



HAL
open science

Évaluation de l'impact du creusement au tunnelier à front pressurisé sur des fondations profondes : expérimentation en vraie grandeur et modélisation numérique

Agathe Michalski

► To cite this version:

Agathe Michalski. Évaluation de l'impact du creusement au tunnelier à front pressurisé sur des fondations profondes : expérimentation en vraie grandeur et modélisation numérique. Infrastructures de transport. École Nationale des Travaux Publics de l'État [ENTPE], 2023. Français. NNT : 2023ENTP0004 . tel-04517358

HAL Id: tel-04517358

<https://theses.hal.science/tel-04517358>

Submitted on 22 Mar 2024

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

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



N° d'ordre NNT : 2023ENTP0004

THÈSE DE DOCTORAT DE L'ENTPE Membre de l'Université de Lyon

**École Doctorale N° 162
(Mécanique, Energétique, Génie Civil, Acoustique)**

Spécialité / discipline de doctorat : Génie Civil

Soutenue publiquement le 05/07/2023, par :
Agathe MICHALSKI

Évaluation de l'impact du creusement au tunnelier à front pressurisé sur des fondations profondes

Expérimentation en vraie grandeur et modélisation numérique

Devant le jury composé de :

EMERIAULT Fabrice	Pr, Université Grenoble Alpes	(Président et rapporteur)
PERREIRA Jean-Michel	Pr, Ecole Nat. des Ponts et Chaussées	(Rapporteur)
BOURGEOIS Emmanuel	IGPEF, HDR, Université Gustave Eiffel	(Examineur)
VIGGIANI Giulia	Pr, Université de Cambridge (UK)	(Examinatrice)
BOUTIN Claude	Directeur de recherche ICTPE, ENTPE	(Directeur de thèse)
BERTHOZ Nicolas	Docteur ITPE, CETU	(Co-encadrant)
BRANQUE Denis	Chargé de recherche MTE, ENTPE	(Co-encadrant)
KREZIAK Charles	IDTPE, Société du Grand Paris	(Invité)

*« Le bonheur ne se trouve pas au sommet de la montagne,
mais dans la façon de la gravir. »*

Confucius

Remerciements

Je tiens à remercier chaleureusement mes encadrants de thèse Nicolas Berthoz et Denis Branque, ainsi que mon directeur de thèse Claude Boutin, pour leur implication, leur temps et leur patience. J'ai beaucoup appris à leurs côtés et je leur en suis reconnaissante.

Ce travail de thèse a été réalisé dans le cadre du projet TULIP. J'adresse mes remerciements aux partenaires de ce projet : le CETU et l'ENTPE (où j'ai réalisé ma thèse), la SGP et l'UGE. Je remercie également les entreprises partenaires Egis, Eiffage et Cementys qui ont permis la bonne réalisation de l'expérimentation en vraie grandeur.

J'adresse également mes remerciements à Antoine Rallu et Cristopher Mercado Chavez pour leur grande aide sur le volet numérique.

Je remercie tous les membres du jury pour l'intérêt porté à mon travail, pour leur remarques et suggestions constructives lors de ma soutenance.

Je tiens finalement à remercier ma famille et mes amis pour m'avoir soutenue tout au long de cette thèse.

Evaluation de l'impact du creusement au tunnelier sur des fondations profondes – Expérimentation en vraie grandeur et modélisation numérique

L'extension des villes et la demande croissante de mobilité, couplées à la volonté de limiter les impacts environnementaux, conduisent à utiliser davantage l'espace souterrain pour y développer des infrastructures. Pour cela, le recours aux tunneliers à front pressurisé est de plus en plus fréquent, en particulier en sites urbains afin de garantir la stabilité de l'ouvrage en cours d'excavation et de limiter les impacts sur les ouvrages avoisinants.

Ce travail de thèse vise à améliorer la compréhension des phénomènes d'interaction tunnelier / terrain / pieu à partir d'observations expérimentales, et le développement d'une procédure de modélisation numérique 3D capable de reproduire fidèlement la phénoménologie observée. Cette thèse a été réalisée dans le cadre du projet de recherche TULIP (TUunneliers et Limitation des Impacts sur les Pieux).

La première partie de ce mémoire concerne l'expérimentation en vraie grandeur réalisée sur la future ligne 16 du métro parisien dans le cadre de ce projet de recherche. L'influence des paramètres de pilotage de la machine, les déplacements générés dans le terrain lors du creusement (en surface mais également dans la couche de couverture) et la redistribution des efforts dans les pieux sont analysés.

La seconde partie de ce mémoire est consacrée à la présentation d'un modèle numérique tridimensionnel réalisé à l'aide du code de calculs aux différences finies FLAC3D. Les résultats numériques obtenus sont confrontés aux résultats expérimentaux issus des différentes étapes de l'étude : fonçage des pieux, creusement en terrain vierge et en présence de pieux.

Mots-clés : tunnel, tunnelier à front pressurisé, expérimentation en vraie grandeur, modélisation numérique, fondations profondes, interaction tunnelier / sol / pieu.

Evaluation of the impact of tunnel excavation with tunnel boring machine on deep foundations - Full-scale experimentation and numerical modelling

The expansion of cities and the growing demand for mobility, coupled with the desire to limit environmental impacts, are leading to greater use of underground space for infrastructure development. For this purpose, the use of pressurised tunnel boring machines (TBMs) is becoming increasingly frequent, especially in urban areas, in order to guarantee the stability of the structure during excavation and to limit the impact on the neighbouring structures.

This PhD work aims to improve the understanding of the phenomena of TBM/ground/pile interaction based on experimental observations, and the development of a 3D numerical modelling procedure capable of faithfully reproducing the observed phenomenology. This PhD work was realized in TULIP project (TBMs and Limitation of Impacts on Piles) research project.

The first part of this thesis concerns the full-scale experiment carried out on the future line 16 of the Parisian subway as part of this research project. The influence of the machine control parameters, the displacements generated in the ground during excavation (on the surface but also in the cover layer) and the redistribution of forces in the piles are analysed.

The second part of this thesis presents the three-dimensional numerical modelling carried out on the finite difference software FLAC3D. The numerical results obtained are compared with the experimental results from the different stages of the study: pile driving, greenfield ground and piles response to EPBM tunnelling.

Keywords: tunnel, pressurised tunnel boring machines (TBMs), full-scale experiment, deep foundations, TBM / soil / pile interaction.

Principales notations utilisées

<p>Modèle géotechnique :</p> <p>k_v : perméabilité verticale moyenne k_h : perméabilité horizontale moyenne γ : poids volumique humide (naturel) E_{M-a} : moyenne arithmétique des modules pressiométriques, à mi-profondeur de couche ΔE_{M-z} : évolution de la moyenne arithmétique des modules pressiométriques avec la profondeur E_{M-g} : moyenne géométrique des modules pressiométriques, toutes profondeurs confondues E_{M-h} : moyenne harmonique des modules pressiométriques, toutes profondeurs confondues p_{l-a} : moyenne arithmétique des pressions limites pressiométriques, à mi-profondeur de couche C_c : indice de compression C_s : indice de gonflement σ'_p : contrainte de préconsolidation E_{50-ref} : module sécant à 50% du déviateur ultime E_{ur-ref} : module de déchargement / rechargement ν : coefficient de Poisson c' : cohésion effective φ' : angle de frottement Ψ' : angle de dilatance $\sigma_{h0-axis}$ ($\sigma_{v0-crown}$) : contrainte géostatique horizontale totale dans l'axe (contrainte géostatique verticale totale en clé) K_0 : coefficient de pression des terres au repos</p> <p>Mesures sur le tunnelier :</p> <p>$P_{ch-axis}$: pression dans la chambre d'abattage, dans l'axe P_f : pression frontale dans l'axe imposée dans le modèle numérique ($P_{ch} + CWF/S$) $\Delta P/\Delta z$: gradient vertical de pression dans la chambre d'abattage $P_{bentonite}$: pression d'injection de bentonite le long du bouclier (valeur en clé) P_{mortar} ou P_b : pression d'injection de mortier à l'arrière de la jupe (valeur en clé) P_j : pression d'injection le long de la jupe CWF (cutting wheel force) : force de contact exercée par la roue de coupe sur le terrain CWT (cutting wheel torque) : couple exercé sur la roue de coupe SF (shield frictional) : frottement entre le bouclier et le sol TAT (total advancement thrust) : poussée totale d'avancement</p>	<p>TEST (tractive effort of the shield tail) : force de traction de la jupe TESUT (tractive effort of the supply train) : force de traction du train suiveur S : surface du front de taille = $\pi D^2/4$ où D est le diamètre du tunnel ω_{cw} : vitesse de rotation de la roue de coupe v_{adv} : vitesse d'avancement du tunnelier</p> <p>Déplacements du terrain :</p> <p>α_X : la distance longitudinale au front de taille correspondant à 50% du tassement final, adimensionnée par le diamètre du tunnel α_Y : distance transversale du centre de la fonction gaussienne à l'axe du tunnel, divisée par le diamètre du tunnelier I_X : paramètre de longueur caractérisant le profil de tassement, adimensionné par le diamètre du tunnel I_Y : distance horizontale adimensionnée du point d'inflexion par rapport à l'axe du tunnel u_x : déplacement du terrain dans la direction longitudinale à l'axe du tunnel u_y : déplacement du terrain dans la direction transversale horizontale à l'axe du tunnel u_z : déplacement du terrain dans la direction verticale X_{st} : distance longitudinale entre la roue de coupe et le point de mesure considéré, adimensionnée par le diamètre du tunnel X_{pt} : distance longitudinale entre la roue de coupe et le pieu considéré, adimensionnée par le diamètre du tunnel</p> <p>Utilisées dans le modèle numérique :</p> <p>R_f : ratio de rupture $\frac{q_f}{q_a}$ (< 1) (q_f : valeur de rupture définie par le critère de Mohr-Coulomb ; q_a : valeur asymptotique du déviateur) m : l'exposant relatif au module élastique q_s : frottement latéral unitaire k_n, k_s : rigidités normales et tangentielles de l'interface terrain / pieu</p>
---	--

Table des matières

TABLE DES MATIERES	7
Table des illustrations	9
Liste des tableaux.....	13
INTRODUCTION GENERALE	15
EXPERIMENTATION EN VRAIE GRANDEUR	18
1 Etat de l'art des expérimentations consacrées à l'impact du creusement d'un tunnel sur des pieux	19
1.1 Recherches menées sur modèles réduits centrifugés	19
1.2 Recherches menées sur modèles réduits non centrifugés	20
1.3 Recherches menées grâce à des expérimentations en vraie grandeur	21
1.4 Principaux résultats issus des approches expérimentales	22
1.5 Synthèse des points restant à explorer.....	24
2 Présentation du site expérimental, de l'instrumentation du terrain et du tunnelier	26
2.1 Localisation, modèles géologique, hydrogéologique et géotechnique du site expérimental	26
2.2 Instrumentation du terrain	32
2.3 Principe constructif et instrumentation des pieux	34
2.4 Présentation du tunnelier	40
2.5 Planning de déroulement de l'expérimentation	44
3 Chargement vertical des pieux jusqu'à leur charge de service	45
3.1 Déplacements et déformations axiales dans les pieux durant le chargement	45
3.2 Efforts dans les pieux au cours du chargement	46
3.3 Moments fléchissants	48
3.4 Comportement des pieux durant la phase d'attente précédant le passage du tunnelier	50
4 Analyse des données tunnelier lors de la traversée du site TULIP	52
4.1 Pressions appliquées au front	54
4.2 Sensibilité du couple sur la roue de coupe aux conditions d'excavation.....	56
4.3 Pressions et volumes d'injection du mortier de bourrage.....	58
4.4 Comparaison des données machine avec d'autres chantiers de tunnel en région parisienne.....	59
5 Réponse du terrain au creusement	62
5.1 Profils longitudinaux des déplacements verticaux du sol en surface	62
5.2 Déplacements verticaux du sol	66
5.3 Déplacements horizontaux du sol en surface et en profondeur	72
5.4 Synthèse de la cinématique	77
5.5 Variation de la pression interstitielle	78
5.6 Synthèse.....	81
6 Réponse des pieux au creusement	83
6.1 Déplacements de la tête des pieux	83
6.2 Variations de l'effort axial et du frottement latéral.....	85
6.3 Moments fléchissants	88
6.4 Synthèse.....	90

MODELISATION NUMERIQUE	93
7 Etat de l'art des modélisations numériques consacrées à l'impact du creusement d'un tunnel sur des pieux....	94
7.1 Points communs et différences entre les modèles numériques existants	94
7.2 Principaux résultats issus des approches numériques.....	95
7.3 Apports de l'exercice de prévision organisé dans le cadre du projet de recherche TULIP	98
7.4 Synthèse des points restants à explorer	100
8 Présentation des modèles numériques	101
8.1 Description du modèle.....	101
8.2 Modèles de comportement	103
8.3 Phasage des calculs.....	105
8.4 Etude de maillage	107
8.5 Influence du ratio-local	109
9 Modélisation numérique du chargement axial d'un pieu isolé : résultats et analyse.....	111
9.1 Comparaison des résultats du modèle numérique de référence aux résultats expérimentaux.....	111
9.2 Etudes de sensibilité	113
9.3 Synthèse des résultats obtenus lors des calculs préliminaires et lors du chargement des pieux.....	120
10 Modélisation numérique du creusement au tunnelier en présence d'un pieu.....	121
10.1 Comparaison des résultats du modèle numérique de creusement en terrain vierge aux résultats expérimentaux	121
10.2 Comparaison des résultats du modèle numérique de l'interaction tunnelier / sol / pieu aux résultats expérimentaux	126
11 Etudes paramétriques.....	133
11.1 Influence des paramètres de pilotage du tunnelier.....	133
11.2 Influence des paramètres mécaniques.....	136
11.3 Synthèse des résultats obtenus sur le modèle tunnelier / terrain / pieux	140
CONCLUSION GENERALE.....	142
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	146

Table des illustrations

Figure 1-1 : Schéma du dispositif expérimental de Lee & Chiang (2007).....	20
Figure 1-2 : Dispositif de tunnelier à pression de terre de l'ENTPE	21
Figure 1-3 : Configurations des expérimentations en vraie grandeur.....	22
Figure 1-4 : Synthèse des zones d'influence issues de la littérature avec des pieux simples	23
Figure 1-5 : Evolution des tassements du pieu P1 et du sol avoisinant pour différentes pressions frontales (vert : pression faible ; bleu : pression intermédiaire ; rouge : pression élevée) (Bel 2018)	24
Figure 2-1 : Localisation du site expérimental TULIP le long de la ligne 16 du projet du Grand Paris Express	26
Figure 2-2 : Vue du site expérimental TULIP et de ses avoisinants.....	27
Figure 2-3 : Vue en plan de l'instrumentation du terrain, des trois pieux instrumentés (nommés P1, P2 et P3) et des massifs de réaction, du tunnel avec ses numéros d'anneaux.....	27
Figure 2-4 : Vue en coupe de la stratigraphie du site expérimental TULIP, du tunnel et des trois pieux instrumentés (P1, P2, P3), et de l'instrumentation en profondeur des sections de mesures renforcées nord (SMRN) et sud (SMRS)	28
Figure 2-5 : Photographies des faciès rencontrés	29
Figure 2-6 : Plan des sondages utilisés dans la construction des modèles géologique et géotechnique du site.....	29
Figure 2-7 : Evolution du module pressiométrique E_M et de la pression limite p_l avec la profondeur	30
Figure 2-8 : Schéma de principe du capteur de pression piézo-résistif.....	34
Figure 2-9 : Méthodologie adoptée pour la réalisation des pieux forés simples et à la tarière creuse (btp-cours.com)	35
Figure 2-10 : Disposition des cordes vibrantes et des fibres optiques par filant (a) ; disposition des capteurs à cordes vibrantes le long des trois pieux (b)	36
Figure 2-11 : Système de chargement des pieux (Mohamad, 2022).....	37
Figure 2-12 : Schéma de branchement des fibres optiques à la centrale optique (Mohamad, 2022).....	39
Figure 2-13 : Exemple de mesure de déformation issue de la fibre optique pour P1 – avant et après lissage (Mohamad, 2022)	40
Figure 2-14 : Schéma de suivi des déplacements en tête des pieux (Mohamad, 2022).....	40
Figure 2-15 : Schéma de principe d'un tunnelier à pression de terre (source : Herrenknecht)	41
Figure 2-16 : Géométrie et configuration du TBM (a) ; outils de la roue de coupe et position des buses d'injection du mortier de bourrage (b) ; position des capteurs de pression dans la chambre (c)	43
Figure 2-17 : Planning de l'expérimentation en vraie grandeur	44
Figure 3-1 : Tassements des pieux lors de leur phase de chargement.....	45
Figure 3-2 : Déformations axiales moyennes en fonction du temps pendant le chargement (Mohamad, 2022)....	46
Figure 3-3 : Déformations axiales moyennes pendant le chargement des pieux P1 (a), P2 (b) et P3 (c) au cours du chargement en fonction de la profondeur (Mohamad, 2022).....	46
Figure 3-4 : Courbes (a) contrainte-déformation et (b) module-déformation pour chaque pieu (Mohamad, 2022)	47
Figure 3-5 : Distributions de l'effort axial (a) et du frottement latéral (b) dans les pieux à l'issue du chargement..	48
Figure 3-6 : Convention des signes adoptée pour le calcul des moments et positionnement de l'instrumentation dans les pieux (Mohamad, 2022)	49
Figure 3-7 : Evolution des moments transversaux M_x dans les pieux P1 (a), P2 (b) et P3 (c) (Mohamad, 2022)....	50
Figure 3-8 : Evolution des moments longitudinaux M_y dans les pieux P1 (a), P2 (b) et P3 (c) (Mohamad, 2022)..	50
Figure 3-9 : Déformations axiales mesurées en tête des pieux en fonction du temps (Mohamad, 2022)	51
Figure 4-1 : Position de la roue de coupe en fonction du temps et par rapport à la position des sections de mesures (SMRN, SMRS) et des pieux (P1, P2, P3).....	52
Figure 4-2 : Détails de l'action de poussée du tunnelier sur le front de taille lors de la traversée du site expérimental TULIP : (a) pression frontale moyenne dans la chambre ; (b) effort de contact sur la roue de coupe ; (c) poussée totale d'avancement ; (d) pression totale moyenne appliquée sur le front de taille du tunnel.....	53
Figure 4-3 : Exemple d'évolution de la pression dans la chambre d'abattage avec la profondeur lors de différentes phases : (a) excavation ; (b) pose d'anneau ; (c) week-end	55

Figure 4-4 : Evolution du gradient de pression (dp/dz) dans la chambre d'abattage pendant le creusement sous le site expérimental TULIP lors de différentes phases : (a) excavation ; (b) pose d'anneau ; (c) week-end.....	56
Figure 4-5 : Evolution des variables enregistrées du TBM sur cinq anneaux caractéristiques : (a) couple de rotation de la roue de coupe ; (b) force de contact de la roue de coupe sur le massif de sol ; (c) masse de matériau extraite par le convoyeur à bande ; (d) volume de mousse injectée dans la chambre d'abattage.....	57
Figure 4-6 : Paramètres de pilotage du TBM enregistrés pendant la traversée du site TULIP : (a) pression d'injection de la ligne A1 en fonction du temps ; (b) pression moyenne d'injection de mortier par anneau pour les différentes lignes ; (c) volume moyen de mortier injecté par anneau pour les différentes lignes.....	59
Figure 4-7 : Synthèse des principales forces exercées sur le bouclier (a) et sur le sol par le bouclier (b).....	60
Figure 5-1 : Tassements finaux en surface mesurés le long de la ligne SMRL au-dessus de l'axe du tunnel.....	62
Figure 5-2 : Profils longitudinaux des déplacements verticaux du sol en surface mesurés le long de la ligne SMRL pendant le passage du tunnelier dans les zones nord (a) et sud (b) du site TULIP.....	64
Figure 5-3 : Profils longitudinaux des déplacements verticaux normalisés du sol en surface mesurés lors du passage du tunnelier dans le cas des projets parisiens TULIP (Ligne 16) et Tramway T6.....	65
Figure 5-4 : Influence des variations de la pression frontale du tunnelier sur les tassements du sol en surface le long de la ligne SMRL pour trois événements singuliers rencontrés lors de la traversée du site TULIP.....	67
Figure 5-5 : Profils transversaux des cuvettes de tassement tracés en fonction de la distance normalisée au front de taille (X_{st}) pour les lignes (a) SMRN et (b) SMRS.....	68
Figure 5-6 : Cuvettes transversales de tassements normalisées induites lors du passage du tunnelier sur le projet TULIP (ligne 16) et sur le tramway T6.....	69
Figure 5-7 : Déplacements verticaux de l'extensomètre E4 situé au-dessus de l'axe du tunnel en fonction du temps (a) et de la distance au front (b).....	70
Figure 5-8 : Déplacements verticaux des ancrs des extensomètres positionnés de part et d'autre du tunnel : le long de la ligne SMRN (a) et le long de la ligne SMRS (b).....	71
Figure 5-9 : Cuvettes de tassement à différentes profondeurs z le long de la ligne SMRS, après stabilisation des déplacements du sol (état final).....	72
Figure 5-10 : Déplacements horizontaux du sol en surface dans la direction transversale pour les lignes SMRN (a) et SMRS (b) (évolution en fonction de la distance au front de taille).....	73
Figure 5-11 : Distribution des déplacements transversaux du sol en surface mesurés le long des lignes SMRN et SMRS (état final) et déduite de l'équation de Mair et Taylor (1997).....	74
Figure 5-12 : Déplacements horizontaux transversaux en profondeur mesurés par les différents inclinomètres : (a) I1, I2, I3 (ligne SMRN) ; (b) I4, I5 (ligne SMRS).....	75
Figure 5-13 : Déplacements horizontaux du sol en surface dans la direction longitudinale pour les lignes SMRN (a) et SMRS (b) (évolution en fonction de la distance au front de taille).....	76
Figure 5-14 : Déplacements horizontaux longitudinaux en profondeur le long de : (a) I1, I2, I3 (ligne SMRN) ; (b) I4, I5 (ligne SMRS).....	77
Figure 5-15 : Vecteurs de déplacement total déduits des mesures extensométriques et inclinométriques dans les sections SMRN (a) et SMRS (b).....	78
Figure 5-16 : Pression moyenne mesurée dans la chambre d'abattage et variation de la pression interstitielle mesurée au niveau de la section SMRS par les deux cellules CPI pendant l'avancement du tunnelier.....	80
Figure 5-17 : Pression moyenne mesurée dans la chambre d'abattage et variation de la pression interstitielle mesurée au niveau de la section SMRS par les deux cellules CPI pendant le week-end d'arrêt du tunnelier.....	80
Figure 6-1 : Profil longitudinal de tassement de la tête des pieux P1 (a), P2 (b) et P3 (c) et comparaison avec le profil de tassement du terrain à la même position ; (d) synthèse des zones d'influence déduites de la littérature.....	84
Figure 6-2 : Déplacements horizontaux des pieux et du sol en surface au niveau des sections de mesures nord et sud, dans les directions longitudinale (a) et transversale (b).....	85
Figure 6-3 : Effort axial et frottement latéral le long des pieux P1 (a), P2 (b) et P3 (c).....	87
Figure 6-4 : Distribution des moments de flexion transversaux M_x (a, b, c) et longitudinaux M_y (d, e, f) pour les trois pieux.....	89
Figure 6-5 : Synthèse des composantes verticales du vecteur de déplacement total le long des pieux et dans le sol avoisinant lorsque les pieux sont situés loin à l'arrière du front de taille.....	92

Figure 7-1 : Modèle numérique relatif à l'interaction tunnelier / sol / fondation réalisé par Li & Zhang (2020) ...	95
Figure 7-2 : influence de la profondeur du tunnel sur l'évolution des déplacements verticaux de la tête des pieux (Soomro et al., 2015)	96
Figure 7-3 : Evolution du moment fléchissant maximal en fonction de la distance transversale tunnel / pieu et de la profondeur de l'axe du tunnel, pour deux diamètres différents de pieu (Jongpradist et al., 2013).....	96
Figure 7-4 : Principe de transfert de charge dans un groupe de pieux.....	97
Figure 7-5 : Mobilisation du frottement latéral le long du pieu P1 : (a) test TT ; (b) test BB de la modélisation numérique de Hong et al (2015).....	97
Figure 7-6 : Tassements de la tête du pieu en fonction du tassement maximal en surface (Berthoz <i>et al</i> , 2020).....	99
Figure 8-1 : Géométrie du modèle numérique (sur la vue globale, la moitié gauche du modèle est cachée).....	102
Figure 8-2 : (a) Densification du maillage du sol autour du pieu ; (b) coupe transversale du maillage du pieu et du tunnel ; (c) coupe en plan du maillage du pieu (exemple de P3)	103
Figure 8-3 : Procédure de modélisation du creusement sous Flac3D (une coupe du modèle 3D a été réalisée, certaines zones ne sont donc pas dans le plan).....	107
Figure 8-4 : Influence du nombre de nœuds du modèle sur la précision et le temps de calculs (Phase de chargement)	109
Figure 9-1 : Courbes d'enfoncement des pieux (expérimentales et numériques)	111
Figure 9-2 : (a) Déformations axiales moyennes expérimentales et numériques à la fin du chargement en fonction de la profondeur ; (b) Evolution numérique des contraintes de cisaillement à l'interface sol / pieu	112
Figure 9-3 : (a) Evolution de σ_{zz} (en kPa) dans P3 le long de quatre lignes de coupe transversales ($z = \{0 \text{ m}, -1 \text{ m}, -7 \text{ m}, -11 \text{ m}\}$) ; (b) Effort axial numérique et expérimental le long des trois pieux.....	113
Figure 9-4 : Influence de la cohésion dans la couche des Remblais sur l'évolution de l'effort axial (a) et des contraintes de cisaillement dans le sol à 5 mm de l'interface (b).....	115
Figure 9-5 : Evolution de l'effort axial dans le pieu P3 (a) et des contraintes de cisaillement à l'interface sol / pieu pour différentes valeurs de q_s (b,c).....	116
Figure 9-6 : Evolution de l'effort axial dans le pieu P3 (a) et des déplacements verticaux du pieu P3 et du sol avoisinant pour différents modules de déformation des calcaires de Saint-Ouen (b)	117
Figure 9-7 : Calcul des moments fléchissants ($\sigma > 0$ en compression).....	118
Figure 9-8 : Evolution des contraintes verticales dans P3 le long de quatre lignes de coupes transversales ($z = \{0 \text{ m}, -1 \text{ m}, -7 \text{ m}, -11 \text{ m}\}$) pour une charge excentrée.....	118
Figure 9-9 : Moments de flexion transversaux (a) et longitudinaux (b) le long des 3 pieux ; Comparaison des moments avec charge centrée / excentrée le long du pieu P3 dans les directions transversale (c) et longitudinale (d)	119
Figure 10-1 : Cuvettes longitudinales de tassements du sol en surface numérique et expérimentales avec (a) toutes les cibles topographiques et (b) quelques cibles topographiques caractéristiques.....	122
Figure 10-2 : Cuvettes transversales de tassements numériques et expérimentales adimensionnalisées et pour différents X_{st}	122
Figure 10-3 : Cuvettes longitudinales de tassements du sol en profondeur numériques et expérimentales	123
Figure 10-4 : Déplacements verticaux numériques et expérimentaux en profondeur.....	124
Figure 10-5 : Déplacements horizontaux transversaux numériques et expérimentaux du sol en surface.....	124
Figure 10-6 : Déplacements horizontaux transversaux numériques et expérimentaux en profondeur	125
Figure 10-7 : Déplacements horizontaux longitudinaux numériques et expérimentaux du sol en surface.....	126
Figure 10-8 : Déplacements horizontaux longitudinaux numériques et expérimentaux en profondeur	126
Figure 10-9 : Profils longitudinaux numériques et expérimentaux du tassement de la tête des pieux et comparaison avec la cuvette de tassement du terrain à la même position.....	127
Figure 10-10 : Profils transversaux des déplacements verticaux à l'état final en surface	128
Figure 10-11 : Evolutions numérique et expérimentale de l'effort axial (a) et du frottement latéral (b) le long du pieu P1.....	130
Figure 10-12 : Evolutions numérique et expérimentale de l'effort axial (a) et du frottement latéral (b) le long du pieu P2.....	130

Figure 10-13 : Evolutions numérique et expérimentale de l'effort axial (a) et du frottement latéral (b) le long du pieu P3.....	131
Figure 10-14 : Distributions numériques et expérimentales des moments dans les pieux P1 (a), P2 (b) et P3 (c) autour de l'axe longitudinal	132
Figure 10-15 : Distributions numériques et expérimentales des moments dans les pieux P1 (a), P2 (b) et P3 (c) autour de l'axe transversal	133
Figure 11-1 : Contraintes et déplacements horizontaux longitudinaux au front de taille en fonction des différentes Pf	134
Figure 11-2 : Influence de la pression frontale sur les déplacements verticaux du sol dans l'axe (a) et en tête du pieu P1 (b).....	134
Figure 11-3 : Influence de la pression de bourrage sur les profils longitudinaux de tassements à différentes profondeurs (a) et sur l'effort axial dans le pieu P1 (b)	135
Figure 11-4 : (a) les déplacements verticaux du sol dans l'axe en profondeur ; (b) l'évolution de l'effort axial dans le pieu P1	136
Figure 11-5 : Evolution des déplacements verticaux de la tête du pieu P1 (a), et de l'effort axial dans le pieu P1 (b) pour deux modules de déformation différents dans les calcaires de Saint-Ouen.....	137
Figure 11-6 : Courbe d'enfoncement du pieu P3.....	138
Figure 11-7 : Influence de la charge appliquée en tête du pieu P3 sur son effort axial (a) et son frottement latéral (b) [attention : les résultats numériques à proximité de la pointe sont impactés par des singularités de maillage]	138
Figure 11-8 : Influence du type de pieu sur le profil longitudinal de tassement de la tête du pieu P3.....	139
Figure 11-9 : Influence du type de pieu sur l'effort axial (a) et le frottement latéral (b) dans le pieu P3 ainsi que les déplacements relatifs sol / pieu (c) [attention : les résultats numériques à proximité de la pointe sont impactés par des singularités de maillage].....	140

Liste des tableaux

Tableau 2-1 : Synthèse des principaux paramètres géotechniques des différentes couches de sol rencontrées sur le site TULIP (vert = incertitude faible ; jaune = incertitude modérée ; marron = incertitude élevée).....	31
Tableau 2-2 : Incertitudes géologiques, hydrogéologiques et géotechniques identifiées dans le mémoire de synthèse du lot 1 de la ligne 16 du projet du Grand Paris Express, et commentaires associés concernant le projet TULIP	32
Tableau 2-3 : Caractéristiques mécaniques du béton utilisé pour la conception des pieux	35
Tableau 2-4 : Valeurs des capacités portantes et des résistances le long des pieux.....	38
Tableau 2-5 : Positions des capteurs de cordes vibrantes par niveau de profondeur	38
Tableau 2-6 : Caractéristiques du revêtement (source : Eiffage)	42
Tableau 4-1 : Synthèse de certains paramètres d'entrée caractéristiques des trois sites parisiens (TULIP, L12, T6)	61
Tableau 6-1 : Synthèse des valeurs de tassements des pieux et du sol	83
Tableau 8-1 : Paramètres de la loi de comportement du sol retenue.....	104
Tableau 8-2 : Calcul du frottement latéral unitaire limite q_s	105
Tableau 8-3 : Caractéristiques des voussoirs du modèle numérique	105
Tableau 8-4 : Tableau de synthèse de l'étude de maillage de la phase de chargement du pieu P1.....	108
Tableau 8-5 : Tableau de synthèse de l'étude de l'influence du ratio-local sur la phase de chargement du pieu P1	110
Tableau 9-1 : Tableau de synthèse de l'étude de l'influence des coefficients de rigidité d'interface sur la phase de chargement du pieu P3.....	114
Tableau 10-1 : Synthèse des paramètres numériques et expérimentaux des gaussiennes	122
Tableau 10-2 : Synthèse des valeurs de tassements des pieux et du sol (numérique et expérimental).....	128
Tableau 10-3 : Incréments d'efforts axiaux du pieu P3	131

Introduction générale

Le nombre de tunnels et, plus généralement, d'ouvrages souterrains construits annuellement dans le monde ne cesse d'augmenter en raison de l'expansion continue des zones urbaines. Ces ouvrages, indispensables à l'aménagement durable de nos villes et territoires, permettent de résoudre les problèmes d'urbanisme rencontrés en particulier par les grandes agglomérations des pays industrialisés, tant en développant les réseaux de transport en commun (trains, métros, tramways) que les réseaux fonctionnels, comme par exemple ceux de collecte des eaux usées ou de transport d'énergie. Cette utilisation du sous-sol contribue à l'économie de l'espace disponible en surface, tout en limitant les nuisances (pollution de l'air, bruit, pollution visuelle...). Le projet du Grand Paris Express en est un parfait exemple. Avec 200 km de tunnels et 68 gares répartis sur 5 nouvelles lignes de métro, ce projet de transport en commun d'un coût approximatif de 30 milliards d'euros, améliorera durablement le quotidien des habitants de l'Île-de-France.

Les zones urbaines sont souvent caractérisées par des terrains meubles et aquifères avec de nombreux bâtis de surface mais aussi des ouvrages enterrés. Or, le creusement d'un tunnel implique une décompression des terrains autour de l'excavation, qui se traduit par une modification de l'état de contraintes et l'apparition de déplacements du sol autour de l'ouvrage. Dans le cas de tunnels à faible profondeur (quelques diamètres de tunnel de couverture), ces déplacements peuvent s'étendre jusqu'en surface du massif. Dans ce contexte, il est donc nécessaire de limiter l'apparition des pathologies sur les ouvrages avoisinants. Pour cela, la caractérisation de l'état initial (c'est-à-dire avant travaux) des ouvrages existants est essentielle pour aboutir à un classement typologique des constructions avoisinantes permettant l'évaluation de leur sensibilité intrinsèque et l'estimation des seuils admissibles par niveau de dommage (AFTES, GT16 R2). De plus, les déplacements dans le terrain et l'interaction terrain / structure doivent être évalués de manière à adapter la méthode et le phasage du creusement.

En effet, pour préserver ces avoisinants lors de creusement de tunnels de grande longueur, différentes solutions géométriques sont possibles en phase de conception telles que : la modification du tracé en plan, l'augmentation de la profondeur du tunnel, la diminution de son diamètre. Cependant, compte-tenu des contraintes d'exploitation, ces solutions ne sont pas toujours possibles. En parallèle, les concepteurs vont aussi privilégier l'utilisation de méthodes constructives qui favorisent une limitation de l'impact du creusement sur les avoisinants. L'emploi de tunneliers à front pressurisé (de type « pression de terre » ou « pression de boue ») s'inscrit dans ce contexte. Les retours d'expérience montrent que de nombreuses sources de déplacement existent cependant autour de ce type de machine (Figure 0- 1). Celles-ci peuvent être associées : (1) à un défaut accidentel de pression de confinement au front de taille ; (2) à la convergence radiale du terrain le long du bouclier du fait de l'action de surcoupe de la roue de coupe et de la forme conique du bouclier ; (3) à un défaut de remplissage du vide annulaire entre les voussoirs et le sol et comblé par injection de mortier après le passage de la jupe ; (4) à la déformation du revêtement définitif en cas de rigidité trop faible. A cela s'ajoutent la consolidation des sols fins dans le cas des sols meubles et argileux, ainsi que des défauts de guidage du tunnelier qui peuvent engendrer des mouvements de sol additionnels.

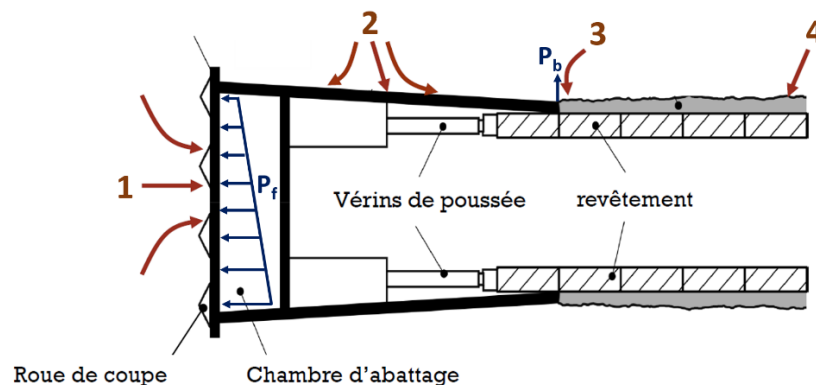


Figure 0- 1 : Sources de déplacements autour du tunnelier

Dans le cas particulier de bâtiments fondés sur pieux, davantage de précautions sont à prendre. En effet, le principe de la fondation profonde est de transmettre au terrain les efforts dus à la structure (essentiellement son poids) afin que ceux-ci soient repris par deux réactions : l'appui de la base du pieu sur le sol résistant (effort de pointe) et le frottement latéral du sol sur le pieu qui s'exerce le long de son fût. Ce frottement est mobilisable si un déplacement relatif apparaît entre le sol et le pieu. Si le pieu s'enfonce dans un terrain stable alors le frottement généré par le sol sur le pieu sera dit « positif », puisque dirigé vers le haut et s'opposant au tassement du pieu. A contrario, si le pieu est immobile dans un terrain qui tasse, le frottement généré par le sol sur le pieu sera dit « négatif » et conduira à un chargement additionnel de la fondation. Dans le cas de tunnels creusés à proximité de fondations profondes, les pertes de volumes autour du tunnel et les déplacements générés dans le terrain lors du creusement sont par conséquent susceptibles d'impacter le comportement d'interaction sol/pieux, et ainsi engendrer des mouvements et une redistribution des efforts dans la fondation.

Une bonne prévision de l'impact du creusement au tunnelier sur ces avoisinants, en particulier ceux (bâtiments, ouvrages d'art) reposant sur fondations profondes, représente un enjeu important pour les maîtres d'ouvrages, maîtres d'œuvres et entreprises. Une marge d'optimisation des projets existe à travers une relaxation des contraintes techniques et / ou une diminution de la provision financière associée aux dommages qui pourraient être générés par le creusement. La difficulté de prévision résulte majoritairement des trois points suivants :

- Le problème tunnel / terrain / fondations est parfaitement tridimensionnel, et le creusement génère dans le terrain des sollicitations variables au cours du temps ;
- De multiples sources de déplacements existent autour du tunnelier (Figure 0- 1) ;
- Le comportement du pieu dépend en particulier du mode constructif et de l'histoire de chargement antérieur de la fondation ; sa modélisation nécessite l'utilisation d'une loi d'interface terrain / pieu adaptée.

C'est dans ce contexte que le projet de recherche TULIP (Tunneliers et Limitation des Impacts sur des Pieux) a été conçu et financé par la Société du Grand Paris (SGP), le Centre d'Etudes des Tunneliers (CETU), l'Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat (ENTPE) et l'Université Gustave Eiffel (UGE) avec les trois objectifs suivants :

- (1) Améliorer la compréhension des phénomènes d'interaction tunnelier / sol / pieux à partir d'observations expérimentales ;
- (2) Développer un procédé de modélisation avancée capable de reproduire fidèlement la phénoménologie observée (effets 3D, interfaces, ...) ;
- (3) Proposer des outils simplifiés d'aide à la décision (modèle numérique 2D, abaques, ...).

Deux thèses de doctorat complémentaires s'inscrivent dans le cadre de ce projet de recherche, celle de Wassim Mohamad dirigée par l'UGE (Mohamad, 2022) et celle présentée dans ce mémoire, encadrée par le CETU et l'ENTPE.

Ce mémoire de thèse s'articule autour de onze chapitres répartis dans deux grandes parties.

La première partie traite de l'expérimentation en vraie grandeur réalisée sur la ligne 16 du futur Grand Paris Express, particulièrement originale à l'échelle internationale. Elle consiste en la construction de trois pieux forés à la boue de 500 mm de diamètre et 15 à 21 m de profondeur dans la zone d'influence géotechnique du futur tunnel. Le **Chapitre 1** de ce mémoire est alors consacré à un état de l'art relatif aux travaux expérimentaux en laboratoire et en vraie grandeur disponibles dans la littérature et traitant de l'impact du creusement mécanisé sur des fondations profondes. L'ensemble de l'expérimentation en vraie grandeur réalisée dans le cadre de cette thèse est détaillé dans le **Chapitre 2**. Les pieux, fortement instrumentés, ont dans un premier temps été chargés verticalement afin de les soumettre à une charge de service. L'analyse de leur chargement vertical en termes de déplacements, déformations et efforts est présentée au **Chapitre 3**. Les données de pilotage du tunnelier au cours du franchissement du site expérimental ont également été analysées (**Chapitre 4**). De plus, une instrumentation renforcée du terrain a été mise en place en surface et en profondeur, permettant d'en déduire la réponse du terrain (**Chapitre 5**) et des pieux (**Chapitre 6**) au creusement. Notons que des conclusions partielles sont présentées à la fin de chaque chapitre. Bien que les deux thèses conduites dans le cadre du projet TULIP portent sur le même thème et disposent de l'ensemble des données expérimentales mises en commun, il a été convenu que la présente thèse analyse plus en profondeur l'interaction tunnelier / terrain alors que la seconde thèse (Mohamad, 2022) s'intéresse davantage à l'interaction terrain / pieu. Il convient aussi de noter que l'expérimentation TULIP a été permise grâce à l'appui des acteurs de la ligne 16 du Grand Paris Express,

en particulier : Eiffage Génie Civil (Entreprise titulaire du marché de travaux de génie civil de la ligne 16), Egis Rail (maître d'œuvre de ce même marché), Solétanche Bachy Fondations Spéciales (Entreprise en charge de la réalisation des trois pieux de l'expérimentation) et Socotec-Cementys (Entreprise en charge d'une partie de l'instrumentation de l'expérimentation).

La seconde partie de ce mémoire est consacrée à la modélisation numérique. Un modèle numérique tridimensionnel a été construit à l'aide du logiciel aux différences finies FLAC3D dans le but de reproduire le processus d'interaction tunnelier / terrain / fondations observé sur le chantier. Le **Chapitre 7** est consacré à un état de l'art relatif aux travaux numériques disponibles dans la littérature et traitant de l'impact du creusement mécanisé sur des fondations profondes. Notons que les partenaires du projet TULIP ont souhaité organiser un exercice de prévision de l'impact du tunnelier sur un des pieux de l'expérimentation en vraie grandeur. L'objectif était de mobiliser la profession autour de cette problématique et de confronter les différentes pratiques. Les apports de cet exercice seront également présentés dans ce chapitre bibliographique. Le modèle numérique 3D développé dans le cadre de cette thèse est présenté dans le **Chapitre 8**. En particulier, les modèles rhéologiques utilisés ainsi que le phasage des calculs y seront détaillés. Dans le **Chapitre 9**, les résultats numériques du chargement axial des pieux sont comparés aux résultats expérimentaux. Le **Chapitre 10** présente la comparaison du modèle numérique du creusement en terrain vierge et de l'interaction tunnelier / terrain / pieux aux résultats expérimentaux. Pour finir, le **Chapitre 11** est consacré aux études paramétriques réalisées sur le modèle numérique. L'influence des paramètres machine et mécaniques y est quantifiée. Par ailleurs, à l'image de la partie expérimentale, des conclusions partielles sont présentées à la fin de chaque chapitre.

EXPERIMENTATION EN VRAIE GRANDEUR

1	Etat de l'art des expérimentations consacrées à l'impact du creusement d'un tunnel sur des pieux	19
1.1	Recherches menées sur modèles réduits centrifugés.....	19
1.2	Recherches menées sur modèles réduits non centrifugés.....	20
1.3	Recherches menées grâce à des expérimentations en vraie grandeur.....	21
1.4	Principaux résultats issus des approches expérimentales	22
1.5	Synthèse des points restant à explorer	24
2	Présentation du site expérimental, de l'instrumentation du terrain et du tunnelier	26
2.1	Localisation, modèles géologique, hydrogéologique et géotechnique du site expérimental.....	26
2.2	Instrumentation du terrain.....	32
2.3	Principe constructif et instrumentation des pieux.....	34
2.4	Présentation du tunnelier	40
2.5	Planning de déroulement de l'expérimentation	44
3	Chargement vertical des pieux jusqu'à leur charge de service	45
3.1	Déplacements et déformations axiales dans les pieux durant le chargement	45
3.2	Efforts dans les pieux au cours du chargement	46
3.3	Moments fléchissants.....	48
3.4	Comportement des pieux durant la phase d'attente précédant le passage du tunnelier	50
4	Analyse des données tunnelier lors de la traversée du site TULIP	52
4.1	Pressions appliquées au front	54
4.2	Sensibilité du couple sur la roue de coupe aux conditions d'excavation.....	56
4.3	Pressions et volumes d'injection du mortier de bourrage	58
4.4	Comparaison des données machine avec d'autres chantiers de tunnel en région parisienne.....	59
5	Réponse du terrain au creusement	62
5.1	Profils longitudinaux des déplacements verticaux du sol en surface.....	62
5.2	Déplacements verticaux du sol.....	66
5.3	Déplacements horizontaux du sol en surface et en profondeur.....	72
5.4	Synthèse de la cinématique.....	77
5.5	Variation de la pression interstitielle	78
5.6	Synthèse	81
6	Réponse des pieux au creusement	83
6.1	Déplacements de la tête des pieux	83
6.2	Variations de l'effort axial et du frottement latéral.....	85
6.3	Moments fléchissants.....	88
6.4	Synthèse	90

1 ETAT DE L'ART DES EXPERIMENTATIONS CONSACREES A L'IMPACT DU CREUSEMENT D'UN TUNNEL SUR DES PIEUX

Les expérimentations, qu'elles soient réalisées en laboratoire ou in-situ, constituent un fondement de la recherche et de l'ingénierie en géotechnique. Elles permettent en effet de comprendre les mécanismes en jeu, de quantifier les phénomènes, et de mettre à disposition des théoriciens et des praticiens des bases de données utiles au calage de leurs modèles.

Ce chapitre décrit les grands principes des expérimentations réalisées ces trente dernières années dans le domaine de l'interaction tunnelier / terrain / pieux, en commençant par les modèles réduits (centrifugés puis « 1g »), puis à travers les quelques expérimentations en vraies grandeurs réalisées jusqu'à ce jour. Les principales conclusions obtenues sont ensuite rappelées, ainsi que quelques manques auxquels nous essayerons de palier.

1.1 *Recherches menées sur modèles réduits centrifugés*

De manière à pouvoir être transposable au problème en vraie grandeur et donc de représenter les mêmes phénomènes physiques que ceux rencontrés sur chantier, l'étude sur modèle réduit doit vérifier un certain nombre de conditions dites « de similitude ». Celles-ci sont déduites des équations de la mécanique, notamment l'équation indéfinie du mouvement et les lois de comportement des matériaux.

Les essais en centrifugeuse (Figure 1-1) permettent de pallier le problème de reproduction de l'état de contraintes réel en dissociant l'état de contrainte imposé de la taille du modèle. La centrifugation présente cependant quelques inconvénients tels que les effets d'échelle liés à la taille des grains lors de la réalisation de petits modèles.

Bel (2018) présente plusieurs modèles réduits centrifugés réalisés ces trente dernières années, en présence de pieux seuls ou de groupes de pieux. Parmi eux, on compte en particulier : Bezuijen & Van der Schrier (1994), Loganathan *et al* (2000), Jacobsz *et al* (2004), Ong *et al* (2007), Lee & Chiang (2007), Marshall & Mair (2011), Peng *et al* (2011) et Boonsiri & Takemura (2015).

Sur ces modèles, le terrain est reconstitué dans un caisson parallélépipédique de 50 à 70 cm de côté, un tunnel de 5 à 10 cm de diamètre est creusé et l'ensemble est soumis à une accélération comprise entre 40g et 100g, permettant la modélisation de tunnels de diamètres (D) compris entre 4.5 m et 7 m, à une profondeur comprise entre 2D et 4D, compte-tenu des lois de similitude.

Tous ces essais sont des essais bidimensionnels en déformation plane et considèrent une section courante de tunnel. Le processus de creusement du tunnel est modélisé simplement à travers une perte de volume en paroi. Cette perte de volume est modélisée via la diminution de la pression régnant à l'intérieur d'une membrane cylindrique. Il peut s'agir d'une pression d'air (ce qui a l'inconvénient de conduire à un gradient vertical de pression nul), d'eau (par exemple Jacobsz *et al* (2004)) ou d'huile (par exemple Loganathan *et al* (2000)). Ong *et al* (2007) utilisent la centrifugeuse de l'université de Singapour qui simule l'excavation du tunnel via la dissolution d'une mousse située entre la membrane en caoutchouc et un noyau rigide en acier.

Deux types de sol ont été étudiés par ces auteurs. Bezuijen & Van der Schrier (1994), Loganathan *et al* (2000) et Ong *et al* (2007) ont travaillé avec des argiles. Par exemple, dans les essais de Loganathan *et al* (2000), elles avaient une cohésion de 75 kPa et étaient pré-consolidées à 600 kPa. Tous les autres essais décrits plus haut ont été réalisés dans des sables secs dont la densité relative est comprise entre 60% et 80%.

Ces différents modèles intègrent des inclusions modélisant des pieux de fondation. La plupart des pieux utilisés sont en aluminium, de diamètres compris entre 0.05D et 0.25D (D étant le diamètre du tunnel), et de longueurs comprises entre 1.5 et 3D. Différents chargements ont été considérés en tête des pieux, compris entre 50% et 100% de leur capacité portante.

Le sol a été instrumenté à l'aide de capteurs de déplacement LVDTs (Linear Variable Differential Transformer) (par exemple Lee & Chiang, 2007) ou d'un dispositif de prise d'images et d'analyse par corrélation afin de suivre les déplacements du terrain dans l'épaisseur du massif (par exemple Marshall & Mair, 2011). Le tunnel a rarement été instrumenté, mais par exemple Lee & Chiang (2007) ont utilisé des jauges de déformations positionnées en clé, aux piédroits et au radier. Quant aux pieux, ils ont principalement été instrumentés à l'aide de jauges de déformation.

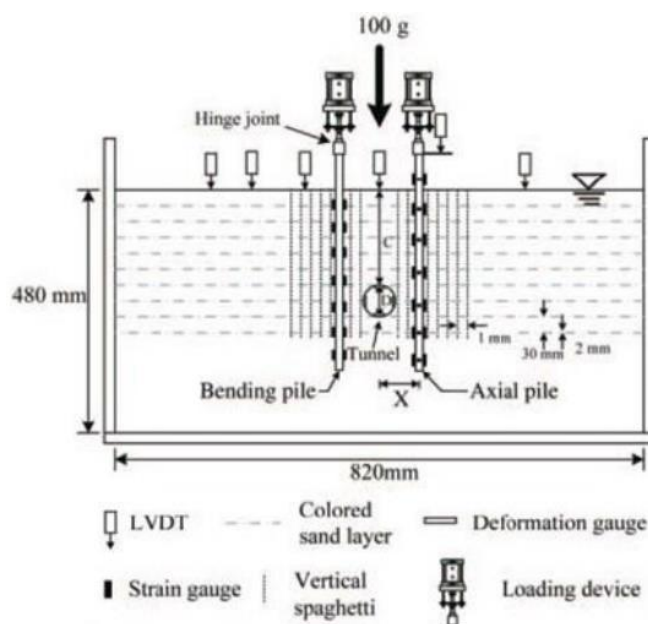


Figure 1-1 : Schéma du dispositif expérimental de Lee & Chiang (2007)

1.2 Recherches menées sur modèles réduits non centrifugés

Les essais sous simple gravité présentent les avantages d'être : (i) de plus grande dimension donc permettant l'élaboration de systèmes et d'instrumentations plus complexes, (ii) d'être moins onéreux que les dispositifs centrifugés. Bien qu'ils ne reproduisent pas fidèlement l'état de contraintes naturel dans le terrain, moyennant des précautions importantes lors de la réalisation des essais (choix du matériau modèle, état de densité...), ces modèles conduisent à des résultats tout à fait représentatifs des phénomènes en vraie grandeur (Berthoz *et al.*, 2018).

Les modèles sous gravité rapportés dans la littérature traitant du problème de l'interaction tunnel – fondations profondes restent limités à quelques études : Morton & King (1979), Lee & Bassett (2006) et Bel (2018).

Morton & King (1979) ont réalisé leurs essais dans les sables et limons. Le creusement du tunnel en méthode conventionnelle a été modélisé avec un tube creux foncé dans le sol et une vis d'extraction au bout de ce tube permettant la découpe du terrain. Les pieux utilisés étaient en bois, foncés et chargés à 33% du chargement ultime. La taille du modèle réduit utilisé par Lee & Yoo (2006) et Lee & Bassett (2006) est de 720 x 910 mm pour un tunnel de 100 mm de diamètre creusé à différentes profondeurs comprises entre 3D et 5D. Le sol est modélisé à l'aide de petits rouleaux métalliques de Schneebeli. Les pieux sont réalisés à l'aide de profilés rectangulaires en alliage d'aluminium, de largeur 25 mm et de longueur 370 mm. Ils sont positionnés de manière à représenter une rangée de pieux parallèlement à l'axe longitudinal du tunnel et sont tous chargés à 77% du chargement ultime. L'excavation du tunnel est simulée par réduction du diamètre du tube représentant le tunnel, modélisant ainsi la perte de volume liée à l'excavation.

Dans le cadre des essais réalisés par Bel (2018), un modèle réduit de tunnelier d'échelle géométrique comprise entre $\frac{1}{4}$ et $\frac{1}{20}$ si l'on se réfère aux diamètres des tunneliers existants a été utilisé (Figure 1-2). Le processus de creusement est modélisé fidèlement puisque le modèle réduit est composé, au même titre que les tunneliers réels : d'une roue de coupe, d'une chambre d'abattage, d'une vis d'extraction, d'une vis d'évacuation, d'une jupe cylindrique assurant le soutènement radial immédiat et de quatre vérins hydrauliques. Un tunnel de 0.55 m de diamètre est creusé sur une

distance de 1 m dans un massif de sol modèle de 2.70 x 2.0 x 2.15 m, de nature purement frottante, préparé à partir du sable Hostun HN31 pris dans un état sec et mis en place à un indice des vides égal à 0.9, soit un poids volumique de 13.4 kN.m⁻³. Les pieux utilisés sont des tubes d'aluminium de 0.05 m de diamètre et de longueurs comprises entre 1.1 et 1.9 m, foncés puis chargés jusqu'à leur charge de service.

L'instrumentation du modèle réduit de Bel (2018) est la plus complète. Des capteurs de pression totale et de déplacement interne (LVDT) sont mis en place dans le terrain, permettant de suivre et d'analyser les évolutions des champs de contraintes et de déplacements du sol en des positions particulières du massif, selon des directions préalablement choisies. Un dispositif de mesure de champs par corrélation d'images numériques a également été utilisé pour suivre l'évolution des déplacements de la surface du massif en cours d'excavation, à l'image de Lee & Yoo (2006). Les pieux ont été instrumentés de jauges de déformations afin d'obtenir les mesures de l'effort axial et des moments de flexion.



Figure 1-2 : Dispositif de tunnelier à pression de terre de l'ENTPE

1.3 *Recherches menées grâce à des expérimentations en vraie grandeur*

Compte-tenu de leur coût élevé, les expérimentations en vraie grandeur sont rares à l'échelle internationale. On distingue (Figure 1-3) :

- **Aux Pays-Bas** : dans la continuité des essais réalisés en centrifugeuse par Bezuijen & Schrier (1994) et en prévision de la construction d'une nouvelle ligne de métro à Amsterdam, une expérimentation en vraie grandeur a été réalisée lors du creusement du second tunnel d'Heinenoord en 1997 et 1998. Les résultats obtenus sont décrits dans Kaalberg *et al* (2005). Retenons en particulier que des pieux en bois et des pieux en béton ont été mis en place dans un sol reconstitué en argile, l'objectif étant de recréer sur le site expérimental des conditions similaires à celles rencontrées à Amsterdam. Ces pieux sont chargés à l'aide de caissons remplis de sable, dont le poids varie de 5.5 à 11 t pour les pieux en bois et de 33 à 95 t pour les pieux en béton ;
- **A Singapour** : lors du creusement de la MRT North East Line contract 704 en 1999, le tunnelier est passé à côté de pieux instrumentés d'un viaduc déjà réalisé. Les résultats obtenus sont décrits dans Pang *et al* (2005). Retenons en particulier que les pieux ont un diamètre de 1,2 à 1,8 m et 62 m de longueur. Le chargement appliqué en tête des pieux (200 à 300 t) correspond à la charge du tablier ;
- **En Angleterre** : lors du creusement de la Channel Tunnel Rail Link (CTRL) à Londres, quatre pieux instrumentés ont été spécifiquement construits et chargés avant le passage du tunnelier en 2003. Les résultats sont décrits dans Selemetas *et al.* (2005), Standing & Selemetas (2013), Selemetas & Standing (2017). Retenons en particulier que les pieux ont 0.48 m de diamètre, que deux pieux de 8.5 m de long travaillent en effort de pointe et les deux autres sont frottants et mesurent 13 m. Ces quatre pieux ont été chargés à environ 50% de leur capacité portante.

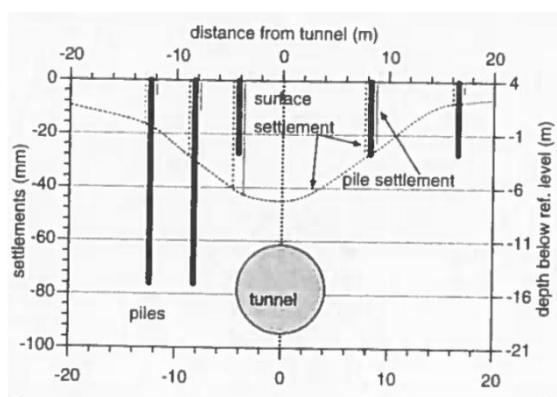
Les trois expérimentations diffèrent quant au type de terrain dans lequel le tunnelier creuse : une superposition de couches de sable dense et d'argile à Heinenoord, du granite très altéré à Singapour, et de l'argile à Londres.

Les différents terrains ont été instrumentés à l'aide de cibles topographiques (mesures des déplacements du terrain en surface dans les trois directions), d'inclinomètres (mesures des déplacements horizontaux longitudinaux et transversaux du terrain en profondeur) et d'extensomètres (mesures des déplacements verticaux du terrain en profondeur).

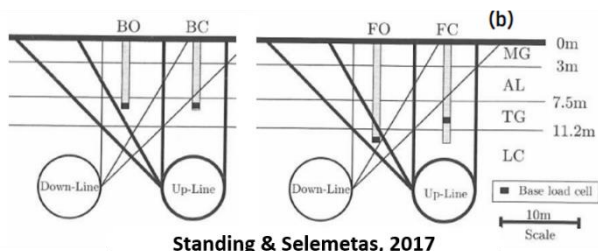
Kaalberg *et al* (2005) ont instrumenté les pieux à l'aide de jauges de déformation. A Londres, les pieux sont équipés de jauges de déformations, d'inclinomètres et d'extensomètres.

Quant aux tunneliers, peu d'informations sont communiquées. Standing & Selemetas (2013) partagent simplement quelques données, telles que le rapport [pression frontale moyenne / contrainte verticale en clé] valant environ 0,5.

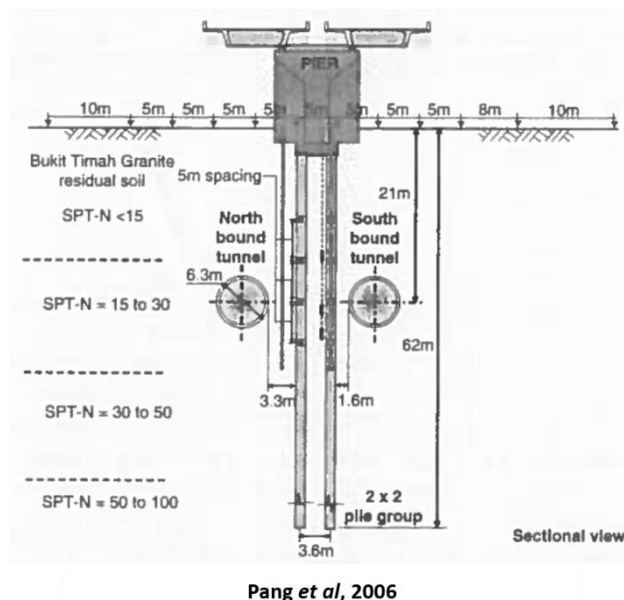
Noter que sur chantier, des mesures sont fréquemment réalisées en surface ou en profondeur du terrain (via des inclinomètres et extensomètres) dans le cadre des projets. Il peut arriver que certaines de ces mesures soient réalisées à proximité de fondations existantes. Les mesures concernant la réponse des fondations au passage du tunnelier restent cependant très lacunaires dans ce cas car elles sont généralement limitées, au mieux, à des mesures topographiques en tête des pieux (par exemple Liu *et al.*, 2014).



Kaalberg *et al*, 2005



Standing & Selemetas, 2017



Pang *et al*, 2006

Figure 1-3 : Configurations des expérimentations en vraie grandeur

1.4 Principaux résultats issus des approches expérimentales

Le creusement d'un tunnel sous une construction avoisinante peut engendrer des dommages en cas notamment de tassements différentiels trop importants. Estimer correctement le tassement d'un pieu isolé constitue ainsi une première étape indispensable à la bonne estimation de la réponse globale d'une construction.

Tous les auteurs s'étant intéressés à l'interaction tunnelier / terrain / pieu ont montré que ce tassement dépend de la distance transversale entre le pieu et l'axe du tunnel et de la longueur du pieu. On note $R = S_p / S_g$ le rapport entre le tassement de la tête du pieu S_p et le tassement à la surface du sol à la même position (sans pieu) S_g . La Figure 1-4 synthétise les valeurs de ce ratio R issues des approches physiques (Jacobsz *et al.*, 2002 (notées A_i sur la figure) ; Bel, 2018 (notées E_i sur la figure)) et des approches en vraie grandeur (Kaalberg *et al.*, 2005 (notées B_i sur la figure), Selemetas & Standing, 2017 (notées C_i sur la figure)). Les résultats du modèle numérique de Jongpradist *et al* (2013), (notées D_i), sont également présentés sur cette figure et seront détaillés dans le paragraphe §7.2.

L'appartenance d'un pieu à une zone dépend de la position de sa pointe, ce qui conduit à délimiter différentes « zones d'influence » (zones de tassements différentiels terrain / pieu au sein de la zone d'influence géotechnique) :

- Zones A₁, D₁ et E₁ : le pieu tasse de manière significative par rapport au sol ;
- Zones A₂, B₁, C₁, D₂ et E₂ : le pieu tasse plus que le sol ;
- Zones A₃, B₂, C₂ : les tassements du pieu et de la surface du sol sont du même ordre de grandeur ;
- Zones A₄, B₃, C₃, D₃ et E₃ : le pieu tasse moins que le sol.

Les différents auteurs ont également montré que les tassements des têtes de pieux dépendent des paramètres suivants :

- Les conditions de pilotage du tunnelier : Bel (2018) montre que plus la pression frontale exercée par le tunnelier est élevée et plus l'amplitude des tassements du terrain et des pieux est faible. La Figure 1-5 présente cette observation pour le pieu situé dans l'axe (vert : pression faible ; bleu : pression intermédiaire ; rouge : pression élevée). En fonction des différentes conditions de pilotage exercées par le tunnelier (au front, le long du bouclier et lors du bourrage du vide annulaire), des différences pourront ainsi vraisemblablement exister sur la valeur du rapport R au sein d'une même zone ;
- Les conditions d'interface terrain / pieu : en étudiant le comportement de deux pieux frottants et de deux pieux travaillant en pointe (Figure 1-3), Selemetas & Standing (2017) montrent que les premiers tassent moins que les seconds qui se déplacent davantage en raison d'une dégradation de leur résistance de pointe au passage du tunnelier ;
- La déformabilité et la résistance des terrains, sans que suffisamment d'essais aient été réalisés pour quantifier précisément le lien entre des paramètres géotechniques caractéristiques et la réponse des pieux.

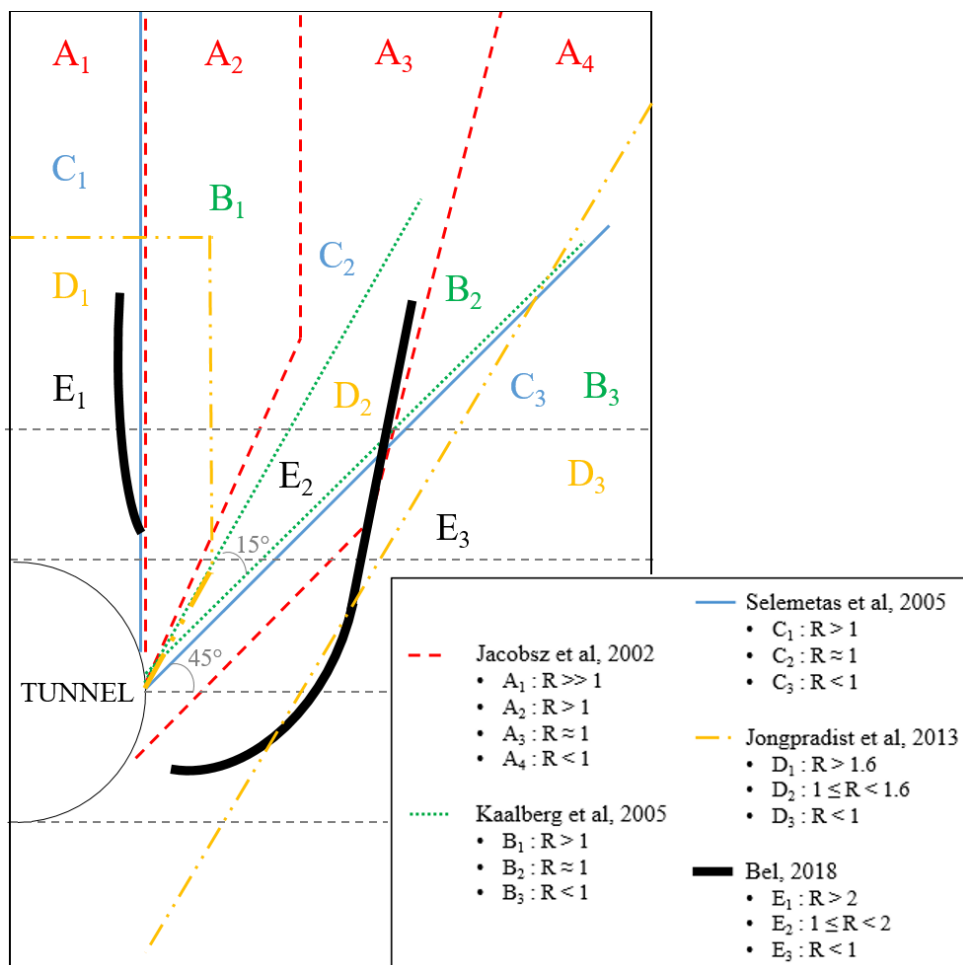


Figure 1-4 : Synthèse des zones d'influence issues de la littérature avec des pieux simples

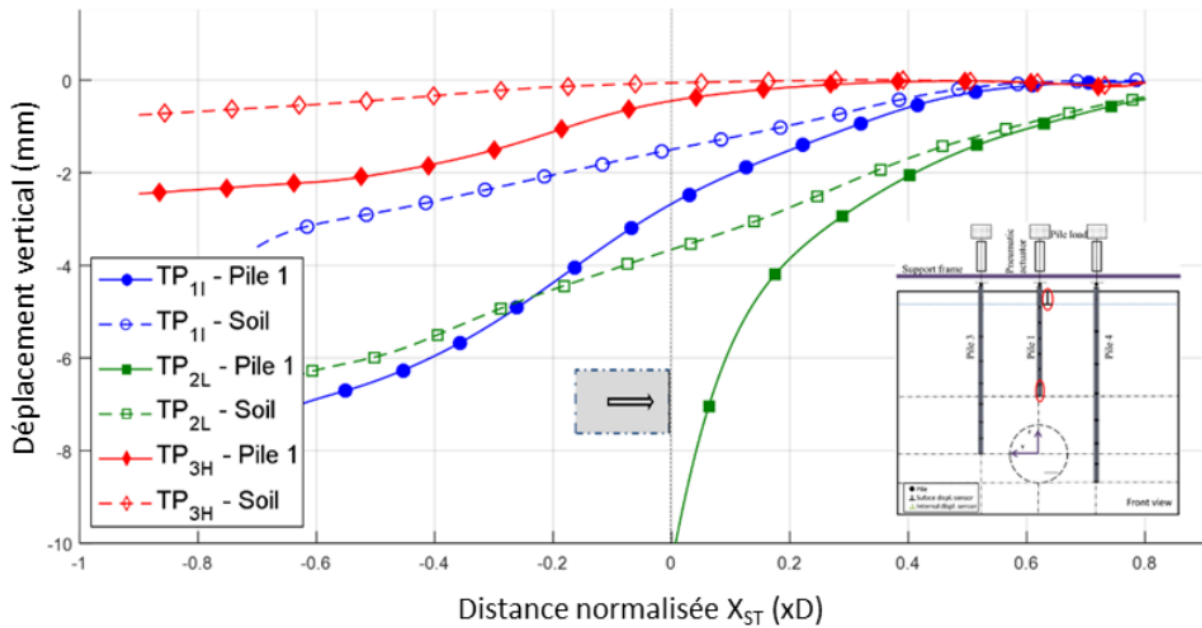


Figure 1-5 : Evolution des tassements du pieu P1 et du sol avoisinant pour différentes pressions frontales (vert : pression faible ; bleu : pression intermédiaire ; rouge : pression élevée) (Bel 2018)

Les déplacements relatifs entre le terrain et les pieux conduisent à une modification du frottement latéral mobilisé, donc à une variation des efforts axiaux dans les pieux. Selemetas & Standing (2017) montrent que l'effort axial diminue au cours du creusement pour les pieux situés au-dessus de l'axe du tunnel. Quant aux pieux excentrés, ils subissent une augmentation de l'effort axial ainsi que du frottement négatif le long de leur fût. Pang *et al* (2005), qui traitent de pieux longs excentrés, observent une augmentation de l'effort axial avec le creusement et ajoutent que le passage du tunnelier a engendré par frottement négatif la mobilisation de près de 50% de la capacité portante théorique du pieu. Enfin, Bel (2018) montre que pour un pieu positionné dans l'axe du tunnel, l'utilisation d'une pression frontale faible engendre une mobilisation plus rapide du frottement positif. Concernant le pieu excentré et dont la pointe arrive à hauteur d'axe, les essais à pressions faible et intermédiaire génèrent du frottement positif en partie basse du pieu alors que du frottement négatif est mobilisé en partie haute.

Des déplacements horizontaux sont également engendrés dans le terrain. Ceux-ci se traduisent par l'apparition de moments de flexion longitudinaux et transversaux dans les pieux. Dans leur expérimentation en vraie grandeur, Selemetas & Standing (2017) observent que pour des pieux dont la pointe se situe au-dessus de l'axe du tunnel, le déplacement maximal apparaît au niveau de la pointe et les moments induits par le creusement sont de faibles amplitudes, alors que pour des pieux dont la pointe se trouve sous l'axe du tunnel, le déplacement horizontal du pieu est maximal au niveau de l'axe du tunnel et presque négligeable en pointe. Lee & Chiang (2007) et Boonsiri & Takemura (2015) ont observé le même comportement lors de leurs essais en centrifugeuse, ainsi que Bel (2018) sur modèle réduit non centrifugé. En effet, ce dernier a mis en avant des moments transversaux négatifs en partie supérieure du pieu dont la pointe se trouve à hauteur du radier, et des moments positifs en partie inférieure. Cette double courbure s'explique par le fait que le pieu se comporte comme si sa pointe était encastrée. Pour un pieu plus court, le moment transversal est positif et la pointe se comporte comme une extrémité libre.

1.5 Synthèse des points restant à explorer

Cette synthèse des essais réalisés sur modèle réduit ou lors des rares expérimentations en vraie grandeur a mis en évidence plusieurs résultats intéressants, mais fait aussi apparaître plusieurs manques qu'il convient de souligner.

Tout d'abord, la plupart des modélisations physiques réalisées met en œuvre des modèles 2D en déformations planes réduisant le processus de creusement au tunnelier à une simple perte de volume en paroi. La campagne expérimentale de Bel (2018) est intéressante à ce titre dans la mesure où elle modélise plus fidèlement le comportement réel jusqu'à un diamètre à l'arrière du front de taille.

De plus, très peu de données issues d'expérimentation en vraie grandeur existent dans la littérature. Ces données sont nécessaires pour la validation des modélisations physiques (notamment l'absence d'effet d'échelle) et la prise en compte de l'ensemble des pertes de volume (y compris les pertes de volume le long du bouclier, ainsi que le bourrage du vide annulaire qui ne sont généralement pas pleinement modélisés sur modèle réduit).

Il convient également de souligner que l'instrumentation des pieux et du terrain en profondeur est parfois lacunaire (par exemple Pang *et al* (2005)) ou que des difficultés expérimentales (maintien de la charge en tête des pieux dans Selemetas & Standing (2013)) ont parfois été rencontrées.

Enfin, les caractéristiques mécaniques des terrains et les conditions de pilotage du tunnelier lors du passage à proximité des fondations profondes ne sont pas toujours décrites suffisamment précisément, ce qui induit une incertitude élevée sur ces paramètres-clés du problème d'interaction tunnelier / terrain / pieu.

C'est ce constat qui a motivé la réalisation d'une nouvelle expérimentation en vraie grandeur sur la ligne 16 du Grand Paris Express, décrite dans les prochains chapitres. La conception de cette expérimentation s'appuie sur les résultats obtenus antérieurement : pour le choix de la position des pieux, le diamètre des pieux, leur mode de chargement, leur instrumentation, *etc.* L'ambition de ce travail est de fournir une base de données complète (caractéristiques mécaniques des terrains, conditions de pilotage du tunnelier, mode de construction des pieux, réponse exhaustive du terrain et des pieux lors du passage du tunnelier) sur un site représentatif du bassin parisien. Cet ensemble de données sera, dans un second temps, utilisé comme moyen de calibration et validation de modèles numériques dédiés.

2 PRESENTATION DU SITE EXPERIMENTAL, DE L'INSTRUMENTATION DU TERRAIN ET DU TUNNELIER

2.1 Localisation, modèles géologique, hydrogéologique et géotechnique du site expérimental

2.1.1 Présentation du site

Le site choisi pour réaliser l'expérimentation en vraie grandeur est situé le long de la nouvelle ligne 16 du projet du Grand Paris Express, au-dessus du futur tunnel d'accès à un centre d'exploitation. Le site est situé près du 784 boulevard Georges Braque à Aulnay-sous-Bois (France), sur l'une des branches du rond-point à environ 850 m du puits de départ (Figure 2-1). Ce tunnel possède un diamètre (D) de 9.87 m et son axe est situé à une profondeur d'environ 21 m au niveau du site expérimental. Dans le cadre de cette expérimentation, trois pieux (P1, P2 et P3) de diamètre extérieur 0.5 m sont construits (Figure 2-2), à 10 m les uns des autres dans la direction longitudinale. La distance transversale entre l'axe de chaque pieu et l'axe du tunnel, ainsi que la longueur des pieux sont différentes afin d'appartenir aux différentes zones d'influence identifiées dans la littérature (cf. §1.4). En particulier, comme le montre la Figure 2-4, le pieu P1 de 15.8m de longueur est localisé au-dessus de l'axe du tunnel avec une pointe située à 1.5m (0.15D) de la clé. Le pieu P2 de même longueur est positionné à une distance de 6.9 m (0.7D) de l'axe du tunnel. Le pieu P3 de 20.9 m de longueur et positionné à 9.87 m (1D) de l'axe du tunnel, sa pointe est située 1.1 m (0.11D) au-dessus de l'axe du tunnel. En effet, un problème ayant eu lieu durant le processus d'installation a fixé la pointe du pieu à 1.1 m au-dessus de l'axe. Notons que le premier mètre de ces pieux, correspondant à la tête, a un diamètre légèrement supérieur (0.6m). Le principe constructif de ces pieux sera décrit dans le paragraphe 2.3.

Comme le montre la Figure 2-2, une couche de terre a été retirée sur une profondeur comprise entre 0.2 et 0.5m et partiellement remplacée par une couche de gravier concassé compacté de 0.15m d'épaisseur afin de créer une plateforme horizontale pour l'installation des massifs de réaction permettant le chargement des pieux. Trois routes délimitent le site, mais il n'y a pas de bâtiments ni d'autres structures à proximité. En particulier, la présence des trois pieux (P1, P2 et P3 : Figure 2-3 et Figure 2-4) et de leurs systèmes de chargement est considérée compatible avec les conditions de terrain vierge une fois le poids du massif de réaction transféré dans le pieu. En effet, les pieux sont assez éloignés les uns des autres (1D) pour qu'il n'y ait pas d'interaction entre eux ; de même, cette distance est suffisante pour considérer des conditions de terrain vierge au niveau des sections de mesures renforcées Nord et Sud. Dans le cas présent, ce transfert de charge a été effectué entre 1 mois (pieu P3) et 4 mois (pieux P1 et P2) avant le passage du tunnelier sous le site.

