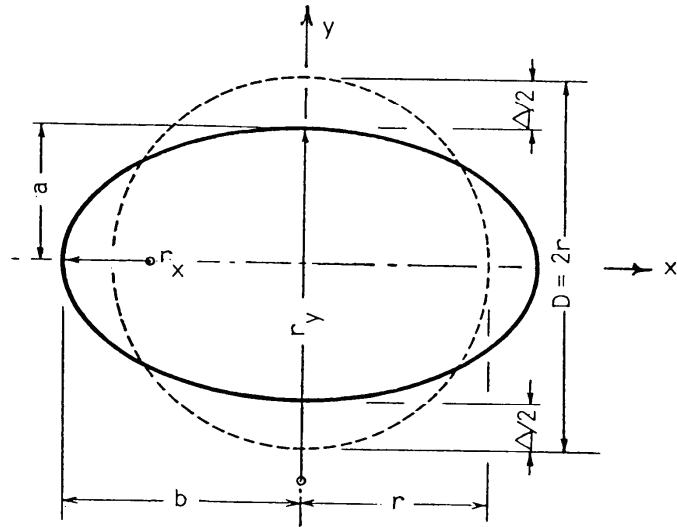
$$b = r(1+d)$$

$$r_x = a^2/b = r(1-d)^2/(1+d)$$

$$r_y = b^2/a = r(1+d)^2/(1-d)$$

$$r_r = r_y/r_x = [(1+d)/(1-d)]^3$$

$$A_c = \pi ab$$



**Figure 2.6** Illustration des caractéristiques géométriques d'une ellipse en relation avec l'analyse de la déflexion d'une section de tuyau remblai (Modifiée d'après Watkins et Anderson, 1999)

$$\frac{F}{\Delta} = 53.77 \frac{EI}{D^3} = 6.72 \frac{EI}{r^3} \quad (2.16)$$

où

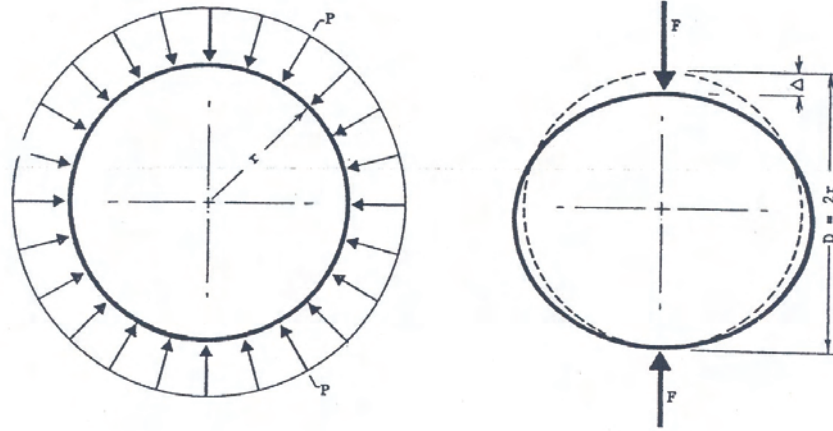
D = diamètre

$EI/r^3$  = rigidité de l'anneau (*ring stiffness*)

$F/\Delta$  = rigidité du tuyau (*pipe stiffness*)

où  $F/\Delta$  est la pente de la courbe force – déplacement diamétral à partir de l'essai de plaques parallèles (*parallel plate test*), voir la Figure 2.7. La rigidité de l'anneau (*ring stiffness*),  $EI / r^3$ , représente la propriété d'un anneau circulaire de résister à la rupture causée par une pression extérieure. Elle peut être soit calculée, soit mesurée à partir de  $F/\Delta$  en utilisant l'équation suivante :

$$\frac{EI}{r^3} = 0.149 \frac{F}{\Delta} \quad (2.17)$$



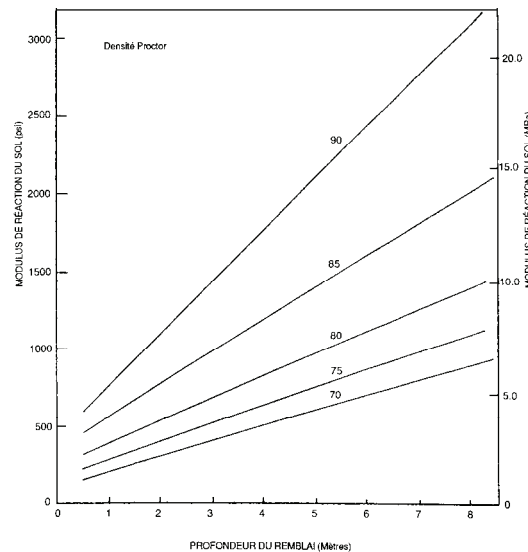
$p$  = pression uniforme critique externe

$F/\Delta$  = rigidité du tuyau

**Figure 2.7 Relation pression extérieure / déflexion – Cas d'un anneau flexible non supporté latéralement (Modifiée d'après Watkins et Anderson, 1999)**

### 2.2.3 Comportement structural d'un tuyau flexible enfoui

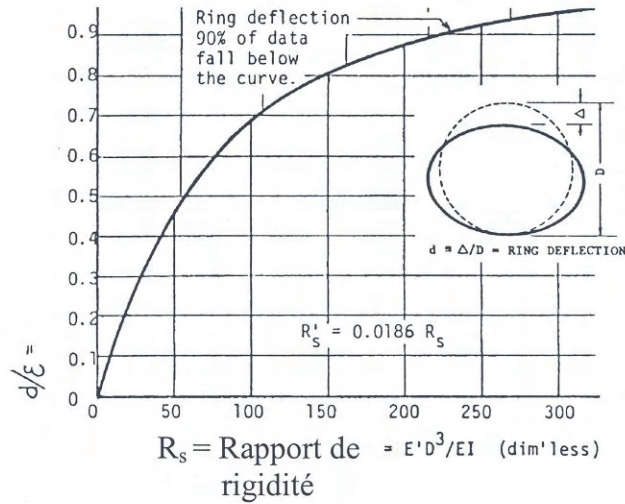
À mesure que se développe la pression verticale du sol (charges permanentes et surcharges) sur la conduite, le sol autour du tuyau est comprimé et l'anneau flexible tend alors à se déformer selon une configuration elliptique résultant en un accroissement  $\Delta_x$  de son diamètre horizontal et une réduction  $\Delta_y$  de son diamètre vertical. Un accroissement horizontal  $\Delta_x$  est désirable parce qu'il permet de développer une butée latérale de la part du sol qui l'entoure. Une déflexion verticale est aussi désirable parce qu'elle permet au sol (ou emprunt granulaire) de développer un effet d'arche au-dessus de la conduite et soulager ainsi la conduite des pressions verticales excessives (Watkins et al., 1971).



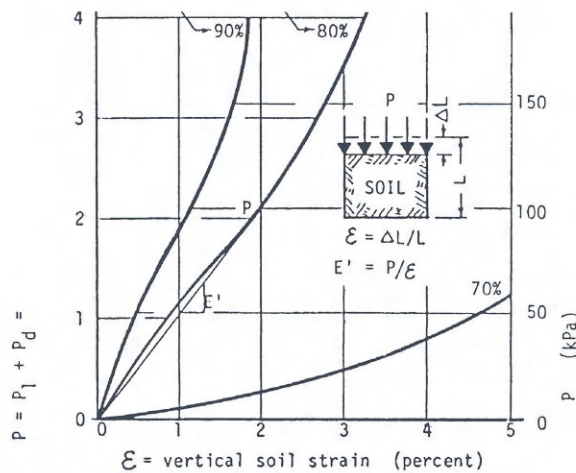
**Figure 2.8 Module de réaction du sol en fonction de la profondeur et du degré de compactage Proctor du remblai (Modifiée d'après : Plastiques Big '0' et Watkins et Reeves, 1980)**



L'amplitude des déformations dépend principalement de l'affaissement du sol, lequel dépend surtout des charges appliquées et de la densité et du niveau de compaction du milieu (Figure 2.9), ainsi que de la profondeur d'enfouissement (Figure 2.8). Les déformations ( $\Delta_x$ ,  $\Delta_y$ ) de la conduite sont certes désirables mais ne doivent pas dépasser une certaine limite, au-delà de laquelle le système ne peut plus remplir les fonctions pour lesquelles il a été conçu.



(a) Déflexion diamétrale versus rigidité



(b) Contrainte-déformation typique pour un sol non cohérent

**Figure 2.9 Comportement d'un tuyau enfoui en fonction de la densité du sol et du niveau de compactage (Modifiée d'après Watkins et Anderson, 1999).**

Nous voyons bien que le sol contribue substantiellement à la résistance, si bien que nous évoquons souvent, et à très juste titre, l'interaction sol-tuyau ou le système sol-tuyau, lorsque nous parlons de tuyau flexible. Ainsi, deux facteurs sont donc importants dans la conception des tuyaux flexibles: (a) limiter le déplacement vertical diamétral, la valeur limite acceptée étant de 5% du diamètre intérieure; (b) optimiser l'emprunt granulaire quant à son type et sa densité (exprimée par le degré de compacité du sol ou le pourcentage de l'essai Proctor standard ou modifié).

Du point de vue structural, plusieurs diagrammes et abaques ont été développés pour aider l'ingénieur à choisir les dimensions du tuyau pour une application donnée. Partant d'une limite de déflexion, ces abaques donnent en fonction du type de l'emprunt granulaire et sa compaction, la profondeur maximale d'enfouissement. Pour des profondeurs d'enfouissement faibles, où l'effet des charges vives (véhicules lourds) ne peut être négligé, des couvertures minimales empiriques requises (basées sur des essais) sont également recommandées (Figure 2.10).

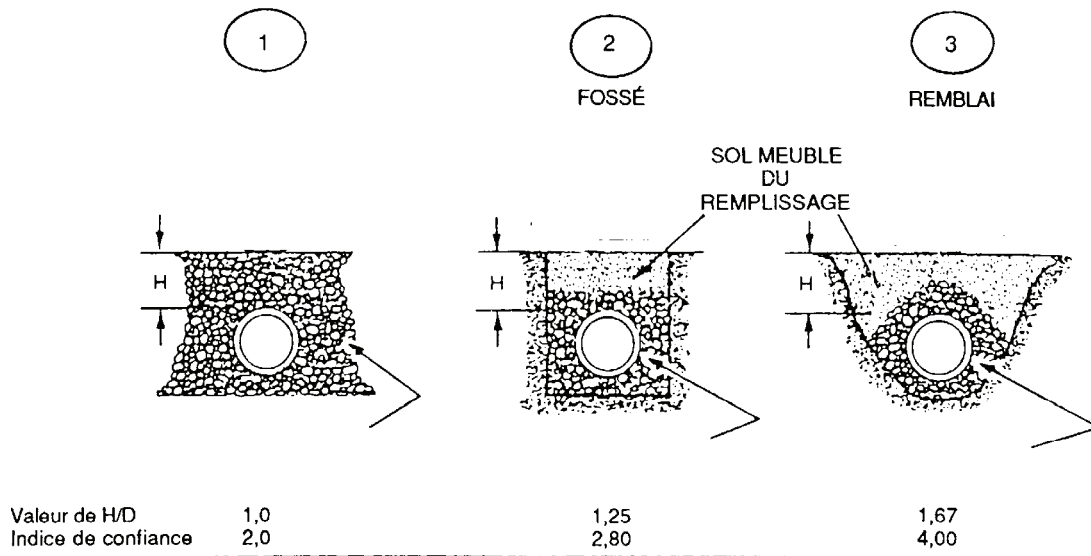


Figure 2.10 Couverture minimale requise (rapport H/D) (Modifiée d'après : Plastiques Big 'O' et Watkins et Reeves, 1980).

### 3. DESCRIPTION DU PROGRAMME D'ESSAIS

#### 3.1 Le TTAOG utilisé par la Ville de Saguenay

Pour ses travaux d'excavations, la Ville de Saguenay utilise le tuyau de tôle en acier ondulé et galvanisé, désigné par TTAOG-1500 (Figures 3.1, 3.2). Le numéro 1500 indique le diamètre du tuyau en *mm*. Initialement, le TTAOG a été produit par la compagnie *Dofasco*, et mis sur le marché sous le nom de *CSP1-501*. Les ondulations ont été exécutées par la compagnie *Atlantic Industries Limited*. La Ville a acheté le produit par l'entremise du fournisseur *Produits B.C.M. Ltée*. Pour faciliter davantage son utilisation et sa manutention, les ouvriers de la Ville ont rajouté au produit d'origine quelques éléments d'acier. Le coût de cet étançonnement, incluant la main d'œuvre et les matériaux de fabrication, s'élève à 3 000 \$.

Le tuyau en question est à paroi épaisse et présente des ondulations hélicoïdales qui lui confèrent une rigidité et une résistance à la compression (écrasement diamétral) accrues tout en minimisant la déflexion au cours du compactage du remblai. Le joint agrafé en continu est réalisé en repliant sur eux-mêmes les rebords de tôles adjacentes et en les compressant de façon à les emboîter, et ainsi former un joint solide.

Le transport et la manutention du tuyau sont, en général, effectués à l'aide d'un équipement léger (Figures 3.3). L'excavation peut être réalisée à l'aide d'une pelle rétrocaveuse, ce qui nécessite une emprise importante et un remblai après l'installation du TTAOG-1500. Également, elle peut être rapidement exécutée en utilisant un camion-récureur (Figure 3.4), ce qui minimise la réparation des infrastructures environnantes. Les principales propriétés du TTAOG-1500 utilisé par la Ville de Saguenay, telles que mesurées, sont présentées dans le Tableau 3.1.

**Tableau 3.1 Propriétés du TTAOG-1500**

Caractéristiques	Grandeur
Diamètre nominal	1500 mm
Ondulations (portée x profondeur)	68 mm x 12 mm
Épaisseur nominale de la paroi	3.5 mm
Longueur standard	3353 mm (11 pieds)



**Figure 3.1** Vue du TTAOG-1500 illustrant l'ouverture à la base



**Figure 3.2** Vue intérieure du TTAOG-1500.



**Figure 3.3** Manutention à l'aide d'une pelle rétro-excavatrice.



**Figure 3.4** Le récurer de la Ville de Saguenay.

## 3.2 Essais en laboratoire

### 3.2.1 Objectifs des essais

Les essais en laboratoire visent à caractériser la rigidité diamétrale d'un anneau représentatif du tuyau TTAOG-1500. Dans cet objectif, et pour s'assurer de la convergence des résultats, une série de trois spécimens identiques de TTAOG-1500, désignés respectivement par TTAOG #1, TTAOG #2 et TTAOG #3, ont été mis à l'essai suivant la norme ASTM D2412 (ASTM, 2006).

### 3.2.2 Préparation des spécimens d'essai

Les spécimens d'essai ont été fournis au laboratoire par la Ville de Saguenay, coupés sous forme d'anneau à la longueur demandée. La longueur en question a été choisie sur la base de l'espace disponible entre les colonnes de la presse MTS 810 utilisée dans ces essais. Cette longueur est de 29 pouces. Les dimensions effectives des spécimens ont été mesurées. Celles-ci incluent les diamètres intérieur et extérieur du spécimen, sa longueur, ainsi que son épaisseur. Pour chacune de ces dimensions, plusieurs mesures ont été effectuées. Le Tableau 3.2 donne les valeurs moyennes de ces mesures.

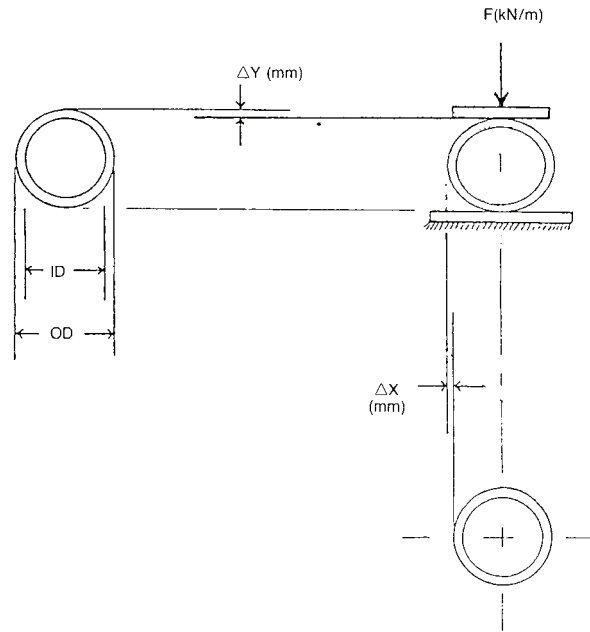
**Tableau 3.2 Propriétés mesurées des spécimens à l'essai en laboratoire**

Caractéristiques	Dimensions
Ondulations	Hélicoïdales (cycle de 68 mm et amplitude de 6 mm)
Longueur	736 mm (29 po.)
Diamètre intérieur	1509 mm (59 po.)
Diamètre extérieur	1533 mm (60 po.)

