



HAL
open science

Effet de la construction des tunnels sur les fondations profondes : cas du Grand Paris Express

Wassim Mohamad

► **To cite this version:**

Wassim Mohamad. Effet de la construction des tunnels sur les fondations profondes : cas du Grand Paris Express. Géotechnique. Université Gustave Eiffel, 2022. Français. NNT : 2022UEFL2049 . tel-04043965

HAL Id: tel-04043965

<https://theses.hal.science/tel-04043965v1>

Submitted on 24 Mar 2023

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

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

Thèse présentée pour l'obtention du grade de
Docteur de l'Université Gustave Eiffel

Ecole Doctorale Sciences, Ingénierie et Environnement
Spécialité : Géotechnique

Par :

Wassim Mohamad

**Effet de la construction des tunnels sur les
fondations profondes : Cas du Grand Paris
Express**

Thèse soutenue le 20 octobre 2022 devant le jury composé de :

MROUEH Hussein	Université de Lille 1	Président du jury
AL-BITTAR Tamara	Université Libanaise	Rapporteur
PANTET Anne	Université du Havre	Rapporteur
SOYEZ Laurent	Société du Grand Paris	Invité
BOURGEOIS Emmanuel	Université Gustave Eiffel	Directeur de thèse
LE KOUBY Alain	Université Gustave Eiffel	Encadrant
SZYMKIEWICZ Fabien	Université Gustave Eiffel	Encadrant

Résumé

Dans le cadre du projet Grand Paris Express, une expérimentation en vraie grandeur a été réalisée dans le but de mieux comprendre l'effet du creusement sur les pieux isolés. L'expérimentation fait l'objet d'un projet piloté par la Société du Grand Paris, le projet TULIP, auquel ont participé l'Université Gustave Eiffel, l'ENTPE et le CETU. Le projet comporte l'instrumentation du sol et de trois pieux dans la zone d'influence du tunnelier de la ligne 16 du Grand Paris Express.

Dans la première partie de ce mémoire, on présente l'analyse des mesures in-situ : les déplacements en surface et en profondeur et les pressions interstitielles sont examinés. Les mesures ont montré l'effet prépondérant des pressions interstitielles et des conditions de pilotage du creusement sur la réponse du sol. En ce qui concerne les pieux, les déplacements, les efforts axiaux, le frottement et les moments sont calculés. Le comportement est affecté par la position du pieu par rapport au tunnel, la charge appliquée et la capacité portante.

D'autre part, dans le cadre du projet TULIP, un exercice de prévision de l'impact du tunnelier sur un des pieux de cette expérimentation a été organisé, afin de mobiliser la profession autour de cette problématique, et de comparer les différentes pratiques. Cet exercice permet de tirer plusieurs enseignements concernant la prévision de l'impact du creusement sur des pieux isolés. Il a notamment révélé une grande variété d'approches pour la modélisation des pieux, du creusement et des conditions d'interface sol-pieux.

Dans la dernière partie de ce travail, des calculs numériques sont effectués avec deux méthodes différentes pour simuler le creusement : la première consiste à imposer une déformation dans la zone à excaver, la deuxième consiste à appliquer un déconfinement et des pressions variables le long du tunnelier. Le coefficient des terres au repos K_0 est introduit dans la méthode de la déformation imposée pour améliorer la réponse du sol et des pieux. Les différents modèles ont permis de bien reproduire les tassements du sol et des pieux avec des différences au niveau de l'extension transversale du tassement et les efforts axiaux dans les pieux.

Des études paramétriques ont été effectuées avec la méthode des déformations imposées sur l'effet de la charge appliquée et la position transversale du pieu. A partir des résultats expérimentaux et numériques, nous avons proposé une formulation pour calculer le tassement d'un pieu à n'importe quelle position transversale en fonction du tassement du sol, de la charge appliquée et de la capacité portante. Cette méthode fournit des éléments plus précis pour la prédiction du comportement des pieux (tassements et efforts axiaux générés par le creusement) que les zones d'influence présentées dans la littérature.

Abstract

Within the framework of the Grand Paris Express, a full-scale experiment was conducted in order to better understand the effect of tunneling on pile foundations. The experiment was the main element of a research project called TULIP, coordinated by the Société du Grand Paris, with Université Gustave Eiffel, ENTPE and CETU. The project involved the instrumentation of three piles and the surrounding soil in the influence zone of metro line 16.

In the first part of this manuscript, soil surface and subsurface displacements and pore pressure around the tunnel are analyzed. The measurements showed the importance of the pore pressure and the TBM driving process on the soil response. Regarding the piles, displacements, axial forces, axial friction and bending moments were calculated. Pile behavior was affected by the position of the pile with respect to the tunnel, the applied load and the bearing capacity.

In the TULIP project, a benchmark was organized to predict the impact of the earth pressure balance tunneling on one of the piles of this experiment. The main objective was to compare the different practices adopted in the industry to deal with this kind of complex problems. The benchmark revealed a considerable diversity on the type of model to adopt regarding the piles, excavation process and the conditions at the soil-pile interface.

In the last part of this manuscript, numerical calculations are presented; they were performed with two different numerical methods for the simulation of the excavation process: the first one consists in imposing a deformation whereas the second one consists in combining stress relaxation and applied pressures along the TBM. The coefficient of earth pressure at rest K_0 was introduced in the imposed deformation method to improve soil and pile responses. The different models estimated well soil and pile settlements with differences in the transverse trough and the axial forces in the piles.