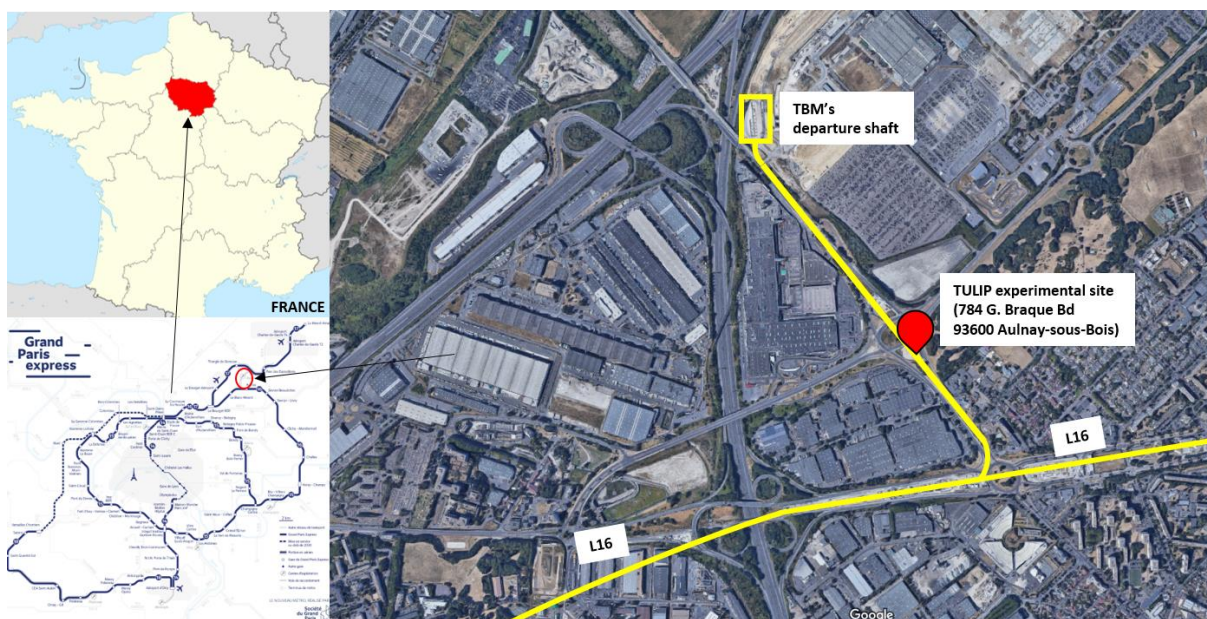


Figure 2-1 : Localisation du site expérimental TULIP le long de la ligne 16 du projet du Grand Paris Express

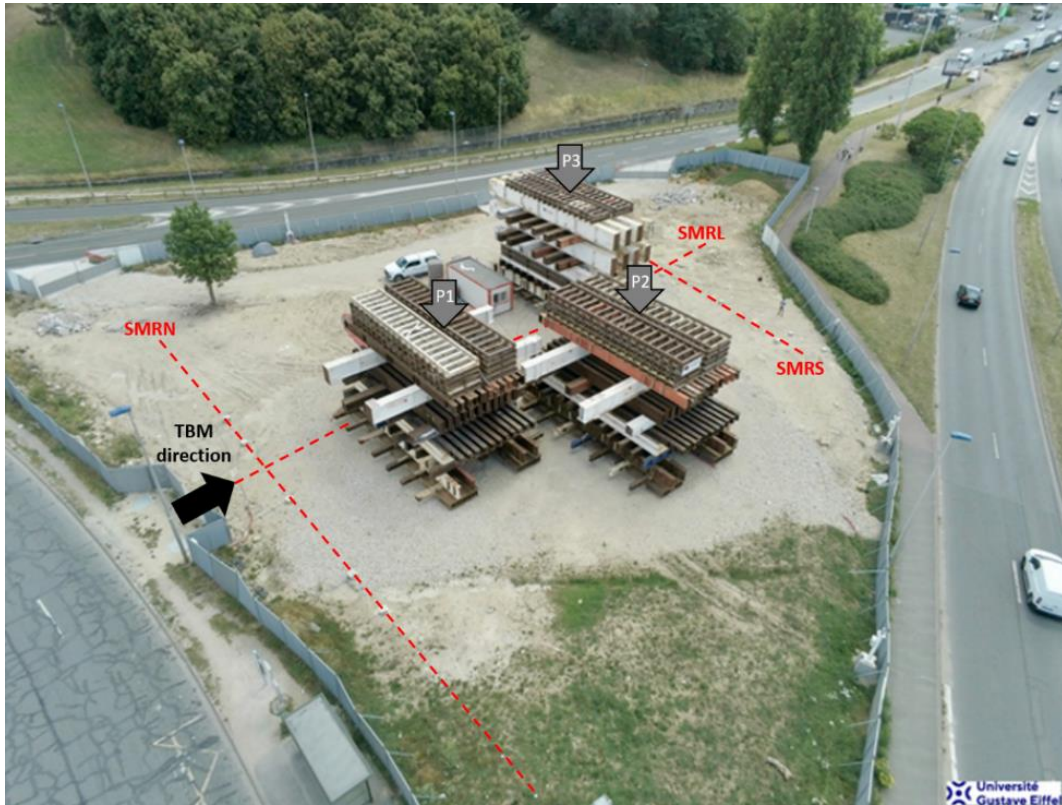


Figure 2-2 : Vue du site expérimental TULIP et de ses avoisinants

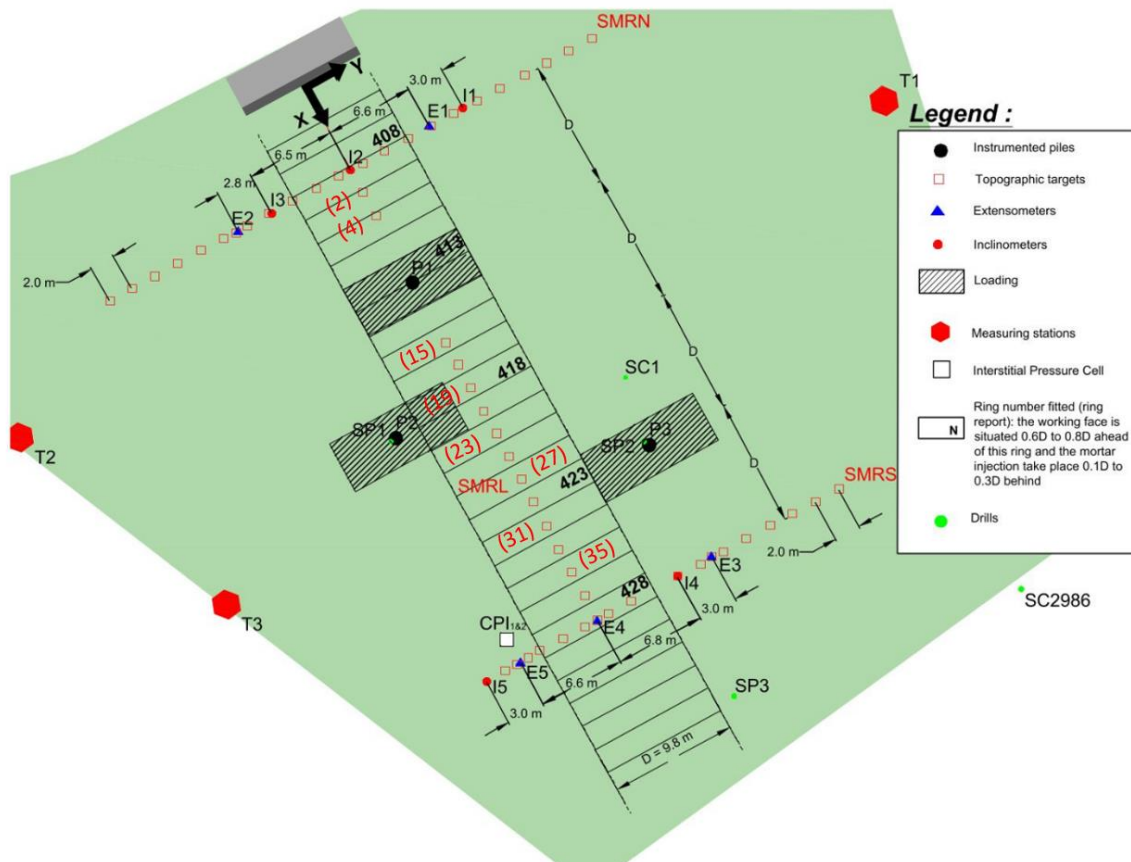


Figure 2-3 : Vue en plan de l'instrumentation du terrain, des trois pieux instrumentés (nommés P1, P2 et P3) et des massifs de réaction, du tunnel avec ses numéros d'anneaux

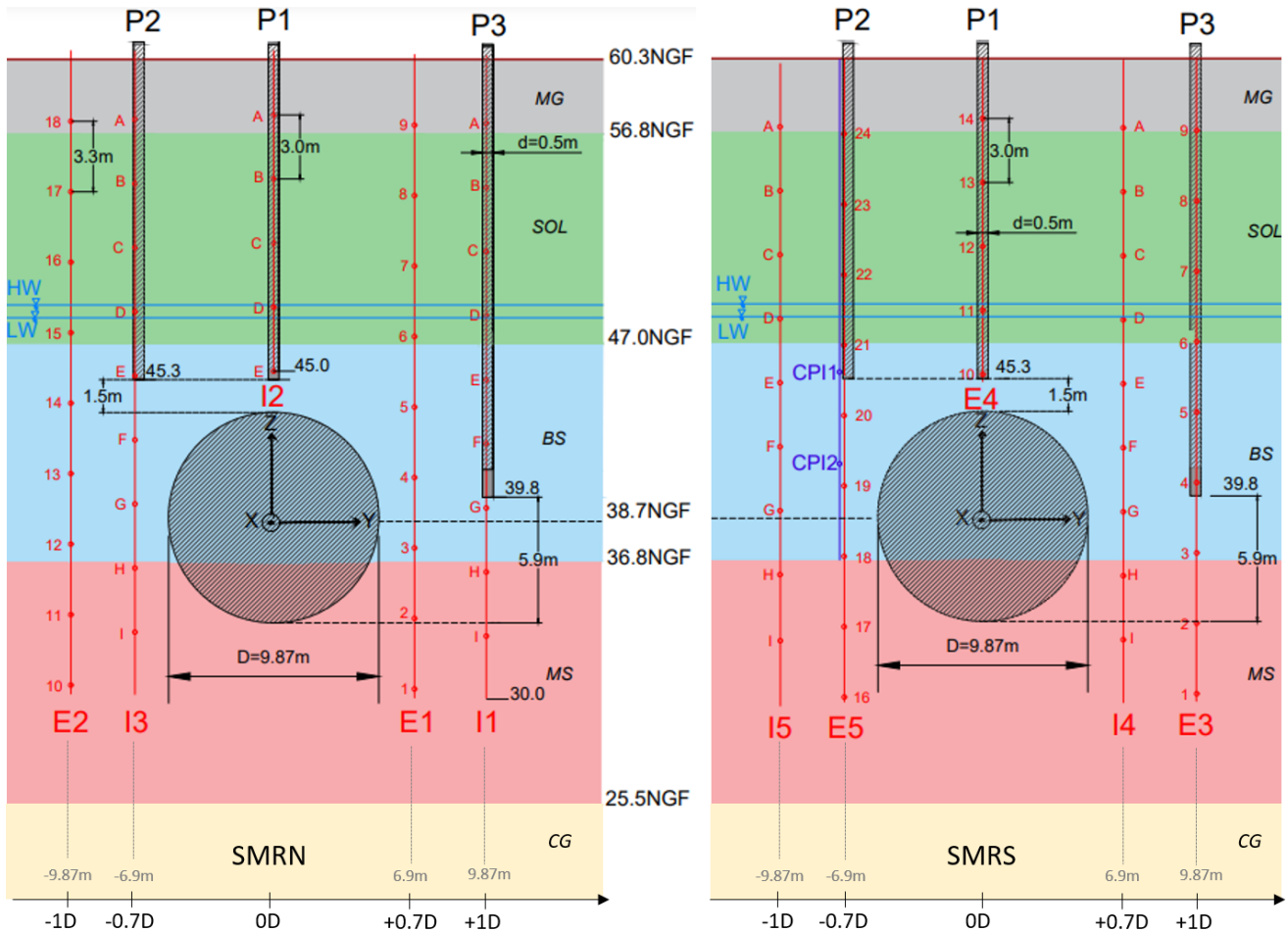


Figure 2-4 : Vue en coupe de la stratigraphie du site expérimental TULIP, du tunnel et des trois pieux instrumentés (P1, P2, P3), et de l'instrumentation en profondeur des sections de mesures renforcées nord (SMRN) et sud (SMRS)

2.1.2 Contexte géologique

La stratigraphie du site (Figure 2-4) est déduite de l'ensemble des sondages réalisés à proximité, incluant notamment un carottage spécifique (SC1 positionné en Figure 2-3) et trois sondages pressiométriques spécifiques (SP1, SP2, SP3) réalisés dans l'axe des pieux avant leur installation. Tous ces sondages mettent en évidence des formations subhorizontales. Ainsi, la coupe géologique proposée en Figure 2-4 est représentative de l'ensemble du site expérimental avec de haut en bas :

- **Remblais (R)**, 3.5 m d'épaisseur : il s'agit d'une formation récente constituée d'un mélange de marnes argileuses beiges à marron, et de graves de calcaires centimétriques (Figure 2-5a) ;
- **Calcaires de Saint-Ouen (CSO)**, 9.8 m d'épaisseur : cette formation du Bartonien supérieur (-38 Ma environ) est globalement assez homogène. Elle est constituée de calcaires marneux beiges tendres comportant des inclusions de graves de calcaires centimétriques (Figure 2-5b). Une couche plus molle est visible à mi-couche (entre les cotes 51.4 et 52.7 NGF) sur les sondages carottés, preuve d'une carbonatation plus faible : il s'agirait ici davantage d'argiles marneuses. La base de la formation (dernier mètre) comporte deux bancs calcaires assez durs mais fracturés d'environ 20 cm d'épaisseur, séparés par une marne sableuse beige à verdâtre (horizon de Mortefontaine et Calcaire de Ducy) ;
- **Sables de Beauchamp (SB)**, 10.2 m d'épaisseur : cette formation du Bartonien inférieur (-41 Ma environ) est constituée de sables fins argileux beiges à verdâtres (Figure 2-5c). Quelques inclusions de grès centimétriques ont été relevées dans le sondage SC 2986, mais celles-ci restent rares. Deux couches de marnes argilo-sableuses d'environ 1 m d'épaisseur sont présentes à mi-couche (entre les cotes 44.6 et 43.3 NGF pour la première, et entre les cotes 41.8 et 41.1 NGF pour la seconde) ;
- **Marnes et Caillasses (MC)**, 11.3 m d'épaisseur : cette formation du Lutétien supérieur (-43 Ma environ) est constituée de calcaires marneux beiges à blanchâtres indurés et fragmentés (Figure 2-5d). Cette formation

surmonte les Calcaires Grossiers qui peuvent ici être considérés comme substratum indéformable compte tenu de leurs caractéristiques mécaniques.

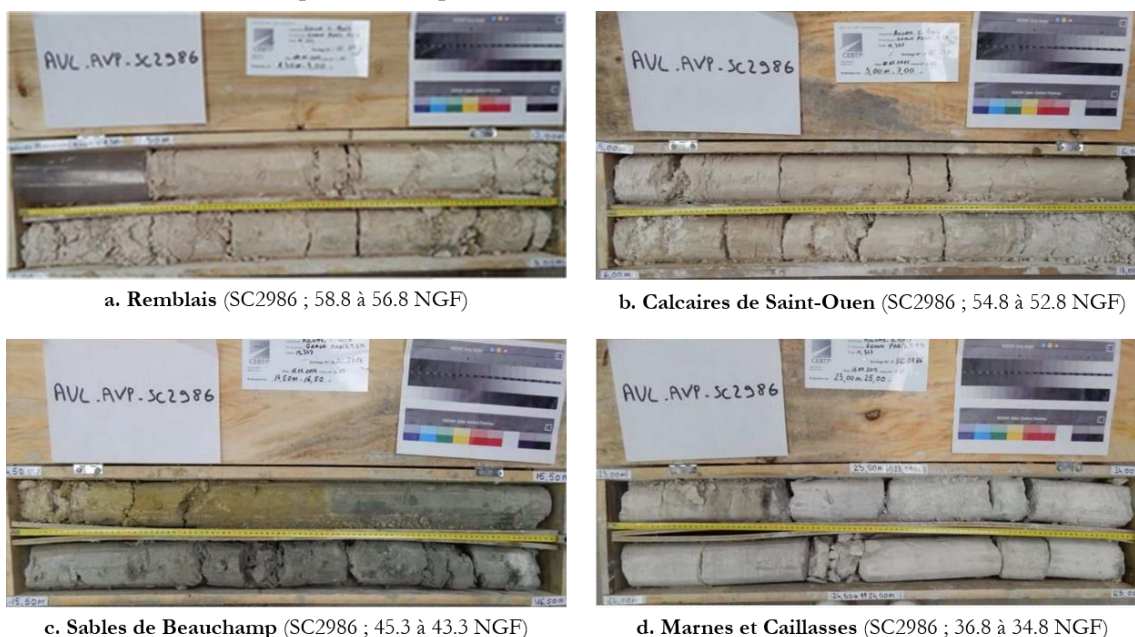


Figure 2-5 : Photographies des faciès rencontrés

2.1.3 Contexte hydrogéologique

Selon les niveaux d'eau mesurés entre 2017 et 2019 à proximité du site expérimental, seulement un aquifère peut être considéré, dont le toit est localisé environ 1.5 m au-dessus de la base des calcaires de Saint-Ouen. La nappe phréatique est stable, à une cote comprise entre 48.2 NGF (niveau des basses eaux [LW], Figure 2-4) et 48.8 NGF (niveau des hautes eaux [HW], Figure 2-4).

2.1.4 Contexte géotechnique



Figure 2-6 : Plan des sondages utilisés dans la construction des modèles géologique et géotechnique du site

L'ensemble des essais pressiométriques correspondant aux sondages SP1, SP2 et SP3 réalisés dans l'axe des futurs pieux est analysé dans le cadre de cette thèse. Ces essais respectent globalement les critères décrits dans la norme NF P 94-110-1, en particulier : une longueur de passe de forage inférieure à 5 m, une faible inertie de la sonde (< 300 kPa), une prise de trou correcte, un nombre de points suffisant sur le palier pseudo-élastique et un critère d'arrêt de l'essai adapté. Neuf essais pressiométriques sont retenus dans les remblais, trente dans les calcaires de Saint-Ouen, vingt-huit dans les sables de Beauchamp et cinq dans les Marnes et caillasses. Par ailleurs, l'évolution des pressions de fluage et limite est observée en retenant le principe suivant : si l'essai a été arrêté pour une pression bien inférieure à 5 MPa et qu'aucun fluage n'est observé, alors les valeurs de p_f et p_l calculées ne sont pas retenues car constituant un fort minorant des valeurs

réelles. De plus, si aucun fluage n'est observé pour une pression de 5 MPa, on retient $p_l = p_f = 5$ MPa. Enfin, lorsque la pression limite n'est pas atteinte mais qu'un fluage est observé, seule la valeur de la pression limite n'est pas prise en compte.

Les modules pressiométriques et pressions limites déduits des essais réalisés sur les trois sondages pressiométriques sont synthétisés en Figure 2-7. Les moyennes arithmétique, géométrique et harmonique des mesures par formation sont données dans le Tableau 2-1. Une augmentation des modules pressiométriques avec la profondeur (ΔE_{M-z}) est clairement observée dans les CSO et SB, de l'ordre de +10 MPa/m. De plus, le ratio entre le module pressiométrique E_M et la pression limite p_l est compris entre 10 et 30 pour tous les tests effectués dans les remblais, CSO et SB. Cela témoigne de sols surconsolidés et très denses. Le Tableau 2-1 donne des gammes de valeurs des différents paramètres géotechniques pour chaque couche de sol, déduites des essais œdométriques et triaxiaux de laboratoire réalisés sur des échantillons prélevés au cours du carottage SC1, ainsi que des rapports de terrain du projet de la ligne 16 du Grand Paris Express dans les mêmes formations géologiques. Pour chaque paramètre, une échelle de couleur donne une appréciation qualitative de l'incertitude associée : vert & caractères normaux = incertitude faible, jaune & caractères italiques = incertitude modérée, marron & caractères gras = incertitude élevée. Les résultats obtenus en laboratoire sont plutôt dispersés, mais certains points méritent d'être mentionnés. D'un côté, les essais à l'œdomètre confirment la nature fortement surconsolidée des calcaires de Saint-Ouen ($OCR \approx 4$) et la nature normalement consolidée ou légèrement surconsolidée des couches de sol inférieures (SB et MC). D'un autre côté, les modules sécants à 50% du déviateur à la rupture (E_{50}) mesurés à l'appareil triaxial sont trop peu nombreux pour évaluer leur évolution avec la pression de confinement (σ'_3) durant les différents essais. Aussi, les essais triaxiaux réalisés avec un cycle de déchargement / rechargement conduisent à des modules de déchargement / rechargement E_{ur} approximativement trois fois plus grands que les modules de premier chargement E_{50} . Finalement, il y a une incertitude modérée concernant la résistance au cisaillement drainée de ces différentes couches de sol. Elle est exprimée sous la forme de fourchettes des résultats obtenus en termes de cohésion effective (c') et d'angle de frottement interne (φ').

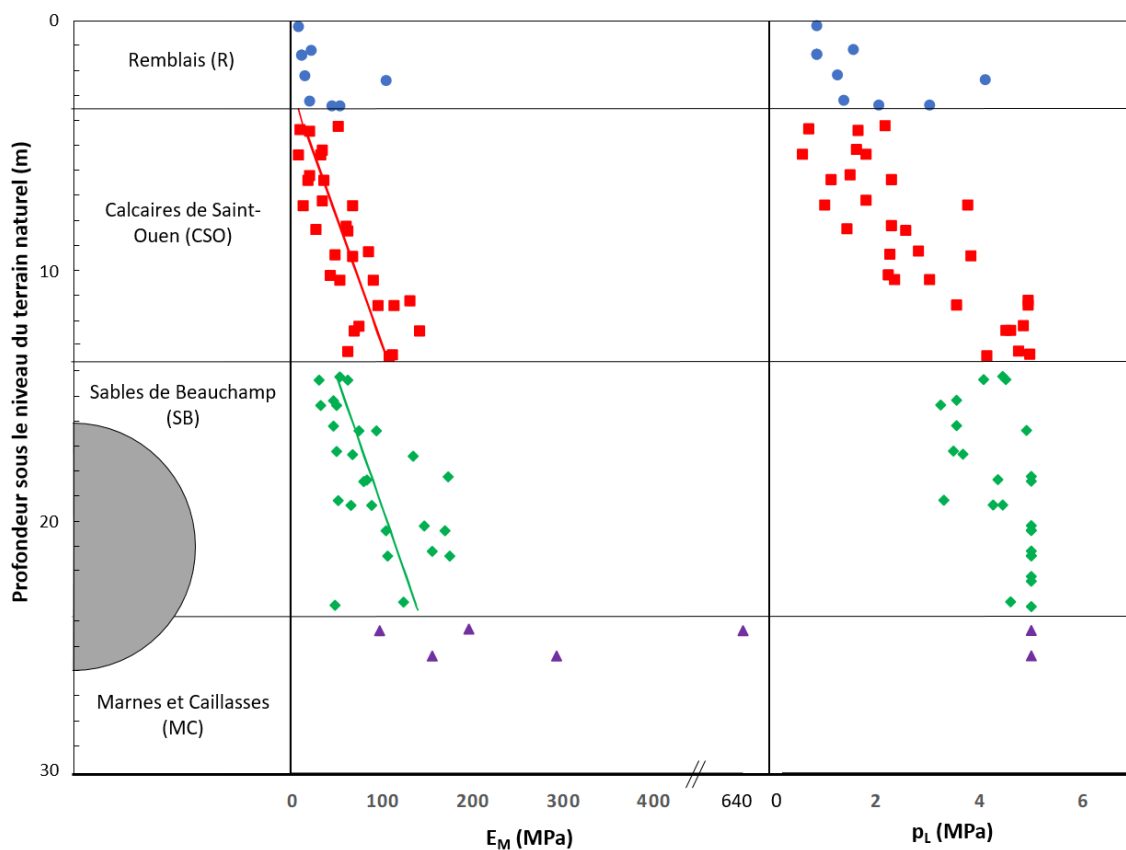


Figure 2-7 : Evolution du module pressiométrique E_M et de la pression limite p_l avec la profondeur

Concernant les propriétés hydrogéologiques, le Tableau 2-1 donne les coefficients des perméabilités horizontale et verticale des différentes couches de sol. Pour la couche des SB, ces valeurs sont déduites des deux essais Lefranc réalisés sur le site expérimental. Pour les autres couches de sol, les données sont issues des dossiers du projet de la ligne 16 du Grand Paris Express. Elles montrent que dans toutes les couches, le coefficient de perméabilité verticale varie entre 10^{-6} m/s et 10^{-4} m/s, alors que le coefficient de perméabilité horizontale varie entre 10^{-5} m/s et 10^{-3} m/s.

Tableau 2-1 : Synthèse des principaux paramètres géotechniques des différentes couches de sol rencontrées sur le site TULIP (vert = incertitude faible ; jaune = incertitude modérée ; marron = incertitude élevée)

		Remblais (R)	Calcaires Saint-Ouen (CSO)	Sables de Beauchamp (SB)	Marnes et Caillasses (MC)
Cote NGF toit formation		60.3	56.8	47	36.8
Hydro	Cote NGF toit nappe	48.2 à 48.8			
	k_v (m/s)	-	10^{-6} à 10^{-4}	10^{-6} à 10^{-5}	10^{-6} à 10^{-5}
	k_h (m/s)	-	10^{-5} à 10^{-3}	10^{-5} à 10^{-4}	10^{-5} à 10^{-4}
γ (kN/m ³)		19	18	21	20
Pressiométriques	E_{M-a} (MPa)	34	60	126	263
	ΔE_{M-z} (MPa/m)	-	10	28	-
	E_{M-g} (MPa)	24	44	92	220
	E_{M-h} (MPa)	18	34	75	187
	p_{l-a} (MPa)	1.9	2.8	3.8	>5
Oed	C_c (-)	0.138	0.291	0.069	0.1585
	C_s (-)	0.010	0.036	0.009	0.0195
	σ'_p (kPa)	90	530 à 550	200 à 508	48 à 580
Triaxiaux	E_{50-ref} (MPa)	20	40 à 60	18 à 180	40 à 360
	E_{ur-ref} / E_{50-ref}	2.5	2.5 à 4	2.5 à 3	3
	Evolution avec la profondeur ou σ_3	Pas d'information	Pas d'information	$E_{oed} = 43(\sigma_{\infty})^{0.605}$ à $61(\sigma_{\infty})^{0.414}$	Pas d'information
	ν (-)	0.3	0.3	0.37	0.3
	$[c'$ (kPa), φ' (°)]	[0 ; 28]	[10 ; 33] à [30 ; 42]	[10 ; 33] à [0 ; 41]	[190 ; 27] à [15 ; 38]
	Ψ (°)	-	-	3	-

Rappel des notations :

- k_v : perméabilité verticale moyenne,
- k_h : perméabilité horizontale moyenne,
- γ : poids volumique humide (naturel),
- E_{M-a} : moyenne arithmétique des modules pressiométriques, à mi-profondeur de couche,
- ΔE_{M-z} : évolution de la moyenne arithmétique des modules pressiométriques avec la profondeur,
- E_{M-g} : moyenne géométrique des modules pressiométriques, toutes profondeurs confondues,
- E_{M-h} : moyenne harmonique des modules pressiométriques, toutes profondeurs confondues,
- p_{l-a} : moyenne arithmétique des pressions limites pressiométriques, à mi-profondeur de couche,
- Δp_{l-z} : évolution de la moyenne arithmétique des pressions limites pressiométriques avec la profondeur,
- C_c : indice de compression,
- C_s : indice de gonflement,
- σ'_p : contrainte de préconsolidation,
- E_{50-ref} : module sécant à 50% du déviateur ultime,
- E_{ur-ref} : module de déchargement / rechargement,
- ν : coefficient de Poisson,
- $[c', \varphi']$: enveloppe des couples [cohésion effective, angle de frottement] mesurés, toutes profondeurs confondues,
- Ψ : angle de dilatance.

D'autres incertitudes géologiques, hydrogéologiques et géotechniques ont été identifiées dans le mémoire de synthèse géotechnique (cahier B1) du lot 1 de la ligne 16. Celles-ci sont rappelées dans la première colonne du Tableau 2-2. Compte-tenu des sondages complémentaires effectués dans le cadre du plot d'essai, du retour d'expérience de la réalisation des trois pieux et du passage du tunnelier, un nouveau regard local (à l'échelle du plot d'essai) sur ces incertitudes est porté dans la seconde colonne de ce tableau. Les incertitudes géologiques, hydrogéologiques et

géotechniques apparaissent in fine assez faibles au droit du plot d'essai grâce à la forte densité de reconnaissances effectuées, notamment aux trois nouveaux sondages pressiométriques.

Tableau 2-2 : Incertitudes géologiques, hydrogéologiques et géotechniques identifiées dans le mémoire de synthèse du lot 1 de la ligne 16 du projet du Grand Paris Express, et commentaires associés concernant le projet TULIP

Incertitude identifiée dans le cahier B1		Commentaire dans le cadre du projet TULIP
Géologique	Géométrie et épaisseur des couches représentées sur le profil en long géologique, position des interfaces	L'incertitude résiduelle sur la lithologie locale est négligeable. En effet, l'ensemble des sondages réalisés dans l'emprise TULIP (15 au total en comptant les sondages destructifs pour la pose de l'instrumentation) donne des informations similaires, avec des horizons subhorizontaux.
	Présence de gypse dans les MC, SB et SO	Il n'a pas été identifié de bancs ou lentilles de gypse sur les nouveaux sondages effectués dans le cadre du projet TULIP ni lors de la réalisation des pieux. Les paramètres de pilotage du tunnelier ne traduisent pas non plus la traversée d'une cavité de dissolution de gypse.
	Présence de zones et cavités de dissolution de gypse	
	Présence et géométrie d'un horizon argileux dans les Sables de Beauchamp	Dans l'emprise TULIP, les Sables de Beauchamp sont très largement des sables fins argileux beiges à verdâtres. Deux horizons d'environ 1 m d'épaisseur chacun aux cotes 41.5 et 44 NGF sont plus fins et décrits comme des marnes argilo-sableuses. Ces terrains, représentant donc 20% de l'épaisseur totale de SB, ne présentent par contre pas de caractéristiques mécaniques pressiométriques fortement différentes du reste du faciès. Ces bancs peuvent donc être assimilés au reste de la formation.
	Présence de bancs durs dans le Calcaire de Saint-Ouen	Seuls deux bancs calcaires assez durs mais fracturés d'environ 20 cm d'épaisseur ont été observés à la base de cette formation. Compte-tenu de leur faible épaisseur au regard de l'épaisseur de SO (9.8 m), ceux-ci ne sont pas représentatifs du comportement en grand du Calcaire de Saint-Ouen et peuvent être négligés.
	Présence de bancs durs dans les Sables de Beauchamp	Il n'a pas été observé de banc massif dur dans les sables de Beauchamp dans l'emprise TULIP. Seules quelques inclusions centimétriques ont été notées.
	Présence de bancs plus durs dans les Marnes et Caillasses et le Calcaire grossier	Les marnes et caillasses identifiées sur le sondage SC1 sont décrites comme des calcaires marneux indurés mais fragmentés. Elles n'apparaissent par conséquent pas particulièrement « plus dures » qu'attendu.
Hydrogéologique	Niveau du toit des nappes – variations piézométriques	Les deux piézomètres situés à proximité du site TULIP ont été suivis régulièrement entre 2017 et 2019. Les niveaux piézométriques s'avèrent stables. L'incertitude sur le niveau initial de la nappe est par conséquent faible.
	Perméabilité des formations	Deux essais Lefranc dans les SB ont été réalisés dans l'emprise TULIP. Les résultats obtenus sont cohérents avec la nature de ces formations, et d'autres essais réalisés sur le lot 1 de la Ligne 16. Les perméabilités des SO et MC sont estimées à partir d'essais réalisés ailleurs sur le lot 1. L'incertitude résiduelle sur les perméabilités des différentes formations est moyenne.
Géotechnique	Variations des caractéristiques géomécaniques au sein d'un même faciès	Un sondage pressiométrique a été réalisé au droit de chaque pieu. Les résultats obtenus ne mettent pas en évidence d'hétérogénéité en plan sur l'emprise TULIP. Une évolution des caractéristiques mécaniques assez homogène avec la profondeur est visible sur ces trois sondages pressiométriques. Les valeurs moyennes à mi-couche de modules pressiométriques et les évolutions avec la profondeur ont été données en Tableau 2-1. Des essais triaxiaux ont également été réalisés à différentes profondeurs, permettant de tenir compte de l'évolution des caractéristiques mécaniques avec la profondeur. Pour l'ensemble des paramètres listés dans le Tableau 2-1, une évaluation qualitative de l'incertitude a été effectuée.

2.2 Instrumentation du terrain

Au cours de l'expérimentation en vraie grandeur présentée ci-dessus, une instrumentation renforcée du sol est mise en place. Les Figure 2-3 et Figure 2-4 présentent les vues en plan et les coupes transversales du système d'instrumentation du sol. Celui-ci comprend des mesures de déplacements en surface et en profondeur dans les trois directions : longitudinale (u_x), transversale (u_y) et verticale (u_z) par rapport à la direction du tunnel ; ainsi que des mesures de pressions interstitielles à deux profondeurs différentes.

2.2.1 Mesures en surface

En surface, cinquante-quatre cibles topographiques espacées de 2 m et positionnées le long de trois lignes de mesures sont surveillées. Ce dispositif permet de mesurer les déplacements des différentes cibles dans trois directions : longitudinale (u_x), transversale (u_y) et verticale (u_z) par rapport à la direction du tunnel. Deux de ces lignes sont positionnées perpendiculairement à l'axe du tunnel : la première (SMRN) est située 10 m ($\approx 1D$) à l'avant du pieu P1,

côté Nord, et la seconde (SMRS) est située 10 m ($\approx 1D$) après le pieu P3, côté Sud. La distance entre ces deux lignes parallèles est de 40 m ($\approx 4D$). L'extension transversale des lignes SMRN et SMRS de chaque côté de l'axe du tunnel est d'environ 20 m ($\approx 2D$), et est censée couvrir la majorité de l'extension transversale de la zone d'influence géotechnique (ZIG) du tunnel. La troisième ligne (SMRL) est positionnée dans la direction longitudinale au-dessus de l'axe du tunnel, entre les deux sections de mesures transversales. L'ensemble de ces cibles est visé par trois stations de mesure de haute précision, nommées T1, T2 et T3 en Figure 2-3. Ces trois stations sont nécessaires en raison de la présence des massifs de réaction utilisés pour charger les pieux mais cachant certaines cibles. Aussi, cette configuration permet de vérifier la reproductibilité des mesures pour certaines cibles visées par deux stations différentes. Ces dernières ont une précision de visée de 1 seconde d'arc. Comme les stations sont placées dans la zone d'influence géotechnique du tunnel, quelques cibles « références » situées en dehors de cette zone sont visées à chaque cycle de mesures pour recalibrer le déplacement des stations elles-mêmes. De plus, les mesures de déplacement de ces trois stations sont corrigées en fonction des conditions atmosphériques. Ces corrections prennent en compte la pression atmosphérique, la température de l'air et l'humidité. En tenant compte des distances d'observation et des conditions météorologiques locales, les mesures successives ont montré que la précision des mesures de déplacement est de l'ordre de ± 0.2 mm.

2.2.2 Mesures en profondeur

Concernant les déplacements du sol en profondeur, les déplacements verticaux (u_z) sont mesurés à partir de cinq extensomètres de forage multipoints (Figure 2-3 et Figure 2-4). Ceux-ci sont positionnés en sections de mesures nord (SMRN) et sud (SMRS) du site expérimental et de manière à ce qu'au moins un extensomètre soit à la même distance transversale de l'axe du tunnel que chacun des pieux. Par exemple, l'extensomètre E5 se situe à une distance de $0.7D$ de l'axe, comme le pieu P2. Ce positionnement a pour objectif d'aider à l'analyse du comportement de l'interaction sol / pieu observé durant l'excavation. Les extensomètres utilisés ont neuf ancrés espacés de 3.3 m (Figure 2-4) et le déplacement relatif de chacune par rapport à la tête est mesuré avec une précision de ± 0.1 mm. Les déplacements de la tête des extensomètres sont suivis par les stations totales et les déplacements absolus des ancrés peuvent en être déduits avec une précision de ± 0.3 mm. Tous les extensomètres (à l'exception de E4) sont suffisamment longs (30 m) pour être fermement ancrés dans les Marnes et Caillasses et être considérés comme peu influencés par le creusement du tunnel. Le déplacement de l'ancre de base de ces extensomètres doit donc être proche de zéro, ce que confirment les mesures réalisées (§5.3).

Les déplacements horizontaux du sol dans les directions longitudinale (u_x) et transversale (u_y) sont mesurés avec cinq inclinomètres automatiques (I1 à I5 : Figure 2-3 et Figure 2-4). Ils sont positionnés aux mêmes distances transversales que les extensomètres pour les raisons détaillées ci-dessus. Le diamètre des tubes inclinométriques est de 89 mm, chaque tube comprenant une chaîne de neuf capteurs (espacés de 3 m) et dont la rotation par rapport à la direction verticale est mesurée au cours du temps de manière automatique. La précision angulaire des mesures pour chaque capteur est de 0.5° . Les déplacements horizontaux sont déduits des variations angulaires par intégration en considérant un point de déplacement connu. Pour les inclinomètres profonds (I1, I3, I4, I5), le déplacement de la base de l'inclinomètre peut être considéré nul en raison de la rigidité des marnes et caillasses. Le suivi topographique de la tête des inclinomètres en surface a permis de confirmer les déplacements calculés par intégration des rotations à partir de la base. Pour l'inclinomètre I2 situé au-dessus de l'axe du tunnel, les déplacements horizontaux absolus en profondeur sont calculés à partir du déplacement horizontal en surface issu des mesures topographiques.

Notons qu'à la même distance transversale de chaque pieu, l'instrumentation mise en œuvre comporte donc deux inclinomètres et deux extensomètres afin de pouvoir croiser ces informations avec la réponse des pieux, et de disposer d'un minimum de redondance des mesures.

2.2.3 Mesures des pressions interstitielles

Les pressions d'eau sont mesurées à partir de deux cellules de pression interstitielle sacrificielles (Figure 2-4) : l'une située environ à la profondeur de l'axe du tunnel (CPI2), l'autre positionnée à la profondeur de sa clé (CPI1) et qui seront détruites par le passage du tunnelier.

Les capteurs de pression piézo-résistifs sont très précis (1 à 2 kPa) convenant aux mesures de haute fréquence et des applications à court terme. Leur signal de sortie 4-20 mA est stable et facile à lire et à automatiser, et permet des transmissions sur de longues distances. Le capteur de pression piézo-résistif (Figure 2-8) comprend un diaphragme en céramique inerte. Un pont de jauges de contrainte type Wheatstone à quatre branches est fixé sur le côté sec du diaphragme. La pression d'eau appliquée sur le diaphragme côté humide modifie la résistance des jauges et leur signal de sortie proportionnellement. Un circuit électronique convertit le signal du pont en un signal 4-20 mA. Les mesures seront effectuées avec les fréquences suivantes : deux mesures par semaine entre $t_0 - 20j$ et t_0 (i.e. le front de taille est situé entre -20 m du pieu P1 et le pieu P1) ; une mesure par heure (i.e. tous les 0.1D d'avancement) jusqu'à la sortie de la zone d'expérimentation (i.e. le front de taille du tunnel est situé 20 m après le pieu P3) ; puis une mesure par semaine pendant encore 40 jours.

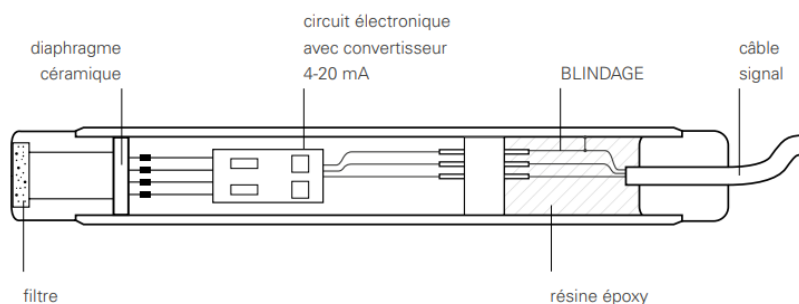


Figure 2-8 : Schéma de principe du capteur de pression piézo-résistif

Les capteurs de pression piézo-résistifs possèdent un embout filtrant permettant d'empêcher l'entrée de petites particules de sol dans la chambre en avant du diaphragme. Les pores du filtre permettent donc le passage de l'eau et le blocage de ces particules. Dans certains environnements, les terrains sont partiellement saturés et conduisent donc à une pression d'eau négative. Dans ce cas, un filtre avec des pores très réduits est requis. Lorsque ce filtre est saturé, sa tension superficielle au niveau des pores empêche l'air de pénétrer à l'intérieur mais laisse passer l'eau.

2.3 Principe constructif et instrumentation des pieux

2.3.1 Description et mise en place des pieux

Comme déjà évoqué au paragraphe 2.1.1, les trois pieux construits dans le cadre de l'expérimentation TULIP – nommés P1, P2 et P3 – présentent un diamètre extérieur de 0.5 m et sont en béton armé. P1 et P2 ont une longueur de 15.8 m et P3 une longueur de 20.9 m, avec leurs pointes situées à 1.5 m (0.15D) au-dessus de la clé du tunnel pour P1 et P2, et à 1.1 m (0.11D) au-dessus de l'axe du tunnel pour P3 (Figure 2-4). La distance transversale entre l'axe de chaque pieu et l'axe du tunnel est différente : 0m pour le pieu P1, 6.9 m (0.7D) pour le pieu P2 et 9.87 m (1D) pour le pieu P3. Ces longueurs et positions transversales de pieu ont été choisies de manière à ce que les pieux appartiennent à différentes zones d'influence identifiées dans la littérature (Jacobsz et al. (2004), Selemetas & Standing (2017), Kaalberg *et al.* (2005), etc.). Longitudinalement, les pieux sont distants de 1D (environ 10 m) afin d'éviter toute interaction entre eux.

L'auto-stabilité des calcaires de Saint-Ouen a permis de réaliser les pieux P1 et P2 selon la technique des pieux forés simples composée des étapes suivantes : (i) forage ; (ii) ferrailage (les cages d'armatures sont descendues dans le forage) ; (iii) bétonnage ; (iv) recépage et réalisation de la tête de pieu. Pour cette dernière étape, une virole métallique de 600 mm de diamètre est mise en place pour réaliser la tête des pieux. Pour le pieu P3, dont la pointe se situe dans les sables de Beauchamp, la technique des pieux à tarière creuse a dû être utilisée compte tenu de l'instabilité de ces sables. Ainsi après la réalisation du forage, la tarière a été progressivement extraite et le béton a été pompé et injecté à faible pression par l'âme de la tarière dans le forage. La cage d'armature métallique du pieu a ensuite été mise en place dans le béton. A noter toutefois que la descente de la cage d'armature du pieu P3 dans le forage rempli de béton n'a pu se faire jusqu'à la position finale initialement prévue, ceci malgré plusieurs tentatives. La cage a été descendue jusqu'à une profondeur de $z = -19.43$ m, ce qui induit la présence d'une hauteur de 0.8 m de béton non armé sous la cage. L'excès de cage d'armature en surface (0.8m) a été quant à lui découpé avant la confection de la tête du pieu.

La Figure 2-9 illustre la méthodologie adoptée pour la réalisation des pieux forés simples et à la tarière creuse.

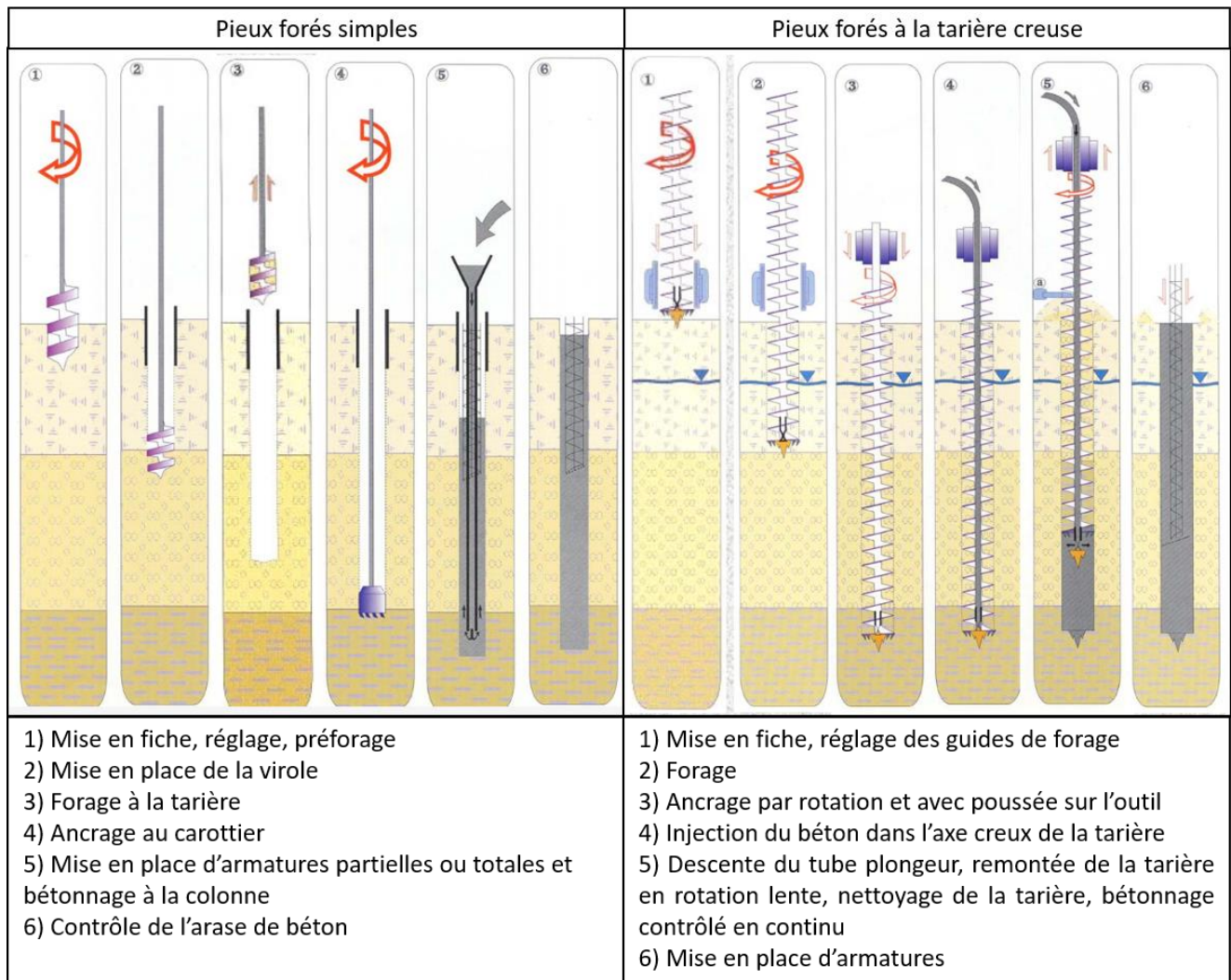


Figure 2-9 : Méthodologie adoptée pour la réalisation des pieux forés simples et à la tarière creuse (btp-cours.com)

Tableau 2-3 : Caractéristiques mécaniques du béton utilisé pour la conception des pieux

Classe de béton		C35/45
Poids volumique du béton	γ_b	25 kN/m ³
Résistance caractéristique à la compression	f_{ck}	35 MPa
Valeur moyenne de la résistance en traction	f_{ctm}	3.21 MPa
Module de déformation	E_{cm}	20 000 MPa
Module d'Young à long terme	E_{cf}	10 000 MPa
Coefficient partiel relatif au béton	γ_c	1.50

Le béton utilisé possède les caractéristiques mécaniques présentées dans le Tableau 2-3. Les cages d'armatures nécessaires pour armer le béton sont composées de huit filants HA14 par pieu, numérotés de 1 à 8. L'acier utilisé pour le béton armé est du type haute adhérence (HA) de qualité soudable Fe 500 avec : un module de déformation $E_s = 200\ 000$ MPa, une limite d'élasticité $f_e = 500$ MPa, et un allongement à la rupture $\epsilon_{uk} = 50\%$ (classe B).

Une instrumentation a été positionnée dans chaque pieu afin de pouvoir mesurer et analyser les déformations axiales et l'évolution des efforts internes (effort axial, moments de flexion) le long des pieux au cours des différentes étapes de l'expérimentation. Pour cela, avant que les cages d'armatures des pieux soient descendues dans le forage, elles ont été instrumentées de la manière suivante (Figure 2-10) :

- 32 jauges de déformation à corde vibrante ont été placées le long des filants métalliques numérotés 1, 3, 5, 7 (lignes impaires). Ces filants sont positionnés à 90° les uns des autres dans la section transverse du pieu. Les 32 jauges de déformation orientées dans la direction axiale du pieu sont regroupées par ensemble de 4 jauges pour constituer 8 sections de mesure régulièrement réparties le long du pieu. Cette instrumentation sera détaillée dans le paragraphe §2.3.4.
- 4 lignes de fibre optique positionnées le long des filants métalliques numérotés 2, 4, 6, 8 (lignes paires), positionnés à 90° les uns des autres dans la section transverse du pieu (soit à 45° des filants sur lesquels sont fixés les cordes vibrantes). Ces lignes de fibre optique mesurent la déformation axiale du pieu le long des quatre filants pairs considérés. Outre la redondance avec les mesures locales réalisées avec les lignes de cordes vibrantes, les fibres optiques permettent une mesure quasi continue de la déformation axiale le long des filants. Cette instrumentation sera détaillée dans le paragraphe §2.3.5.

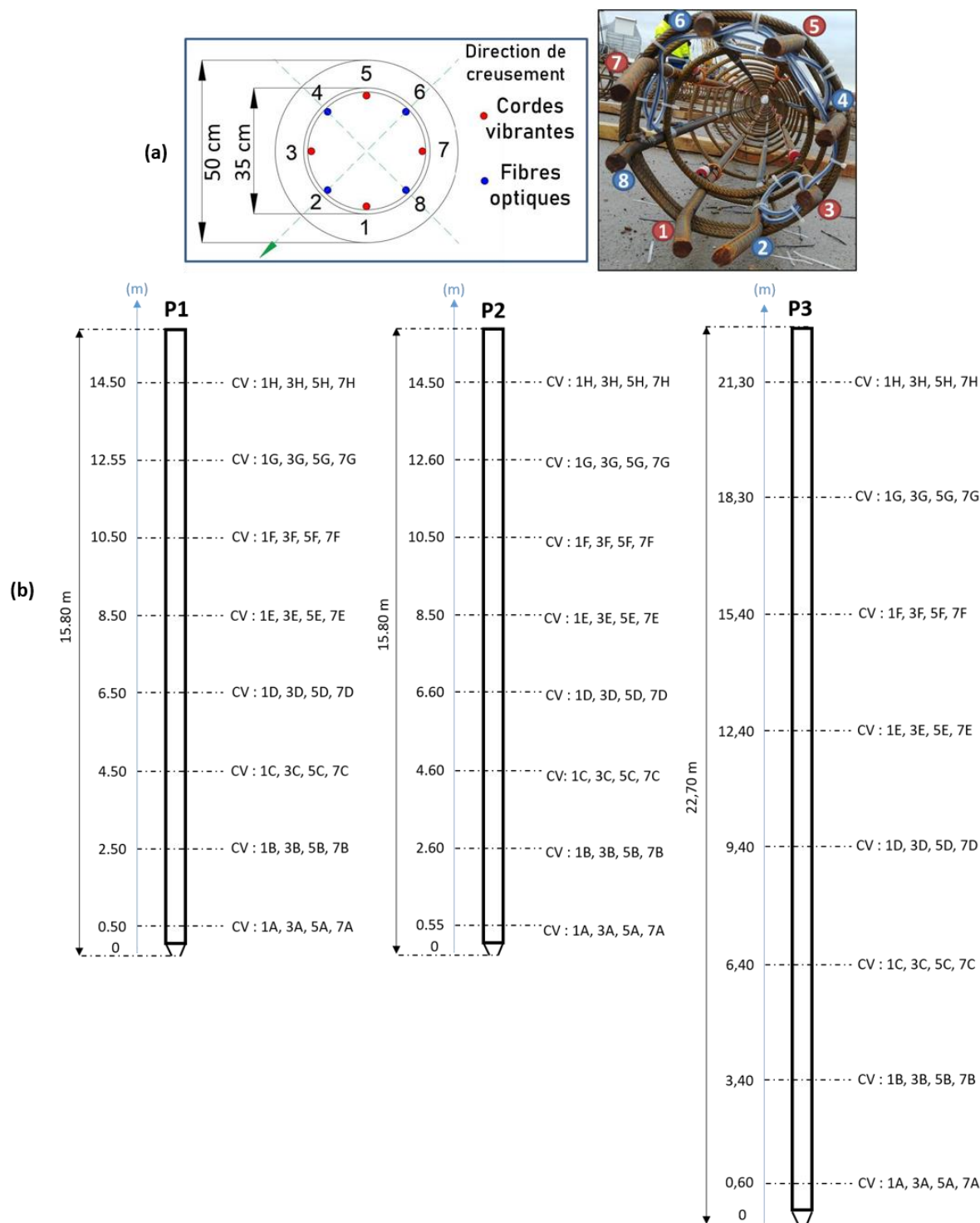


Figure 2-10 : Disposition des cordes vibrantes et des fibres optiques par filant (a) ; disposition des capteurs à cordes vibrantes le long des trois pieux (b)

2.3.2 Dispositif de chargement des pieux

Le dispositif de chargement de chaque pieu est composé d'un massif de réaction constitué d'un assemblage de poutres métalliques (masse totale de l'ordre de 300 tonnes) et d'un vérin hydraulique positionné entre la tête du pieu et le massif de réaction (Figure 2-11). Le vérin prend appui sur une plaque de répartition placée au contact de la tête du pieu. Chaque vérin d'une capacité de 250 tonnes est actionné par une pompe hydraulique dont la pression en sortie est régulée manuellement afin d'imposer la charge verticale souhaitée en tête de pieu. Deux pompes assurent le chargement des trois pieux : l'une pour les pieux courts P1 et P2, l'autre pour le pieu long P3. L'effort vertical appliqué en tête de chaque pieu est mesuré en continu à l'aide d'un peson fixé sur la tige du vérin. Ce peson mesure 100 mm de hauteur sur 140 mm de diamètre pour une capacité de 250 tonnes.



Figure 2-11 : Système de chargement des pieux (Mohamad, 2022)

Le chargement des pieux a été réalisé fin février – début mars 2020 par paliers de 40 tonnes, jusqu'à 210 tonnes pour les pieux P1 et P2 et 240 tonnes pour le pieu P3. Le passage du tunnelier sous le site, prévu peu de temps après le chargement des pieux, a été décalé à début juillet en raison de l'arrêt du chantier suite au confinement lié à la pandémie du COVID-19. Entre mars et mai 2020, la pompe assurant le chargement du pieu P3 n'a pas été en mesure de maintenir la pression initiale de 240 tonnes en raison d'un dysfonctionnement (micro-fuites). Il a été constaté une diminution de 50% de la charge appliquée durant cette période. Le 27 mai 2020, le pieu P3 a par conséquent été complètement déchargé puis rechargé en 4 paliers de 30 minutes jusqu'à 210 tonnes en utilisant la seconde pompe hydraulique. Notons que cette opération est réalisée sans décharger les pieux P1 et P2.

2.3.3 Calcul de la capacité portante des pieux

Les capacités portantes sont calculées grâce à la « méthode pressiométrique » de la norme NF P94-262, norme d'application de l'Eurocode 7 consacrée aux fondations profondes. Elles se calculent de la manière suivante :

$$R_c = R_b + R_s \quad (2-1)$$

Avec :

- R_c : la valeur de la portance de la fondation profonde ;
- R_b : la valeur de la résistance en pointe de la fondation profonde.

$R_b = A_b q_b$ où A_b est la surface de la base de la fondation profonde et q_b la valeur de la pression de rupture du terrain sous la base du pieu.

$q_b = k_p \frac{1}{b+3a} \int_{P-b}^{P+3a} p_l^*(z) dz$ avec : k_p le facteur de portance pressiométrique ; $p_l^*(z)$ la pression limite à la profondeur z (issue des sondages pressiométriques spécifiques, cf. Tableau 2-1) ; P la profondeur de la fondation ; $a = \max\left\{\frac{B}{2}; 0.5\right\}$; $b = \min\{a; h\}$; B la largeur du pieu ; h la hauteur du pieu contenue dans la formation porteuse.

- R_s : la valeur de la résistance du frottement axial de la fondation profonde.

$R_s = P_s \int_0^D q_s(z) dz$ où P_s est le périmètre du fût du pieu, D la longueur de la fondation contenue dans le terrain et $q_s(z)$ la valeur du frottement axial unitaire limite à la cote z .

$q_s(z) = \alpha_{\text{pieu-sol}} \cdot f_{\text{sol}}(p_l^*(z))$ avec : $\alpha_{\text{pieu-sol}}$ un paramètre adimensionnel qui dépend à la fois du type de pieu (P1, P2 : type « foré simple » ; P3 : type « tarière creuse ») et du type de sol (§2.1.4) ; $f_{\text{sol}}(p_l^*) = (j p_l^* + k)(1 - e^{-l p_l^*})$ où j, k, l sont des coefficients qui ne dépendent que du type de sol et des valeurs de pression limite.

Tableau 2-4 : Valeurs des capacités portantes et des résistances le long des pieux

	$R_{s,R}$ (kN)	$R_{s,CSO}$ (kN)	$R_{s,SB}$ (kN)	R_b (kN)	R_c (kN)
P1	313	2447	240	900	3900
P2	313	2447	240	900	3900
P3	494	2447	1850	1425	6220

La mesure de la charge verticale appliquée en tête de chaque pieu est réalisée selon deux façons : (i) des mesures à l'aide du capteur de force (peson) placé sur la tige de chaque vérin ; (ii) à partir d'une moyenne des mesures de déformation obtenues à l'aide du premier niveau de cordes vibrantes placées dans le pieu à proximité de la tête du pieu.

La charge finale appliquée avant passage du tunnelier est la même pour les trois pieux : 210 tonnes, ce qui correspond donc à 54% de la capacité portante théorique de P1 et P2 et 33% de celle de P3.

2.3.4 Mesure des déformations par capteurs à cordes vibrantes

Les capteurs à cordes vibrantes utilisés sont des extensomètres qui mesurent la déformation d'un élément d'ouvrage par la mesure de la variation de fréquence d'une corde tendue à l'intérieur du corps du capteur. La déformation est définie comme le rapport de la variation de la longueur de la corde sur sa longueur initiale $\left(\frac{\Delta l}{l_0}\right)$. L'allongement ou le raccourcissement de la corde engendre une modification de la fréquence de vibration, permettant alors d'évaluer la déformation de l'élément d'ouvrage dans la direction de mesure de l'extensomètre.

Dans le cadre de l'expérimentation TULIP, chaque pieu comprend 32 capteurs à cordes vibrantes placés le long des filants impairs (1, 3, 5, 7) des cages d'armature. Ces extensomètres orientés dans la direction longitudinale des filants (direction axiale du pieu) sont regroupées par ensemble de 4 capteurs pour constituer 8 sections de mesure localisées à différents niveaux de profondeur (notés de A à H, Tableau 2-5), tous les 2 m pour les pieux courts P1 et P2, et tous les 3 m pour le pieu long P3. Ainsi, une mesure de la déformation axiale du pieu (moyenne des 4 extensomètres d'une même section) est obtenue par niveau de mesure. Dans un second temps, les valeurs locales de l'effort axial et des moments de flexion transverse et longitudinal peuvent être déduites de ces mesures de déformations axiales (cf. §3.1.3).

Le Tableau 2-5 recense les positions des cordes vibrantes et la répartition des capteurs le long des pieux (Figure 2-10). Notons que les cordes au niveau H du pieu P1 se situent dans la tête du pieu, ce qui peut impacter le niveau de déformation étant donné la différence de diamètre entre le pieu (500 mm) et la tête du pieu (600 mm). De plus comme indiqué au paragraphe 2.3.1, l'installation de la cage d'armature du pieu P3 dans le forage rempli de béton n'a pu se faire jusqu'à la position finale initialement prévue. Une longueur de 0.8m de cage d'armature au niveau de la tête du pieu a dû être découpée, éliminant les quatre capteurs du niveau H.

Tableau 2-5 : Positions des capteurs de cordes vibrantes par niveau de profondeur

	Niveau	H	G	F	E	D	C	B	A
Profondeur (m)	P1	-0.05	-2.05	-4.05	-6.05	-8.05	-10.05	-12.05	-14.05
	P2	-0.39	-2.39	-4.39	-6.39	-8.39	-10.39	-12.39	-14.39
	P3	-	-1.33	-4.23	-7.13	-10.13	-13.03	-15.93	-18.83

2.3.5 Mesure des déformations par capteurs à fibres optiques

Les capteurs à fibres optiques utilisées sont de type monomode « SMF » avec rétrodiffusion Brillouin. La fibre optique est installée en un seul tenant, toutes les fibres étant connectées par des câbles de liaison optique. Dans chaque pieu, deux boucles de fibres formant un « U » sont installées sur les filants pairs opposés : 2-6 et 4-8. Les capteurs à fibres optiques permettent des mesures réparties ou distribuées de la déformation le long de la fibre. La mesure s'effectue par injection d'une impulsion lumineuse à travers un coupleur optique : celle-ci arrive en premier sur le pieu P1 en entrant par la tête à travers le filant 8 puis en ressortant par le filant 4. Le laser passe ensuite dans la boucle des filants 2-6, puis continue son chemin de la même manière à travers les pieux P2 et P3. Le laser sera alors recueilli, par l'autre entrée de la centrale d'acquisition sur un photorécepteur, en une seule courbe couvrant les trois pieux ainsi que les liaisons optiques (Figure 2-12). L'analyse de cette impulsion lumineuse permet alors de tracer la courbe de la fréquence en fonction de la longueur avec une résolution spatiale de 5 cm. Les déformations ($\varepsilon(t)$, comptées positivement en compression) sont calculées en se basant sur les formules (2-2) et (2-3) : C_ε et C_T correspondent aux sensibilités à la déformation et à la température ; $f(t)$ et $f(t_0)$ correspondent aux fréquences mesurées à l'état initial (t_0) et à l'instant t ; $\Delta T(t)$ correspond à la variation de température (Mohamad *et al.*, 2022).

$$f(t) - f(t_0) = C_T \cdot \Delta T(t) + C_\varepsilon \cdot \varepsilon(t) \quad (2-2)$$

Ou encore :

$$\varepsilon(t) = \left(\frac{f(t) - f(t_0)}{C_\varepsilon} \right) - \left(\frac{C_T \cdot \Delta T(t)}{C_\varepsilon} \right) \quad (2-3)$$

En raison de l'absence de mesure de la température dans les pieux, le deuxième terme du membre de droite de l'équation (2-3) est négligé dans le calcul des déformations.

Un traitement du signal brut doit être effectué pour lisser les courbes de déformation, présentant à l'état initial des irrégularités liées aux différentes sources de bruits optiques et mécaniques. Pour cela, une moyenne glissante arithmétique est utilisée (Mohamad, 2022). La Figure 2-13 présente un exemple de mesure de déformation issue de la fibre optique pour P1, avant et après lissage.

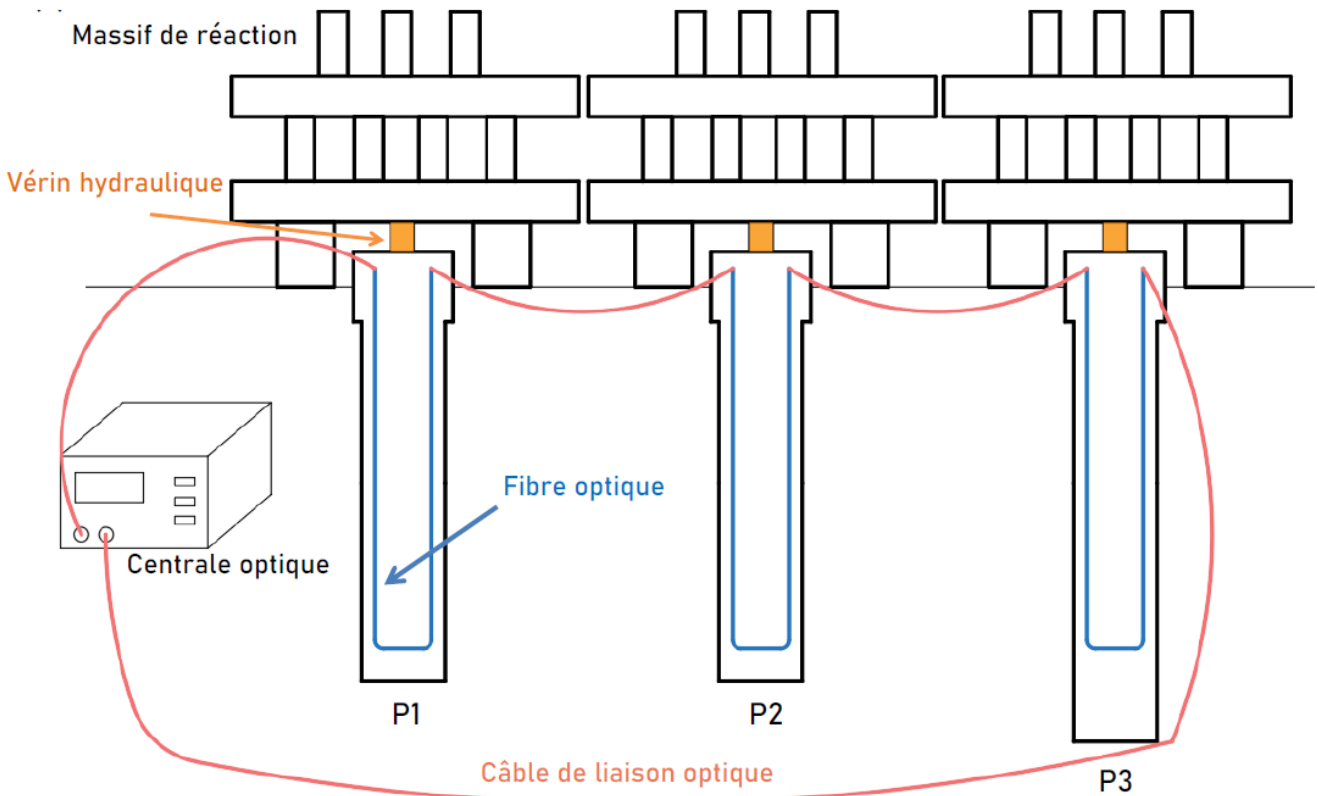


Figure 2-12 : Schéma de branchement des fibres optiques à la centrale optique (Mohamad, 2022)

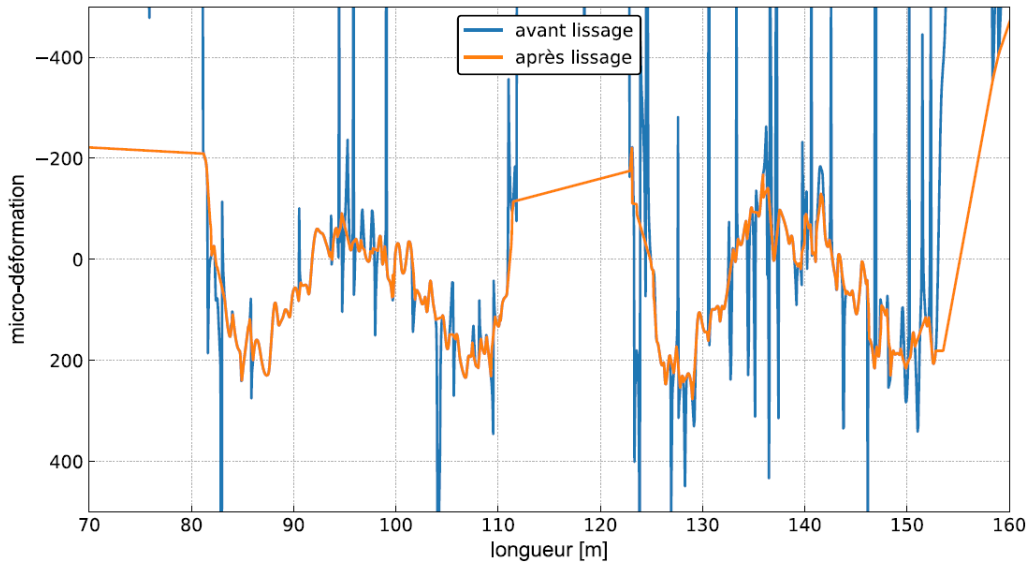


Figure 2-13 : Exemple de mesure de déformation issue de la fibre optique pour P1 – avant et après lissage (Mohamad, 2022)

Bien que les deux types d'instrumentation soient mis en place, seuls les résultats issus des cordes vibrantes seront présentés dans cette thèse, l'ensemble des résultats ayant été traité par Mohamad (2022).

2.3.6 Mesure du déplacement de la tête des pieux

Afin de suivre les déplacements de la tête des pieux dans les directions longitudinale (u_x), transverse (u_y) et verticale (u_z), des cibles topographiques ont été installées sur chacune des têtes : quatre cibles sur P1 et P2, trois cibles sur P3 (Figure 2-14). Les mesures sont effectuées par les trois théodolites également utilisées pour les déplacements du terrain en surface (§2.2.1).

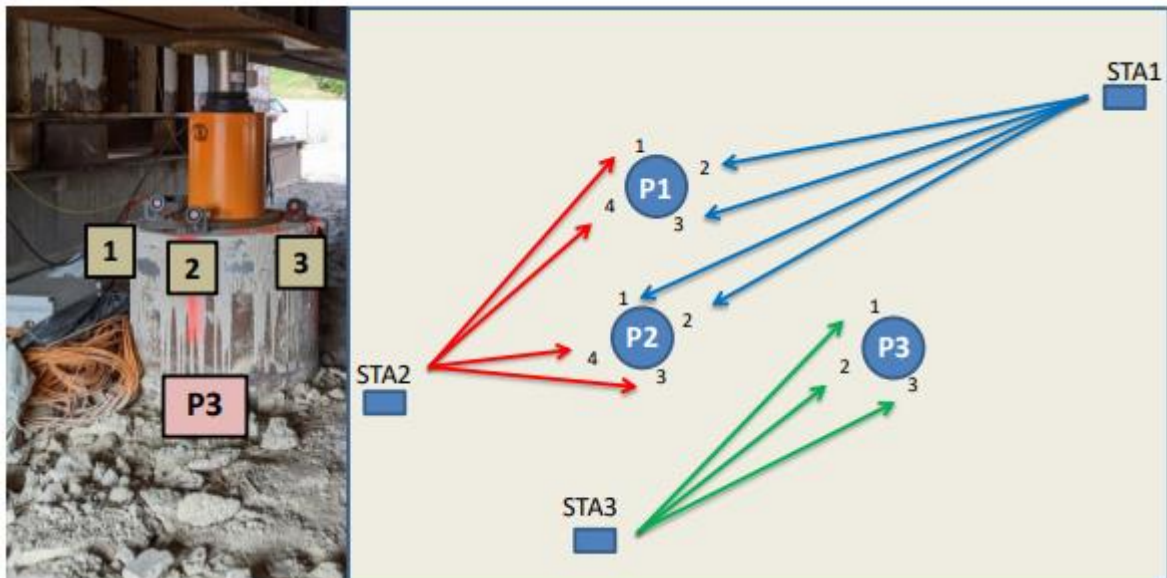


Figure 2-14 : Schéma de suivi des déplacements en tête des pieux (Mohamad, 2022)

2.4 Présentation du tunnelier

2.4.1 Géométrie de la machine

Le tunnelier considéré est appelé TBM6 dans le cadre des travaux de la ligne 16 du Grand Paris Express. Il a été baptisé « Armelle », a pris son départ dans le puits Braque à Aulnay-sous-Bois, et a réalisé 3.3 km jusqu'à Blanc-

Mesnil. Sa roue de coupe a un diamètre (D) de 9.87 m et est équipée avec vingt-six molettes de 18 pouces et deux cents couteaux. Son taux d'ouverture est d'environ 30%. Le bouclier est composé de trois cylindres de diamètres décroissants (Figure 2-16 a) : le bouclier avant (9.83 m de diamètre et 3.5 m de long), le bouclier central (9.815 m de diamètre et 3.5 m de long) et la jupe (9.80 m de diamètre et 4.0 m de long). La différence de diamètre entre la roue de coupe et l'extrémité de la jupe est par conséquent égale à 70 mm, pour une longueur totale du bouclier égale à 11.0 m.

2.4.2 Principe de fonctionnement du tunnelier

Le creusement dans le cas présent se faisant dans des terrains meubles, il a été fait le choix d'un tunnelier à pression de terre. Avec ce mode de creusement, la pression de soutènement sur le front de taille est exercée par le matériau abattu contenu dans la chambre d'abattage. L'extraction de ce matériau de la chambre se faisant au moyen d'une vis inclinée, la pression du matériau dans la chambre d'abattage est régulée par contrôle du débit d'extraction de cette vis. Dans le cas d'un creusement sous nappe, il est indispensable que les pertes de charges hydrauliques le long de la vis d'extraction soient suffisantes pour équilibrer le gradient des pressions d'eau entre l'amont et l'aval de la vis. Cette condition limite le domaine d'utilisation des tunneliers à pression de terre aux sols fins (argiles, limons) et aux faibles pressions hydrostatiques (< 3.5 bars). Depuis plusieurs années, l'emploi d'adjuvants (tensio-actifs, polymères, boue bentonitique) a permis d'étendre le domaine d'utilisation des tunneliers à pression de terre à des terrains plus grossiers (sables, graviers) bien que la pression hydrostatique reste un facteur limitant. Le conditionnement du matériau contenu dans la chambre d'abattage à l'aide d'adjuvants permet aussi d'améliorer l'homogénéité des pressions appliquées sur le front de taille et de réduire l'usure des outils et le couple résistant sur la roue de coupe.

Notons que le TBM utilisé permet l'injection de bentonite en différents points du bouclier afin de limiter les pertes de volume autour de la machine. Cependant, cette fonctionnalité n'a pas été utilisée lors de la traversée sous le site expérimental. On peut également noter que lors du passage sous le site, l'excavation a été réalisée avec un fort taux de mousse dans la chambre d'abattage conduisant à un matériau de confinement homogène mais de faible densité (§4.1.2).

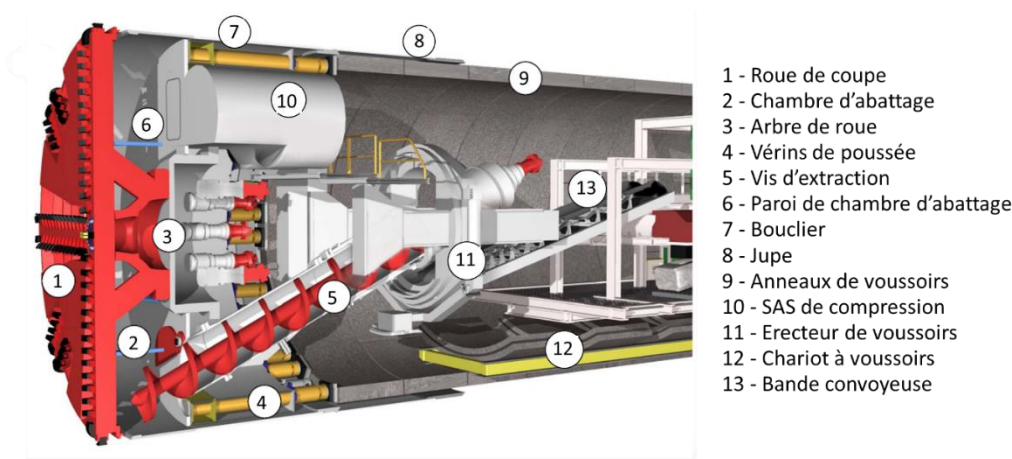


Figure 2-15 : Schéma de principe d'un tunnelier à pression de terre (source : Herrenknecht)

2.4.3 Revêtement mis en place

Le revêtement du tunnel – assemblé à l'intérieur de la jupe – est composé d'anneaux de sept voussoirs en béton armé (six voussoirs universels et une clé), de 0.4m d'épaisseur et de 2m de long. Les voussoirs sont faits de béton armé (Tableau 2-6 a&b), de classe C40/50 avec un taux d'acier d'environ 85 kg/m³ (aciers HA10, HA12 et HA14). Considérant le diamètre intérieur du revêtement (8.70 m) et son épaisseur, un vide annulaire important existe entre l'extrados des voussoirs et le terrain. En faisant l'hypothèse de l'absence de convergence et d'un espace identique en clé et radier, celui-ci atteindrait 18.5 cm (soit un volume théorique de 11.8 m³ / anneau). Ce vide est comblé au cours de la progression du tunnelier dans le terrain par l'injection de mortier de bourrage semi-actif (Tableau 2-6 c) via

quatre buses d'injection. Celles-ci sont situées à la sortie de la jupe du tunnelier, en partie haute, à +/- 30° et +/- 50° de part et d'autre de la clé du tunnel (notées A1 à A4 en Figure 2-16 b).

Des connecteurs longitudinaux en polyamide (de 247.5 mm de longueur et 68 mm d'épaisseur maximale) sont utilisés entre les différents anneaux. Chaque voussoir comporte quatre connecteurs permettant de le positionner par rapport aux voussoirs adjacents.

Tableau 2-6 : Caractéristiques du revêtement (source : Eiffage)

(a) Formulation du béton				
Constituants	Dosage pour 1 m ³		Densité absolue	Volume (L)
Ciment CEM III/A 52.5 L CE PM-ES-CP1 NF CALCIA Rombas	360	kg	2.98	121
Sable 0/4 LAFARGEHOLCIM Triel	802	kg	2.48	323
Gravier 6/20 LAFARGEHOLCIM Triel	980	kg	2.46	398
Eau efficace (*)	137	kg / L	1	137
Adjuvant : Superplastifiant KRO- NO 867 (SIKA)	1.43	kg	1.07	1.34
Air entraîné (2%)	/	/	/	20.0
Total	2314	kg		1000
(b) Caractéristiques mécaniques du béton				
Classe de béton				C40/50
Classe d'exposition				XC3/XD2/XA2/XH3
Poids volumique du béton			γ_b	25 kN/m ³
Résistance caractéristique à la compression			f_{ck}	40 MPa
Valeur moyenne de la résistance en traction			f_{ctm}	3.5 MPa
Coefficient de Poisson			U	0.2
Module de déformation			E_{cm}	35 220 MPa
Module d'Young à long terme			E_{cf}	11 740 MPa
Coefficient partiel relatif au béton			γ_c	1.5
(c) Formule du mortier de bourrage				
Constituants	Dosage (kg/m ³)			
Sable 0/4 – Lecieux St Maximin	1390			
Filler Calcaire – Carbocia AU	60			
Filler de scories d'acier inox – Fillinox	60			
CEM III/A 42.5 N LH CE PM-ES NF – Cimalux	160			
MasterPozzolith 4952R – BASF	1.68			
Eau efficace	313.0			

2.4.4 Instrumentation du tunnelier

Ce tunnelier, qui était neuf au début du projet, est équipé de l'instrumentation classique utilisée sur les tunneliers actuels. Il s'agit notamment des mesures de la pression exercée sur les parois de la chambre d'abattage par le matériau abattu et contenu dans cette chambre, du couple sur la roue de coupe, des forces de poussée exercées par chaque groupe de vérins, de la force de poussée transitant par l'arbre de la roue de coupe, des volumes et des pressions d'injection de mortier, du poids des matériaux excavés sur le convoyeur à bande, etc. En particulier, il convient de noter que douze capteurs de contraintes totales sont répartis sur les parois de la chambre d'abattage (Figure 2-16 c). Il s'agit de capteurs de 60 mm de diamètre fonctionnant en mode de mesure indirecte. Ce diamètre est suffisant pour obtenir une bonne précision dans les argiles, les limons et les sables. En effet, les expériences de laboratoire menées par Weiler & Kulhawy (1982), et Rusinek *et al* (2009) ont montré qu'un diamètre de capteur dix fois supérieur au

diamètre moyen des grains de sol était suffisant pour éviter les actions locales des grains sur la cellule du capteur (Berthoz et al, 2013). Néanmoins, dans le cas des graviers et des cailloux, la précision des mesures de pression est plus faible. Dans le cas présent, l'étude de l'évolution temporelle de chaque capteur a montré des oscillations globalement modérées sur l'ensemble du plot d'essai. Les plus fortes oscillations observées à certains moments sont probablement dues à la présence de blocs de matériau dans la chambre d'abattage mais elles sont trop peu nombreuses pour remettre en cause les valeurs de contraintes moyennes présentées au paragraphe §4.1.1. Néanmoins, pour une analyse détaillée telle que le calcul du gradient de pression dans la chambre, ces perturbations n'ont pas été prises en compte.

Toutes ces mesures sont acquises, pour chaque anneau, avec une période de 10s et enregistrées dans les « rapports d'anneau ». Le « rapport d'anneau » N correspond à la pose de cet anneau. Cette phase de pose est précédée d'une phase d'excavation pendant laquelle la roue de coupe s'est déplacée de 2 m, portant la distance entre la face avant du futur anneau N et le front de taille du TBM de 6 à 8 m. Tout se passe donc comme si l'anneau N+4 avait été excavé (Figure 2-16 a). Parallèlement à l'excavation, le mortier d'injection est injecté à la sortie de la jupe, i.e. entre les milieux des anneaux N-1 et N-2.