### 3.2.3 Type d'essai

La rigidité diamétrale de l'anneau représentatif du tuyau, noté  $(EI/r^3)$ , et qui représente l'objet des essais en laboratoire, peut être mesurée à l'aide de la méthode normalisée, décrite dans la norme ASTM D2412 (ASTM, 2006), et de l'essai de compression entre des plaques rigides parallèles (*parallel plate test*).

L'essai consiste à placer un anneau de tuyau d'une longueur finie entre deux plaques rigides, appliquer une charge verticale de compression, comme le montre la Figure 3.5 et tracer la courbe de la charge appliquée versus les déplacements vertical et horizontal.



$$\text{RIGIDITÉ DE LA CONDUITE} = \frac{F}{\Delta Y} \frac{\text{kN/m}}{\text{m}} \text{ OU kPa}$$

Note : ID : diamètre intérieur; OD : diamètre extérieur

**Figure 3.5 Croquis illustrant la rigidité de la conduite (Modifiée d'après : Plastiques Big '0', et Watkins et Reeves, 1980).**

Le produit EI, intervenant dans l'expression de la rigidité diamétrale, est appelé facteur de rigidité de la conduite. Il peut être évalué en déterminant expérimentalement le module d'élasticité du matériel constituant la conduite et en calculant le moment d'inertie de la section transversale de la paroi de la conduite. Cependant, il est plus facile, dans la plupart des cas, de soumettre des échantillons représentatifs de la conduite à un essai de compression appelé aussi "épreuve de rigidité". La valeur exacte du produit EI est alors déduite de l'une ou l'autre des formules suivantes (Équations 3.1 et 3.2):

$$EI = 0.149 \cdot r^3 \cdot \frac{F}{\Delta_y} \tag{3.1}$$

$$EI = 0.136 \cdot r^3 \cdot \frac{F}{\Delta_x} \tag{3.2}$$

où

- $\Delta_y$  = la déflexion verticale de la conduite en mm
- $\Delta_x$  = la déflexion horizontale de la conduite en mm
- F = la charge appliquée en N/m
- r = rayon moyen de la conduite
- E = module d'élasticité du matériau de la conduite

### 3.2.4 Instrumentation et mise à l'essai

Les spécimens ont été instrumentés à l'aide de capteurs de déplacement (LVDT : *Linear Variable Displacement Transducer*) dans les sens vertical et horizontal, ce qui permet de mesurer le rétrécissement et l'allongement, respectivement. La presse MTS 810 a été utilisée avec une cellule permettant de suivre l'évolution des charges. Un système d'acquisition automatique de données a permis la saisie et l'enregistrement de l'ensemble des données durant le déroulement des essais. La Figure 3.6 présente un spécimen avant un essai. Les spécimens ont été soumis à l'essai en déplacement contrôlé à un taux de 12.7 mm/min, tel que spécifié par la norme ASTM D2412.

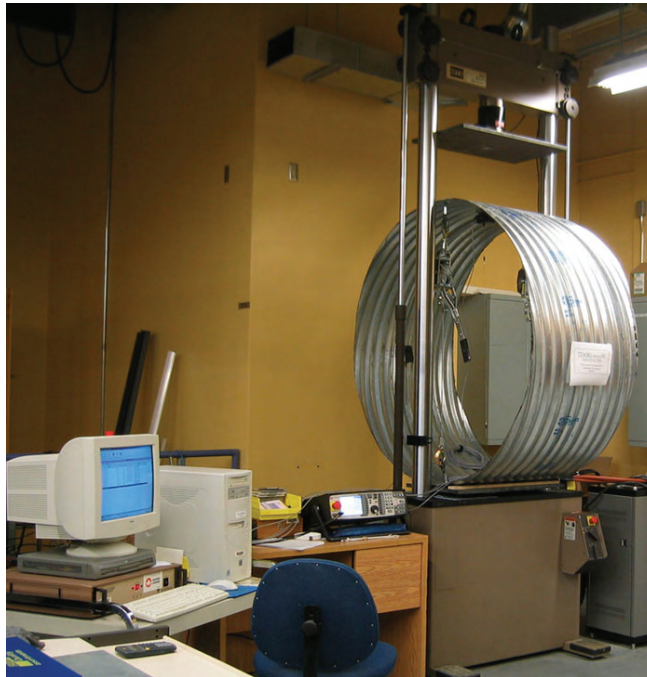


Figure 3.6 Essai en laboratoire du TTAOG-1500.

## 3.3 Essais en chantier

### 3.3.1 Objectifs des essais

Les essais en chantier visent à recueillir des données et observations sur le comportement et la performance des TTAOG dans des conditions proches de celles de leur utilisation. Plus spécifiquement, ils visent à étudier l'influence séparée ou combinée des facteurs suivants sur le comportement et la performance des TTAOG : (a) distance en tête d'étançonnement ; (b) type de camion ; (c) vitesse de circulation des camions ; (d) encore de défaut de chaussée.

Ces essais ont été effectués sur un site proposé par la Ville de Saguenay, qui a mis à la disposition du projet, la main d'œuvre, le matériel d'excavation, les blocs de béton, ainsi que les véhicules ayant servi de chargement. Pour sa part, l'École de Technologie Supérieure (ÉTS) a mis en place l'instrumentation visant à mesurer les contraintes et les déplacements des spécimens



d'essais; l'Université Laval a fourni le FWD («déflectomètre à masse tombante» ou, en anglais, "Falling Weight Deflectometer") et l'instrumentation permettant de caractériser le sol.

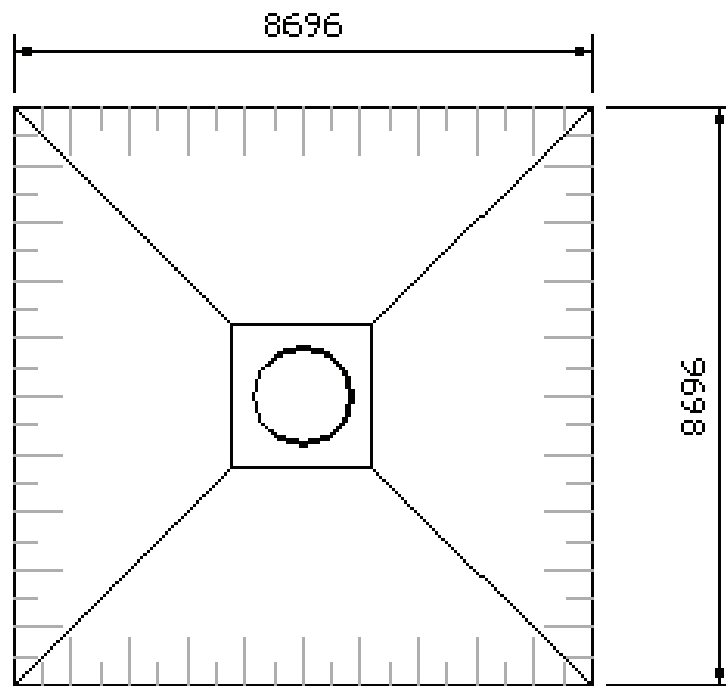
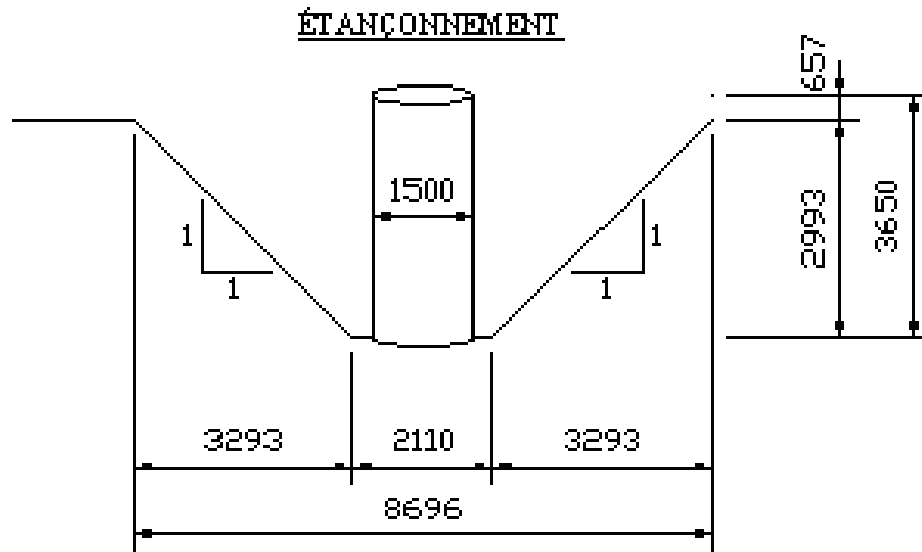
### 3.3.2 Préparation des essais

Cette opération concerne l'excavation et le système d'étaçonnement qui y sera installé. L'excavation, où sera logé le tuyau, est réalisée en creusant une tranchée de forme rectangulaire dont les quatre côtés sont inclinés à 45 degrés (Figures 3.7 et 3.8), ce qui rend possible un chargement par compression diamétrale. Le tuyau repose verticalement sur un fond plat (Figure 3.9). Le chargement se fait en déversant le sable de façon uniforme sur les quatre parois (Figure 3.10). Le tuyau prend appui sur le côté vertical opposé au déversement. Ce type d'excavation cherche à reproduire un mode de chargement où le tuyau est chargé par l'effondrement des quatre parois de la tranchée.

Le spécimen de tuyau utilisé pour les essais provient du lot utilisé par la Ville lors des travaux d'excavation (Figure 3.11). D'une longueur de 150 pouces, il présente les mêmes caractéristiques que celles présentées au Tableau 3.2.



Figure 3.7 Excavation de la tranchée – 24 octobre 2005.



**Figure 3.8 Schéma de l'excavation.**



**Figure 3.9 Installation du TTAOG-1500 dans l'excavation – 24 octobre 2005.**



**Figure 3.10 Remblayage de l'excavation avec du sable – 24 octobre 2005.**



Figure 3.11 Spécimen d'essai en chantier et disposition des LVDT.

### 3.3.3 Instrumentation et acquisition des données

Les spécimens ont été instrumentés à l'aide de LVDTs (Figure 3.11), placés à différentes hauteurs du tuyau, et suivant deux plans orthogonaux : (i) dans la même direction que celle du passage routier (noté //) afin de mesurer l'allongement du tuyau; et (ii) dans la direction perpendiculaire (noté  $\perp$ ) à celle du passage routier afin de mesurer son rétrécissement. Au total, cinq LVDTs ont été installés sur le TTAOG.

La Figure 3.12 indique, pour chacun des LVDTs, son emplacement sur le tuyau, sa désignation utilisée lors de l'acquisition des données sur chantier, et la désignation adoptée pour fins d'analyse. Le modèle des LDVTs utilisé est *PT1A* de la marque *Celeco*. Sa course est de 250 mm, avec un niveau de précision de  $\pm 0,375$  mm.

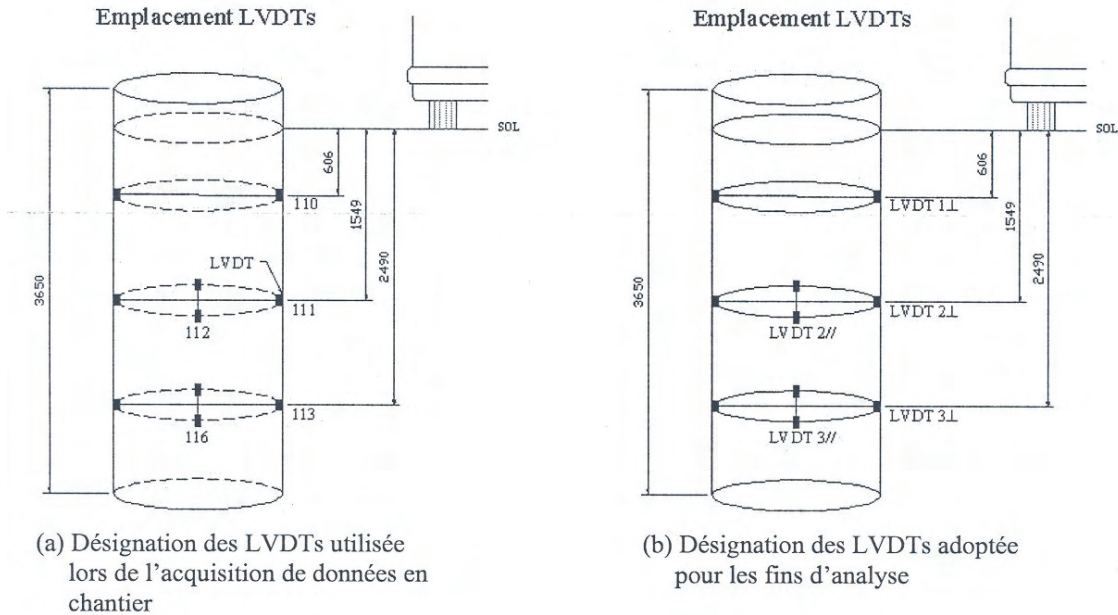
Pour évaluer les poussées des terres, il a été prévu quatre capteurs de pression horizontale (CPH), installés à l'extérieur de l'étançonnement (Figure 3.13). Le modèle des capteurs de pression horizontaux utilisé est *KDC-200KPA* de la marque *TML*. Son niveau de précision est de  $\pm 1,6$  kPa.

Aussi, et dans le but d'évaluer la pression des charges statiques lorsqu'un camion s'immobilise, il a été prévu trois capteurs de pression verticale (CPV), installés sous le passage routier (Figure 3.14), à différentes distances de l'étançonnement comme l'illustre de façon schématique la Figure 3.15. Les CPV, désignés dans cette figure, par EPC-1 et EPC-2 sont un modèle *EPC* de la

marque *Roctest*. Sa gamme d'étalonnage est de 50 lbs/po<sup>2</sup>, avec un facteur d'étalonnage de 0.0548 et 0.0506 pour les capteurs *EPC-1* et *EPC-2* respectivement. Le capteur *TPC-1* est un modèle de la marque *Roctest*. Sa gamme d'étalonnage est de 150 lbs/po<sup>2</sup>, avec un facteur d'étalonnage de 2.12.

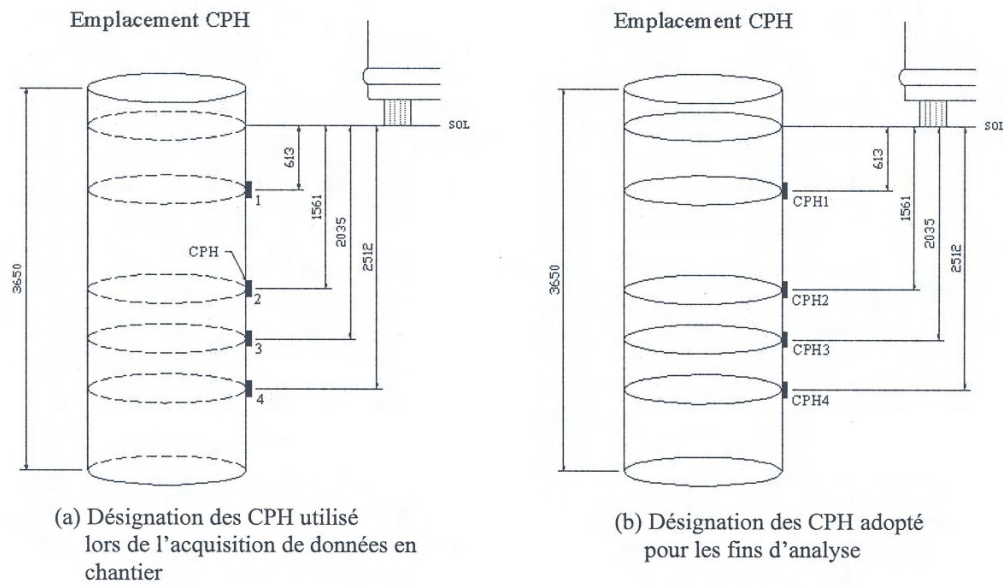
Un système d'acquisition automatique de données (System 6000 de Vishay) a permis la saisie et l'enregistrement de toutes les données durant les essais. Ce système d'acquisition dynamique de données à prises de données simultanées (chacun des canaux possède son convertisseur analogue-digital) est conçu pour mesurer une multitude de données provenant de différents instruments. La fréquence de balayage est de 500 échantillons/seconde par canal pour tous les essais sauf ceux concernant le FWD qui ont été réalisés à 10 000 échantillons/seconde par canal.