Parametric analyses were performed with the imposed deformation method to study the effect of the applied load and the transverse position of the pile on its behavior. The numerical results were used to develop a computational formula to calculate the pile settlement at any transverse position as a function of soil settlement, applied load and bearing capacity. This method provides more efficient predictions of pile behavior (settlements and axial forces generated by the excavation) than the influence zones presented in the literature.

Table des matières

Résumé.....	2
Abstract.....	3
Table des matières.....	5
Liste des figures.....	8
Liste des tableaux.....	13
Liste des symboles.....	14
Introduction générale.....	17
Chapitre 1 : Synthèse bibliographique sur les effets du creusement sur les fondations profondes.....	20
1.1 Introduction.....	21
1.1.1 Les différents éléments d'un tunnelier.....	21
1.1.2 Les types de tunneliers.....	22
1.2 Pertes de volume induites par creusement des tunnels.....	24
1.3 Expérimentations en vraie grandeur.....	25
1.3.1 Principales références disponibles.....	25
1.3.2 Présentation de l'expérimentation à Londres (Selemetas et al., 2005).....	26
1.3.3 Déplacements du sol.....	27
1.3.4 Tassement des pieux.....	29
1.3.5 Déplacements horizontaux des pieux.....	30
1.3.6 Variation des efforts internes.....	31
1.3.7 Charges en pointe.....	32
1.4 Modélisations physiques.....	32
1.4.1 Tassement des pieux.....	33
1.4.2 Variation des efforts internes.....	34
1.4.3 Charge en pointe.....	35
1.5 Modélisations numériques.....	36
1.5.1 Dimensions du modèle numérique.....	37
1.5.2 Simulations bidimensionnelles de creusement.....	38
1.5.3 Simulations tridimensionnelles de creusement.....	42
1.5.4 Importance du coefficient de terre au repos K_0	48
1.6 Prédiction de la réponse du sol.....	50
1.6.1 Formules empiriques.....	50
1.6.2 Formules analytiques.....	53
1.6.3 Formules semi-analytiques.....	54

1.6.4 Synthèse	56
1.7 Prédiction de la réponse de pieu	56
1.8 Conclusions	58
Chapitre 2 : Description du projet TULIP	62
2.1 Introduction	63
2.2 Modèles géologique et géotechnique du site	64
2.3 Caractéristiques du tunnelier.....	67
2.4 Instrumentation du sol.....	69
2.5 Instrumentation des pieux	72
2.5.1 Disposition et schéma d'implantation.....	73
2.5.2 Calcul de déformation dans les pieux	76
2.5.3 Lissage des courbes de déformation (fibres optiques).....	76
2.5.4 Chargement des pieux	78
2.5.5 Auscultation en tête des pieux.....	80
2.6 Conclusions	80
Chapitre 3 : Réponse du sol au creusement.....	81
3.1 Pressions interstitielles.....	82
3.2 Profils longitudinaux de tassement en surface	86
3.3 Cuvettes transversales de tassement en surface	88
3.4 Différence de tassement entre SMRN et SMRS.....	90
3.5 Tassements en profondeur	92
3.6 Déplacements horizontaux en surface	97
3.7 Déplacements horizontaux longitudinaux en profondeur	98
3.8 Déplacements horizontaux transversaux en profondeur.....	103
3.9 Synthèse et conclusions	107
Chapitre 4 : Réponse des pieux au chargement et au creusement.....	110
4.1 Introduction	111
4.2 Réponse des pieux au chargement.....	111
4.2.1 Tassement en tête des pieux.....	113
4.2.2 Déformations des pieux	115
4.2.3 Efforts axiaux.....	118
4.2.4 Frottements axiaux	120
4.2.5 Moments fléchissants	121
4.2.6 Comparaison entre les cordes vibrantes et les fibres optiques	123
4.2.7 Fluage des pieux	125
4.3 Réponse des pieux au creusement.....	127

4.3.1 Tassements en tête des pieux.....	127
4.3.2 Déplacements horizontaux en tête des pieux	130
4.3.3 Déformations	131
4.3.4 Efforts internes	136
4.3.5 Comparaison avec les fibres optiques	143
4.3.6 Diagrammes d'interaction N-M	148
4.4 Conclusions	149
Chapitre 5 : Modélisation numérique de l'expérimentation TULIP.....	151
5.1 Modèle numérique 3D.....	153
5.1.1 Modélisation du creusement.....	155
5.1.2 Modélisation des pieux et de l'interaction sol-pieux	157
5.1.3 Paramètres du modèle référence	158
5.1.4 Géométrie du massif	160
5.1.5 Phasages de calcul	163
5.2 Résultats des modèles de référence (DEFI).....	163
5.2.1 Réponse des pieux au chargement	164
5.2.2 Réponse du sol au creusement	166
5.2.3 Réponse des pieux au creusement	170
5.3 Etudes paramétriques.....	174
5.3.1 Effet de la charge appliquée	174
5.3.2 Effet de la distance transversale.....	177
5.4 Exercice de prévision	180
5.4.1 Données d'entrées	181
5.4.2 Hypothèses de modélisation.....	181
5.4.3 Résultats avec les données usuelles	185
5.4.4 Résultats avec un modèle géotechnique imposé.....	188
5.4.5 Conclusions.....	191
5.5 Calcul avec la méthode DECONF	194
5.5.1 Simulation du creusement	194
5.5.2 Réponse du sol au creusement	195
5.5.3 Réponse des pieux au creusement	198
5.6 Conclusions	199
Chapitre 6 : Conclusions et perspectives.....	201
Références.....	205
Annexe 1	212