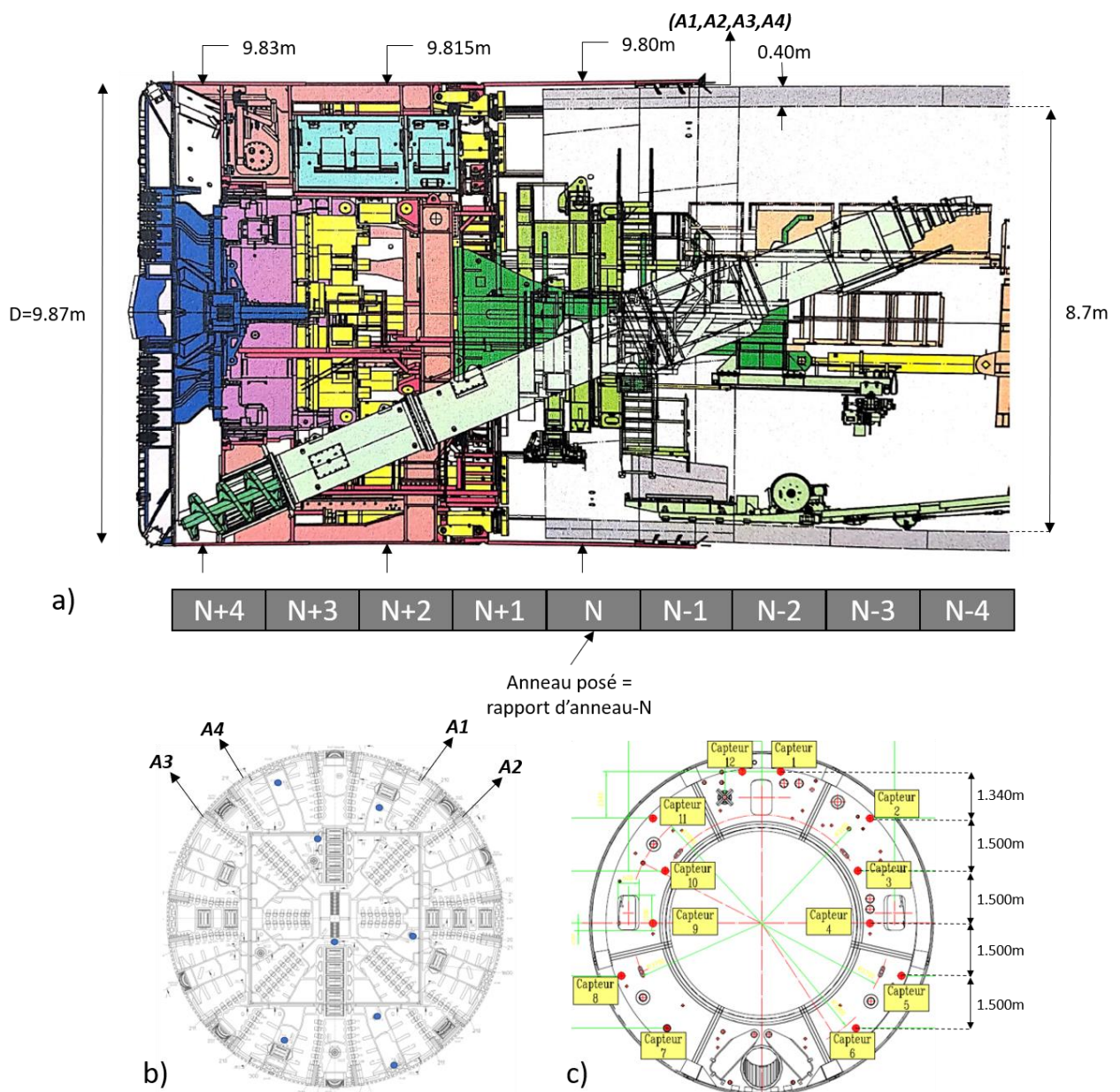


Figure 2-16 : Géométrie et configuration du TBM (a) ; outils de la roue de coupe et position des buses d'injection du mortier de bourrage (b) ; position des capteurs de pression dans la chambre (c)

2.5 *Planning de déroulement de l'expérimentation*

Suite à une longue phase de préparation, le déroulement de l'expérimentation en vraie grandeur a eu lieu entre début décembre 2019 et fin juillet 2020. En effet, les pieux ont été construits début décembre 2019, puis l'instrumentation du terrain et des pieux a été mise en place début janvier 2020, suivie de la construction des massifs de réaction et du chargement des pieux en février 2020 (cf. 2.3.2). En raison du confinement lié à la pandémie du COVID-19, un arrêt des mesures et un déchargement partiel du pieu P3 ont été observés durant les mois de mars et avril 2020. En mai 2020, les mesures ont repris dans le terrain et les pieux, et le pieu P3 a été rechargé. Le tunnelier est finalement passé sous le site expérimental TULIP entre les 1^{er} et 9 juillet 2020.

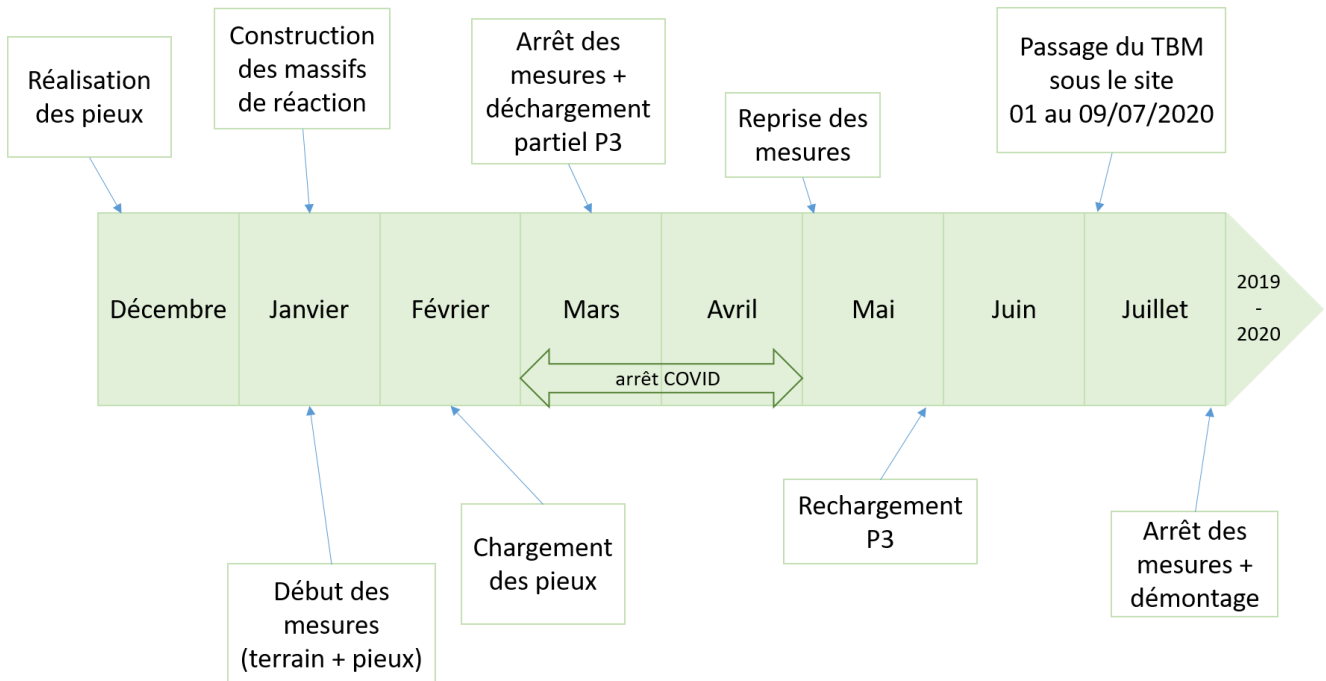


Figure 2-17 : Planning de l'expérimentation en vraie grandeur

3 CHARGEMENT VERTICAL DES PIEUX JUSQU'À LEUR CHARGE DE SERVICE

3.1 Déplacements et déformations axiales dans les pieux durant le chargement

3.1.1 Préambule

Lors de leur expérimentation en vraie grandeur dans les argiles de Londres, Selemetas & Standing (2017) ont observé un tassement du terrain lors de la mise en place des massifs de réaction ayant induit du frottement négatif (vers le bas) dans les pieux. Nous avons donc suivi de très près les déformations dans les pieux avant, pendant, et après la mise en place des bâtis de réaction. Cependant, les déformations axiales mesurées par les cordes vibrantes et les fibres optiques n'ont pas présenté de différence significative avant et après mise en place des bâtis de chargement. En d'autres termes, les pieux n'ont subi aucun effet de la mise en place des bâtis. D'une manière générale, l'analyse qui suit considère le pieu non déformé (état de référence) immédiatement avant son chargement axial.

3.1.2 Tassement en tête des pieux

Pour rappel, une charge en tête de 2054 kN est appliquée sur les pieux P1 et P2 contre 1985 kN sur le pieu P3, soit 54% de la capacité portante théorique de P1 et P2 et 33% de la capacité théorique de P3 (§2.3). Cette charge appliquée préalablement au passage du tunnelier est censée représenter la charge de service reprise par le pieu.

La Figure 3-1 présente le tassement en tête de chaque pieu au cours du chargement. Il augmente logiquement à mesure que la charge appliquée augmente pour atteindre environ 2.5 mm pour P1 (courbe bleue), 3.2 mm pour P2 (courbe verte) et 1.9 mm pour P3 (courbe rouge). Notons que le pieu P2 tasse plus que le pieu P1 d'environ 0.7 mm bien que leurs propriétés soient très similaires. Les faibles valeurs finales de tassement des pieux (de l'ordre de 0.5% de leur diamètre) laissent penser que la capacité portante réelle de chaque pieu est probablement supérieure à la capacité portante théorique calculée (le modèle numérique permettra de confirmer cette hypothèse dans le paragraphe §11.2.2).

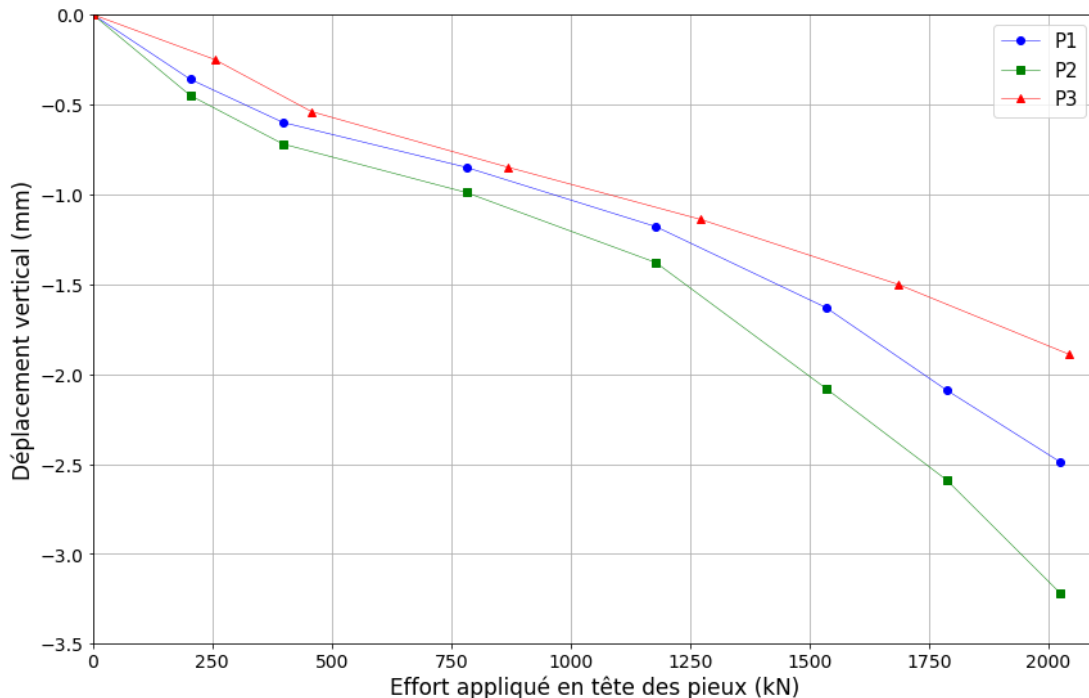


Figure 3-1 : Tassements des pieux lors de leur phase de chargement

3.1.3 Evolution des déformations axiales dans les pieux au cours du chargement

La Figure 3-2 présente les déformations axiales moyennes dans le pieu P1, obtenues en calculant la moyenne des déformations axiales mesurées par les quatre extensomètres à corde vibrante à chaque niveau de profondeur (§2.3.4).

Ces déformations sont présentées au cours du temps et en fonction du chargement. En effet, cette figure met en évidence les paliers de chargement, leur durée ainsi que la réponse quasi-instantanée des capteurs.

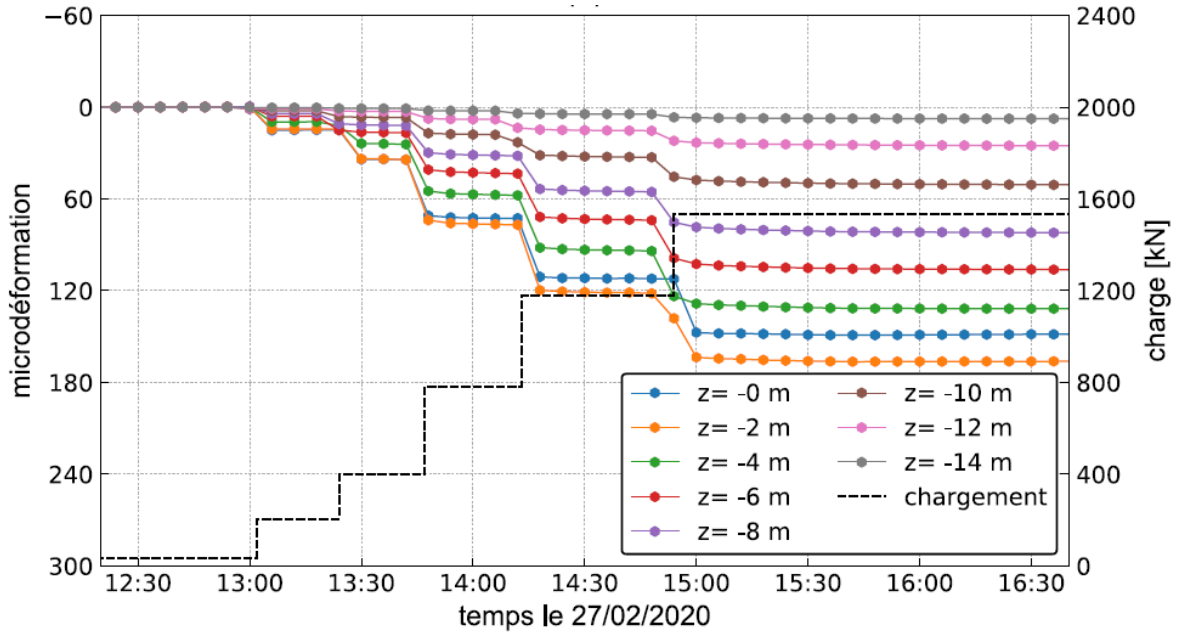


Figure 3-2 : Déformations axiales moyennes en fonction du temps pendant le chargement (Mohamad, 2022)

La Figure 3-3 présente les déformations axiales dans les trois pieux durant le chargement. Elle montre que, du fait de sa faible rigidité, le pieu se déforme sous l'action de la charge appliquée en tête mais sans mobiliser de résistance en pointe. La réaction de pointe reste nulle pour les trois pieux tout au long du chargement.

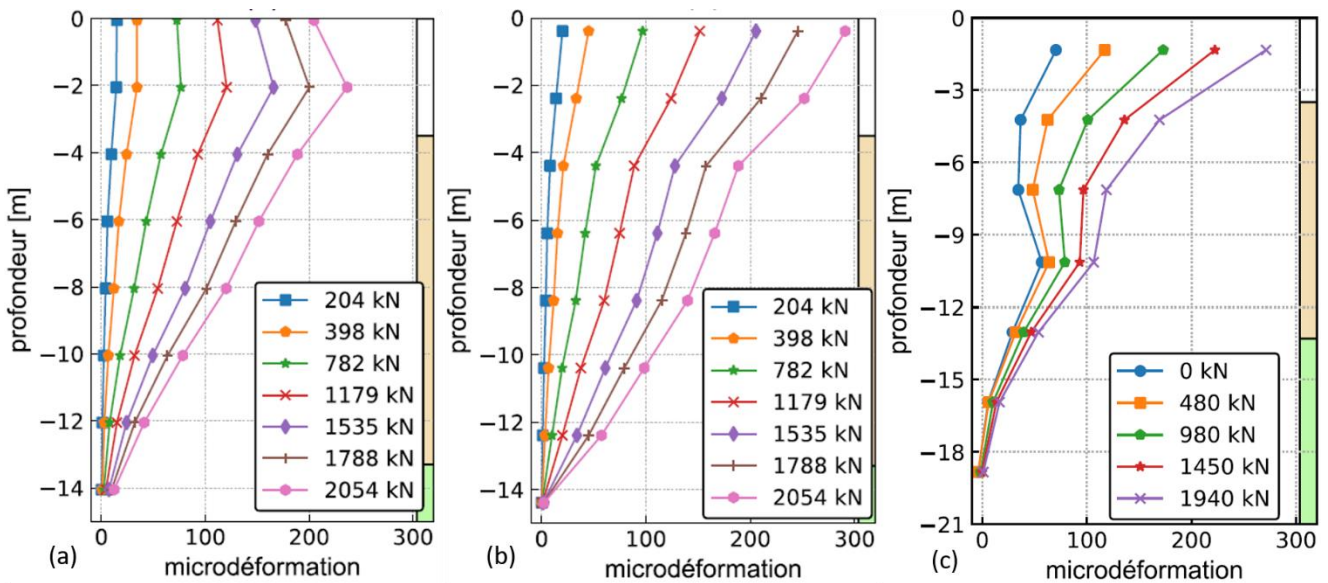


Figure 3-3 : Déformations axiales moyennes pendant le chargement des pieux P1 (a), P2 (b) et P3 (c) au cours du chargement en fonction de la profondeur (Mohamad, 2022)

3.2 Efforts dans les pieux au cours du chargement

3.2.1 Modules de déformation des pieux

L'effort axial à chaque niveau de jauges est calculé en multipliant la déformation axiale moyenne ($\epsilon_{zz moy}$) mesurée à ce niveau par la rigidité du pieu $E_p(\epsilon_{zz moy})$ et l'aire de la section transversale du pieu $A_p = 0.196 \text{ m}^2$ (pour un pieu de 500 mm de diamètre) :

$$N = E_p(\epsilon_{zz moy})A_p\epsilon_{zz moy} \quad (3-1)$$

Pour les pieux en béton armé, les valeurs du module de déformation $E_p(\varepsilon_{zz moy})$ peuvent être significativement différentes en fonction du niveau de déformation et de nombreuses méthodes ont été proposées afin de prendre en compte la variabilité de la rigidité du pieu (Mohamad, 2022). Cette dépendance pouvant être importante pour déterminer la distribution du chargement, la rigidité des pieux est calculée dans le cadre de cette étude en utilisant la méthode du module sécant. Cette méthode s'effectue en trois étapes :

- Etape 1 : tracer les courbes contrainte axiale – déformation axiale (Figure 3-4 a) obtenues au cours du chargement de chacun des pieux à partir de la force verticale appliquée en tête des pieux et des valeurs moyennes de déformation axiale (Figure 3-3) mesurées à l'aide du niveau de jauges situé proche de la tête (cf. Tableau 2-5 : niveaux H pour P1 et P2, et G pour P3) ;
- Etape 2 : pour chaque palier de chargement, déterminer le module de déformation sécant du pieu (E_p) reliant les valeurs de contrainte axiale (σ_{zz}) et de déformation axiale (ε_{zz}) déduites de l'étape 1 par la relation $E_p = \frac{\sigma_{zz}}{\varepsilon_{zz}}$ (Figure 3-4 b) ;
- Etape 3 : A partir de ces valeurs de module sécant obtenues pour chaque palier de chargement, des courbes polynomiales sont proposées pour représenter la variation du module en fonction de la déformation axiale (Mohamad, 2022). Ces courbes sont ensuite utilisées pour calculer les modules de déformation pour les différents niveaux de sections instrumentées : on suppose que la relation module – déformation déterminée en tête des pieux est applicable sur toute la hauteur du pieu. A la fin du chargement, les modules varient entre la tête et la pointe dans les intervalles [38 GPa ; 45 GPa] pour P1, [35 GPa ; 42 GPa] pour P2 et [38 GPa ; 48 GPa] pour P3.

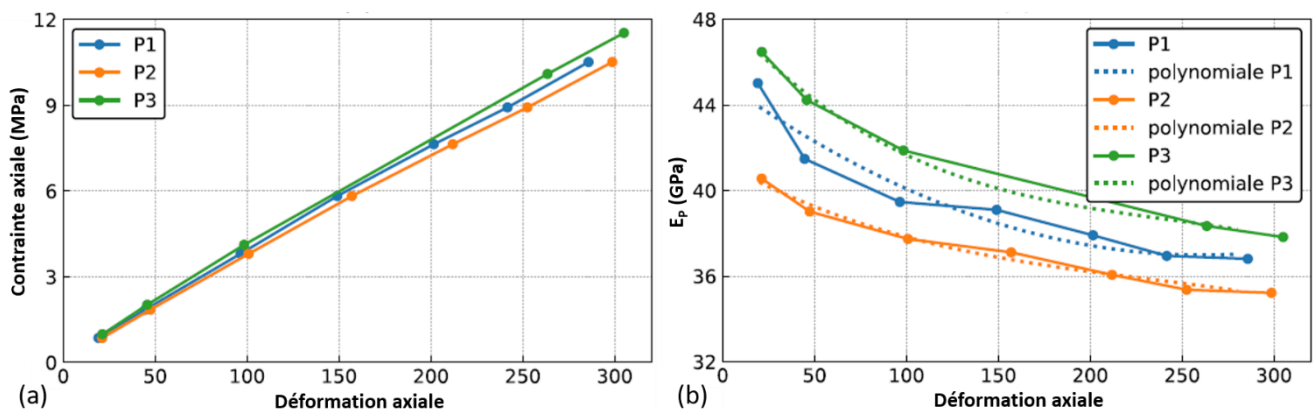


Figure 3-4 : Courbes (a) contrainte-déformation et (b) module-déformation pour chaque pieu (Mohamad, 2022)

3.2.2 Distributions de l'effort axial et du frottement latéral

A partir des modules de déformations déduits dans le paragraphe précédent, les efforts axiaux sont calculés à partir de la formule (3-1). Les distributions de l'effort axial et du frottement latéral à l'état final sont présentées en Figure 3-5. Pour les pieux P1 et P2, l'effort axial diminue de manière relativement linéaire avec la profondeur, alors que le pieu P3 mobilise une plus grande quantité de frottement latéral dans les sept premiers mètres, soit principalement dans les remblais et en partie haute des calcaires de Saint-Ouen. L'effort axial est nul en pointe des trois pieux, donc la charge appliquée en tête est entièrement reprise par frottement latéral. Nous pouvons parler dans ce cas de pieux exclusivement frottants.

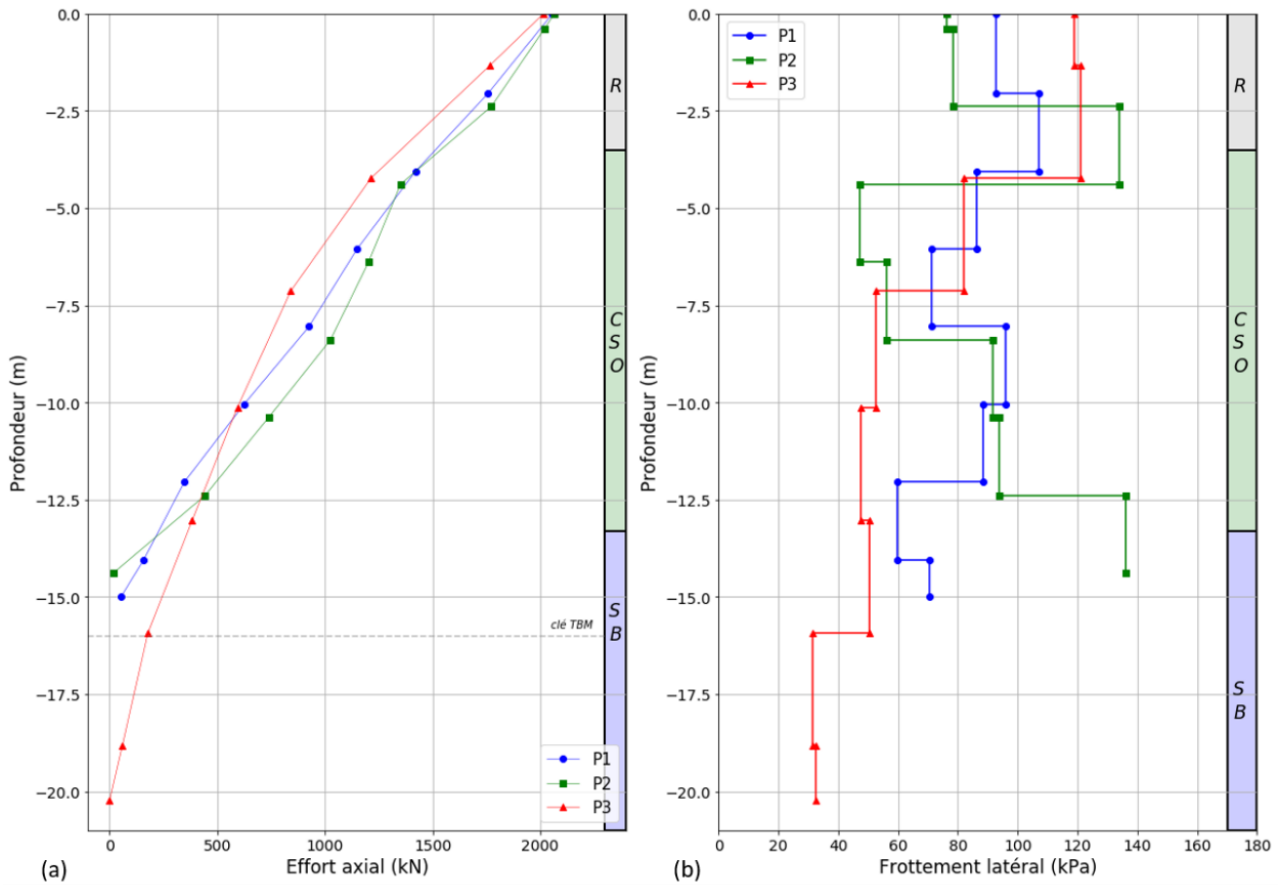


Figure 3-5 : Distributions de l'effort axial (a) et du frottement latéral (b) dans les pieux à l'issue du chargement

3.3 Moments fléchissants

3.3.1 Calcul du moment

Les moments fléchissants sont calculés à partir des déformations mesurées par les cordes vibrantes à chaque niveau. La disposition des cordes vibrantes et la convention de signes adoptée pour le calcul des moments sont présentées en Figure 3-6. En notant $\varepsilon_{zz,i}$ la déformation axiale mesurée sur le filant i , les moments sont calculés comme suit :

$$\begin{cases} M_x = M_{51} \cos \beta - M_{73} \sin \beta = \frac{\sqrt{2}}{2} (M_{51} - M_{73}) \\ M_y = M_{51} \sin \beta + M_{73} \cos \beta = \frac{\sqrt{2}}{2} (M_{51} + M_{73}) \end{cases}$$

Avec :

- β : l'angle entre l'axe de rotation des moments calculés à partir des cordes vibrantes et les axes X ou Y, valant 45° pour P1 et P2 et 36° pour P3 ;
- $M_{51} = \frac{E_p I_p}{r} \left(\frac{\varepsilon_{zz5} - \varepsilon_{zz1}}{2} \right)$ et $M_{73} = \frac{E_p I_p}{r} \left(\frac{\varepsilon_{zz7} - \varepsilon_{zz3}}{2} \right)$.

On considère donc que le moment est positif lorsque les déformées sont positives, ainsi : $\varepsilon > 0$ en compression.

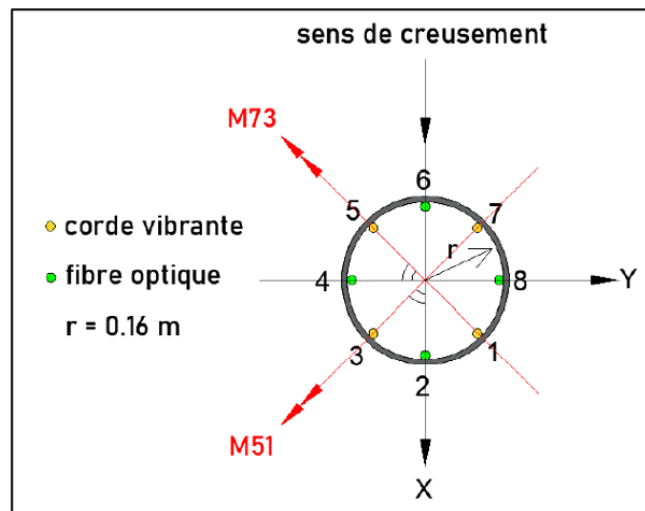
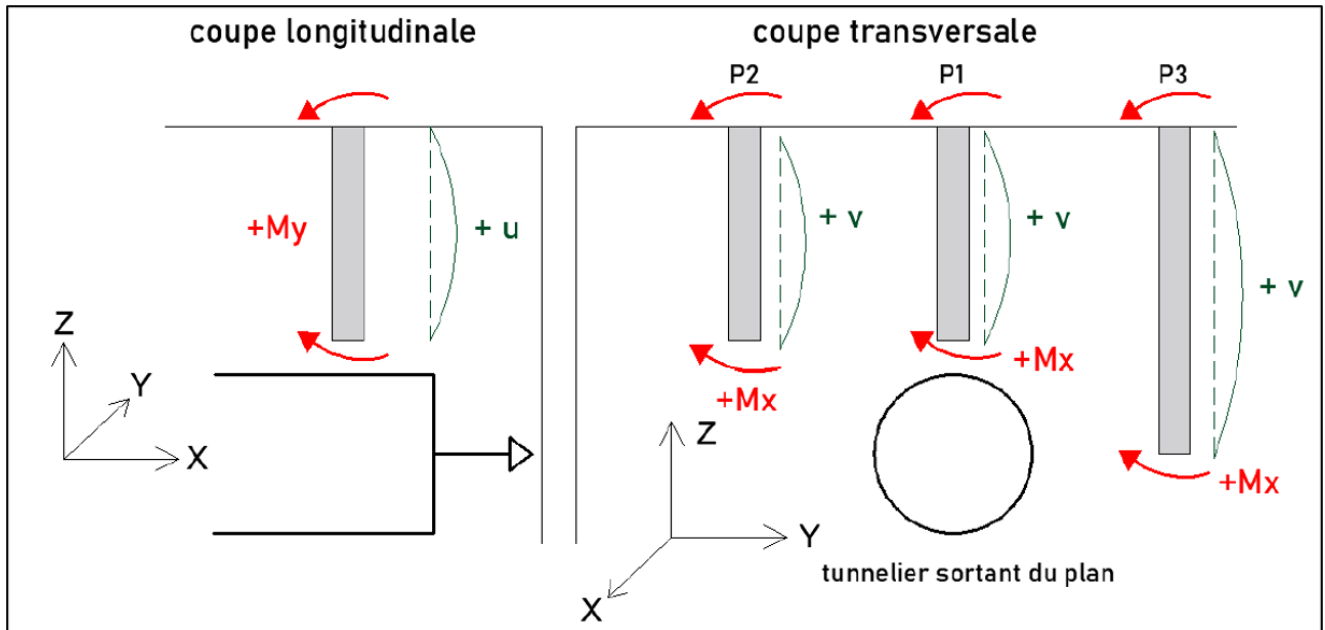


Figure 3-6 : Convention des signes adoptée pour le calcul des moments et positionnement de l'instrumentation dans les pieux (Mohamad, 2022)

3.3.2 Evolution des moments dans les directions longitudinale et transversale

L'évolution des moments transversaux M_x et longitudinaux M_y au cours du chargement est présentée en Figure 3-7 et Figure 3-8 respectivement. Ils apparaissent négligeables en profondeur (compris entre 0 et 8 kN.m). En surface ils sont plus importants, pouvant atteindre 30 kN.m pour P2 par exemple, traduisant un excentrement du chargement (inférieur à 1.5 cm dans les deux directions). Par conséquent, l'analyse de ces moments en phase de creusement se fera principalement sur les variations entre l'état initial et l'état final (§6.3).

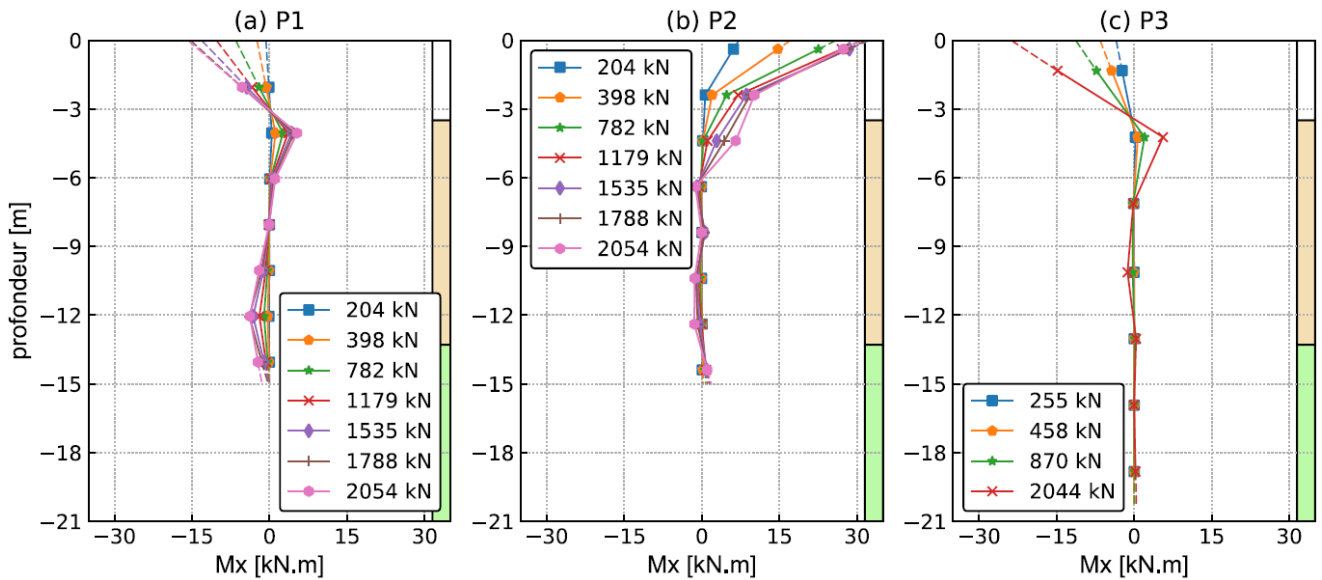


Figure 3-7 : Evolution des moments transversaux M_x dans les pieux P1 (a), P2 (b) et P3 (c) (Mohamad, 2022)

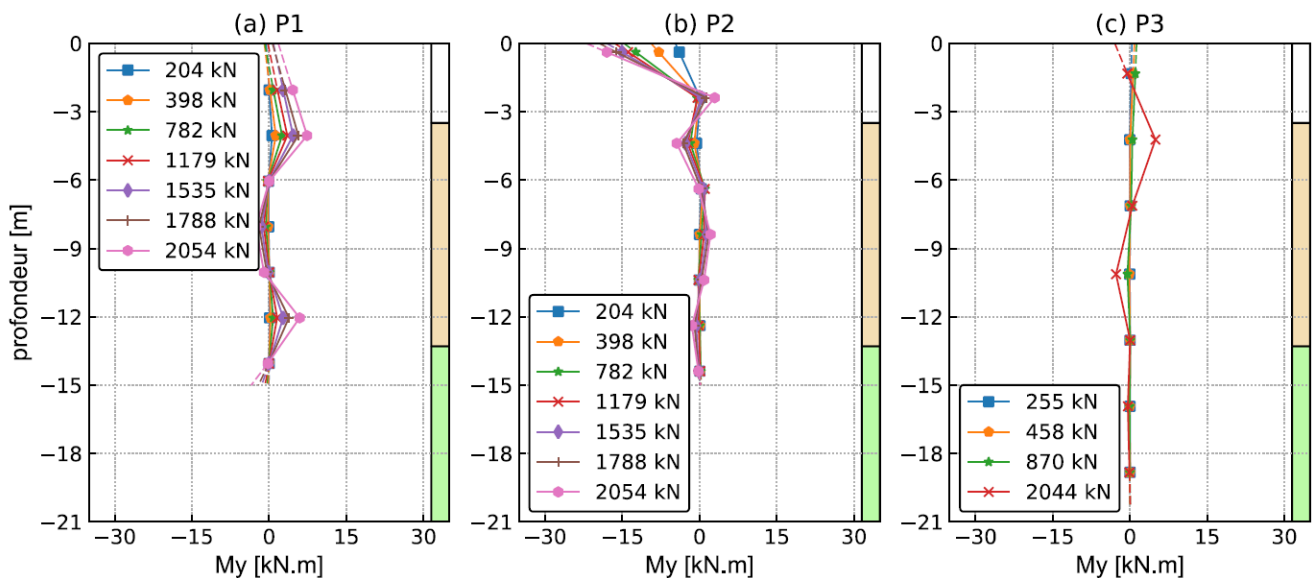


Figure 3-8 : Evolution des moments longitudinaux M_y dans les pieux P1 (a), P2 (b) et P3 (c) (Mohamad, 2022)

3.4 Comportement des pieux durant la phase d'attente précédant le passage du tunnelier

En raison du confinement lié à la pandémie du COVID 19 et l'arrêt du chantier, les mesures ont été arrêtées du 29 mars 2020 au 27 mai 2020. Afin de comprendre l'impact de cette phase d'attente sur le comportement des pieux, l'évolution de la déformation et la charge en tête des trois pieux est présentée en Figure 3-9 pour une période comprise entre le 15 mars et le 1^{er} juillet 2020. Cette figure montre une conservation de la charge autour de 2000 kN pour P1 et P2, alors qu'une augmentation des déformations de 38% et 32% (respectivement) est observée : elles passent de 300 à 400 μ def pour P1 et de 330 à 435 μ def pour P2. Concernant le pieu P3, rappelons que suite à un dysfonctionnement de la pompe hydraulique alimentant son vérin de chargement, il a été entièrement déchargé puis rechargé le 27 mai 2020. Entre temps un léger fluage est observé (+13%) : la déformation passe de 220 à 250 μ def.

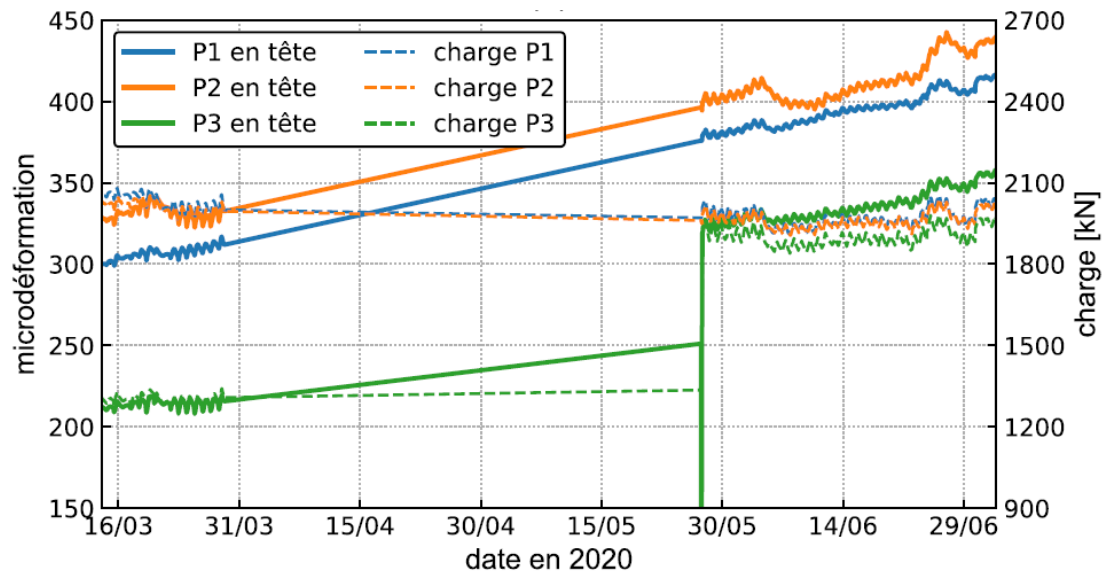


Figure 3-9 : Déformations axiales mesurées en tête des pieux en fonction du temps (Mohamad, 2022)

4 ANALYSE DES DONNEES TUNNELIER LORS DE LA TRAVERSEE DU SITE TULIP

Les données analysées dans les prochains paragraphes concernent la période du 01/07/2020 au 09/07/2020, qui correspond au passage du tunnelier sous le site expérimental. La Figure 4-1 montre la relation entre le point métrique de la roue de coupe (front de taille), le numéro de l'anneau posé (soit le numéro du « rapport d'anneau ») et la position du front de taille par rapport aux points singuliers du projet (sections SMRN/SMRS et pieux P1/P2/P3). Par exemple, la figure permet de lire que le front de taille arrive sous le pieu P1 le 06/07/2020, correspondant au point métrique 824.8 et que l'anneau en cours de pose est l'anneau N°409. Rappelons que cet anneau est positionné à l'intérieur de la jupe – soit entre 8 et 10 m à l'arrière du front de taille (§2.4.4).

Par ailleurs, la Figure 4-1 montre que le TBM s'est arrêté pendant le week-end du 04-05/07/2020, peu avant l'arrivée sous le pieu P1. Un second arrêt du tunnelier correspond au week-end du 11-12/07/2020, le tunnelier étant alors sorti de la zone expérimentale TULIP. En dehors de ces deux arrêts, l'excavation s'est déroulée à une vitesse d'environ 18 m/j. Plus précisément, le cycle du tunnelier consiste en 1h20 à 1h40 d'excavation (avec une vitesse d'avancement comprise entre 20 et 25 mm/min) et 45 min de pose de voussoirs.

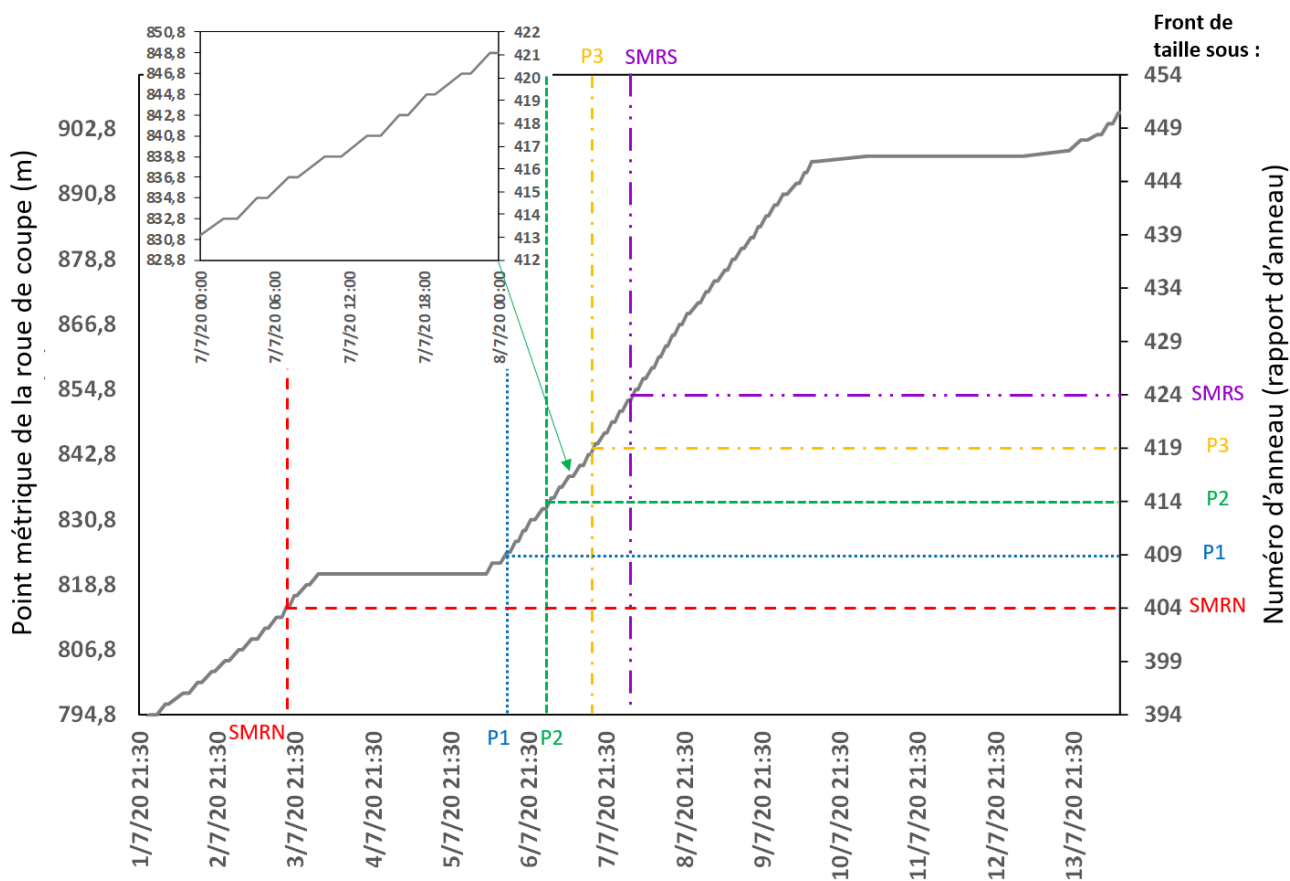


Figure 4-1 : Position de la roue de coupe en fonction du temps et par rapport à la position des sections de mesures (SMRN, SMRS) et des pieux (P1, P2, P3)

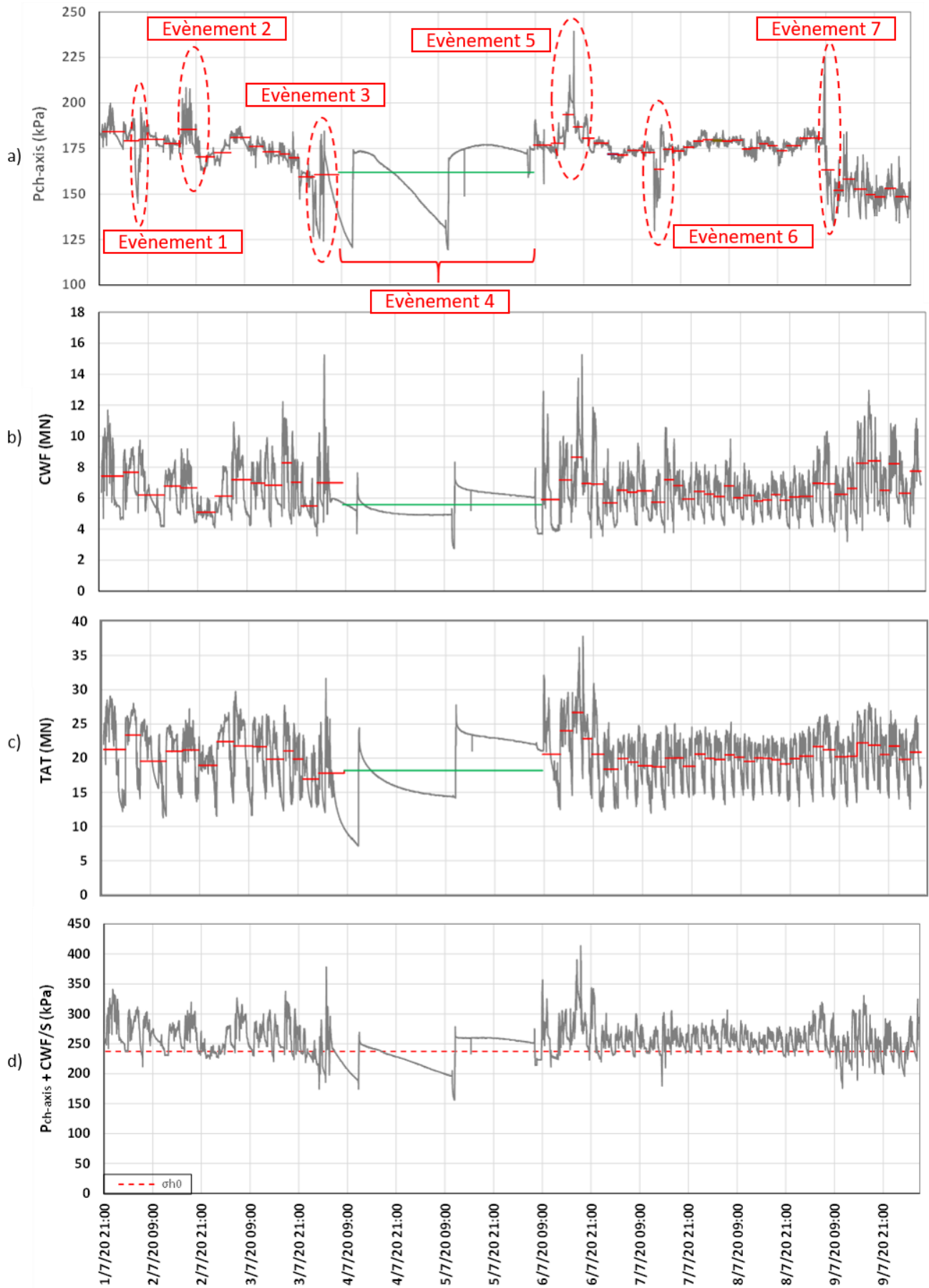


Figure 4-2 : Détails de l'action de poussée du tunnelier sur le front de taille lors de la traversée du site expérimental TULIP : (a) pression frontale moyenne dans la chambre ; (b) effort de contact sur la roue de coupe ; (c) poussée totale d'avancement ; (d) pression totale moyenne appliquée sur le front de taille du tunnel

4.1 Pressions appliquées au front

4.1.1 Pression moyenne dans la chambre d'abattage

La Figure 4-2a présente l'évolution de la pression frontale dans l'axe du tunnel $P_{ch-axis}$ au cours du temps. Cette pression est calculée à partir des douze capteurs de pression distribués sur les parois de la chambre d'abattage du tunnelier (Figure 2-16c). La pression frontale dans l'axe se calcule alors comme suit :

$$P_{ch,axis} = \frac{\sum_{i=1}^{12} p_i \cdot x_i}{\sum_{i=1}^{12} x_i} = \frac{p_1 + p_2 + p_3 + p_4 + p_6 + 3.89 \times (p_5 + p_8) + p_7 + p_9 + p_{10} + p_{11} + p_{12}}{10 + 2 \times 3.89} \quad (4-1)$$

Avec :

- p_i : la pression au capteur i ;
- x_i : le poids associé à chaque capteur.

Notons que six capteurs sont positionnés en partie haute de la roue de coupe contre quatre capteurs en partie basse. Ainsi, de manière à ce que le barycentre se retrouve dans l'axe, un poids est appliqué aux capteurs 5 et 8 positionnés en partie basse. Ceux-ci présentent le moins de variation, contrairement aux capteurs 6 et 7 dont les mesures semblent quelque peu perturbées par la présence de la vis d'extraction.

Les valeurs moyennes par anneau sont représentées en rouge sur cette figure. Pour la majeure partie de la période pendant laquelle le tunnelier a traversé le site expérimental (01-09/07/2020), les pressions moyennes par anneau sont restées stables, entre 160 et 190 kPa, avec une valeur moyenne égale à 175 kPa. Cette pression de consigne correspond à 70% de la contrainte horizontale géostatique effective à la profondeur de l'axe du tunnel (calculée avec un coefficient de pression des terres au repos égal à 0.5). Une légère diminution de la pression frontale moyenne est observée après le 09/07/2020 (à partir de l'anneau 435) jusqu'à 150 kPa. Cela résulte d'un choix fait par les opérateurs du tunnelier dès la sortie du site TULIP. A ce moment-là, le front de taille du tunnel se trouvait à 22 m (environ 2D) au-delà de la section de mesure Sud (SMRS).

Globalement, la pression frontale présente de faibles variations durant l'excavation et l'installation d'un anneau donné. Cette observation est toutefois mise en défaut dans le cas de sept événements se déroulant durant la période du 01/07/2020 au 09/07/2020 et indiqués sur la Figure 4-2a :

- **Evènement n°1** : le 02/07/2020 à 6h (rapport d'anneau 395, front de taille situé 20 m en amont de la section SMRN), la pression décroît soudainement pour atteindre 150 kPa durant la pose de l'anneau 395, puis augmente rapidement jusqu'à 180 kPa dès le début de l'excavation de l'anneau 396 ;
- **Evènement n°2** : le 02/07/2020 à 18h (rapport d'anneau 398, front de taille situé à 14 m en amont de la section SMRN), des pics de pression allant jusqu'à 205 kPa ont été observés pendant la phase d'excavation de cet anneau ;
- **Evènement n°3** : le 04/07/2020 à 2h (rapport d'anneau 407, front de taille situé 4 m après la section SMRN), la pression décroît progressivement pour atteindre 130 kPa, puis augmente rapidement jusqu'à 180 kPa jusqu'à la fin de l'excavation de l'anneau ;
- **Evènement n°4** : durant la pause du week-end, une diminution graduelle de la pression dans la chambre d'abattage est observée, avec deux minimums de l'ordre de 120 kPa à environ midi le samedi et le dimanche, suivis par une rapide augmentation jusqu'à 180 kPa. Afin de limiter les pertes de volume au front de taille, une équipe d'astreinte de l'entreprise a en effet mis en route la roue de coupe et fait avancer le tunnelier de quelques centimètres pour confiner à nouveau le matériau contenu dans la chambre d'abattage et retrouver la pression de consigne souhaitée ;
- **Evènement n°5** : le 06/07/2020 à 16h (rapport d'anneau 410, front localisé 2 m après le pieu P1), deux pics sont observés durant la phase d'excavation de cet anneau, un à 220 kPa et l'autre à 240 kPa ;
- **Evènement n°6** : le 07/07/2020 à 14h (rapport d'anneau 418, front localisé 6 m après le pieu P2), après une diminution soudaine de la pression à 125 kPa, la moitié de l'anneau est excavée avec une pression d'environ 150 kPa dans l'axe du tunnel ;
- **Evènement n°7** : le 09/07/2020 à 9h (rapport d'anneau 435, front localisé 22 m après la section SMRS), la pression frontale augmente soudainement jusqu'à 220 kPa pendant la phase d'excavation de cet anneau juste avant que les opérateurs du tunnelier décident de diminuer la pression moyenne dans la chambre à 150 kPa.

4.1.2 Gradient de pression dans la chambre d'abattage

Comme expliqué dans le paragraphe précédent, la pression moyenne à hauteur d'axe est déduite des douze mesures obtenues sur la hauteur de la chambre d'abattage. Ces mesures peuvent également être utilisées pour calculer le gradient vertical des pressions dans la chambre. Pour chaque anneau entre les anneaux n°389 et 432, une phase d'excavation stationnaire et une phase de pose des voussoirs sont choisies. Les pressions moyennes mesurées par chaque capteur de pression dans la chambre d'abattage sont extraites pour ces différentes phases. La différence ($P_f - P_{fclé}$) entre la pression mesurée à une profondeur (z_i) donnée et la pression mesurée en clé est alors tracée en fonction de la distance verticale entre le point de mesure et le capteur de clé (Figure 4-3). Une évolution quasi-linéaire de la pression dans la chambre en fonction de la profondeur est ainsi observée quelle que soit la phase étudiée. La valeur du gradient de pression frontale avec la profondeur est alors évaluée pour chaque anneau. Les gradients calculés sont résumés dans la Figure 4-4. Cette analyse montre que le gradient vertical $\Delta P_{\text{chambre}}$ dans la chambre d'abattage est compris entre 8.0 et 9.5 kPa/m pendant toute la durée de l'expérience TULIP, aussi bien pendant la phase d'excavation (Figure 4-4a) que pendant la phase de pose des voussoirs (Figure 4-4 b). Ce gradient, inférieur au gradient de la pression hydrostatique (l'excavation étant réalisée sous la nappe phréatique) traduit la faible densité apparente du matériau confiné liée à l'ajout de mousse dans la chambre d'abattage. 5 à 10 m³ (localement 19 m³ pour l'anneau 398) de solution moussante et 100 à 200 litres de polymères ont été injectés dans la chambre à chaque anneau. L'intérêt de cette solution est de réduire le couple sur la roue de coupe avec un marin ayant une bonne consistance (pas trop liquide). Ces injections permettent de piéger un important volume d'air, d'où une densité apparente divisée environ par deux par rapport à la densité naturelle du sol. Cette observation a déjà été faite par plusieurs auteurs dans la littérature, tels que Mori *et al.* (2017). Cependant, il est intéressant de noter que le gradient est à peu près similaire sur toute la hauteur de la chambre d'abattage, preuve d'une bonne homogénéité du matériau de confinement. De plus, les résultats attestent de la présence de matériau jusqu'au niveau de la clé de la chambre d'abattage ; ce qui confirme pour ce site le non recours à un contrôle des pressions dans la chambre à l'aide d'un circuit d'air comprimé.

Pendant le week-end d'arrêt du tunnelier, ce gradient de pression est plus élevé, entre 12 et 16 kPa/m (Figure 4-4 c). Ces valeurs plus élevées observées pendant le week-end pourrait être liée au fait que les bulles de mousse se rompent, libérant progressivement l'air qu'elles emprisonnent et augmentant ainsi la densité apparente du matériau confiné (Wu *et al.*, 2018). Cette fuite d'air comprimé en direction du sol, éventuellement associée à des phénomènes de dissolution et de diffusion de l'air, pourrait également expliquer la diminution de la valeur moyenne des pressions dans la chambre observée lors des phases d'arrêt du week-end (événement n°4). Il est intéressant de noter que la vitesse de diminution de la pression frontale est plus élevée au début du week-end qu'à la fin (Figure 4-4 c) pouvant s'expliquer par le fait que la chambre d'abattage contient plus d'air au début du week-end qu'à la fin.

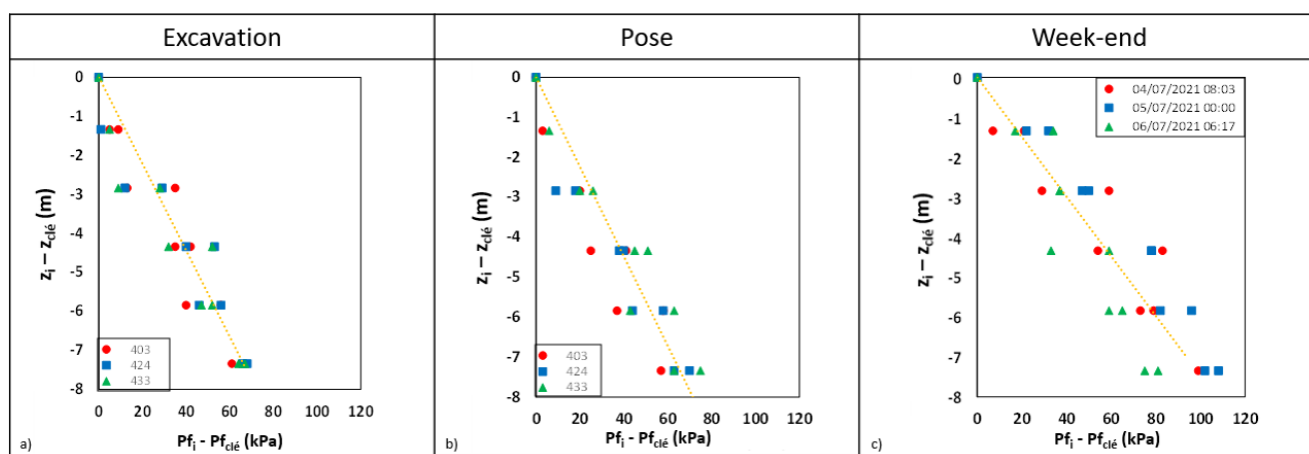


Figure 4-3 : Exemple d'évolution de la pression dans la chambre d'abattage avec la profondeur lors de différentes phases : (a) excavation ; (b) pose d'anneau ; (c) week-end

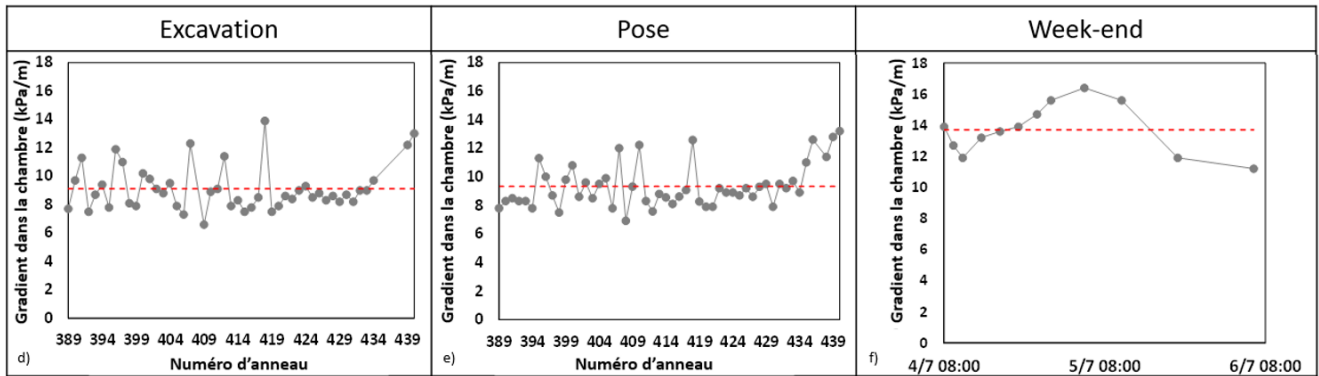


Figure 4-4 : Evolution du gradient de pression (dP/dz) dans la chambre d'abattage pendant le creusement sous le site expérimental TULIP lors de différentes phases : (a) excavation ; (b) pose d'anneau ; (c) week-end

4.1.3 Soutènement mécanique de la roue de coupe

Une pression additionnelle importante est exercée sur le front par les parties métalliques de la roue de coupe. Les vérins utilisés pour incliner la roue de coupe sont instrumentés. L'effort qui transite par ces vérins correspond donc à un effort de soutènement supplémentaire exercé par la roue de coupe sur le front de taille. Les valeurs moyennes par anneau de la force exercée au front par les parties métalliques de la roue de coupe (notée CWF = « Cutting Wheel Force ») sont comprises entre 5 000 et 9 000 kN (Figure 4-2 b), avec une valeur moyenne d'environ 7 000 kN. En répartissant cette force sur toute la surface du front, une pression supplémentaire de l'ordre de 90 kPa est obtenue, soit environ la moitié de la pression dans l'axe de la chambre d'abattage P_{ch-axe} . La somme de ces deux pressions, exercées par le matériau contenu dans la chambre et par les parties métalliques de la roue de coupe sur le front de taille, conduit à une pression moyenne de l'ordre de 260 kPa (Figure 4-2 d), ce qui est proche de la contrainte géostatique horizontale totale à la profondeur de l'axe (250 kPa). Ce rôle de soutènement mécanique de la roue de coupe a déjà été démontré par Berthoz *et al* (2018), à la fois en laboratoire sur modèle réduit de tunnelier à pression de terre et sur un chantier du Bassin Parisien (tramway T6).

D'un point de vue temporel, l'effort CWF présente de plus grandes fluctuations que les pressions dans la chambre d'abattage. Les fluctuations de CWF s'étalent couramment entre 50 et 150% de la valeur moyenne durant l'excavation d'un anneau (Figure 4-2 b). Cet effort ne semble pas être totalement corrélé avec les pressions dans la chambre d'abattage pendant la phase d'excavation puisqu'elles résultent de plusieurs paramètres d'opérations de conduite du tunnelier pouvant être ajustés indépendamment.

4.2 Sensibilité du couple sur la roue de coupe aux conditions d'excavation

Durant toute la traversée, la roue de coupe du tunnelier a tourné à une vitesse de 1.5 tr/min. A noter que le sens de rotation de la roue de coupe est inversé au milieu de la phase d'excavation de chaque anneau afin d'éviter l'apparition de roulis.

Le couple requis pour cette rotation varie considérablement, allant de 2 000 à 8 000 kN.m (occasionnellement 11 000 kN.m), avec une valeur moyenne d'environ 4 000 kN.m pendant les phases d'excavation. Pendant les phases de pose des anneaux, le couple est bien sûr nul, car la rotation de la roue de coupe est arrêtée.

Les analyses sur modèle réduit de TBM (Berthoz et al, 2018) ont montré que : (i) le couple est fortement sensible à la nature du régime de creusement entretenu (régimes d'équilibre, de sous-extraction, de sur-extraction), (ii) son évolution peut être clairement corrélée aux variations du couple d'excavation (induit par le frottement sur le front de taille) et du couple de brassage (consacré au malaxage du matériau contenu dans la chambre d'abattage). Pour un modèle géotechnique constant (ce qui est le cas ici), le couple d'excavation dépend principalement de l'effort de contact exercé par la roue de coupe sur le sol (CWF). Le couple de brassage dépend du niveau de remplissage de la chambre, mais aussi des quantités et des propriétés de la « solution moussante » injectée dans la chambre, qui en modifie la consistance.

Les mesures effectuées in situ dans le cadre du projet TULIP confirment en partie ces observations. La Figure 4-5 montre la variabilité des conditions de pilotage pour cinq phases d'excavation. La figure (a) montre l'évolution du couple sur la roue de coupe (CWT) pendant l'excavation et la pose des anneaux 398, 406, 407, 410 et 440. Pour chaque anneau, 0 correspond au début du creusement de l'anneau, et 2 m à sa fin. Sont mis en parallèle : l'évolution de la force de contact de la roue de coupe sur le sol (CWF) au cours du temps (b) ; l'évolution dans le temps de la masse extraite par anneau pesée à la sortie de la vis d'extraction (c) ; et le volume de solution moussante injecté par anneau dans la chambre d'abattage (d). Pour information, notons que la masse extraite par anneau est proche de sa valeur théorique de 320 t, en supposant un poids volumique moyen de 20.5 kN/m³, avec 5 t de solution moussante ajoutée.

L'excellente corrélation entre la force de contact terrain / roue de coupe (CWF) et le couple sur la roue de coupe (CWT) est visible. Lorsque la force de contact de la roue de coupe sur le front augmente, le couple croît également (anneau 407, par exemple). Ces observations sont liées à l'augmentation du couple d'excavation (couple nécessaire à la découpe du terrain) car la masse de matériau extrait de la chambre par unité d'avancement (taux d'extraction) reste similaire, tout comme les taux d'injection de mousse dans la chambre d'abattage. En d'autres termes, la quantité de matériau contenue dans la chambre reste constante durant cette période.

L'influence des quantités et des propriétés de la solution moussante injectée dans la chambre d'abattage sur le couple de brassage n'est pas clairement visible. Ceci est notamment dû au délai nécessaire pour modifier la consistance du matériau contenu dans la chambre. Ce point sera cependant discuté au paragraphe §4.4 via une comparaison globale avec d'autres sites.

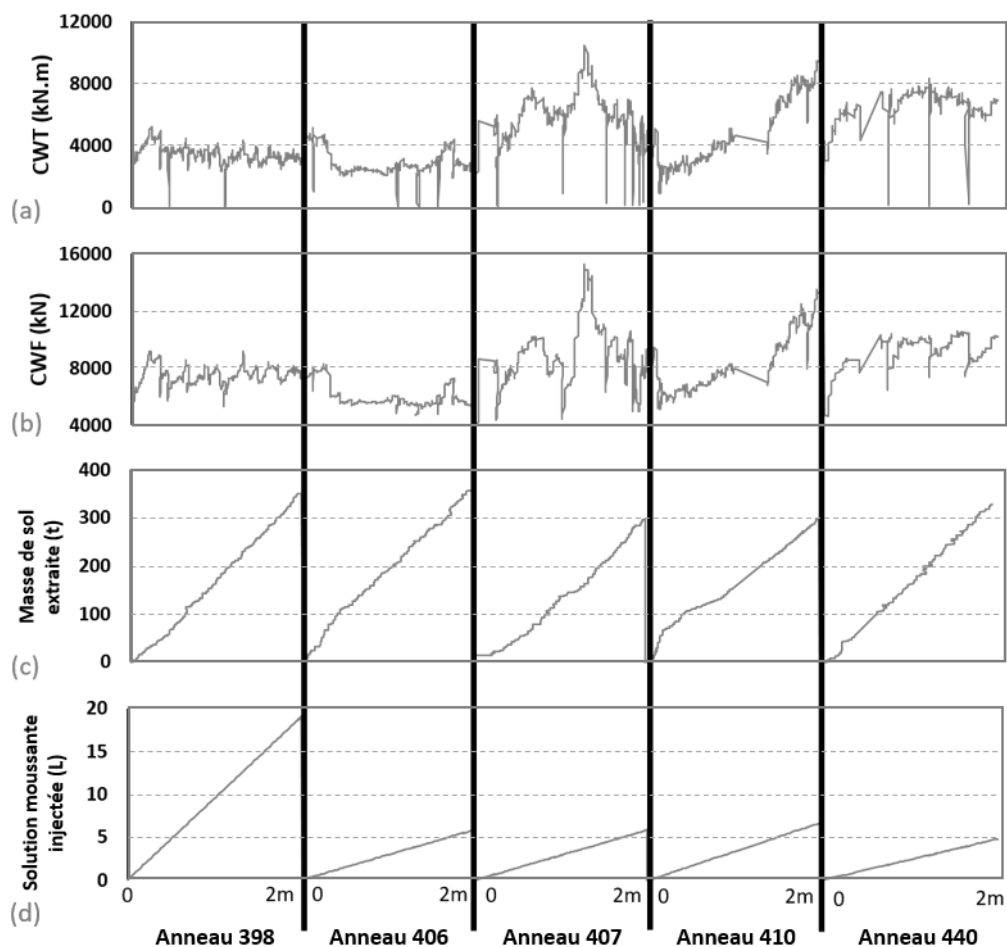


Figure 4-5 : Evolution des variables enregistrées du TBM sur cinq anneaux caractéristiques : (a) couple de rotation de la roue de coupe ; (b) force de contact de la roue de coupe sur le massif de sol ; (c) masse de matériau extraite par le convoyeur à bande ; (d) volume de mousse injectée dans la chambre d'abattage

4.3 Pressions et volumes d'injection du mortier de bourrage

L'injection de mortier de bourrage entre le terrain et les voussoirs a lieu à l'arrière de la jupe, entre les anneaux N-1 et N-2 (pour le rapport d'anneau N, voir Figure 2-16 a). Quatre buses d'injection existent et sont notées de A1 à A4 (Figure 2-16). Notons que le mortier de bourrage est un mortier semi-actif comprenant, pour un mètre cube de mortier : 1 390 kg de sable 0/4, 160 kg de ciment CEMIII, 120 kg de fillers calcaires et de scories d'acier, et 313 L d'eau.

Ces mesures de pressions d'injection présentent des oscillations très rapides (période d'environ 10 s ; Figure 4-6 a pour le cas de la ligne A1 par exemple). Ces fluctuations rapides sont liées au fonctionnement des pompes d'injection et ne sont pas représentatives des pressions appliquées sur le mortier et transmises au sol. En l'absence de données complémentaires, nous considérerons les pressions moyennes (lignes rouges sur ces figures) comme représentatives des conditions exercées sur le sol.

Ces pressions moyennes par anneau pour les quatre buses sont synthétisées sur la Figure 4-6 b. Notons que seules les buses A1 et A4 (les plus proches de la clé du tunnel) ont été utilisées jusqu'au 06/07/2020, i.e. quand les injections de mortier se situaient à proximité de la SMRN. Ensuite, les quatre buses ont été utilisées.

De plus, les pressions d'injection sont homogènes entre les différentes lignes d'injection et tout au long de la traversée ; elles sont comprises entre 175 et 225 kPa. Celles-ci correspondent à environ 55 à 75 % de la contrainte verticale géostatique totale en clé du tunnel.

Le volume moyen de mortier injecté par anneau (Figure 4-6 c) est relativement proche de la valeur théorique (11.8 m^3 / anneau) mais on observe un pic de volume d'injection pour le rapport d'anneau 407 (injection 2 à 4 m avant la SMR Nord) allant jusqu'à 18 m^3 , soit une augmentation de 50% par rapport au volume théorique. Ce pic de volume de mortier n'est pas expliqué mais il a conduit les opérateurs du tunnelier à activer les deux lignes d'injection supplémentaires (A2 et A3) pour le reste du passage sous le site TULIP.

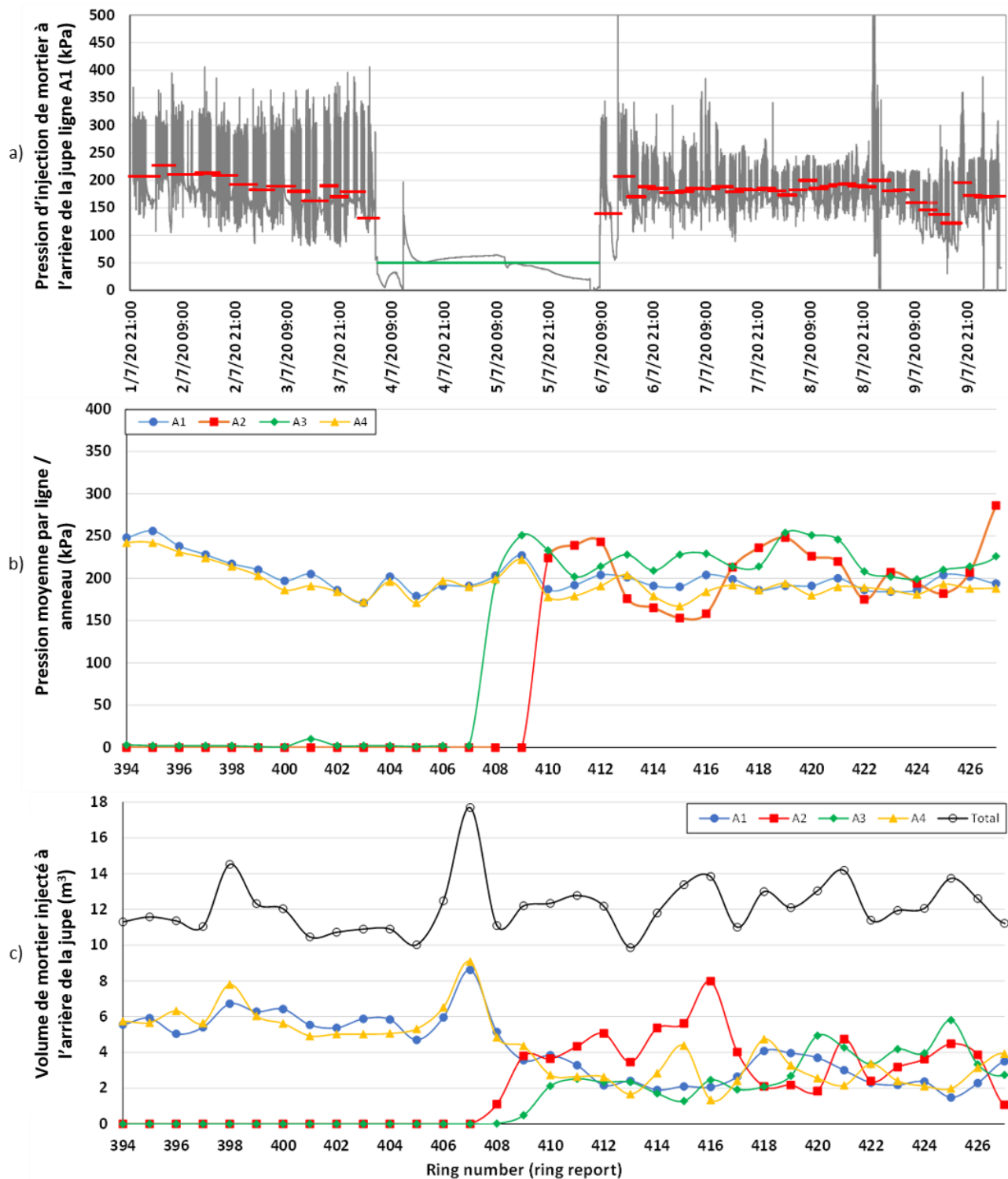


Figure 4-6 : Paramètres de pilotage du TBM enregistrés pendant la traversée du site TULIP : (a) pression d'injection de la ligne A1 en fonction du temps ; (b) pression moyenne d'injection de mortier par anneau pour les différentes lignes ; (c) volume moyen de mortier injecté par anneau pour les différentes lignes

4.4 Comparaison des données machine avec d'autres chantiers de tunnel en région parisienne

La Figure 4-7 schématise les principaux efforts exercés respectivement sur le bouclier (a) et sur le terrain par le bouclier (b). Les notations du précédent paragraphe sont utilisées, et les autres notations sont détaillées dans le glossaire. Les valeurs moyennes mesurées lors de l'expérimentation TULIP sont données dans le Tableau 4-1, et comparées à deux autres projets réalisés avec des tunneliers à pression de terre dans les sols parisiens : ligne 12 (Moyal

et al., 2011) et deux sections du tramway T6 (Grave *et al.*, 2012), dont les paramètres de pilotage du tunnelier ont été analysés et partiellement publiés par Berthoz *et al.* (2018, 2020).

Les quatre sections étudiées présentent de grandes similitudes en termes de diamètre d'excavation, d'épaisseur de couverture et de nature des terrains excavés. Les conditions de creusement imposées au tunnelier à pression de terre sont également très similaires. Notons en particulier que la pression totale de soutènement exercée par la machine sur le front de taille ($P_{ch\text{-}axis} + CWF/S$) est comprise entre 110 et 160% de la contrainte géostatique horizontale totale dans l'axe $\sigma_{h0\text{-}axe}$. La pression exercée par le matériau contenu dans la chambre d'abattage $P_{ch\text{-}axe}$ représente quant à elle environ 70 à 120% de $\sigma_{h0\text{-}axe}$. La vitesse d'avancement (20 à 30 mm/min) et la vitesse de rotation de la roue de coupe (1.4 à 1.5, avec un changement de sens de rotation au milieu de l'anneau) sont très similaires.

Sur les quatre projets étudiés, la répartition de la poussée totale d'avancement (TAT) est similaire. Elle est principalement équilibrée par la pression dans la chambre d'abattage (40 à 60%) et l'effort de contact de la roue de coupe sur le sol CWF (25 à 35%). Le reste (10 à 15%) correspond à la force de traction de la jupe (TEST) et du train suiveur (TESUT). Le bilan des efforts exercés sur le tunnelier dans le cadre du projet TULIP montre ainsi que le frottement entre le bouclier et le sol (SF) est très faible dans le secteur étudié.

Il est intéressant de noter que le couple exercé sur la roue de coupe CWT est plus faible sur le projet TULIP que sur les deux autres projets. Ceci est dû à un plus grand volume de solution moussante injectée dans la chambre d'abattage. Nous ne disposons pas des volumes de solution moussante injectée sur les projets T6 et L12, mais ceux-ci étaient dans tous les cas faibles compte-tenu des valeurs élevées de gradient de pression mesurées dans la chambre d'abattage (même si ces valeurs présentent une certaine incertitude), de l'ordre de 15 kPa/m, contre 8 à 9 kPa/m sur le projet TULIP.