Enfin, en ce qui concerne la vitesse des camions, celle-ci a été mesurée à l'aide d'un radar de vitesse, modèle K-GP de marque *MuniQuip*, couramment utilisé par les corps de police.



Note : // : dans la même direction que celle du passage routier  
 ⊥ : perpendiculaire à la direction que celle du passage routier

Figure 3.12 Hauteur des LVDT (mm).



**Figure 3.13 Hauteur des capteurs de pression horizontale (mm).**



**Figure 3.14 Disposition des capteurs à pression sous le passage routier.**

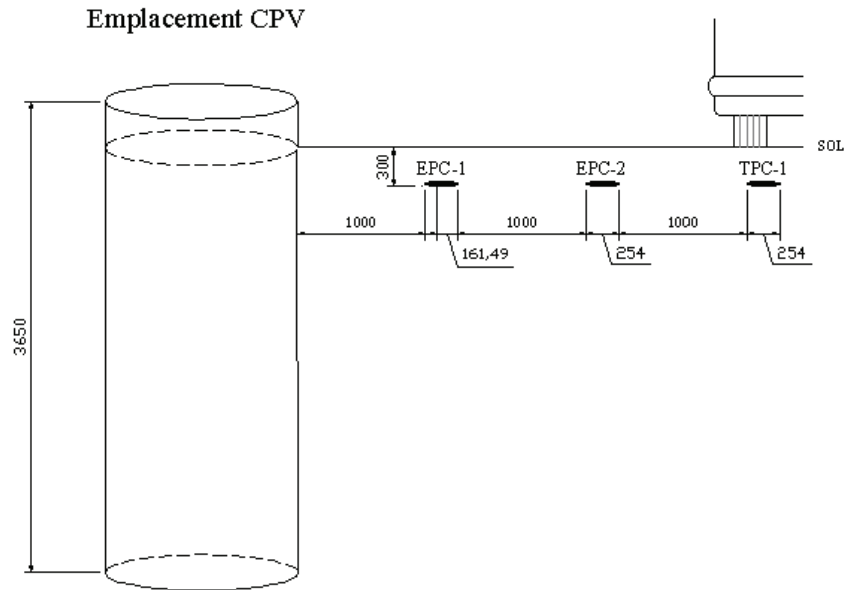


Figure 3.15 Espacement des capteurs de pression verticale.

### 3.3.4 Programme d'essais

Le programme d'essais totalise 69 tests, par ordre chronologique, répartis en 9 séries d'essais, de quatre types différents (Figure 3.16): (a) une série d'essais statiques réalisés à travers l'empilement de blocs de béton; (b) six séries d'essais dynamiques utilisant des camions conventionnels; (c) une série d'essais dynamiques utilisant un camion de type rouleau compacteur; et enfin (d) une série d'essais dynamiques avec masse tombante, réalisés à l'aide d'un déflectomètre à masse tombante (FWD). Ces essais ont été effectués les 25 et 26 octobre 2005, sur le site choisi par la Ville de Saguenay.

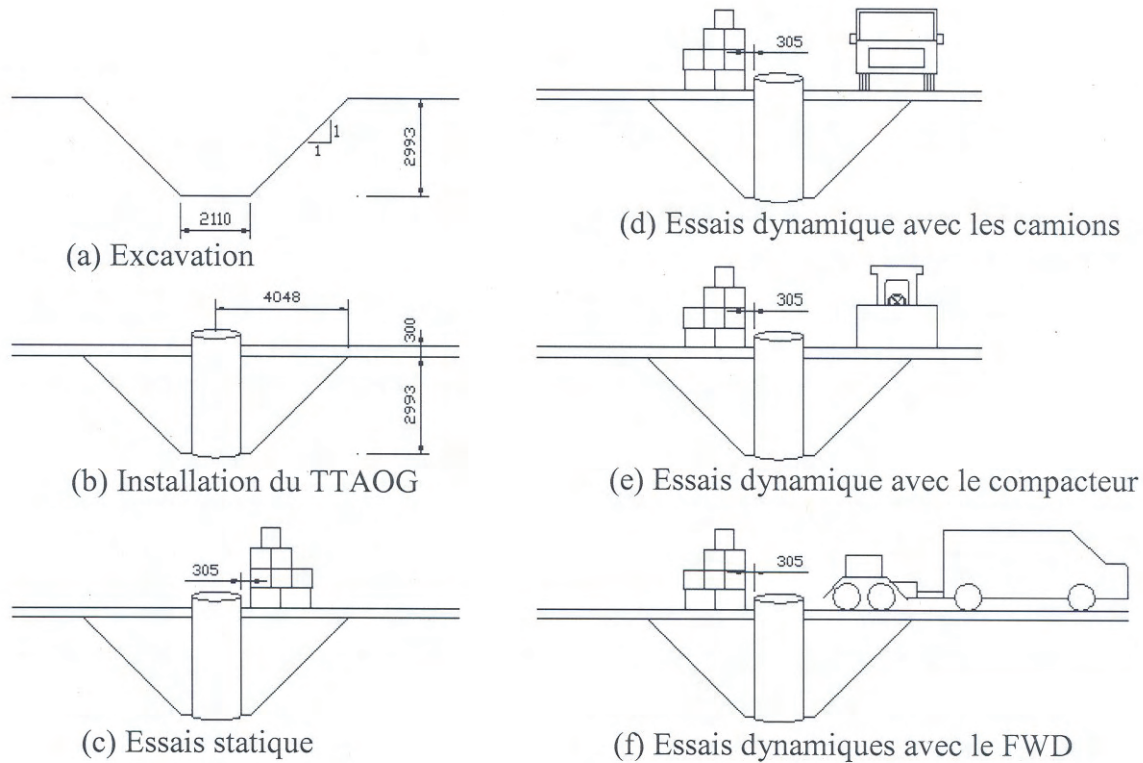


Figure 3.16 Présentation des différents essais.

### 3.3.5 Essai statique

La série d'essais statiques compte un seul test. Celui-ci consiste en un chargement avec des blocs de béton. Ces blocs ont été placés à côté de l'étançonnement afin de simuler le dépôt de matériaux, comme le stipule le Code de sécurité pour les travaux de construction (Figure 3.17). La distance séparant l'empilement des blocs du bord de l'étançonnement est de 305 mm, comme l'illustre, de façon schématique, la Figure 3.18. À noter que deux types de blocs, A et B, ayant des dimensions différentes, ont été utilisés (Figure 3.19). Le Tableau 3.3 donne les caractéristiques de blocs de béton. Par ailleurs, la résultante des poids due aux blocs en béton sur le sol est de 101 kN et la distance qui la sépare du bord de l'étançonnement est de 1132 millimètres (Figure 3.18).

Dans cet essai, le poids et la distance ont été les paramètres d'étude. L'essai est désigné par BLOCS-D1.1-P101, où BLOCS réfère aux blocs de béton, D1.1 indique la distance nominale de 1,1 mètres séparant l'étançonnement de la roue la plus proche, et P101 correspond au poids total des blocs, soit 101 kN.





Figure 3.17 Empilement de blocs en béton pour essais statiques.

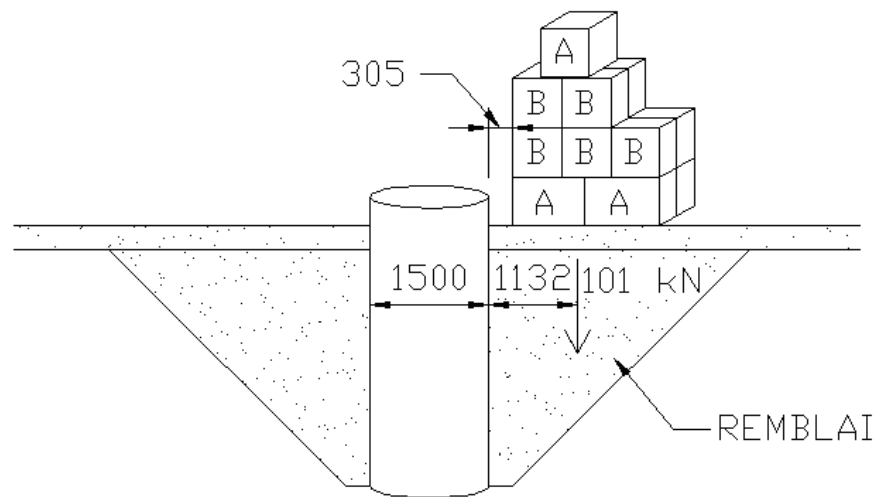


Figure 3.18 Emplacement et poids total des blocs (mm).



Figure 3.19 Les blocs A et B de différentes dimensions.

Tableau 3.3 Caractéristiques des blocs en béton

Désignation	Largeur (mm)	Longueur (mm)	Hauteur (mm)	Aire $M^2$	Volume ( $m^3$ )	Poids (kN)	Pression de contact (15 blocs) $\Delta\sigma'_{v(\text{blocs})}$ , (kPa)
Bloc A	610	915	610	0,558	0.341	8.4	45,2
Bloc B	620	620	620	0,384	0.239	5.9	

### 3.3.5.1 Essais dynamiques avec camions conventionnels

Deux types de camions ont été utilisés dans cette série d'essais : (a) un *MACK* ayant trois essieux et 10 roues (Figure 3.20). Son poids total, incluant le poids propre et le chargement, est de 264 kN (ou 26 940 kg); (b) un camion-récureur modifié de marque *VAC-CON* ayant quatre essieux et 12 roues (Figure 3.4). Le réservoir du camion était rempli d'eau mais la masse totale du camion *VAC-CON* n'est pas disponible.

Lors de ces essais, les blocs de béton ont été placés dans le côté opposé au passage des camions (Figure 3.21). Ainsi, le TTAOG se trouvait davantage sollicité par les poussées de terre. Aussi, et pour simuler l'impact d'un camion qui percuterait une bosse sur la route, il a été également prévu quelques essais avec un dos d'âne proche de l'étançonnement (Figures 3.22 et 3.23). Finalement, les paramètres testés dans cette série sont successivement :

- le type de camion, désigné par C10 pour le camion à 3 essieux et 10 roues, et R12 pour le camion-récureur à 4 essieux et 12 roues;
- la présence de dos d'âne, désigné par A1, A0 correspondant au cas sans dos d'âne;
- la vitesse des camions, désignée par V0, V10, V25, selon la vitesse (0, 10 ou 25 km/h);
- la distance en tête d'étançonnement, notée D. Ainsi D4, par exemple, indique qu'une distance nominale de 4 mètres sépare le bord de l'étançonnement de la roue la plus proche.



Figure 3.20 Le camion MACK de 3 essieux et 10 roues.

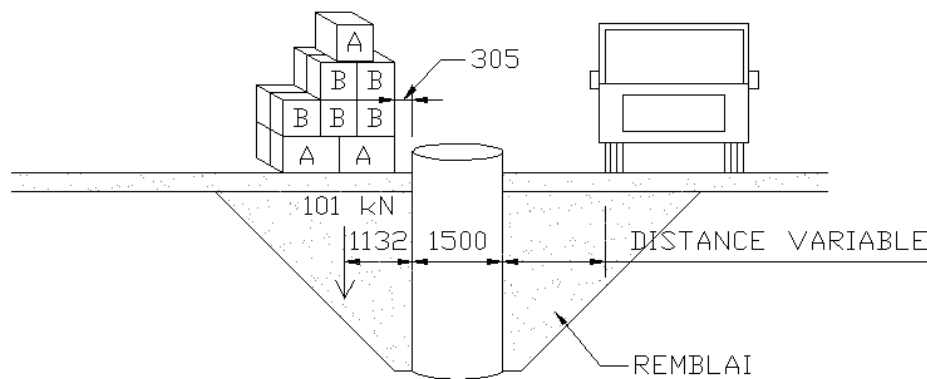


Figure 3.21 Essais dynamiques avec des camions.

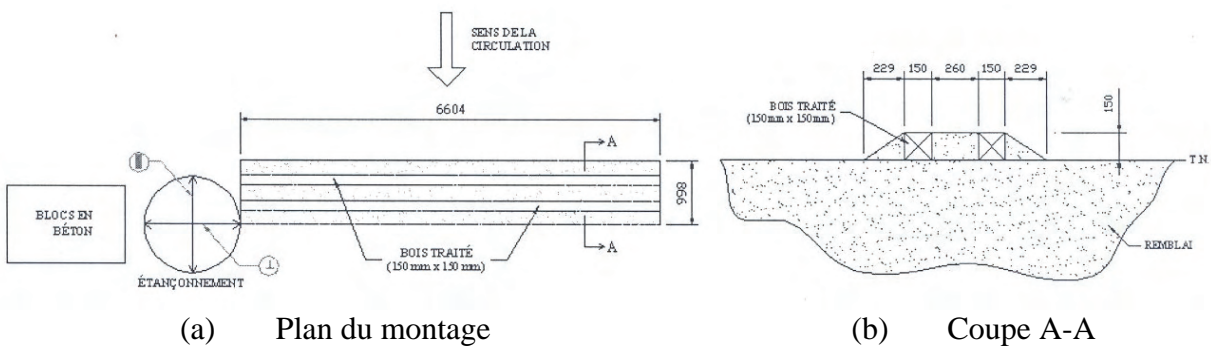


Figure 3.22 Plan et coupe du dos d'âne.



**Figure 3.23 Le dos d'âne.**

À ces paramètres s'ajoute un cinquième, optionnel, noté E1. Celui-ci est utilisé uniquement lors des essais où la vitesse des camions est nulle. Au total, 40 essais sur camions conventionnels ont été effectués, dont 26 sur le camion de 10 roues et 14 restants sur le camion récurveur de 12 roues.

Les Tableaux 3.4 et 3.5 donnent un récapitulatif de tous les essais appartenant à cette série. Outre la désignation de l'essai, et la date de sa réalisation, ces deux tableaux donnent également la distance en tête d'étançonnement et la vitesse de passage du camion, et la présence ou non de dos d'âne.