Liste des figures

Figure 1.1 les éléments d'un tunnelier (modifié de https://prolongementligne11est.fr/les-methodes-de-construction/).....	22
Figure 1.2 Champ de déplacement du sol pendant le creusement par tunnelier (Suwansawat, 2002).....	24
Figure 1.3 Phasage de déformation du sol avec l'avancement du tunnelier (Möller, 2006) ...	25
Figure 1.4 (a) plan du site avec les différents éléments instrumentés (Standing & Selemetas, 2013) (b) positions des pieux par rapport aux deux tunnels (Selemetas & Standing, 2017)..	27
Figure 1.5 (a) tassement des cibles topographiques en fonction de la position du front (b) cuvette de tassement transversal pour différentes positions du front (Standing & Selemetas, 2013).....	28
Figure 1.6 Comparaison entre le tassement des pieux FC et FO et le sol en surface pendant le creusement du tunnel UT (Selemetas & Standing, 2017).....	30
Figure 1.7 Zones d'influence déduites des expérimentations en vraie grandeur (la notation VI représente la perte de volume – volume loss en anglais)	30
Figure 1.8 Déplacements horizontaux transversaux des pieux dans les études à Londres (Selemetas, 2005) et Shanghai (Liu et al., 2014).....	31
Figure 1.9 Variation des efforts axiaux dans les pieux, étude à Londres	32
Figure 1.10 Variation de la charge en pointe des pieux pendant les deux creusements UT et DT, modifié de (Selemetas et al., 2005).....	32
Figure 1.11 Zones d'influence pour différentes études dans la littérature (Michalski et al., 2022).....	34
Figure 1.12 Variation de l'effort axial pour des pieux dans plusieurs études en centrifugeuse, modifié de (Dias, 2017)	34
Figure 1.13 Mécanisme de déformation des pieux suite au creusement (a) pieu sous le tunnel (b) pieu au niveau de l'axe du tunnel (Lee & Chiang, 2007).....	35
Figure 1.14 Variation de la charge en pointe pour des essais en centrifugeuse	36
Figure 1.15 Dimensions des modèles numériques pour s'affranchir des effets de bords	38
Figure 1.16 Stabilité du tassement longitudinal en arrière du front après creusement (Möller, 2006).....	38
Figure 1.17 Méthode de "gap" introduite par (Rowe et al., 1983) et améliorée par (Lo et al., 1984).....	39
Figure 1.18 Principe de la méthode convergence – confinement (Panet & Guénot, 1982) ...	41
Figure 1.19 Interaction sol - revêtement par la méthode convergence-confinement (Eisenstein & Branco, 1991).....	41
Figure 1.20 Phasage de calcul aux éléments finis (Berthoz et al., 2020)	42
Figure 1.21 Processus de creusement adopté par (Do et al., 2014)	44
Figure 1.22 Processus de creusement adopté par (Zhang et al., 2016).....	45
Figure 1.23 Prise en compte du poids de la jupe et du train suiveur dans les calculs de (Nematollahi & Dias, 2019).....	46
Figure 1.24 Principe de la modélisation du creusement sur CESAR-LCPC adoptée par (El Jirari, 2021)	47
Figure 1.25 Effet de K_0 sur les cuvettes de tassements (a) longitudinale et (b) transversale (Möller, 2006)	49
Figure 1.26 Mode de déformation du sol et conditions aux limites (Loganathan & Poulos, 1998).....	55