Enfin, notons que les pressions d'injection $P_{mortier}$ sont analogues pour trois des quatre sections étudiées (TULIP, Paris L12-S1, et Paris T6-S1) : elles représentent 65 à 80% de la contrainte géostatique verticale en clé du tunnel $\sigma_{v0\text{-}clé}$. Pour ces projets, aucune injection de bentonite n'a été effectuée le long du bouclier. Pour Paris T6-S3, des pressions d'injection $P_{mortier}$ plus importante (110% de $\sigma_{v0\text{-}clé}$) ont été appliquées. A noter que pour cette dernière section, une injection de bentonite le long du bouclier $P_{bentonite}$ a également été appliquée, mais la représentativité de la pression de bentonite mesurée par rapport aux conditions réellement exercées sur le sol le long du bouclier est très discutable (Berthoz *et al.*, 2020).

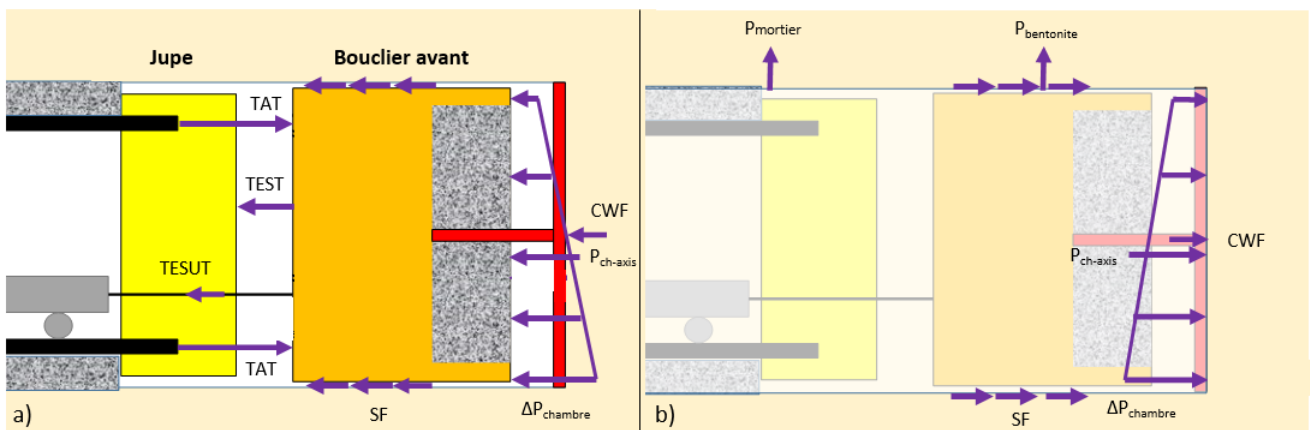


Figure 4-7 : Synthèse des principales forces exercées sur le bouclier (a) et sur le sol par le bouclier (b)

Tableau 4-1 : Synthèse de certains paramètres d'entrée caractéristiques des trois sites parisiens (TULIP, L12, T6)

		TULIP	Paris L12-S1	Paris T6-S1	Paris T6-S3
Site	Diamètre D (m)	9.87	9.17	9.17	9.17
	Couverture C (m)	16	14	18	15
	Nature du terrain excavé	Sables de Beauchamp (SB), Marnes et Caillasses (MC)	Calcaires de Saint-Ouen (CSO), Sables de Beauchamp (SB), Marnes et Caillasses (MC)	Marnes gypseuses	Sables de Beauchamp (SB), Marnes et Caillasses (MC)
Chargement appliqué sur le sol	P_{ch-axe} (kPa)	175 ± 25	150 ± 20	170 ± 25	220 ± 20
	$\Delta P_{chambre}$ (kPa/m)	8,7 ± 0,7	15*	15*	15*
	CWF (kN)	7 000 ± 2 000	6 500 ± 1 500	8 000 ± 2 000	6 000 ± 1 000
	$(P_{ch-axe} + CWF/S) / \sigma_{h0-axe}^{**}$	110% ± 20%	140% ± 20%	130% ± 20%	160% ± 20%
	$P_{bentonite}$ (kPa)	0	0	0	190*
	$P_{mortier}$ (kPa)	200 ± 25	180 ± 30	270 ± 30	320 ± 60
	$P_{mortier} / \sigma_{v0-crown}$	65% ± 10%	70% ± 10%	80% ± 10%	110% ± 20%
Distribution de l'effort d'avancement	TAT (kN)	22 000 ± 5 000	25 000 ± 5 000	22 000 ± 2 000	30 000 ± 5 000
	$P_{ch-axe} \cdot S / TAT$	≈ 60%	≈ 40%	≈ 50%	≈ 50%
	CWF / TAT	≈ 30%	≈ 25%	≈ 35%	≈ 35%
	$[TEST+TESUT] / TAT$	≈ 10%	Non mesuré	Non mesuré	Non mesuré
	SF / TAT	≈ 0%	--	--	--
Autres paramètres	v_{av} (mm/min)	22 ± 2	30 ± 10	20 ± 2	25 ± 3
	ω_{CW} (rpm)	± 1.5	± 1,4	± 1,4	± 1,4
	CWT (kN.m)	4 000 ± 3 000	9 000 ± 2 000	9 000 ± 3 000	11 000 ± 2 000

* Ces valeurs ont une grande incertitude.

** σ_{h0-axe} est calculée avec une valeur de K_0 prise arbitrairement égale à 0.5 et identique pour les différents projets étant donné que le contexte géologique de ces projets est très proche.

5 REPONSE DU TERRAIN AU CREUSEMENT

L'instrumentation du sol présentée au paragraphe §2.2 permet d'étudier les déplacements du terrain en surface et en profondeur générés durant l'excavation, ainsi que l'évolution des pressions interstitielles au cours du temps à proximité du tunnel en construction. Comme mentionné précédemment, les déplacements du sol u_x , u_y , u_z analysés dans cette section sont relatifs aux trois directions orthogonales (x, y, z) définies en Figure 2-3 et Figure 2-4 par rapport à l'axe du tunnel. Pour rappel, u_x est le déplacement du sol dans la direction longitudinale à l'axe du tunnel ($u_x > 0$ dans la direction du creusement du tunnel) ; u_y est son déplacement dans la direction horizontale transversale ($u_y > 0$ correspond à un mouvement vers l'intérieur du tunnel pour le sol situé à droite de l'axe du tunnel lorsqu'on regarde dans le sens de l'avancement du tunnel, et à un mouvement vers l'extérieur pour le sol situé à gauche de l'axe) ; u_z est son déplacement dans la direction verticale ($u_z < 0$ correspond à un tassement du sol et $u_z > 0$ à un soulèvement).

5.1 Profils longitudinaux des déplacements verticaux du sol en surface

5.1.1 Observations

Les valeurs de tassement du sol en surface mesurées le long de la ligne SMRL à la fin de l'expérimentation TULIP (i.e. le 14/08/2020, le jour de la fin de l'enregistrement des données) sont présentées sur la Figure 5-1. A cette date, les déplacements du sol dans la zone expérimentale du site sont stabilisés ; le tunnelier a traversé le site expérimental depuis plus d'un mois et le front de taille se trouve à une distance d'environ 200 m de l'extrémité sud de la ligne SMRL. L'analyse des tassements finaux le long de la ligne SMRL identifie deux zones. Dans la partie nord du site TULIP (point métrique 418 m à 437 m), les valeurs de tassement final observées au-dessus de l'axe du tunnel semblent presque uniformes, allant de 8.2 mm à 9.6 mm, alors que dans la partie sud du site TULIP (point métrique 437 m à 452 m), elles augmentent plus significativement, de 8.1 mm à 11.8 mm en progressant vers le sud.

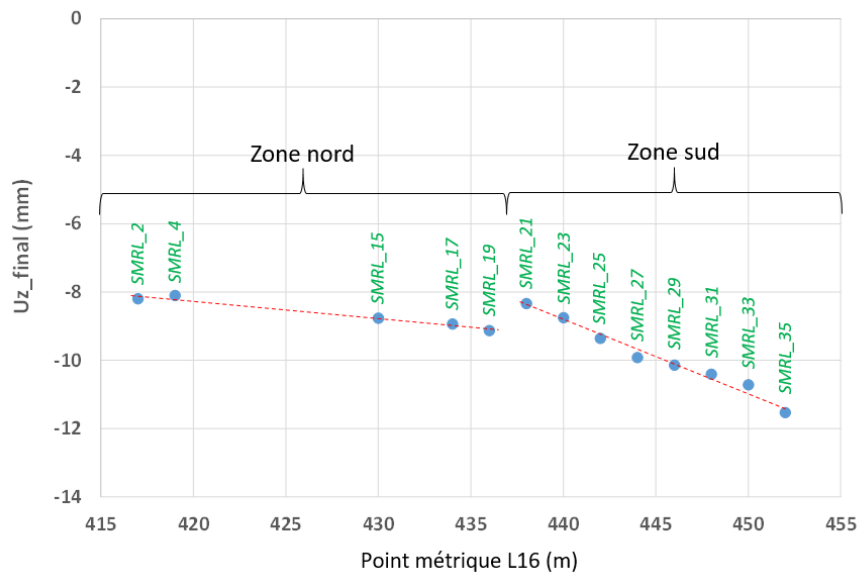


Figure 5-1 : Tassements finaux en surface mesurés le long de la ligne SMRL au-dessus de l'axe du tunnel

Les déplacements verticaux mesurés par chaque cible de la ligne SMRL sont représentés en Figure 5-2 a&b pour les cibles situées en zone nord et en zone sud respectivement, en fonction de la distance au front de taille. Pour les deux zones, les amplitudes des tassements du sol en surface mesurés au droit du front de taille ($X_{st} = 0$) sont très faibles : entre 0.5 mm et 0.8 mm pour la zone nord (ce qui représente moins de 10% du tassement final) et proches de zéro pour la zone sud. Dans les deux zones, à l'approche du tunnelier, l'effet du creusement est détectable en surface à une distance d'environ deux diamètres à l'avant du front de taille. Dans la zone nord, cet effet est caractérisé par l'apparition d'un tassement progressif de faible amplitude (> -1 mm) au-dessus de l'axe du tunnel. Dans la zone sud, un léger soulèvement localisé (< 1 mm) est observé en réponse à la pression frontale du tunnelier. Après le passage

de la roue de coupe, les tassements de surface augmentent progressivement avant de se stabiliser à des distances du front de taille qui sont assez similaires pour les deux zones. Le tassement maximal est atteint à une distance comprise entre 6 et 8D à l'arrière du front de taille pour toutes les cibles de la SMRL, à l'exception des cibles 2 et 4 situées le plus au nord, pour lesquelles le tassement se stabilise entre 8 et 10D du front de taille. Cette distance de stabilisation des tassements observée sur le site expérimental TULIP semble assez conforme à celles habituellement rencontrées dans les projets de tunnels parisiens construits à l'aide d'un tunnelier à front pressurisé (voir ci-dessous).

Les profils longitudinaux des déplacements verticaux normalisés du sol en surface mesurés lors du passage du tunnelier sur le site de TULIP sont présentés en Figure 5-3 (seules les cibles 2, 21 et 31 de la SMRL ont été sélectionnées pour une meilleure lisibilité) et comparés à ceux obtenus lors du projet de creusement du tunnel du tramway T6 (Grave *et al.*, 2012). Comme mentionné dans le paragraphe 4.4, ce projet de tunnel a été construit dans la banlieue sud-ouest de Paris à l'aide d'un tunnelier à front pressurisé et dans des conditions assez similaires à celles de la ligne 16 (diamètre du tunnel, hauteur de la couverture, nature des matériaux excavés, excavation sous la nappe phréatique). Cette figure confirme l'une de nos observations précédentes, à savoir que la stabilisation des tassements de surface après le passage du tunnelier est atteinte à des distances assez similaires du front de taille, comprises entre 6 et 10 diamètres de tunnel (D) dans les deux projets. Cependant, avant que la stabilisation ne soit atteinte, la forme des profils de tassement diffère entre les deux projets. Dans le cas du projet TULIP, les tassements ont augmenté progressivement, mais régulièrement, jusqu'à ce qu'ils se stabilisent. Par conséquent, seulement 20 à 30% du tassement final est déjà produit à la sortie du bouclier ($X_{st} = -1$). Dans le cas du projet T6, et conformément à ce qui est généralement observé dans les projets de tunnels parisiens, la majorité du tassement (60 à 70% du tassement final) se produit dans la zone située entre le front de taille et l'extrémité du bouclier.

Afin de quantifier cette différence de forme, les profils longitudinaux des déplacements verticaux normalisés du sol en surface obtenus dans les projets TULIP et T6 sont approximés par une fonction gaussienne cumulée (Figure 5-3) dont l'expression donnée ci-dessous est basée sur les travaux d'Attewell et Woodman (1982), et adaptée par Berthoz *et al.* (2018) pour les tunneliers à front pressurisé :

$$U_z(X) = U_{z,max} \cdot \frac{1}{I_X \sqrt{2\pi}} \cdot \int_{X_{st}}^{+\infty} e^{-\frac{(X_1 - \alpha_X)^2}{2I_X^2}} dX_1 \quad (5-1)$$

Avec :

- X_{st} : la distance longitudinale entre le front de taille et la cible considérée, adimensionnée par le diamètre du tunnel ;
- $U_{z,max}$: le déplacement vertical maximal observé loin à l'arrière du front de taille ;
- I_X : le paramètre de longueur caractérisant le profil de tassement, adimensionné par le diamètre du tunnel ;
- α_X : la distance longitudinale au front de taille correspondant à 50% du tassement final, adimensionnée par le diamètre du tunnel. Ce paramètre sans dimension a été introduit par Berthoz *et al.* (2018) afin de prendre en compte le fait que le tassement au front de taille n'est pas toujours égal à la moitié du tassement maximal dans le cas d'un creusement au tunnelier.

Dans les deux cas, les paramètres (I_X et α) de la fonction gaussienne cumulée sont ajustés afin de retrouver : (i) la valeur moyenne du tassement à la verticale du front de taille et (ii) la distance au front de taille correspondant à 50% du tassement final. Cette approche fournit une bonne description des premiers 70% du tassement, mais présente certaines limites dans la description des tassements se produisant au-delà de cette valeur pour les deux projets étudiés.

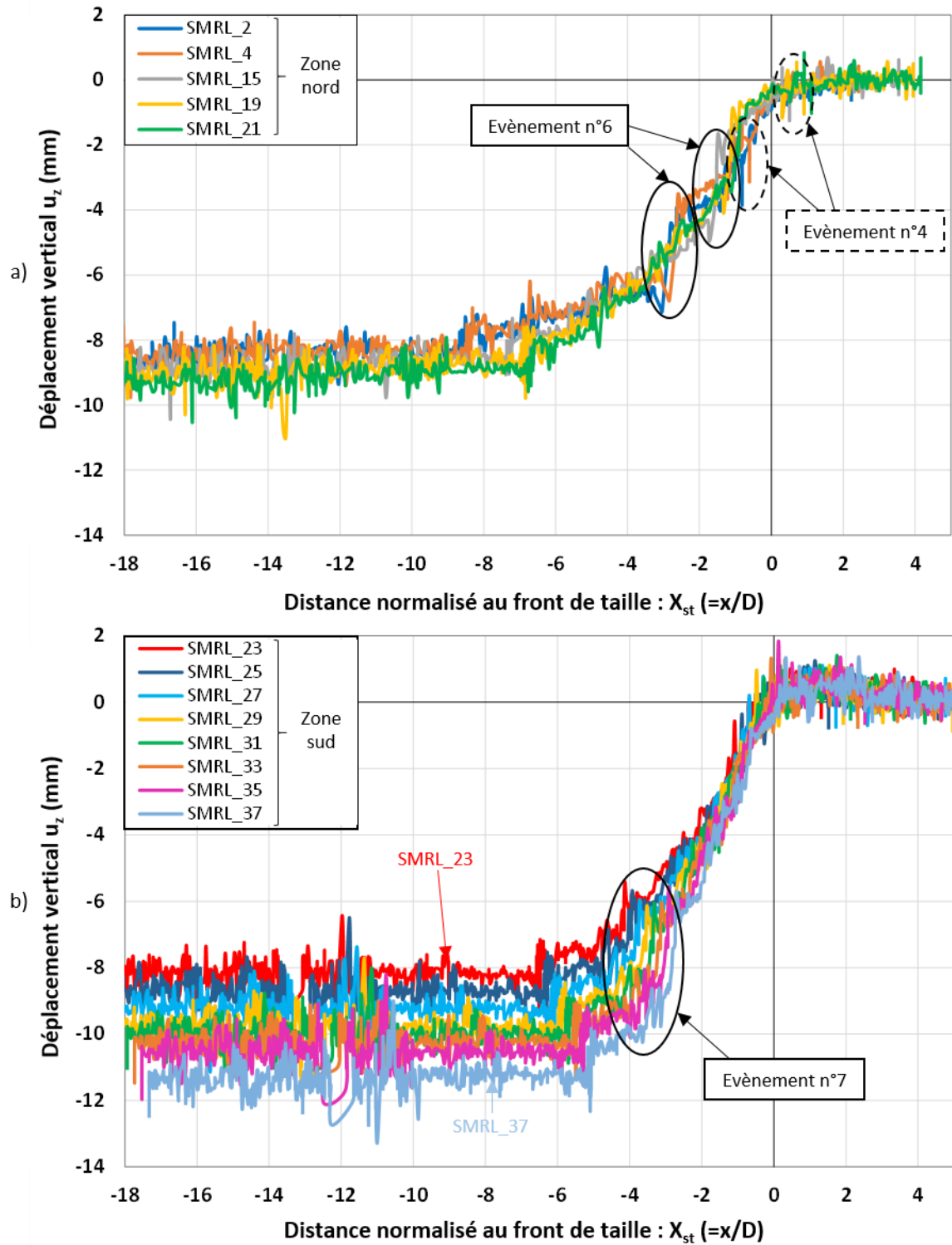


Figure 5-2 : Profils longitudinaux des déplacements verticaux du sol en surface mesurés le long de la ligne SMRL pendant le passage du tunnelier dans les zones nord (a) et sud (b) du site TULIP

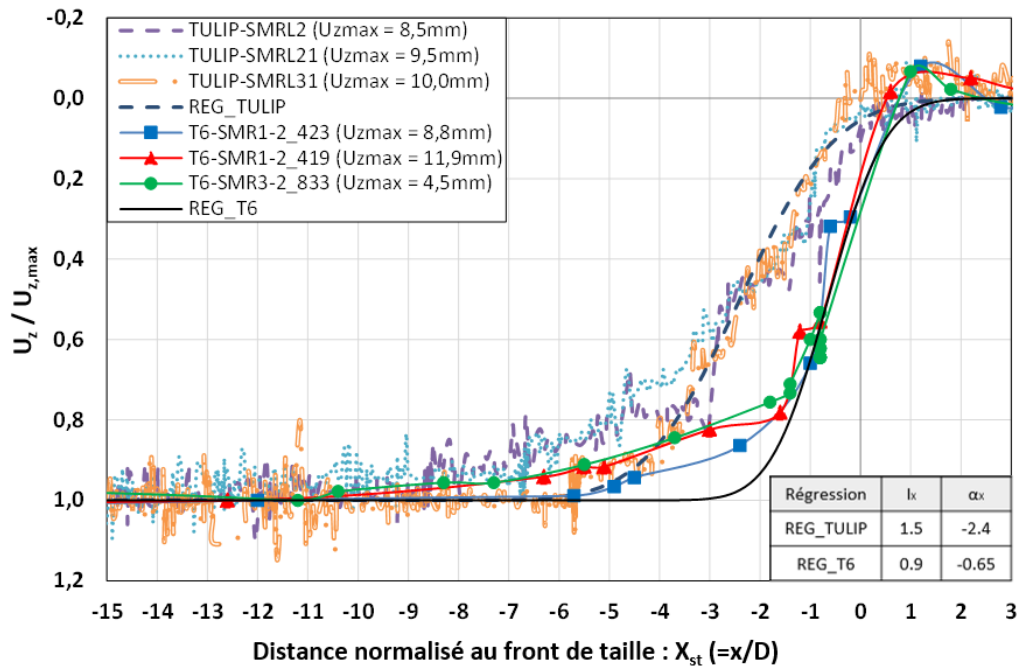


Figure 5-3 : Profils longitudinaux des déplacements verticaux normalisés du sol en surface mesurés lors du passage du tunnelier dans le cas des projets parisiens TULIP (Ligne 16) et Tramway T6

5.1.2 Influence de la pression frontale

Les conséquences des variations de la pression frontale du tunnelier sur les tassements du sol en surface le long de la ligne SMRL ont été étudiées à travers les sept évènements singuliers rapportés sur la Figure 4-2. Pour rappel, lors de ces différents évènements, les variations de la pression frontale atteignent jusqu'à +/- 30% de la pression de consigne. Certaines de ces variations sont soudaines et relativement brèves (quelques dizaines de minutes), tandis que d'autres durent plusieurs heures (par exemple, dans le cas de la pause du week-end). Après analyse, seuls trois de ces évènements (n°4, 6 et 7 de la Figure 4-2 a) semblent avoir un impact directement perceptible sur les déplacements en surface le long de la ligne SMRL. Deux d'entre eux (n°6 et 7) correspondent à des phases d'excavation tandis que le troisième (n°4) correspond à une pause du week-end.

L'évènement n°6 a lieu le 7 juillet : une diminution soudaine de la pression frontale moyenne d'environ 25%, de 175 kPa à 125 kPa, se produit en moins de 5 minutes (Figure 5-4 a). Ensuite, une phase de fluctuation de cette pression jusqu'à une valeur moyenne d'environ 150 kPa (i.e. 10% inférieure à la valeur fixée de 175 kPa) est observée pendant environ 80 minutes, ce qui correspond à l'excavation d'un demi-anneau. Cette perte de pression frontale est directement responsable d'une augmentation des tassements en surface, comme observé sur la Figure 5-4 a. L'amplitude maximale de tassement mesurée lors de cet évènement (cible 2) est égale à 2.5 mm (soit environ 30% du tassement final). Il est intéressant de noter que ce tassement maximal dû à un défaut de pression frontale est observé au moins jusqu'à trois diamètres à l'arrière du front de taille ($X_{st} = -2.85$).

L'évènement n°7 correspond à la soudaine augmentation de la pression frontale jusqu'à 225 kPa durant l'excavation de l'anneau 435 (i.e. 23% de plus que la pression moyenne de consigne de 175 kPa fixée pour le franchissement du site TULIP), suivie d'une diminution volontaire de la pression frontale fixée par l'opérateur du tunnelier lors de la sortie du site TULIP (Figure 5-4 b). Après cette diminution, la nouvelle pression moyenne mesurée est d'environ 152 kPa (soit 13% de moins que la pression moyenne de consigne de 175 kPa). Cette valeur est maintenue à ce faible niveau à mesure que le tunnelier s'éloigne du site TULIP. Bien que l'augmentation soudaine de la pression frontale à 215 kPa ne semble pas avoir eu une influence significative sur les déplacements du sol en surface, la diminution imposée de cette pression conduit à une augmentation des tassements détectés par certaines cibles de la ligne SMRL (Figure 5-4 b). Pendant cet évènement, tous les capteurs de la SMRL sont situés à l'arrière du front de taille. Les mesures montrent que l'augmentation des tassements est perceptible jusqu'à au moins 3D à l'arrière du front de taille (cible 23). En outre, l'amplitude des tassements augmente logiquement à mesure que la distance au front de taille

diminue, mesurant environ 1 mm (soit 12% du tassement final) à une distance de 4D du front de taille (capteur 21) et 3 mm (soit 26% du tassement final) à une distance de 1.1D de ce front (cible 37).

Le dernier évènement analysé (n°4 de la Figure 5-4 c) concerne la pause du week-end, au cours de laquelle le tunnelier est arrêté et une diminution progressive de la pression moyenne dans la chambre d'abattage est observée (§4.1.1), avec deux minimums autour de 120 kPa (soit 31% de moins que la pression de consigne), vers 12h00 le samedi et le dimanche, suivis d'une remontée rapide à 175 kPa (Figure 5-4 c). Afin de rétablir la pression de consigne, une équipe d'astreinte de l'entreprise est venue faire tourner la roue de coupe et avancer le tunnelier de quelques centimètres les 4 et 5 juillet à midi. Cette opération a permis de rétablir en quelques minutes la pression frontale souhaitée (175 kPa). Lors de cet évènement, la chute importante et progressive de la pression dans la chambre d'abattage observée à deux reprises pendant le week-end n'a entraîné qu'un très faible tassement en surface (environ 1 mm). De manière étonnante, ce tassement progressif n'a pas été observé directement à la verticale du front de taille, mais à des distances de 0.8D et 0.9D à l'arrière et à l'avant du front de taille (cibles 2 et 19). En parallèle, la remise en pression de la chambre d'abattage à la pression de consigne par l'équipe d'astreinte n'a eu aucun effet sur le déplacement du sol en surface. Dans cette phase statique, il semble que la roue de coupe agisse comme un écran rigide et limite la transmission de pression entre le sol contenu dans la chambre d'abattage et le sol situé à l'avant du tunnelier. Cette observation est corroborée par la reprise des déplacements en surface dès la remise en mouvement du tunnelier et la reprise de l'excavation (06/07/2020, 7h30).

5.2 Déplacements verticaux du sol

5.2.1 Profils transversaux de tassements du sol en surface

Sur la base des mesures de déplacement des cibles topographiques placées en surface, les Figure 5-5 a&b présentent les cuvettes transversales de tassement mesurées le long des lignes SMRN et SMRS, en fonction de la position relative de la roue de coupe. Il convient de noter que la cuvette de tassement de la section nord présente une discontinuité des mesures pour des valeurs de y comprises entre -1.8D et -1.4D en raison d'un manque de données relatif aux deux cibles topographiques correspondantes. Pour comparer les différentes cuvettes, leurs profils transversaux sont approximés par une fonction gaussienne basée sur les observations bien connues de Peck (1969). Pour chaque section transversale située à une distance X_{st} du front de taille, le tassement en surface $u_{z, X_{st}}$ à une distance y de l'axe du tunnel s'exprime comme suit :

$$u_{z, X_{st}}(y) = u_{z, X_{st, max}} \cdot e^{\frac{-(y/D - \alpha_Y)^2}{2I_Y^2}} \quad (5-2)$$

Avec :

- $u_{z, X_{st}}$: le tassement maximal mesuré le long de la section transversale située à la distance X_{st} du front de taille ;
- α_Y : la distance transversale adimensionnée (divisée par le diamètre du tunnel) entre le centre du profil gaussien et l'axe du tunnel ($\alpha_Y = 0$ si le tassement maximal est centré sur l'axe du tunnel) ;
- I_Y : la distance horizontale (i.e. la coordonnée y) adimensionnée du point d'inflexion par rapport à l'axe du tunnel ;
- D : le diamètre du tunnelier.

Pour chaque cuvette de tassement, le meilleur ajustement entre les profils transversaux expérimentaux et gaussiens est obtenu en calculant la distance relative entre les points expérimentaux et les points de la gaussienne à une distance transversale donnée y_i :

$$\varepsilon = \frac{\sum_{i=1}^N |u_{y,i}^{reg} - u_{y,i}^{exp}| \cdot (y_{i+1} - y_i)}{\sum_{i=1}^N |u_{y,i}^{exp}| \cdot (y_{i+1} - y_i)} \quad (5-3)$$

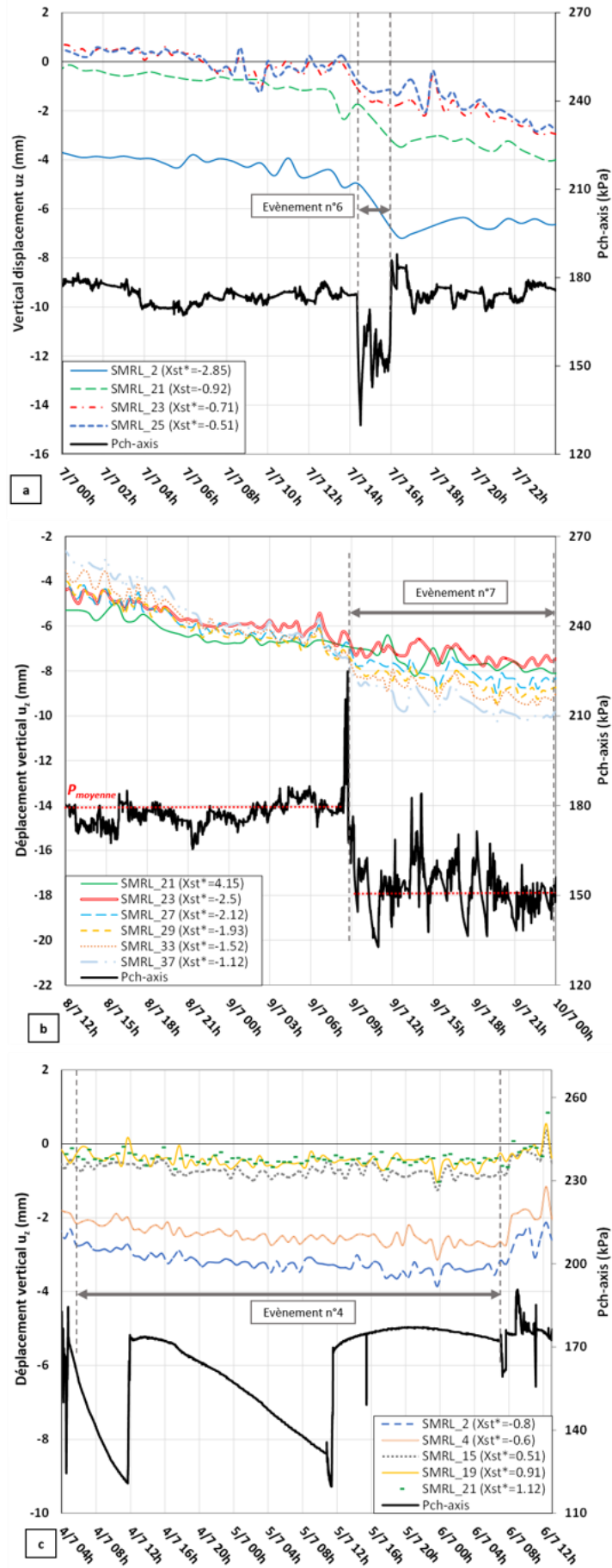


Figure 5-4 : Influence des variations de la pression frontale du tunnelier sur les tassements du sol en surface le long de la ligne SMRL pour trois évènements singuliers rencontrés lors de la traversée du site TULIP

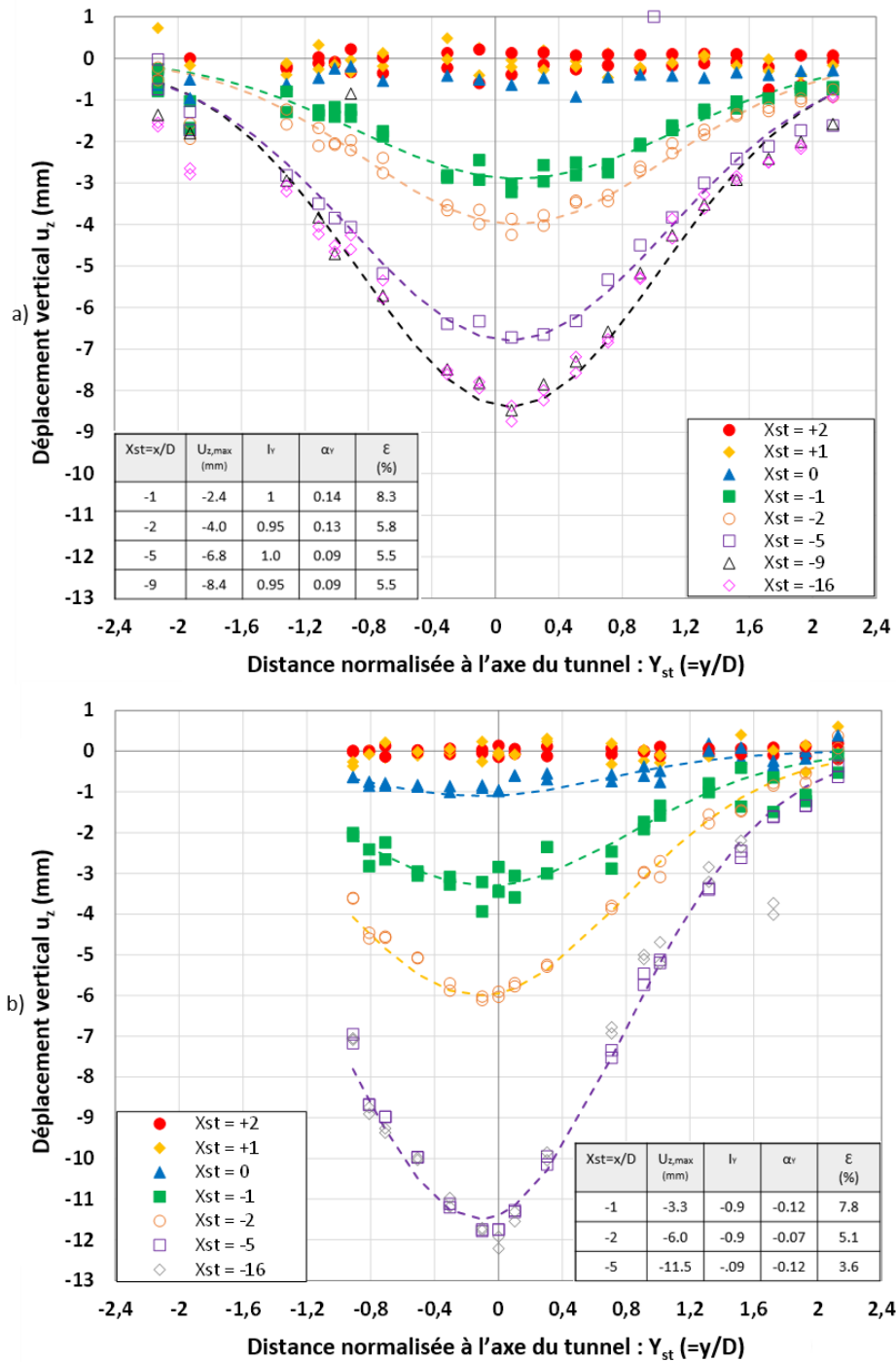


Figure 5-5 : Profils transversaux des cuvettes de tassement tracés en fonction de la distance normalisée au front de taille (Xst) pour les lignes (a) SMRN et (b) SMRS.

Les résultats de cet ajustement sont donnés en Figure 5-5. Pour tous les profils examinés, la différence calculée (ϵ) est comprise entre 3.6% et 8.3% et les différents profils expérimentaux semblent bien ajustés par les courbes gaussiennes. Les différentes cuvettes de tassement sont caractérisées par une très faible excentricité par rapport à l'axe du tunnel, comprise entre 0.7 et 1.4 m ($0.07 \leq \alpha_v \leq 0.14$), et un facteur de largeur de la cuvette (lv) relativement constant au cours de l'excavation. Ce dernier est compris entre 0.9 et 1, ce qui correspond à un point d'inflexion de la cuvette gaussienne situé à une distance (lv) comprise entre 9 et 10 m de l'axe du tunnel, et un rapport $K_Y = lv/H$ (où H est la profondeur de l'axe du tunnel) compris entre 0.41 et 0.46. Les valeurs des pertes de volume, correspondant à la valeur de l'aire au-dessus de la fonction gaussienne divisée par la section du tunnel, augmente logiquement avec l'avancement du tunnelier. Elles sont de l'ordre de 0.1% lorsque la roue de coupe se trouve à l'aplomb de la section instrumentée. Elles atteignent les valeurs finales comprises entre 0.26% (ligne SMRN) et 0.34%

(ligne SMRS) après stabilisation du tassement, ce qui est conforme aux valeurs généralement observées dans le cas d'une excavation bien contrôlée au tunnelier à front pressurisé.

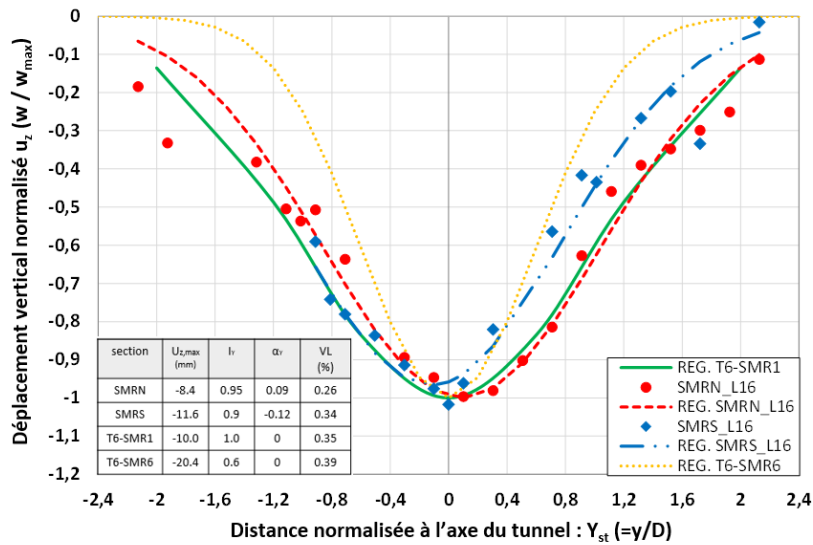


Figure 5-6 : Cuvettes transversales de tassements normalisées induites lors du passage du tunnelier sur le projet TULIP (ligne 16) et sur le tramway T6

La Figure 5-6 compare les profils transversaux finaux des déplacements normalisés du sol en surface obtenus pour le projet TULIP avec ceux observés lors du projet de creusement du tramway T6, autre projet parisien réalisé avec un tunnelier à pression de terre et mentionné précédemment dans les paragraphes §4.4 et §5.1.1. Pour ces deux projets réalisés dans des conditions très similaires (géométrie, nature des sols, etc.), les valeurs finales de perte de volume observées sont quasiment identiques (environ 0.3%). Comme indiqué précédemment, elles reflètent une bonne maîtrise du processus d'excavation avec un tunnelier à front pressurisé. Pour trois des sections instrumentées examinées (SMRN et SMRS dans le projet TULIP ; et S1 dans le projet T6), il apparaît que les amplitudes maximales de tassement ($u_{z,max}$ d'environ -10 mm) et les largeurs des cuvettes de tassement (facteur de largeur de cuvette I_Y entre 0.9 et 1) sont presque identiques. Pour ces trois sections, les valeurs du rapport $K_Y = i_Y/H$ sont comprises entre 0.4 et 0.47 ; elles sont cohérentes avec le retour d'expérience de Mair et Taylor (1997), qui montre que la majorité des valeurs du rapport i_Y/H se situe entre 0.25 et 0.45 pour un sol sableux. Bien qu'elle présente une perte de volume similaire aux autres sections, la quatrième section étudiée (S6 dans le projet T6) présente une cuvette de tassement plus profonde ($u_{z,max} = -20$ mm) et plus étroite ($I_Y = 0.6$). Notons que ce profil peut avoir été impacté par la présence d'une pile de viaduc située à proximité de la section de mesure.

5.2.2 Déplacements verticaux du sol en profondeur

Les déplacements verticaux en profondeur mesurés au niveau des ancrs de l'extensomètre E4, situé au-dessus de l'axe du tunnel sur la ligne SMRS (Figure 2-3 et Figure 2-4), sont représentés en fonction du temps sur la Figure 5-7 a et en fonction de la distance au front de taille du tunnelier en Figure 5-7 b. Les profils de tassement longitudinaux des ancrs proches de la surface (à des profondeurs de 3, 6, 9 et 12 m) sont relativement similaires à ceux observés en surface (§5.1.1). Les premiers tassements de la couverture du tunnel apparaissent donc à moins d'un diamètre (moins de 10 m) devant le front de taille et se stabilisent à une distance de 5 à 6 D (50 à 60 m) derrière la roue de coupe. Pour ces points situés entre 0 et 12 m de profondeur, on observe également une diminution de l'amplitude du tassement final avec la profondeur. Cette tendance, qui peut paraître surprenante, doit être associée au soulèvement du sol observé à proximité du bouclier. En effet, l'ancre la plus profonde, située à 1.5 m directement au-dessus de la clé du tunnel, a commencé à se soulever progressivement à partir d'une distance d'environ 0.5D (5 m) à l'arrière de la roue de coupe. De plus, pour des distances au front comprises entre 0.5D et 2D (5 à 20 m), cette ancre présente deux soulèvements soudains. Le premier, d'une amplitude de 6.2 mm, est observé à environ 1D à l'arrière du front de taille. Le second, d'une amplitude de 3.5 mm, se produit à environ 2D à l'arrière de la roue de coupe. En dehors de ces soulèvements soudains, l'ancre plus profonde a tendance à tasser continuellement.

La nature soudaine de ces soulèvements observés et leur distance par rapport au front de taille suggèrent qu'ils sont induits par l'injection du mortier de bourrage. La diminution progressive du tassement avec la profondeur pour les ancres entre 0 et 12 m de profondeur, ainsi que le soulèvement observé pour l'ancre la plus proche de la clé du tunnel, reflètent une cinématique complexe du sol au sein de la couverture du tunnel. Il convient de noter que Standing & Selemetas (2013) ont observé un mécanisme assez similaire pour un tunnelier à front pressurisé creusant dans l'argile de Londres (en amont du site de Dagenham). Pour ce projet, le rapport de la pression frontale moyenne sur la contrainte verticale en clé et le rapport de la pression de bourrage moyenne sur la contrainte verticale en clé sont de 75% et 60% respectivement (rapporté par Wan *et al.* (2017)). Dans le cas du projet TULIP, ces deux ratios sont du même ordre de grandeur que dans le cas du projet de Londres, c'est-à-dire 85% et 75% respectivement. Il est également intéressant de comparer ces observations avec celles rapportées par Wan *et al.* (2017) dans le cas d'un second chantier londonien : le tunnel du Crossrail à Hyde Park. Dans ce projet également réalisé avec un tunnelier à pression de terre, des valeurs de ratio beaucoup plus faibles ont été observées, à savoir 32% et 15% respectivement. Dans le même temps, les auteurs rapportent une cinématique plus classique caractérisée par une augmentation progressive du tassement avec la profondeur entre la surface et la clé du tunnel. Toutes ces observations tendent à montrer que les valeurs de ces deux ratios (pression frontale moyenne / contrainte verticale en clé ; pression de bourrage moyenne / contrainte verticale en clé) conditionnent fortement la cinématique du sol au sein de la couverture du tunnel ; ceci indépendamment de la nature du terrain meuble rencontrée.

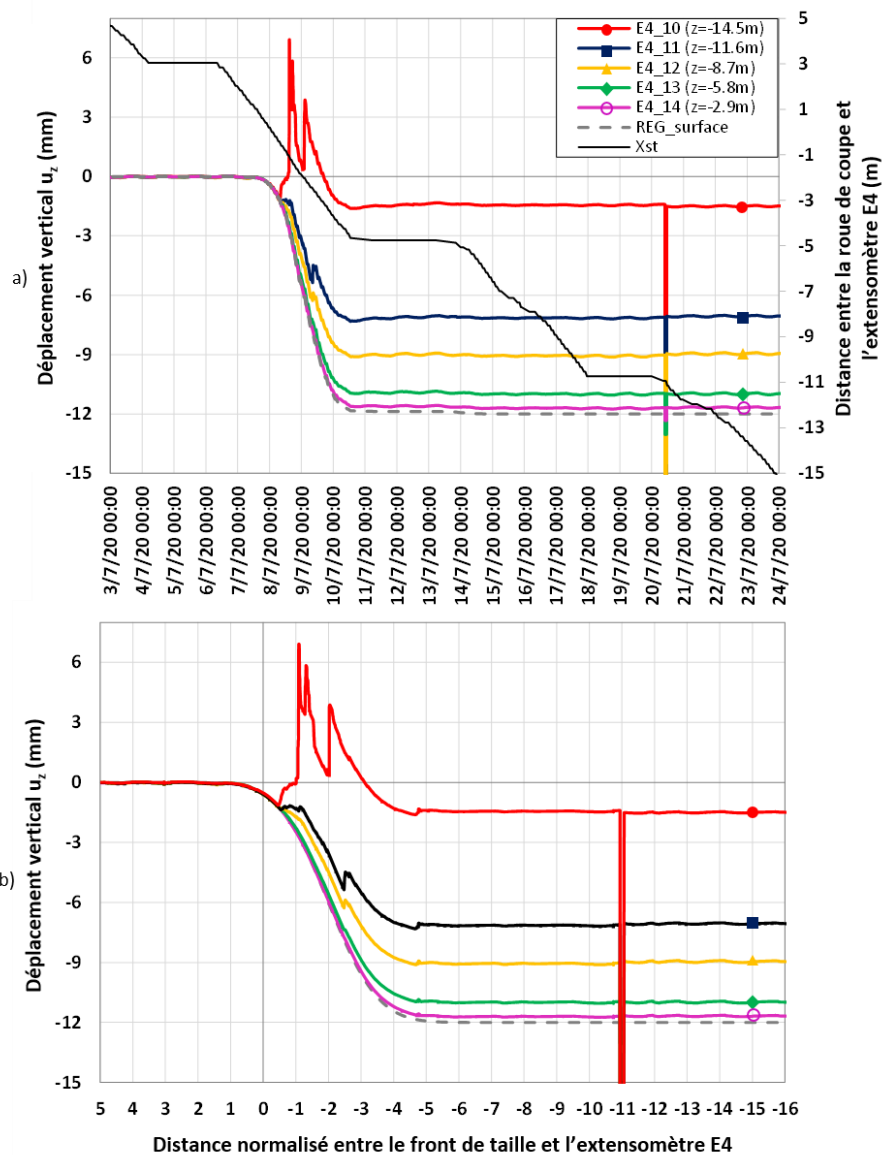


Figure 5-7 : Déplacements verticaux de l'extensomètre E4 situé au-dessus de l'axe du tunnel en fonction du temps (a) et de la distance au front (b)

Les déplacements verticaux mesurés à différentes profondeurs dans le terrain à l'aide des extensomètres placés de part et d'autre du tunnel (E1, E2, E3, E5) sont présentés Figure 5-8 a&b en fonction de la distance au front de taille. Pour ces différents extensomètres, les tassements apparaissent au passage du front de taille ($X_{st} = 0$) et se stabilisent à l'arrière du tunnelier, pour des distances au front d'environ 9D pour la section nord (SMRN) et 6D pour la section sud (SMRS), ce qui est cohérent avec les observations faites en surface. Logiquement, les déplacements verticaux diminuent avec l'augmentation de la distance à l'axe du tunnel, tant pour la ligne SMRN que pour la ligne SMRS. De plus, il convient de noter que jusqu'à une profondeur de 13m (i.e. la base de la couche des calcaires de Saint-Ouen), les déplacements verticaux mesurés le long d'une même ligne verticale évoluent de façon uniforme durant le passage du tunnelier ; ce qui traduit une déformation verticale quasi-nulle dans la couverture située de part et d'autre de l'axe du tunnel. Notons que Wan et al. (2017) ont rapporté un résultat similaire dans le cas de l'excavation du tunnel Crossrail dans l'argile londonienne.

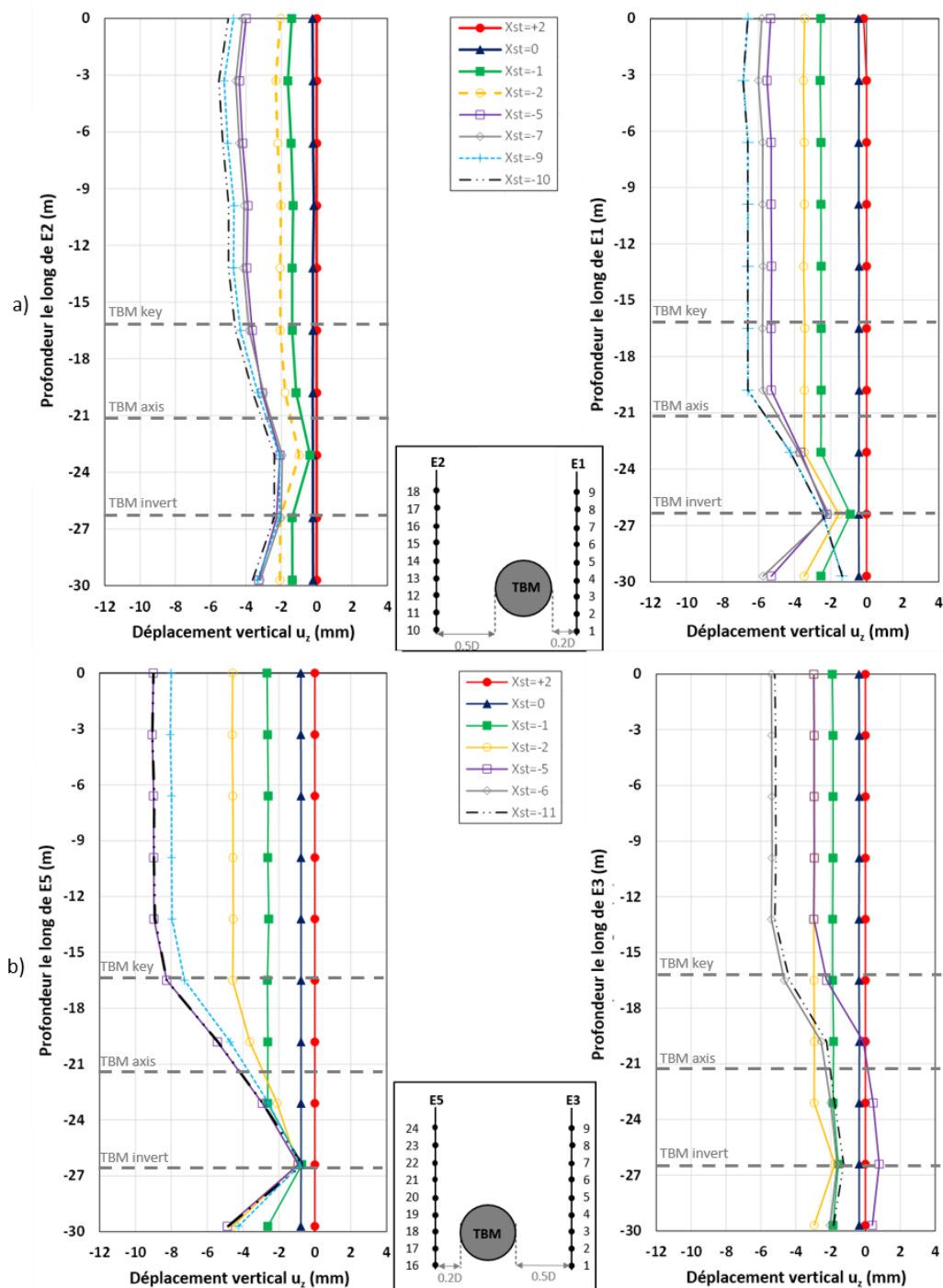


Figure 5-8 : Déplacements verticaux des ancres des extensomètres positionnés de part et d'autre du tunnel : le long de la ligne SMRN (a) et le long de la ligne SMRS (b)

Finalement, la Figure 5-9 donne les profils transversaux des tassements du sol à différentes profondeurs (3.3 m, 6.6 m, 9.9 m) le long de la ligne SMRS (à l'état final). En utilisant la même approche que pour les cuvettes de tassement en surface, des courbes de distribution gaussiennes ont été ajustées aux tassements en profondeur donnés par les extensomètres E3, E4 et E5. Bien que seuls trois points expérimentaux par courbe soient disponibles, les profils gaussiens obtenus semblent cohérents. Les valeurs de la largeur transversale de la cuvette (I_Y) et des pertes de volume (V_L) pour les différentes cuvettes sont données Figure 5-9. Les valeurs du facteur de largeur (I_Y) augmentent légèrement avec la profondeur (de 0.9 à 1.05 pour une profondeur comprise entre 0 et 9.9 m), parallèlement à la diminution du tassement observé directement au-dessus de la clé du tunnel lorsque la profondeur augmente. Par ailleurs, les valeurs de perte de volume mesurées aux trois profondeurs apparaissent constantes et identiques à celle mesurée en surface (0.34%). Ce résultat suggère de faibles déformations volumiques dans cette couche de sol située au-dessus du tunnel, à une profondeur comprise entre 0 et 9.9 m.

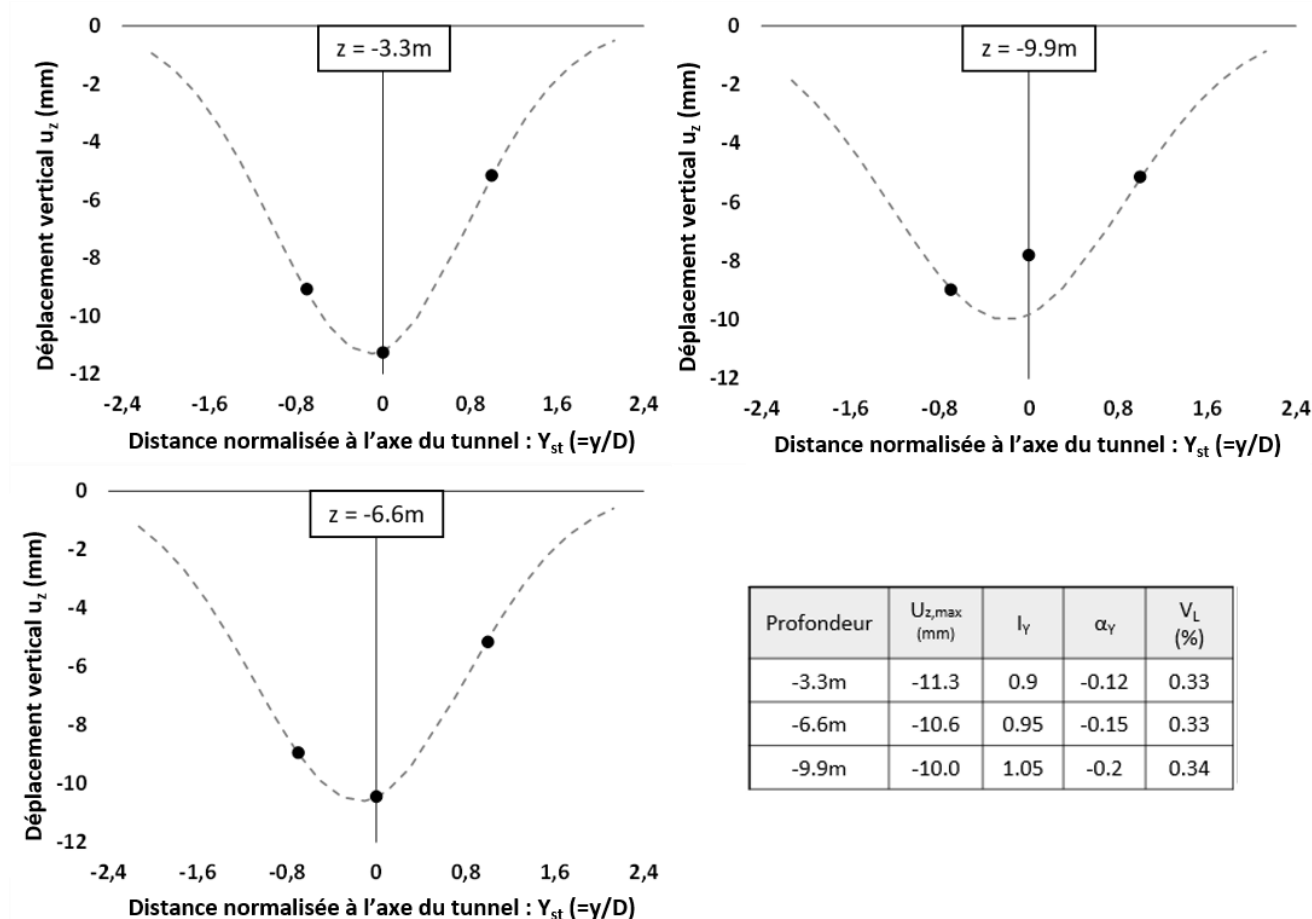


Figure 5-9 : Cuvettes de tassement à différentes profondeurs z le long de la ligne SMRS, après stabilisation des déplacements du sol (état final)

5.3 Déplacements horizontaux du sol en surface et en profondeur

5.3.1 Dans la direction transversale

Les déplacements horizontaux dans la direction transverse (c'est-à-dire perpendiculaire à l'axe du tunnel) sont mesurés en surface à l'aide des différentes cibles topographiques placées le long des lignes SMRN et SMRS (Figure 2-3). Les Figure 5-10 a&b montrent les mesures obtenues pour les sections SMRN et SMRS respectivement, à différentes distances du front de taille (X_{st}). Ces figures montrent que les déplacements transversaux horizontaux u_y convergent vers la projection en surface de l'axe du tunnel, avec un profil symétrique par rapport à un plan vertical passant par l'axe du tunnel. L'amplitude de ces déplacements horizontaux augmente au fur et à mesure que le tunnelier progresse dans le terrain. Les premiers déplacements apparaissent au passage du front de taille et ils se stabilisent à une distance d'environ $6D$ (≈ 60 m) à l'arrière du front de taille. Dans la direction transversale, ces déplacements atteignent leur

maximum à une distance $y \approx I_{yD}$ (≈ 10 m), correspondant à la position du point d'inflexion de la cuvette de tassement.

L'amplitude maximale des déplacements horizontaux transversaux est d'environ 4 mm, soit 40% des déplacements verticaux maximaux mesurés en surface dans la même section. Dans le paragraphe §5.4, nous montrerons que les vecteurs de déplacements du sol en surface sont orientés vers un point situé au-dessus de l'axe du tunnel. Néanmoins les déplacements horizontaux mesurés en surface restent cohérents avec l'équation donnée par Mair et Taylor (1997), basée sur l'hypothèse que les vecteurs déplacements en surface sont orientés vers l'axe du tunnel (Figure 5-11).

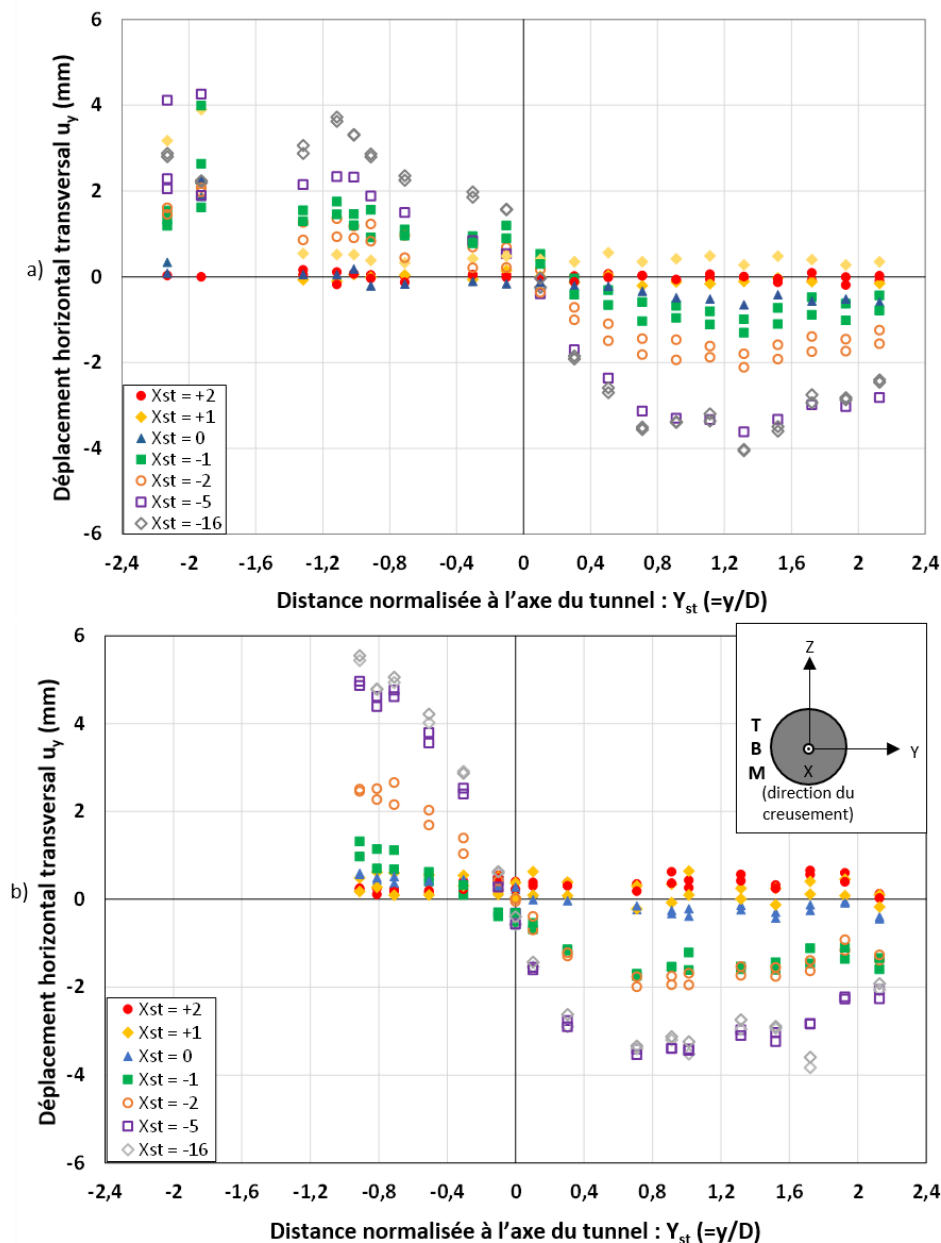


Figure 5-10 : Déplacements horizontaux du sol en surface dans la direction transversale pour les lignes SMRN (a) et SMRS (b) (évolution en fonction de la distance au front de taille)

Les inclinomètres installés dans les sections de mesure nord (SMRN) et sud (SMRS) permettent de quantifier les déplacements horizontaux transversaux en profondeur. La Figure 5-12 montre les résultats obtenus dans ces deux sections. Rappelons que – à l'exception de l'inclinomètre I4 – les déplacements mesurés par les différents inclinomètres sont obtenus en intégrant les variations angulaires, la base de ces inclinomètres étant considérée comme fixe. Les déplacements horizontaux mesurés en surface par le suivi topographique sont ajoutés à cette figure. Ils

apparaissent cohérents avec les mesures effectuées à plus grande profondeur, ce qui confirme l'ordre de grandeur des déplacements observés.

Cette figure montre des déplacements horizontaux transversaux u_y négligeables avant le passage du front de taille (moins de 1 mm), puis une convergence quasi-continue du terrain en direction du plan vertical passant par l'axe du tunnel lors de la progression du tunnelier. Pour les deux sections, ces déplacements vers l'intérieur se stabilisent à une distance d'environ $6D$ (≈ 60 m) à l'arrière du front de taille. Concernant la distribution de ces déplacements horizontaux avec la profondeur, ils deviennent significatifs à partir du radier, sont à leur maximum à hauteur de l'axe du tunnel (atteignant environ 3 mm) puis conservent une amplitude assez constante sur toute l'épaisseur de la couverture. Notons que ces profils de déplacements transversaux horizontaux sont assez différents de ceux généralement rapportés dans la littérature pour les sols argileux, dans lesquels les déplacements transversaux horizontaux (mouvements vers l'intérieur ou l'extérieur) se produisent principalement à la profondeur du tunnel (par exemple, Kastner *et al.*, 1996 ; Standing & Selemetas, 2013).

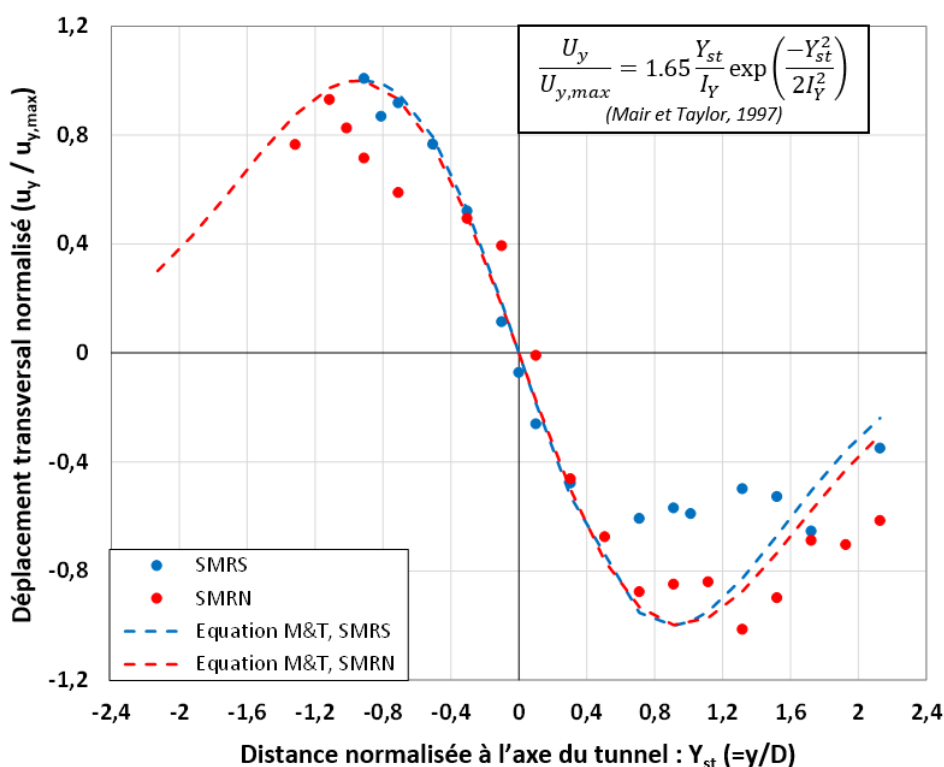


Figure 5-11 : Distribution des déplacements transversaux du sol en surface mesurés le long des lignes SMRN et SMRS (état final) et déduite de l'équation de Mair et Taylor (1997).

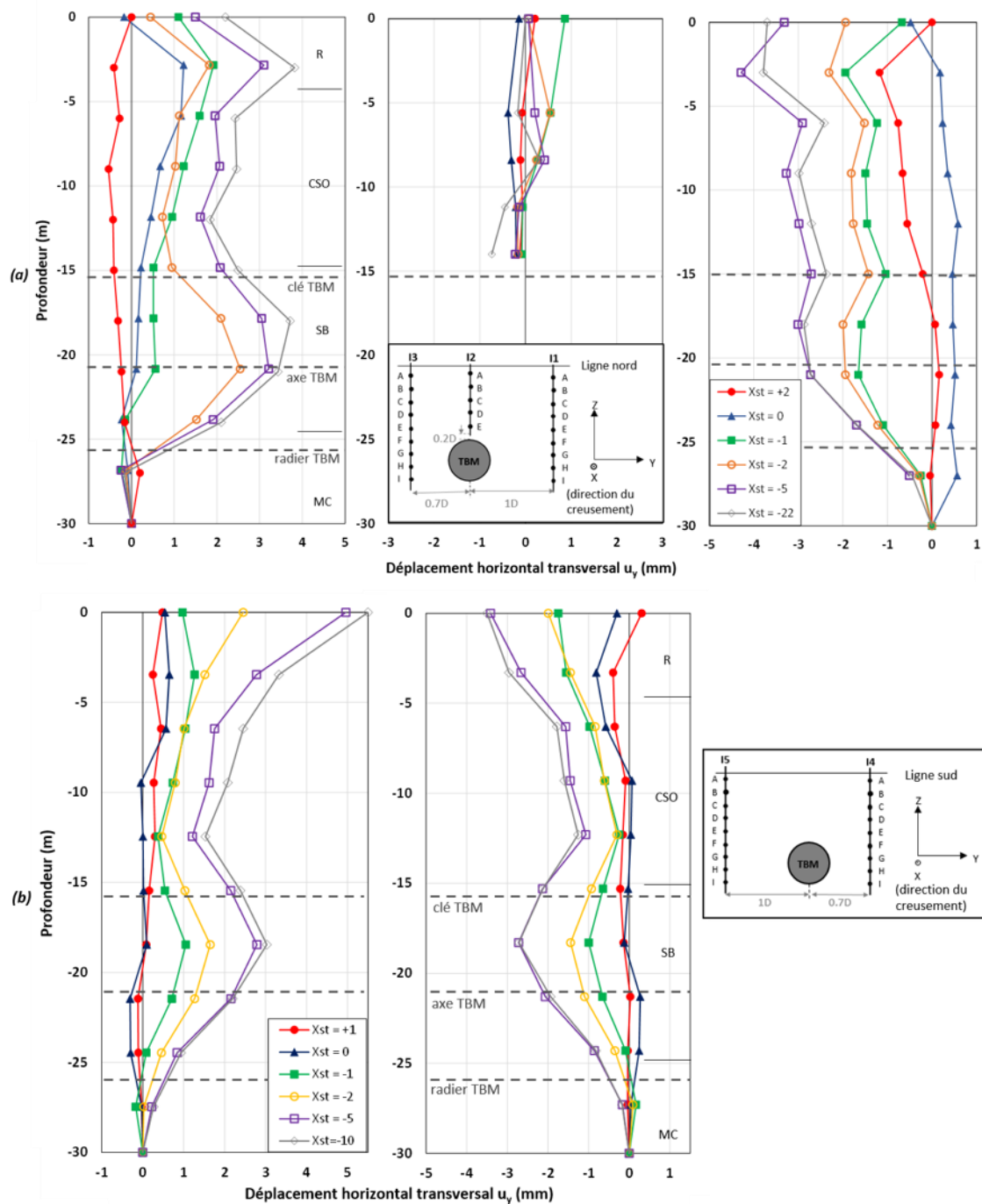


Figure 5-12 : Déplacements horizontaux transversaux en profondeur mesurés par les différents inclinomètres : (a) I1, I2, I3 (ligne SMRN) ; (b) I4, I5 (ligne SMRS)

5.3.2 Dans la direction longitudinale

La Figure 5-13 présente les déplacements horizontaux longitudinaux (u_x) en surface déduits de la mesure des déplacements des cibles topographiques des sections nord (a) et sud (b). L'amplitude de ces déplacements est faible (1 à 1.5 mm en valeur absolue), environ deux à trois fois plus petits que les déplacements horizontaux transversaux et cinq fois plus petits que les déplacements verticaux mesurés en surface. Compte tenu des faibles amplitudes mesurées et de l'incertitude des mesures, il est difficile de dégager des tendances dans l'évolution de ces profils de déplacement longitudinal au fur et à mesure de la progression du tunnelier dans le terrain. On peut néanmoins remarquer des déplacements insignifiants ($-0.5\text{mm} < u_x < 0.5\text{ mm}$) à l'avant du tunnelier ($X_{st} > 0$) et au passage du front de taille ($X_{st} = 0$), un léger mouvement du sol vers l'arrière au passage du bouclier ($u_x = -1.5\text{ mm}$ en $X_{st} = -1$), dont les effets sont ensuite compensés par un déplacement longitudinal continu vers l'avant au débouché de la jupe

et jusqu'à une distance d'environ 50m (-5D) à l'arrière du front. Au-delà de cette distance, les déplacements horizontaux longitudinaux n'évoluent plus.

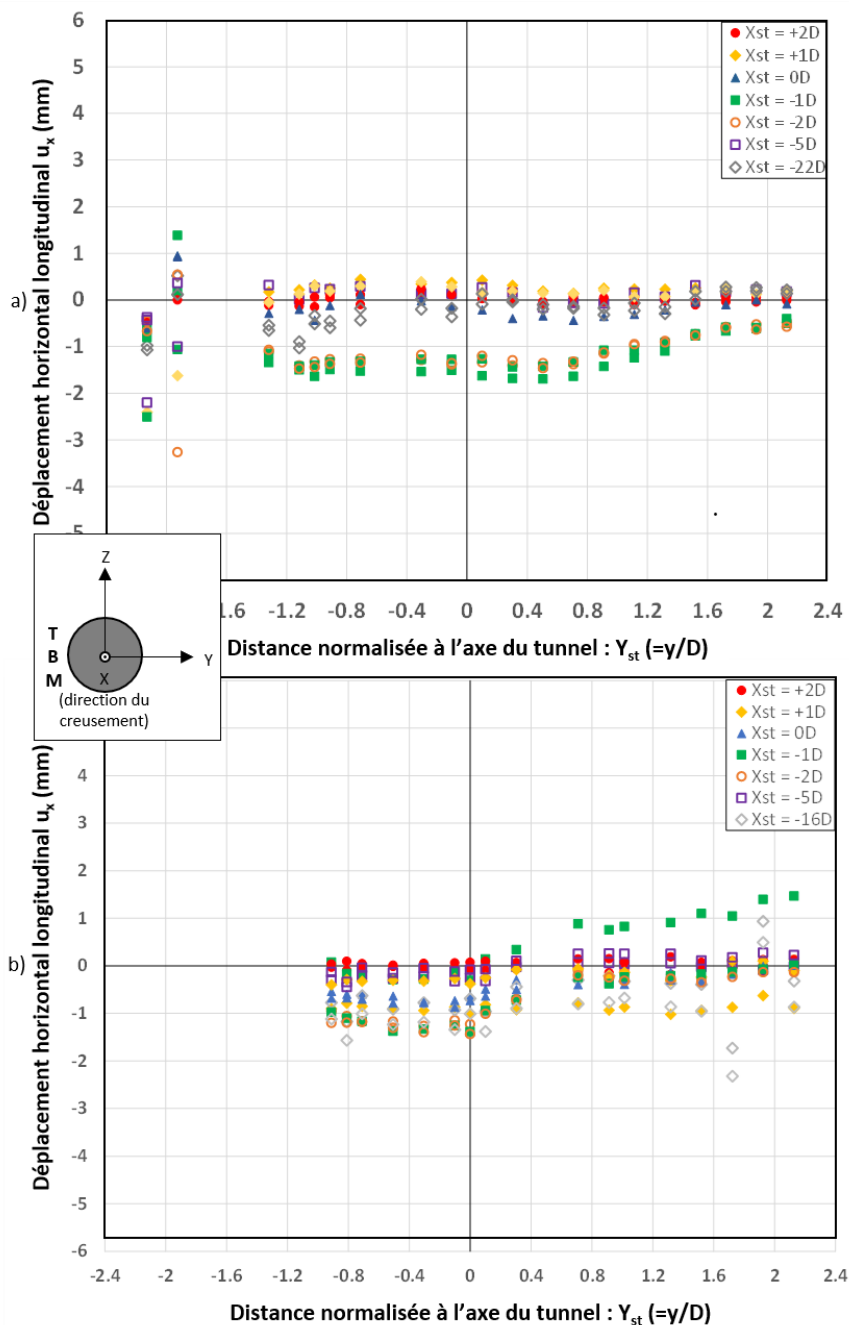


Figure 5-13 : Déplacements horizontaux du sol en surface dans la direction longitudinale pour les lignes SMRN (a) et SMRS (b) (évolution en fonction de la distance au front de taille)

Les inclinomètres utilisés pour obtenir les déplacements horizontaux en profondeur (§5.3.1) dans la direction transversale sont également utilisés pour mesurer les déplacements horizontaux en profondeur dans la direction longitudinale (u_x). Ainsi, pour les inclinomètres situés de part et d'autre du tunnel, la Figure 5-14 montre qu'un léger mouvement vers l'avant semble se dessiner à l'approche du tunnelier et au passage du bouclier ($2 > X_{st} > -1$). Ce mouvement vers l'avant ($u_x > 0$) est observable à la profondeur du tunnel et jusqu'à environ 0.5D au-dessus de sa clé pour les inclinomètres I3, I4 et I5. Après le passage du bouclier et jusqu'à une distance de 5D à l'arrière du front de taille, qui correspond à la stabilisation des déplacements longitudinaux, un mouvement longitudinal vers l'arrière est observé sur toute la hauteur du terrain. Pour l'inclinomètre I2 placé au-dessus de l'axe du tunnel, un léger mouvement du sol vers l'avant est également détecté sur l'ensemble de la progression du tunnelier dans le terrain. L'amplitude de ce mouvement augmente avec la profondeur et est maximale pour la cible la plus proche de la clé du tunnel.

Globalement, il semblerait que le mouvement longitudinal vers l'avant lorsque le sol est situé à l'avant du front de taille et au-dessus de la clé du tunnel soit cohérent avec le fait que la contrainte horizontale totale exercée par le tunnelier soit légèrement supérieure (environ 1.05 fois) à la contrainte géostatique horizontale totale (§4.1)

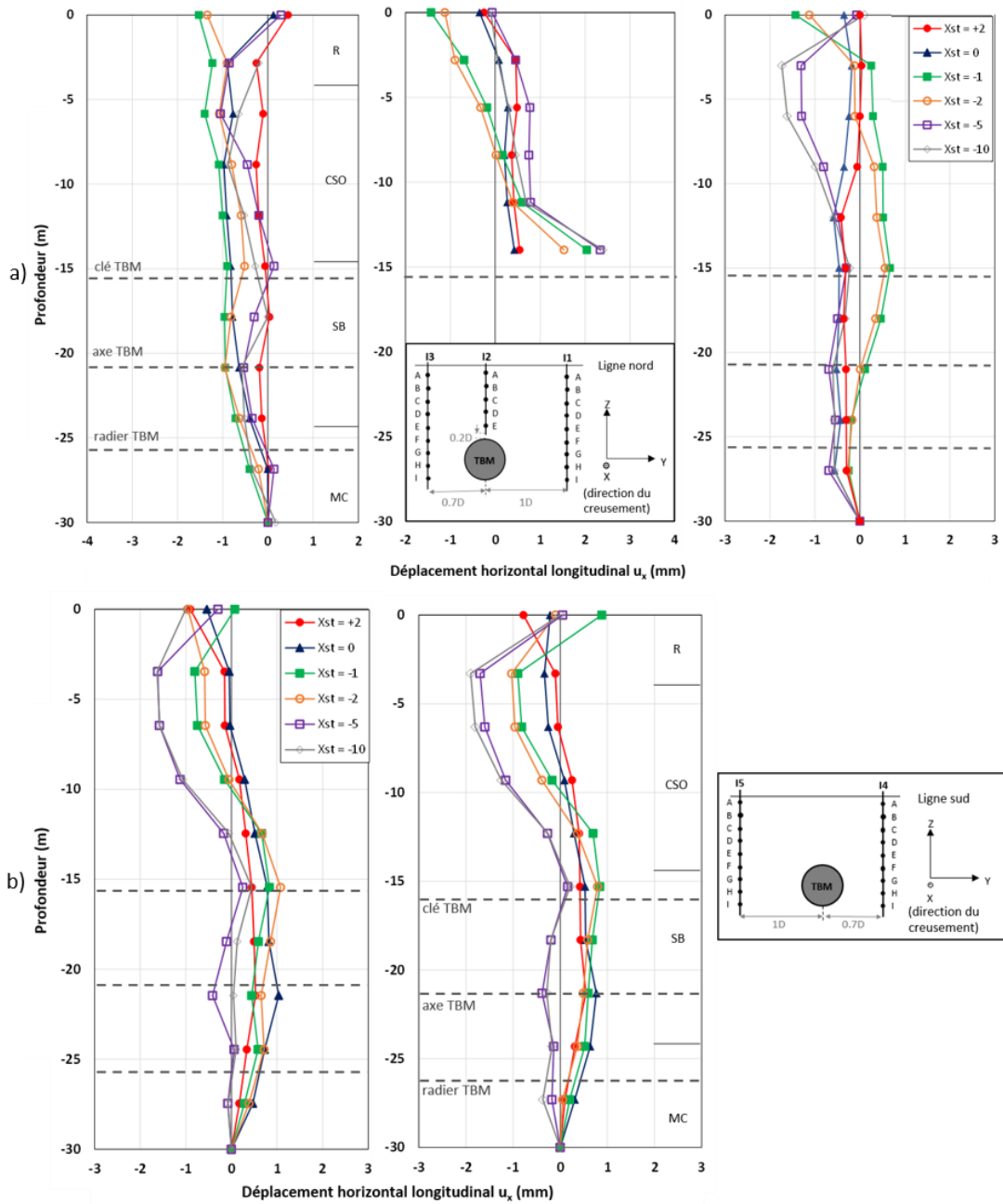


Figure 5-14 : Déplacements horizontaux longitudinaux en profondeur le long de : (a) I1, I2, I3 (ligne SMRN) ; (b) I4, I5 (ligne SMRS)

5.4 Synthèse de la cinématique

La Figure 5-15 présente les vecteurs de déplacement total du terrain, construits à partir des mesures de déplacement vertical et transversal effectuées dans les sections nord et sud. Cette représentation correspond à l'état final du projet TULIP, i.e. loin derrière le front de taille lorsque les mouvements du sol sont stabilisés. Les vecteurs sont construits en combinant, pour chaque point de mesure, les déplacements verticaux déduits des mesures topographiques ou extensométriques ainsi que les déplacements horizontaux transversaux déduits des mesures topographiques ou inclinométriques. En raison de l'absence de mesures inclinométriques et extensométriques au même endroit (c. a. d. le long d'une même ligne verticale), une hypothèse de symétrie des déplacements du terrain par rapport au plan vertical longitudinal passant par l'axe du tunnel a été faite pour chaque section de mesure. Ainsi, les déplacements

horizontaux et verticaux de I1/E2 et I3/E1 pour la section nord (SMRN) et de I4/E5 et I5/E3 pour la section sud (SMRS) sont considérés pour construire les vecteurs déplacements à +0.7D et +1D de ce plan.