**Tableau 3.4 Déroulement des essais C10 par ordre chronologique**

Désignation de l'essai	Distance nominale (m)	Distance réelle (m)	Vitesse nominale (km/h)	Vitesse réelle (km/h)	Dos d'âne	Date	Heure
C10-A0-V10-D4-3	4	4	10	8	Non	25-10-2005	12h05
C10-A0-V10-D3-1	3	3.1	10	12	Non	25-10-2005	12h10
C10-A0-V25-D3-1	3	3	25	20	Non	25-10-2005	12h11
C10-A0-V10-D2-1	2	2.1	10	11	Non	25-10-2005	12h15
C10-A0-V25-D2-1	2	2.2	25	25	Non	25-10-2005	12h16
C10-A0-V10-D1-1	1	1.2	10	8	Non	25-10-2005	12h20
C10-A0-V25-D1-1	1	1.2	25	23	Non	25-10-2005	12h25
C10-A0-V10-D0.2-1	0.2	0.42	10	11	Non	25-10-2005	12h30
C10-A0-V10-D0.2-2	0.2	0.4	10	10	Non	25-10-2005	12h35
C10-A0-V25-D0.2-1	0.2	0.4	25	25	Non	25-10-2005	12h40
C10-A0-V0-D2-E1-1	2	2.23	0	0	Non	25-10-2005	13h01
C10-A0-V0-D2-E2-1	2	2.01	0	0	Non	25-10-2005	13h07
C10-A0-V0-D2-E3-1	2	2.01	0	0	Non	25-10-2005	13h12
C10-A0-V0-D2-E2-1	2	2.23	0	0	Non	25-10-2005	13h20
C10-A0-V0-D2-E3-1	2	2.23	0	0	Non	25-10-2005	13h24
C10-A1-V10-D4-1	4	3.9	10	8	Oui	25-10-2005	14h35
C10-A1-V25-D4-1	4	3.8	25	17	Oui	25-10-2005	14h40
C10-A1-V10-D3-1	3	2.8	10	9	Oui	25-10-2005	14h42
C10-A1-V25-D3-1	3	2.8	25	15	Oui	25-10-2005	14h45
C10-A1-V10-D2-1	2	2	10	7	Oui	25-10-2005	14h49
C10-A1-V25-D2-1	2	2	25	16	Oui	25-10-2005	14h51
C10-A1-V10-D1-1	1	1	10	10	Oui	25-10-2005	14h57
C10-A1-V10-D1-2	1	1	10	7	Oui	25-10-2005	14h59
C10-A1-V10-D1-3	1	1	10	4	Oui	25-10-2005	15h02
C10-A1-V10-D0.2-1	0.2	0.46	10	4	Oui	25-10-2005	15h08
C10-A1-V10-D0.2-2	0.2	0.08	10	5	Oui	25-10-2005	15h10

**Tableau 3.5 Déroulement des essais R12 par ordre chronologique**

Désignation de l'essai	Distance nominale (m)	Distance réelle (m)	Vitesse nominale (km/h)	Vitesse réelle (km/h)	Dos d'âne	Date	Heure
R12-A1-V10-D0.2-1	0.2	0.44	10	5	Oui	25-10-2005	15h24
R12-A1-V10-D0.2-2	0.2	0.5	10	5	Oui	25-10-2005	15h26
R12-A1-V10-D1-1	1	1	10	6	Oui	25-10-2005	15h29
R12-A1-V10-D1-2	1	1.05	10	16	Oui	25-10-2005	15h32
R12-A0-V0-D0.2-E2-1	0.2	0.2	0	0	Non	25-10-2005	15h41
R12-A0-V0-D0.2-E3-1	0.2	0.2	0	0	Non	25-10-2005	15h54
R12-A0-V0-D0.2-E4-1	0.2	0.2	0	0	Non	25-10-2005	15h55
R12-A0-V0-D1-E2-1	1	1	0	0	Non	25-10-2005	15h57
R12-A0-V0-D1-E3-1	1	1	0	0	Non	25-10-2005	15h58
R12-A0-V0-D1-E4-1	1	1	0	0	Non	25-10-2005	16h01
R12-A0-V10-D0.2-1	0.2	0.58	10	6	Non	25-10-2005	16h00
R12-A0-V25-D0.2-1	0.2	0.51	25	23	Non	25-10-2005	16h03
R12-A0-V10-D1-1	1	1.05	10	7	Non	25-10-2005	16h08
R12-A0-V25-D1-1	1	1.18	25	24	Non	25-10-2005	16h12

### 3.3.5.2 Essais dynamiques avec rouleau compacteur

Pour ces essais, un véhicule de type "rouleau compacteur", à deux essieux, de marque *Ingersoll-Rand*, modèle *DD-65* a été utilisé (Figure 3.24). La force centrifuge par rouleau, selon les spécifications du manufacturier, est de 8 165 kg.

Les blocs ont été placés du côté opposé au passage du véhicule. Au total, dix essais ont été réalisés (Tableau 3.6), suivant différentes distances en tête d'étançonnement, et sans dos d'âne. La vitesse, parce que trop faible ( $< 5 \text{ km/h}$ ), n'a pu être captée par le radar. Dans le tableau, RC désigne « rouleau compacteur ». Le reste des paramètres conserve la même nomenclature que celles des camions conventionnels.



Figure 3.24 Le véhicule de type « rouleau compacteur » *Ingersoll-Rand*.

**Tableau 3.6 Déroulement des essais RC par ordre chronologique**

Désignation de l'essai	Distance nominale (m)	Distance réelle (m)	Dos d'âne	Date	Heure
RC-D4-STA-1	4	4	Non	26-10-2005	9h19
RC-D4-DYN-1	4	4	Non	26-10-2005	9h30
RC-D3-STA-1	3	3	Non	26-10-2005	9h33
RC-D3-DYN-1	3	3	Non	26-10-2005	9h36
RC-D2-STA-1	2	2	Non	26-10-2005	9h39
RC-D2-DYN-1	2	2	Non	26-10-2005	9h42
RC-D1-STA-1	1	1	Non	26-10-2005	9h45
RC-D1-DYN-1	1	1	Non	26-10-2005	9h48
RC-D020-STA-1	0,2	0,2	Non	26-10-2005	9h52
RC-D020-DYN-1	0,2	0,2	Non	26-10-2005	9h56

### 3.3.5.3 Essais dynamiques au FWD

Une série d'essais dynamiques au déflectomètre à masse tombante (FWD) a été réalisée dans le cadre de ce projet. Les résultats des essais ont également servi à déterminer les caractéristiques géotechniques du dépôt de sable (cet aspect sera discuté à la section 6). Les détails relatifs à la réalisation de cet essai sont présentés à la section 3.3.6.

### 3.3.6 Essais au déflectomètre à masse tombante (FWD)

Le déflectomètre à masse tombante est un appareil destiné à simuler le passage des camions au moyen d'un dispositif de chargement dynamique, et à mesurer les déflexions qui se produisent à la surface de la chaussée. L'intérêt de cet essai dans le cadre de ce projet, est qu'il permet de contrôler et mesurer précisément la force de l'impact dynamique. Essentiellement, il s'agit d'un appareil de mesure installé à même une remorque. Le dispositif de chargement dynamique se trouve à l'arrière de la remorque. Ce dispositif comporte une plaque de chargement de 300 mm de diamètre qui permet de transmettre la charge à la surface de la chaussée. Cette plaque est segmentée afin d'épouser plus adéquatement les irrégularités du revêtement. De plus, un coussin de caoutchouc placé sous la plaque de chargement assure une distribution uniforme de la pression sur le revêtement.

La charge dynamique est produite à l'aide d'une masse qui tombe en chute libre et qui termine sa course sur une enclume munie d'amortisseurs localisés. Entre l'enclume et la plaque de chargement, une cellule de charge enregistre la force appliquée par l'équipement à la surface de la chaussée. La force maximale de l'impact peut être variée entre 20 et 250 kN selon la masse, la hauteur de chute et le type d'amortisseurs utilisés. La durée du chargement est de l'ordre de 30 ms, ce qui correspond à un camion se déplaçant à environ 80 km/h.

Les déflexions, c'est-à-dire les déplacements verticaux à la surface de la chaussée, sont mesurées par neuf géophones. Le premier géophone est installé directement au centre de la plaque de chargement. Quant aux huit autres, ils sont fixés sur une règle située au centre de la remorque.

Cette règle est graduée de 200 à 2 500 mm pour indiquer la position du géophone depuis le centre de la plaque de chargement.

Lors d'un essai du FWD, le dispositif de chargement dynamique et les géophones sont abaissés contre la surface de la chaussée. Ensuite, la masse est lancée et les données sont collectées. Un système d'acquisition et de contrôle installé dans un ordinateur portable permet de réaliser l'essai.

### 3.3.7 Configuration du FWD

Quatre niveaux de plaques de chargement et des amortisseurs mous ont été utilisés lors de ces essais. Les géophones ( $D_1$  à  $D_9$ ) ont été installés aux positions suivantes pour mesurer les déflexions :  $D_1$  à 0 mm,  $D_2$  à 200 mm,  $D_3$  à 300 mm,  $D_4$  à 450 mm,  $D_5$  à 600 mm,  $D_6$  à 750 mm,  $D_7$  à 900 mm,  $D_8$  à 1 200 mm et  $D_9$  à 1 500 mm depuis le centre de la plaque circulaire.

### 3.3.8 Procédures d'essai

Avant de débiter les relevés, les hauteurs de chute sont établies pour obtenir les niveaux de charge désirés selon la masse utilisée, le système d'amortisseurs en place et les conditions de la chaussée. Trois niveaux de charge ont été utilisés lors de tous les essais : 25, 35 et 55 kN.

La séquence de chargement suivante a été suivie pour les essais à la surface du remblai aux distances radiales de 0.95, 2.00, 3.05 et 4.07 m :

- 1 lancer de la masse tombante d'une hauteur de 50 mm (par défaut),
- 3 lancers supplémentaires pour asseoir convenablement la plaque et les géophones (information non collectée),
- 1 lancer préliminaire au niveau de charge de 25 kN,
- 1 lancer préliminaire au niveau de charge de 35 kN.
- 1 lancer préliminaire au niveau de charge de 55 kN,
- 1 lancer au niveau de charge de 25 kN pour lequel les signaux des instrumentations installées sur l'étançonnement sont enregistrés par l'équipement d'acquisition de l'ÉTS,
- 1 lancer au niveau de charge de 35 kN pour lequel les signaux des instrumentations installées sur l'étançonnement sont enregistrés par l'équipement d'acquisition de l'ÉTS,
- 1 lancer au niveau de charge de 55 kN pour lequel les signaux des instrumentations installées sur l'étançonnement sont enregistrés par l'équipement d'acquisition de l'ÉTS.

À la distance de 2.5 m, la procédure a été modifiée pour évaluer l'influence du tassement des matériaux sous la plaque de chargement lors des impacts répétés. Celle-ci est :

- 1 lancer de la masse tombante d'une hauteur de 50 mm (par défaut),
- 20 lancers préliminaires au niveau de charge de 25 kN,
- 20 lancers préliminaires au niveau de charge de 35 kN,
- 10 lancers préliminaires au niveau de charge de 55 kN.
- 1 lancer au niveau de charge de 25 kN pour lequel les signaux des instrumentations installées sur l'étançonnement sont enregistrés par l'équipement d'acquisition de l'ÉTS,
- 1 lancer au niveau de charge de 35 kN pour lequel les signaux des instrumentations installées sur l'étançonnement sont enregistrés par l'équipement d'acquisition de l'ÉTS,



- 1 lancer au niveau de charge de 55 kN pour lequel les signaux des instrumentations installées sur l'étançonnement sont enregistrés par l'équipement d'acquisition de l'ÉTS.

Quant aux essais réalisés sur le revêtement, la procédure standard suivante a été suivie :

- 1 lancer de la masse tombante d'une hauteur de 50 mm pour asseoir convenablement la plaque et les géophones (information non collectée),
- 4 lancers au niveau de charge de 25 kN,
- 4 lancers au niveau de charge de 35 kN,
- 4 lancers au niveau de charge de 55 kN.



## 4. DESCRIPTION DU PROGRAMME D'ESSAIS GÉOTECHNIQUES

### 4.1 Considérations générales

Le site d'essai est composé d'un sable moyen à grossier humide. La nappe phréatique se trouve à une profondeur supérieure à 3,65 m. La caractérisation géotechnique du site a consisté à mesurer la densité des sols en place et de déterminer, par essais FWD, les propriétés mécaniques du sol pour l'analyse structurale du système sol – étançonnement sous les sollicitations données, et d'autre part, de fournir le champ de déplacements en surface près de l'étançonnement pour une charge dynamique connue. L'analyse structurale du système permet d'obtenir la distribution des modules de Young en fonction de la profondeur. Au même moment, les pressions latérales sur la paroi et les déformations diamétrales de l'étançonnement ont été mesurées par les chercheurs de l'ÉTS pour cinq séries d'essais réalisées entre 0.95 et 4.0 m du bord du cylindre. De plus, une série supplémentaire d'essais a été effectuée à 12.0 m de distance sur le stationnement revêtu à proximité de l'étançonnement.

### 4.2 Caractérisation physique des sols en place

Une série d'essais au cône de sable a été réalisée au site d'essais afin de caractériser la masse volumique in situ du sable. Les plans de localisation des essais et les principaux résultats sont présentés en Annexe B.

### 4.3 Emplacement des essais FWD

La Figure 4.1 montre la configuration du FWD et des capteurs utilisés pour réaliser les essais sur le site expérimental et leur position par rapport au TTAOG-1500 (enfoui sur pratiquement sa pleine hauteur de 3.65 m). Quatre cellules de pression totales ont été fermement installées le long du tuyau aux profondeurs indiquées sur le schéma. L'étançonnement a été remblayé avec le sable en place compacté par couches successives, jusqu'à 3.0 m de hauteur environ. Ensuite, un coussin de pierre concassé de calibre 0-20 mm (MG-20) d'environ 0.3 m d'épaisseur a été mis en place et compacté au rouleau vibrant.

Un schéma du FWD est aussi montré à droite sur la Figure 4.1. Cet appareil se compose d'un système de chargement (plaque circulaire, enclume, amortisseurs et masse tombante) et d'un système de mesure (cellule de charge et neuf géophones). Pour les essais du FWD, la plaque circulaire de l'appareil a été positionnée sur le remblai à cinq distances radiales alignées par rapport au bord de l'étançonnement : 0.95, 2.00, 2.50, 3.05 et 4.07 m. De plus, des essais supplémentaires ont été réalisés sur le stationnement à une distance de 12.0 m.

La figure 4.2 montre une photographie de la configuration des essais de chargement à l'aide du FWD sur le site expérimental. À l'arrière du FWD, nous retrouvons l'étançonnement cylindrique. Des marques de peinture indique la position des essais par rapport au bord de la paroi du cylindre. Les résultats des essais FWD sont présentés et discutés à la section 6.

La structure de la chaussée du stationnement a été estimée comme suit : 70 mm de revêtement, 500 mm de fondation, suivi d'une première couche de sable d'un mètre d'épaisseur et d'une seconde couche de sable d'une épaisseur infinie.

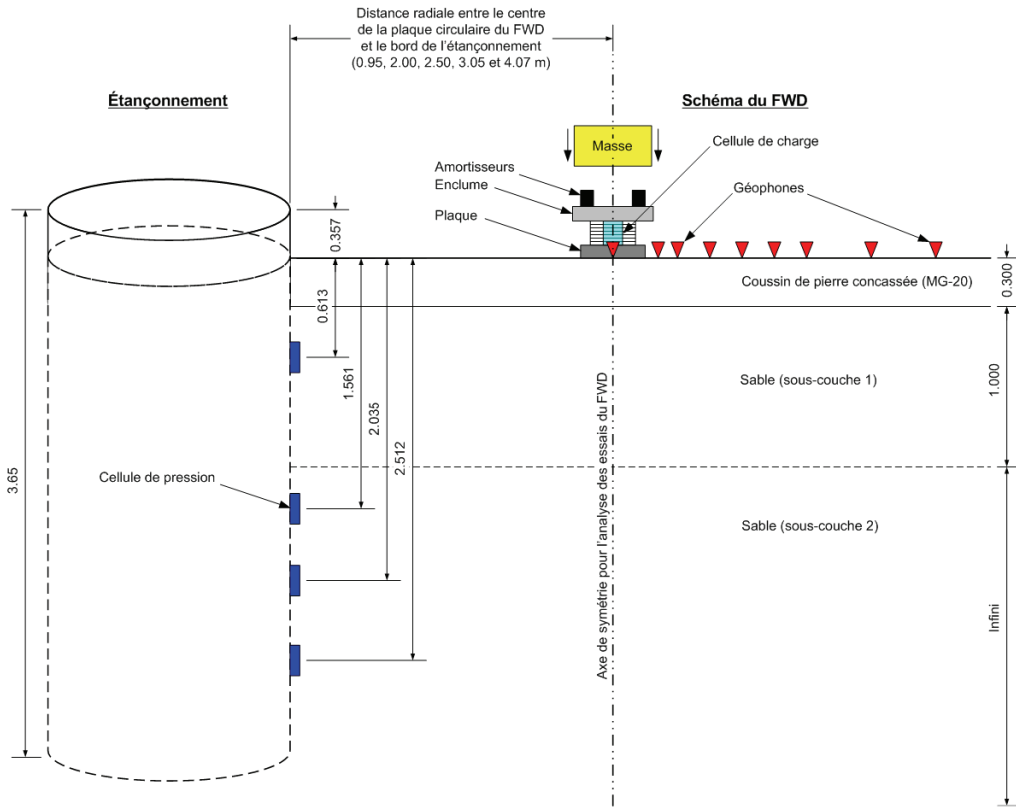


Figure 4.1 Position des essais FWD par rapport au bord de l'étançonnement et profondeur des points d'instrumentation le long de la paroi du cylindre.



Figure 4.2 Configuration des essais de chargement à l'aide du FWD.

## 5. RÉSULTATS DES ESSAIS

### 5.1 Essais en laboratoire

Les résultats des tests conduits en laboratoire sont présentés en termes de : (a) évolution des déplacements, vertical et horizontal, en fonction de la force appliquée; (b) charges et déplacements correspondant, respectivement, à l'état ultime et à la limite élastique, et appelées, dans ce qui suit, valeurs caractéristiques mesurées; (c) rigidité diamétrale du tuyau pour un déplacement vertical  $\Delta_y = 5\% D$ , où D représente le diamètre interne du tuyau.