Figure 1.27 Profils de tassement de sol suite au creusement (Franza et al., 2021a)	57
Figure 1.28 Chartes adimensionnelles pour la prédiction du comportement de pieu (Franza et al., 2021a)	58
Figure 2.1 Plan du travail.....	63
Figure 2.1 Vue aérienne du site expérimental	64
Figure 2.2 Coupe géologique du plot d'essai (Michalski, 2023)	65
Figure 2.3 Tunnelier TBM6 utilisé sur la ligne 16 du Grand Paris Express (Michalski, 2023).....	68
Figure 2.4 Bilan des forces exercées par le tunnelier sur sol (Michalski, 2023)	69
Figure 2.5 Plan d'implantation des instruments de mesure.....	70
Figure 2.6 Coupe transversale SMRN	71
Figure 2.7 Coupe transversale SMRS	71
Figure 2.8 Positions des pieux par rapport au tunnel.....	72
Figure 2.9 Dispositions des cordes vibrantes et des fibres optiques par rapport à la direction de creusement.....	73
Figure 2.10 Instrumentation des pieux par des cordes vibrantes et des fibres optiques.....	74
Figure 2.11 Protection des cordes vibrantes et des fibres optiques pendant l'installation des pieux	75
Figure 2.12 Branchement des fibres optiques à la centrale optique.....	75
Figure 2.13 Lissage 1 de la courbe de déformation de P1	77
Figure 2.14 Lissage 2 de la courbe de déformation de P1	78
Figure 2.15 Système de chargement des pieux.....	79
Figure 2.16 Suivi des déplacements en tête des pieux	80
Figure 3.1 Effet de creusement sur les pressions interstitielles (Watson & Hatley, 2022)	82
Figure 3.2 Effet du creusement sur les pressions interstitielles.....	83
Figure 3.3 Pressions interstitielles pendant le passage sous l'emprise TULIP	84
Figure 3.4 Profils de pression interstitielle pour différentes positions du tunnelier.....	85
Figure 3.5 Tassement des cibles de SMRL	87
Figure 3.6 Profil longitudinal de tassement pour plusieurs positions du tunnelier.....	88
Figure 3.7 Tassements des cibles de SMRN en fonction du temps	89
Figure 3.8 Tassements des cibles de SMRS en fonction du temps	89
Figure 3.9 Cuvettes de tassement transversal pour plusieurs positions du tunnelier	90
Figure 3.10 Tassement des cibles de SMRS à $y = -8$ m et 1 m après la diminution de la pression interstitielle du 9 juillet	92
Figure 3.11 Déplacement relatif dans E1 ($y = 7$ m suivant SMRN)	93
Figure 3.12 Déplacement relatif dans E2 ($y = -10$ m suivant SMRN)	94
Figure 3.13 Déplacement relatif dans E3 ($y = 10$ m suivant SMRS)	95
Figure 3.14 Déplacement relatif dans E4 ($y = 0$ m suivant SMRS)	95
Figure 3.15 Déplacement relatif dans E5 ($y = -7$ m suivant SMRS)	96
Figure 3.16 Tassements en profondeur (grande incertitude)	97
Figure 3.17 Déplacements horizontaux transversaux en surface.....	98
Figure 3.18 Déplacements horizontaux longitudinaux en surface	98
Figure 3.19 Déplacements horizontaux longitudinaux : inclinomètre I1 ($y = 10$ m suivant SMRN)	99
Figure 3.20 Déplacements horizontaux longitudinaux : inclinomètre I2 ($y = 0$ m suivant SMRN)	100
Figure 3.21 Déplacements horizontaux longitudinaux : inclinomètre I3 ($y = -7$ m suivant SMRN)	101

Figure 3.22 Déplacements horizontaux longitudinaux : inclinomètre I4 (y = 7 m suivant SMRS)	101
Figure 3.23 Déplacements horizontaux longitudinaux : inclinomètre I5 (y = -10 m suivant SMRS)	102
Figure 3.24 Profil de déplacement horizontal longitudinal pour différentes positions du tunnelier	103
Figure 3.25 Déplacements horizontaux transversaux : inclinomètre I1 (y = 10 m suivant SMRN)	104
Figure 3.26 Déplacements horizontaux transversaux : inclinomètre I2 (y = 0 m suivant SMRN)	104
Figure 3.27 Déplacements horizontaux transversaux : inclinomètre I3 (y = -7 m suivant SMRN)	105
Figure 3.28 Déplacements horizontaux transversaux : inclinomètre I4 (y = 7 m suivant SMRS)	105
Figure 3.29 Déplacements horizontaux transversaux : inclinomètre I5 (y = -10 m suivant SMRS)	106
Figure 3.30 Déplacements horizontaux transversaux en profondeur	107
Figure 3.31 Champ de déplacement 3D autour du tunnel.....	108
Figure 3.32 Vues frontale et latérale du champ de déplacement autour du tunnel.....	109
Figure 4.1 Synthèse de calcul de la capacité portante par la méthode pressiométrique	112
Figure 4.2 Tassement de P1 pendant le chargement	113
Figure 4.3 Tassement de P2 pendant le chargement	114
Figure 4.4 Tassement de P3 pendant le chargement	114
Figure 4.5 Courbe de tassement en fonction de la charge pour les trois pieux	115
Figure 4.6 Déformations moyennes de P1 pendant le chargement.....	116
Figure 4.7 Déformation moyenne de P2 pendant le chargement	116
Figure 4.8 Déformation moyenne de P3 pendant le premier chargement	117
Figure 4.9 Déformation moyenne de P3 pendant le deuxième chargement.....	117
Figure 4.10 Comparaison de déformation entre les deux chargements de P3.....	118
Figure 4.11 Courbes (a) contrainte-déformation et (b) module-déformation pour chaque pieu	119
Figure 4.12 Efforts axiaux dans les pieux pour les différents paliers de charge	120
Figure 4.13 Frottement des pieux pendant le chargement.....	121
Figure 4.14 Convention des signes adoptée pour le calcul des moments.....	122
Figure 4.15 Distance r du centre aux instruments de mesure (pour P1 et P2)	122
Figure 4.16 Moment transversal dans les pieux (calculé à partir des cordes vibrantes).....	123
Figure 4.17 Moment longitudinal dans les pieux (calculé à partir des cordes vibrantes)	123
Figure 4.18 Comparaison des efforts axiaux mesurés par FO et CV	124
Figure 4.19 Comparaison des moments transversaux mesurés par FO et CV.....	124
Figure 4.20 Comparaison des moments longitudinaux mesurés par FO et CV	125
Figure 4.21 (a) Déformation (z = 0) en fonction du temps (b) déformation de fluage dans les pieux	125
Figure 4.22 Déformation résiduelle dans P3 après décharge et variation de déformation entre la fin du premier chargement et la décharge.....	126
Figure 4.23 Diminution de la déformation dans P3 entre décharge - recharge	126
Figure 4.24 Tassement de P1 pendant le creusement.....	127
Figure 4.25 Tassement de P2 pendant le creusement.....	129
Figure 4.26 Tassement de P3 pendant le creusement.....	130