Cette figure donne une vue d'ensemble de la réponse cinématique du terrain. Pour les deux sections considérées, cette figure confirme que l'excavation du tunnel entraîne un mouvement général du sol vers l'intérieur. Toutefois, ce mouvement de convergence ne doit pas occulter l'existence d'incréments de déplacement vers le haut, observés notamment lors de l'injection du mortier de bourrage, dans une zone qui reste très localisée au voisinage de la clé du tunnel.

Par ailleurs, il apparaît que les vecteurs de déplacement total, mesurés à une distance transversale donnée (Y_{st}) dans la couverture située de part et d'autre du tunnel sont presque parallèles. Ce résultat traduit l'absence de déformation verticale et la quasi-uniformité des déplacements transversaux horizontaux pour des points situés le long d'une même ligne verticale, entre la surface du sol et la base de la couche des calcaires de Saint-Ouen.

Enfin, notons que les vecteurs de déplacement total mesurés en surface et ceux mesurés en profondeur convergent vers des zones distinctes. Ainsi, les vecteurs déplacements des points en surface sont orientés vers une zone située au-dessus de la clé du tunnel (entre 0.2D et 0.8D au-dessus de la clé), alors que les vecteurs de déplacement total en profondeur convergent vers une zone plus diffuse sous le radier du tunnel (entre 0.2D et 2D sous ce dernier).

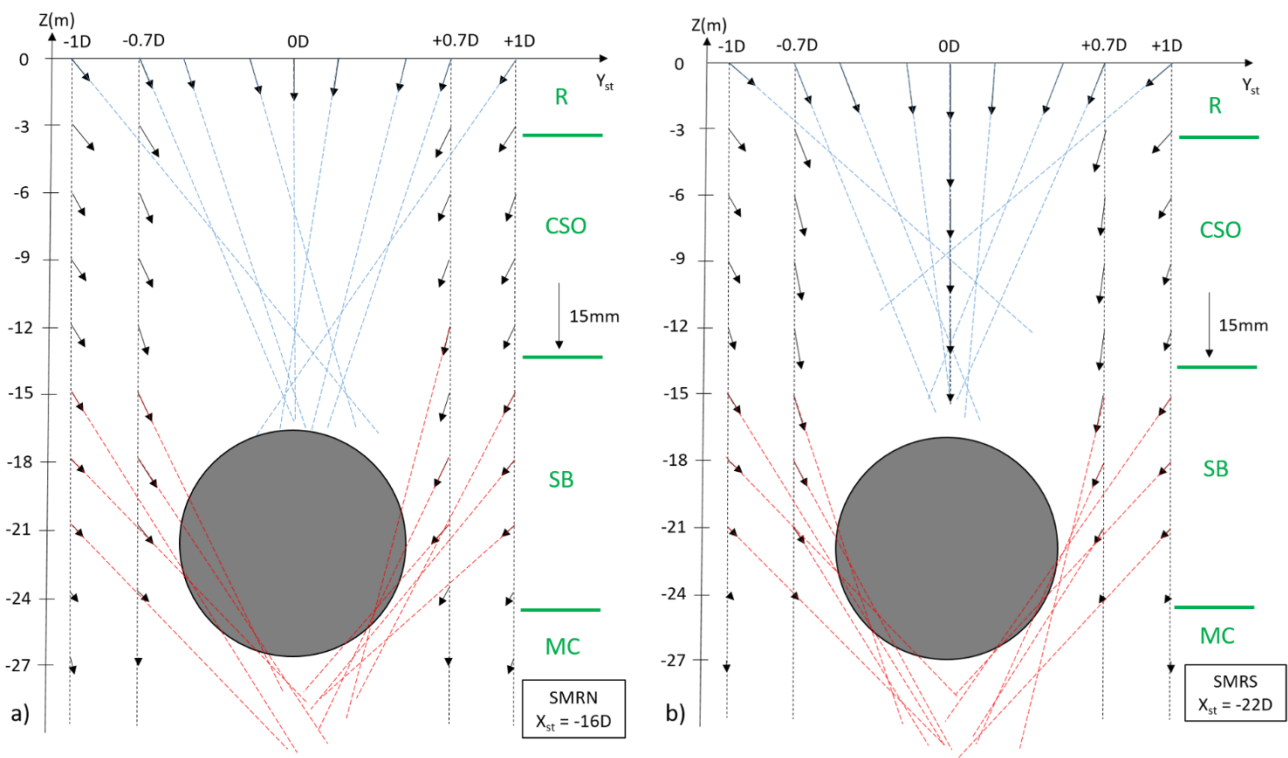


Figure 5-15 : Vecteurs de déplacement total déduits des mesures extensométriques et inclinométriques dans les sections SMRN (a) et SMRS (b)

5.5 Variation de la pression interstitielle

Les mesures de pression interstitielle sont effectuées à l'aide de deux cellules de pression interstitielle (CPI1 et CPI2 sur les Figure 2-3 et Figure 2-4). Celles-ci sont positionnées dans la section sud, le long d'une même ligne verticale située transversalement à 0.7D de l'axe du tunnel. L'une de ces cellules a été installée à la profondeur de l'axe du tunnel (CPI2) et l'autre à la profondeur de la clé du tunnel (CPI1). Un doute subsiste quant aux valeurs absolues des pressions interstitielles mesurées, car au moment de leur initialisation ces cellules se trouvaient peut-être déjà dans la zone d'influence du tunnelier. Il s'ensuit que ces deux mesures ne permettent pas à elles seules de tirer des conclusions générales, mais les observations suivantes méritent néanmoins d'être faites.

L'évolution dans le temps des pressions interstitielles mesurées est illustrée en Figure 5-16. La pression frontale moyenne mesurée dans la chambre d'abattage (moyenne effectuée toutes les 10 s par les capteurs 3, 4, 5, 8, 9 et 10, Figure 2-16 c) est également représentée avec une discrétisation temporelle de 5 minutes. Pendant la période d'étude de presque deux mois, pour laquelle la distance relative entre le front de taille et les cellules de pression interstitielle varie entre +145 m et -145 m, il est clair que les variations de pression interstitielle mesurées dans le sol sont directement corrélées aux variations de pression moyenne dans la chambre d'abattage. Ainsi, à chaque redémarrage du tunnelier après une phase d'arrêt de plusieurs jours (i.e. 02/06, 08/06, 15/06, 29/06, 06/07, 14/07 et 20/07), correspondant à la pause du week-end ou à une opération de maintenance, on observe une augmentation systématique des pressions interstitielles dans le terrain, parallèlement à l'augmentation de la pression dans la chambre d'abattage. De même, l'arrêt du tunnelier pendant plusieurs jours s'accompagne généralement d'une diminution progressive des pressions dans la chambre d'abattage (§4.1), conduisant dans la plupart des cas à une diminution progressive des pressions interstitielles mesurées dans le sol.

Il apparaît également que la sensibilité des pressions interstitielles aux variations de la pression frontale augmente lorsque le front de taille se rapproche des cellules. Par exemple, le 08/06 les cellules de pression interstitielle sont situées à 140 m (+14D) à l'avant du front de taille et l'augmentation de la pression dans la chambre d'abattage est importante (+150 kPa) : la cellule CPI2 enregistre une augmentation de 40 kPa et la cellule CPI1 une augmentation de 20 kPa. En comparaison, le 06/07, les CPI sont situées à 30 m (+3D) à l'avant du front de taille, l'incrément de pression frontale est d'environ 50 kPa et une augmentation similaire à celle du 08/06 est visible sur les CPI (+50 kPa pour la CPI1).

Notons également que lorsque le front de taille est situé au-delà des cellules de pression interstitielle, ces dernières sont beaucoup moins sensibles aux variations de la pression dans la chambre d'abattage. Ainsi, lors de l'arrêt du tunnelier du 18/07 au 20/07, alors que le front de taille se trouve à 105 m au-delà des cellules, la diminution de la pression dans la chambre d'abattage d'environ 120 kPa puis sa ré-augmentation de 100 kPa sont à peine détectées par les deux CPI. Ce dernier résultat confirme donc que si la pression exercée par le tunnelier sur le front de taille est bien celle qui génère des variations de pression interstitielle dans le terrain, cette action se produit de préférence à l'avant du front de taille.

La dernière observation concerne les phases d'arrêt du week-end. A titre d'illustration, la Figure 5-17 se focalise sur les variations de pressions frontales et interstitielles observées lors de l'arrêt du tunnelier entre le 4 juillet (5h00) et le 6 juillet (7h00). Pour cette pause du week-end, les cellules de pression interstitielle sont situées à 30 m ($\approx 3D$) à l'avant du front de taille. Comme indiqué précédemment, la diminution progressive des pressions dans la chambre d'abattage entraîne une diminution progressive des pressions interstitielles mesurées dans le terrain. La diminution des pressions interstitielles est continue pendant le week-end, avec un taux de dissipation qui diminue avec le temps. Après 48h, ces pressions interstitielles tendent à se stabiliser. Il faut cependant noter que l'augmentation importante de la pression (50-70 kPa) mesurée dans la chambre d'abattage les samedis et dimanches vers midi lors des opérations de repressurisation de cette chambre – pour rappel lors de ces opérations une équipe d'astreinte de l'entreprise est chargée de mettre en rotation la roue de coupe et faire avancer le tunnelier de quelques centimètres pour confiner à nouveau le matériau contenu dans la chambre d'abattage et retrouver la pression de consigne souhaitée – n'est pas ressentie par les cellules de pression interstitielle. En revanche, dès que le processus d'excavation est relancé (6 juillet, 8h00), il apparaît que les pressions interstitielles varient à nouveau avec la pression frontale, et l'effet barrière observé au niveau de la roue de coupe disparaît. Sur la base des informations disponibles à ce jour, la différence de réponse des cellules de pression interstitielle entre les variations de pression frontale du week-end et la reprise de l'excavation n'a pas pu être expliquée.

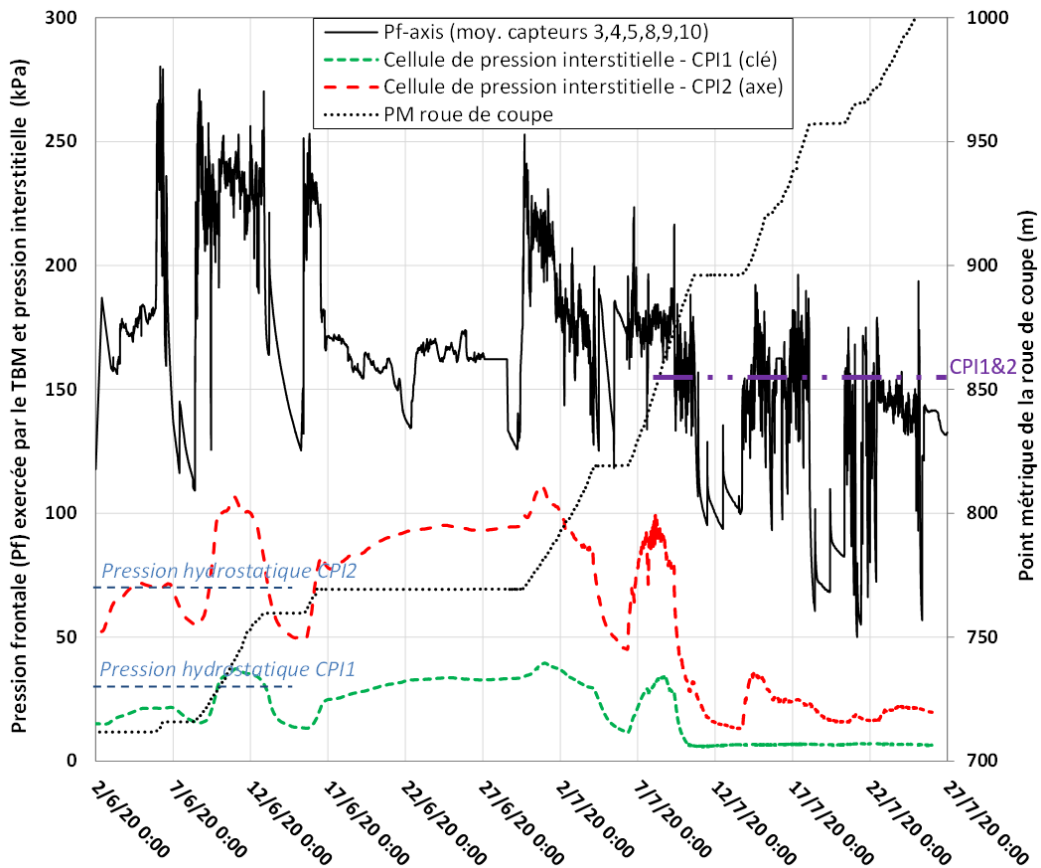


Figure 5-16 : Pression moyenne mesurée dans la chambre d'abattage et variation de la pression interstitielle mesurée au niveau de la section SMRS par les deux cellules CPI pendant l'avancement du tunnelier

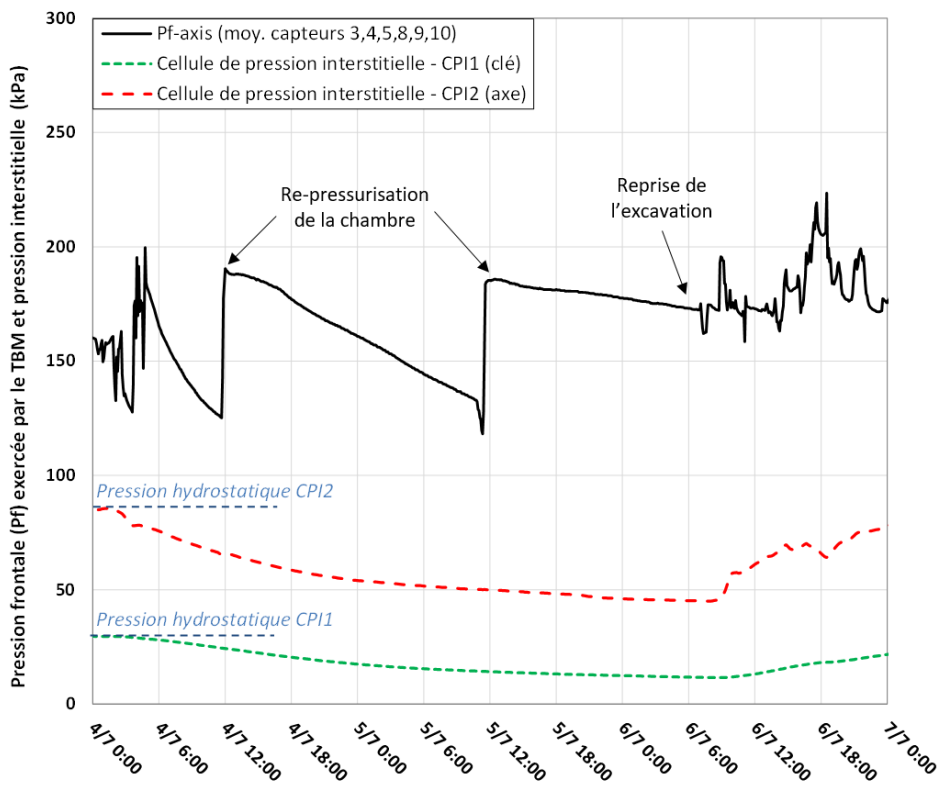


Figure 5-17 : Pression moyenne mesurée dans la chambre d'abattage et variation de la pression interstitielle mesurée au niveau de la section SMRS par les deux cellules CPI pendant le week-end d'arrêt du tunnelier.

5.6 Synthèse

Ce chapitre présente les résultats de l'expérience TULIP vis-à-vis de la réponse du terrain au creusement et permet de tirer les conclusions suivantes.

Dans le cas du projet TULIP, les premiers déplacements de surface induits par le creusement au tunnelier apparaissent à une distance d'environ $2D$ à l'avant du front de taille. Ces tassements demeurent toutefois très faibles jusqu'au passage du front ($<0.8\text{mm}$, soit moins de 10% du tassement final), puis augmentent progressivement pour se stabiliser 6 à $8D$ à l'arrière du front de taille. Cette distance de stabilisation est conforme à celles généralement observées dans les projets de tunnels parisiens construits à l'aide de tunnelier à front pressurisé. L'amplitude maximale de tassement après stabilisation est comprise entre 8 et 12mm .

L'ajustement d'une fonction gaussienne cumulée aux profils longitudinaux des tassements mesurés sur le site TULIP fournit une bonne description des premiers 70% de tassement mais présente certaines limites dans la description des tassements se produisant au-delà de cette valeur. Les valeurs des paramètres I_x et α_x de cette fonction gaussienne diffèrent de ceux habituellement rencontrés dans le cas de projets de tunnels parisiens réalisés dans des conditions assez similaires (exemple du tunnel du tramway T6 à Viroflay). Ces valeurs tendent à montrer une plus grande progressivité des tassements en fonction de la distance au front de taille dans le cas du projet TULIP.

Dans la direction transverse, les profils de tassement en surface sont bien ajustés par une courbe gaussienne, peu excentrée, avec un facteur de largeur de cuvette I_y compris entre 0.9 et 1.0 , en accord avec les retours d'expérience présentés par Mair & Taylor (1997) en fonction de la nature des terrains. Dans le cas du projet TULIP, ces valeurs de I_y apparaissent indépendantes de la distance au front de taille. Les pertes de volume finales mesurées au niveau des deux sections de mesures renforcées sont de l'ordre de 0.3% traduisant une bonne maîtrise du procédé de creusement au tunnelier à pression de terre.

Toujours en surface, les déplacements horizontaux dans la direction transverse sont maximaux à la position transversale correspondant à celle du point d'inflexion de la cuvette de tassement ($Y \approx I_y$), en accord avec la formulation semi-empirique de Mair & Taylor (1997). Ces déplacements convergent en direction de la droite longitudinale correspondant au projeté en surface de l'axe du tunnel. Leur valeur maximale est de l'ordre de 40% de celle des tassements observés en surface.

Les mesures extensométriques et inclinométriques réalisées autour de l'ouvrage ont permis d'analyser les mouvements du sol en profondeur. A l'état final (c'est-à-dire après stabilisation des déplacements), les vecteurs de déplacement total déduits de ces mesures traduisent un mouvement global de convergence du terrain en direction de l'ouvrage induit par le creusement du tunnel. A la différence de certaines observations rapportées dans la littérature, ces vecteurs déplacements ne convergent pas vers une zone unique. Ainsi les vecteurs de déplacement de surface pointent vers une zone située entre $0.2D$ et $0.8D$ au-dessus de la clé du tunnel. En profondeur, ces vecteurs de déplacement convergent vers une zone plus diffuse située entre $0.2D$ et $2D$ sous le radier. Toujours à l'état final, des profils transverses de tassement quasi-identiques ont pu être observés à différentes profondeurs ($z=0\text{m}$, 3.3m , 6.6m , 9.9m) traduisant la quasi absence de déformations volumiques dans cette zone de couverture.

Si les vecteurs de déplacement total mesurés loin à l'arrière du front de taille sont caractéristiques d'un mouvement global de convergence du terrain vers l'ouvrage, la cinématique du sol de couverture en fonction de la distance au front de taille est plus complexe. Cette cinématique semble étroitement dépendre des paramètres de pilotage de la machine, en particulier de la valeur des rapports pression frontale moyenne / contrainte verticale en clé et pression de bourrage moyenne / contrainte verticale en clé. Ainsi, il a été observé sur le site TULIP une diminution du tassement avec la profondeur à la verticale de la clé du tunnel (extensomètre E4) à associer au refoulement ascendant du sol relevé au débouché du bouclier, dans la zone d'injection du mortier de bourrage. Cette observation est cohérente avec celle de Standing & Selemetas (2013) pour un tunnelier à front pressurisé creusant dans l'argile de Londres. De même, les pertes de pression frontale (de l'ordre de 10 à 25% de la pression de consigne) observées en phase de creusement lors de plusieurs événements singuliers de durée limitée (quelques dizaines de minutes) ont toutes entraîné une augmentation instantanée des tassements de surface (jusqu'à 30% du tassement final),

particulièrement décelable à l'arrière du front de taille (maximum de tassement observé entre 2 et 3D à l'arrière du front de taille).

Enfin, des variations de pressions interstitielles significatives (jusqu'à +50 kPa) ont été mesurées dans le terrain lors de la progression du tunnelier au travers du site TULIP. Lors des phases de creusement, ces variations de pressions interstitielles apparaissent directement corrélées aux variations de pression moyenne dans la chambre d'abattage. L'influence de la pression frontale sur ces pressions interstitielles est décelable à une distance d'au moins 140m à l'avant du front de taille et s'amplifie à l'approche du front de taille. En revanche, lorsque le front de taille est situé au-delà des cellules de pression interstitielle, ces dernières sont beaucoup moins sensibles aux variations de la pression frontale. Les phases d'arrêt de la machine (weekend) se traduisent par une dissipation de ces surpressions interstitielles dans le terrain. Le temps de dissipation est de l'ordre de 48h.

6 REPONSE DES PIEUX AU CREUSEMENT

Dans ce chapitre, on prendra X_{pt} la distance entre le pieu et le front de taille du tunnelier. Elle est positive lorsque le pieu est à l'avant du front et négative après le passage du tunnelier.

6.1 Déplacements de la tête des pieux

Pour rappel, la tête de chaque pieu est équipée de cibles topographiques suivies par les mêmes stations totales que le terrain. Elles permettent d'obtenir les déplacements en tête du pieu dans les trois directions (§2.3.6).

6.1.1 Dans la direction verticale

La Figure 6-1 (a, b, c) synthétise les profils longitudinaux de tassements de la tête des pieux P1 (a), P2 (b) et P3 (c) en fonction de la distance pieu / front de taille. Il convient tout d'abord d'observer que les premiers tassements des pieux apparaissent lorsque ceux-ci sont situés entre 0 et 1D à l'avant du front de taille. Ces déplacements verticaux augmentent jusqu'à stabilisation à environ 8D à l'arrière du front pour les pieux P1 et P2, et 6D pour le pieu P3. Logiquement, l'amplitude des tassements finaux diminue avec la distance des pieux à l'axe du tunnel. En effet pour P1 situé au-dessus de l'axe du tunnel ($Y_{st} = 0D$), le tassement maximal s'élève à 14 mm ; alors que pour P2 situé à 7 m de l'axe du tunnel ($Y_{st} = 0.7D$), celui-ci est de l'ordre de 7.3 mm. Dans le cas du pieu P3 positionné à 10 m de l'axe du tunnel ($Y_{st} = 1D$), le tassement maximal en tête atteint 5.4 mm. A noter toutefois que P3 est ancré plus profondément que les pieux P1 et P2.

Ces mêmes profils de tassement présentent pour les pieux P1 et P2 des tassements simultanés et soudains lorsque ceux-ci se situent à une distance de 1.8D et 0.8D à l'arrière du front de taille respectivement (entourée en noir sur les Figure 6-1 a&b). Au même moment, le pieu P3 situé à 0.2D à l'avant du front de taille ne semble pas perturbé. Cette augmentation subite du tassement des pieux P1 et P2 est la conséquence d'une diminution soudaine de la pression moyenne dans la chambre d'abattage. Cette perte de pression frontale est relative à l'évènement n°6 décrit au paragraphe 4.1.1 durant lequel la pression moyenne dans la chambre chute brutalement à 120kPa (-25% de la pression de consigne) puis est maintenue à 150kPa (-10% de la pression de consigne) durant la moitié de l'excavation de l'anneau en cours de creusement. Lors de cet évènement, les pressions d'injection et le volume d'injection de mortier sont comparables à ceux observés pour les anneaux précédents et suivants, ce qui tend à prouver que le processus de remplissage du vide annulaire n'est pas à l'origine du tassement soudain observé. Il est par conséquent intéressant de noter qu'un défaut de pression frontale est en mesure d'avoir un effet sur les tassements pour les pieux dont la pointe est située au-dessus de la clef du tunnel, même si ceux-ci se situent dans une section transversale déjà franchie par le tunnelier.

Sur la Figure 6-1 (a, b, c), les déplacements estimés du terrain à la même position que chacun des trois pieux, mais dans des conditions de terrain vierge, sont représentés en pointillés. Pour obtenir ces profils, les déplacements verticaux mesurés sur les sections SMRL, SMRN et SMRS ont été extrapolés de la façon suivante : le tassement maximal du terrain mesuré au-dessus de l'axe à l'abscisse longitudinale du pieu en question est considéré (SMRL), puis le tassement en champ libre à la position transversale du pieu est estimé grâce à la formule de la gaussienne de Peck dont les paramètres sont présentés dans le paragraphe §5.2.1. Cette démarche nous a paru légitime car la distance I_y du point d'inflexion par rapport à l'axe du tunnel est quasi identique pour les deux sections de mesures Nord et Sud et varie très peu avec la distance au front de taille (cf § 5.2.1). Ces figures révèlent une allure similaire de l'évolution des tassements de la tête des pieux à celle du terrain. L'influence de la distance transversale du pieu par rapport à l'axe du tunnel est claire quant au rapport entre le tassement final de la tête du pieu S_p et le tassement du terrain à la même position S_g . Les différentes amplitudes sont synthétisées dans le Tableau 6-1.

Tableau 6-1 : Synthèse des valeurs de tassements des pieux et du sol

Pieux	S_p (mm)	S_g (mm)	R (-)
P1	14	8.8	1.6
P2	9.5	7.3	1.3
P3	5.4	6	0.9

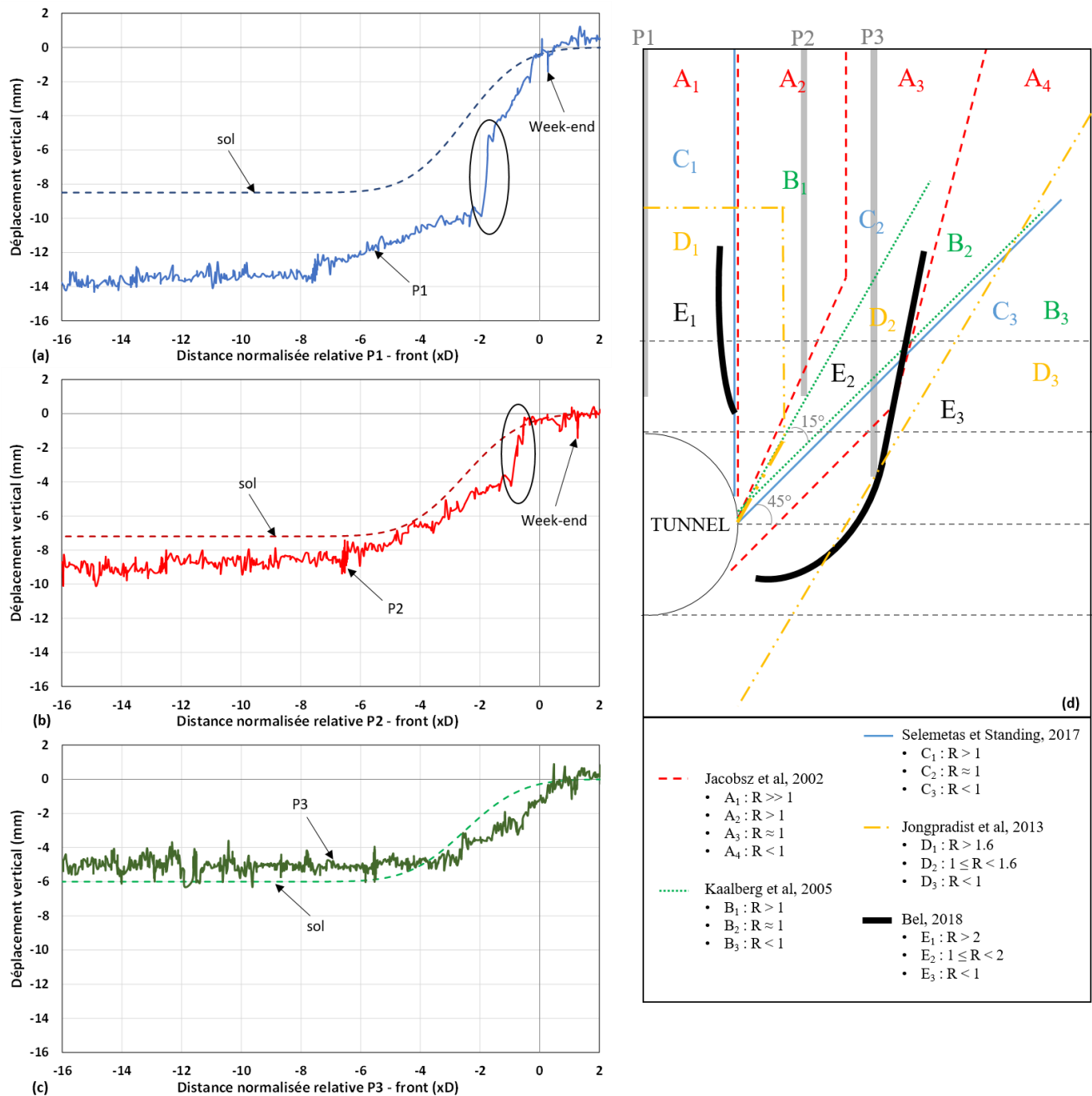


Figure 6-1 : Profil longitudinal de tassement de la tête des pieux P1 (a), P2 (b) et P3 (c) et comparaison avec le profil de tassement du terrain à la même position ; (d) synthèse des zones d'influence déduites de la littérature

La Figure 6-1d présente une synthèse des « zones d'influence » mises en évidence dans la littérature sur la base de tests sur modèle réduit en centrifugeuse (Jacobsz *et al.*, 2002), de tests sur modèle réduit 1g (Bel, 2018), d'expérimentations en vraie grandeur (Kaalberg *et al.*, 2005 ; Selemetas *et al.*, 2005) ou d'analyses numériques (Jongpradist *et al.*, 2013). Ces zones dépendent des rapports entre le tassement maximal en tête du pieu et celui du sol à proximité (R). L'appartenance d'un pieu à une zone dépend de la position transversale de sa pointe.

Les positions des pieux P1, P2 et P3 sont également représentées sur cette figure. Pour rappel, la position transversale et la longueur des pieux ont été choisies de manière à appartenir à ces différentes zones d'influence, en particulier afin de vérifier leur pertinence dans le cas de la géologie parisienne. Les résultats obtenus dans le cadre du projet TULIP tendent à confirmer l'applicabilité de ces zones aux terrains du bassin parisien. En particulier :

- La base du pieu P1 ($R \approx 1.6$) se trouve à l'intérieur des zones A1 ($R \gg 1$), B1 ($R > 1$), C1 ($R > 1$), D1 ($R > 1.6$) et E1 ($R > 2$) ;

- La base du pieu P2 ($R \approx 1.3$) se trouve à l'intérieur des zones A3 ($R \approx 1$), B2 ($R \approx 1$), C2 ($R \approx 1$), D2 ($1 < R < 2.6$) et E2 ($1 < R < 2$) ;
- La base du pieu P3 ($R \approx 0.9$) se trouve à l'intérieur ou à proximité des zones où l'on s'attend à ce que R soit inférieur à 1.

6.1.2 Dans la direction horizontale

La Figure 6-2 présente l'évolution des déplacements horizontaux de la tête des trois pieux dans les directions longitudinale (a) et transversale (b).

Dans la direction longitudinale, les déplacements horizontaux des têtes de pieu sont de l'ordre de +/- 1 mm, soit du même ordre de grandeur que ceux du terrain en surface (Figure 5-13). Il est toutefois difficile de dégager une tendance en fonction de la distance au front de taille, compte-tenu des fortes oscillations observées.

Dans la direction transversale (Figure 5-11), le pieu P1 présente un déplacement horizontal transverse quasi-nul, cohérent avec sa position axiale par rapport au tunnel. Pour les pieux P2 et P3, un déplacement horizontal transverse de la tête est décelable à partir du passage du front de taille. Il augmente ensuite progressivement pour se stabiliser lorsque le pieu est à une distance de 4 à 5D à l'arrière du front. Pour les deux pieux, ces déplacements transverses sont dirigés vers la droite longitudinale correspondant au projeté en surface de l'axe du tunnel (avec $u_{y(P)} > 0$ pour P2 et $u_{y(P)} < 0$ pour P3 compte tenu de la position des pieux et de l'orientation de l'axe y). Les valeurs maximales de ces déplacements horizontaux transverses sont d'environ 1.4 mm pour le pieu P2 et 3 mm pour le pieu P3. Les déplacements du sol au niveau des sections nord et sud aux mêmes distances latérales ($Y_{st} = 0.7D$ et $1D$) sont de l'ordre de 3 mm (cf Figure 5-10). On retrouve donc un déplacement horizontal transversal similaire au terrain pour P3 alors qu'il est deux fois plus faible pour P2.

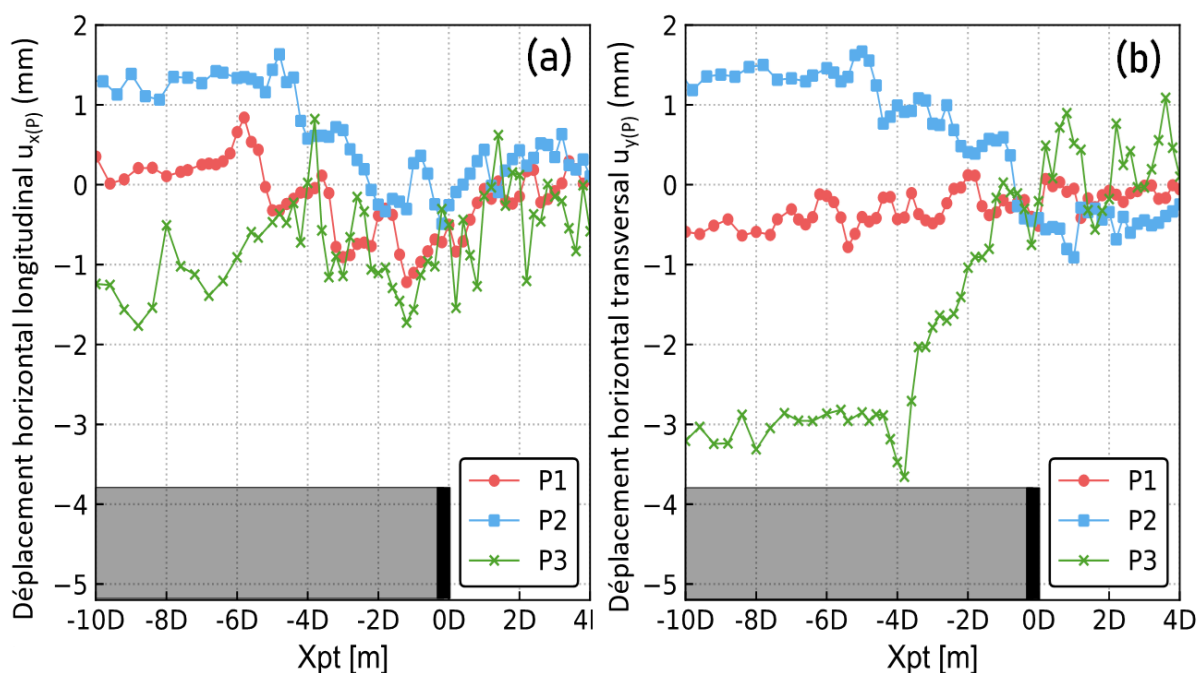


Figure 6-2 : Déplacements horizontaux des pieux et du sol en surface au niveau des sections de mesures nord et sud, dans les directions longitudinale (a) et transversale (b)

6.2 Variations de l'effort axial et du frottement latéral

Comme lors de la phase de chargement des pieux, les distributions de l'effort axial dans les pieux et du frottement latéral le long des pieux sont déduites des mesures de déformation axiale réalisées avec les différents niveaux de cordes vibrantes. Au cours du passage du tunnelier, des variations significatives de ces efforts ont pu être observées selon la géométrie et la position des pieux. Celles-ci sont décrites ci-dessous.

Concernant le pieu P1 (Figure 6-3a) situé au-dessus de l'axe du tunnel, l'effort axial mesuré dans le pieu varie essentiellement au passage du bouclier (c'est-à-dire pour $-1D < X_{pt} < 0$). Ainsi entre le front de taille et le débouché du bouclier, cet effort décroît progressivement sur toute la hauteur du pieu. Cette décroissance est plus significative dans les trois quarts supérieurs du pieu ($-12m \leq z \leq 0m$) où un effort de frottement positif additionnel est mobilisé le long du pieu au passage du bouclier (si l'on compare à l'effort de frottement mobilisé à la fin du chargement du pieu correspondant à la position $X_{pt} = +2D$). Dans cette zone, le pieu semble donc tasser davantage que le sol avoisinant ; ce qui est cohérent avec les observations faites en surface et rapportées au paragraphe 6.1.1 (cf Figure 6-1a). Notons que la mobilisation de ces contraintes de frottement positif dans la partie supérieure du pieu conduit, dès le débouché du bouclier, à l'annulation de l'effort axial transitant dans le pieu à environ trois quart de sa profondeur ($-12m \leq z \leq -10m$) ($X_{pt} = -1D$). A ce stade, la charge appliquée en tête, demeurée constante durant tout le passage du tunnelier, est donc entièrement reprise par les contraintes de cisaillement mobilisées le long des deux premiers tiers de la hauteur du pieu.

Dans le quart inférieur du pieu P1, il est intéressant d'observer que les contraintes de frottement le long du pieu diminuent progressivement au passage du bouclier, pour devenir négatives au débouché du bouclier ($X_{pt} = -1D$). La mobilisation d'un effort de frottement négatif le long du quart inférieur du pieu semble traduire un tassement du terrain plus important que celui du pieu dans cette zone. Une explication de cette cinématique complexe pourrait être que le sol autour de la pointe du pieu converge en direction de l'ouvrage sous l'effet du passage du tunnelier (déplacement vertical vers le bas) alors que le pieu est retenu par frottement latéral sur sa partie supérieure. Cette explication n'a toutefois pas pu être confirmée par les mesures réalisées avec l'extensomètre E4 (§5.2.2) car celui-ci n'était pas positionné dans la même section transverse que le pieu P1.

Pour le pieu P2, l'effort axial varie très peu pendant toute la durée du passage du tunnelier (Figure 6-3 b). Cela implique que les contraintes de cisaillement le long du pieu (frottement) demeurent quasi-inchangées durant la progression du tunnelier. Par conséquent, les déplacements relatifs entre le pieu et le terrain avoisinant sont nécessairement de faible amplitude. Cette assertion semble tout d'abord cohérente avec les mesures de surface qui montrent que le pieu P2 et le sol avoisinant présentent des profils longitudinaux de tassement quasi-analogues (cf Figure 6-1b ; rappelons que sur cette figure le profil longitudinal de tassement du sol a été obtenu par extrapolation du tassement mesuré au-dessus de l'axe du tunnel dans la section transverse du pieu P2 en utilisant la formulation gaussienne de Peck). D'autre part, les mesures réalisées avec les extensomètres E1 et E5 situés à la même distance de l'axe du tunnel que le pieu P2 ($y = \pm 0.7D$), ont montré que le déplacement vertical du sol était quasi-uniforme dans toute la hauteur de couverture, donc que la déformation verticale associée était quasi-nulle (Figure 5-9). Sur la base de cette dernière observation, l'absence de déplacement relatif entre le pieu, dont l'intégralité du fût est située dans cette couche de couverture, et le sol avoisinant implique que le déplacement du pieu P2 soit caractéristique de celui d'un corps rigide lors du passage du tunnelier ; ce qui est finalement confirmé par les faibles variations de déformation axiale mesurées par les différents niveaux de jauges à corde vibrante.

Concernant le pieu P3, l'effort axial augmente progressivement sur toute la hauteur du pieu (sauf en tête où il est imposé quasi-constant) de manière assez progressive dès le passage du front de taille ($X_{pt} = 0$) et jusqu'à environ $5D$ après le passage de ce front ($X_{pt} = -5D$) (Figure 6-3 c). L'augmentation de l'effort axial est significative. A $16m$ de profondeur où cette augmentation est maximale, l'effort axial croît de 100 kN à 800 kN lors du passage du tunnelier (soit un incrément de $+700 \text{ kN}$ correspondant au tiers de la charge exercée en tête). Cette augmentation de l'effort axial sur toute la hauteur du pieu s'accompagne logiquement, pour un effort en tête quasi-constant, d'une diminution des contraintes de frottement positif mobilisées lors de la phase de chargement quasi-statique du pieu. A noter que les distributions de l'effort axial et des contraintes de frottement le long du pieu après chargement quasi-statique sont représentées par les courbes à la position $X_{pt} = +2D$ sur la Figure 6-3c. Cette dégradation du frottement positif est perceptible jusqu'à 16 m de profondeur, position qui se trouve être la profondeur de la clef du tunnel. En dessous de cette position ($-20.5 \text{ m} < z < -16 \text{ m}$), nous observons en revanche une augmentation continue des contraintes de frottement positif accompagnée d'une augmentation de l'effort axial repris par la pointe du pieu. Ce dernier passe de 0 kN à 220 kN , soit environ 10% de la charge appliquée en tête.

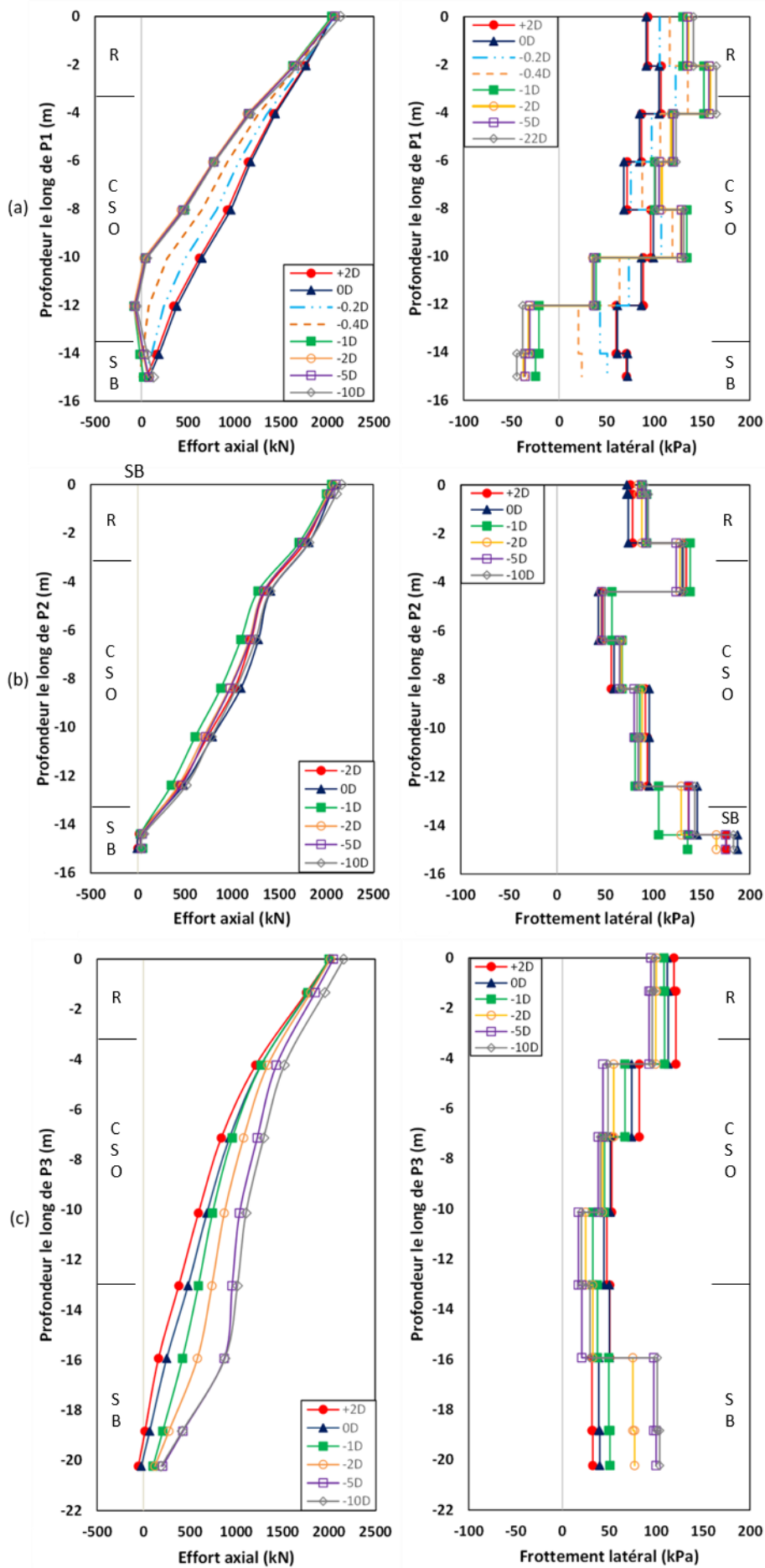


Figure 6-3 : Effort axial et frottement latéral le long des pieux P1 (a), P2 (b) et P3 (c)

Par conséquent, il semble que dans la couche de couverture ($-16 \text{ m} \leq z \leq 0 \text{ m}$), la diminution des contraintes de frottement positif puisse s'expliquer par l'inversion du sens du déplacement relatif pieu/sol entre la phase de chargement quasi statique du pieu (le pieu se déforme axialement plus que le sol) et celle relative au passage du tunnelier (le sol situé en couverture tasse davantage que le pieu). En dessous de la clef du tunnel ($-20.5 \text{ m} \leq z < -16 \text{ m}$), il semble en revanche que l'amplitude des déplacements verticaux du pieu soit supérieure à celle du sol avoisinant.

6.3 *Moments fléchissants*

De la même manière que dans le paragraphe 3.3, les mesures de déformations par cordes vibrantes sur quatre filants dans chaque pieu permettent d'évaluer les moments de flexion transversaux et longitudinaux sur toute la hauteur du pieu. Les résultats sont présentés en Figure 6-4 pour différentes positions relatives tunnel – pieu. Rappelons que les moments représentés à la position $X_{pt} = +2D$ correspondent aux moments résultants de la phase de chargement quasi-statique des pieux dont les résultats ont été analysés en §3.3.2.

Notons globalement que la forme des profils de distribution des moments de flexion transversaux et longitudinaux dans les trois pieux est peu influencée par le passage du tunnelier. Ainsi la forme de ces profils observée après chargement quasi-statique des pieux (position $X_{pt} = +2D$) reste quasi-inchangée durant le creusement du tunnel. En particulier, les moments de flexion observés en tête des pieux, probablement induit par un excentrement de la charge appliquée via le vérin, perdurent durant le creusement du tunnel.

Si l'amplitude maximale de ces différents moments reste inférieure à 30kN.m en valeur absolue dans les différents pieux, il semble que pour les pieux excentrés (P2 et P3) le moment de flexion transverse soit davantage sensible aux effets du creusement que le moment de flexion longitudinal. Ainsi une augmentation comprise entre 10 et 15kN.m (toujours en valeur absolue) du moment de flexion transverse a pu être observée en certaines positions de ces deux pieux lors du creusement. Dans le même temps, les variations du moment de flexion longitudinal restent inférieures à 8kN.m (en valeur absolue).

Pour le pieu P1, des variations de moment de flexion transverse sont observées dans le tiers central du pieu lors du passage du tunnelier. Ces variations, là encore de l'ordre de 15kN.m en valeur absolue, peuvent surprendre du fait de la position axiale du pieu. Elles semblent devoir être rattachées à l'existence d'un moment de flexion transverse non nul en tête de pieu dès la fin du chargement quasi-statique. Le moment de flexion longitudinal mesuré dans le pieu P1 varie pour sa part principalement dans le tiers inférieur du pieu lors du passage du tunnelier. Il semble mettre en évidence un léger mouvement vers l'avant de la pointe du pieu au passage du tunnelier.

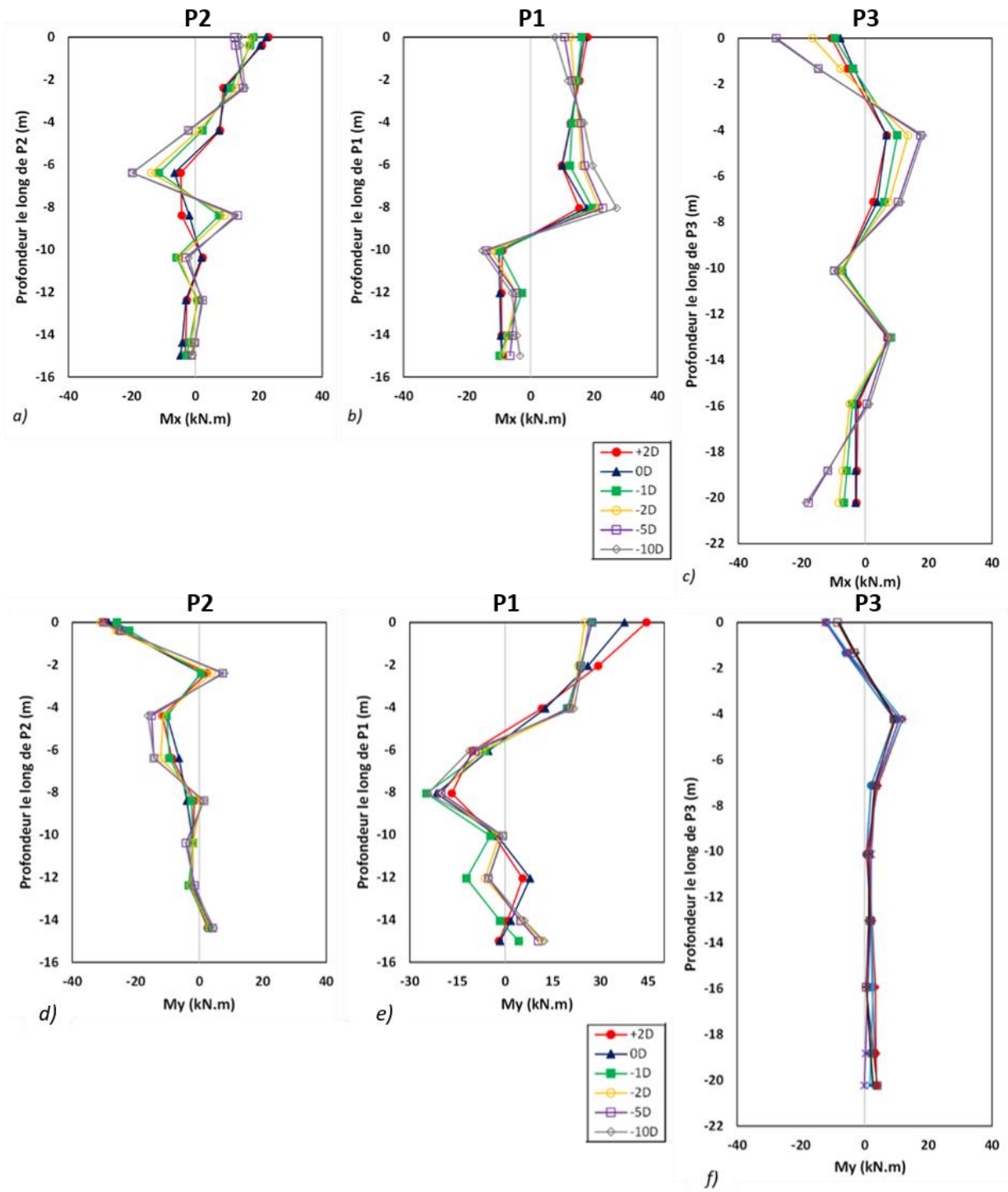


Figure 6-4 : Distribution des moments de flexion transversaux M_x (a, b, c) et longitudinaux M_y (d, e, f) pour les trois pieux

6.4 Synthèse

Les profils longitudinaux de tassement de la tête des pieux établis en fonction de la distance au front de taille sont similaires dans leur forme à ceux observés pour le sol en surface dans des conditions de terrain vierge. Les premiers déplacements verticaux des têtes de pieux sont décelés au passage du front de taille, ils augmentent de manière progressive et se stabilisent pour des distances au front de l'ordre de $8D$ pour les pieux P1 et P2, et $6D$ pour le pieu P3. Sur la base des observations faites pour les pieux P1 et P2 de longueur identique, il apparaît logiquement que l'amplitude des déplacements verticaux des têtes de pieux induits par le creusement décroît lorsque la distance entre le pieu et l'axe du tunnel augmente. Sur ce point, les mesures réalisées dans le cadre de l'expérience TULIP tendent à confirmer l'applicabilité aux terrains du bassin parisien des « zones d'influence » proposées dans la littérature par différents auteurs et dont une synthèse a été établie dans ce mémoire. Il a par ailleurs été montré lors de cette expérience qu'un défaut de pression frontale au niveau de la chambre d'abattage du tunnelier, même bref (quelques dizaines de minutes), est en mesure d'avoir un effet sur les tassements des pieux avoisinants dont la pointe est située au-dessus de la clef du tunnel (cas des pieux P1 et P2), même si ceux-ci se situent dans une section transverse déjà franchie par le tunnelier. Cet effet est considérablement réduit pour les pieux dont la pointe est ancrée à hauteur d'axe du tunnel (cas du pieu P3).

Concernant la redistribution de l'effort axial dans les pieux lors du passage du tunnelier, les mesures TULIP montrent que celle-ci dépend à la fois de la position transversale du pieu par rapport à l'axe du tunnel et de la profondeur d'ancrage du pieu. Dans le cas du pieu P1 situé au-dessus de l'axe du tunnel, il convient de retenir une diminution progressive de cet effort axial sur toute la hauteur du pieu observée essentiellement lors du passage du bouclier ($-1D < X_{pt} < 0$). Cette décroissance apparaît plus significative dans les trois quarts supérieurs du pieu ($-12m \leq z \leq 0m$) où un effort de frottement positif additionnel est mobilisé le long du pieu au passage du bouclier. Dans cette zone, le pieu semble donc tasser davantage que le sol avoisinant en cohérence avec la cinématique observée en surface. Dans le quart inférieur du pieu ($-15m \leq z \leq -12m$), les contraintes de frottement positives le long du pieu diminuent progressivement au passage du bouclier, pour devenir négatives au débouché du bouclier ($X_{pt} = -1D$). La mobilisation d'un effort de frottement négatif le long du quart inférieur du pieu semble traduire un tassement du terrain plus important que celui du pieu dans cette zone. Cette cinématique proche de la pointe du pieu n'a toutefois pas pu être confirmée par les mesures extensométriques dans le terrain.

Concernant le pieu P2, de même longueur que le pieu P1 mais situé à $0.7D$ de l'axe du tunnel, l'effort axial dans le pieu varie très peu pendant toute la durée de passage du tunnelier. Ce comportement suppose que les déplacements relatifs entre le pieu et le terrain avoisinant sont de faibles amplitudes sur toute la hauteur du pieu. Cette observation semble cohérente avec les cinématiques du sol et du pieu observées en surface et en profondeur.

Pour le pieu P3, situé transversalement à une distance de $1D$ de l'axe du tunnel et dont la pointe est ancrée à la profondeur de l'axe du tunnel, l'effort axial dans le pieu augmente progressivement à partir du passage du front ($X_{pt} = 0$) et jusqu'à environ $5D$ à l'arrière de ce front ($X_{pt} = -5D$). Cette augmentation de l'effort axial est significative sur toute la hauteur du pieu, elle est maximale à la profondeur de la clef du tunnel ($z = -16m$). Lors du passage du tunnelier, l'augmentation de l'effort axial va de pair avec la dégradation des contraintes de frottement positif le long du pieu dans la zone de couverture située au-dessus de la clef du tunnel. Dans cette zone, il semble que la diminution des contraintes de frottement positif puisse s'expliquer par l'inversion du sens du déplacement relatif pieu/sol entre la phase de chargement quasi statique du pieu (le pieu se déforme axialement plus que le sol) et celle relative au passage du tunnelier (le sol tasse davantage que le pieu). En dessous de la clef du tunnel ($-20.5m \leq z < -16m$), une augmentation continue des contraintes de frottement positif accompagnée d'une augmentation de l'effort axial repris par la pointe du pieu sont observées. Dans cette zone, il semble en revanche que l'amplitude des déplacements verticaux du pieu soit supérieure à celle du sol avoisinant.

A titre de synthèse, la Figure 6-5 donne une représentation schématique (échelle des déplacements non respectée) des composantes verticales du vecteur de déplacement total le long des pieux et dans le sol avoisinant déduite de la redistribution des efforts axiaux et de frottement décrite précédemment. Cette représentation considère une section transverse située loin à l'arrière du front de taille ($X_{PT} = -10D$), donc représentative de l'état final des déplacements

après leur stabilisation. Les efforts dans les pieux sont déduits des mesures en tête et des mesures de déformation issues des cordes vibrantes. Concernant les vecteurs de déplacement dans le terrain avoisinant, ils sont déduits de l'interprétation de la redistribution des efforts, et en particulier de l'effort de frottement dans le cas des pieux P1 et P2. En revanche, pour le pieu P3, ils sont déduits de l'extensomètre E3 positionné en SMR Sud à la même distance transversale. Il apparaît que, contrairement à ce qui a été observé durant la phase de chargement, les déformations dans les pieux restent faibles : ils se déplacent quasiment de la même manière sur toute leur hauteur.

Enfin, retenons pour l'expérience TULIP que le creusement du tunnel a peu d'influence sur la forme des profils de distribution des moments de flexion transversaux et longitudinaux dans les trois pieux. En effet, l'allure de ces moments durant le creusement est quasi-similaire à celle obtenue à l'issue du chargement quasi statique des pieux. En particulier, les moments de flexion observés en tête des pieux, probablement induit par un excentrement de la charge appliquée via le vérin, perdurent durant le creusement du tunnel.

Si l'amplitude maximale de ces différents moments reste inférieure à 30kN.m en valeur absolue dans les différents pieux, il semble que les pieux excentrés P2 et P3 subissent lors du creusement davantage de flexion transverse (augmentation du moment de flexion transverse comprise entre 10 et 15kN.m en valeur absolue) que de flexion longitudinale (augmentation du moment de flexion inférieure à 8kN.m en valeur absolue).

Pour le pieu P1 situé au-dessus de l'axe du tunnel, des variations de moment de flexion transverse sont observées dans le tiers central du pieu lors du passage du tunnelier. Elles sont probablement à associer à l'existence d'un moment de flexion transverse non nul en tête de pieu dès la fin du chargement quasi-statique du pieu. Dans le même temps, le moment de flexion longitudinal mesuré dans le pieu P1 varie principalement dans le tiers inférieur du pieu lors du passage du tunnelier, traduisant probablement un léger déplacement longitudinal de la pointe du pieu au cours du creusement.

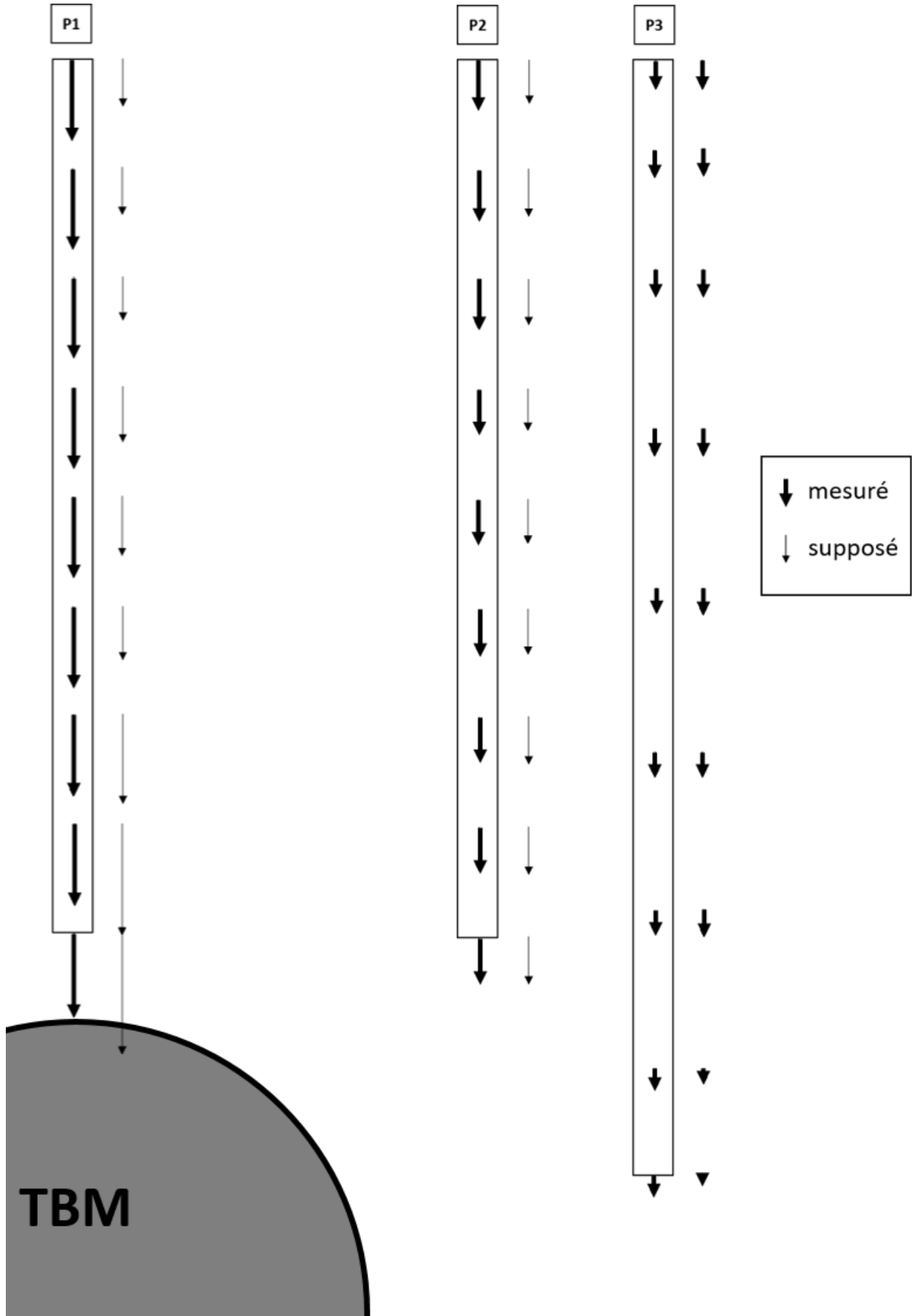


Figure 6-5 : Synthèse des composantes verticales du vecteur de déplacement total le long des pieux et dans le sol avoisinant lorsque les pieux sont situés loin à l'arrière du front de taille

MODELISATION NUMERIQUE

7	Etat de l'art des modélisations numériques consacrées à l'impact du creusement d'un tunnel sur des pieux	94
7.1	Points communs et différences entre les modèles numériques existants.....	94
7.2	Principaux résultats issus des approches numériques	95
7.3	Apports de l'exercice de prévision organisé dans le cadre du projet de recherche TULIP	98
7.4	Synthèse des points restants à explorer	100
8	Présentation des modèles numériques.....	101
8.1	Description du modèle	101
8.2	Modèles de comportement.....	103
8.3	Phasage des calculs	105
8.4	Etude de maillage	107
8.5	Influence du ratio-local.....	109
9	Modélisation numérique du chargement axial d'un pieu isolé : résultats et analyse	111
9.1	Comparaison des résultats du modèle numérique de référence aux résultats expérimentaux....	111
9.2	Etudes de sensibilité.....	113
9.3	Synthèse des résultats obtenus lors des calculs préliminaires et lors du chargement des pieux..	120
10	Modélisation numérique du creusement au tunnelier en présence d'un pieu	121
10.1	Comparaison des résultats du modèle numérique de creusement en terrain vierge aux résultats expérimentaux.....	121
10.2	Comparaison des résultats du modèle numérique de l'interaction tunnelier / sol / pieu aux résultats expérimentaux.....	126
11	Etudes paramétriques.....	133
11.1	Influence des paramètres de pilotage du tunnelier	133
11.2	Influence des paramètres mécaniques	136
11.3	Synthèse des résultats obtenus sur le modèle tunnelier / terrain / pieux.....	140

7 ETAT DE L'ART DES MODELISATIONS NUMERIQUES CONSACREES A L'IMPACT DU CREUSEMENT D'UN TUNNEL SUR DES PIEUX

Ce chapitre décrit les modélisations numériques réalisées jusqu'à aujourd'hui dans le domaine de l'interaction tunnelier / terrain / pieux. Noter qu'il existe aussi des approches analytiques (Chen *et al.*, 1999 ; Basile, 2014 ; Zhang *et al.*, 2018 ; Franza *et al.*, 2021 ; *etc.*) qui ne font pas l'objet de cette thèse et ne seront donc pas détaillées dans ce mémoire. Dans ces approches analytiques, l'objet étudié est le pieu, modélisé sous la forme d'une poutre discrétisée, dont les nœuds sont soumis à une force extérieure émanant du déplacement du terrain, moyennant une rigidité (pas nécessairement linéaire) donnée. Le champ de déplacement du terrain au voisinage du pieu est une entrée du modèle, estimée soit à partir d'expressions semi-empiriques, soit d'un modèle numérique « en champ libre ». Ces méthodes nécessitent par conséquent des hypothèses simplificatrices assez fortes.

7.1 Points communs et différences entre les modèles numériques existants

La littérature consacrée à l'estimation des déplacements induits par le creusement au tunnelier en champ libre (sans pieu) via des modélisations numériques est riche, à la fois avec des approches bidimensionnelles et tridimensionnelles lagrangiennes, dans laquelle la progression du tunnelier dans le terrain est modélisée par étapes successives.

Plusieurs approches sont possibles pour tenir compte des différents types de pertes de volume autour du tunnelier dans les approches bidimensionnelles : les méthodes dites « à rigidité variable », les méthodes dites « du gap » et les méthodes « à pressions imposées ». Dans les approches tridimensionnelles, les différents chargements régissant autour du tunnelier sont imposés, et la progression du tunnelier est modélisée sous la forme de succession d'étapes discrètes ou plus rarement via un avancement pseudo-continu du tunnelier (Berthoz *et al.*, 2020). Des précisions relatives aux différents chargements imposés dans chacun de ces modèles peuvent être trouvées dans El Jirari (2021).

Un ou plusieurs pieux ont été ajoutés dans certains des modèles numériques tridimensionnels afin d'étudier l'impact du creusement au tunnelier sur une fondation profonde. Ces modèles sont peu nombreux dans la littérature scientifique : Jongpradist *et al.*, 2013 ; Meschke *et al.*, 2013 ; Yoo, 2013 ; Liu *et al.*, 2014 ; Hong *et al.*, 2015 ; Soomro *et al.*, 2015 ; Njanka *et al.*, 2019 ; Nematollahi *et al.*, 2019 ; Li & Zhang, 2020 ; Simic-Silva *et al.*, 2020.

Ces modèles numériques sont tous tridimensionnels mais se distinguent dans un premier temps par le code de calculs utilisé. En éléments finis, on trouve : Abaqus (Yoo, 2013 ; Liu *et al.*, 2014 ; Hong *et al.*, 2015 ; Soomro *et al.*, 2015 ;), Plaxis 3D (Jongpradist *et al.*, 2013 ; Li & Zhang, 2020) et Kratos (Meschke *et al.*, 2013). En différences finies, Flac3D est utilisé par Nematollahi & Dias (2019) et Simic-Silva *et al.* (2020). Presque tous ces auteurs modélisent l'impact du creusement pressurisé des tunnels à l'exception de Yoo (2013) et Soomro *et al.* (2015) qui traitent du creusement au tunnelier ouvert ainsi que de Simic-Silva *et al.* (2020) qui étudient le creusement en méthode conventionnelle. La géométrie et le maillage du modèle numérique aux éléments finis de Li & Zhang sont présentés en Figure 7-1.

Les modèles proposés par ces auteurs diffèrent également quant aux lois de comportement considérées pour modéliser les terrains. Excepté Hong *et al.* (2015) qui ont modélisé des essais en centrifugeuse dans des sables via un modèle hypoplastique, les auteurs ont modélisé des terrains argileux. Plusieurs modèles considèrent les terrains comme monophasiques non drainés, traités en contraintes totales, régis par un modèle élastoplastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb (Nematollahi *et al.*, 2019 ; Simic-Silva *et al.*, 2020) et par des modèles élasto-plastiques avec écrouissage : HSM (Jongpradist *et al.*, 2013 ; Yoo, 2013), Cam-Clay modifié (Liu *et al.*, 2014), avec critère de rupture de Drucker-Prager (Soomro *et al.*, 2015), Cap-Yield Model (Nematollahi *et al.*, 2019) et NGI-ADP (Li & Zhang, 2020). Deux modèles considèrent un comportement hydromécanique couplé pour les terrains (squelette déformable et prise en compte des variations de pression interstitielle), avec différentes lois régissant le comportement du squelette : élastique parfaitement plastique pour Meschke *et al.* (2013) et Cam-Clay modifié pour Liu *et al.* (2014).

Les modèles précédents considèrent tous un frottement de Coulomb à l'interface sol / pieu, excepté Jongpradist *et al.* (2013) et Soomro *et al.* (2015) qui considèrent une adhérence parfaite.

Dans chacun de ces modèles, le creusement au tunnelier à front pressurisé est modélisé via la désactivation des éléments sur une longueur égale à celle des voussoirs (environ 2 m). Les conditions aux limites imposées dans le modèle pour modéliser les différentes sources de pertes de volume autour de la machine sont par contre différentes. Jongpradist *et al.* (2013), Hong *et al.* (2015) et Li & Zhang (2020) imposent directement une perte de volume d'amplitude fixée a priori en paroi. Meschke *et al.* (2013), Liu *et al.* (2014) et Nematollahi & Dias (2019) modélisent explicitement la pression frontale, la structure de la jupe (sous forme d'éléments de coques) et la pression exercée par le mortier de bourrage. Une différence importante existe toutefois quant aux conditions imposées le long du bouclier : Liu *et al.* (2014) considèrent un bouclier infiniment rigide (pas de déplacement radial du terrain possible le long du bouclier), alors que Meschke *et al.* (2013) et Nematollahi *et al.* (2019) imposent une contraction du bouclier avec des éléments d'interface terrain / bouclier (ce qui conduit à borner les déplacements radiaux du terrain à la valeur maximale autorisée par la géométrie du bouclier).

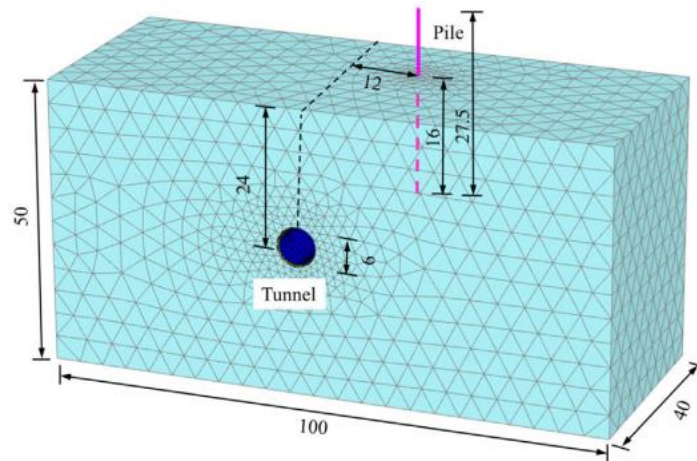


Figure 7-1 : Modèle numérique relatif à l'interaction tunnelier / sol / fondation réalisé par Li & Zhang (2020)

7.2 Principaux résultats issus des approches numériques

Les paragraphes suivants synthétisent quelques résultats intéressants obtenus grâce notamment aux multiples études paramétriques permises par les modèles numériques précédemment décrits.

Concernant l'influence de la distance transversale du pieu par rapport au tunnel, citons notamment Jongpradist *et al.* (2013) qui ont confirmé les zones d'influence observées expérimentalement et dont une synthèse a été proposée en Figure 1-4.

Concernant le profil longitudinal de tassement des pieux, les calculs réalisés par Soomro *et al.* (2015) ont montré que les tassements des pieux sont majoritairement générés lorsque le pieu est situé entre 1D à l'avant et 3D à l'arrière de la roue de coupe du tunnelier pour des conditions de pression frontale classiques (Figure 7-2).

Concernant les déplacements horizontaux des pieux (lorsqu'ils sont implantés latéralement à l'ouvrage et ancrés en profondeur) et les moments fléchissants transversaux induits, Jongpradist *et al.* (2013) montrent que plus la pointe du pieu est proche du tunnel, plus l'amplitude du moment fléchissant est élevée (Figure 7-3). Yoo (2013) le complète en montrant qu'un pieu « court » (dont la pointe est située au-dessus de la clé du tunnel) a tendance à subir moins de flexion qu'un pieu plus long, dont la pointe est « ancrée » sous le radier.

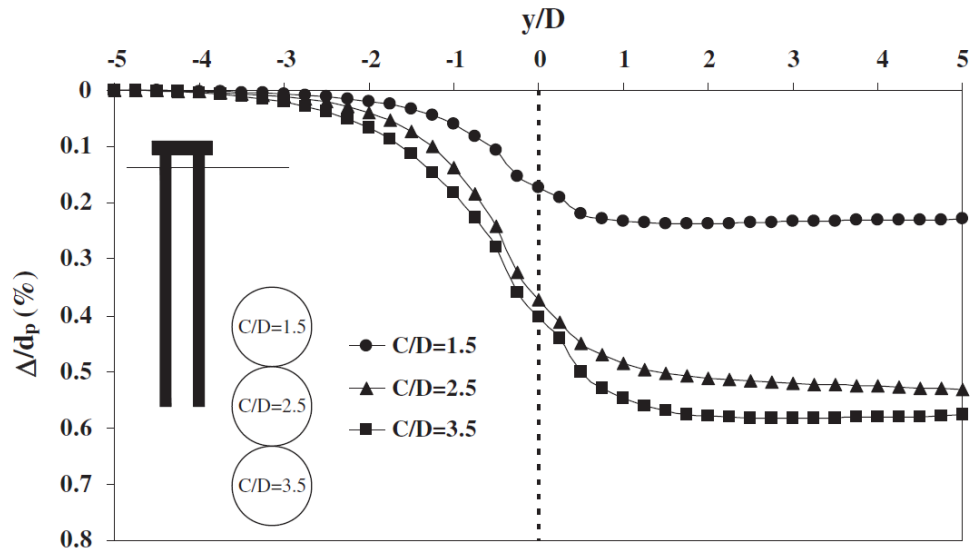


Figure 7-2 : influence de la profondeur du tunnel sur l'évolution des déplacements verticaux de la tête des pieux (Soomro et al., 2015)

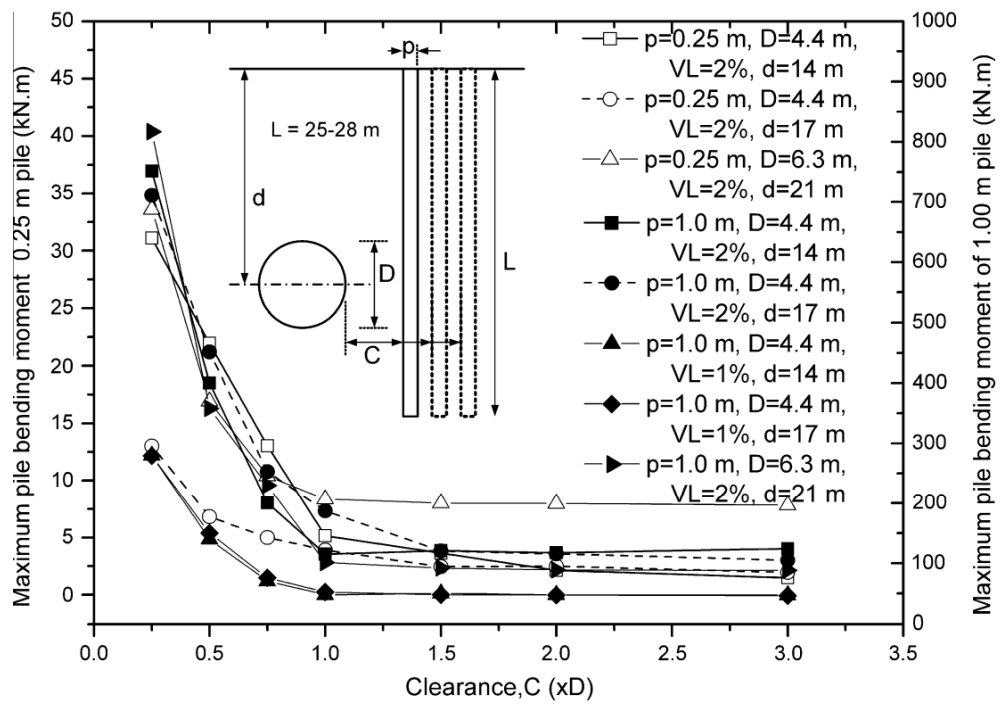
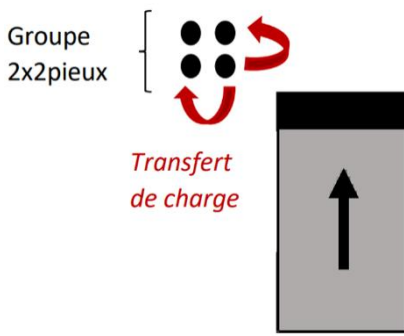


Figure 7-3 : Evolution du moment fléchissant maximal en fonction de la distance transversale tunnel / pieu et de la profondeur de l'axe du tunnel, pour deux diamètres différents de pieu (Jongpradist et al., 2013)



La modélisation numérique de Soomro *et al* (2015) met également en avant les transferts de charge transitoires lors du passage d'un tunnelier à côté d'un groupe de pieux excentré. En effet, compte-tenu du profil longitudinal (par rapport au tunnel) de tassement du pieu, un transfert d'effort s'opère du pieu le plus proche du front de taille vers les pieux adjacents, engendrant une diminution de la charge portée par le pieu en question et une augmentation de la charge portée par les deux autres (Figure 7-4). Lorsque le tunnelier dépasse le groupe de pieux, tandis que la charge portée par les deux pieux les plus éloignés transversalement du tunnel diminue, celle portée par les deux autres pieux augmente. D'où l'inclinaison de la platine de chargement en tête des pieux lors du creusement.

Figure 7-4 : Principe de transfert de charge dans un groupe de pieux

Hong *et al* (2015) ont étudié la réponse d'un groupe de 2x2 pieux lors du creusement successif de deux tunnel (l'un à gauche du groupe de pieu, l'autre à sa droite), comme l'illustre la Figure 7-5. Les résultats de cette modélisation numérique ont été comparés aux essais obtenus sur un modèle réduit centrifugé. Deux configurations sont étudiées : (i) dans l'essai TT, la pointe des pieux atteint la profondeur de l'axe du tunnel ; (ii) dans l'essai BB, la pointe des pieux est située au-dessus de l'axe du tunnel. Pour l'essai TT, le frottement latéral le long de la partie inférieure du pieu ($0.5L_p < Z < 1L_p$) diminue en raison des mouvements de terrain vers le tunnel et de la libération des contraintes induites par le creusement. Pour l'essai BB, cette réduction du frottement latéral est en revanche localisée au voisinage de la pointe du pieu.