#### 5.1.1 Force versus déplacement

Les courbes représentant la force appliquée versus le déplacement du TTAOG-1500 sont présentées à la Figure 5.1. Les courbes représentées à gauche de l'axe vertical correspondent au déplacement vertical, alors que celles-ci qui sont situées à sa droite concernent le déplacement horizontal.

La Figure 5.1 montre que, dans le domaine élastique, les courbes ont la même pente. Au-delà du domaine élastique, les courbes divergent quelque peu. Ceci est attribuable au fait que les longueurs des hélices et la qualité des agrafes continues peuvent différer d'un spécimen à un autre, ce qui peut affecter le comportement (glissement) au-delà de la limite élastique. Par ailleurs, nous observons que le déplacement vertical est quasiment égal au déplacement horizontal en valeur absolue.

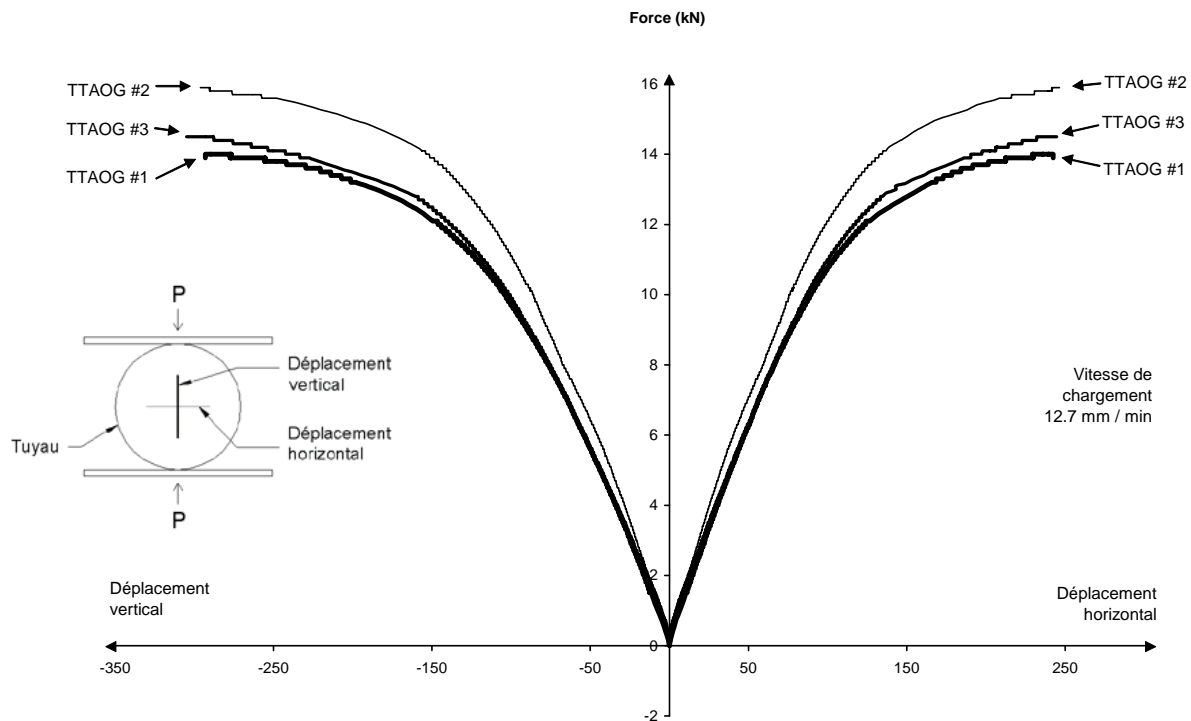


Figure 5.1 Courbes charge-déplacement (lecture des LVDTs).

### 5.1.2 Valeurs caractéristiques mesurées

Les valeurs caractéristiques pour chacun des spécimens mis à l'essai sont présentées dans le Tableau 5.1. Celles-ci renferment: (a) la charge maximale, obtenue à l'ultime, et les déplacements horizontal et vertical correspondants; (b) la charge et les déplacements horizontal et vertical correspondants, relatifs à la limite élastique apparente; (c) la charge et les déplacements, horizontal et vertical, correspondant à un déplacement vertical de 5% du diamètre nominal, soit 75 mm; et enfin (d) la charge et les déplacements, horizontal et vertical, correspondant à un déplacement vertical de 10% du diamètre nominal, soit 150 mm.

**Tableau 5.1 Valeurs caractéristiques mesurées**

	Spécimen	Force (kN)	Charge (kN/m)	$\Delta_y$ (vert.) (mm)	$\Delta_x$ (horiz.) (mm)	$\Delta_y / \Delta_x$
(a) à l'ultime	#1	13,9	18,9	293,0	242,3	1,21
	#2	15,9	21,6	296,2	246,3	1,20
	#3	14,5	19,7	304,8	244,6	1,25
	Moyenne	14,8	20,1	298,0	244,4	1,22
(b) à la limite élastique	#1	10,0	13,6	104,0	89,3	1,16
	#2	11,6	15,8	106,0	92,9	1,14
	#3	10,6	14,4	111,0	94,6	1,17
	Moyenne	10,7	14,6	107,0	92,3	1,16
(c) $\Delta_y = 5\% D$	#1	8,0	10,9	75,1	65,3	1,15
	#2	7,9	10,7	75,1	65,2	1,15
	#3	8,8	12,0	75,0	66,3	1,13
	Moyenne	8,2	11,2	75,1	65,6	1,14
(d) $\Delta_y = 10\% D$	#1	12,5	17,0	149,9	126,2	1,19
	#2	12,1	16,4	149,5	126,5	1,18
	#3	13,9	18,9	150,0	131,1	1,14
	Moyenne	12,8	17,4	149,8	127,9	1,17

### 5.1.3 Valeurs des rigidités

La rigidité de la conduite (PS = *pipe stiffness*) est donnée par :

$$PS = \frac{F}{\Delta_y} \quad \text{en kPa} \quad (5.1)$$

Le facteur de rigidité (SF = *Stiffness Factor*) peut être exprimé par :

$$SF = EI = 0.149 \cdot r^3 \cdot PS \quad \text{en kPa} \cdot \text{m}^3 \quad (5.2)$$

La rigidité (PS) et le facteur de rigidité (SF) de la conduite TTAOG-1500 sont présentés dans le Tableau 5.2 pour  $\Delta_y = 5\% D$  et  $\Delta_y = 10\% D$ .

**Tableau 5.2 Rigidité et facteur de rigidité correspondant à  $\Delta_y = 5\% D$  et  $\Delta_y = 10\% D$**

Spécimen	Rigidité, PS (kPa)		Facteur de rigidité SF (kPa.m <sup>3</sup> )	
	$\Delta_y = 5\% D$	$\Delta_y = 10\% D$	$\Delta_y = 5\% D$	$\Delta_y = 10\% D$
#1	142,5	109,7	8,96	6,90
#2	160,0	126,0	10,06	7,92
#3	145,1	113,4	9,12	7,13
Moyenne	149,1	116,2	9,37	7,30

### 5.1.4 Discussion – Essais en laboratoire

Sur la base des données des Tableaux 5.1 et 5.2, les observations suivantes peuvent être énoncées:

- Le rapport  $\Delta_y/\Delta_x$  moyen correspondant à  $\Delta_y = 5\%D$  est de 1,14 pour le TTAOG-1500. Cette valeur est comparable au rapport  $\Delta_y/\Delta_x = 0,149/0,136 = 1,10$  impliqué par les Éqs. (3.1) et (3.2) qui sont recommandées par d'autres chercheurs.
- La charge ultime atteinte par le tuyau est de 20,1 kN/m, ce qui est inférieure à la charge de 25,31 kN/m atteinte par le TTAOG-1500 de Victoriaville. Néanmoins à  $\Delta_y = 5\%D$  correspondant à la charge de service, la charge moyenne est de 11,2 kN/m, soit comparable à la charge de 11,42 kN/m relative au TTAOG de Victoriaville (Lan et coll., 2003).
- Le déplacement (écrasement) diamétral ultime moyen a atteint 298 mm (20 %D), soit quasi-identique à 301 mm (20,1% D) atteint par le TTAOG de Victoriaville.
- La rigidité moyenne (*pipe stiffness*) du tuyau relative à un écrasement diamétral  $\Delta_y = 5\%D$  est de 149,1 kPa, soit comparable à celle du TTAOG de Victoriaville qui est égale à 152,2 kPa. Le facteur de rigidité (EI) quant à lui est égal à 9,37 kPa.m<sup>3</sup>, soit quasi-identique à celui relatif au TTAOG de Victoriaville qui est 9,80 kPa.m<sup>3</sup>;
- Par ailleurs, nous observons que le système de Victoriaville est comparable bien qu'un peu plus rigide que celui de la Ville de Saguenay.

## 5.2 Essais statiques en chantier

### 5.2.1 Présentation des résultats

Tel que mentionné précédemment, cet essai s'est déroulé en deux étapes. Dans la première étape, le tuyau placé verticalement au fond de la tranchée a été soumis à l'action croissante de la poussée des terres en déversant du sable sec sur la paroi de la tranchée, celle-ci étant inclinée à 45 degrés. La seconde étape de l'essai a consisté à surcharger le tuyau en plaçant une série de 15 blocs de béton près du tuyau (Figure 3.17). Les données expérimentales recueillies sont les déformations du tuyau en compression ou en tension (extension) sous l'action de la charge, mesurées en quatre sections différentes du tuyau. Les déformations diamétrales et les contraintes mesurées après le déversement de sable et le gravier ainsi qu'après la mise en place de la surcharge sont présentés dans les Tableaux 5.3 et 5.4.

### 5.2.2 Discussion – Essais statiques en chantier

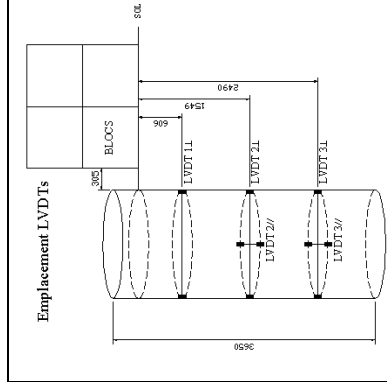
Sur la base des données des Tableaux 5.3 et 5.4, les observations suivantes peuvent être énoncées :

- a) la réponse du TTAOG au chargement statique par blocs est complexe :
  - i. la compression diamétrale maximale ( $\Delta D_{\text{TTAOG}}$ ) du tuyau TTAOG sous l'action du sable seul est de 0,07 mm; elle est enregistrée au niveau du capteur de déplacement LVDT no.1, situé à une profondeur de 606 mm sous la surface (capteur LVDT 1 $\perp$ - voir schéma du tableau 5.4).
  - ii. La compression diamétrale maximale  $\Delta D_{\text{TTAOG}}$  augmente à 0,36 mm (profondeur de 606 mm), suite à l'application des blocs de béton. La déformation nette au niveau du capteur LVDT 1 $\perp$  est donc de 0,29 mm (ou 0,02 % diamètre du tuyau).
  - iii. les déplacements diamétraux nets peuvent donc être considérés comme négligeables, dans la mesure où les déplacements nets relevés lors des essais varient entre 0,36 mm (ou 0,24% de D), à une profondeur de 606 mm, et 0,02 mm à une profondeur de 2 490 mm.
- b) la contrainte horizontale  $\sigma'_{ho}$  après la mise en place et le compactage du sable autour du TTAOG conduit à un rapport de contraintes initiales de  $\sigma'_{ho} / \sigma'_{vo}$  de l'ordre de 1,4 au niveau du capteur LVDT no. 3. Cette valeur élevée s'explique par le compactage du sable qui a induit une forte contrainte horizontale.
- c) la surcharge des blocs a amené une augmentation des contraintes (i.e. une « surcharge » ou une « contrainte nette »  $\Delta\sigma$ ) de 3,2 kPa du premier capteur de pression horizontale (CPH 1) et une relaxation des contraintes pour les autres capteurs plus profonds (CPH 2, CPH 3 et CPH 4). Cette diminution des contraintes est de 15% à une profondeur de 2,5 m. Il est important de réaliser que les tuyaux de TTAOG sont des conduites cylindriques, flexibles et ondulées pour lesquelles les théories classiques de poussée des terres de Coulomb ou de Rankine ne s'appliquent pas directement.



Tableau 5.3 Essai statique en chantier – LVDTs (déplacements)

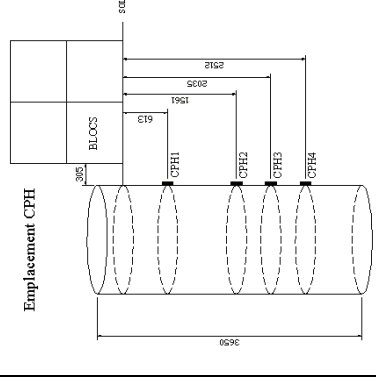
LVDTs (profondeur (mm))	$\phi$ initial (mm)	CHARGEMENT				Déformation nette (mm)
		Sable + gravier		Blocs (11 h après)		
		$\phi$ final (mm)	Déformation (mm)	$\phi$ final (instantané) (mm)	Déformation (mm)	
1 $\perp$ (606)	1500	1 499,93	- 0,07	1 499,93	- 0,36	- 0,29
2 $\perp$ (1549)	1500	1 499,96	- 0,04	1 499,96	- 0,19	- 0,15
2 // (1549)	1500	1 500,10	0,10	1 500,10	0,09	- 0,01
3 $\perp$ (2490)	1500	1 499,99	- 0,01	1 499,99	- 0,02	- 0,01
3 // (2490)	1500	1 500,00	0	1 500,00	- 0,01	- 0,01



Note :  $\phi$  : Diamètre du TTAOG; Le signe négatif indique une compression; // : dans la même direction que celle du passage routier;  $\perp$  : perpendiculaire à la direction que celle du passage routier

Tableau 5.4 Essai statique en chantier – CPHs (contraintes)

Emplacement CPH	CPHs (profondeur (mm))	CHARGEMENT						
		Sable + gravier		Blocs (instantané)		Blocs (11 h après)		
		$\sigma$ final (kPa)	$\Delta\sigma$ (kPa)	$\sigma$ final (kPa)	$\Delta\sigma$ (kPa)	$\sigma$ final (kPa)	$\Delta\sigma$ instatane (kPa)	$\Delta\sigma$ nette (kPa)
	$\sigma$ initial (kPa)							



Note :  $\sigma$  : Contrainte; Le signe négatif (-) indique une relaxation des contraintes.

## 5.3 Essais dynamiques en chantier

Cette section examine, dans un premier temps et de façon globale, les résultats des essais de chargement dynamique conduits en chantier. Les réponses typiques des LVDTs et des capteurs de pression, y sont d'abord étudiées. Sont également rassemblées, sous forme de tableaux, les valeurs des contraintes et des déplacements enregistrées par les CPH et les LVDTs, respectivement.

### 5.3.1 Discussion - Réponses typiques des essais dynamiques en chantier

Les Figures 5.2 à 5.5 en Annexe A présentent les réponses, considérées comme typiques, des capteurs de déplacements et des capteurs de pression, en fonction du temps, pour le véhicule à dix roues (C10), le véhicule à douze roues (R12), le rouleau compacteur (RC), et la déflectomètre (FWD), respectivement. Ces figures couvrent les différents paramètres d'étude, à savoir : la distance en tête, la vitesse, ou encore l'existence ou non de dos d'âne. Chacune de ces figures donne également, sous forme schématique, l'emplacement des LVDTs et des CPH sur le tuyau, ce qui facilitera grandement la lecture et l'interprétation des résultats.