Figure 4.27 Déplacements horizontaux longitudinaux en tête des pieux.....	131
Figure 4.28 Déplacements horizontaux transversaux en tête des pieux	131
Figure 4.29 Déformation de P1 pendant le creusement.....	132
Figure 4.30 Déformation de P2 pendant le creusement.....	133
Figure 4.31 Déformation de P3 pendant le creusement.....	134
Figure 4.32 Efforts axiaux dans P1 pour différentes positions du tunnelier	136
Figure 4.33 Efforts axiaux dans P2 pour différentes positions du tunnelier	137
Figure 4.34 Efforts axiaux dans P3 pour différentes positions du tunnelier	137
Figure 4.35 Frottement de P1 pendant le creusement.....	138
Figure 4.36 Frottement de P2 pendant le creusement.....	139
Figure 4.37 Frottement de P3 pendant le creusement.....	140
Figure 4.38 Profils de frottement avant et après creusement dans (a) P1, (b) P2 et (c) P3 – NB : q_{smax} ne correspond pas à des valeurs mesurées mais désigne le frottement maximal au sens de la norme.....	140
Figure 4.39 Tassement du sol et des pieux en profondeur à $X_{pt} = -6D$	141
Figure 4.40 Variation de la charge en pointe pendant le creusement	141
Figure 4.41 Moments fléchissants avant et après creusement	142
Figure 4.42 Comparaison de l'effort axial de P1 mesuré par FO et CV avant calibrage le 01/07/2020.....	143
Figure 4.43 Effet de l'augmentation de la température sur la déformation dans la fibre optique	144
Figure 4.44 Comparaison de l'effort axial de P1 mesuré par FO et CV après calibrage le 01/07/2020	144
Figure 4.45 Comparaison des efforts axiaux dans P1 mesurés par CV et FO	145
Figure 4.46 Comparaison des efforts axiaux dans P2 mesurés par CV et FO	146
Figure 4.47 Comparaison des efforts axiaux dans P3 mesurés par CV et FO	146
Figure 4.48 Comparaison entre les moments transversaux générés par le creusement et mesurés par les CV et les FO.....	147
Figure 4.49 Comparaison entre les moments longitudinaux générés par le creusement et mesurés par les CV et les FO.....	147
Figure 4.50 Comparaison entre les efforts internes et les enveloppes limites pour béton armé (RC) et non armé (UC)	148
Figure 5.1 Coupe transversale du modèle élaboré pour P3.....	154
Figure 5.2 Plan du modèle P3	155
Figure 5.3 Simulation du creusement par la méthode DEFI.....	157
Figure 5.4 Création du tunnel	160
Figure 5.5 Création du P3	161
Figure 5.6 Création du massif P3 - sol – tunnel	162
Figure 5.7 Coupe longitudinale du modèle P1	163
Figure 5.8 Chargement de P1	164
Figure 5.9 Chargement de P2	165
Figure 5.10 Chargement de P3	165
Figure 5.11 Tassement longitudinal pour différentes positions du front cas DEFI 21	166
Figure 5.12 Tassement longitudinal pour différentes positions du front cas DEFI 22	166
Figure 5.13 Tassement transversal pour différentes positions du front.....	167
Figure 5.14 Comparaison des cuvettes transversales avec les résultats expérimentaux	168
Figure 5.15 Tassement en profondeur à $y = 10$ m - (a) : DEFI 21 (b) : DEFI 22.....	168

Figure 5.16 déplacement longitudinal en profondeur à $y = 10$ m - (a) : DEFI 21 (b) : DEFI 22	169
Figure 5.17 déplacement transversal en profondeur à $y = 10$ m - (a) : DEFI 21 (b) : DEFI 22	169
Figure 5.18 Tassement de P1 avec l'avancement du creusement	170
Figure 5.19 Tassement de P2 avec l'avancement du creusement	171
Figure 5.20 Tassement de P3 avec l'avancement du creusement	171
Figure 5.21 Variation d'effort axial dans P1 - (a) : DEFI 21 (b) : DEFI 22	172
Figure 5.22 Variation d'effort axial dans P2 - (a) : DEFI 21 (b) : DEFI 22	173
Figure 5.23 Variation d'effort axial dans P3 - (a) : DEFI 21 (b) : DEFI 22	173
Figure 5.24 Tassement du sol et de P3 à $y = 10$ m à la fin du creusement	174
Figure 5.25 Tassement de P1 pendant le creusement pour différents chargements	175
Figure 5.26 Tassement de P3 pendant le creusement pour différents chargements	175
Figure 5.27 Effet de la charge appliquée sur les tassements générés par le creusement	176
Figure 5.28 (a) Effet de la charge appliquée sur les efforts axiaux générés par le creusement et (b) effort axial dans P3 à la fin des trois chargements et avant passage du tunnelier	177
Figure 5.29 Effet de la position transversale du pieu sur le tassement	178
Figure 5.30 Zones d'influence du projet TULIP en fonction du rapport R	179
Figure 5.31 Effet de la position transversale du pieu sur les variations des efforts axiaux	180
Figure 5.32 Effort axial dans P3 post-chargeement à $z = -4$ et -19 m (Phase 1)	185
Figure 5.33 Tassement maximal et point d'inflexion du sol (Phase 1)	186
Figure 5.34 Tassement maximal du pieu et du sol (Phase 1)	187
Figure 5.35 Variation d'effort axial dans P3 suite au creusement (Phase 1)	188
Figure 5.36 Effort axial dans P3 à $z = -4$ et -19 m (Phase 3)	189
Figure 5.37 Tassement maximal et point d'inflexion du sol (Phase 3)	189
Figure 5.38 Tassement maximal du pieu et du sol (Phase 3)	190
Figure 5.39 Variation d'effort axial dans P3 suite au creusement (Phase 3)	191
Figure 5.40 Simulation du creusement avec la méthode DECONF	194
Figure 5.41 Modification du maillage pour le modèle DECONF, cas P2	195
Figure 5.42 Tassement longitudinal du sol méthode DECONF	196
Figure 5.43 Tassement transversal du sol à la fin du creusement méthode DECONF	197
Figure 5.44 Déplacements en profondeur méthode DECONF	197
Figure 5.45 Tassements des pieux (méthode DECONF)	198
Figure 5.46 Variation d'effort axial dans les trois pieux à $X_{pt} = -40$ m	199
Figure 6.1 Généralisation du comportement de pieu suite au creusement, cas du Grand Paris Express	204