L'influence de la nature du terrain sur l'interaction tunnelier / terrain / fondation a également été étudiée par différents auteurs. Nematollahi & Dias (2019) ont traité deux hypothèses de loi de comportement du terrain (Mohr-Coulomb et Cap-Yield Model) déduites de résultats d'essais triaxiaux. Ils ont montré une influence importante de la loi de comportement du sol sur les déplacements dans le terrain, et par conséquent les efforts dans le revêtement du tunnel et dans les pieux avoisinants. Le modèle élastoplastique avec élasticité non-linéaire prévoit des efforts plus importants dans les pieux et le revêtement ainsi qu'un tassement du sol en surface plus important que le modèle linéaire élastique parfaitement plastique. Il en découle qu'entre les deux modèles étudiés, le plus avancé reproduit mieux les mécanismes observés. Li & Zhang (2020) ont quant à eux utilisé un essai en centrifugeuse comme validation de leur modèle numérique. Ils ont montré que la prise en compte d'une anisotropie de résistance du terrain argileux influence significativement les déplacements du terrain, donc des pieux.

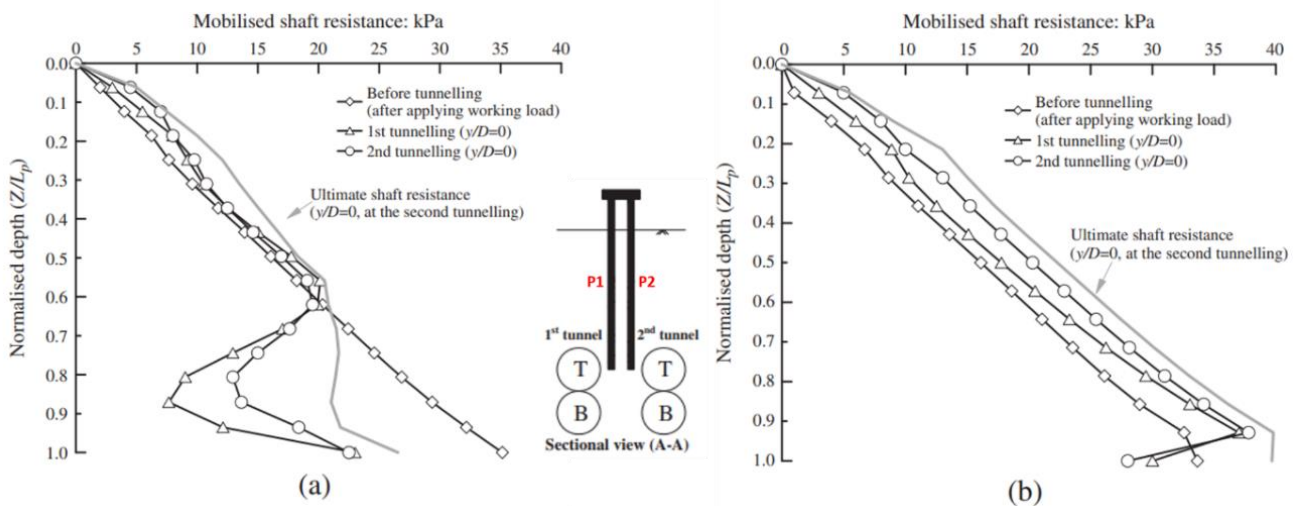


Figure 7-5 : Mobilisation du frottement latéral le long du pieu P1 : (a) test TT ; (b) test BB de la modélisation numérique de Hong et al (2015)

7.3 Apports de l'exercice de prévision organisé dans le cadre du projet de recherche TULIP

En complément de cet état de l'art qui concerne essentiellement des travaux de recherche, il nous paraît intéressant d'évoquer les méthodes de modélisation utilisées en ingénierie dans le cadre du problème d'interaction tunnelier / terrain / pieu. Ainsi, les partenaires du projet TULIP ont organisé un exercice de prévision de la réponse du pieu P3 au cours du passage du tunnelier, en marge de ce travail de thèse, au cours de l'année 2021.

Ce type d'exercice avait déjà été réalisé sur différents problèmes de géotechnique, mais rarement dans le domaine des tunnels. Une référence disponible dans ce domaine est l'exercice réalisé par l'association allemande des tunnels décrit dans Schweiger (2002). Dans cet exercice purement numérique (au sens où il n'y avait pas de référence à des résultats expérimentaux), le problème consistait à évaluer les déplacements induits en surface, dans le cas d'une approche en déformations planes, pour des paramètres donnés de résistance et de déformabilité du terrain (comportement non drainé), modélisant le creusement du tunnel par une perte de volume imposée. Malgré la simplicité de ce problème académique, des écarts significatifs avaient été constatés par les auteurs et principalement expliqués par : (i) une trop faible extension transversale des modèles (effets de bord), (ii) des procédés de génération de la perte de volume en paroi du tunnel différents entre les différents logiciels de calcul utilisés.

Dans le cadre de l'exercice TULIP, il a été demandé aux participants d'estimer les grandeurs suivantes :

- La distribution de l'effort normal dans le pieu après le chargement ;
- Le tassement maximal final en surface du terrain induit par le tunnelier en champ libre (i.e. loin du pieu) ;
- Les distances transversales pour lesquelles le tassement en surface vaut respectivement 60% et 30% du tassement maximal (dans l'axe) ;
- Le tassement maximal de la tête du pieu après le passage du tunnelier ;
- La distribution de l'effort normal dans le pieu après le passage du tunnelier ;
- Le moment fléchissant transversal final dans le pieu après le passage du tunnelier.

Pour mener à bien cet exercice, les participants disposaient de :

- La coupe géologique du site avec une description des différentes formations ;
- L'ensemble des coupes et courbes pression-volume des trois sondages pressiométriques réalisés dans l'emprise de l'expérimentation ;
- La synthèse des essais de laboratoire (essais triaxiaux et œdométriques) réalisés spécifiquement pour le projet TULIP ou plus globalement pour le creusement de la Ligne 16 ;
- La description du tunnelier et les valeurs des paramètres de pilotage lors de son passage à proximité du pieu en question.

Les participants étaient libres d'utiliser l'approche qui leur convenait : les prévisions pouvaient découler de modèles semi-empiriques, analytiques ou numériques, 2D ou 3D.

Cet exercice de prévision a bénéficié d'une large mobilisation de la profession : dix-neuf entreprises, bureaux d'études, concepteurs de logiciels de calcul géotechnique et universitaires ont participé. Les résultats détaillés ont été décrits dans Berthoz et *al.* (2022). Seules les principales conclusions sont rappelées ci-dessous.

Cet exercice a notamment montré une grande variété de types de modèles. En effet, bien qu'il s'agisse systématiquement de calculs par éléments finis ou différences finies, les participants ont répondu avec des modèles 3D complets, ou des modèles 2D en déformations planes du tunnel, combinés parfois à des calculs aux coefficients de réaction. De plus, bien que la majorité des participants (15/19) aient utilisé le même modèle de comportement (Hardening Soil Model) et que l'incertitude sur les données d'entrée ait été inférieure à celle rencontrée dans les projets courants pour les données pressiométriques, les caractéristiques géotechniques attribuées au terrain diffèrent entre les modèles. La valeur du module de déformation varie d'un facteur six environ. Les manières de modéliser le creusement au tunnelier sont également très diverses : huit approches différentes ont été utilisées, avec en particulier des différences importantes sur les conditions imposées le long du bouclier. La représentation du pieu et de l'interface terrain / pieu a également été variée. Selon les cas le pieu est modélisé en 3D ou en 2D-déformations planes avec un

« espacement fictif », et l'interface est modélisée par une adhérence parfaite ou encore un frottement latéral constant ou fonction de la contrainte normale.

Concernant la modélisation du chargement du pieu, la majorité des modèles numériques réalisés (et en particulier les modèles 2D en déformations planes) ont eu tendance à surestimer assez fortement l'effort de pointe. Pour les déplacements induits en surface du terrain « en champ libre », 50 % des modèles réalisés ont donné une estimation correcte de l'amplitude des tassements maximaux ($10 \text{ mm} \pm 5 \text{ mm}$), mais certains modèles ont conduit à des valeurs extrêmes (3 à 50 mm). Les modèles 3D ne se sont pas avérés nécessairement meilleurs que les modèles en déformations planes sur ce point. La dispersion des résultats reste également relativement limitée malgré la très grande variété des hypothèses de modélisation : chaque participant semble retenir un couple [modèle géotechnique ; procédé de modélisation du creusement au tunnelier] qu'il sait fiable « par expérience ». Par ailleurs, l'extension transversale de la cuvette de tassement est surestimée d'environ 50 %, en 3D comme en 2D, que ce soit avec un modèle de comportement élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb ou avec le Hardening Soil Model, et aucun recalage ne permet d'améliorer cet aspect du résultat sans modifier le modèle de comportement. Cette extension transversale surestimée peut conduire à des zones d'influence géotechniques trop larges (grand nombre d'avoisnants), ainsi qu'à une sous-estimation des tassements différentiels subis.

A propos du tassement final de la tête du pieu après passage du tunnelier, une grande dispersion a été observée (0,5 à 10 fois le tassement réel). Notons qu'une estimation correcte du tassement du terrain en champ libre ne garantit pas nécessairement une bonne estimation du tassement du pieu. Enfin, les variations d'efforts axiaux induites par le tunnelier sont très variables entre les participants, allant pratiquement de zéro à 300 % des variations mesurées expérimentalement.

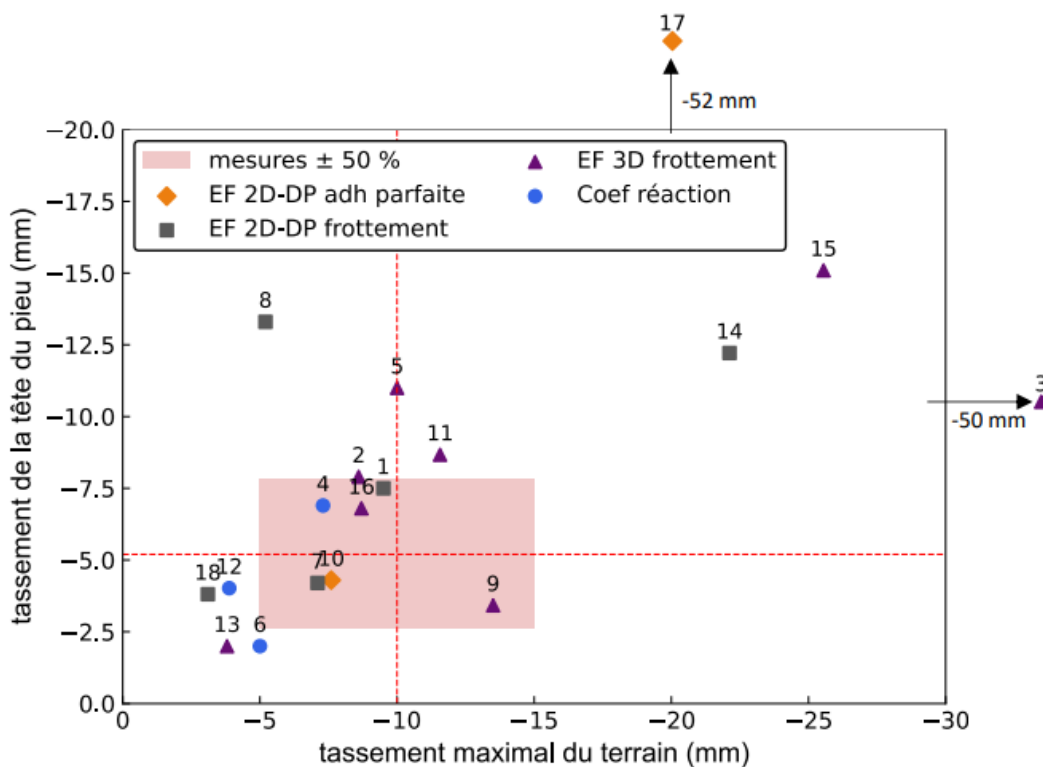


Figure 7-6 : Tassements de la tête du pieu en fonction du tassement maximal en surface (Berthoz *et al*, 2020)

7.4 Synthèse des points restants à explorer

Différents modèles numériques ont été construits ces 15 dernières années pour étudier l'interaction tunnelier / terrain / pieu. Chaque modèle fait l'objet d'hypothèses spécifiques, en termes de loi de comportement du terrain, et surtout de manière de modéliser le processus de creusement au tunnelier.

La confrontation entre ces résultats numériques et des résultats expérimentaux reste partielle par manque de données expérimentales (en surface, dans l'épaisseur de couverture et dans les pieux).

De plus, il est difficile de juger de l'influence de chaque paramètre des différents modèles sans confrontation dans un cadre élargi (différentes lois de comportement du terrain, différents procédés de modélisation du creusement, etc.). En conséquence, il n'existe à ce jour pas de consensus quant aux hypothèses à privilégier.

L'exercice de prévision réalisée dans le cadre du projet TULIP est à ce titre intéressant dans la mesure où il a mis en évidence la pluralité des méthodologies possibles, et la dispersion des résultats qui en découlent.

C'est dans ce contexte que, fort d'une connaissance approfondie des conditions de l'expérimentation TULIP, une confrontation exhaustive des résultats d'un modèle numérique dédié est effectuée dans les prochains chapitres.

8 PRESENTATION DES MODELES NUMERIQUES

Afin d'apporter des éléments de compréhension complémentaires, un modèle numérique 3D de l'expérimentation TULIP a été développé à l'aide du code de calcul en différences finies FLAC3D (Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions) de la société Itasca Consultants. La construction de ce modèle a été réalisée en collaboration avec Antoine Rallu (enseignant-chercheur à l'ENTPE) et Cristopher Mercado Chavez (étudiant en master-recherche à l'ENTPE).

Le modèle numérique est tout d'abord entièrement décrit (géométrie et maillage, lois de comportement, phasage des calculs, ...) dans ce chapitre. La réponse des pieux lors de leur chargement est ensuite étudiée (Chapitre 9) et confrontée aux résultats expérimentaux, avec une réflexion sur la loi d'interface terrain / pieu, ainsi que sur les paramètres de convergence des calculs. Le Chapitre 10 est ensuite consacré aux déplacements induits par le creusement au tunnelier, à la fois dans le terrain et au droit des trois pieux de l'expérimentation TULIP. Enfin, le Chapitre 11 sera consacré à différentes études de sensibilité des résultats du modèle numérique aux paramètres de pilotage du tunnelier, aux caractéristiques mécaniques des terrains et à la charge exercée en tête des pieux.

8.1 Description du modèle

8.1.1 Géométrie

La géométrie retenue dans le modèle numérique, déduite des données expérimentales (§2.1), est représentée en Figure 8-1. Le tunnel possède un diamètre extérieur $D = 9.9$ m, creusé sous une couverture d'épaisseur $C = 16$ m – soit une profondeur à l'axe de $H = 21$ m. Les trois pieux P1, P2 et P3 ont un diamètre extérieur $d_p = 500$ mm et sont situés à 0 m, -7 m et 10 m respectivement de l'axe du tunnel dans la direction transversale. De plus, ils possèdent une longueur égale à $L_{P1} = L_{P2} = 15$ m et $L_{P3} = 20.5$ m.

Quatre modèles numériques ont été réalisés, un en terrain vierge et un par pieu, afin de faciliter l'analyse des résultats et de s'affranchir d'une potentielle interaction entre les pieux. La totalité du modèle est considérée puisqu'en présence des pieux P2 et P3, il n'y a pas de symétrie par rapport au plan vertical passant par l'axe du tunnel. Une extension transversale de $6D$ est retenue ($Y > 0$ et $Y < 0$). Il a été vérifié que celle-ci était suffisante pour qu'il n'y ait pas d'effet de bord. Dans la direction longitudinale, le modèle a une extension totale de $15D$, et le creusement est effectué pas à pas sur une longueur de $10D$. Ces deux longueurs ont été retenues afin : (i) de creuser sur une longueur suffisante pour que le bord aval du modèle (entrée) n'ait plus d'effet (atteinte de la stationnarité des phénomènes lorsqu'ils sont représentés en fonction de la distance au front de taille), (ii) que le bord amont (à l'avant) n'ait pas d'effet sur les déplacements induits dans le terrain.

D'un point de vue pratique, la géométrie est réalisée grâce au logiciel Rhino3D, puis importée dans FLAC3D. Un script python est alors réalisé sur Griddle – une extension du logiciel Rhino3D – de manière à automatiser la création de la géométrie du modèle numérique. Pour l'étude présentée ici, un unique modèle complet, intégrant le tunnel, les différentes couches de terrain et les trois pieux est créé. Lorsque l'on souhaite étudier la réponse du terrain « en champ libre », les éléments du maillage correspondant aux pieux prennent les caractéristiques du terrain. Cette démarche permet d'avoir un unique maillage pour toute l'étude (champ libre, réponse du pieu P1, réponse du pieu P2, réponse du pieu P3).

Les conditions aux limites imposées sur les différentes faces du modèle sont classiques : les déplacements normaux sont empêchés sur toutes les faces latérales et la face inférieure, et la surface du terrain est laissée libre. Le §8.3 décrit les conditions aux limites imposées en paroi du tunnel.

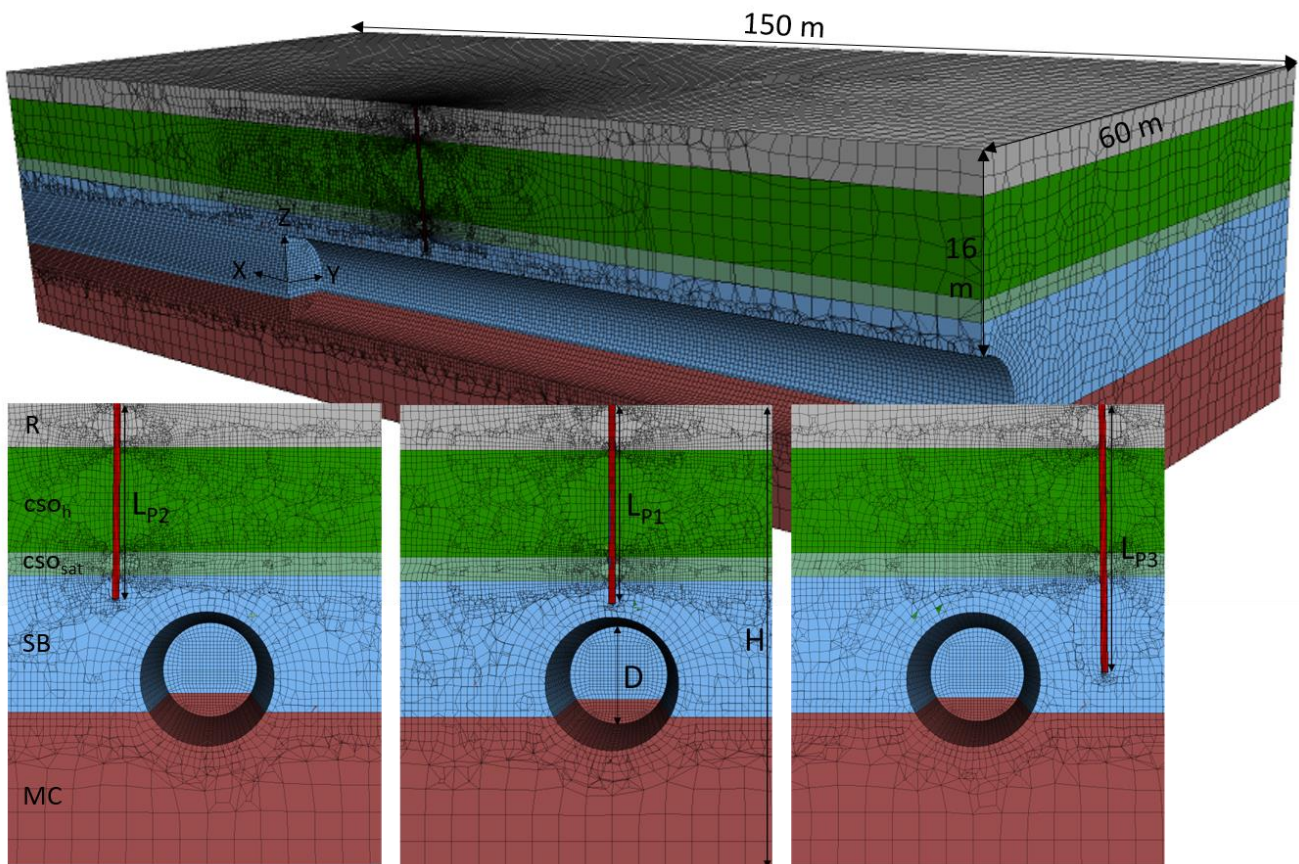


Figure 8-1 : Géométrie du modèle numérique (sur la vue globale, la moitié gauche du modèle est cachée)

8.1.2 Maillage

Des éléments volumiques sont utilisés pour représenter le terrain, l'intérieur du tunnel et les pieux, avec un maillage « hybride ». Il est « structuré » au droit des objets d'intérêt (tunnel, pieux), c'est-à-dire composé de zones parallélépipédiques, ce qui permet d'optimiser le nombre de nœuds pour une précision donnée. Dans le reste du terrain, dont la géométrie n'est pas suffisamment régulière pour disposer d'un maillage structuré, des éléments hexaédriques ou tétraédriques sont considérés. La création du maillage est également automatisée via un script python. La structure du tunnelier n'est pas modélisée explicitement, par contre les actions du tunnelier sur le terrain sont modélisées via , différents champs de pressions décrits en §8.3. Des éléments coques (« liner ») sont utilisés pour représenter les anneaux de voussoirs.

La densité du maillage est supérieure au droit des zones subissant les plus grandes déformations (à proximité du pieu et du tunnel), comme le montre la Figure 8-2 a (dont les deux premières couches de terrain sont cachées pour un souci de visibilité du pieu). La Figure 8-2 b présente un zoom sur le maillage du pieu et du tunnel dans une coupe transversale. Dans la direction longitudinale, à la position du tunnel, la longueur des mailles est de 50 cm, soit $0.05D$. Concernant les pieux, le diamètre est divisé en 8 éléments de maillage (soit des éléments de 6 cm de côté : Figure 8-2c) sur une longueur de 50 cm verticalement. L'étude de maillage présentée au paragraphe §8.4 permet de justifier la pertinence de ce maillage comportant 1.5 millions d'éléments (aussi appelés zones dans Flac3D).

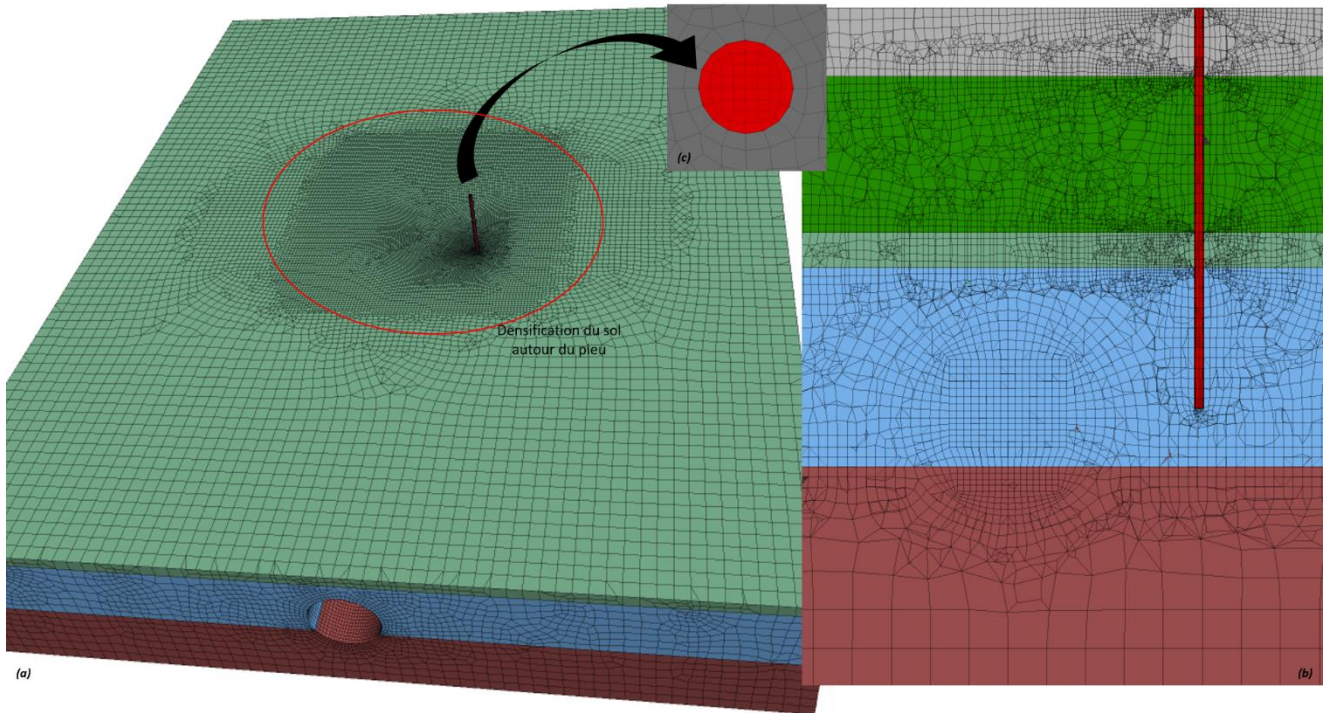


Figure 8-2 : (a) Densification du maillage du sol autour du pieu ; (b) coupe transversale du maillage du pieu et du tunnel ; (c) coupe en plan du maillage du pieu (exemple de P3)

8.2 Modèles de comportement

8.2.1 Modèle de comportement du sol

Afin de traduire au mieux la phénoménologie observée in-situ, l'utilisation d'une loi de comportement relativement avancée est nécessaire. Ainsi, le terrain est ici considéré régi par un modèle élasto-plastique avec écrouissage : le Plastic Hardening Model (PH) tel qu'implémenté dans le code de calcul Flac3D. La formulation de ce modèle est similaire à celle du Hardening Soil Model (HSM) proposé par Schanz & Vermeer (1999). Il s'agit d'un modèle de comportement du sol considérant :

- ⇒ Une élasticité non-linéaire dépendant de l'état de contraintes, qui distingue le comportement en chargement du comportement en déchargement / rechargement ;
- ⇒ Deux mécanismes de plasticité indépendants avec écrouissage (critère de plasticité qui évolue au cours des sollicitations) : l'un volumique, l'autre déviatorique.

Une nappe phréatique est présente au droit du site expérimental, à une cote comprise entre 48.2 NGF et 48.8 NGF (2.1.3). La partie inférieure des Calcaires de Saint-Ouen, les Sables de Beauchamp et les Marnes et Caillasses sont donc saturés en eau.

Le choix de raisonner en contraintes effectives a été fait, en considérant des pressions interstitielles identiques à leurs valeurs initiales à tout instant du creusement. Ainsi, dans ces couches saturées en eau, les calculs sont réalisés en contraintes effectives avec des poids volumiques déjaugés et des paramètres de résistance effectifs (c' , φ'). Notons que compte-tenu des variations de pressions interstitielles mesurées sur les cellules de pressions interstitielles (§5.5), des développements complémentaires pourraient être menés, en améliorant cette hypothèse initiale simple.

Pour chaque formation, les paramètres d'entrée du modèle, dont le choix a été discuté par Berthoz et al (2020), sont les suivants :

- ρ est la masse volumique du sol (ou la « masse volumique déjaugée » ρ' sous nappe) ;
- P_{ref} est prise égale ici à la contrainte horizontale effective à mi-couche ;
- $E_{50,ref}$ est le module de premier chargement ou module sécant de référence en situation triaxiale ;
- $E_{ur,ref}$ est le module de déchargement / rechargement ;

- c' est la cohésion ;
- φ' est l'angle de frottement ;
- Ψ est l'angle de dilatance ;
- ν est le coefficient de Poisson ;
- K_0 est le coefficient de pression des terres au repos ;
- R_f est le ratio de rupture $\frac{q_f}{q_a}$ (< 1) avec q_f la valeur de rupture définie par le critère de Mohr-Coulomb, et q_a la valeur asymptotique du déviateur (loi hyperbolique de type Duncan) ;
- m est l'exposant relatif au module élastique $0 \leq m \leq 0.999$.

Le Tableau 8-1 présente les valeurs des paramètres de sol retenues dans le modèle numérique de référence. Comme expliqué dans le paragraphe §2.1.4, les résultats issus des essais triaxiaux présentent une incertitude relativement élevée. Le module de premier chargement pour chacune des couches a donc été calculé à partir des modules pressiométriques, comme suit :

$$E_{50,ref} = \frac{2E_M}{\alpha} \quad (8-1)$$

E_M correspond à la moyenne arithmétique des modules pressiométriques à mi-profondeur de couche, dont les valeurs sont synthétisées dans le Tableau 2-1. Le coefficient rhéologique α est tiré des tableaux fournis par Louis Ménard, reportés dans la norme NF P 94-262. Il est pris égal à $\frac{2}{3}$ pour les couches de Remblais, Calcaires de Saint-Ouen, Marnes et Caillasses, et à $\frac{1}{2}$ pour les Sables de Beauchamp. Notons qu'une certaine incertitude existe également par le choix du coefficient rhéologique, mais qui a été considérée moins importante que celle portant sur les modules mesurés à l'appareil triaxial. Néanmoins, la valeur $E_{50,ref}$ fait l'objet d'une étude paramétrique dans les Calcaires de Saint-Ouen et dont l'analyse sera présentée dans le paragraphe §11.2.1.

La couche la plus superficielle du modèle est constituée de remblais constitués d'un mélange de marnes argileuses et de graves calcaires (§2.1.2). Afin de s'affranchir de problèmes de convergence numérique au voisinage de la surface lorsque les modules de déformation tendent vers zéro, cette couche est considérée régie par le modèle linéaire élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb (MC).

Tableau 8-1 : Paramètres de la loi de comportement du sol retenue

Couches et modèle de comportement	Prof. inf (m)	ρ (t/m ³)	P_{ref} (kPa)	$E_{50,ref}$ (kPa)	$E_{ur,ref}$ (kPa)	c' (kPa)	φ' (°)	Ψ (°)	ν_{sol} (-)	K_0 (-)	R_f (-)	m (-)
Remblais (MC)	-3.5	1.9		1.02e5		80	28	-2	0.3	0.5	0.95	0.5
CSO _h (PH)	-11.5	1.8	71	1.80e5	5.41e5	20	33	3				
CSO _{sat} (PH)	-13.3	0.8	111	3.27e5	9.82e5							
SB (PH)	-23.5	1.1	142	5.07e5	15.12e5							
MC (PH)	-34.8	1.0	198	7.90e5	23.69e5	15	38	8				

8.2.2 Modèles de comportement du pieu, de l'interface sol / pieu et des voussoirs

Dans les modèles numériques, les pieux sont supposés de masse volumique 2.5 t/m³ et de comportement élastique linéaire isotrope de caractéristiques homogènes ($E_{pieu} = 46$ GPa, $\nu_{pieu} = 0.25$). Les résultats expérimentaux relatifs à la phase de fonçage des pieux avaient en effet montré des modules sécants qui varient avec la profondeur dans les intervalles [38 GPa ; 45 GPa] pour P1, [35 GPa ; 42 GPa] pour P2 et [38 GPa ; 48 GPa] pour P3 (§3.2.1), mais cette augmentation avec la profondeur n'a pas été retenue dans le modèle numérique car d'effet négligeable sur la réponse des pieux, cette dernière étant surtout conditionnée par la déformation du terrain autour des pieux.

L'interface terrain / pieu est modélisée via des éléments d'interface. Le logiciel Flac3D représente les interfaces comme un ensemble d'éléments triangulaires (une interface entre deux zones parallélépipédique est divisée en deux triangles rectangles). Lorsqu'une autre zone entre en contact avec un élément d'interface, le contact est détecté au niveau du nœud d'interface et est caractérisé par des rigidités normales et de cisaillement, et des propriétés de

glissement. Dans la modélisation numérique présentée dans ce chapitre, ces éléments d'interface ont un comportement élastique parfaitement plastique régi par un critère de Tresca, dont la résistance est fixée par le frottement latéral unitaire limite q_s , et la déformabilité est paramétrée par une rigidité normale k_n et une rigidité de cisaillement k_s .

Un premier calcul des valeurs de q_s pour chaque formation est effectué à partir des pressions limites pressiométriques p_l^* sur la base de la norme NF P 94-262:

$$q_s(z) = \alpha_{\text{pieu-sol}} \cdot f_{\text{sol}}(p_l^*) \quad (8-2)$$

Où :

- $\alpha_{\text{pieu-sol}}$ est un paramètre adimensionnel qui dépend à la fois du type de pieu (P1, P2 : type « foré simple » ; P3 : type « tarière creuse ») et du type de sol compris entre 1 et 1.8 ;
- $f_{\text{sol}}(p_l^*) = (ap_l^* + b)(1 - e^{-cp_l^*})$ avec a, b, c des coefficients qui ne dépendent que du type de sol et des valeurs de pression limite.

Ce calcul, synthétisé dans le Tableau 8-2 conduit à des valeurs de frottement latéral de l'ordre de 60 kPa dans les remblais, 150 kPa dans les calcaires de Saint-Ouen et 100 kPa dans les sables de Beauchamp. Compte-tenu de ces valeurs, une valeur conservative de résistance unique de 80 kPa est retenue pour l'ensemble des pieux, dans toutes les formations. Des études paramétriques seront consacrées à l'influence de cette hypothèse sur la réponse des pieux au paragraphe §9.2.3.

Les rigidités normale et tangentielle de l'interface sont fixées à $k_n = k_s = 1.8 \times 10^7$ kPa/m. Cette valeur sera justifiée au paragraphe §9.2.1.

Tableau 8-2 : Calcul du frottement latéral unitaire limite q_s

	Remblais	Calcaires de Saint-Ouen	Sables de Beauchamp
p_l^* (MPa)	[1.27 ; 2.35]	[2.4 ; 3.14]	[4.28 ; 4.85]
α	[1 ; 1.8]	[1.5 ; 1.6]	1
f_{sol}	[56 ; 79]	[99 ; 105]	[102 ; 108]
$q_{s,\text{calculé}}$ (kPa)	[56 ; 142]	[148 ; 158]	[102 ; 108]
$q_{s,\text{retenu}}$ (kPa)	80		

Les anneaux de voussoirs sont modélisés sous la forme d'une coque monolithique (« liner ») de comportement élastique linéaire isotrope, avec des éléments d'interface terrain /anneau. Les caractéristiques des anneaux sont regroupées dans le Tableau 8-3. Noter que la rigidité des anneaux a été choisie arbitrairement, considérant que celle-ci n'a pas beaucoup d'influence vis-à-vis des déplacements des pieux et des efforts induits dans ceux-ci.

Tableau 8-3 : Caractéristiques des voussoirs du modèle numérique

ρ (t/m ³)	L_v (m)	e_v (m)	E_y (kPa)	$\nu_{\text{béton}}$ (-)	k_n (kPa/m)	k_s (kPa/m)	cfs^* (°)
2.5	2	0.4	11e6	0.25	4.7e6		25

*coupling friction shear ($\approx \frac{2}{3} \varphi_{\text{sol}}$)

8.3 Phasage des calculs

Le phasage des calculs est conforme au phasage de construction, avec une phase d'initialisation des contraintes géostatiques dans le terrain, suivie de la construction et du chargement des pieux, suivie de différentes phases modélisant le creusement au tunnelier (Figure 8-3).

Ce dernier est modélisé via une succession de phases de creusement et de poses des voussoirs avec un pas d'avancement égal à la largeur d'un voussoir (L_v). Cette approche lagrangienne est retenue comme dans la majorité des modèles numériques tridimensionnels (Mroueh & Shahrour, 1999 ; Do *et al.*, 2014 ; El Jirari, 2021 ; etc). Ainsi, à chaque pas d'avancement les éléments excavés sont désactivés et les pressions appliquées en paroi du tunnel sont translatées.

A chaque pas d'avancement une pression est appliquée sur le front de taille. Celle-ci résulte de la superposition d'une pression exercée par les parties fermées de la roue de coupe (P_{RDC}), et d'une pression exercée par le matériau contenu dans la chambre d'abattage (P_{ch}) (Berthoz *et al.*, 2018). Par ailleurs, le calcul étant réalisé en contraintes effectives, les pressions hydrostatiques initiales sont retranchées à la valeur de la pression frontale. De plus le gradient vertical de pression frontale, décrit au paragraphe §4.1.2, est intégré à l'expression de la pression frontale :

$$P_f(z) = P_{RDC} + P_{ch} - P_{hydro} - (\Delta_{front} - \Delta_{hydro}) \cdot z \quad (8-3)$$

avec : Δ_{front} et Δ_{hydro} les gradients verticaux de la pression frontale et de la pression hydrostatique respectivement, et z la différence d'altitude entre l'axe du tunnel et le point considéré.

Or, les résultats expérimentaux présentent un gradient de pression frontale de l'ordre de 9 kPa/m, nous prenons donc $\Delta_{front} - \Delta_{hydro} = 0 \text{ kPa/m}$. De plus, $P_{RDC} = 175 \text{ kPa}$ et $P_{ch} = 85 \text{ kPa}$ donc la pression frontale retenue dans le modèle de référence, constante sur toute la hauteur du front de taille, vaut $P_f = 165 \text{ kPa}$.

Le bouclier n'est pas modélisé explicitement. Dans le cas de l'expérimentation TULIP, il n'a de plus pas été réalisé d'injections de bentonite le long du bouclier. En conséquence, il n'est pas appliqué de pression en paroi des anneaux de terrain sur la longueur du bouclier dans le cas de référence. Lors des études paramétriques, un calcul sera réalisé en considérant que la pression frontale se transmet en partie le long du bouclier. La présence physique du bouclier in situ limite les convergences à l'espace autorisé par la surcoupe et la conicité du bouclier. Cette convergence est limitée à 70 mm (sur le diamètre) dans le cas présent. Ainsi, il est vérifié dans le modèle numérique que ce critère n'est pas atteint. Si tel est le cas, les déplacements sont plafonnés à 70 mm. Le poids du tunnelier est négligé car celui-ci (10 MN) conduit, sous nappe, à une contrainte verticale complémentaire en radier faible (de l'ordre de 20 kPa).

A l'arrière du bouclier, les voussoirs sont mis en place à l'intérieur de la jupe et un mortier de bourrage est injecté entre les voussoirs et le terrain. Dans le modèle numérique, cette phase de bourrage est modélisée sous la forme de l'application d'une pression sur une longueur d'un anneau. Ainsi en clé, elle vaut : $P_b = P_b^* - P_{hydro} = 200 - 45 = 155 \text{ kPa}$ (§4.3). Un gradient vertical de cette pression $\Delta_{bourrage} = 12 \text{ kPa/m}$ est également considéré en supposant un mortier de poids volumique 22 kN/m³.

Ainsi, le phasage détaillé des calculs est le suivant :

Phase 0 : initialisation des contraintes et des rigidités, et chargement du pieu :

- **Phase 0.1** : Initialisation de l'état initial de contrainte dans le terrain (en donnant les masses volumiques et les coefficients de pression des terres au repos des différentes formations ; et en imposant la gravité). Dans cette phase, les terrains sont considérés de comportement élastique parfaitement plastique avec des paramètres fictifs de déformabilité et résistance, et une cohésion très grande est donnée à l'interface située entre les zones correspondant au terrain et aux futurs pieux. Cette étape est simplement nécessaire pour attribuer des valeurs initiales de rigidité (fictives) aux différentes zones ;
- **Phase 0.2** : Attribution de la bonne loi de comportement aux différentes couches de terrain (MC pour les remblais, et PH pour les autres formations), avec leurs vraies caractéristiques mécaniques de déformabilité et de résistance ;
- **Phase 0.3** : Application des propriétés réelles du pieu et de l'interface sol / pieu (§8.2.1). Cette phase n'est pas activée si le calcul est réalisé « en champ libre » (sans pieu). Notons que les Phases 0.2 et 0.3 ne génèrent pas de déplacement, elles sont réalisées en deux étapes pour des raisons de structuration du script ;
- **Phase 0.4** : Chargement du pieu en tête jusqu'à la charge voulue (ici 2 050 kN). Cette charge est appliquée sous la forme d'un effort ponctuel au centre du pieu. Cette phase n'est pas activée si le calcul est réalisé « en champ libre » (sans pieu).

Phase 1 :

- Désactivation des éléments volumiques de sol sur une longueur de bouclier $L_b = 10$ m ;
- Application du champ de pression frontale constant $P_f = 165$ kPa sur le front de taille.
- Déconfinement total en paroi sur la longueur L_b .

Phase i $\in [2 ; N]$:

- Désactivation des éléments volumiques de sol à l'avant du bouclier sur une longueur $L_v = 2$ m ;
- Suppression du champ de pression frontale de la phase i-1 ;
- Suppression du champ de pression radiale de la phase i-1 ;
- Application du champ de pression frontale $P_f = 165$ kPa sur le nouveau front de taille ;
- Déconfinement total en paroi sur la longueur L_b à partir du nouveau front de taille ;
- Application du champ de pression radiale (valant $P_b = 155$ kPa en clé, et avec un gradient vertical $\Delta_{bourrage} = 12$ kPa/m) entre L_b et $L_b + L_v$ à l'arrière du front ;
- Activation de l'anneau de voussoir dès la sortie de la jupe (à partir d'une distance L_b).

Ces hypothèses de creusement sont celles retenues dans le modèle numérique de référence et font l'objet d'études paramétriques présentées dans le paragraphe §11.1.

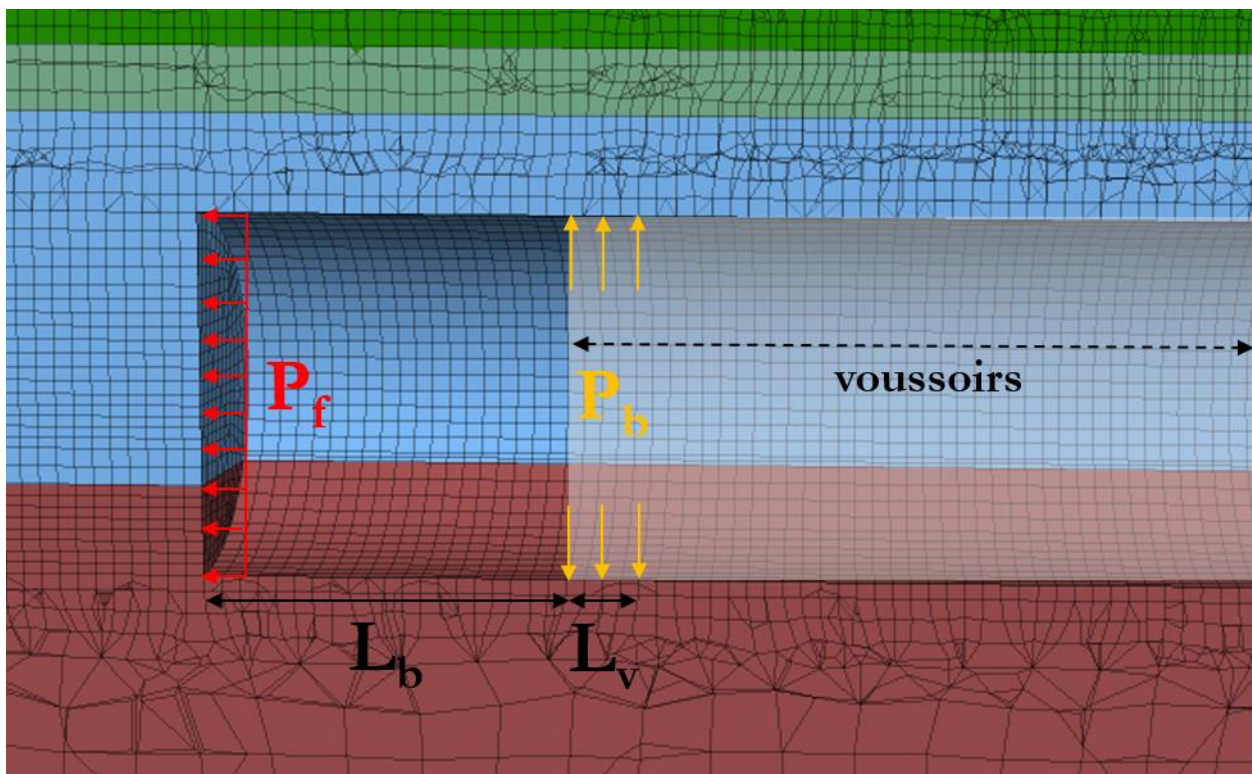


Figure 8-3 : Procédure de modélisation du creusement sous Flac3D (une coupe du modèle 3D a été réalisée, certaines zones ne sont donc pas dans le plan)

8.4 Etude de maillage

L'étude de maillage est réalisée sur le pieu P1 qui présente des déplacements et efforts expérimentaux de plus forte amplitude que les autres pieux. Cette étude est conduite sur la phase de chargement du pieu dans un premier temps, puis sur la phase de creusement au tunnelier en présence du pieu dans un second temps. Trois maillages sont considérés comportant respectivement 2.2, 1.5 et 0.5 millions de zones.

Le temps de calculs ne peut pas être le seul facteur à prendre en compte dans le choix du maillage, il est important de trouver un compromis entre ce paramètre et la précision des résultats. La comparaison de ces différents maillages porte sur :

- les contraintes de cisaillement à l'interface sol / pieu, le déplacement vertical de la tête du pieu et l'effort axial le long du pieu pour la phase de chargement ;
- le tassement maximal du sol en surface au passage du front de taille et loin à l'arrière, la distance transversale au point d'inflexion de la cuvette de tassement du sol, le tassement maximal de la tête du pieu P1 et l'effort axial le long du pieu P1 pour la phase de creusement.

L'erreur relative est calculée (Tableau 8-4) par rapport au maillage le plus fin ; elle est égale à l'intégrale de la valeur absolue de la différence entre les deux courbes considérées divisée par l'aire sous la courbe issue du maillage le plus fin (Berthoz, 2012).

Concernant la phase de chargement du pieu, la Figure 8-4 met en parallèle une augmentation du temps de calculs et une diminution de l'erreur avec le nombre de nœuds. Néanmoins, hormis pour les contraintes de cisaillement à l'interface sol / pieu, les erreurs relatives par rapport au maillage fin sont très faibles et inférieures à 3%. L'erreur du maillage intermédiaire est de 1.7% contre 6.5% pour le maillage grossier.

Pour la phase de creusement, le Tableau 8-4 montre que l'erreur entre les maillages intermédiaire et grossier reste faible et inférieure à 5% pour un temps de calculs deux fois plus faible pour le maillage grossier. Néanmoins, le temps de calculs (13h) étant largement raisonnable pour une phase de creusement au tunnelier de 130 m, le maillage intermédiaire est finalement retenu et permet de s'affranchir de cette erreur liée au maillage.

Tableau 8-4 : Tableau de synthèse de l'étude de maillage de la phase de chargement du pieu P1

Maillage		Fin	Intermédiaire	Grossier
Nombre de nœuds		1 449 690	986 689	280 238
Nombre de zones		2 192 257	1 492 527	494 044
Phase de chargement du pieu P1				
Temps de calculs (minutes)		52'	45'	22'
Erreur relative des contraintes de cisaillement à l'interface sol / pieu par rapport au maillage fin (%)		0.0	2.3	15.2
Erreur relative du déplacement vertical de la tête du pieu par rapport au maillage fin (%)		0.0	< 0.1	2.6
Erreur relative de l'effort axial le long du pieu par rapport au maillage fin (%)		0.0	2.7	1.7
Erreur relative moyenne totale (%)		0.0	1.7	6.5
Phase de creusement au tunnelier				
Temps de calculs (heures)			13h	5h30
Terrain vierge	Erreur relative du tassement maximal du sol loin à l'arrière par rapport au maillage intermédiaire (%)		0.0	5.5
	Erreur relative du tassement du sol au passage du front de taille par rapport au maillage intermédiaire (%)		0.0	5.0
	Erreur relative du point d'inflexion de la cuvette de tassement du sol par rapport au maillage intermédiaire (%)		0.0	3.3
P1	Erreur relative du tassement maximal de la tête du pieu par rapport au maillage intermédiaire (%)		0.0	4.5
	Erreur relative de l'effort axial le long du pieu par rapport au maillage intermédiaire (%)		0.0	5.1
Erreur relative moyenne totale (%)			0.0	4.7

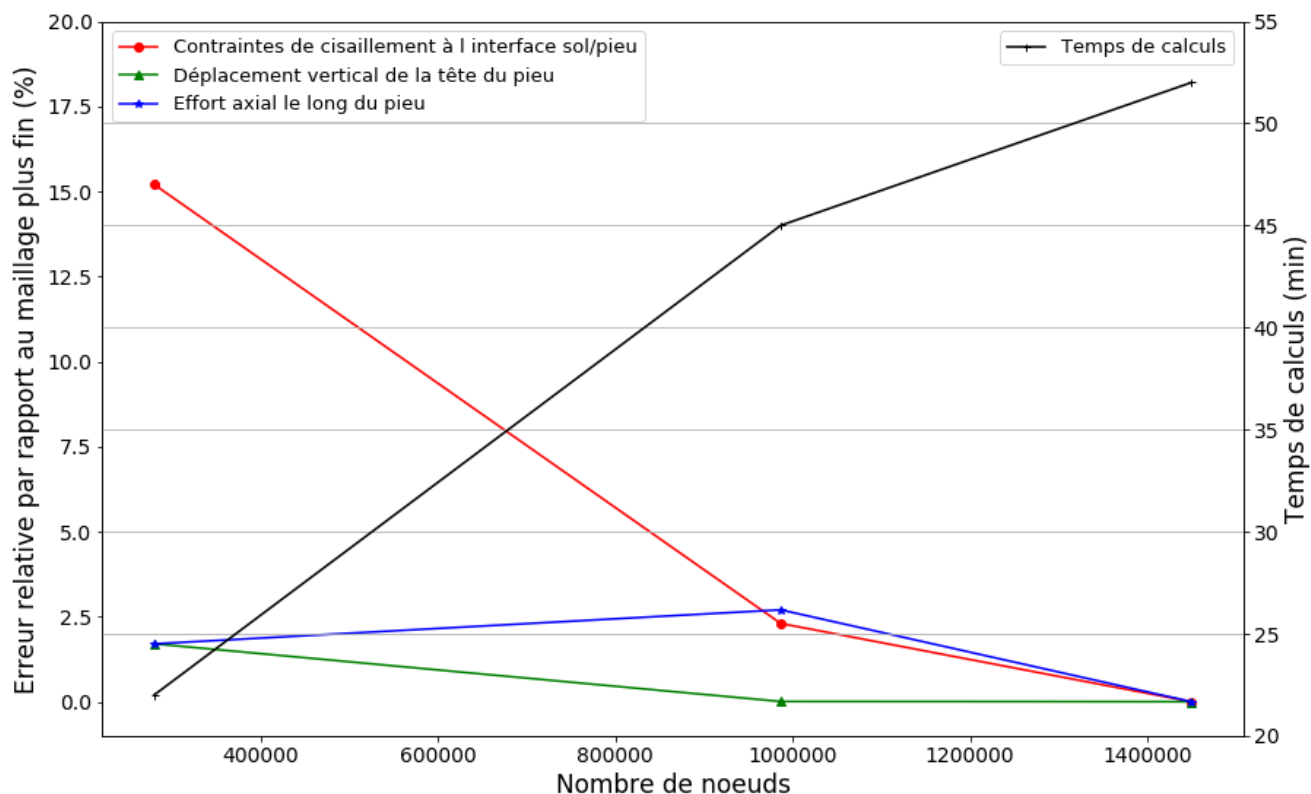


Figure 8-4 : Influence du nombre de nœuds du modèle sur la précision et le temps de calculs (Phase de chargement)

8.5 Influence du ratio-local

La méthode de résolution adoptée par Flac consiste en une application de la méthode des différences finies explicites, non traditionnelle contrairement aux schémas de résolution implicites généralement adoptés. L'objectif de cette méthode est de traiter un problème statique par l'intermédiaire de la dynamique. Dans la réalité, une partie de l'énergie de déformation accumulée par le système est convertie en énergie cinétique qui va se propager et se dissiper dans le matériau environnant. Le schéma de résolution explicite intègre ce phénomène en prenant en compte les équations dynamiques du mouvement. Le déséquilibre induit en une zone va se propager dans l'ensemble du massif. De plus, le mode incrémental de résolution du système assure la stabilité du schéma numérique puisque même si le système est instable à certains instants, les chemins de contraintes et de déformations sont respectés à chaque pas.

La recherche d'équilibre est alors possible de manière globale (« model solve ratio ») ou locale (« model solve ratio-local »). Dans la première, le calcul s'arrête lorsque les forces non équilibrées de chacun des nœuds sont « en moyenne » inférieures à la valeur fixée (10^{-5} étant la valeur préconisée par Itasca). Dans la seconde, le calcul s'arrête uniquement lorsque ce critère est vérifié en chaque nœud. En conséquence, l'exigence d'un ratio « local » est plus stricte, donc plus précise, mais nécessitant un temps de calcul significativement plus long. Compte-tenu du faible volume du pieu par rapport au volume total du modèle, la solution « ratio local » est préférée pour l'ensemble des modèles : les calculs préliminaires ayant révélé des erreurs importantes en raisonnant avec un « ratio global ».

Deux valeurs de « ratio-local » ont été testées lors de la phase de chargement du pieu : 10^{-5} (valeur par défaut préconisée par Itasca) et 10^{-3} . Pour cela, l'écart de résultat a été calculée vis-à-vis : des contraintes de cisaillement à l'interface sol / pieu, du déplacement vertical de la tête du pieu, et de l'effort axial le long du pieu. Le Tableau 8-5 synthétise les temps de calculs pour les différentes phases ainsi que les erreurs calculées. Celles-ci sont inférieures à 0.1 % alors que le temps de calcul pour la phase d'initialisation des contraintes et chargement du pieu est divisé quasiment par trois.

La commande « model solve ratio-local 10^{-3} » est alors retenue pour l'ensemble des calculs.

Tableau 8-5 : Tableau de synthèse de l'étude de l'influence du ratio-local sur la phase de chargement du pieu P1

Ratio-local		10 ⁻⁵	10 ⁻³
Temps de calculs (hh:mm)	Phase 0.1	02:45	00:32
	Phase 0.2	08:31	03:22
	Phase 0.3	03:24	00:24
	Phase 0.4	08:48	05:35
Erreur relative des contraintes de cisaillement à l'interface sol / pieu par rapport au ratio-local le plus faible (%)		0.0	< 0.01
Erreur relative du déplacement vertical de la tête du pieu par rapport au ratio-local le plus faible (%)			
Erreur relative de l'effort axial le long du pieu par rapport au ratio-local le plus faible (%)			
Erreur relative moyenne totale (%)			

9 MODELISATION NUMERIQUE DU CHARGEMENT AXIAL D'UN PIEU ISOLE : RESULTATS ET ANALYSE

9.1 Comparaison des résultats du modèle numérique de référence aux résultats expérimentaux

9.1.1 Courbe d'enfoncement du pieu

La Figure 9-1 présente l'évolution du tassement de la tête de chacun des pieux au cours de leur chargement (de 0 à 2060 kN). En dehors de leur position transversale par rapport à l'axe du tunnel, P1 et P2 sont des pieux identiques. C'est pourquoi les résultats numériques de ces deux pieux sont identiques lors de la phase de chargement.

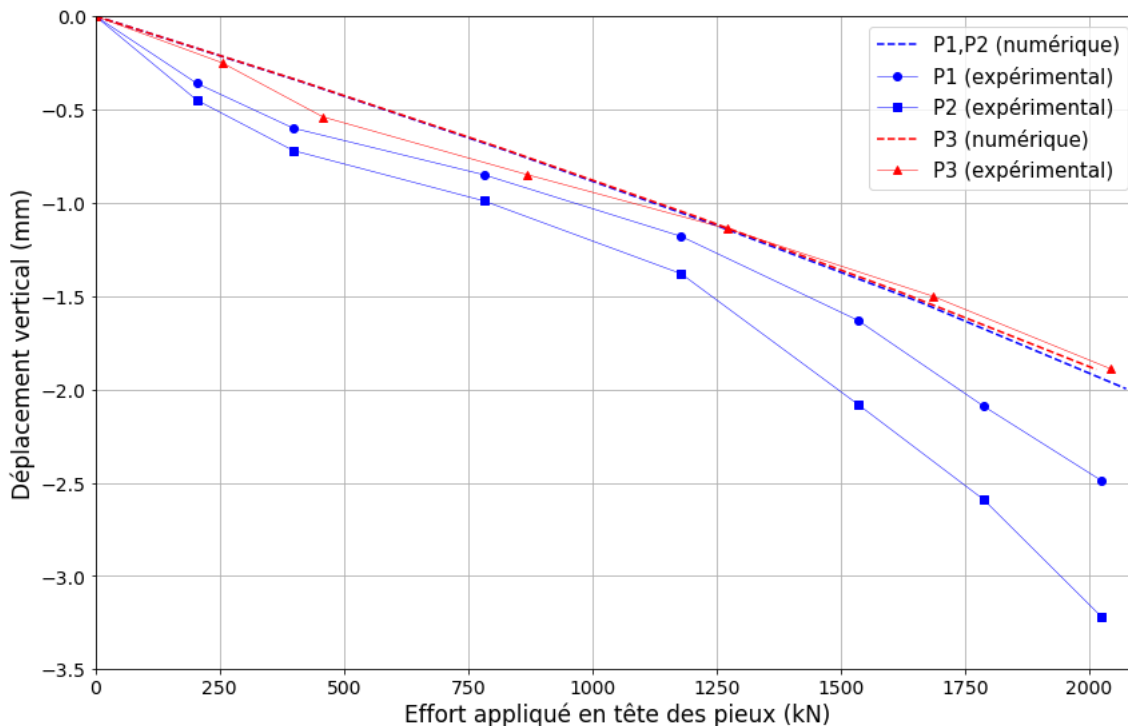


Figure 9-1 : Courbes d'enfoncement des pieux (expérimentales et numériques)

Expérimentalement comme numériquement, une augmentation du tassement de la tête des pieux est logiquement observée avec l'augmentation de la charge appliquée en tête. Numériquement, cette courbe est similaire pour les trois pieux et l'accord avec les résultats expérimentaux du pieu P3 est quasiment parfait. Pour les pieux plus courts (P1 et P2), le modèle numérique semble quelque peu sous-estimer l'amplitude des tassements : -2 mm numériquement contre -2.5 mm et -3.2 mm expérimentalement pour P1 et P2 respectivement. Néanmoins, l'erreur constatée entre les courbes numériques et expérimentales est à relativiser au regard de l'écart expérimental observé entre P1 et P2 pourtant identiques.

9.1.2 Déformations du pieu lors de son chargement

La Figure 9-2a présente les déformations axiales moyennes des trois pieux pendant leur chargement et en fonction de la profondeur. Numériquement comme expérimentalement, les déformations du pieu au-delà de 12 m de profondeur sont très faibles. Cela se traduit par des efforts de pointe quasiment nuls, et une reprise quasiment totale des efforts de tête par frottement latéral.

Une différence d'amplitude est néanmoins observée entre les déformations des pieux observées expérimentalement et obtenues numériquement. L'évolution des déformations numériques est quasi-linéaire avec la profondeur et leur amplitude en tête est environ deux fois plus faible qu'expérimentalement.

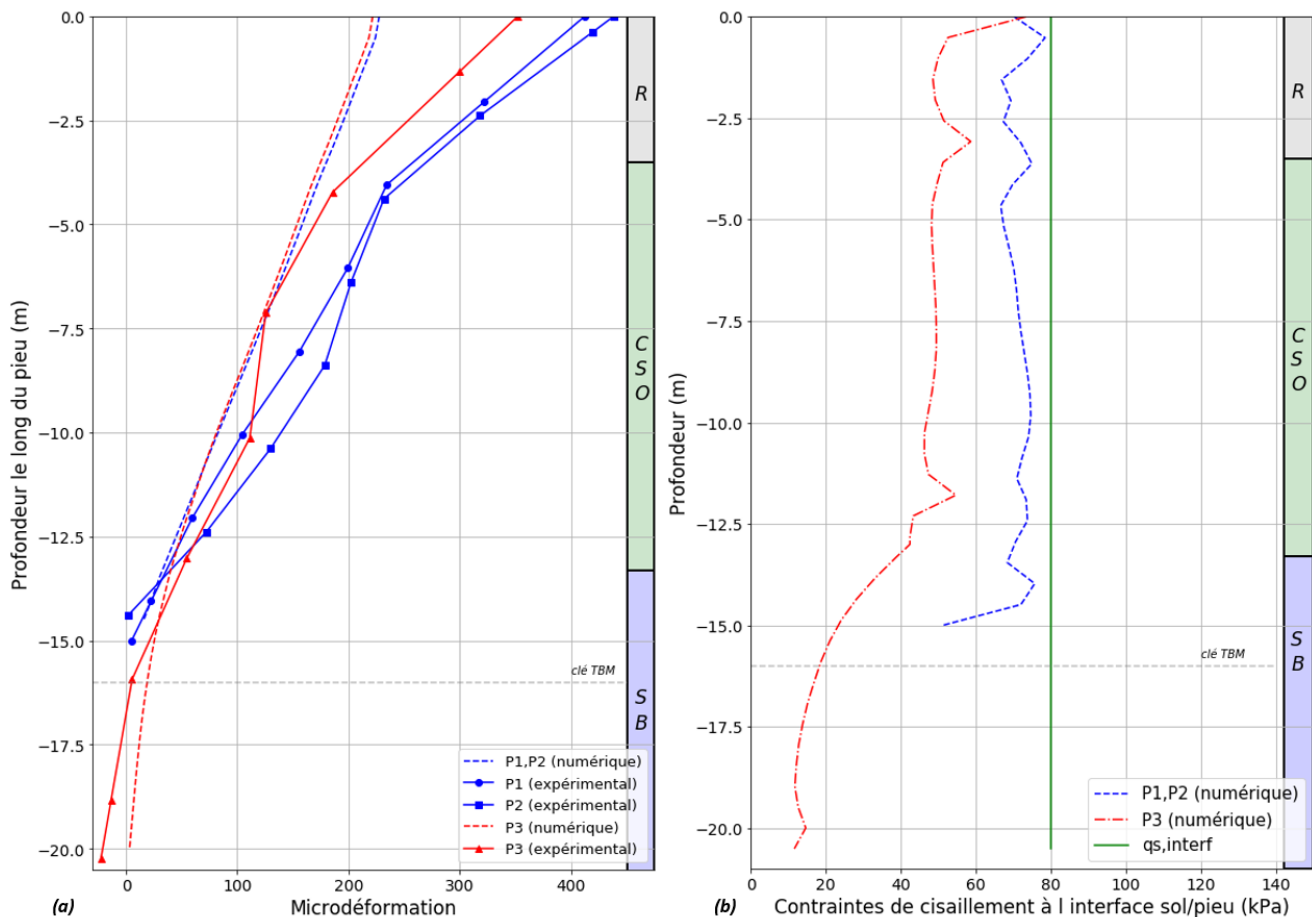


Figure 9-2 : (a) Déformations axiales moyennes expérimentales et numériques à la fin du chargement en fonction de la profondeur ; (b) Evolution numérique des contraintes de cisaillement à l'interface sol / pieu

9.1.3 Contraintes de cisaillement à l'interface sol / pieu

La Figure 9-2b présente l'évolution des contraintes de cisaillement à l'interface sol / pieu pour les trois pieux calculées avec le modèle numérique. Elles sont observées le long d'une ligne de coupe verticale à 5 mm des pieux (il a été vérifié que les contraintes de cisaillement à cette position sont similaires à celles strictement dans l'interface). L'interface utilisée n'ayant pas d'épaisseur, il est nécessaire de se placer au plus proche du pieu pour pouvoir observer son comportement.

Les contraintes de cisaillement sont relativement constantes sur toute la hauteur et diminuent en pointe du pieu P3 dans la couche des Sables de Beauchamp. Le frottement latéral unitaire limite retenu ($q_s = 80$ kPa) est également présenté sur le graphe. L'amplitude des contraintes de cisaillement est inférieure à q_s sur toute la hauteur des pieux, donc le critère de plasticité n'est pas atteint. Noter qu'un calcul a été réalisé avec $q_s = 200$ kPa et conduit aux mêmes résultats, ce qui confirme le fait que le critère ne soit pas atteint pour $q_s = 80$ kPa.

9.1.4 Effort axial

Les efforts axiaux dans les pieux sont obtenus par intégration des contraintes verticales à une profondeur donnée. La Figure 9-3 a montre que celles-ci sont constantes le long de coupes transversales au pieu. Il est donc cohérent de calculer l'effort axial à partir des contraintes verticales récupérées le long d'une ligne de coupe verticale dans l'axe du pieu.

L'évolution de l'effort axial numérique et expérimental le long des pieux à l'issue de leur chargement est donnée en Figure 9-3b. Pour les pieux P1 et P2 (courbes bleues) et P3 (courbes rouges), les résultats numériques sont très proches des résultats expérimentaux, tant en termes d'allure que d'amplitude des efforts. Le modèle numérique permet donc de reproduire correctement l'effort axial le long des pieux bien qu'il soit quelque peu surestimé pour le

pieux P3 dans les remblais et les calcaires de Saint-Ouen. Une étude paramétrique présentée dans le prochain paragraphe étudiera l'impact de la déformabilité des calcaires de Saint-Ouen sur la réponse de ce pieu.

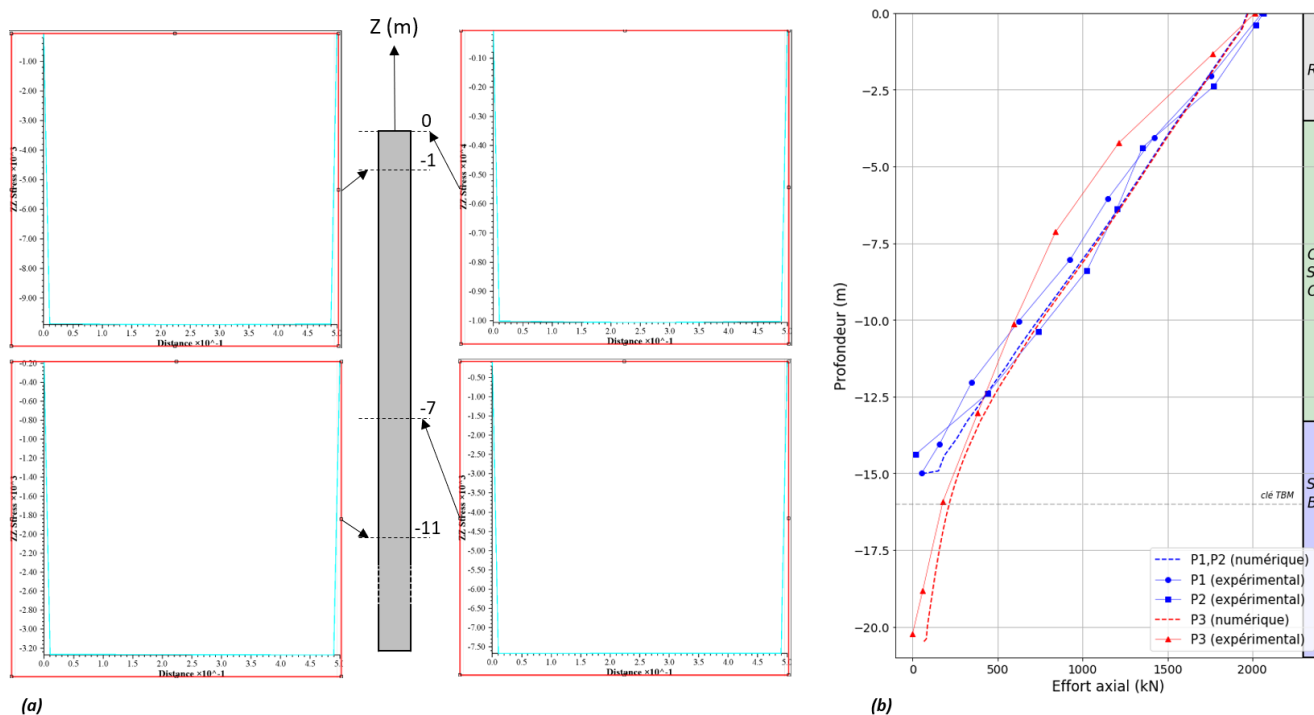


Figure 9-3 : (a) Evolution de σ_{zz} (en kPa) dans P3 le long de quatre lignes de coupe transversales ($z = \{0 \text{ m}, -1 \text{ m}, -7 \text{ m}, -11 \text{ m}\}$) ; (b) Effort axial numérique et expérimental le long des trois pieux

9.2 Etudes de sensibilité

9.2.1 Influence des rigidités d'interface k_n et k_s

Il n'y a pas de consensus quant au choix des paramètres de déformabilité d'interface (k_n , k_s).

Itasca préconise d'utiliser l'équation (9-1) avec les paramètres du matériau le plus rigide, soit le béton dans le cas d'une interface sol / pieu.

$$k_n = k_s = 10 \max \left[\frac{K + \frac{4}{3}G}{\Delta z_{min}} \right] \quad (9-1)$$

Avec K et G les modules d'élasticité et de cisaillement, respectivement ; et Δz_{min} la plus petite largeur d'une maille adjacente dans une direction normale à l'interface.

Ainsi, pour un module d'Young du béton égal à 46 GPa et un coefficient de Poisson de 0.25, les valeurs préconisées par Itasca sont de l'ordre de 10^9 kPa/m.

De Gennaro *et al.* (2005, 2008) ont étudié l'interaction sol / pieu sur le logiciel aux élément finis César-LCPC et ont modélisé l'interface à partir d'éléments de massif volumiques. Ils préconisent des coefficients de rigidité de l'ordre de 10^6 kPa/m.

En conséquence, une étude est menée pour juger de l'influence de cette hypothèse sur les résultats obtenus. Deux calculs sont donc comparés, l'un avec des coefficients de rigidité égaux à 10^9 kPa/m et l'autre avec des coefficients de rigidité égaux à 10^7 kPa/m. L'erreur entre ces deux modèles est calculée vis-à-vis : des contraintes de cisaillement à l'interface sol / pieu, du déplacement vertical de la tête du pieu, et de l'effort axial le long du pieu. Le Tableau 9-1 synthétise les différents temps de calculs et les erreurs relatives.

En prenant $k_n = k_s = 10^7$ kPa/m, le temps de calculs est divisé par presque 7 pour une erreur relative de l'ordre de 0.1 %. Par conséquent, cette valeur sera retenue pour le reste des calculs.

Tableau 9-1 : Tableau de synthèse de l'étude de l'influence des coefficients de rigidité d'interface sur la phase de chargement du pieu P3

Coefficients de rigidité d'interface (k_n et k_s)		10^9	10^7
Temps de calculs (hh:mm)	Phase 0.1	00:32	00:03
	Phase 0.2	03:22	00:25
	Phase 0.3	00:24	00:12
	Phase 0.4	05:35	00:48
Erreur relative des contraintes de cisaillement à l'interface sol / pieu par rapport au (k_n, k_s) le plus élevé (%)		0.0	< 0.01
Erreur relative du déplacement vertical de la tête du pieu par rapport au (k_n, k_s) le plus élevé (%)			
Erreur relative de l'effort axial le long du pieu par rapport au (k_n, k_s) le plus élevé (%)			
Erreur relative moyenne totale (%)			

9.2.2 Influence de la cohésion de la couche des Remblais

Aucun essai triaxial n'a été réalisé dans la couche des remblais. Une analyse globale des essais réalisés dans cette formation pour la ligne 16 a permis de retenir les caractéristiques suivantes : $c' = 0$ kPa et $\varphi = 28^\circ$ (Cahier B1 de la ligne 16 : mémoire de synthèse géologique, hydrogéologique et géotechnique). Néanmoins, ces valeurs présentent une incertitude non-négligeable et peuvent être remises en question dans le cadre de nos calculs, dont l'objectif n'est pas le même que celui du maître d'œuvre de la ligne 16. En effet, la description de la couche des remblais (§2.1.2) fait part d'un mélange de marnes argileuses, dont on peut légitimement considérer qu'elles ont une cohésion effective non nulle.

La valeur de la cohésion des remblais est alors augmentée dans le modèle numérique tout en gardant identique les valeurs des autres paramètres. La Figure 9-4a présente l'évolution de l'effort axial lors de la phase de chargement du pieu P3 avec $c_{\text{remblais}} = 80$ kPa (courbe rouge : modèle de référence) et avec $c_{\text{remblais}} = 0$ kPa (courbe bleue). La Figure 9-4b correspond à l'évolution des contraintes de cisaillement dans le sol à 5 mm de l'interface sol / pieu dans le deuxième cas. Ces courbes permettent de mettre en évidence le fait que le critère de plasticité est atteint dans la couche de remblais et non à l'interface remblais / pieu dans le cas où $c_{\text{remblais}} = 0$ kPa, ce qui est évident dans la mesure où la résistance au cisaillement des terrains est alors très faible à faible profondeur. Pour une valeur de cohésion de 80 kPa dans les remblais (ce qui conduit à l'absence de rupture dans les remblais et dans l'interface remblais / pieu, la distribution de l'effort axial obtenue numériquement est plus proche des résultats expérimentaux. C'est pourquoi $c_{\text{remblais}} = 80$ kPa est ensuite retenu pour l'ensemble des calculs.

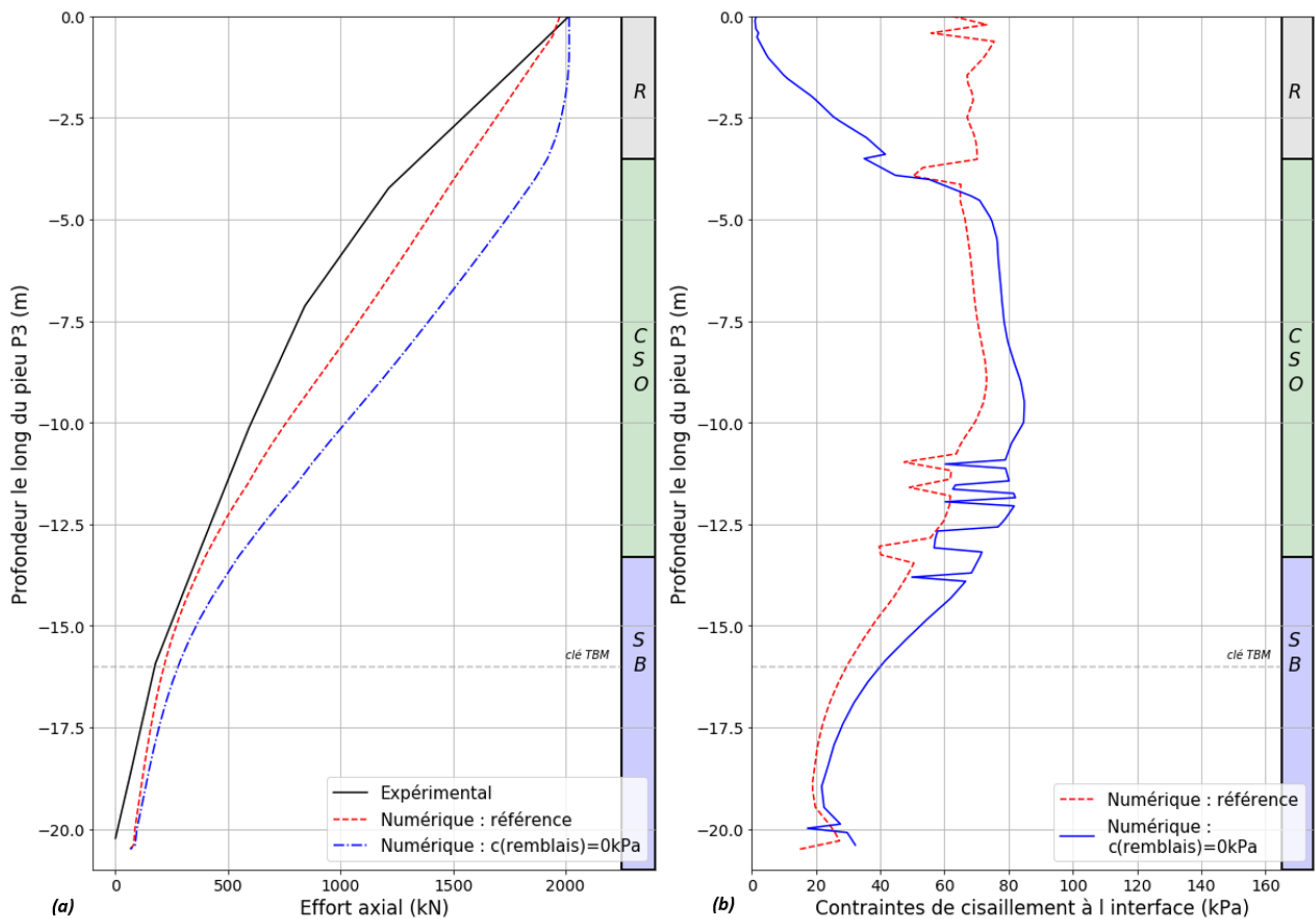


Figure 9-4 : Influence de la cohésion dans la couche des Remblais sur l'évolution de l'effort axial (a) et des contraintes de cisaillement dans le sol à 5 mm de l'interface (b)

9.2.3 Influence du q_s

Les valeurs du frottement latéral unitaire limite q_s à l'interface sol / pieu sont synthétisées dans le Tableau 8-2. Afin de comprendre son influence durant la phase de fonçage, il a été divisé par deux dans les couches des calcaires de Saint-Ouen et sables de Beauchamp : $q_{s,CSO} = q_{s,SB} = 40$ kPa.

La Figure 9-5 a permet de comparer les résultats expérimentaux et numériques de référence aux résultats numériques obtenus en prenant un frottement latéral unitaire limite de 40 kPa. L'évolution de l'effort axial dans les remblais est relativement identique au modèle numérique de référence. Dans les couches inférieures la pente est plus élevée que pour le modèle numérique de référence mais semble proche de la pente expérimentale entre les calcaires de Saint-Ouen à mi-couche et la pointe ; l'effort repris en pointe du pieu est d'environ 500 kN contre 70 kN et 0 kN, respectivement.

Par ailleurs, les Figure 9-5 b et Figure 9-5 c présentent les contraintes de cisaillement à l'interface sol / pieu pour les deux valeurs de q_s . Pour $q_s = 80$ kPa sur toute la hauteur, le critère de plasticité n'est jamais atteint alors que pour $q_{s,CSO} = q_{s,SB} = 40$ kPa, le critère de plasticité est atteint dans ces deux couches de sol.

Cette étude de sensibilité permet de montrer que lorsque le critère de plasticité est atteint à l'interface, l'évolution des efforts dans les pieux est fortement modifiée.