Ces figures permettent de constater ce qui suit :

- a) l'importance relative de la contrainte nette (ou surcharge dynamique,  $\Delta\sigma$ ) due à la surcharge des véhicules, qu'il s'agisse de C10, R12 ou RC, diminue avec la profondeur;
- b) les mesures indiquent la présence d'une contrainte résiduelle en fin de chargement lorsque la contrainte nette  $\Delta\sigma$  dépasse un seuil de l'ordre de 10 kPa. Ceci permet de soulever l'hypothèse pratique de la présence d'un seuil élastique.
- c) les contraintes nettes les plus élevées sont obtenues avec le camion Mack C10
- d) les surcharges dynamiques  $\Delta\sigma$  les plus élevées ont été enregistrées par le capteur CPH-1, situé à une profondeur de 613 mm;
- e) les déplacements nets peuvent être considérés comme pratiquement négligeables, dans la mesure où le plus grand déplacement net obtenu lors des essais est de 0,94 mm;
- f) La réponse des capteurs du TTAOG sous l'impact du FWD est singulièrement complexe mais demeure tout à fait consistante avec celle relevée lors du passage des camions (C10 et R12) ou du rouleau compacteur (RC). Globalement, la pression et les déplacements augmentent avec la proximité et la force de l'impact (de 25 kN à 55 kN) les plus élevés sont observés pour l'impact de 55 kN à une distance de 0,95. Pour ce dernier essai, la contrainte nette est de 11,7 kPa et le déplacement horizontal net est 0,16 mm (soit 0,011% de D). Le comportement lors de l'impact de 55 kN se rapproche de celui observé lors du passage du camion 10 roues C10.

### 5.3.2 Valeurs maximales atteintes

Les valeurs des contraintes maximales ( $\sigma_{\max}$ ), résiduelles ( $P_0$ ) et nettes ( $\Delta\sigma$ ), obtenues avec les véhicules (C10, R12, RC) ou le déflectomètre FWD, sont présentées dans les Tableaux 5.6, 5.8, 5.10, et 5.12 en Annexe A, respectivement. Les Tableaux 5.7, 5.9, 5.11, et 5.13 en Annexe A, donnent, respectivement, les contraintes nettes et les déplacements, pour les véhicules C10, R12 et RC et le déflectomètre.

L'emplacement des différents LVDTs et CPH sur le tuyau est indiqué dans l'ensemble de ces tableaux (5.6 à 5.13). Les résultats présentés dans les Tableaux 5.6 à 5.13 mettent en évidence les éléments suivants :

- a) les contraintes horizontales maximales ( $\sigma_{\max}$ ) les plus élevées ont été mesurées au niveau du capteur de pression horizontale no. 4 (CPH 4);
- b) les plus grandes contraintes nettes (ou surcharges dynamiques,  $\Delta\sigma$ ) dues au passage des équipements lourds sont situées au niveau du capteur de pression horizontale no.1 (CPH 1);
- c) au capteur CPH-1, la contrainte résiduelle  $P_o$  atteint un maximum de 39,4 kPa; Ce maximum est obtenu avec le camion C10 (essai C10-A1-V25-D3). En comparaison, la contrainte  $P_o$  minimale est de 29,1 kPa, obtenue avec le camion C10-A0-V25-D0,2;
- d) le déplacement net ( $\Delta L$ ) n'est pas proportionnel à la contrainte nette ( $\Delta\sigma$ );
- e) les déplacements nets les plus élevés sont enregistrés au niveau du capteur LVDT 2 $\perp$ ;
- f) les déplacements nets sont plus élevés dans la direction perpendiculaire à la circulation des véhicules (LVDT 2 $\perp$  et 3 $\perp$ ), comparativement à ceux correspondant à la direction parallèle;
- g) la contrainte nette et le déplacement net les plus élevés ont été obtenus lors de l'essai C10-A1-V10-D0,2, et valent, respectivement 21,2 kPa (CPH 1), et 0,94 mm (LVDT 1 $\perp$ ).

Il est à noter que la précision des LVDT est de 0,01 mm. Plusieurs lectures faites durant les essais se retrouvent à l'intérieur de cette plage de précision.

## **5.4 Analyse des résultats pour camions C10 et R12**

Cette section analyse l'effet de chacun des paramètres d'étude, ainsi que leur effet combiné, sur le comportement du TTAOG 1500, suite au passage des véhicules C10 ou R12; soit : (a) l'effet de la distance en tête d'étançonnement; (b) l'effet d'un défaut de chaussée ou dos d'âne; (c) l'effet de la vitesse de circulation des camions.

### **5.4.1 Effet de la distance en tête d'étançonnement**

Les Figures 5.6 à 5.9 en Annexe A comparent les réponses des CPH et celles des LVDTs lorsque varie la distance en tête d'étançonnement. Les données présentées concernent le camion C10 et R12, en considérant le cas d'une chaussée sans dos d'âne (Figures 5.6 et 5.7) et celui d'une chaussée avec dos d'âne (Figures 5.8 et 5.9).

Sur ces figures, on peut constater ce qui suit :

- a) les contraintes nettes augmentent lorsque la distance en tête d'étançonnement diminue. Par exemple, pour l'essai C10-A1-V10, la contrainte nette CPH 1 augmente de 600 % lorsque la distance passe de 2,0 m (C10-A1-V10-D2) à 0.2 m (C10-A1-V10-D0,2);
- b) les déplacements nets augmentent lorsque la distance en tête d'étançonnement diminue. Par exemple, pour l'essai C10-A1-V10, le déplacement net correspondant au LVDT 1 $\perp$  a augmenté de 3 000 % lorsqu'on la distance passe de 2m (C10-A1-V10-D2) à 0.2 m (C10-A1-V10-D0,2);
- c) Les Figures 5.6 et 5.7 en Annexe A indiquent par ailleurs que la vitesse a tendance à amplifier les contraintes et les déplacements nets.

### 5.4.2 Effet d'un dos d'âne

Les Figures 5.10 à 5.13 en Annexe A comparent les réponses des CPH (Figures 5.10 et 5.12) et celles des LVDTs (Figures 5.11 et 5.13), pour le camion C10 et R12, selon qu'il y a ou non défaut de chaussée (dos d'âne). Pour cela, on considère une distance en tête égale 0.2 m, et une vitesse de circulation de 10 km/h.

Ces figures montrent que :

- a. les contraintes nettes sont amplifiées en présence d'un dos d'âne. Par exemple, entre les essais C10-A0-V10-D0,2 (sans dos d'âne) et C10-A1-V10-D0,2 (avec dos d'âne), la contrainte nette maximale enregistrée par le CPH 1 a augmenté de 200 %;
- b. les déplacements nets sont également amplifiés en présence d'un dos d'âne. Par exemple, pour les essais C10-A0-V10-D0,2 et C10-A1-V10-D0,2, le déplacement net au niveau du LVDT 1 $\perp$  a augmenté de 900 %.

### 5.4.3 Effet de la vitesse de circulation des camions

Les Figures 5.14 et 5.15 en Annexe A comparent les réponses des CPH et celles des LVDTs, pour des vitesses de passage égales à 10 km/h et 25 km/h, en considérant le cas des camions C10 et R12, et une distance en tête égale à 0.2 m. Compte tenu de la configuration du site, il n'a pas été possible de pratiquer pour le R12 des essais avec un dos d'âne à une vitesse de 25 km/h. Aussi, seuls les résultats d'essais, correspondant au cas sans dos d'ânes sont présentés.

Ces figures mettent en évidence les points suivants:

- a) les contraintes nettes sont amplifiées lorsque la vitesse de circulation des camions augmente. Par exemple, entre les essais C10-A0-V10-D2 et C10-A0-V25-D2, la contrainte nette au droit du CPH 1 a augmenté de 30 %;
- b) les déplacements nets sont également amplifiés lorsque la vitesse de circulation des camions augmente. Cette influence devient plus significative à une distance égale à 0,2 m. Par exemple, entre les essais C10-A0-V10-D0,2 et C10-A0-V25-D0,2, le déplacement net recueilli par le LVDT 1 $\perp$  ( $\perp$  : perpendiculaire) a augmenté de 500 %.

### 5.4.4 Effets combinés

Il importe de compléter cette analyse en considérant la combinaison des effets induits par les différents paramètres. Ceci nous a conduit à élaborer des histogrammes pour chacun des véhicules utilisés. Les Figures 5.16 à 5.19 en Annexe A présentent les différents effets pouvant influencer la réponse des CPH d'une part et des LVDTs d'autre part. Ces histogrammes sont élaborés en termes de : (a) distance en tête d'étançonnement, (b) présence de dos d'âne, (c) vitesse du véhicule et (d) profondeur. Les Figures 5.16 et 5.17 correspondent au C10; les Figures 5.18 et 5.19 au camion R12.

Ces figures permettent d'observer ce qui suit :

- a) l'effet du dos d'âne sur les contraintes nettes est plus significatif lorsque la distance en tête d'étançonnement se situe entre 0,2 et 1 mètre;

- b) nous notons que pour une distance en tête d'étançonnement de 0,2 mètre avec un dos d'âne, le déplacement net du LVDT 1 $\perp$  ( $\perp$  : perpendiculaire) est fortement amplifié;
- c) l'amplification des contraintes nettes par suite d'une augmentation de la vitesse est d'autant plus importante que la distance en tête d'étançonnement est petite.

## 5.5 Analyse des résultats pour le rouleau compacteur (RC)

### 5.5.1 Rouleau compacteur

La Figure 5.20 en Annexe A présente l'effet de la distance en tête d'étançonnement sur les réponses des CPHs et des LVDTs, lorsque nous utilisons un véhicule de type rouleau compacteur. Rappelons que dans ce cas-ci, la vitesse du RC n'a pu être captée par le radar car trop faible ( $< 5$  km/h).

Les figures permettent les constats suivants :

- a) au niveau du CPH 1, la contrainte nette augmente lorsque la distance en tête d'étançonnement diminue;
- b) aux niveaux des CPH 2, CPH 3 et CPH 4, la contrainte nette est plus élevée pour une distance en tête égale à 1 mètre;
- c) les déplacements maximaux sont amplifiés lorsque la distance en tête diminue, et sont sensiblement élevés à une distance de 0,2 m.

## 5.6 Analyse des résultats pour le FWD

### 5.6.1 Introduction

Les Figures 5.21 (a) et 5.21 (b) en Annexe A présentent les effets combinés de la force de l'impact (25 kN, 35 kN et 55 kN) et de la distance sur les réponses en pression et déplacement de l'étançonnement tubulaire sous les impacts produits par le déflectomètre à masse tombante (FWD).

Les historiques détaillés des 4 capteurs de pression pour les essais à  $Q = 55$  kN et 25 kN (à une distance radiale de  $D = 0,95$  m) sont présentés aux Figures 5.22 et 5.23 en Annexe A. Ils permettent d'apprécier la dynamique complexe du comportement du tuyau TTAOG sous l'action des équipements lourds.

À noter que dans le cas des FWD, la force de l'impact et la distance constituent les deux seuls paramètres variables. Rappelons que le diamètre de la plaque du FWD (masse tombante) est de 300 mm, ce qui conduit à une pression totale de contact ( $q_0$ ) de 354 kPa pour une charge de 25 kN (pour  $P = 35$  kN, on a  $q_0 = 495$  kPa; pour  $P = 55$  kN, on a  $q_0 = 778$  kPa). Les essais FWD permettent une corrélation précise entre la charge d'impact et la réponse structurale de l'étançonnement.

## 5.6.2 Discussion – Résultats FWD

Les Figures 5.21 à 5.23 en Annexe A permettent d'observer que :

- a) Les surcharges dynamiques ( $\Delta\sigma$ ) les plus fortes sont mesurées par le capteur CPH-1, situé à une profondeur de 613 mm (le  $\Delta\sigma$  le plus élevé est de 11,7 kPa et a été mesuré par le capteur CPH-1 lors de l'essai à une distance de 0,95 m pour  $Q = 55$  kN.
- b) plus le poids de la charge est élevé, plus la contrainte nette des CPH est élevée : la surcharge  $\Delta\sigma$  passe de 5,1 kPa à 11,7 kPa pour des forces d'impact allant de 25 kN à 55 kN;
- c) plus la distance en tête est courte, plus la contrainte nette enregistrée par les CPH est élevée : à titre d'exemple, pour le CPH-1 (profondeur de 613 mm),  $\Delta\sigma$  passe de 1,9 kPa, pour une distance en tête du FWD de 4,0 m, à 11,7 kPa, pour une distance en tête de 0,95 m;
- d) le long de l'axe vertical du TTAOG, les surcharges  $\Delta\sigma$  les plus élevées ont été enregistrées par le premier capteur CPH-1 (prof. de 613 mm) et elles augmentent, par la suite, avec la profondeur;
- e) bien que le déplacement net soit plus élevé pour des distances en tête plus faible, celui-ci reste inférieur à 1 mm (soit 0,07% de D).

Un examen détaillé de la réponse dynamique de l'étañonnement tubulaire indique un comportement fort complexe. Les Figures 5.22 et 5.23 montrent que l'impact du FWD produit une première pointe  $\Delta\sigma$  positive seulement pour le premier capteur CPH-1. Les pics initiaux des autres capteurs (CPH-2, CPH-3, CPH-4) sont tous négatifs mais synchronisés comme le reste de leurs historiques. Ce résultat est, *a priori*, surprenant. Les réponses en contraintes des 3 capteurs CPH en profondeur sont, en fait, des négatifs de la réponse du capteur CPH-1 : à un pic positif sur le tracé de CPH-1, correspond un pic négatif dans les tracés des 3 autres capteurs. Les pics positifs maximums aux cellules plus profondes CPH-2, -3 et -4 surviennent donc lors du premier rebond. Les déplacements mesurés aux LVDT sont trop faibles pour permettre une étude fine en parallèle de la variation de la réponse en déplacements avec la profondeur.

Ce comportement dynamique peut s'expliquer, dans un premier temps, en considérant le fait que les capteurs de pression totale CPH sont tous montés sur le même tuyau TTAOG et si une force agit à un endroit sur la paroi, ses effets sont répercutés sur tous les capteurs installés sur la même paroi. Si la force d'impact du FWD agit plus près de la surface, une augmentation de la contrainte  $\Delta\sigma$  est mesurée sur la cellule CPH-1, les parois du tuyau s'enfoncent, ce qui soulage la pression sur les cellules plus profondes CPH-2, CPH-3 et CPH-4. Le déplacement de la paroi a soulagé partiellement la pression au niveau du capteur CPH-2, et encore plus en 3 et totalement en 4.





## 6. RÉSULTATS DES ESSAIS GÉOTECHNIQUES

### 6.1 Méthodes d'analyse des essais FWD

Cette section présente les résultats de deux méthodes utilisées pour l'identification des paramètres élastiques du sol par analyse inverse de l'essai au déflectomètre à masse tombante, soit : (i) *l'analyse inverse statique* ; (ii) *l'analyse inverse dynamique*. Une stratigraphie multicouche a été utilisée dans les deux cas.

La première méthode, *l'analyse inverse statique*, procède simplement par rétro calcul statique des essais FWD. Essentiellement, le rétro calcul ou l'analyse inverse statique consiste à minimiser l'écart entre les bassins de déflexion (D) réels et théoriques (bassins représentés par des fonctions  $D(r)$ , où  $r$  est la distance radiale mesurée à partir du point d'impact) en faisant varier itérativement la fonction de module  $E(z)$ , où  $z$  est la profondeur sous la surface. Le rétro calcul est une procédure reconnue pour la détermination des modules d'Young équivalents des couches des chaussées à partir des essais du FWD. Cette méthode est notamment documentée par Uzan et al. (1989). De nombreux logiciels sont disponibles pour effectuer ce rétro calcul statique. Dans le cadre de ce projet, c'est le code de calcul MODCOMP 5 (Irwin, 1994) qui a été retenu pour ce faire. MODCOMP 5 considère une distribution uniforme de la pression à la surface du milieu alors qu'une distribution parabolique, correspondant à celle sous une plaque rigide, serait plus représentative des conditions d'essais sur le remblai. Dans ce cas, les déflexions au centre d'une plaque rigide sont théoriquement 79 % plus faibles que celles d'une plaque flexible (Huang, 1993).

Dans le rétro-calcul statique, la seule information qui est utilisée pour déterminer les modules de couches de la chaussée est le bassin de déflexion correspondant aux déflexions maximales sur les historiques de déflexions enregistrés à chacun des géophones. Le reste des données n'est pas considéré dans l'analyse. Des calculs et mesures présentés ailleurs (Grenier, 2007) ont montré que l'utilisation du rétro calcul par inversion statique devient difficile lorsque le roc est près de la surface: les ondes de surface, émises par le FWD, sont réfléchies par l'interface rocheuse, ce qui provoque une distorsion des historiques de déflexions, donc du bassin de déflexion (Davies et Mamlouk, 1985; Chang et al., 1992). Cette méthode statique s'avère aussi moins précise pour caractériser les modules des couches plus profondes car elle considère la contribution de toute l'épaisseur du milieu pour déterminer des déflexions en surface, alors que la zone d'influence mobilisée par la propagation des ondes sous l'impact du FWD se limite seulement sur une certaine épaisseur pour une période donnée.