Liste des tableaux

Tableau 1.1 Comparaison de la réponse du sol pendant les deux creusements	29
Tableau 1.2 Volumes et largeurs des cuvettes de tassement pour différentes modélisations du creusement (Klotoé, 2017)	49
Tableau 1.3 Récapitulatif des formules utilisées pour le calcul de l'étendue de la cuvette de tassement.....	51
Tableau 2.1 Incertitudes identifiées dans le mémoire de synthèse du lot 1 de la Ligne 16, et commentaires associés concernant le projet TULIP (Michalski, 2023)	65
Tableau 2.2 Synthèse des caractéristiques mécaniques du sol (Michalski, 2023)	66
Tableau 2.3 Caractéristiques mécaniques du béton - Eiffage (Michalski, 2023)	68
Tableau 2.4 Profondeurs des cordes vibrantes.....	73
Tableau 4.1 Chargement de trois pieux (2020).....	111
Tableau 4.2 Tassements approximatifs pour chaque palier de chargement	115
Tableau 4.3 Modules des pieux après fluage	135
Tableau 5.1 Paramètres géométriques et mécaniques des sols dans les modèles références	159
Tableau 5.2 Paramètres mécaniques des pieux.....	159
Tableau 5.3 Modèles géotechniques adoptés par les différents participants (Phase 1)	184
Tableau 5.4 Hypothèses de modélisation des participants R3 et R12 (phase 3).....	193

Liste des symboles

x	m	axe longitudinal ayant comme origine le front de taille du tunnel
y	m	axe transversal ayant comme origine le front de taille du tunnel
z	m	profondeur par rapport au terrain naturel
u	mm	déplacement du pieu dans la direction longitudinale
v	mm	déplacement du pieu dans la direction transversale
w_s	mm	déplacement vertical du sol
γ_s	kN/m ³	poids volumique du sol
c'_s	kPa	cohésion effective du sol
φ'_s	°	angle de frottement du sol
ψ_s	°	angle de dilatance du sol
G_s	MPa	module de cisaillement de sol
K_0		coefficient des terres au repos
w_p	mm	tassement de la tête du pieu
E_p	GPa	module de Young du pieu
A_p	m ²	section du pieu
D_p	m	diamètre du pieu
R_p	m	rayon du pieu
I_p	m ⁴	moment d'inertie du pieu
z_p	m	profondeur de la base du pieu
X_{pt}	m	Distance entre le pieu et le front du tunnelier
R_s	kN	Charge limite de frottement du pieu
R_b	kN	Charge limite de pointe du pieu
R_c	kN	Capacité portante du pieu
N	kN	Effort axial dans le pieu
M_x	kN.m	Moment transversal dans le pieu

M_y	kN.m	Moment longitudinal dans le pieu
r	m	distance de la corde vibrante jusqu'à l'axe neutre du pieu
D_t	m	diamètre du tunnel
R_t	m	rayon du tunnel
z_t	m	profondeur de l'axe du tunnel
X_{st}	m	Distance entre le sol et le front du tunnelier
l_d	m	distance entre l'axe du tunnel et l'axe du pieu
V_l	m ³ /m	Volume du sol excavé en surface par mètre de creusement
V_{ls}	%	perte de volume causée par le creusement
i_y	m	distance latérale de l'axe de tunnel jusqu'au point d'inflexion de la cuvette de tassement transversale
P_f	kPa	pression frontale du tunnelier
P_i	kPa	pression d'injection de mortier de bourrage
k_v	m/s	perméabilité verticale moyenne
k_h	m/s	perméabilité horizontale moyenne
E_{M-a}	MPa	moyenne arithmétique des modules pressiométriques, à mi-profondeur de couche
ΔE_{M-z}	MPa	évolution de la moyenne arithmétique des modules pressiométriques avec la profondeur
E_{M-g}	MPa	moyenne géométrique des modules pressiométriques, toutes profondeurs confondues
E_{M-h}	MPa	moyenne harmonique des modules pressiométriques, toutes profondeurs confondues
p_{l-a}	MPa	moyenne arithmétique des pressions limites pressiométriques, à mi-profondeur de couche
Δp_{l-z}	MPa	évolution de la moyenne arithmétique des pressions limites pressiométriques avec la profondeur
C_c	-	indice de compression
C_s	-	indice de décompression
e_0	-	Indice de vide

σ'_p	kPa	contrainte de préconsolidation
E_{50-ref}	MPa	module sécant à 50% du déviateur ultime
E_{ur-ref}	MPa	module de déchargement / rechargement
ν	-	coefficient de Poisson

Introduction générale

En raison du fort développement des zones urbaines, le besoin en infrastructures de transport est en constante augmentation. Le faible espace disponible en surface conduit à construire des ouvrages souterrains comme des tunnels à des profondeurs telles que des interactions tunnel-fondations peuvent intervenir.