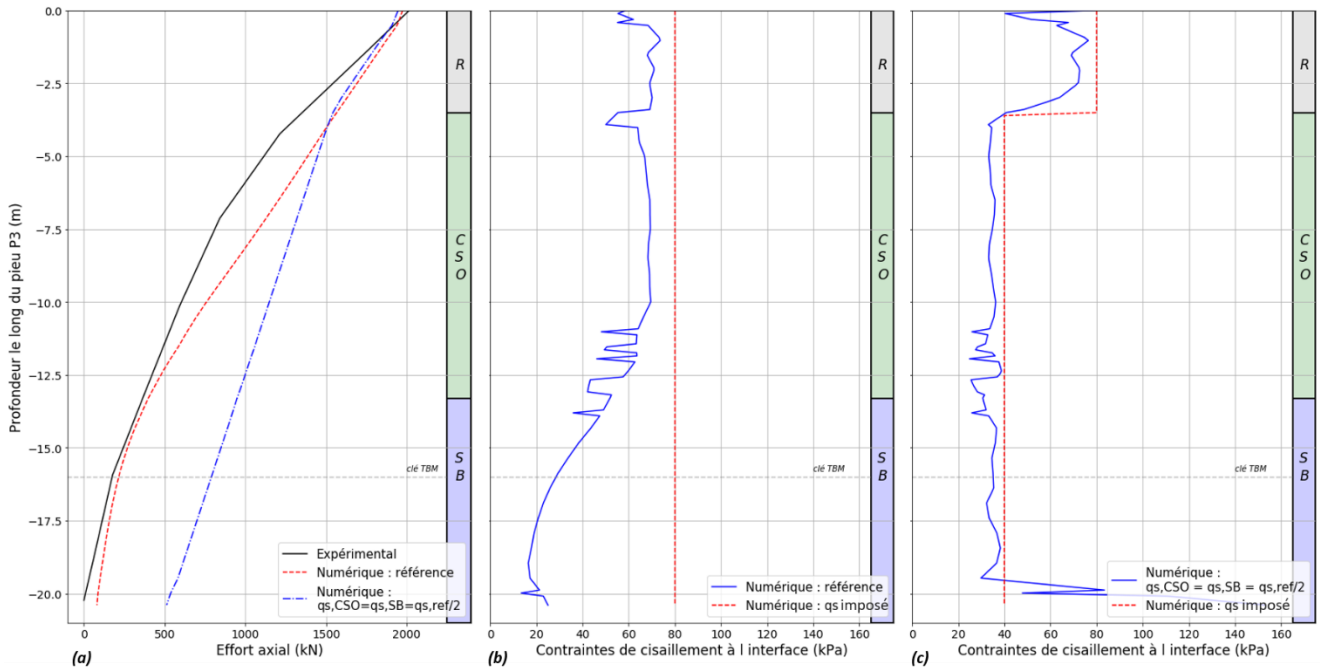


Figure 9-5 : Evolution de l'effort axial dans le pieu P3 (a) et des contraintes de cisaillement à l'interface sol / pieu pour différentes valeurs de q_s (b,c)

9.2.4 Influence du module de déformation des calcaires de Saint-Ouen

Comme expliqué dans le paragraphe §2.1.4, les valeurs des modules de déformation dans la couche des calcaires de Saint-Ouen présentent une certaine incertitude. Nous avons donc jugé nécessaire de comprendre l'influence de ce paramètre en modifiant la valeur de ce paramètre du modèle.

La Figure 9-6a présente l'évolution de l'effort axial le long du pieu pour différentes valeurs du module de déformation dans les calcaires de Saint-Ouen : $E_{50,ref}$, $E_{50,ref} / 2$ et $E_{50,ref} \times 2$. La modification du module dans la couche des calcaires de Saint-Ouen engendre une modification de la pente de l'effort axial dans cette couche. Plus la valeur du module est élevée, plus l'effort axial diminue rapidement avec la profondeur (pente plus faible sur cette figure).

La Figure 9-6b présente l'évolution des déplacements relatifs entre le pieu et le sol dans les deux cas. Ceux-ci sont toujours négatifs, donc quelle que soit la valeur du module de déformation, le pieu tasse plus que le sol.

Plus la couche de calcaire de Saint-Ouen est rigide, plus la déformation du pieu (générée par son chargement) est importante par rapport à celle du terrain, donc plus le déplacement relatif pieu / terrain est grand, conduisant à la mobilisation de davantage de frottement latéral, donc à une diminution plus rapide de l'effort axial dans le pieu avec la profondeur.

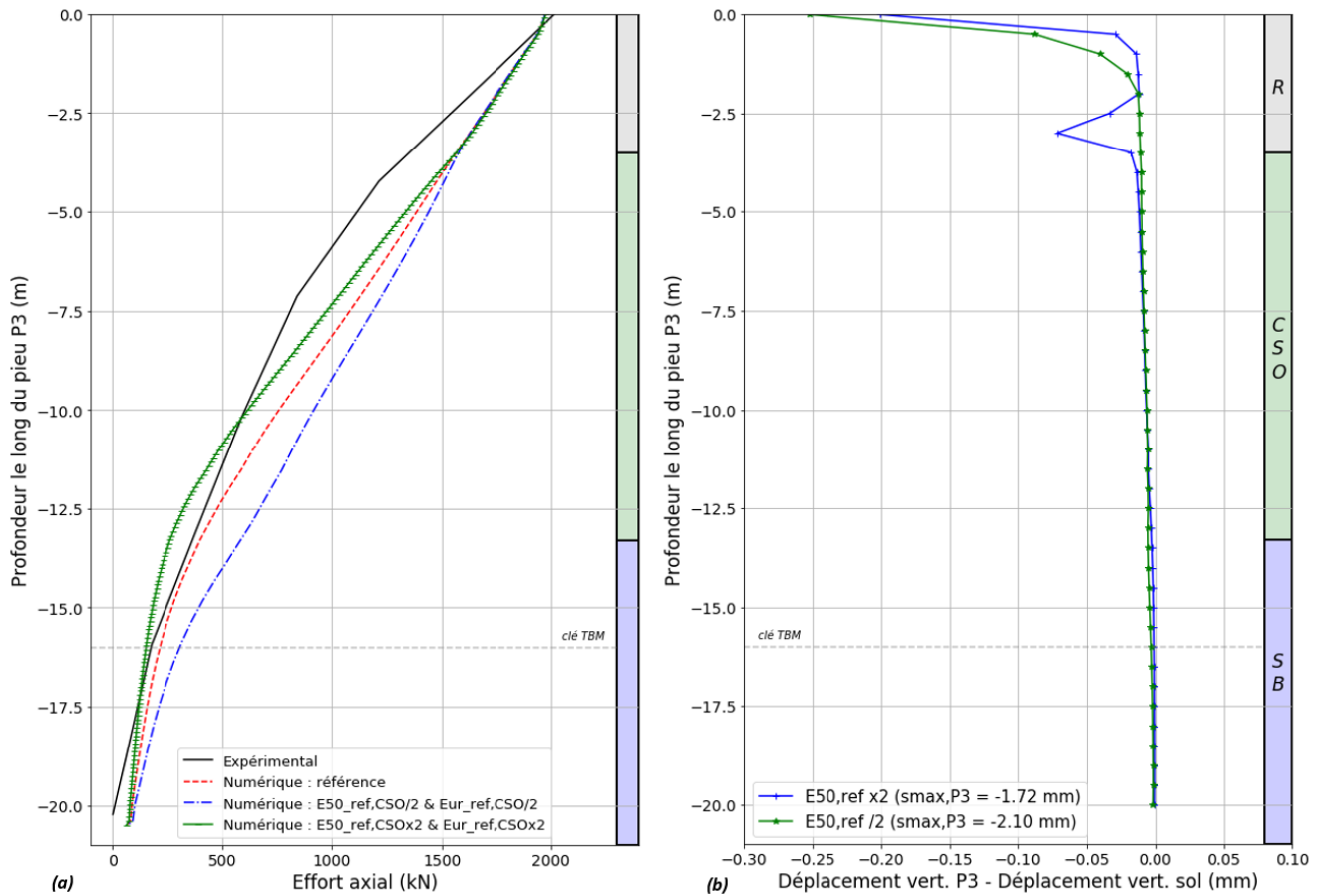


Figure 9-6 : Evolution de l'effort axial dans le pieu P3 (a) et des déplacements verticaux du pieu P3 et du sol avoisinant pour différents modules de déformation des calcaires de Saint-Ouen (b)

9.2.5 Moments dans les pieux

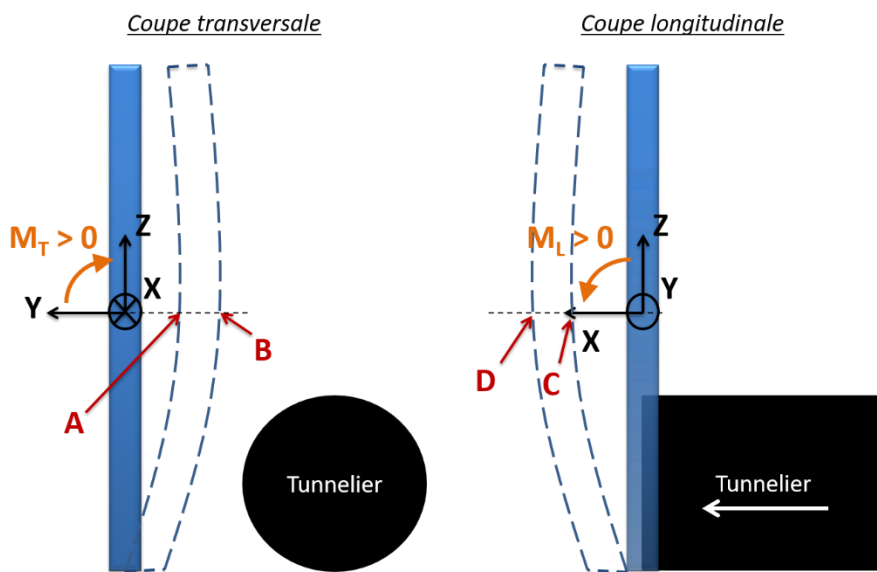
Afin d'obtenir les moments de flexion transversale et longitudinale numériques, les contraintes verticales (σ_{zz}) sont récupérées le long de quatre lignes de coupe (Figure 9-7) : deux dans le plan transversal (A, B) et deux dans le plan longitudinal (C, D). Les contraintes en fibres extrêmes issues de ces lignes de coupe ont permis de calculer les moments de flexion transversaux M_X et longitudinaux M_Y comme suit :

$$M_X = M_T = (\sigma_A - \sigma_B) \times \frac{l_z}{d} \quad ; \quad M_Y = M_L = (\sigma_C - \sigma_D) \times \frac{l_z}{d} \quad (9-2)$$

Les moments expérimentaux et numériques à l'issue du chargement sont présentés Figure 9-9 a&b. Numériquement, quelle que soit la direction, les moments sont nuls alors qu'expérimentalement, bien que leur amplitude reste faible (< 40 kN.m), les moments en tête des pieux sont non nuls dans les deux directions. Cette différence d'amplitude peut s'expliquer par un excentrement de la charge appliquée en tête des pieux.

Prenons l'exemple du pieu P3 : les moments expérimentaux longitudinaux et transversaux en surface valent 10 kN.m pour un effort appliqué en tête de 2015 kN, donnant un excentrement théorique d'environ 5 mm dans les deux directions. Néanmoins, en raison des singularités observées numériquement au niveau des nœuds, la répartition des efforts en tête d'un pieu numérique n'est pas la même que celle observée dans un pieu réel. A l'image de la Figure 9-3a pour un chargement centré, la Figure 9-8 présente l'évolution des contraintes verticales dans le pieu P3 à différentes hauteurs pour un chargement excentré. Les contraintes verticales constantes pour un chargement centré expliquent la nullité des moments (équation (9-2)). Dans le cas du chargement excentré, une évolution linéaire de ces contraintes verticales est observée, ce qui explique que le moment soit non nul.

Ainsi, en reprenant le calcul du chargement du pieu P3 et en excentrant la charge de 5 cm de l'axe du pieu dans les deux directions, les moments numériques observés se rapprochent très nettement des moments expérimentaux (Figure 9-9 c&d).



Nota : Calcul des moments fléchissants à partir des contraintes verticales (σ_{zz}) en A, B, C et D, avec la convention de signe de la mécanique des sols ($\sigma > 0$ en compression)

Figure 9-7 : Calcul des moments fléchissants ($\sigma > 0$ en compression)

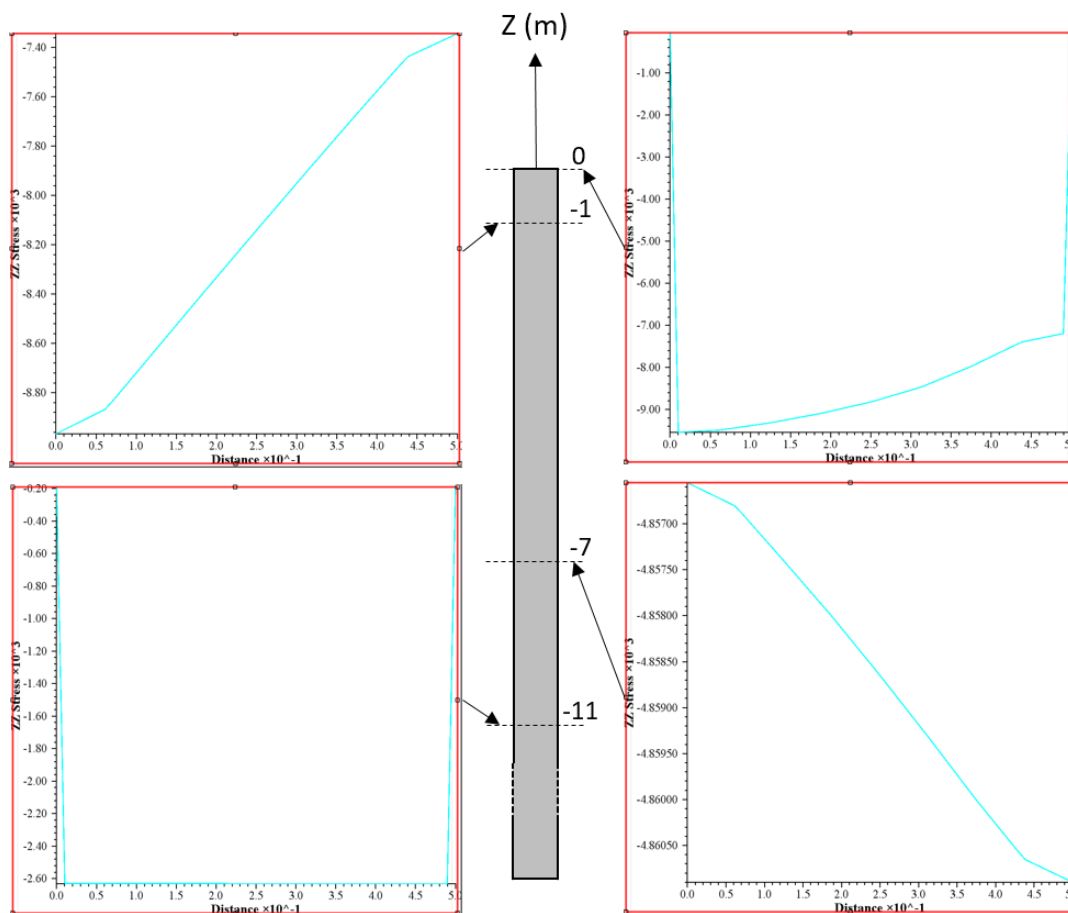


Figure 9-8 : Evolution des contraintes verticales dans P3 le long de quatre lignes de coupes transversales ($z = \{0 \text{ m}, -1 \text{ m}, -7 \text{ m}, -11 \text{ m}\}$) pour une charge excentrée

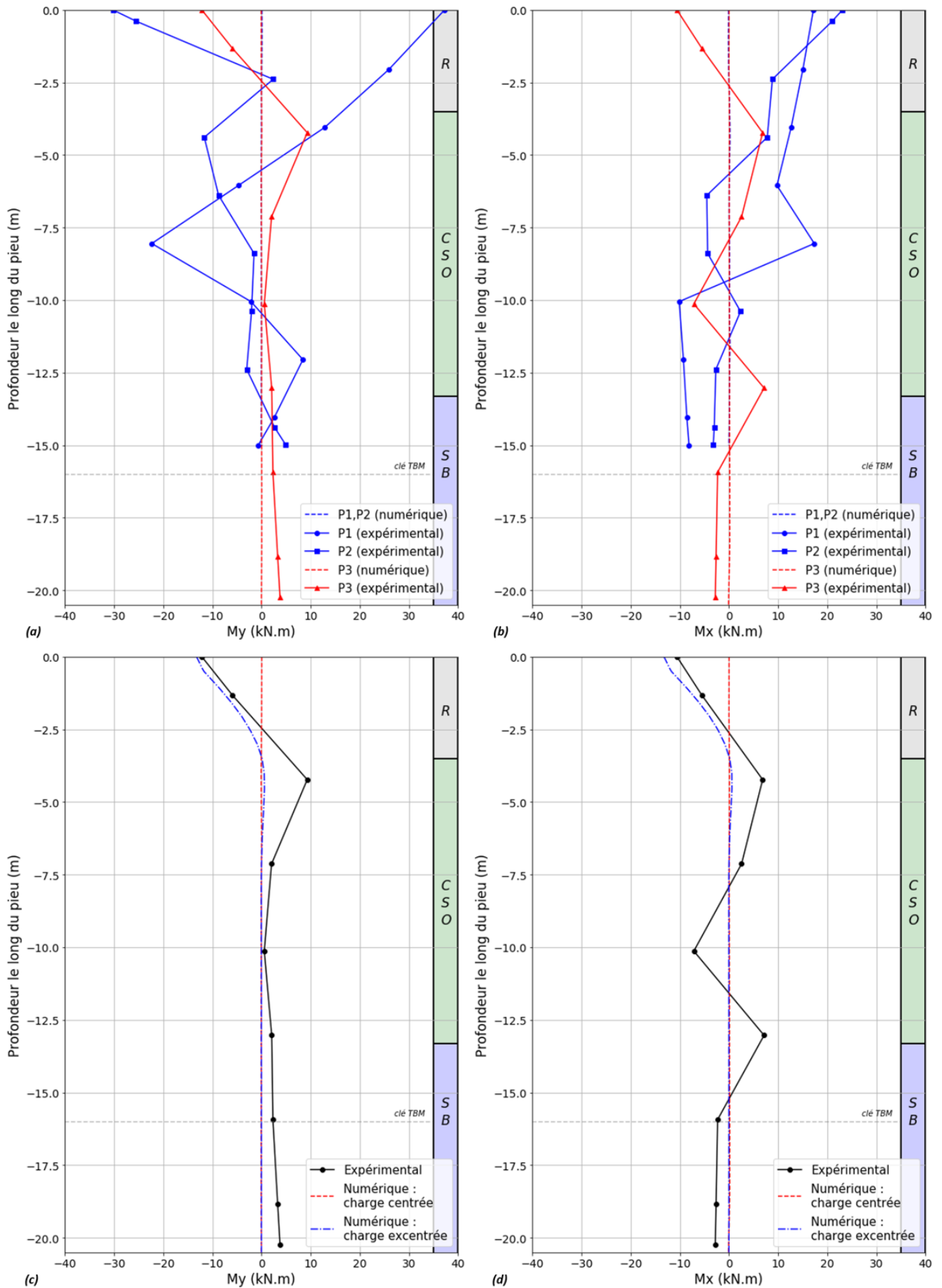


Figure 9-9 : Moments de flexion transversaux (a) et longitudinaux (b) le long des 3 pieux ; Comparaison des moments avec charge centrée / excentrée le long du pieu P3 dans les directions transversale (c) et longitudinale (d)

9.3 Synthèse des résultats obtenus lors des calculs préliminaires et lors du chargement des pieux

Les calculs préliminaires décrits au chapitre précédent et ceux consacrés au chargement des pieux permettent d'apporter plusieurs éclairages intéressants, nécessaires avant l'étude de l'interaction tunnelier / terrain / pieu. En particulier, sur le plan purement numérique, il est nécessaire de rappeler que :

- Le maillage réalisé, comportant 1.5 millions de zones, structuré au voisinage des pieux et du tunnel, non-structuré dans le reste du volume de terrain, avec des zones de $0.05D$ le long du tunnel et verticalement le long des pieux, et $0.005D$ sur le diamètre des pieux (avec D le diamètre du tunnel) est suffisant pour limiter l'erreur de maillage à quelques pour cents ;
- Compte-tenu du faible volume du pieu par rapport au volume total du modèle, une recherche d'équilibre en toute zone via la fonction « ratio-local » de Flac3D est préférable à une approche « globale », mais que cette valeur de « ratio » peut être choisie assez élevée : les calculs réalisés avec une tolérance fixée à 10^{-3} donnent des résultats très proches de ceux obtenus pour une tolérance de 10^{-5} , en réduisant par contre fortement les temps de calcul ;
- Les rigidités normales (k_n) et tangentielles (k_s) de l'interface terrain / pieu n'ont pas d'influence significative sur la réponse des pieux à leur chargement (ni en termes de tassement de la tête, ni en termes de distribution des efforts axiaux). Par contre, réduire ces valeurs (de 10^9 kPa/m à 10^7 kPa/m dans le cas présent) permet de réduire fortement les temps de calcul (divisés par quatre ici) ;

La confrontation des résultats du modèle numérique avec les résultats expérimentaux obtenus lors du chargement des trois pieux montre que :

- La réponse des pieux est correctement reproduite avec les hypothèses « de référence » (en particulier un frottement latéral maximal q_s de 80 kPa sur toute la hauteur des pieux), tant en termes d'amplitude des tassements en tête, que de distribution des efforts axiaux. En particulier, les efforts exercés en tête sont quasiment totalement repris par frottement latéral, ce dernier étant mobilisé par la déformation axiale des pieux ;
- Le frottement latéral mobilisé sur la hauteur des pieux n'excède pas 80 kPa : en conséquence, retenir 80 kPa sur la totalité de la hauteur du pieu conduit à ne pas atteindre le critère de plasticité. Noter également sur ce point que pour obtenir un bon accord avec les résultats expérimentaux, il est nécessaire de considérer une cohésion suffisante dans la couche de remblai de manière à ce que la résistance au cisaillement mobilisable au droit de l'interface remblai / pieu et à son voisinage soit bien de l'ordre de 60 à 80 kPa ;
- Modifier la rigidité des calcaires de Saint-Ouen (terrain rencontré sur environ la moitié supérieure du pieu P3) a un effet non négligeable mais modéré sur la réponse du pieu au chargement : multiplier (respectivement diviser) ses modules E_{50} et E_{ur} par deux diminue (respectivement augmente) le tassement en tête de 15 % et augmente (respectivement diminue) le frottement latéral mobilisé à l'interface terrain / pieu du même ordre de grandeur (ce dernier augmentant car le déplacement relatif du pieu par rapport au terrain augmente quand le terrain est plus rigide).

10 MODELISATION NUMERIQUE DU CREUSEMENT AU TUNNELIER EN PRESENCE D'UN PIEU

10.1 Comparaison des résultats du modèle numérique de creusement en terrain vierge aux résultats expérimentaux

10.1.1 Déplacements verticaux du sol en surface

Dans ce paragraphe, les déplacements verticaux du sol en surface sont étudiés dans les directions longitudinale et transversale.

La Figure 10-1 a présente les profils longitudinaux expérimentaux de l'ensemble des cibles topographiques situées au-dessus de l'axe du tunnel (Figure 2-3) et les compare aux résultats du modèle numérique de référence en terrain vierge. L'analyse des tassements finaux le long de la ligne SMRL permet de distinguer deux zones aux cinématiques différentes, délimitées par les trois courbes expérimentales représentées sur la Figure 10-1 b. Ces courbes sont représentatives des tassements des zones Nord et Sud présentées dans le paragraphe §5.1.

Notons que ces déplacements sont regardés numériquement à la dernière phase de calculs ($x = 130$ m), afin de pouvoir présenter leur évolution sur une distance d'avancement du tunnelier de 10D ($[-8D ; 2D]$) en évitant les effets de bords.

L'allure des cuvettes longitudinales de tassements présente un bon accord numérique / expérimental : les déplacements sont nuls au-delà d'un diamètre à l'avant du front de taille, puis l'amplitude des tassements augmente pour se stabiliser quelques diamètres à l'arrière de la jupe. Néanmoins, quelques différences d'amplitudes sont à relever :

- ❖ Au passage du front de taille, les amplitudes de tassement sont de l'ordre de 2 mm, alors qu'expérimentalement elles sont comprises entre 0 et 0.8 mm ;
- ❖ Après le passage de la roue de coupe, les tassements se stabilisent à environ 4D derrière le front de taille dans le modèle numérique, sachant qu'à $X_{st} = -2$ ils ont atteint presque 90% du tassement final. Expérimentalement, la stabilisation des tassements se fait plus tardivement : entre 6 et 8D à l'arrière du front de taille. Rappelons que cette stabilisation des tassements est cohérente avec celle observée lors du creusement du tramway T6 dans des conditions géométriques, géologiques et géotechniques relativement similaires (analyse détaillée au §5.1) ;
- ❖ Le modèle numérique présente un tassement final d'environ 7.4 mm alors qu'expérimentalement, l'amplitude des tassements finaux est comprise entre 8.1 et 11.8 mm.

Les cuvettes numériques et expérimentales de tassements adimensionnalisées sont présentées en Figure 10-2 pour deux distances au front (X_{st}) différentes : 0D et -4D numériquement, -2D et -9D expérimentalement. On observe un très bon accord numérique / expérimental. Tout d'abord, les cuvettes peuvent être approximées par des courbes gaussiennes dans les deux cas, et dont les paramètres sont donnés dans le Tableau 10-1. De plus, la mise en forme adimensionnelle des cuvettes permet de montrer que, numériquement comme expérimentalement, l'extension transversale reste identique quelle que soit la distance au front considérée ($0.95 < I_Y < 1$). Le léger excentrement des cuvettes expérimentales n'est pas reproduit par le modèle numérique ; les confrontations présentées dans le paragraphe §5.2 ne permettent pas de mettre en évidence le caractère récurrent de cette observation sur des chantiers similaires.

En conclusion, le modèle numérique de référence modélise relativement bien les déplacements verticaux en surface observés expérimentalement dans les directions longitudinale et transversale.

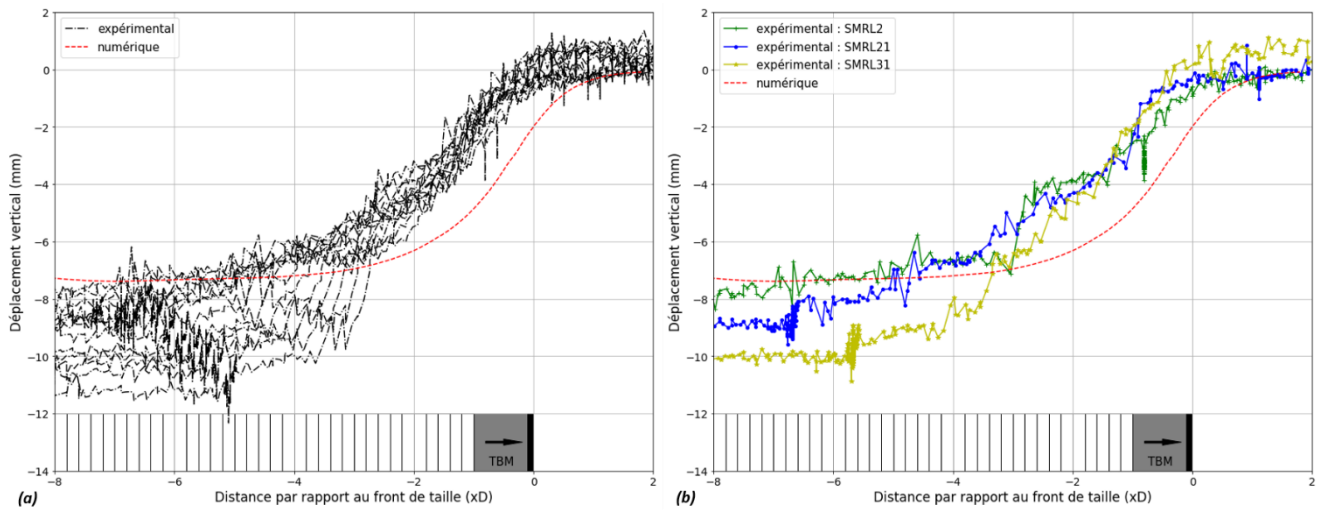


Figure 10-1 : Cuvettes longitudinales de tassements du sol en surface numérique et expérimentales avec (a) toutes les cibles topographiques et (b) quelques cibles topographiques caractéristiques

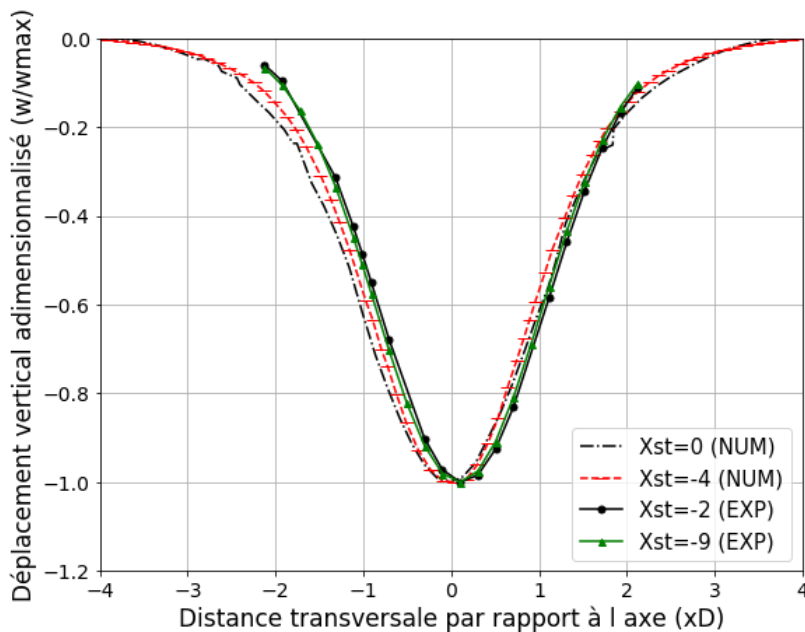


Figure 10-2 : Cuvettes transversales de tassements numériques et expérimentales adimensionnalisées et pour différents Xst

Tableau 10-1 : Synthèse des paramètres numériques et expérimentaux des gaussiennes

	X_{st} (x/D)	$U_{s,max}$ (mm)	I_Y (-)	α_y (-)
Exp	-2	-4.0	0.95	0.13
	-9	-8.4	0.95	0.09
Num	0	-2.05	1.05	0
	-4	7.4	1	0

10.1.2 Déplacements verticaux du sol en profondeur

La Figure 10-3 présente les profils longitudinaux de tassements au-dessus de l'axe du tunnel à différentes profondeurs (-3 m, -6 m, -15 m) mesurés expérimentalement et calculés numériquement. Les résultats expérimentaux sont issus de l'extensomètre E4 (seul extensomètre positionné dans l'axe), situé au niveau de la section de mesures renforcées Sud.

A 3 m de profondeur, le modèle numérique a tendance à sous-estimer les déplacements verticaux (7.6 mm au final, au lieu de 11.6 mm). A 6 m de profondeur, les amplitudes des tassements numériques et expérimentaux sont par contre similaires : ils atteignent 7 à 8 mm après passage du tunnelier.

L'écart entre numérique et expérimental est significativement plus important à 15 m de profondeur. Les tassements finaux sont de l'ordre de 10 mm dans le modèle numérique, alors qu'ils étaient presque nuls expérimentalement.

(1.3 mm). La phase de bourrage du vide annulaire, conduisant à un refoulement radial en paroi est par conséquent largement sous-estimée dans le modèle numérique.

Comme en surface, on observe que les tassements donnés par le modèle numérique se produisent à une distance plus faible du front qu'expérimentalement, quelle que soit la profondeur du point considéré.

Par ailleurs, numériquement les tassements augmentent avec la profondeur, alors qu'expérimentalement on observe la tendance inverse. Comme indiqué dans le §5.2.2, il semble que les phénomènes de refoulement liés aux pics de pressions de bourrage aient une influence importante sur ces profils, ces derniers n'étant pas pris en compte dans notre modélisation en régime stationnaire.

La Figure 10-4 permet de comparer également les déplacements verticaux du terrain aux positions des extensomètres situés respectivement à 0.7D et 1D transversalement de l'axe du tunnel. Un bon accord expérimental / numérique est observé en ces positions :

- tout au long du passage du tunnelier, l'amplitude des déplacements est quasiment identique sur l'épaisseur de couverture,
- ces amplitudes sont en bon accord avec les résultats expérimentaux :
 - ❖ Pour $Y_{st} = 0.7D$: le modèle numérique met en avant 6 mm de tassements dans la couverture et 0 mm sous la clé du tunnel, contre 7 mm et 1 à 2 mm respectivement lors de l'expérimentation TULIP ;
 - ❖ Pour $Y_{st} = 1D$: on observe 4 mm de tassements dans la couverture et 0 mm sous la clé du tunnel, alors qu'expérimentalement ces déplacements sont de l'ordre de 5 mm et 2 mm respectivement.

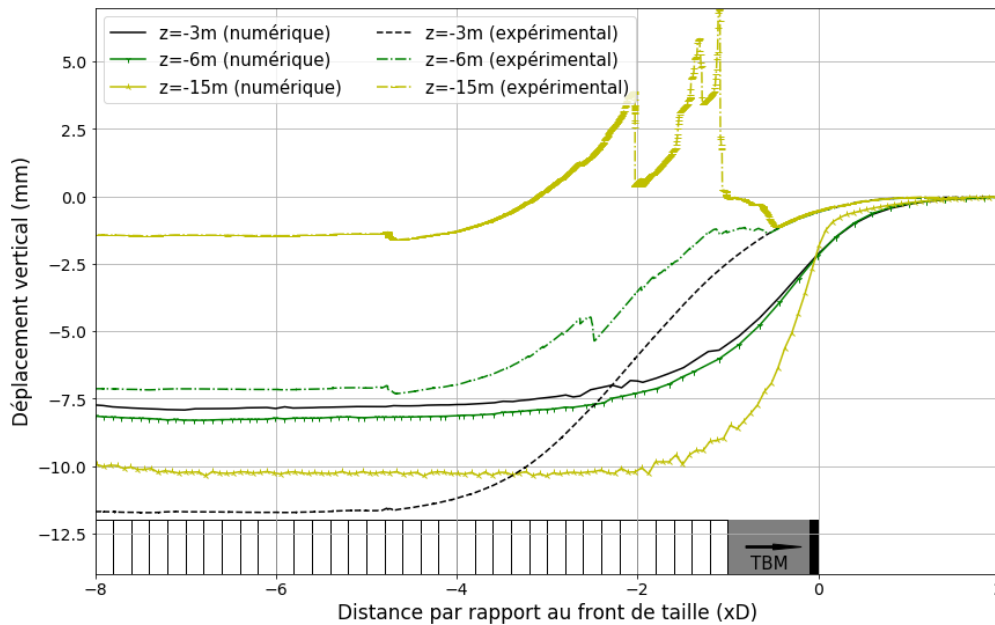


Figure 10-3 : Cuvettes longitudinales de tassements du sol en profondeur numériques et expérimentales

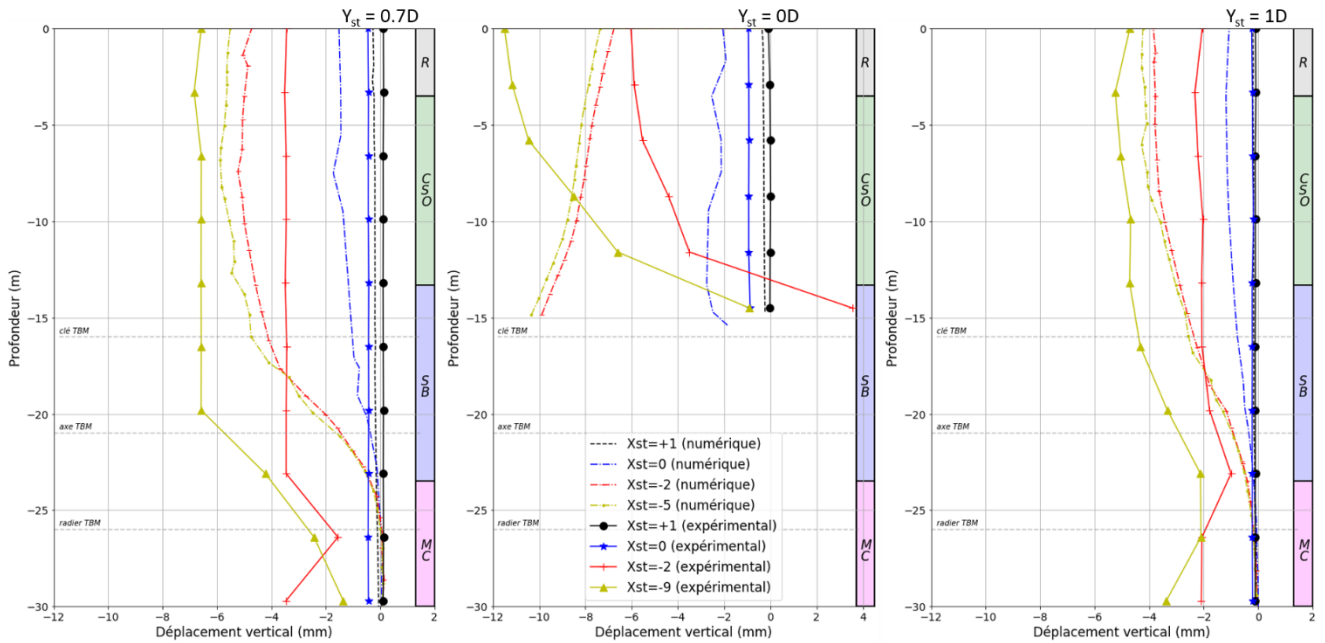


Figure 10-4 : Déplacements verticaux numériques et expérimentaux en profondeur

10.1.3 Déplacements horizontaux transversaux

Les déplacements horizontaux transversaux numériques et expérimentaux du sol en surface sont présentés en Figure 10-5. Tout d'abord, les allures et tendances des courbes montrent un bon accord numérique / expérimental. Dans les deux cas, les déplacements convergent vers la projection en surface de l'axe du tunnel, et les déplacements sont maximaux à une distance transversale $Y \approx Y_I$ (point d'inflexion donné dans le paragraphe 10.1.1). L'amplitude de ces déplacements est de l'ordre de 4 mm expérimentalement contre 3 mm numériquement. Par ailleurs, l'extension transversale est comprise entre $-3D$ et $+3D$, signifiant que les points qui se déplacent verticalement se déplacent aussi horizontalement dans la direction transversale.

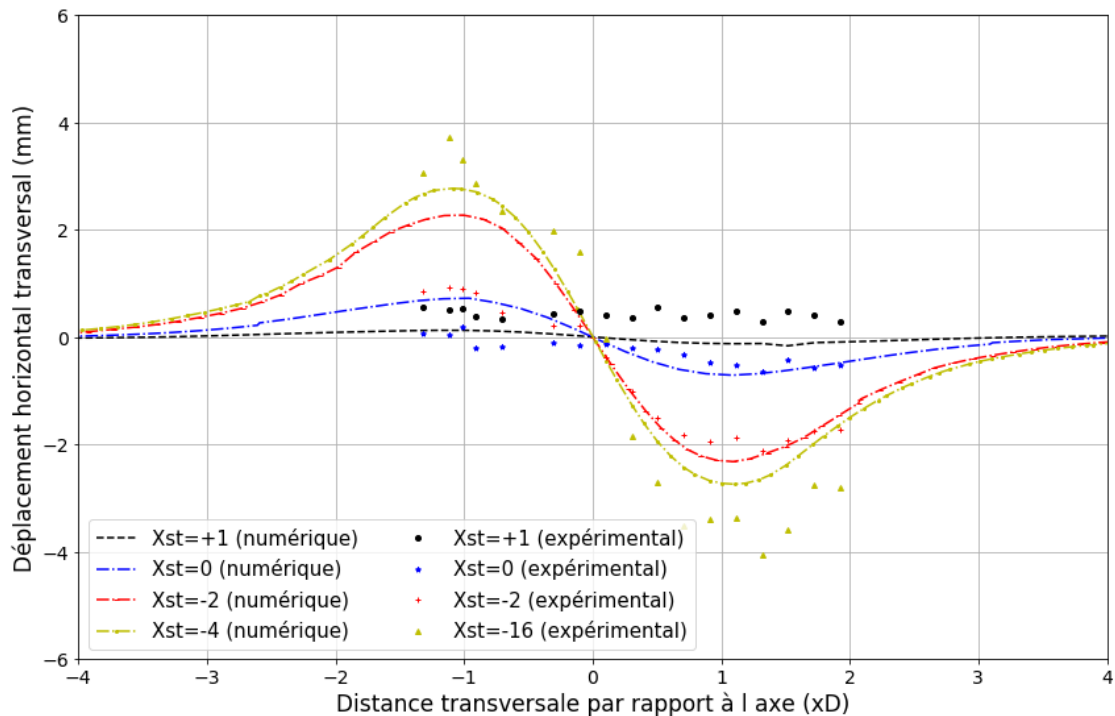


Figure 10-5 : Déplacements horizontaux transversaux numériques et expérimentaux du sol en surface

La Figure 10-6 montre les déplacements horizontaux transversaux obtenus en profondeur à différentes distances transversales par rapport à l'axe du tunnel. De la même manière qu'en surface, le modèle numérique reproduit bien l'allure et la tendance des déplacements horizontaux transversaux expérimentaux observés en profondeur grâce aux inclinomètres latéraux : ces déplacements deviennent significatifs à partir du radier, sont maximaux à hauteur de l'axe du tunnel puis conservent une valeur presque constante sur toute l'épaisseur de la couverture. Néanmoins, le modèle numérique minimise l'amplitude des déplacements : 2.5 mm à hauteur d'axe contre 3.5 mm expérimentalement pour une ligne de coupe positionnée à $Y_{st} = 0.7D$ (comparée à I3) et 1 mm contre 3 mm pour une ligne de coupe positionnée à $Y_{st} = 1D$ (comparée à I1).

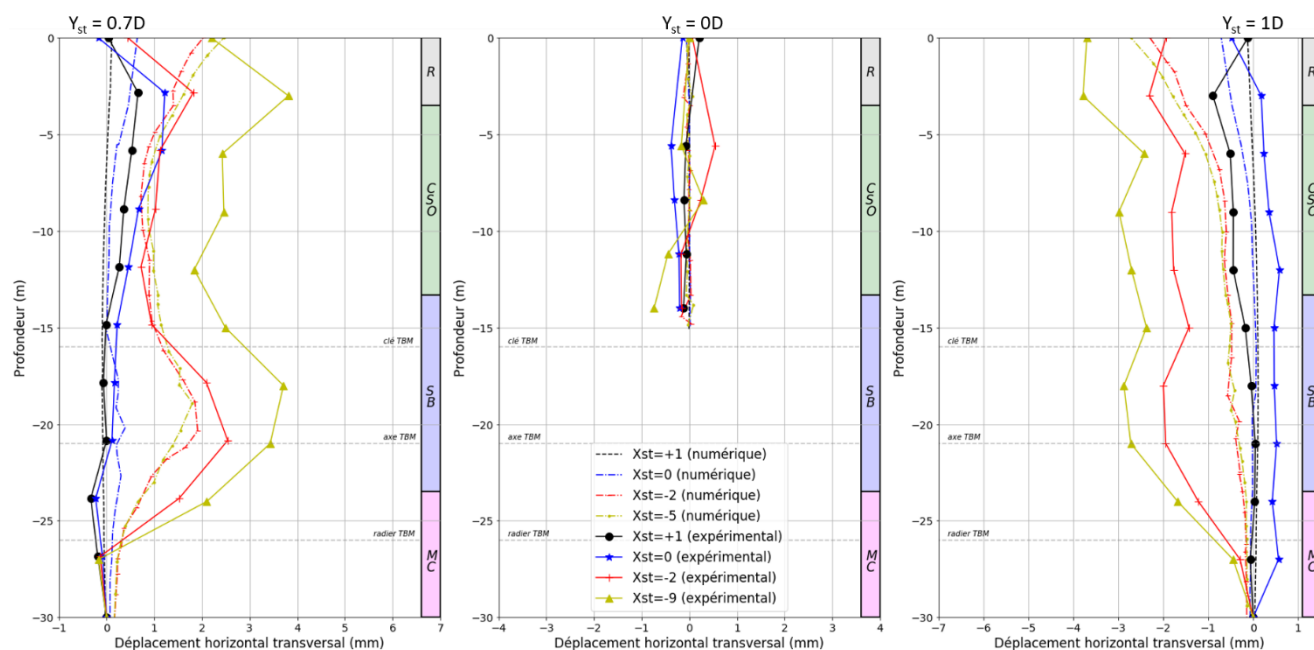


Figure 10-6 : Déplacements horizontaux transversaux numériques et expérimentaux en profondeur

10.1.4 Déplacements horizontaux longitudinaux

La Figure 10-7 permet une comparaison numérique / expérimentale des déplacements horizontaux longitudinaux du terrain en surface. Notons tout d'abord que ceux-ci sont faibles (+/-2 mm), expérimentalement comme numériquement. A l'avant du front de taille, le terrain en surface se déplace vers l'arrière (dans la direction opposée au creusement) numériquement alors qu'expérimentalement ces déplacements sont nuls. Entre 0D et 2D à l'arrière du front de taille, le terrain se déplace de 2 mm vers l'avant numériquement alors qu'expérimentalement on observe l'inverse. L'amplitude finale de ces déplacements horizontaux longitudinaux atteint 3 mm numériquement ($X_{st} = -4$) alors qu'expérimentalement, le terrain se retrouve quasiment dans la même position qu'à l'état initial. De manière générale et à la différence d'amplitude près, le sol se comporte de la même manière dans les deux cas : déplacements vers l'arrière puis vers l'avant. Or, comme on a pu l'observer pour les déplacements verticaux, le modèle numérique a tendance à anticiper l'évolution des déplacements. En effet, le déplacement du sol en surface vers l'arrière a lieu numériquement entre 0D et 1D alors qu'il apparaît expérimentalement entre 0D et 2D.

La Figure 10-8 présente les résultats numériques et expérimentaux de ces déplacements longitudinaux en profondeur et à différentes distances du front de taille (X_{st}). Numériquement, le sol situé dans la couverture se comporte comme le sol en surface : l'amplitude des déplacements augmente à mesure que le tunnelier avance, alors que sur la hauteur du tunnel le sol se déplace faiblement (< 1 mm) dans le sens inverse au creusement. Cette dernière observation est également constatée pour le sol situé dans l'axe juste au-dessus de la clé (graphe central, $Y_{st} = 0D$). Expérimentalement, les mesures proviennent des inclinomètres positionnés en section de mesures renforcées Nord. Leur analyse n'est pas évidente en raison des faibles amplitudes de déplacements, qui restent du même ordre de grandeur sur toute la hauteur.

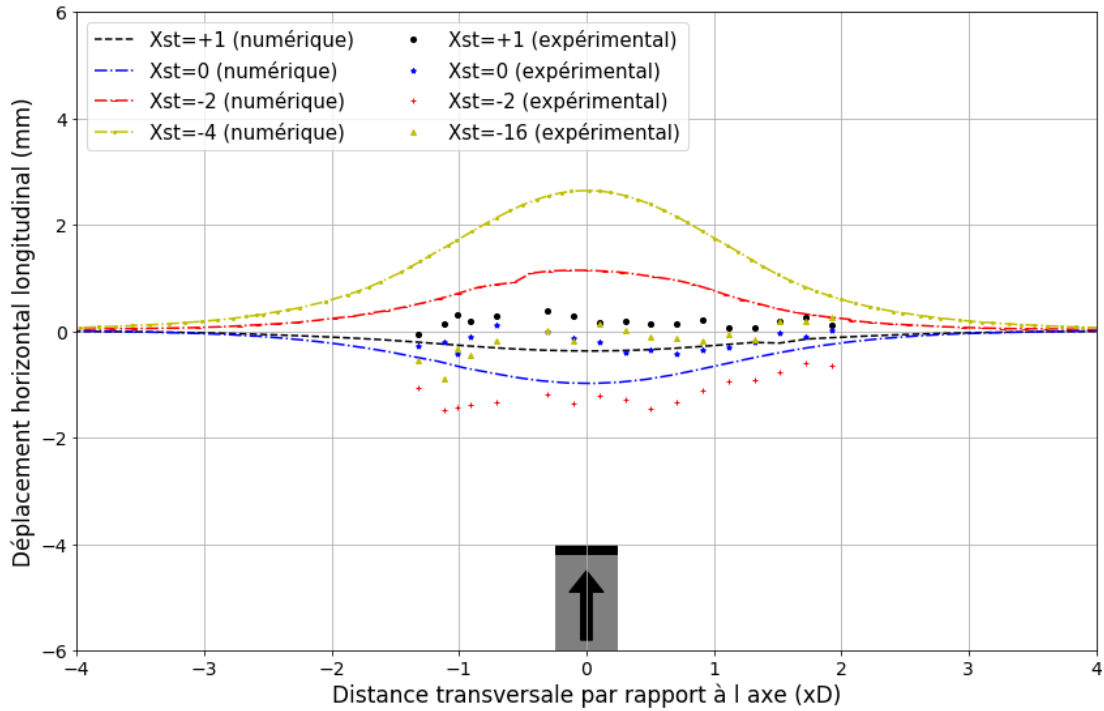


Figure 10-7 : Déplacements horizontaux longitudinaux numériques et expérimentaux du sol en surface

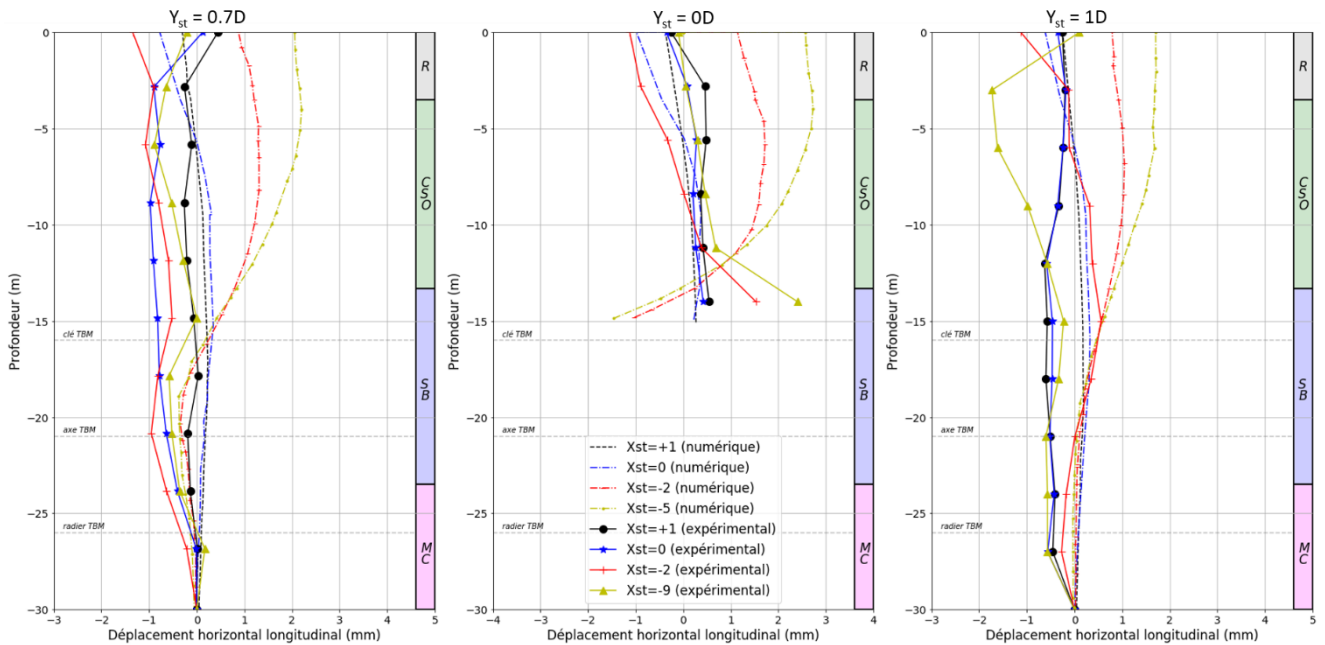


Figure 10-8 : Déplacements horizontaux longitudinaux numériques et expérimentaux en profondeur

10.2 Comparaison des résultats du modèle numérique de l'interaction tunnelier / sol / pieu aux résultats expérimentaux

Les résultats du modèle numérique relatifs au creusement au tunnelier en présence de pieux sont analysés dans les paragraphes suivants, à travers : les déplacements verticaux des pieux dans les directions longitudinale et transversale, les efforts axiaux et moments de flexion dans les trois pieux (P1, P2 et P3).

On note X_{pt} la distance entre le front de taille et le pieu en question : elle est positive lorsque le pieu est devant le front et négative lorsqu'il est situé à l'arrière.

10.2.1 Profils longitudinaux de tassements de la tête des pieux

Les résultats du modèle numérique de référence (points noirs) sont comparés aux résultats expérimentaux (points de couleur) en Figure 10-9 vis-à-vis des profils longitudinaux de tassements en tête de chacun des pieux et du sol à la même position en terrain vierge. Les résultats expérimentaux sont repris de la Figure 6-1 présentée dans le paragraphe §6.1.1 relatif à l'analyse de la réponse des pieux au creusement. Notons que les courbes numériques de tassement du sol présentent des fluctuations en raison de l'interpolation des nœuds en surface (le maillage ne possède pas de ligne en $Y = 0.7D$ et $Y = 1D$).

Tout d'abord, expérimentalement et numériquement, en tête des pieux comme en surface du terrain, les tassements induits à l'avant du front de taille sont très faibles (< 1 mm). Au passage du front de taille, le modèle numérique présente un tassement d'environ 5 mm, 2.5 mm et 1 mm en tête des pieux P1, P2 et P3 respectivement ; alors qu'expérimentalement, ces tassements sont inférieurs à 1 mm. Ces tassements (en tête des pieux et du terrain) ont tendance à se stabiliser plus près du front dans le modèle numérique (2 à 3D à l'arrière du front) qu'expérimentalement (6 à 8D à l'arrière du front). Cela pourrait conduire à remettre en cause l'hypothèse d'un comportement drainé effectuée, remise en cause également motivée par les variations de pressions interstitielles significatives constatées expérimentalement (§5.5) mais pas totalement expliquées par manque de mesures. Notons également que l'accord entre les profils longitudinaux de tassements des têtes de pieux mesurés et calculés numériquement est moins bon pour les pieux P1 et P2 que pour le pieu P3, en raison en partie de la baisse de pression frontale exercée par le tunnelier pendant environ 1h à proximité du pieu P1 et conduisant à la perte du régime permanent (§4.1.1). L'influence de la pression frontale sera étudiée dans le paragraphe §11.1.1.

Afin de vérifier si ces tendances numériques sont cohérentes avec les zones d'influence issues de la littérature et décrites dans le paragraphe §1.4, les rapports entre les tassements maximaux en tête du pieu et ceux du sol à proximité ont été calculés. Les résultats obtenus sont présentés dans le Tableau 10-2. Ils montrent un bon accord entre expérimentation et modèle numérique.

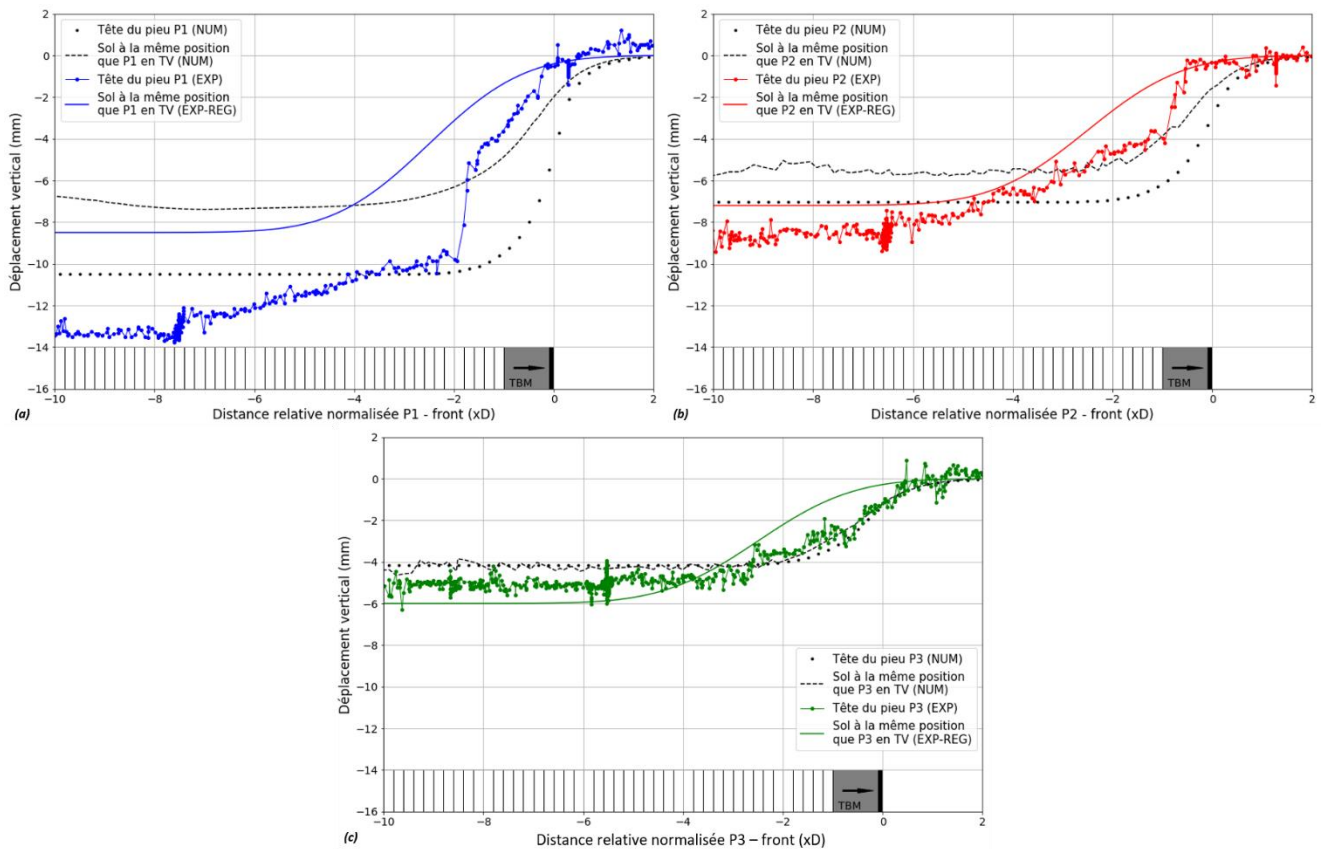


Figure 10-9 : Profils longitudinaux numériques et expérimentaux du tassement de la tête des pieux et comparaison avec la cuvette de tassement du terrain à la même position

Tableau 10-2 : Synthèse des valeurs de tassements des pieux et du sol (numérique et expérimental)

Pieux	S_p (mm)	S_g (mm)	R (-)
P1 (num)	10.5	7.5	1.4
P1 (exp)	14	8.8	1.6
P2 (num)	7	5.7	1.2
P2 (exp)	9.5	7.3	1.3
P3 (num)	4.3	4.4	1
P3 (exp)	5.4	6	0.9

10.2.2 Influence de la présence d'un pieu sur la cuvette transversale de tassement du terrain

La Figure 10-10 permet de comparer les profils transversaux des déplacements verticaux finaux en présence d'un pieu à la cuvette finale de tassements en terrain vierge. Notons que les profils transversaux sont récupérés à partir de chaque modèle numérique dans une section transversale passant par le pieu en question. Les données récupérées expérimentalement ne permettent pas de tracer ces profils puisqu'aucune section de mesures renforcées dans la direction transversale n'est positionnée au niveau des pieux (§0).

La figure permet de constater que le pieu P3 (courbe rouge) n'influence ni l'allure ni l'amplitude du profil, alors que le pieu P2 (courbe bleue) influence légèrement l'allure de celui-ci : un léger excentrement est observé par rapport à la cuvette transversale de tassements en terrain vierge. Enfin, la courbe noire montre que le pieu P1 influence l'amplitude mais aussi l'allure du profil transversal sur une distance de +/- 0.5D de l'axe du pieu.

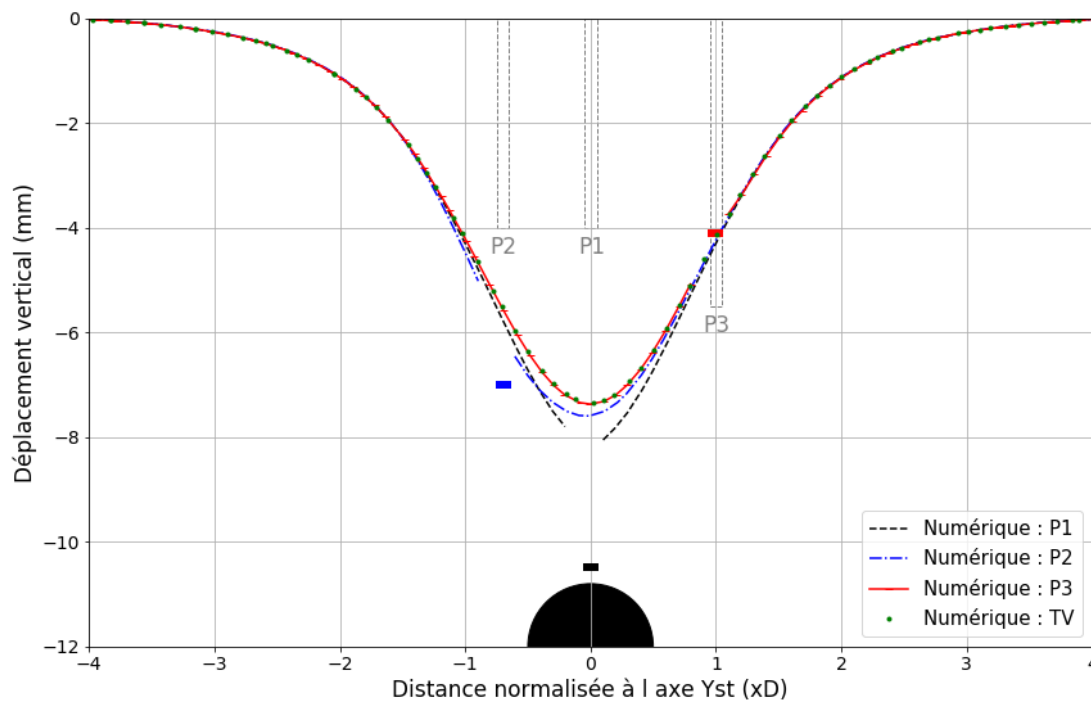


Figure 10-10 : Profils transversaux des déplacements verticaux à l'état final en surface

10.2.3 Efforts axiaux dans les pieux

Les Figure 10-11, Figure 10-12, Figure 10-13 sont consacrées aux pieux P1, P2 et P3 respectivement. Pour chacun, les variations d'efforts axiaux sont comparées à celles mesurées expérimentalement (figures (a)), puis ces variations d'effort sont expliquées grâce aux variations de frottement latéral (figures (b)). Noter également que le frottement latéral maximal est étrangement temporairement dépassé (pour P2 et P3) en atteignant environ 120 kPa au lieu des 80 kPa imposés. La vérification des résultats du modèle doit être approfondie sur ce point.

Pour le pieu P1, les efforts axiaux numérique et expérimental après chargement sont relativement identiques : l'effort axial décroît quasi-linéairement avec la profondeur (§9.1.4). Lors de la phase de creusement (Figure 10-11 a), l'effort axial observé expérimentalement diminue au passage du bouclier, alors que numériquement, il varie peu. Les distributions du frottement le long du pieu diffèrent assez fortement entre l'expérience et le calcul numérique. Dans le cas du modèle numérique, le frottement positif observé le long du pieu se caractérise par des contraintes de cisaillement quasi inchangées durant le passage du tunnelier et relativement uniformes sur toute la hauteur du pieu. En revanche, expérimentalement, on observe un frottement positif dans les trois-quarts supérieurs du pieu avec des contraintes de cisaillement supérieures à 100 kPa (à noter que la loi d'interface élastique-plastique parfaite utilisée dans notre modèle numérique présente un palier plastique à 80 kPa) et un frottement négatif dans le quart inférieur du pieu (Figure 10-11 b).

Pour le pieu P2, les efforts axiaux après chargement sont similaires à ceux du pieu P1 (§9.1.4). Au cours du creusement, l'effort axial numérique demeure inchangé dans les remblais et augmente dans les couches inférieures (Figure 10-12 a). Expérimentalement, l'effort axial varie très peu entre l'état initial et l'état final : une légère diminution est observée lors du passage du front, suivie par une augmentation lors du passage du bouclier au droit du pieu. Ces observations sont confortées par le frottement latéral le long du pieu présenté en Figure 10-12 b : les contraintes de cisaillement le long du pieu sont globalement du même ordre de grandeur expérimentalement et numériquement, mis à part dans les sables de Beauchamp où le frottement latéral est plus important expérimentalement.

Pour le pieu P3, une différence entre les efforts axiaux numérique et expérimental après chargement était déjà observée (§9.1.4), en particulier dans les calcaires de Saint-Ouen. Dans les deux cas l'effort axial augmente au cours du creusement (Figure 10-13 a). Numériquement, à l'état final, l'effort axial est quasi-constant sur presque toute la hauteur des calcaires de Saint-Ouen, puis diminue fortement dans les sables de Beauchamp. Concernant les frottements positifs (Figure 10-13 b) observés le long du pieu, on observe que :

- quelle que soit la distance au front de taille, les frottements expérimentaux et numériques sont du même ordre de grandeur à l'exception de l'interface avec les remblais où les frottements mesurés in situ sont plus importants que ceux donnés par le calcul ;
- expérimentalement comme numériquement, c'est dans la partie basse du pieu ($z < 12.5$ m) que l'on observe une variation significative de ces frottements avec le passage du tunnelier ;
- toutefois, si expérimentalement ce frottement positif a tendance à augmenter dans la partie basse du pieu au passage du tunnelier, la tendance inverse est observée numériquement.

Le modèle numérique de référence a tendance à surestimer l'amplitude de l'effort axial. En effet, le Tableau 10-3 présente les incréments d'efforts axiaux entre deux positions du tunnelier : à l'avant du front de taille et entre l'état initial et l'état final, à deux profondeurs différentes (-10 m et -16 m).

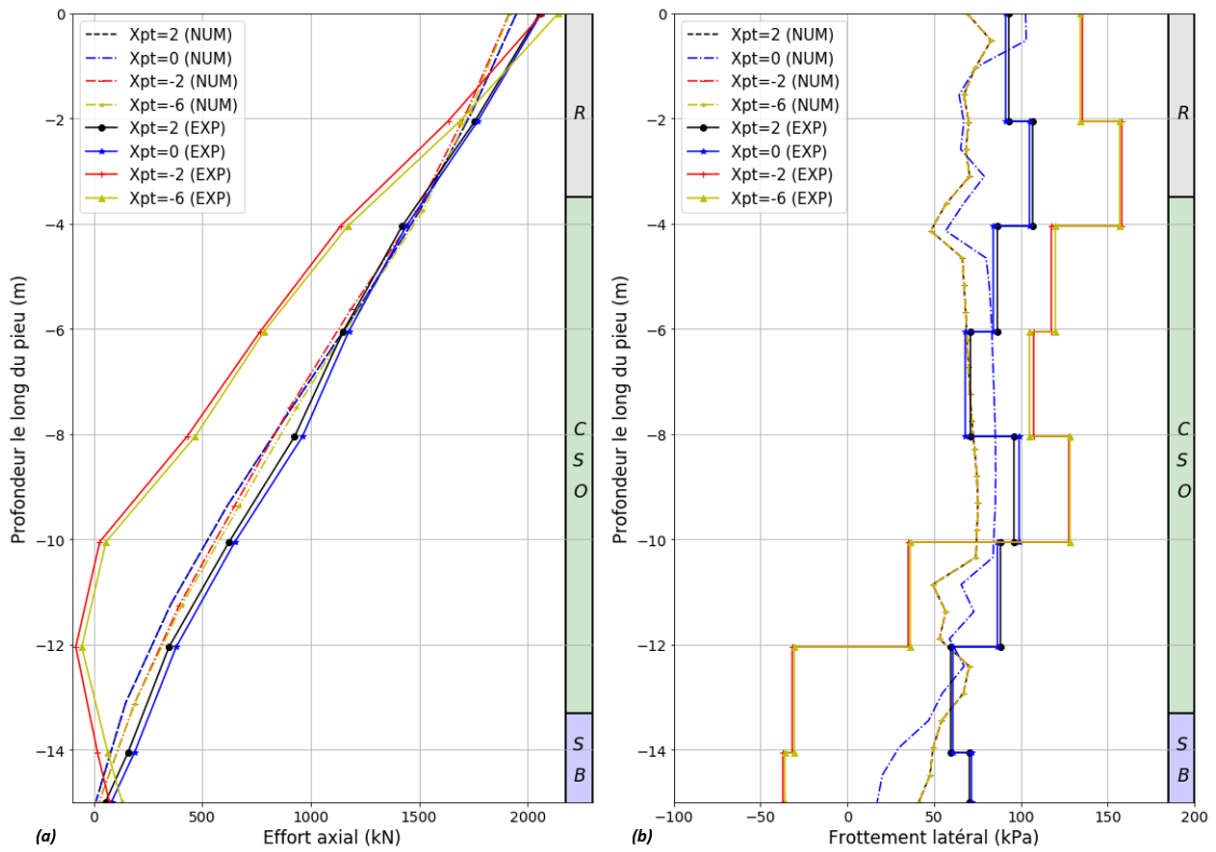


Figure 10-11 : Evolutions numérique et expérimentale de l'effort axial (a) et du frottement latéral (b) le long du pieu P1

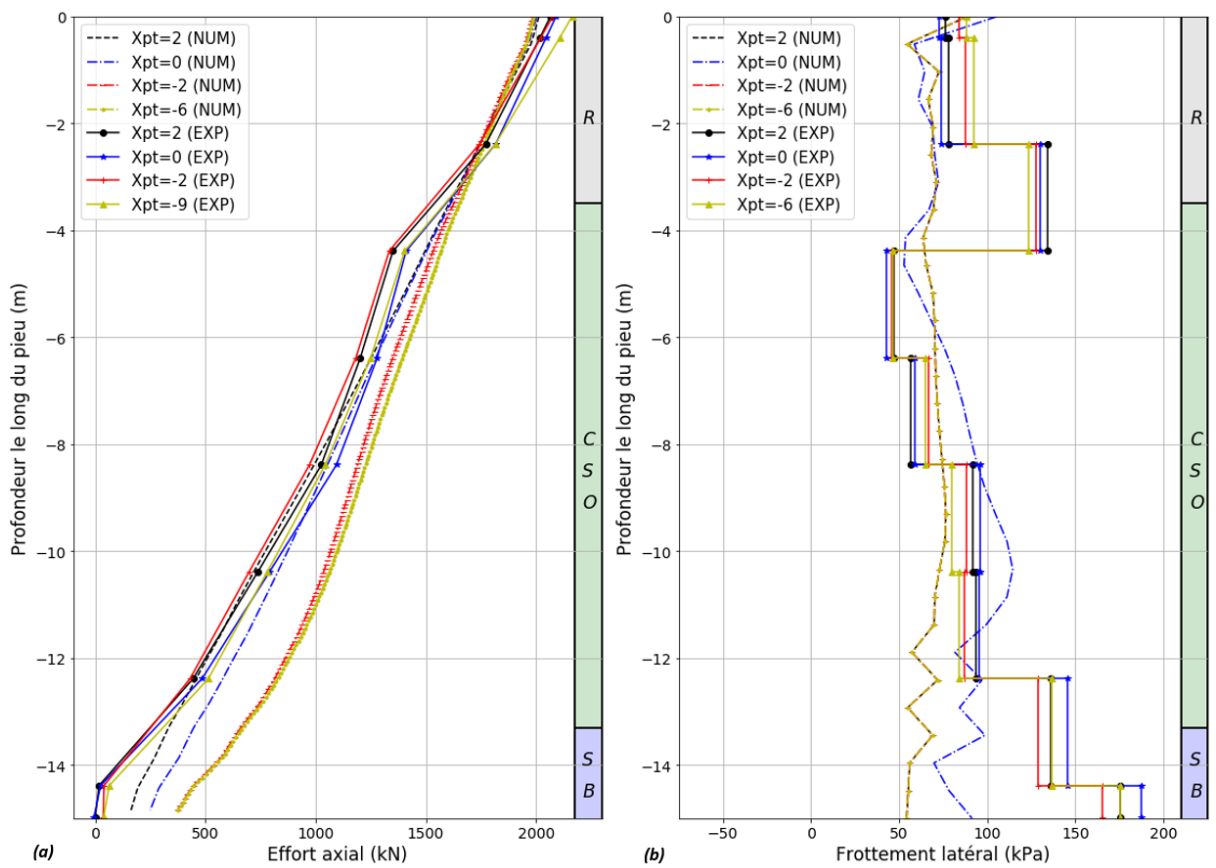


Figure 10-12 : Evolutions numérique et expérimentale de l'effort axial (a) et du frottement latéral (b) le long du pieu P2

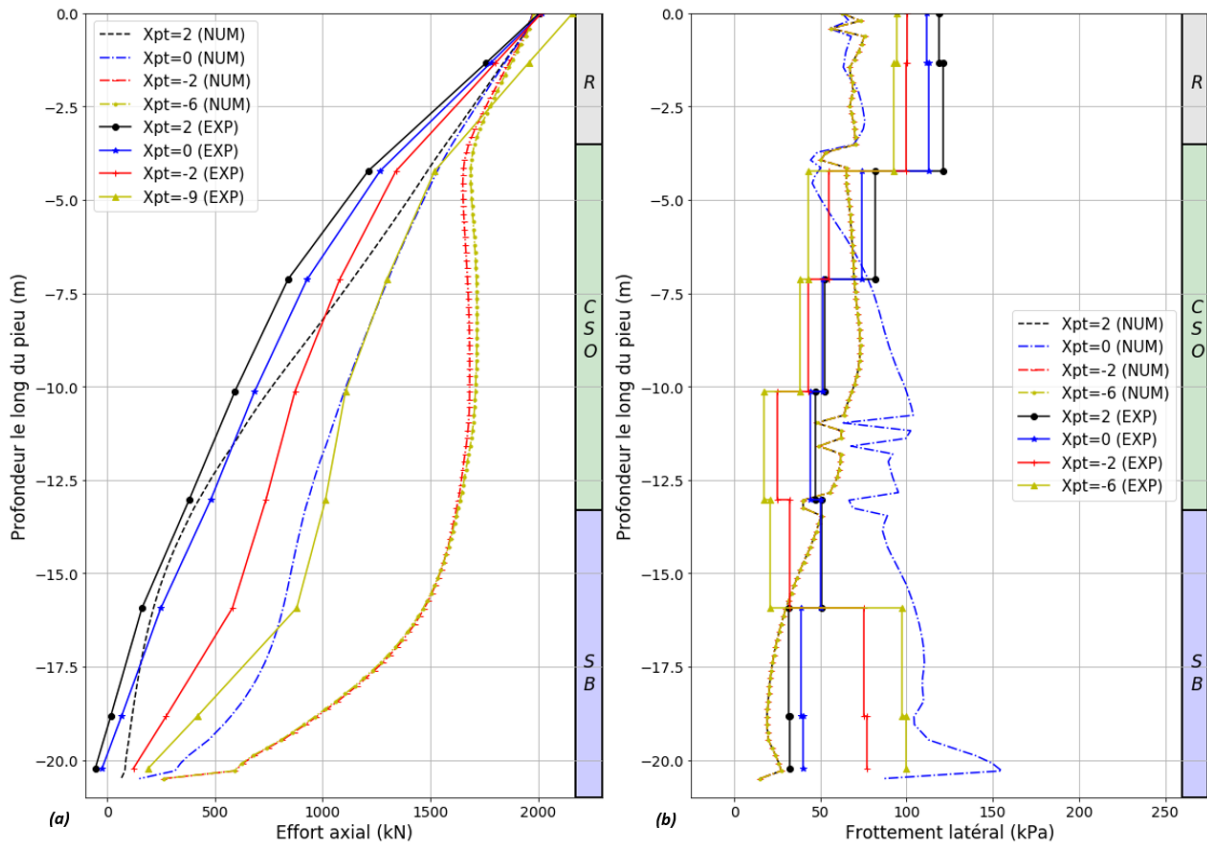


Figure 10-13 : Evolutions numérique et expérimentale de l'effort axial (a) et du frottement latéral (b) le long du pieu P3

Tableau 10-3 : Incréments d'efforts axiaux du pieu P3

Incrément		Z = -10 m	Z = -16 m
[2D ; 0D]	Numérique	+350 kN	+600 kN
	Expérimental	+100 kN	+100 kN
[-9D ; 2D]	Numérique	+1 000 kN	+1 200 kN
	Expérimental	+600 kN	+700 kN

Les tendances d'évolution de l'effort axial avec l'avancement du TBM sont mieux reproduites numériquement pour le pieu P3 que pour les pieux P1 et P2. La perte de stationnarité des conditions de creusement, ayant conduit à une brève accentuation des tassements de ces pieux, peut en être une source d'explication. Des améliorations du modèle numérique sont peut-être également nécessaires pour mieux reproduire la cinématique du terrain à proximité du tunnelier.

10.2.4 Moments dans les pieux

Le calcul numérique des moments dans les pieux est explicité dans le paragraphe §9.2.5.

Les Figure 10-14 et Figure 10-15 présentent les distributions numériques et expérimentales des moments dans les trois pieux (P1 (a), P2 (b), P3 (c)) autour des axes longitudinal et transversal, respectivement.

L'amplitude de ces moments semble plus élevée expérimentalement, or cette différence d'amplitude intervient dès la fin du chargement en raison d'un léger excentrement du chargement (§9.2.5). Néanmoins, on observe expérimentalement des incréments de moments autour de l'axe longitudinal de l'ordre de 10 kN.m, qu'on retrouve numériquement. Autour de l'axe transversal, l'amplitude est encore plus faible expérimentalement et numériquement.

Des différences de signes sont observées entre l'expérimentation et le modèle numérique. Dans la direction transversale, l'incrément de moments du pieu P1 est positif en partie haute et négatif en partie basse ($z < -9$ m)

expérimentalement alors que numériquement il est positif sur toute la hauteur du pieu. Dans la direction longitudinale, le moment numérique du pieu P1 est nul alors qu'expérimentalement, il est positif en partie haute ($z > -6$ m) et négatif en partie basse avec un incrément de moment très faible (< 5 kN.m). Pour le pieu P2, plusieurs courbures sont observées expérimentalement dans les directions transversale et longitudinale alors que numériquement, le moment reste positif. Pour le pieu P3, plusieurs courbures sont également observées expérimentalement et numériquement – de plus faible amplitude pour ces dernières. Le moment longitudinal pour ce pieu long varie peu entre l'état après chargement et l'état final.

Numériquement, l'amplitude des moments augmente avec la distance au front de taille. Expérimentalement, leur évolution est plus complexe, il semblerait que plus le tunnelier avance et plus l'amplitude du moment augmente.