La deuxième méthode, *analyse inverse dynamique*, est nouvelle et mérite que nous la présentions. Cette méthode de rétro calcul évite cette erreur systématique grâce à une analyse dynamique qui utilise tout l'historique de chargement imposé par le FWD. Le programme DYNAPAV-UL (Grenier, 2007) a été retenu pour réaliser l'analyse inverse dynamique des essais FWD. Ce programme permet de calculer la réponse d'un milieu multicouche axisymétrique pour une charge transitoire appliquée sur une plaque circulaire flexible ou rigide à la surface du milieu. Ce programme applique la méthode des éléments spectraux, mise au point par Al-Khoury et al. (2001) pour résoudre ce type de problème dynamique.

Cette nouvelle méthode appelle le commentaire suivant: compte tenu du niveau de contraintes appliquées sous la plaque (780 kPa, pour le niveau de charge de 55 kN), le comportement réel des sols est non linéaire, près du point d'application de la charge. Toutefois, dans le cadre de cette étude, le comportement réel sera idéalisé par un modèle élastique et le module d'Young équivalent déterminé par la méthode inverse correspondra au module E sécant sur l'épaisseur d'une couche, pour la charge appliquée par le FWD.

L'analyse par inversion dynamique a été effectuée dans le domaine du temps par le programme DYNAPAV-UL en considérant un total de 90 observations à raison de 10 observations sur chaque historique de déflexions. Ces 10 observations, montrées sur la figure 6.1 en Annexe B, sont les suivantes :

- Déflexion maximale ( $D_{\max}$ );
- Neuf déflexions intermédiaires ( $D(r_i)$ ,  $i$  allant de 1 à 9).

Dans le cas de l'inversion statique avec MODCOMP 5, seule la déflexion maximale ( $D_{\max}$ ) de l'historique de déflexions enregistré par chacun des capteurs est utilisée dans les rétro-calculs.

L'écart entre les déflexions mesurées (indice  $m$ ) et celles calculées (indice  $th$ ) par inversion est calculé à l'aide de deux critères différents. Le premier, utilisé par MODCOMP 5, est l'erreur RMS, qui est la racine des erreurs relatives moyennes au carré a été proposé par Irwin *et al* (Irwin, 1989) et s'exprime par la relation suivante :

$$\text{Erreur RMS (\%)} = \sqrt{\frac{1}{N_r} \sum_{i=1}^{N_r} \left( \frac{D_{\max}^{th}(r_i) - D_{\max}^m(r_i)}{D_{\max}^m(r_i)} \right)^2}, \quad [6.1]$$

où  $r_i$  représente la distance radiale du  $i^{\text{ème}}$  capteur de déflexion et  $N_r$ , le nombre de capteurs. Dans le cas d'une analyse inverse statique des essais FWD conduits sur des chaussées, Irwin *et al* recommandent que l'erreur RMS soit inférieure à 1 ou 2 % pour que les modules d'Young équivalents obtenus soient acceptables.

Le second critère, utilisé par DYNAPAV-UL, est E, l'écart relatif moyen global E utilise un total de 10 observations sur chacun des historiques de déflexions (voir Figure 6.1). L'expression suivante est utilisée pour évaluer E :

$$E = \frac{1}{N_r} \sum_{i=1}^{N_r} \left[ \frac{1}{N_{\text{obs}}} \sum_{j=1}^{N_{\text{obs}}} \left| \frac{D^{th}(r_i, t_j) - D^m(r_i, t_j)}{D_{\max}^m(r_i)} \right| \right], \quad [6.2]$$

où,  $D$  est la déflexion sur l'historique de déflexion,  $t_j$  le temps correspondant à la  $j^{\text{ème}}$  observation et  $N_{\text{obs}}$  le nombre total d'observations identifiées sur les historiques de déflexion. L'écart relatif moyen global E est une mesure de la distance relative entre les points d'observation sur les historiques de déflexions mesurés et calculés. Plus cet écart est petit, meilleure est la coïncidence entre l'ensemble des historiques de déflexions mesurés et l'ensemble

de ceux calculés. Par conséquent, pour un petit écart inférieur à 10 %, on s'attend à ce que le modèle multicouche reproduise fidèlement le comportement de la chaussée sous l'impact du FWD à l'aide des modules d'Young équivalents trouvés.

Par ailleurs, pour le cas dynamique, les essais FWD réalisés sur le remblai ont été interprétés en faisant l'hypothèse que la distribution de la pression de contact sous la plaque est de type parabolique. Cette hypothèse est justifiée par la présence d'un coussin de pierre concassée ayant une rigidité très inférieure à la rigidité de la plaque d'acier de l'appareil, malgré la présence du mince coussin de caoutchouc. Dans le cas statique, une distribution uniforme de la pression a dû être considérée, en raison des limitations des outils d'analyse disponibles. La Figure 6.2 en Annexe B illustre l'hypothèse de milieu multicouche considéré pour l'analyse dynamique et statique des essais FWD effectués à la surface du remblai. Ce multicouche est, en fait, composé de trois couches dont les modules d'Young équivalents  $E_1$ ,  $E_2$  et  $E_3$  sont les inconnues à déterminer. Les autres paramètres du modèle sont l'épaisseur des couches, le coefficient de Poisson ( $\nu$ ), la masse volumique ( $\rho$ ) et le coefficient d'amortissement ( $\zeta$ ) lequel intervient dans l'analyse dynamique seulement.

La valeur de la masse volumique a été mesurée en place à la fin des essais à l'aide d'un nucléodensimètre. Les mesures ont été effectuées à différents niveaux. Ces mesures sont jointes à l'annexe B. Les deux autres paramètres,  $\nu$  et  $\zeta$ , ont été estimés en fonction de la nature pulvérulente des sols.

## 6.2 Résultats des analyses des essais FWD

Les résultats des mesures effectuées par le FWD sont compilés en annexe B et présentés dans des tableaux pour chaque série d'essais. Ces tableaux sont organisés comme suit :

- Tableau B-1 : données des essais effectués sur le remblai aux distances radiales (chaînages) de 0,95, 2,0, 3,0 et 4,0 m ;
- Tableau B-2 : données des essais réalisés à la distance radiale de 2,5 m ;
- Tableau B-3 : données des essais sur le revêtement du stationnement adjacent.

Ces tableaux présentent, pour chaque essai, le chaînage depuis le bord de la paroi du cylindre où la mesure a été effectuée, l'heure de l'essai, le niveau de charge (1 – niveau de 25 kN, 2 – niveau de 35 kN et 3 – niveau de 55 kN), la charge maximale appliquée, la durée du pulse de chargement en milliseconde, les valeurs des neuf déflexions maximales mesurées par les géophones (note :  $D_0$  – déflexion au centre de la plaque,  $D_{1500}$  – déflexion mesurée à 1 500 mm du centre de la plaque), la température de l'air et du revêtement le cas échéant, une indication si l'essai a été traité, et finalement s'il y a lieu, un commentaire sur l'essai (chargement préliminaire, chargement enregistré).

Les tableaux B-1 et B-2 présentent les données des essais pour lesquels les historiques de chargement et de déflexions ont été enregistrés en même temps que les signaux des capteurs d'instrumentation.

Une série spéciale de lancers de la masse tombante a été réalisée à 2.5 m de distance pour les trois niveaux de charge (25, 35 et 55 kN) afin d'évaluer l'évolution des déflexions en fonction du

nombre de lancers pour des essais FWD réalisés sur un surface de matériau granulaire (contrairement au cas habituel, où ils sont effectués sur une surface revêtue). La Figure 6.3 en Annexe B montre l'évolution de déflexions  $D_0$ ,  $D_{300}$  et  $D_{1500}$  de ces essais selon le nombre de lancers pour les trois niveaux de charge. Cette évolution indique que la déflexion maximale mesurée aux géophones tend à se stabiliser après environ cinq lancers à 25 kN; ce qui peut s'expliquer par le tassement du coussin de pierre concassée et du sol sous les forces appliquées.

La limite supérieure pratique de mesure pour les géophones utilisés par le FWD est de 2 000  $\mu\text{m}$ . Les mesures deviennent moins précises pour les déplacements dépassant ce seuil. En pratique, cette situation survient essentiellement dans le cas des déflexions  $D_0$  enregistrées par le géophone placé au centre de la plaque de chargement du FWD sous un niveau de charge de 55 kN. Parmi ces essais à 55 kN, seul celui à une distance de 0,95 m a été analysé, mais en ne considérant pas les déflexions  $D_0$  au géophone au centre de la plaque dans le processus d'inversion. Les mesures de déflexion  $D_0$  des essais à 55 kN des trois autres essais (aux distances de 2,0, 3,0 et 4,0 m) n'ont pas été utilisées.

La magnitude de la pression de contact sous la plaque a probablement induit certains effets non-linéaires dans le comportement du sol et ceux-ci ne peuvent pas encore être pris en compte dans les méthodes de rétro-calcul statique ou dynamique. Ces méthodes demeurent essentiellement des approches linéaires et élastiques, dans leur état actuel de développement

Les résultats des analyses inverses dynamique et statique sont présentés aux Tableaux 6.1 à 6.6 en Annexe B. De plus, les figures jointes à l'annexe C complètent les résultats de l'analyse inverse dynamique. Un exemple de figure dans cette annexe est présenté sur la Figure 6.4 en Annexe B. On y retrouve en haut à gauche le graphique de l'historique de chargement montrant l'évolution de la charge en fonction du temps, et en haut à droite, le graphique illustrant le bassin de déflexion mesuré par le FWD et celui calculé par le programme DYNAPAV-UL. Au centre de la figure, il y a le graphique des historiques de déflexions mesurés et calculés montrant l'évolution des déflexions en fonction du temps. Enfin, au bas de la figure, le dernier graphique montre la représentation des données de déflexion sous la forme des fonctions de transfert expérimentales et calculées dans le domaine des fréquences. La fonction de transfert est le ratio complexe du spectre de déplacement sur le spectre de chargement. Elle nous renseigne sur la contribution de chaque composante harmonique à la déflexion totale pour une charge sinusoïdale unitaire.

Au Tableau 6.1 en Annexe B, les résultats des rétro-calculs dynamique et statique sont présentés pour les essais effectués à une distance de 0,95 m de distance du bord de la paroi de l'étançonnement. La première colonne donne la position des neuf géophones localisés entre 0 et 1 500 mm du centre de la plaque du FWD. La seconde section du tableau présente les bassins de déflexions mesurés pour les trois niveaux de charge 25, 35, et 55 kN ainsi que la charge maximale  $Q_{\text{max}}$  pour chaque essai. La troisième section du tableau présente les caractéristiques des bassins de déflexion rétro-calculés à l'aide du programme DYNAPAV-UL pour les trois niveaux de charge. Au bas de ces colonnes, l'erreur RMS et l'écart relatif moyen global E sont donnés ainsi que les modules d'Young équivalents pour les trois couches du multicouche. La quatrième section du tableau rapporte les mêmes informations obtenues lors des rétro-calculs statiques effectués avec MODCOMP 5.

De même, les Tableaux 6.2 à 6.5 en Annexe B présentent les résultats des essais et des rétro-calculs effectués à 2,00, 2,50, 3,05 et 4,07 m de distance, respectivement. Mentionnons que, pour les raisons discutées plus haut, les rétro-calculs dynamiques n'ont pas été faits pour les distances de 2,0, 3,05 et 4,07 m au niveau de charge de 55 kN.

### 6.3 Discussion – Analyses des essais FWD

L'examen des résultats de l'analyse inverse dynamique montre un écart  $E$  variant entre 10.75% et 18.51 %. Il est donc relativement délicat d'apprécier la précision absolue des mesures de module. Mais comme les effets non linéaires sont surtout présents près de la plaque et près de la surface, nous pouvons donc supposer que ce sont les valeurs des modules de la première couche supérieure de 300 mm qui sont moins précises. Les déflexions rétro-calculées à une distance d'impact supérieure à 600 mm dépendent des couches plus en profondeur et sont très similaires à celles mesurées. Par conséquent, la précision du module des deuxième et troisième couches de sol est certainement plus grande que celle de la première couche ( $E_1$ ). En fin de compte, ces données pourraient être ré-analysées avec un modèle non linéaire, mais cet outil de calcul n'est pas encore disponible. Ces commentaires s'appliquent également aux rétro-calculs statiques.

Les modules d'Young rétro-calculés dynamiquement du coussin de pierre concassée ( $E_1$ , couche no. 1), se situent entre 45 à 72 MPa, selon la distance à l'étañonnement et le niveau de charge. Le module  $E_1$  atteint un maximum à 2,5 m, là où plusieurs chargements préliminaires ont été effectués, compactant d'autant plus le matériau. Quant à la première couche de sable d'un mètre d'épaisseur, son module  $E_2$  est compris entre 38 et 80 MPa. Ces valeurs diminuent en s'éloignant du bord de la paroi du cylindre. Le sol a été davantage densifié près de l'étañonnement ce qui a augmenté le module  $E_2$ . Finalement, la deuxième couche de sable a un module  $E_3$  qui varie entre 105 et 145 MPa, selon le niveau de charge considéré et la position des essais. Une valeur moyenne comprise entre 115 -120 MPa est représentative de l'ensemble des résultats. Les résultats de l'analyse statique confirment globalement les rétro-calculs dynamiques mais les valeurs du module  $E_{3\text{-statique}}$  sont environ 20 % plus faibles, comme on pouvait s'y attendre en raison des différences entre l'analyse statique et la nature dynamique de l'impact fourni par le FWD. Ces différences sont discutées de façon détaillée par Grenier (2007).

Par ailleurs, les résultats des essais effectués sur le stationnement revêtu sont présentés au Tableau 6.6 en Annexe B et aux Figures C-1 à C-18 en Annexe C pour l'analyse inverse dynamique. Des résultats concordants ont été obtenus par les deux méthodes d'analyse. L'écart  $E$  et l'erreur RMS sont plus faibles que ceux obtenus pour les essais sur le remblai. Les valeurs des modules ainsi obtenues sont présentées au bas du tableau. Les modules d'Young équivalents des couches de sol sous le stationnement sont plus élevés que ceux obtenues sur le remblai, possiblement parce que le sol autour de l'étañonnement a été remanié lors de la pose du cylindre.



## 7. SIMULATIONS NUMÉRIQUES

### 7.1 Introduction

Cette section présente les résultats des calculs de la réponse théorique du remblai sous l'impact du FWD. Les paramètres utilisés sont le déplacement horizontal et la contrainte radiale. Ils ont été déterminés en profondeur, aux points d'instrumentation où se trouvent les cellules de pression installées contre la paroi de l'étançonnement, comme le montre la Figure 4.1. Les modules d'Young équivalents, obtenus avec DYNAPAV-UL (voir section 6), ont été utilisés dans ce même programme pour calculer les déplacements et les contraintes correspondant aux trois niveaux de charge (25, 35 et 55 kN) aux points d'instrumentation. DYNAPAV-UL utilise la théorie élasto-dynamique et calcule les pressions et les déplacements sur une section verticale du massif continue de sol. DYNAPAV-UL ne tient pas compte et ne simule pas la présence d'un tuyau d'acier dans le sol.

### 7.2 Discussion - Résultats des simulations numériques

Les Figures 7.1 à 7.5 en Annexe D présentent les historiques des déplacements horizontaux aux quatre points d'instrumentation pour chacun des niveaux de charge à 0.95, 2.00, 2.50, 3.05 et 4.07 m de distance, respectivement. Toutes ces figures ont la même échelle afin de faciliter l'évaluation et la comparaison des résultats.

Les historiques de contraintes radiales calculés aux quatre points d'instrumentation sont montrés sur les figures 7.6 à 7.10 en Annexe D pour chacun des niveaux de charge à 0.95, 2.00, 2.50, 3.05 et 4.07 m de distance, respectivement. La forme des historiques de contraintes horizontales varie substantiellement en fonction de la distance de l'impact par rapport à la paroi de l'étançonnement. Pour les essais effectués près de la paroi, leur forme s'apparente à celle du pulse de chargement. Au-delà, leur forme ressemble d'avantage à une série d'oscillations sinusoïdales. Il est possible maintenant de comparer directement ces valeurs prédites par le modèle dynamique avec les valeurs de pressions obtenues in-situ.