Dans le cadre du projet Grand Paris Express, il est prévu de réaliser 200 km de nouvelles lignes de métro automatique autour de la capitale, principalement en souterrain, ainsi que 68 gares. La réalisation de ces travaux dans un espace déjà occupé par de nombreuses structures autant en surface qu'en profondeur génère des interactions qui ne sont pas toujours bien appréhendées.

La construction de tunnels à moyenne et faible profondeur à proximité de fondations superficielles ou profondes comporte de nombreux aléas. Les projets récents, comme par exemple le deuxième tube du tunnel de Toulon, ont surtout été confrontés à des systèmes de fondations superficielles. Le processus de creusement d'un tunnel modifie le champ des contraintes et les pressions interstitielles, surtout à proximité du tunnelier. En conséquence, les fondations avoisinantes (les pieux par exemple) sont soumises à des déformations, induisant des sollicitations (efforts axiaux et flexions) qui peuvent impacter la stabilité des structures sus-jacentes.

De nombreux travaux de recherche ont été effectués sur les mouvements de sol en surface et en profondeur dus à la construction d'un tunnel (des expérimentations in-situ, des modélisations physiques au laboratoire et des modélisations numériques). Malgré cela, le comportement non-linéaire du sol et la complexité du processus d'excavation rendent difficile la prédiction de la réponse du sol et des pieux.

Nous nous intéressons dans cette thèse aux effets de la construction de tunnels sur la réponse des pieux chargés axialement. L'étude vise à étudier l'effet du creusement observé sur un chantier réel, et à utiliser les résultats pour comparer la pertinence des différentes approches de modélisation possibles pour les pieux et le tunnelier.

Nous présentons dans le premier chapitre une étude bibliographique portant sur la modélisation numérique, la modélisation physique et les expérimentations in situ réalisées dans le passé. Nous faisons le bilan des données de mesures disponibles sur le suivi de fondations d'ouvrages, l'influence de paramètres tels que la distance entre le tunnel et les pieux de fondation et le coefficient des terres au repos, ainsi que les méthodes de prédiction du comportement du sol et des pieux.

Le chapitre suivant présente le projet TULIP (Tunneliers et Limitations des Impacts sur les Pieux), qui a consisté à réaliser une expérimentation en vraie grandeur pour laquelle des pieux ont été construits dans la zone d'influence géotechnique du tunnelier, sur un site de la ligne 16 du Grand Paris Express. Trois pieux ont été réalisés à proximité du futur tunnel, puis chargés par des vérins s'appuyant sur des massifs poids en acier. La charge appliquée correspondait à 30-50% de la capacité portante des pieux. Le sol environnant a été équipé de cibles topographiques, d'inclinomètres et d'extensomètres et les pieux ont été instrumentés (cibles topographiques, fibres optiques, cordes vibrantes) pour suivre leur réponse au chargement et au passage du tunnelier. En particulier, on a mesuré les déplacements du sol et de la tête des pieux, la redistribution des efforts axiaux, les frottements axiaux à l'interface pieu-sol et la variation de la charge en pointe dans les pieux lors du passage du tunnelier.

Les réponses du sol et des pieux au creusement sont détaillées dans les chapitres 3 et 4, respectivement. Les résultats ont montré en particulier l'influence de la pression interstitielle et de la pression frontale sur la réponse du sol ainsi que l'influence de la position du pieu par rapport au tunnelier sur l'évolution des tassements et des efforts dans les pieux au cours de l'avancement du tunnelier.

Le dernier chapitre est consacré à la modélisation numérique. Nous avons construit un modèle numérique 3D pour modéliser par éléments finis le passage du tunnelier à proximité des pieux, afin d'estimer les déformations des pieux et du sol ainsi que les efforts dans les pieux. Pour cela, il est nécessaire de disposer de modèles qui représentent aussi fidèlement que possible non seulement le comportement du sol et du pieu lui-même, mais aussi l'interaction mécanique entre le sol et le pieu, et les différents aspects du processus de creusement au tunnelier.

L'étude a été faite avec le logiciel de calcul CESAR-LCPC. On a mis au point des procédures permettant d'automatiser la préparation des données correspondant au phasage de creusement. Différentes approches ont ensuite été comparées pour modéliser le processus de creusement.

Le dernier chapitre comporte aussi les résultats d'un exercice de prévision organisé sur l'impact du tunnelier sur un des pieux de cette expérimentation. Les différentes approches utilisées par les participants permettent de tirer plusieurs enseignements concernant l'impact du creusement sur des pieux isolés. La synthèse des différentes hypothèses effectuées par les participants a notamment révélé une grande variété sur le type de modèle à adopter, la méthode de modélisation des pieux et du creusement et les conditions d'interface sol-pieux.

Nos calculs numériques sont effectués avec deux méthodes différentes de creusement : imposer une déformation (méthode DEFI) ou appliquer un déconfinement en considérant les différents éléments d'un tunnelier (méthode DECONF). Le coefficient des terres au repos K_0 est introduit dans la méthode de la déformation imposée pour améliorer la réponse du sol et des pieux. Les différents modèles ont permis de bien reproduire les tassements du sol et des pieux (avec des différences au niveau de l'extension transversale du tassement) et les efforts axiaux dans les pieux.