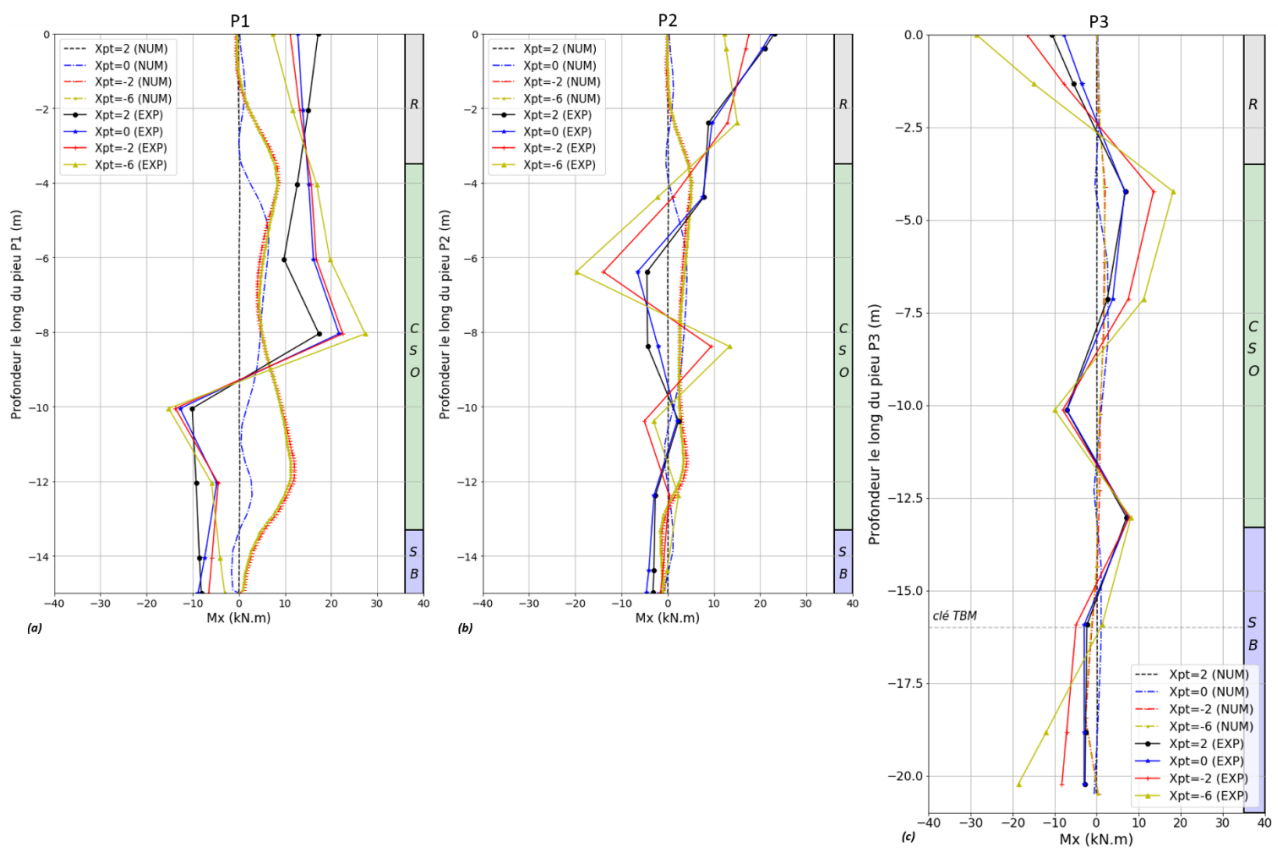


Figure 10-14 : Distributions numériques et expérimentales des moments dans les pieux P1 (a), P2 (b) et P3 (c) autour de l'axe longitudinal

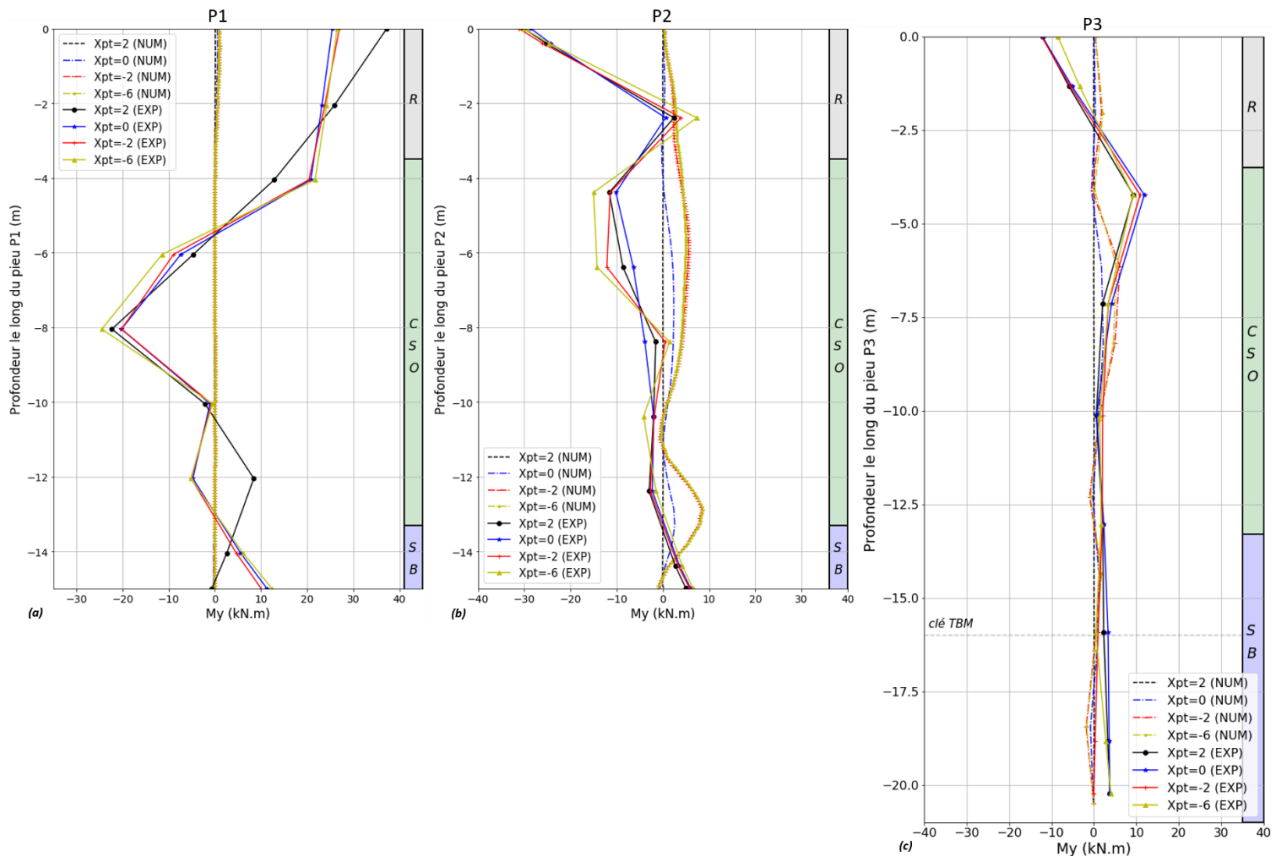


Figure 10-15 : Distributions numériques et expérimentales des moments dans les pieux P1 (a), P2 (b) et P3 (c) autour de l'axe transversal

11 ETUDES PARAMETRIQUES

Des études paramétriques sur les paramètres machine (pressions frontale, de bourrage et de jupe) et mécaniques ($E_{50,CSO}$, charge appliquée en tête du pieu, type de pieu) sont réalisées afin de mieux cerner les influences respectives des différents paramètres du modèle numérique, et de pouvoir commencer à extrapoler les résultats à d'autres contextes.

11.1 Influence des paramètres de pilotage du tunnelier

L'étude de l'influence de ces paramètres machine est réalisée sur le modèle numérique en présence du pieu P1.

11.1.1 Influence de la pression frontale

La cinématique complexe de la couverture – explicitée dans le paragraphe §5.2.2 – semble surtout conditionnée par les valeurs des rapports suivants : $\frac{\text{pression frontale moyenne}}{\text{contrainte verticale en clé}}$ et $\frac{\text{pression de bourrage moyenne}}{\text{contrainte verticale en clé}}$. De plus, la chute de pression frontale de 40 kPa ayant eu lieu le 7 juillet 2020 semble être à l'origine de l'accélération du tassement en tête des pieux P1 et P2 (§6.1). Par conséquent, une étude paramétrique a été réalisée en prenant différentes valeurs de pression frontale, encadrant celle utilisée pour le modèle de référence :

- $P_f = 115 \text{ kPa}$ ($< \sigma_{h0\text{-axe}} = 142 \text{ kPa}$) ;
- $P_f = 165 \text{ kPa}$ (modèle de référence) ;
- $P_f = 215 \text{ kPa}$ ($> \sigma_{h0\text{-axe}} = 142 \text{ kPa}$) ;
- $P_f = 265 \text{ kPa}$ ($= 0.9 \times \sigma_{v0\text{-clé}}$)

Dans un premier temps, les contraintes et déplacements horizontaux longitudinaux au niveau du front de taille sont présentés (Figure 11-1). La Figure 11-1 a permis de vérifier la bonne application de la pression frontale exercée dans

le modèle numérique. Notons que les différences de pression sont dues aux singularités du maillage, observées dans l'angle en clé et radier au niveau du front ($z = -16$ m et -26 m). La Figure 11-1 b prouve que pour une pression frontale supérieure à la contrainte horizontale dans l'axe le sol est refoulé, alors qu'il est extrudé lorsque la pression frontale est inférieure. De plus, quelle que soit la valeur de cette pression, les déplacements au front sont très faibles.

Par ailleurs, les déplacements en terrain vierge et en présence du pieu P1 ont été analysés (Figure 11-2). La pression frontale n'a que très peu d'influence, tant sur les déplacements dans le terrain et en tête du pieu que sur les efforts dans le pieu. Par conséquent, seuls les déplacements verticaux en profondeur dans l'axe à $X_{st} = -4$ et les tassements en tête du pieu P1 sont représentés.

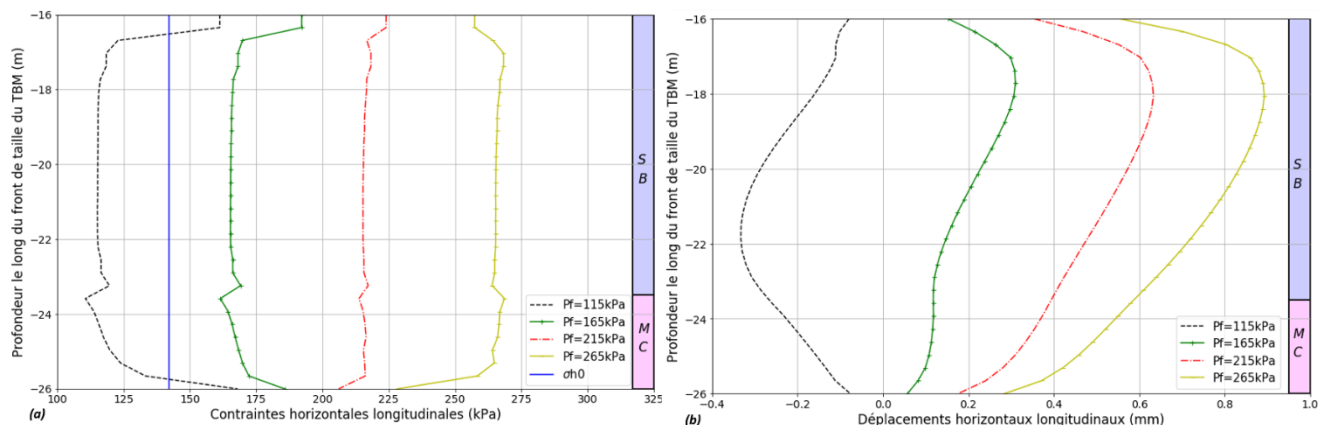


Figure 11-1 : Contraintes et déplacements horizontaux longitudinaux au front de taille en fonction des différentes Pf

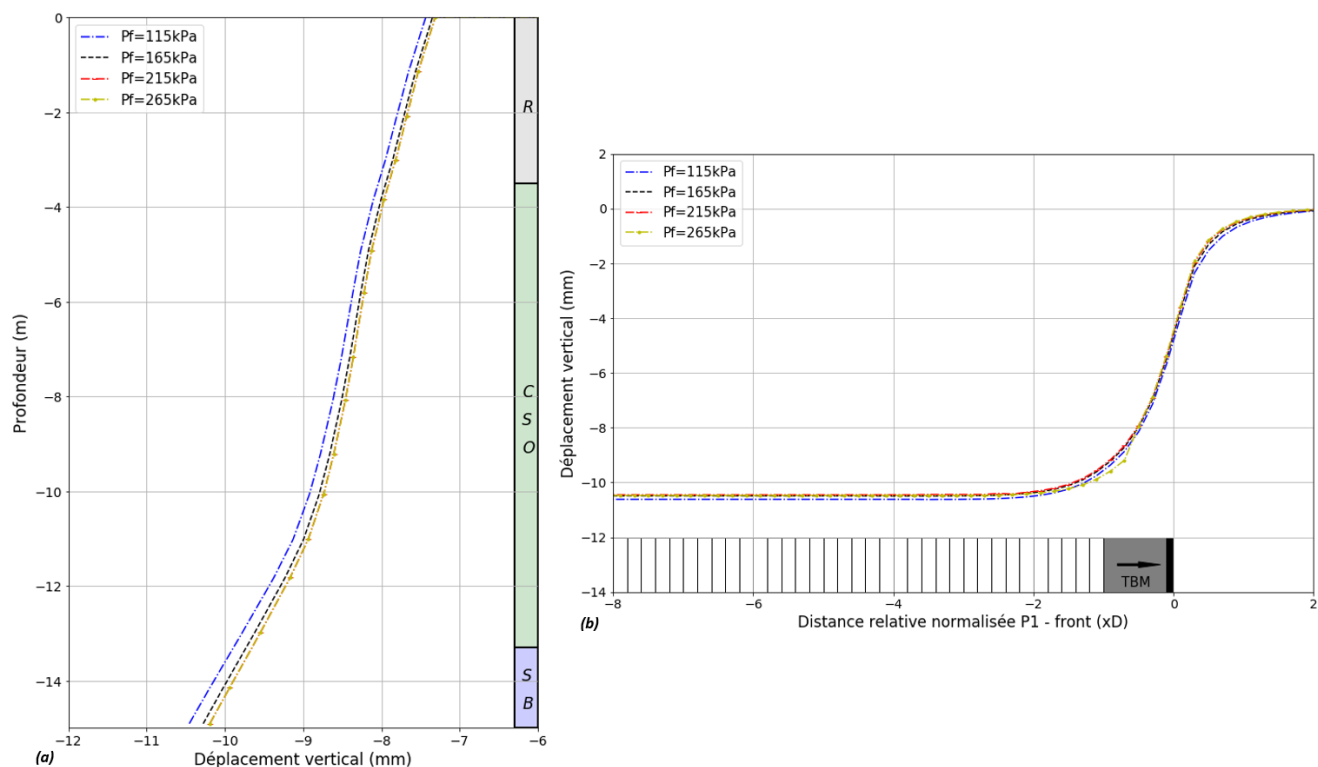


Figure 11-2 : Influence de la pression frontale sur les déplacements verticaux du sol dans l'axe (a) et en tête du pieu P1 (b)

11.1.2 Influence de la pression de bourrage

Comme évoqué dans le paragraphe précédent, la cinématique de la couverture semble également conditionnée par les valeurs du rapport $\frac{\text{pression de bourrage moyenne}}{\text{contrainte verticale en clé}}$. Aussi, cette pression de bourrage semble être à l'origine de

variation d'effort axial dans les pieux. Par conséquent, deux autres pressions de bourrage encadrant la valeur de référence ont été étudiées : $P_b = \{100 \text{ kPa} ; P_{b,ref} = 155 \text{ kPa} ; 215 \text{ kPa}\}$.

La Figure 11-3 a présente les profils longitudinaux de tassements dans l'axe à différentes profondeurs ($z = \{-3 \text{ m} ; -12 \text{ m} ; -15.5 \text{ m}\}$) et pour les différentes valeurs de pression d'injection de mortier. Plus cette pression augmente et plus les tassements à l'arrière du front sont faibles quelle que soit la profondeur. La différence d'amplitude de tassement entre ces trois pressions reste relativement faible ($< 2 \text{ mm}$).

Aussi, la Figure 11-3 b présente l'évolution de l'effort axial dans le pieu P1 à différentes distances relatives P1 – front ($X_{pt} = \{-2 ; 0 ; +2\}$) et pour différentes valeurs de pression de bourrage. L'intégralité de la variation de l'effort axial ayant lieu expérimentalement entre 0D et -1D, l'hypothèse de l'influence de la pression de bourrage a été émise. Néanmoins, pour des pressions d'injection comprises entre 100 kPa et 215 kPa, l'évolution de l'effort axial dans le pieu P1 est quasiment identique.

La modification de la pression de bourrage dans une gamme large n'a donc pas d'effet significatif sur les déplacements induits dans le terrain et donc sur les distributions d'efforts dans les pieux, dans ce contexte géotechnique.

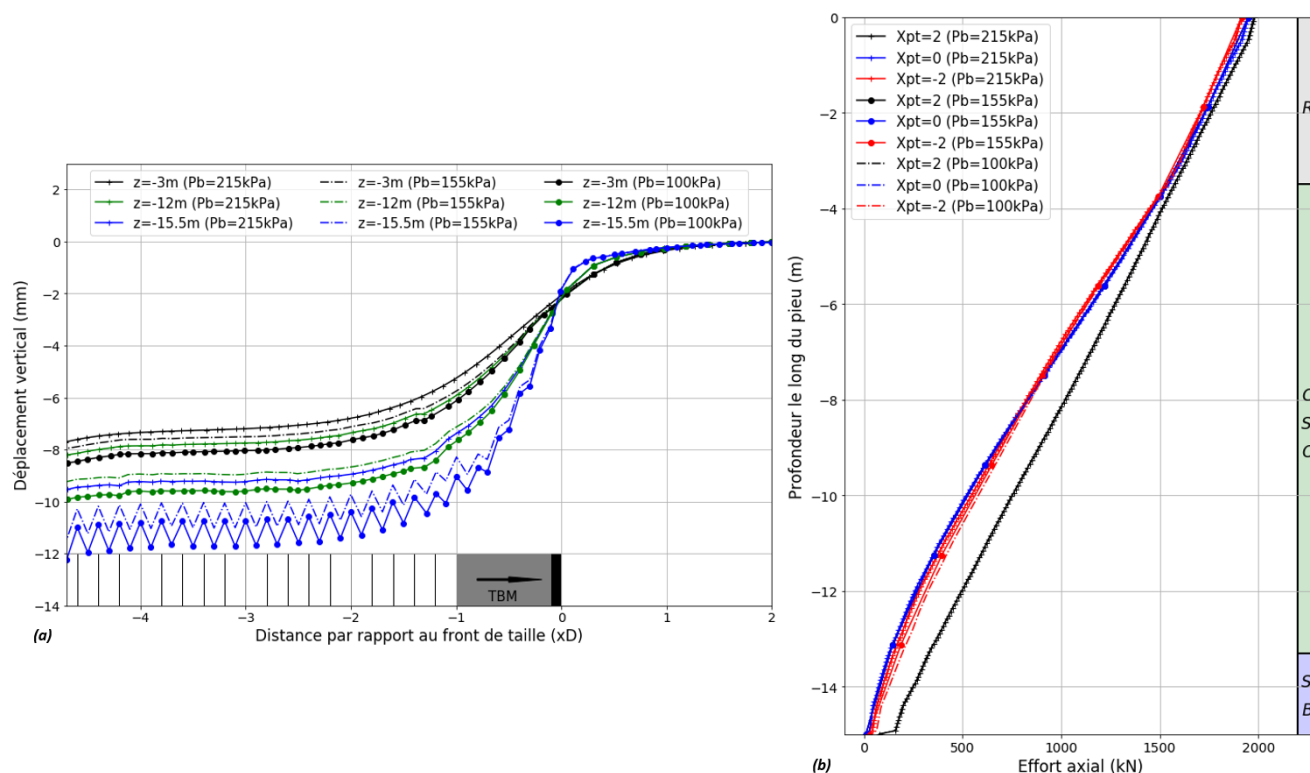


Figure 11-3 : Influence de la pression de bourrage sur les profils longitudinaux de tassements à différentes profondeurs (a) et sur l'effort axial dans le pieu P1 (b)

11.1.3 Influence de la pression exercée le long du bouclier

Le choix de ne pas représenter le bouclier a été justifié dans le paragraphe §8.3. Dans le modèle de référence, une pression nulle est imposée en paroi conduisant à une certaine convergence du terrain qui doit rester inférieure à la convergence permise par la surcoupe et la conicité du bouclier. Afin de comprendre l'influence d'une augmentation de la pression imposée en paroi, un modèle numérique est réalisé en imposant un champ de pression le long du bouclier tel que :

$$P_j^*(z) = P_j' - \Delta'_{jupe} \cdot z = P_j - P_{hydro} - (\Delta_{jupe} - \Delta_{hydro}) \cdot z \quad (11-1)$$

Avec $P_j' = P_j - P_{hydro} = 100 \text{ kPa}$ la valeur de la pression en clé, et $\Delta'_{jupe} = (\Delta_{jupe} - \Delta_{hydro}) = 12 \text{ kPa/m}$ le gradient vertical de pression. Celui-ci est appliqué sur toute la longueur de l'ensemble bouclier / jupe, invariant

longitudinalement. Le gradient de pression est pris égal au gradient de mortier du modèle de référence : $\Delta_{jupe} = \Delta_{mortier} = 22 \text{ kPa/m}$.

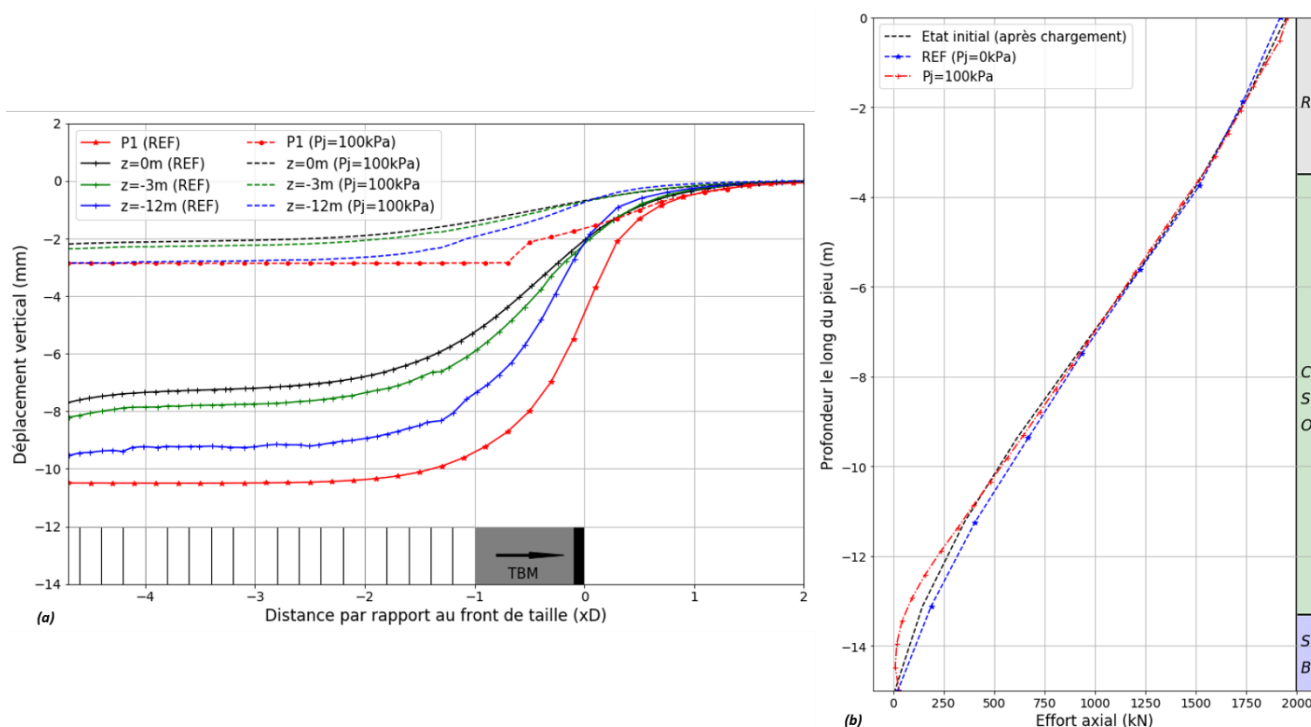


Figure 11-4 : (a) les déplacements verticaux du sol dans l'axe en profondeur ; (b) l'évolution de l'effort axial dans le pieu P1

La Figure 11-4a montre que l'utilisation d'une pression le long du bouclier permet de limiter les tassements tant en surface et en tête du pieu P1, qu'en profondeur. En effet avant le passage du front de taille, les profils de tassement sont similaires avec des déplacements verticaux qui apparaissent environ 1D à l'avant du front de taille et qui valent environ 30% du tassement final au passage du front de taille. Néanmoins, l'amplitude des tassements observée loin à l'arrière du front est divisée par trois en présence d'une pression le long du bouclier. Elle est comprise entre 2 et 3 mm lorsque $P_j = 100 \text{ kPa}$ alors qu'elle vaut entre 7 et 10.5 mm pour une pression nulle.

L'évolution de l'effort axial dans le pieu P1 est donnée en Figure 11-4b : à l'état initial après le chargement (courbe noire) et à l'état final dans les deux cas de figure (en bleu pour $P_j = 0 \text{ kPa}$; en rouge pour $P_j = 100 \text{ kPa}$). L'évolution de cet effort au cours du creusement reste très faible.

Il est intéressant de constater que l'augmentation de la pression P_j dans le modèle permet de reproduire le frottement négatif juste au-dessus de la pointe du pieu observé expérimentalement, alors que les amplitudes des tassements de la tête du pieu et du terrain sont beaucoup moins fidèles aux résultats expérimentaux avec cette hypothèse.

Cette étude paramétrique permet de confirmer la forte influence de la pression régnant le long du bouclier sur les déplacements induits dans le terrain. Lors de l'expérimentation TULIP, aucune pression de bentonite n'a été appliquée le long du bouclier. Toutefois, on peut s'interroger si les chutes ou augmentations soudaines et brèves de pression frontale comme de pression de bourrage n'ont pas une influence le long du bouclier que l'on modélise mal en considérant une pression P_j constante (nulle ou égale à 100 kPa) uniforme sur toute la longueur du bouclier.

11.2 Influence des paramètres mécaniques

11.2.1 Module de déformation des calcaires de Saint-Ouen

L'influence d'une augmentation du module E_{50} des calcaires de Saint-Ouen (multiplié par deux) est étudiée dans ce paragraphe. Le module de déchargement/rechargement E_{ur} est également modifié dans la même proportion.

La Figure 11-5a présente l'évolution des tassements en tête du pieu en fonction de la distance au front de taille pour le modèle de référence (courbe bleue) et pour un module de déformation multiplié par deux dans les calcaires de Saint-Ouen (courbe rouge). La figure montre que le tassement de la tête du pieu P1 diminue de 25% lorsque la rigidité des calcaires de Saint-Ouen est multipliée par deux.

Lors de la phase de chargement du pieu, la distribution de l'effort axial dans le pieu est également légèrement modifiée (courbes noires, Figure 11-5b) : le frottement latéral terrain / pieu est davantage mobilisé lorsque la couche des CSO est plus rigide car la déformation axiale du pieu reste identique alors que le terrain environnant se déforme moins. Par contre, la variation d'effort induite par le passage du tunnelier est quasiment inchangée.

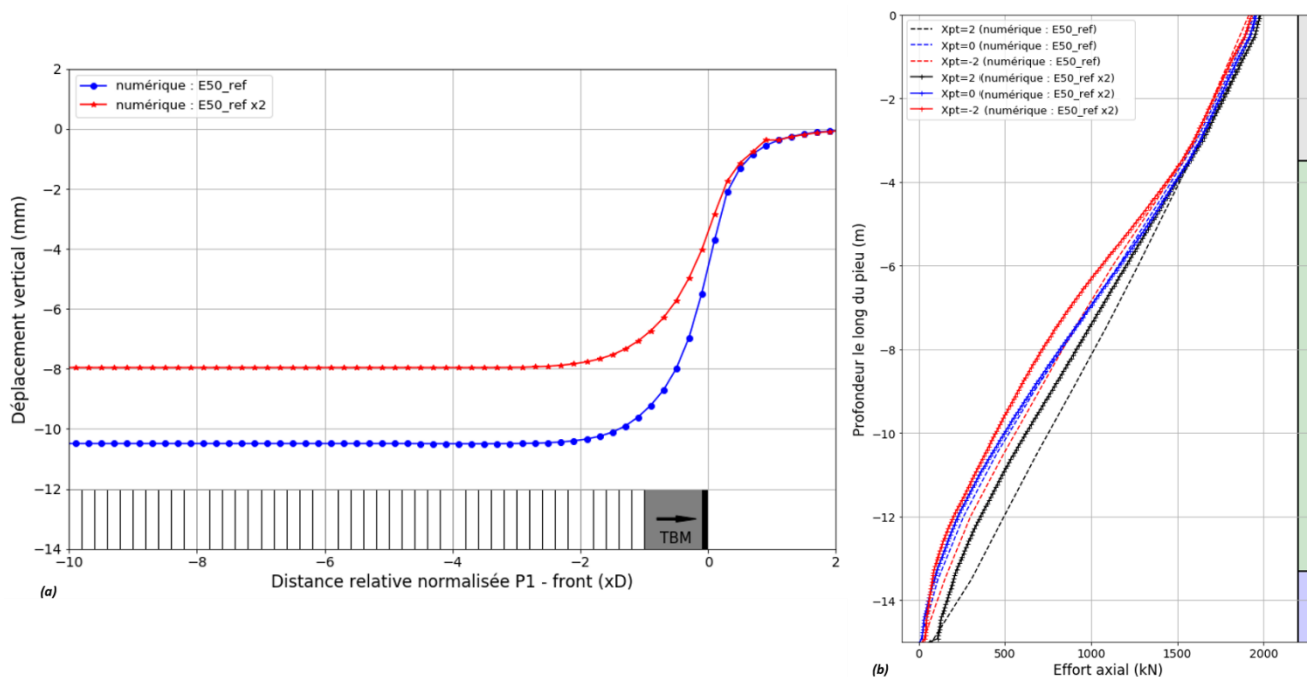


Figure 11-5 : Evolution des déplacements verticaux de la tête du pieu P1 (a), et de l'effort axial dans le pieu P1 (b) pour deux modules de déformation différents dans les calcaires de Saint-Ouen

11.2.2 Modification de la charge en tête de P3

La capacité portante peut être définie comme étant le chargement responsable d'un tassement du pieu égal à 5% de son diamètre (O'Neil & Reese, 1999), soit 25 mm dans le cas présent. D'après la courbe d'enfoncement obtenue numériquement avec les hypothèses « de référence » du modèle numérique (en particulier un frottement latéral maximal q_s égal à 80 kPa), celle-ci est ainsi de l'ordre de 7 800 kN (Figure 11-6), soit un peu plus du triple de la charge appliquée dans le modèle « de référence » (2100 kN). Rappelons qu'on ne connaît pas la capacité portante réelle expérimentale, il aurait fallu pour cela réaliser un essai de chargement.

L'effet du passage du tunnelier sur le pieu P3 soumis à une charge en tête de 6 220 kN, soit une valeur plus proche de cette charge ultime, est toutefois étudié en Figure 11-6 et Figure 11-7. Cette dernière permet une comparaison de l'effort axial (a) et du frottement latéral (b) avec le modèle numérique de référence. Les courbes noires correspondent à l'évolution des efforts dans le pieu à la fin de son chargement quasi-statique ($X_{pt} = 2$), en trait plein pour le chargement de référence et en pointillés pour un chargement de 6 220 kN.

A l'avant du front de taille, l'effort axial augmente le long du pieu pour le premier modèle alors qu'il n'évolue pas pour le second. Entre 0 et -2D, l'effort axial augmente dans les deux cas, avec une amplitude un peu plus élevée pour un chargement plus faible : +800 kN en clé contre +500 kN pour un pieu davantage chargé. Un chargement plus important du pieu P3 conduit à mobiliser davantage de frottement le long de ce pieu (sans toutefois atteindre la valeur du palier plastique de 80 kPa) et à un effort de pointe supérieur.

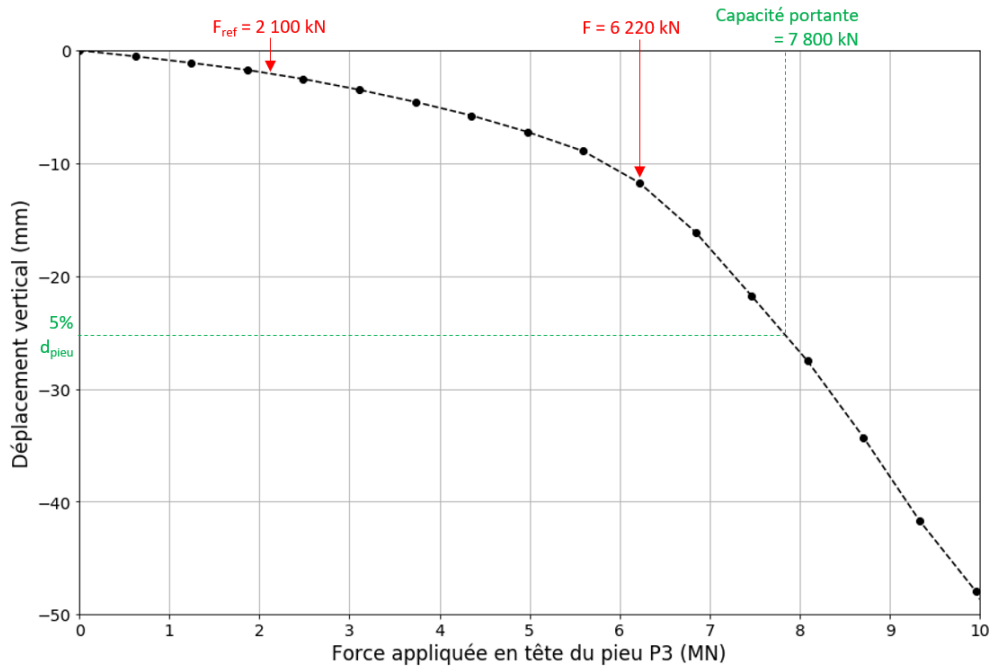


Figure 11-6 : Courbe d'enfoncement du pieu P3

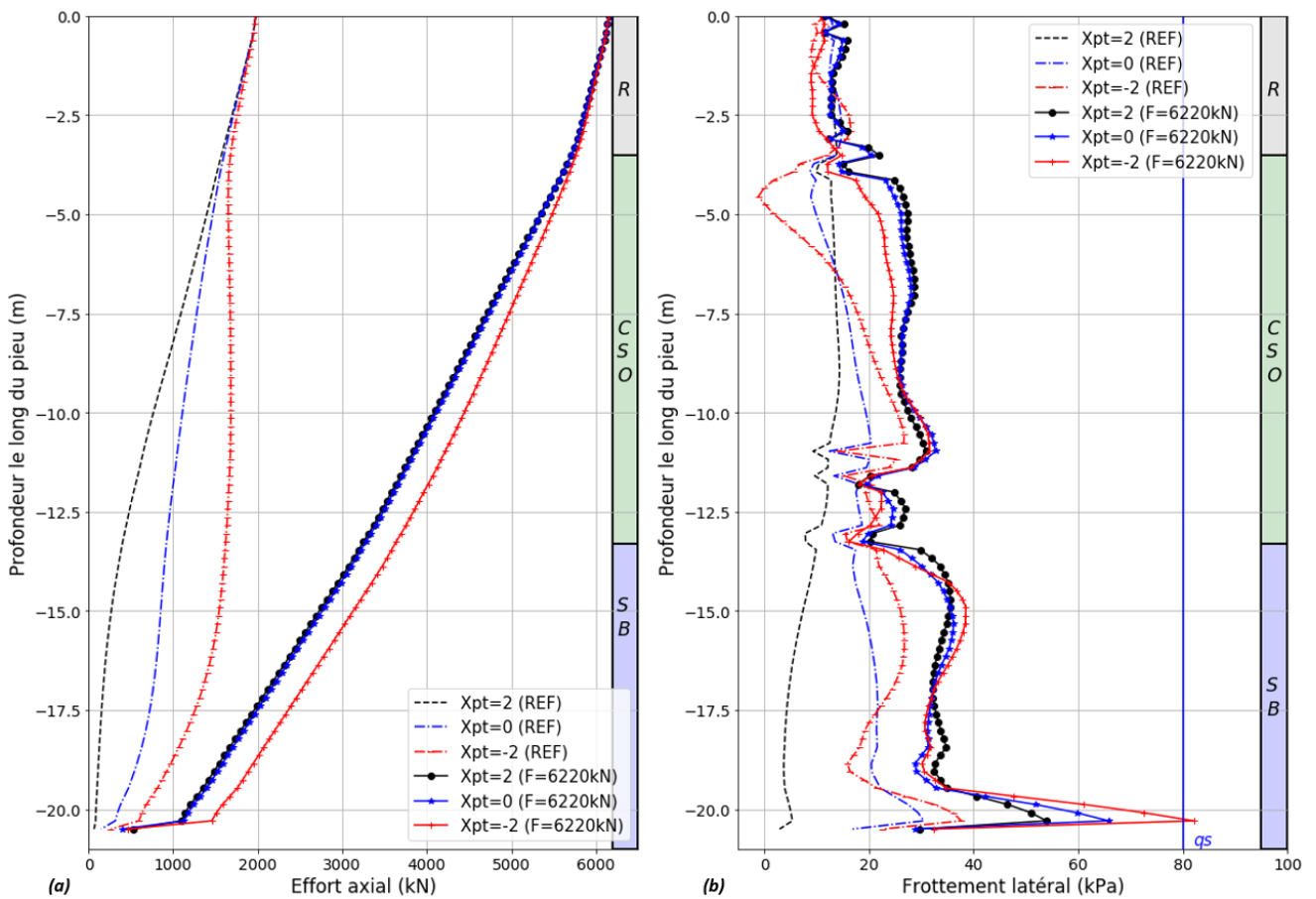


Figure 11-7 : Influence de la charge appliquée en tête du pieu P3 sur son effort axial (a) et son frottement latéral (b) [attention : les résultats numériques à proximité de la pointe sont impactés par des singularités de maillage]

11.2.3 Modification du type de pieu

Les pieux utilisés expérimentalement sont essentiellement frottants (leur résistance de pointe est très faible). Il aurait été intéressant de réaliser un quatrième pieu avec un frottement latéral fortement dégradé de manière à illustrer l'influence du rapport « résistance de pointe / frottement latéral » sur les mécanismes en jeu. Cette étude aurait pu participer à la généralisation des résultats expérimentaux.

Pour des raisons financières, la construction de ce quatrième pieu n'a pas pu être réalisée. Un modèle numérique a donc été créé en conséquence sur le pieu P3 (pieu long), avec un frottement latéral fortement dégradé sur toute la hauteur du pieu ($q_s = 20 \text{ kPa}$).

La Figure 11-8 montre que la dégradation du frottement latéral à l'interface sol / pieu engendre une augmentation des tassements en tête du pieu P3 à partir du passage du front de taille. A l'état final, le tassement de la tête du pieu est environ 1.5 fois plus important dans le cas du « pieu à frottement dégradé » par rapport au « pieu de référence ».

La distribution de l'effort axial initial dans le pieu est fortement modifiée (courbes noires Figure 11-9a). Le frottement latéral mobilisable étant faible (courbes pointillées Figure 11-9b), la majorité de l'effort appliqué en tête du pieu est transmis en pointe. Lors du passage du tunnelier, une augmentation de l'effort axial exercé en tête est toujours observée, le mécanisme induit dans le terrain étant le même que le cas de référence. Néanmoins, la totalité du frottement latéral ayant déjà été mobilisée, cette augmentation est totalement reprise par la pointe du pieu. Il est intéressant dans ce cas de noter que l'augmentation maximale d'effort axial dans le pieu est plus faible dans le cas de ce pieu fonctionnant en pointe (+250 kN) que dans le cas de référence où le pieu travaille surtout en frottement latéral (+1 250 kN).

La modification du type de pieu engendre une redistribution des efforts dans les pieux par rapport au cas de référence (pieu frottant). La connaissance du type de pieu est donc indispensable pour prévoir les déformations des pieux liées au passage du tunnelier.

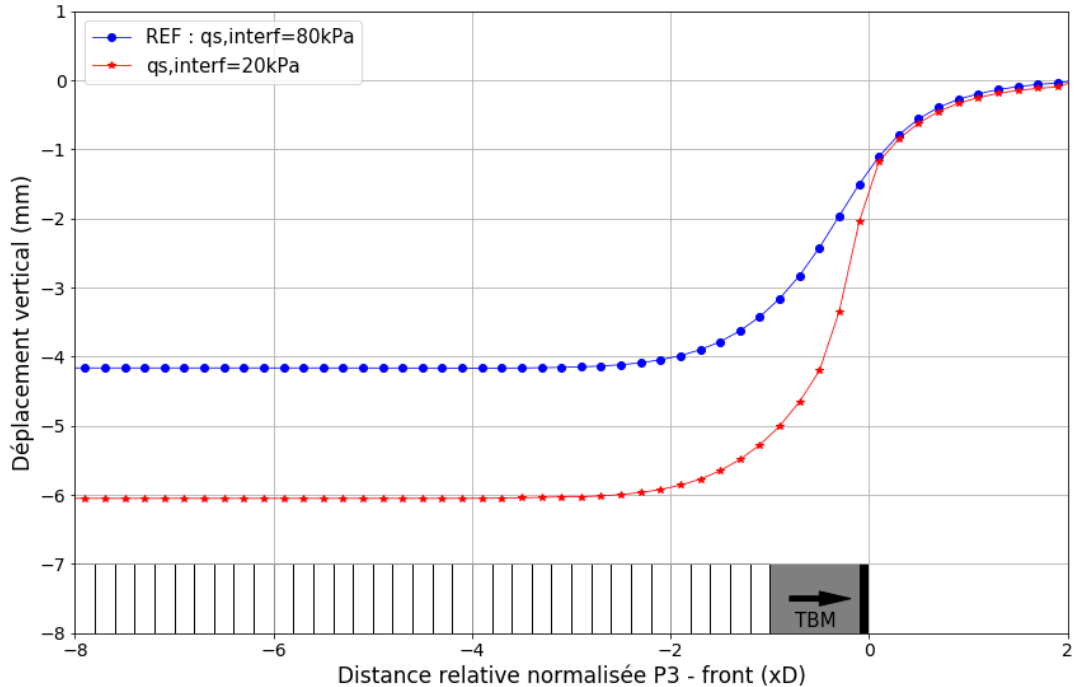


Figure 11-8 : Influence du type de pieu sur le profil longitudinal de tassement de la tête du pieu P3

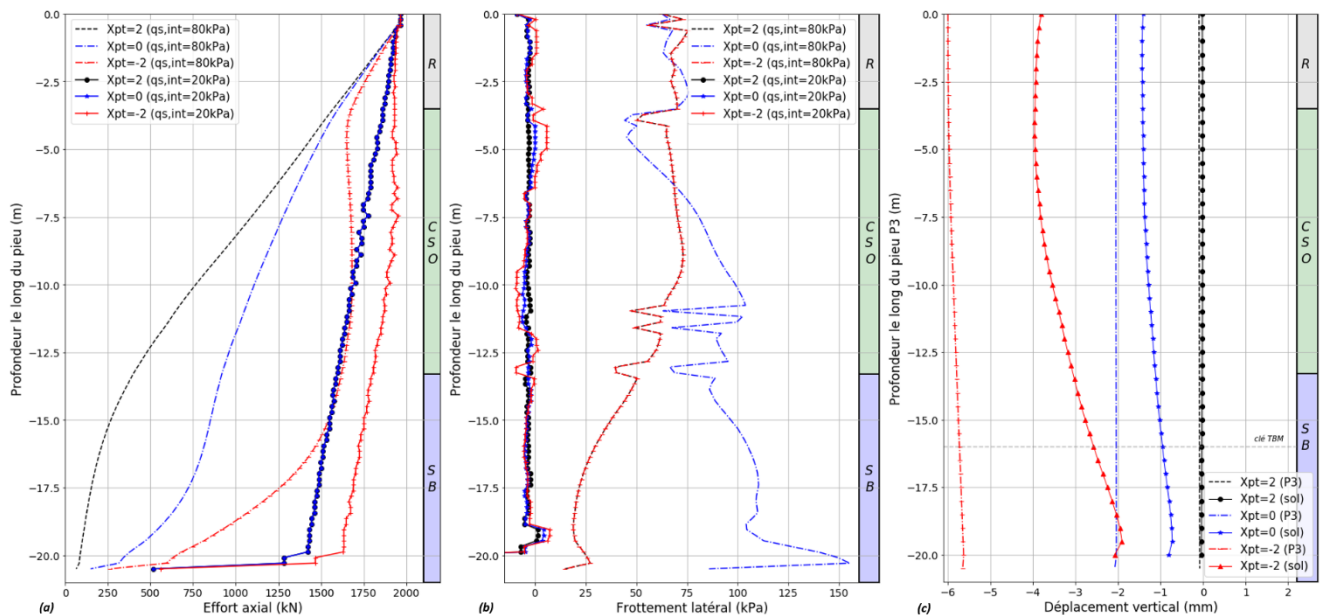


Figure 11-9 : Influence du type de pieu sur l'effort axial (a) et le frottement latéral (b) dans le pieu P3 ainsi que les déplacements relatifs sol / pieu (c) [attention : les résultats numériques à proximité de la pointe sont impactés par des singularités de maillage]

11.3 Synthèse des résultats obtenus sur le modèle tunnelier / terrain / pieux

Les deux derniers chapitres ont décrit les résultats du modèle numérique et les ont comparés aux résultats expérimentaux obtenus lors du passage du tunnelier, d'abord « en champ libre », puis en présence des pieux.

De manière globale, un bon accord numérique / expérimental est observé en champ libre, preuve de la capacité du modèle numérique réalisé à reproduire la cinématique en jeu, et en particulier :

- En surface, l'extension transversale de la cuvette de tassement « en champ libre » est bien retrouvée numériquement, sans qu'une loi de comportement spécifique n'ait été retenue, et contrairement aux modèles réalisés dans le cadre de l'exercice de prévision (Cf. §7.3) ;
- En surface également, le profil longitudinal de tassement du terrain « en champ libre » est assez bien retrouvé : les tassements sont nuls au-delà de 1.D à l'avant du front, puis augmentent progressivement avec un profil de type « gaussienne cumulée ». Ils se stabilisent toutefois plus vite dans le modèle numérique qu'expérimentalement (à environ -4D, contre -6 à -8D expérimentalement) ;
- En surface toujours, les déplacements horizontaux longitudinaux et transversaux en surface du terrain sont également assez bien reproduits, à tout instant par rapport au passage du tunnelier ;
- Dans l'épaisseur de couverture de part et d'autre du tunnel, l'homogénéité des tassements observés expérimentalement pour une distance transversale donnée (i.e. la faible déformation verticale de la couverture lors du passage du tunnelier) a été retrouvée numériquement.

Les réponses des pieux au passage du tunnelier présentent également un bon accord :

- Les rapports R entre les tassements finaux des têtes des pieux et ceux du terrain en une position similaire par rapport à l'axe du tunnel (sans pieu) sont bien reproduits numériquement, ce qui conforte les différentes « zones d'influence » décrites dans la littérature et synthétisées en Figure 10-9;
- Dans le cas du pieu P3, excentré transversalement de 1.D et descendant jusqu'à l'axe du tunnel, une augmentation importante d'effort axial (+40 à 60 %) est observée expérimentalement et reproduite numériquement ;
- Pour les deux autres pieux (P1 et P2) : les variations d'efforts axiaux induites par le creusement sont plus faibles, expérimentalement comme numériquement ;
- Les moments longitudinaux et transversaux dans les pieux induits par le passage du tunnelier sont faibles.

Les études paramétriques réalisées ont apporté les éléments de compréhension complémentaires suivants :

- La modification de la pression frontale et de la pression de bourrage dans une gamme large n'a pas d'effet significatif sur les déplacements induits dans le terrain donc sur les distributions d'efforts dans les pieux dans le modèle numérique. La pression P_f imposée le long du bouclier a par contre une influence importante ;
- Modifier significativement le module de déformation E_{50} des calcaires Saint-Ouen (constituant la majorité de la couverture) modifie assez significativement le tassement en tête du pieu P1 et la distribution d'effort axial initiale dans ce pieu. Cependant, la variation d'effort induite par le passage du tunnelier est quasiment inchangée ;
- Augmenter la charge en tête du pieu P3 ou dégrader son frottement latéral conduit bien sûr à modifier la distribution initiale d'effort axial dans le pieu en mobilisant une plus grande part du frottement latéral disponible. L'effet du passage du tunnelier se traduit alors par la mobilisation d'un frottement latéral maximal, et ainsi par une augmentation significative de l'effort de pointe.

Sans pouvoir quantifier précisément l'influence de chaque paramètre du modèle à ce stade, le bon accord global observé entre les résultats expérimentaux et le modèle numérique résulte des choix de modélisation suivants : le caractère 3D du modèle, une loi de comportement adaptée aux terrains du bassin parisien (HSM), l'autorisation des convergences le long du bouclier (sans perte de volume imposée), et une loi d'interface terrain / pieu de type Tresca.

Des écarts persistent toutefois sur les deux points suivants, nécessitant des modélisations numériques complémentaires et/ou la confrontation à d'autres résultats expérimentaux :

- Dans la couverture au-dessus de l'axe, le modèle numérique n'est pas en mesure de reproduire la décroissance des tassements avec la profondeur observée expérimentalement. De plus, le modèle ne génère pas le frottement négatif qui a été observé au niveau de la pointe du pieu P1, et a tendance à surestimer les variations d'efforts dans le pieu P2 par rapport aux résultats expérimentaux. Les résultats expérimentaux sont peut-être toutefois légèrement biaisés par des pertes brèves de stationnarité des conditions de creusement (chutes de pression au front ou lors du bourrage), ayant pu avoir des répercussions le long du bouclier, avec à la fois un effet sur la cinématique du terrain et les efforts induits dans les pieux ;
- Le modèle a tendance à concentrer les déplacements induits sur une faible distance après le passage du front. Cela est particulièrement visible sur le profil longitudinal de tassements en surface du terrain, sans doute en lien avec l'hypothèse de comportement monophasique drainé du terrain. Des calculs bi-phasiques avec dissipation progressive des surpressions interstitielles permettraient peut-être d'améliorer le modèle ;

Conclusion générale

Cette thèse a été consacrée à l'étude de l'impact du creusement au tunnelier sur des fondations profondes. Elle a été réalisée au CETU et au LTDS (Laboratoire de Tribologie et Dynamique des Systèmes, UMR 5513 CNRS) de l'ENTPE.

L'étude bibliographique décrite en chapitres 1 et 7 de ce mémoire a montré que peu d'auteurs ont été en mesure de produire une analyse globale du problème à partir d'observations expérimentales, en traitant de manière croisée l'influence des paramètres de pilotage de la machine, les déplacements générés dans le terrain lors du creusement (en surface mais également dans la couche de couverture) ainsi que la redistribution des efforts dans les pieux et leurs déplacements/déformations associés. Les modèles numériques développés sur ce sujet souffrent par conséquent également d'un manque de validation. Cela peut conduire, dans le cadre des projets, à une mauvaise estimation des niveaux de dommages aux constructions avoisinantes induits par des travaux souterrains, et par conséquent à sur-contraire les projets, ou conduire à des provisions financières pour risques identifiées excessives.

Les objectifs de ce travail de thèse sont ainsi l'amélioration de la compréhension des phénomènes d'interaction tunnelier / terrain / pieu à partir d'observations expérimentales, et le développement d'une procédure de modélisation numérique 3D capable de reproduire fidèlement la phénoménologie observée.

La première partie de ce mémoire (chapitres 1 à 6) concerne ainsi l'expérimentation en vraie grandeur, originale à l'échelle internationale, réalisée sur la future ligne 16 du métro parisien dans le cadre du projet de recherche partenariale TULIP. Trois pieux de 500 mm de diamètre ont été spécialement construits, instrumentés et chargés dans la zone d'influence d'un des tunneliers du projet. Une instrumentation détaillée du terrain (inclinomètres, extensomètres, cibles topographiques, cellules de pression interstitielle) a également été mise en place. L'ensemble de ces mesures ainsi que les données de pilotage du tunnelier au cours du franchissement (juillet 2020) ont été recueillies et analysées.

La seconde partie (chapitres 7 à 11) traite de la modélisation numérique tridimensionnelle réalisée à l'aide du code de calcul aux différences finies FLAC3D. Ce modèle, développé dans le cadre d'une approche lagrangienne, modélise le terrain et les pieux sous la forme d'éléments volumiques, considère une loi de comportement élasto-plastique avec écrouissage pour le terrain, et ne modélise pas explicitement le tunnelier mais modélise ses actions sur le terrain (pression frontale, pression régnant le long du bouclier et limitation de la convergence à l'espace annulaire disponible, pression de bourrage et activation des voussoirs). Après une phase de présentation de ce modèle, les résultats obtenus sont confrontés aux résultats expérimentaux issus des différentes étapes de l'étude : fonçage des pieux, creusement en terrain vierge et en présence de pieux.

Des conclusions partielles synthétisent les résultats obtenus pour les volets expérimentaux (§4.4, §5.6 et §6.4) et numériques (§9.3 et §11.3). Les paragraphes ci-dessous en rappellent quelques points saillants.

Concernant les résultats expérimentaux relatifs aux données machine, il convient de retenir que :

- Le tunnelier a traversé le site TULIP avec des paramètres machine (pression frontale, couple sur la roue de coupe, effort de poussée totale, pression d'injection de mortier, ...) stables en moyenne. Sept événements ont toutefois été identifiés durant lesquels des variations de pression frontale atteignant jusqu'à $\pm 30\%$ de la pression de consigne ont été observées. Six de ces événements correspondent à des phases d'excavation durant lesquelles les conditions de régime de creusement stationnaire ont pu être brièvement mises en défaut (variations de $\pm 30\%$ de la pression de consigne en quelques dizaines de minutes). Le septième événement correspond à la pause du week-end, durant laquelle le tunnelier est arrêté et une diminution progressive de la pression moyenne dans la chambre d'abattage est observée (-30% de la pression de consigne en 12 heures) ;

- Les paramètres-machines du tunnelier sont analogues à ceux mesurés sur deux autres projets parisiens de caractéristiques similaires (diamètre, couverture, nature des terrains, type de tunnelier), à savoir le métro ligne 12 et le tramway T6. Ainsi, la pression totale de soutènement exercée par la machine sur le front de taille est comprise entre 110 et 160% de la contrainte géostatique horizontale totale dans l'axe (110% dans le cas du projet TULIP). De plus, l'effort horizontal total développé par les vérins de poussée du tunnelier est repris dans les proportions suivantes : entre 40 et 60% par l'action de soutènement du front de taille par le matériau abattu et contenu dans la chambre d'abattage, entre 25 et 35% par l'effort de contact de la roue de coupe sur le front de taille, entre 10 et 15% par la force de traction du bouclier et du train suiveur. Pour trois des quatre sections étudiées, la pression d'injection de mortier représente 65 à 80% de la contrainte verticale géostatique en clé du tunnel (65% dans le cas du projet TULIP). Enfin, en raison d'un plus grand volume de solution moussante injectée dans la chambre d'abattage dans le cas du projet TULIP, d'une part le gradient vertical de pression dans la chambre est plus faible (8.7kPa/m contre 15kPa/m dans les autres projets), d'autre part le couple exercé sur la roue de coupe est 2 à 3 fois inférieur à ceux mesurés sur les autres projets.

Concernant les résultats expérimentaux relatifs à la réponse du terrain au creusement, trois points méritent d'être soulignés :

- Les analyses montrent que les déplacements verticaux du terrain en surface se stabilisent entre 6 et 8D à l'arrière du front de taille, conformément à la distance généralement observée dans les projets de tunnels parisiens construits au tunnelier à pression de terre. Dans une section transversale, les cuvettes de tassement du terrain en surface sont bien ajustées par une courbe gaussienne dont le facteur de largeur de cuvette I_Y (compris entre 0.9 et 1.0) est en bon accord avec les retours d'expérience présentés par Mair & Taylor (1997) en fonction de la nature des terrains ;
- Les pertes de volume finales mesurées au niveau des deux sections de mesure renforcées sont de l'ordre de 0.3% traduisant une bonne maîtrise du procédé de creusement au tunnelier à pression de terre. En profondeur ($z = 3.3 \text{ m}, 6.6 \text{ m}, 9.9 \text{ m}$), des profils transverses de tassement quasi-identiques à ceux mesurés en surface ont pu être observés, traduisant la quasi-absence de déformations volumiques dans cette zone de couverture ;
- Les composantes des vecteurs de déplacement total, relatives à une section transversale de terrain situées loin à l'arrière du front de taille, témoignent d'une convergence globale du sol en direction du tunnel lors de son creusement. Néanmoins, la cinématique du terrain de couverture en fonction de la distance au front de taille est plus complexe. Cette cinématique semble étroitement dépendre des paramètres de pilotage de la machine, en particulier de la valeur des rapports pression frontale moyenne / contrainte verticale en clé et pression de bourrage moyenne / contrainte verticale en clé.

Concernant les résultats expérimentaux relatifs à la réponse des pieux au creusement, les points suivants sont à retenir :

- La forme du profil longitudinal de tassement de la tête des pieux est similaire à celle observée pour le terrain en surface. Il apparaît logiquement que l'amplitude de ces déplacements décroît lorsque la distance entre le pieu et l'axe du tunnel augmente, confirmant alors l'applicabilité aux terrains du bassin parisien des « zones d'influence » proposées dans la littérature par différents auteurs ;
- L'évolution de l'effort axial dans le pieu diffère en fonction de la zone d'influence dans lequel se trouve le pieu. Pour le pieu P1 situé au-dessus de l'axe du tunnel, une diminution progressive de cet effort est observée sur toute sa hauteur essentiellement au passage du bouclier. Cette décroissance est plus significative dans les trois quarts supérieurs du pieu où un effort de frottement positif additionnel est mobilisé à l'interface sol/pieu, traduisant le fait que dans cette zone le pieu tasse davantage que le sol avoisinant. La mobilisation de ces contraintes de frottement positif dans la partie supérieure du pieu conduit, dès le débouché du bouclier, à l'annulation de l'effort axial transitant dans le pieu à environ trois quarts de sa profondeur. Dans le même temps, la mobilisation d'un effort de frottement négatif le long du quart inférieur du pieu est observée semblant traduire un tassement du terrain plus important que celui du pieu dans cette zone. Cette cinématique proche de la pointe du pieu n'a toutefois pas pu être confirmée par les mesures extensométriques dans le terrain ;
- Pour le pieu P2 situé à 0,7D de l'axe du tunnel et de même longueur que le pieu P1, l'effort axial varie très peu pendant toute la durée de passage du tunnelier. Ce comportement suppose que les déplacements relatifs

entre le pieu et le sol avoisinant sont de faibles amplitudes sur toute la hauteur du pieu. Cette observation est cohérente avec les déplacements verticaux du sol et du pieu directement mesurés en surface et en profondeur ;

- Pour le pieu P3 situé transversalement à une distance de 1D de l'axe du tunnel et dont la pointe est ancrée à la profondeur de l'axe du tunnel, l'effort axial dans le pieu augmente progressivement à partir du passage du front et jusqu'à environ 5D à l'arrière. Cette augmentation de l'effort axial est significative sur toute la hauteur du pieu, elle est maximale à la profondeur de la clef du tunnel. Dans la zone de sol située au-dessus de la clef du tunnel, cette augmentation de l'effort axial est à associer à la diminution des contraintes de frottement positif le long du pieu. Celle-ci s'explique par l'inversion du sens du déplacement relatif pieu/sol entre la phase de chargement quasi statique du pieu (le pieu se déforme axialement plus que le sol) et celle relative au passage du tunnelier (le sol tasse davantage que le pieu). En dessous de la clef du tunnel, une augmentation continue des contraintes de frottement positif accompagnée d'une augmentation de l'effort axial repris par la pointe du pieu sont en revanche observées. Dans cette zone, il semble que l'amplitude des déplacements verticaux du pieu soit au contraire supérieure à celle du sol avoisinant. Là encore, l'ensemble des observations cinématiques déduites de la redistribution de l'effort axial dans le pieu P3 est apparu cohérent avec les déplacements verticaux du sol et du pieu directement mesurés en surface et en profondeur ;
- Concernant les moments de flexion, notons que le creusement du tunnel a peu d'influence sur la forme des profils de distribution des moments de flexion transversaux et longitudinaux dans les trois pieux, l'allure étant quasi similaire à celle obtenue à l'issue du chargement quasi statique de ces pieux.

La comparaison avec les résultats expérimentaux des résultats du modèle numérique tridimensionnel réalisé pendant cette thèse a permis de dégager les conclusions suivantes :

- La réponse des pieux lors de leur chargement est correctement reproduite avec les hypothèses « de référence » du modèle (en particulier un frottement latéral maximal q_s de 80 kPa sur toute la hauteur des pieux, et une cohésion suffisante dans la couche de remblais), tant en termes d'amplitude des tassements en tête, que de distribution des efforts axiaux. En particulier, les efforts exercés en tête sont quasiment totalement repris par frottement latéral, ce dernier étant mobilisé par la déformation axiale des pieux ;
- La confrontation des résultats du modèle numérique aux résultats expérimentaux en champ libre montre globalement un bon accord numérique / expérimental, preuve de la capacité du modèle numérique réalisé à reproduire la cinématique en jeu. En particulier, l'extension transversale de la cuvette est bien reproduite, ainsi que la faible déformation verticale de la couverture. Le profil longitudinal de tassement du terrain « en champ libre » est également assez bien retrouvé : les tassements sont nuls au-delà de 1.D à l'avant du front, puis augmentent progressivement avec un profil de type « gaussienne cumulée ». Ils se stabilisent toutefois plus vite dans le modèle numérique qu'expérimentalement (à environ -4D, contre -6 à -8D expérimentalement) ;
- L'accord expérimental / numérique est également bon quant à la réponse des pieux lors du passage du tunnelier. En particulier, les rapports entre les tassements finaux des têtes des pieux et ceux du terrain en une position similaire par rapport à l'axe du tunnel sont bien reproduits numériquement. L'augmentation d'effort axial observée le long du pieu P3 est également bien reproduite (bien que surestimée) numériquement. Pour les pieux P1 et P2, les variations d'efforts axiaux induites par le creusement sont plus faibles que pour le pieu P3, expérimentalement comme numériquement. Enfin, à l'image des résultats expérimentaux, les moments longitudinaux et transversaux calculés sont faibles.

Enfin, les études paramétriques réalisées grâce à ce modèle numérique ont apporté les éléments de compréhension complémentaires suivants :

- Dans le cas présent, la modification de la pression frontale et de la pression de bourrage dans une gamme large n'a pas d'effet significatif sur les déplacements induits dans le terrain donc sur les distributions d'efforts dans les pieux dans le modèle numérique. La pression P_j imposée le long du bouclier a par contre une influence importante ;
- Modifier significativement le module de déformation E_{50} des calcaires Saint-Ouen (constituant la majorité de la couverture) modifie assez significativement le tassement en tête du pieu P1 et la distribution d'effort axial initiale dans ce pieu. Cependant, la variation d'effort induite par le passage du tunnelier est quasiment inchangée ;

- Diminuer le frottement latéral mobilisable ou augmenter la charge en tête du pieu P3 conduit, lors du passage du tunnelier, à l'atteinte du critère de plasticité au niveau de l'interface terrain/pieu sur presque toute la hauteur du pieu, et ainsi par une augmentation significative de l'effort de pointe. La résistance mobilisable au niveau de la pointe étant par contre plus faible que celle mobilisable par frottement latéral dans le cas des pieux élancés étudiés, les variations d'efforts axiaux dans le pieu sont plus faibles, et le tassement du pieu plus important.

Ces travaux ont donné lieu à trois publications dans des revues scientifiques à comité de lecture (Mohamad *et al.*, 2022 ; Berthoz *et al.*, 2022 ; Michalski *et al.*, 2023) et six communications dans des congrès scientifiques avec comité de lecture (Berthoz *et al.*, 2021 ; Mohamad *et al.*, 2021a, 2022b, 2022c ; Michalski *et al.*, 2022a, 2023b). De plus, un article partageant les données de l'expérimentation en vraie grandeur a été publié dans la revue *Data in brief* (Berthoz *et al.*, 2023). Compte-tenu du peu de données expérimentales disponibles dans la littérature, celles-ci pourront être utiles pour la calibration de modèles analytiques et numériques dédiés à l'estimation de l'impact du creusement au tunnelier sur les constructions avoisinantes, en particulier celles fondées sur pieux.

Les perspectives de ce travail concernent essentiellement la finalisation des développements numériques et leur transposition sous la forme d'outils et méthodes utilisables dans le domaine de l'ingénierie. Plus précisément :

- Le modèle ne génère pas le frottement négatif qui a été observé au niveau de la pointe du pieu P1, et a tendance à surestimer les variations d'efforts dans le pieu P2 par rapport aux résultats expérimentaux. Les résultats expérimentaux sont peut-être toutefois légèrement biaisés par la perte de stationnarité des conditions de creusement, ayant conduit à une brève accentuation des tassements de ces pieux. Des améliorations du modèle numérique sont peut-être néanmoins également nécessaires pour mieux reproduire la cinématique du terrain à proximité du tunnelier ;
- Le modèle a tendance à concentrer les déplacements induits sur une faible distance après le passage du front. Cela est particulièrement visible sur le profil longitudinal de tassements en surface du terrain, et est sans doute lié à l'hypothèse de comportement monophasique drainé du terrain. Des calculs bi-phasiques avec dissipation progressive des surpressions interstitielles permettraient peut-être d'améliorer le modèle ;
- Une fois les améliorations précédentes effectuées, une confrontation avec d'autres données expérimentales, notamment l'expérimentation londonienne de Selemetas & Standing (2013) serait intéressante ;
- Partant d'un bon accord numérique / expérimental sur ces expérimentations, c'est-à-dire « validant la procédure de modélisation numérique retenue », il pourrait être intéressant de « dégrader » progressivement le modèle pour quantifier les erreurs induites par certaines simplifications du modèle (modèle élastique parfaitement plastique *versus* Hardening Soil Model, calcul mono-phasique *versus* bi-phasique, *etc.*) ;
- Des études paramétriques seront ensuite à réaliser en faisant varier différents paramètres adimensionnels clés du problème (tels que la distance transversale tunnel / pieu, l'élancement des pieux, le rapport entre la pression régnant le long du bouclier et la contrainte verticale géostatique, les conditions d'interface terrain / pieu afin de modéliser différents types de pieux (frottants ou travaillant en pointe, *etc.*) afin de produire des abaques de pré-estimation de l'impact du creusement au tunnelier sur des fondations profondes ;
- L'ensemble de ces résultats pourra ensuite être diffusé vers les bureaux d'études en charge des projets souterrains, dans la continuité de la diffusion amorcée grâce à l'exercice de prévision décrit dans Berthoz *et al.* (2022), et du rapport de synthèse des enseignements du projet TULIP en cours de rédaction pour la Société du Grand Paris.

Références bibliographiques

- Attewell P.B., Woodman J.P. (1982).** *Predicting the dynamics of ground settlement and its derivatives caused by tunneling in soil*, Ground Engrg, London, vol. 15, n°8, pp. 13-22.
- Basile F., 2014.** *Effects of tunnelling on pile foundations*, Soils and Foundations, 54, 280-295.
- Bel J., 2018.** Modélisation physique de l'impact du creusement d'un tunnel par tunnelier à front pressurisé sur des fondations profondes, Phd thesis, Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat, France.
- Berthoz, N., 2012.** Modélisation physique et théorique du creusement pressurisé des tunnels en terrains meubles homogènes et stratifiés, Phd thesis, Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat, France.
- Berthoz N., Bourgeois E., Branque D., Michalski A., Mohamad W., Le Kouby A., Szymkiewicz F., Kreziak C., 2022.** *Impact du creusement au tunnelier sur un pieu : synthèse de l'exercice de prévision TULIP*, Revue Française de Géotechnique, 173, vol. 2, 16 p.
- Berthoz N., Branque D., Michalski A., Mohamad W., Bourgeois E., Le Kouby A., Szymkiewicz F., Rallu A., 2023.** *Impact of tunnelling on piles in Parisian subsoil: dataset of in-situ measurements in the ground and on three instrumented piles*, Data in Brief.
- Berthoz N., Branque D., Wong H., Subrin D., 2018.** *TBM soft ground interaction: Experimental study on a 1 g reduced-scale EPBS model*. Tunnelling and Underground Space Technology, 72, 189-209.
- Berthoz N., Branque D., Subrin D., 2020.** *Déplacements induits par les tunneliers : rétro-analyse de chantiers en milieu urbain sur la base de calculs éléments finis en section courante*, Revue française de géotechnique, 164, 1-20.
- Berthoz N., Branque D., Subrin D., Wong H., 2013.** *Stress measurement in partially saturated soils and its application to physical modeling of tunnel excavation*, Canadian Geotechnical Journal, 50, pp. 1077- 1087
- Berthoz N., Michalski A., Branque D., Subrin D., 2021.** *Impact des tunneliers sur des fondations profondes : modélisation numérique 3D d'essais réalisés sur modèle réduit*, Congrès International AFTES, Paris.
- Bezuijen A., Van Der Schrier J., 1994.** *The influence of a bored tunnel on pile foundations*, Centrifuge 94, 681-686.
- Boonsiri I., Takemura J., 2015.** *Observation of Ground Movement with Existing Pile Groups Due to Tunneling in Sand Using Centrifuge*, Modelling Geotechnical and Geological Engineering, Springer, 33, 621-640.
- Chen L., Poulos H., Loganathan N., 1999.** *Pile Responses Caused by Tunneling*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 3, 207-215.
- De Gennaro V., Frank R., 2005.** *Modélisation de l'interaction sol-pieu par la méthode des éléments finis*, Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées, 4552, 107-133.
- De Gennaro V., Frank R., Said I., 2008.** *Finite element analysis of model piles axially loaded in sands*, Rivista italiana di geotecnica, 44-62.
- Do N.-A., Dias D., Oreste P., 2014.** *2D tunnel numerical investigation: the influence of the simplified excavation method on tunnel behaviour*. Geot. Geol Eng, 32, 43-58. DOI 10.1007/s10706-013-9690-y.
- El Jirari, S., 2021.** *Modélisation numérique du processus de creusement pressurisé des tunnels*, Phd thesis, Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat, France.
- Franza A., Zheng C., Marshall A.M, Jimenez R., 2021.** *Investigation of soil–pile–structure interaction induced by vertical loads and tunnelling*, Computers and Geotechnics, 139, 104386.

- Grave P., Doré V., Mordant E., 2012.** *Tramway T6 - Châtillon Viroflay link.* Tunnels et Espace Souterrain, (234), pp. 533–541.
- Hong Y., Soomro M.A., Ng C.W.W., 2015.** *Settlement and load transfer mechanism of pile group due to side-by-side twin tunnelling,* Computers and Geotechnics 64, 105-119.
- Jacobsz S., Standing J., Mair R., Hagiwara T., Sugiyama T., 2004.** *Centrifuge modelling of tunnelling near driven piles,* Soils and foundations, 44, 49-56.
- Jongpradist P., Kaewsri T., Sawatparnich A., Suwansawat S., Youwai S., Kongkitkul W., Sunitsakul J., 2013.** *Development of tunneling influence zones for adjacent pile foundations by numerical analyses,* Tunnelling and Underground Space Technology, 34, 96-109.
- Kaalberg F., Teunissen E., Van Tol A., Bosch J., 2005.** *Dutch research on the impact of shield tunnelling on pile foundations,* Geotechnical Aspects of underground Construction in Soft Ground, The proceedings of the 5th International Conference of TC28 of the ISSMGE, Netherlands, 5, 123-131.
- Kastner R, Ollier C, Guibert G. 1996.** *In situ monitoring of the Lyons metro D line extension.* Geotechnical Aspects of Underground construction in Soft Ground. London: Balkema, 701–716.
- Lee C., Chiang, K., 2007.** *Responses of single piles to tunneling-induced soil movements in sandy ground,* Revue canadienne de géotechnique, 44, 1224-1241.
- Lee Y., Bassett R., 2006.** *Influence zones for 2D pile-soil-tunnelling interaction based on model test and numerical analysis,* Tunnelling and Underground Space Technology, 22, 325-342.
- Lee Y., Yoo C. (2006).** *Behavior of a bored tunnel adjacent to a line of load piles,* Tunneling and underground Space Technology, vol 21, n°3, pp. 370-377.
- Li Y., Zhang W., 2020.** *Investigation on passive pile responses subject to adjacent tunnelling in anisotropic clay,* Computers and Geotechnics, 127, 103782.
- Liu C., Zhang Z., Regueiro R. A., 2014.** *Pile and pile group response to tunnelling using a large diameter slurry shield – Case study in Shanghai,* Computers and Geotechnics, 59, 21-43.
- Loganathan, N., Poulos, H., Stewart, D., 2000.** *Centrifuge model testing of tunnelling induced ground and pile deformations,* Geotechnique 50, 283-294.
- Mair R.J., Taylor, R.N. (1997).** *Bored tunnelling in the urban environment.* Proceedings of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Balkema, Rotterdam, pp. 2353–2385.
- Marshall A., Mair R., 2011.** *Tunneling beneath driven or jacked end-bearing piles in sand,* Revue canadienne de géotechnique, 48, 1757-1771.
- Meschke G., Ninic J., Stascheit J., Alsahly A., 2013.** *Parallelized computational modeling of pile–soil interactions in mechanized tunneling,* Engineering Structures 47, 35-44.
- Michalski A., Berthoz N., Mercado-Chavez C., Rallu A., Subrin D., Branque D., 2023.** *Modélisation numérique 3D de l'interaction tunnelier / terrain / pieux appliquée à l'expérimentation in-situ TULIP,* Congrès International AFTES, Paris.
- Michalski A. Branque D., Berthoz N., Mohamad W., Bourgeois E., Le Kouby A., Szymkiewicz F., 2022.** *Full-scale experiment of the TBM / soil / pile interaction in Parisian subsoil,* ITA World Tunnel Congress (WTC), Copenhagen
- Michalski A., Branque D., Berthoz N., Mohamad W., Szymkiewicz F., Le Kouby F., Bourgeois E., 2022.** *TBM soft ground interaction during EPB tunnelling in Parisian soil,* Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering (under review).

- Mohamad, 2022.** Effet de la construction des tunnels sur les fondations profondes : Cas du Grand Paris Express, Phd thesis, Université Gustave Eiffel, France.
- Mohamad W., Bourgeois E., Le Kouby A., Szymkiewicz F., Michalski A., Branque D., Berthoz N., Kreziak C., 2022.** *Full-scale experiment on EPBS-pile-soil interaction in Parisian subsoil*, Intern. Conf. On Comput. Methods and Info. Models in Tunn. (Euro:Tun), Bochum.
- Mohamad W., Bourgeois E., Le Kouby A., Szymkiewicz F., Michalski A., Branque D., Berthoz N., Kreziak C., 2022.** *Effet du creusement au tunnelier sur les fondations profondes : comparaison entre cordes vibrantes et fibres optiques*, 11ème Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur (JNGG), Lyon.
- Mohamad W., Bourgeois E., Le Kouby A., Szymkiewicz F., Michalski A., Branque D., Berthoz N., Soyez L., Kreziak C., 2022.** *Full scale study of pile response to EPBS tunnelling on a Grand Paris Express site*, Tunnelling and Underground Space Technology, 124, 104492.
- Mohamad W., Bourgeois E., Le Kouby A., Szymkiewicz F., Soyez L., Kreziak C., Noureldeen A., Branque D., Rallu A., Michalski A., Berthoz N., 2021.** *Effects of tunnelling on existing pile foundations: the TULIP Project*, In Proc. of the 20th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ICSMGE), Sydney.
- Mori, L., Alavi, E., Mooney, M. (2017).** *Apparent density evaluation methods to assess the effectiveness of soil conditioning*. Tunnelling and Underground Space Technology 67, 175–186.
- Morton J., King K., 1979.** *Effects of tunnelling on the bearing capacity and settlement of piled foundations*, In proceedings of the Second International SympIn pr: Tunnelling '79, 57-68.
- Moyal, P., Beaugendre, N., Piljan, J.L., Lechantre, G., Gauthier, P., 2011.** *Extension of Paris metro line 12 from Porte de la Chapelle to Mairie d'Aubervilliers*. Congrès International AFTES, Lyon.
- Mroueh M., Shahrouh I., 1999,** *Three-dimensional analysis of the interaction between tunneling and pile foundations*, In Proceedings of the 7th International Conference on Numerical Models in Geomechanics – NUMOG VII, Graz, Balkema, 397-402.
- Nematollahi M., Dias D., 2019.** *Three-dimensional numerical simulation of pile-twin tunnels interaction – Case of the Shiraz subway line*, Tunnelling and Underground Space Technology, 86, 75-88.
- Njanka, 2019.** Modélisation de l'impact du passage d'un tunnelier sur la réponse des fondations profondes à l'aide du logiciel CESAR, stage de master mécanique des roches et des ouvrages dans leur environnement, Ecole des Ponts Paris Tech, France.
- O'Neil M. W., Reese L. C., 1999.** *Drilled shafts: Construction procedures and design methods*, Federal Highway Administration, pp. 794.
- Ong C., Leung C., Yong K.Y, Chow, Y., 2007.** *Performance of pile due to tunneling-induced soil movements*, Underground Space the 4th Dimension of Metropolises
- Pang C. H., Yong K. Y., Chow Y. K., Wang J., 2005.** *The response of pile foundations subjected to shield tunnelling*, Proc., 5th Int. Symp. on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Balkema, Leiden, Netherlands, 737-743.
- Peck R.B., 1969.** *Deep excavations and tunneling in soft ground*, Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, State of the Art Volume, 225-290.
- Peng S., Lu H., Ng C., 2011.** *Centrifuge modelling of three-dimensional tunnelling effects on piles under working and ultimate loads*, unpublished
- Rusinek R., Molenda M., Horabik J. (2009).** *Performances of membrane pressure transducers in granular materials of various particle size*, Powder Technology, vol. 190, pp. 410-414.

- Schanz T., Vermeer P. A., Bonnier P.G., 1999.** *The hardening soil model: formulation and verification*. Beyond 2000 in computational géotechnics – 10 years of Plaxis. Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5809 040 X.
- Schweiger H.F., 2002.** *Results from numerical benchmark exercises in geotechnics*. Institute for Soil Mechanics and Foundation Engineering, Computational Geotechnics Group, Graz University of Technology, Austria.
- Selemetas D., Standing J. R., Mair R. J., 2005.** *The response of full-scale piles to tunnelling*, In Proc. of the Fifth Int. Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Amsterdam.
- Selemetas D., Standing J. R., 2017.** *Response of full-scale piles to EPBM tunnelling in London Clay*, *Géotechnique*, 67(9), 823-836.
- Simic-Silva P. T., Martínez-Bacas B., Galindo-Aires R., Simic, 2020.** *3D simulation for tunnelling effects on existing piles*, *Computers and Geotechnics*, 124, 103625.
- Soomro M. A., Hong Y., Wang Wai Ng C., Lu H., Peng S., 2015.** *Load transfer mechanism in pile group due to single tunnel advancement in stiff clay*, *Tunnelling and Underground Space Technology*, 45, 63-72.
- Standing J. R., Selemetas D., 2013.** *Greenfield ground response to EPBM tunnelling in London Clay*, *Geotechnique*, 63(12), 989.
- Wan M.S.P., Standing J.R., Potts D.M., Burland J.B., 2017.** *Measured short-term subsurface ground displacements from EPBM tunnelling in London Clay*, *Géotechnique* 67, 748–779.
- Weiler W.A., Kulhawy F.H., 1982.** *Factors affecting stress cell measurements in soil*, *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, vol. 108, GT.12, pp. 1529-1548.
- Wu H.N., Shen S.L., Yang J., Zhou A.N., 2018.** *Soil-tunnel interaction modelling for shield tunnels considering shearing dislocation in longitudinal joints*, *Tunnelling and Underground Space Technology*, 78, 168-177.
- Yoo, 2013.** *Interaction between tunneling and bridge foundation – A 3D numerical investigation*, *Computers and Geotechnics*, 49, 70-78.
- Zhang Z., Huang M., Xu C., Jiang Y., Wang W., 2018.** *Simplified solution for tunnel-soil-pile interaction in Pasternak's foundation*, *Tunnelling and Underground Space Technology*, n°78, 146-158