Les principales observations provenant de ces calculs et de la comparaison faite avec les mesures de terrain sont :

- Pour le niveau de charge de 35 kN, une distance de 0,95 m et aux profondeurs indiquées sur la figure 7.1 (0,613 m, 1,561 m, 2,035 m, 2,512 m), les déplacements horizontaux maximums calculés sont de l'ordre de 25 à 70  $\mu\text{m}$ . Pour le même niveau de charge, les déplacements mesurés par les LVDT varient entre 20 et 50  $\mu\text{m}$ .
- Pour le niveau de charge de 55 kN, une distance de 0,95 m et une profondeur de 613 mm, les déplacements horizontaux maximums calculés sont de l'ordre de 38 à 72  $\mu\text{m}$ . Pour le même niveau de charge, les déplacements mesurés par les LVDT varient entre 20 et ~160  $\mu\text{m}$ .
- Pour le niveau de charge de 35 kN, une distance de 4,07 m et une profondeur de 613 mm, les déplacements horizontaux maximums calculés sont de l'ordre de 10  $\mu\text{m}$ . Ils atteignent 16  $\mu\text{m}$  pour un niveau de charge de 70 kN à la même profondeur. Les valeurs mesurées par les LVDT à ces profondeurs et distance varient entre 10 et 20  $\mu\text{m}$ .
- L'amplitude des contraintes radiales demeure faible, entre -8 kPa (en compression ; les contraintes en compression sont négatives dans les figures de la section 7) et 2 kPa (en

traction) pour tous les calculs numériques réalisés. Les mesures de contraintes en place (capteurs de pression CPH) ont donné des résultats tout à fait analogues : la contrainte dynamique nette mesurée reste inférieure à 11,7 kPa.

- Pour le niveau de charge de 35 kN, la contrainte radiale maximale en compression varie avec la profondeur et est de l'ordre de 3 à 5 kPa à 0,95 m de la paroi (2,2 à 6,6 kPa mesuré en place) et devient de l'ordre de 1 kPa, à 4,07 m de distance (la cellule de pression CPH-1 a mesuré 1,3 kPa).
- Pour le niveau de charge de 55 kN, la contrainte radiale maximale en compression varie avec la profondeur et varie de 4,4 à 7,6 kPa à 0,95 m de la paroi (les pressions mesurées à cette distance varient entre 3,3 et 11,7 kPa, ce qui est très proche). Elle devient de l'ordre de 1,6 kPa à 4,07 m de distance et à une profondeur de 0,61 m (la cellule de pression CPH-1 donne une pression de 1,9 kPa).

La comparaison des données de terrain avec les historiques de contraintes et de déplacement calculées par le modèle dynamique est donc satisfaisante au niveau des valeurs maximales ponctuelles. Toutefois, une comparaison plus fine des historiques de pressions calculées (Figures 7.6 à 7.10) avec les historiques enregistrés (Figures 5.22 et 5.23) permet de constater que le modèle élasto-dynamique ne peut pas reproduire toute la complexité de la réponse temporelle en pression de l'étançonnement: les 3 capteurs de pression localisés plus en profondeur (CPH-2, CPH-3, CPH-4) ont plutôt relevé une inversion du sens de la première pointe de chargement (donc, un déchargement ou décompression) alors que le premier capteur de pression enregistrait une compression. Cette observation met donc en évidence une certaine limitation des modèles en continuum élastique pour étudier les effets sur une tubulure flexible.

L'étude des contraintes et des déplacements dans un étançonnement tubulaire devrait donc être faite par des modèles dynamiques mais en tenant compte de l'interaction sol-structure.



## 8. CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

### 8.1 Conclusion

Cette étude avait pour but de déterminer, par des investigations expérimentales et numériques, si les tuyaux TTAOG-1500 ont la capacité nécessaire pour être utilisés comme système d'étançonnement pour des excavations verticales et temporaires et permettent de réduire les distances de garde en tête d'étançonnement. Voici les conclusions de l'étude.

#### 8.1.1 Conclusions générales

Les résultats des investigations conduites dans le cadre de cette étude ont permis de démontrer qu'un tuyau TTAOG-1500 intact et utilisé correctement est extrêmement robuste et a la capacité mécanique nécessaire, sous des conditions qui seront précisées plus loin, de supporter les actions mécaniques suivantes :

- (a) les surcharges provenant du dépôt de matériaux de construction ou la présence de véhicules stationnés à moins de 1,2 mètre du sommet de l'étançonnement tubulaire; cependant, pour des considérations pratiques de sécurité en chantier, nous recommandons de maintenir, en tout temps, un dégagement de 0,6 m (ou 2 pieds) entre la tête de l'étançonnement tubulaire et la surcharge statique;
- (b) les surcharges dynamiques engendrées par la circulation de véhicules ou d'équipements lourds comme les camions de transports de matériaux (exemple, le camion Mack 10 roues, le rouleau compacteur Ingersoll-Rand ou le camion VAC-CON). Ces véhicules lourds peuvent circuler ou stationner, en toute sécurité, à moins de 3 mètres du sommet des parois, mais à plus de 1 m. La masse totale en charge de ces véhicules ne doit pas dépasser 25 250 kg.

Les résultats ont également démontré l'influence significative des facteurs suivants : défauts de chaussée, distance en tête et nature dynamique de la surcharge. Pour ces raisons, et aussi pour des considérations pratiques de sécurité, nous recommandons de ne pas autoriser le passage de véhicules lourds ou d'équipements de construction à une distance de l'étançonnement TTAOG inférieure à 1,0 m.

#### 8.1.2 Conclusions spécifiques

- Les surcharges transitoires et dynamiques développées sur la paroi verticale de l'étançonnement lors du passage des équipements lourds de construction (camions, rouleau, etc.) se superposent au poids des terres; elles sont significatives et doivent être prises en compte dans le calcul des étançonnements;
- La réponse du TTAOG-1500 à un chargement statique par blocs est complexe. Le tuyau a d'abord été sollicité statiquement par le déversement de sable, puis par le dépôt de 15 blocs de béton placés contre le tuyau. Ceux-ci imposent une pression verticale de contact de 45 kPa. Les mesures expérimentales ont permis de constater les faits suivants:
  - la compression diamétrale maximale ( $\Delta D_{\text{TTAOG}}$ ) du tuyau TTAOG sous l'action de la poussée des terres par le sable seul est de 0,07 mm (0,005% de  $D_{\text{TTAOG}}$ ) et survient près de la surface (à 606 mm sous la surface) ;

- $\Delta D_{\text{TTAOG}}$  augmente à 0,36 mm (à une profondeur de 606 mm), suite à l'application des blocs de béton. La déformation nette maximale, due aux blocs de béton, est alors de 0,29 mm (ou 0,02 % du diamètre du tuyau) ;
- les déplacements nets peuvent donc être considérés comme globalement négligeables lors de ces essais de chargement statique.
- La contrainte horizontale, mesurée sur le tuyau après le déversement et la mise en place du sable autour du TTAOG et son compactage, conduit à un rapport de contraintes initiales de  $\sigma'_{ho}/\sigma'_{vo}$  de l'ordre de 1,4 à une profondeur de 2,49 m. Cette valeur élevée s'explique par le compactage du sable autour du TTAOG, ce qui a augmenté la contrainte horizontale.
- Le dépôt de blocs de béton a induit une augmentation maximale des contraintes horizontales (i.e. une « surcharge » ou une « contrainte nette »  $\Delta\sigma$ ) de 3,2 kPa au niveau du premier capteur de pression horizontale (CPH 1) et une relaxation des contraintes aux niveaux des autres capteurs situés en profondeur (CPH 2, CPH 3 et CPH 4). La diminution maximale des contraintes est de 15% à une profondeur de 2,5 m.
- Influence des différents paramètres :
  - Distance en tête d'étançonnement : les surcharges dynamiques latérales augmentent rapidement lorsque la distance en tête d'étançonnement diminue. Dans un cas, notamment (avec camion Mack et dos d'âne), la surcharge horizontale (ou contrainte nette) a augmenté de 600 % lorsque la distance en tête passe de 2,0 m à 0,2 m (essai C10-A1-V10-D0,2). Les déplacements nets diminuent aussi rapidement lorsque la distance en tête d'étançonnement augmente. Par exemple, pour le cas des essais C10-A1-V10 (camion Mack, dos d'âne, vitesse de 10 km/h), le déplacement net mesuré à une profondeur de 613 mm passe de 0,03 mm à 0,94 mm, lorsque la distance en tête pour le passage du camion Mack (C10) passe de 2 m à 0,2 m. Cette valeur de 0,94 mm est le maximum atteint impliquant tous les équipements. Elle représente 0,02% du diamètre (D) du tuyau TTAOG, ce qui est largement en deçà de la valeur à la rupture qui est généralement de 5%D;
  - Vitesse : La vitesse a tendance à légèrement augmenter les contraintes et les déplacements horizontaux dans le tuyau;
  - Défauts de chaussée : Les défauts dans la chaussée ont un impact significatif sur la réponse de l'étançonnement tubulaire. Un dos d'âne a été mis en place à proximité du TTAOG pour simuler les défauts dans la chaussée et les mesures ont montré que la surcharge latérale s'accroît par un facteur de 3,5 (à une profondeur de 0,61 m et à une distance en tête de 0,2 m) en présence d'un dos d'âne. Toutefois, cet effet s'atténue très rapidement avec la distance en tête : à une même profondeur de 0,61 m mais à une distance de 2,0 m, le facteur d'accroissement de la contrainte n'est plus que de 1,3. Un comportement similaire a été observé pour les déplacements horizontaux.
  - Impact : Dans le cas des charges par impact, telles que celles induites par le FWD, les surcharges dynamiques horizontales ( $\Delta\sigma$ ) les plus fortes ont été mesurées à faible profondeur (613 mm); le  $\Delta\sigma$  le plus élevé est de 11,7 kPa pour l'essai exécuté à une distance de 0,95 m et une charge de 55 kN. Les résultats montrent également que plus le poids de la charge d'impact est élevé, plus la surcharge dynamique horizontale est élevée : la surcharge  $\Delta\sigma$  passe de 5,1 kPa à 11,7 kPa (facteur de 2,3) pour des forces d'impact allant de 25 kN à 55 kN (rapport de 2,2);

Pour tous les paramètres étudiés en régime dynamique, la distance de l'éтанçonnement joue un rôle clé et a systématiquement une influence défavorable. Les effets dynamiques s'atténuent rapidement avec la distance en tête d'éтанçonnement. Dans ce contexte, la réglementation actuelle a bien saisi l'importance de ce paramètre.

Un modèle élasto-dynamique par éléments spectraux intégré dans le code DYNAPAV-UL a aussi été utilisé pour étudier la distribution des contraintes et des déplacements dans le sol sous l'action d'un impact dynamique. Les propriétés du sol ont été déterminées par rétro-calcul dynamique selon la méthode développée par Grenier (Grenier, 2007). Le modèle a ainsi permis de prédire de façon satisfaisante les valeurs de pointe des déplacements et des contraintes. Néanmoins, la méthode n'a pas pu capturer certains phénomènes complexes reliés à la dynamique du comportement en interaction du système TTAOG-sol encaissant. De ce fait, son utilisation ne peut pas être recommandée pour extrapoler les résultats à d'autres situations ou configurations analogues.

## **8.2 Recommandations**

### **8.2.1 *Recommandations spécifiques à l'étude***

Les travaux de chantier ont clairement démontré le comportement robuste des TTAOG. Aussi, un TTAOG-1500, en bon état et complètement confiné par le sol, peut être utilisé de façon sécuritaire en présence de véhicules ou équipements lourds ou de dépôts de matériaux de construction pour les conditions suivantes :

- (ii) distance de circulation supérieure à 1,0 m;
- (iii) distance des dépôts de matériaux ou autres surcharges supérieure à 0,6 m;
- (iv) masse totale des camions en charge inférieure à 25 250 kg;
- (v) aucun défaut significatif de chaussée (trou, nid-de-poule, crevasse, etc.) n'est présent à l'intérieur d'une distance de 2,0 m de l'éтанçonnement;

### **8.2.2 *Recommandations pour travaux ultérieurs***

Les mesures en chantier ont montré que la réponse mécanique de l'éтанçonnement tubulaire, tant en régime dynamique que statique, est complexe et fait intervenir des considérations d'interaction sol-structure que les théories conventionnelles de Coulomb ou de Rankine ou élasto-dynamique sont incapables de capter entièrement. Nous recommandons de poursuivre les travaux de recherche sur l'analyse structurale des éтанçonnements pour en arriver à développer une méthode pratique de calcul et de dimensionnement qui tient compte des effets dynamiques et de l'interaction sol-structure.



## 9. BIBLIOGRAPHIE

Al-Khoury, R., Scarpas, A., Kastergen, C., Blaauwendraad, J. 2001. Spectral Element Technique for Efficient Parameter Identification of Layered Media, Part I. Forward Calculation. *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 38, No 9, pp. 1605-1623.

ASTM. 2006. Norme D2412: Standard Test Method for Determination of External Loading Characteristics of Plastic Pipe by Parallel-Plate Loading. Volume 08.04, January 2006, Plastic Pipe and Building Products.

Burns Q., Richard, M. 1964. Attenuation of Stresses for Buried Cylinders, Proc., Symposium of Soil-Structure Interaction, Univ. of Arizona Eng. Research Lab., Tucson, Arizona..

Chang, D.-W., Kang, Y. V., Roësset, J. M., Stokoe II, K. H. 1992. Effect of Depth to Bedrock on Deflection Basins Obtained with Dynaflect and Falling Weight Deflectometer Tests. *Transportation Research Record* 1355, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp. 8-16.

Davis, T.G., Mamlouk, M.S. 1985. Theoretical Response of Multilayer Pavement System to Dynamic Non-Destructive Testing, *Transportation Research Record* 1022, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp. 1-7.

Grenier, S. 2007. Analyse dynamique du déflectomètre à masse tombante. Thèse de doctorat, département de génie civil, Université Laval.

Huang, Y. H. 1993. *Pavement Analysis and Design*. Prentice-Hall Inc., 805 p.

Irwin, L.H. 1994. Instruction Guide for Back-Calculation and the Use of MODCOMP3 Version 3.6. Cornell University, Local Roads Program, CLRP Publication No 94-10.

Irwin, L.H., Yang, W.S., Stubstad, R.N. 1989. Deflection Reading Accuracy and Layer Thickness Accuracy in Back calculation of Pavement Layer Moduli. ASTM STP 1026, A.J. Bush III et G.Y. Baladi, Édition, American Society for Testing and Materials, Philadelphie, pp. 229-244.

Lan, A., Daigle, R., LeBoeuf, D. et Chaallal, O. 2003. Validation d'un étançonnement fait d'un tuyau de polyéthylène haute densité ou de profilés métalliques normalement utilisés pour les ponceaux et les égouts. Études et recherches, Rapport R-336, Montréal, IRSST, 2003, 140 pages.

Lytton, R.L., Uzan, J., Fernando, E.G., Roque, R., Hiltunen, D., Stoffels, S.M. 1993. Development and validation of Performance Prediction Models and Specifications for ASPHALT Binders and Paving Mixes. Report SHRP-A-357, Strategic Highway Research Program, National Research Council, Washington, D.C.

McGrath, T. J. 1999. "Calculating Loads on Buried Culverts Based on Pipe Hoop Stiffness," Annual Meeting of the Transportation Research Board.

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

S-2.1, r.6. 2006. Code de sécurité pour les travaux de construction. Éditeur officiel. Québec.

Stolle, D.F.E., Parvini, M. 2001. A Look at Modelling Errors for Falling Weight Deflectometer Backcalculation. 80<sup>th</sup> Annual Meeting, Transportation Research Board, Washington, D.C. Paper No. 012325, 16 p.

Uzan, J., Lytton, R.L., Germann, F.P. 1989. General Procedure for Backcalculating Layer Moduli. Nondestructive Testing of Pavements and Backcalculation of Moduli, ASTM STP 1026, A.J. Bush III and G.Y. Baladi, Eds., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, pp. 217-228.

Watkins R.K, Anderson, L.R. 1999. Structural Mechanics of Buried Pipes. CRC Press, New York, NY, 444 p.

Watkins R.K., Moser, A.P. 1971. Response of Corrugated Steel Pipe to External Soil Pressures, Highway Research Record 373, pp. 88-112.

Watkins, R.K., Reeves. 1980. Plastiques Big 'O'.