Des études paramétriques ont été effectuées avec le modèle DEFI sur l'effet de la charge appliquée et la position transversale du pieu. A partir des résultats expérimentaux et numériques, nous avons proposé une formule pour calculer le tassement d'un pieu à n'importe quelle position transversale en fonction du tassement du sol, de la charge appliquée et de la capacité portante. Cette méthode fournit des éléments plus précis pour la prédiction du comportement des pieux (tassements et efforts axiaux générés par le creusement) que les zones d'influence présentées dans la littérature.

Chapitre 1 :

Synthèse bibliographique sur les effets du creusement sur les fondations profondes

1.1 Introduction

Les premiers tunnels ont été entièrement creusés et construits à la main par des ouvriers. L'invention de la dynamite en 1866 par Alfred Nobel a permis de limiter l'utilisation de la force humaine pour creuser le sol et accélérer le creusement de tunnels, notamment dans les mines. Cependant, ces techniques ne sont pas optimales pour la sécurité des ouvriers, notamment en cas d'arrivées d'eau importantes. Le premier tunnelier pleinement opérationnel a été conçu et réalisé par le colonel de Beaumont lors de travaux de reconnaissance en vue de la réalisation d'un tunnel sous la Manche. Cette machine devait être capable de creuser dans du matériau tendre, cohérent et relativement homogène (craie bleue du Pas de Calais). Ce tunnelier fonctionnant à air comprimé a permis le creusement d'une galerie longue de 2,5 km et de 2,14 m de diamètre entre 1882 et 1883 (Bel, 2018). Depuis les années 1990, les progrès techniques ont permis trois innovations majeures : l'élargissement du diamètre des tunneliers (diamètre > 10 m); le développement de tunneliers adaptés à plusieurs géologies et l'apparition de tunneliers spécialisés, tels que les micro-tunneliers ou les tunneliers verticaux.

Quelle que soit la technique utilisée, la construction d'un tunnel engendre des perturbations dans le champ de contraintes ainsi qu'un déconfinement dans le sol autour du tunnel, et des déplacements du sol, le plus souvent vers la zone excavée (Bel, 2018). Mais la réponse du sol varie selon la méthode de creusement utilisée.

L'utilisation d'un tunnelier, qui apporte un soutien mécanique au sol avant l'installation de voussoirs rigides, vise à limiter la convergence de la paroi de l'excavation et les déformations dans le massif ; mais elle ne les supprime pas complètement. On présente ici une description de différentes sources de déformation du sol lors d'un creusement par tunnelier à front pressurisé, au travers de résultats d'expérimentations en vraie grandeur, de résultats d'essais sur modèle réduit et de modélisations numériques.

1.1.1 Les différents éléments d'un tunnelier

Les tunneliers ou TBM (Tunnel Boring Machine) sont des machines permettant d'effectuer plusieurs opérations successives : l'abattage du terrain, le marinage et la mise en place du soutènement. Un tunnelier se compose de plusieurs éléments (Figure 1.1) qui lui permettent d'assurer ces fonctions :

- **La roue de coupe** : c'est l'extrémité avant du tunnelier. Elle presse contre le front de taille et assure l'abattage du sol au moyen d'outils (molettes) qui y sont fixés.
- **Le bouclier** : entre la roue de coupe et le système d'érection des voussoirs, le corps du tunnelier doit assurer le maintien du sol provisoirement avant que le revêtement définitif puisse jouer pleinement son rôle. Le bouclier est un cylindre très rigide de diamètre légèrement inférieur à celui de la roue de coupe. La partie arrière du bouclier, appelée jupe, est d'un diamètre en général un peu plus petit et couvre l'érecteur de voussoirs (voir plus loin). Pour compenser la différence de diamètre entre la roue de coupe et le bouclier, on procède à des injections de mortier entre le terrain et les voussoirs en sortie de jupe.

- **Le système de marinage** : il assure l'évacuation des déblais jusqu'à l'extérieur du tunnel. Le marinage peut être de nature mécanique (vis d'Archimède) ou hydraulique (cas des tunneliers à pression de boue). Il permet également dans le cas des tunneliers à front pressurisé (pression de terre ou pression de boue) de contrôler le confinement des marins (déblais) dans la chambre d'abattage, donc la pression de soutènement appliquée sur le front de taille.
- **L'érecteur de voussoir**: il permet de mettre en place des soutènements (des voussoirs) pour stabiliser le mouvement du sol. Le système d'érection de voussoirs est un élément placé juste derrière le bouclier qui permet de déposer les voussoirs sur les parois du tunnel, formant ainsi un anneau. La succession des anneaux sur la longueur du percement constitue le revêtement du tunnel. En pratique, la progression d'un tunnelier se fait en deux temps : dans un premier temps, les vérins de poussée pressent la roue de coupe contre le front de taille pour lui faire creuser le sol en prenant appui sur les voussoirs déjà posés. Dans un second temps, le creusement cesse et les vérins se rétractent pour permettre la pose de nouveaux voussoirs.
- **Le train suiveur** : c'est l'ensemble des équipements et ateliers nécessaires à la progression et aux différentes fonctions du TBM (approvisionnement en voussoirs, injections de bourrage, marinage des matériaux excavés, pilotage, ventilation, alimentation électrique, etc.).

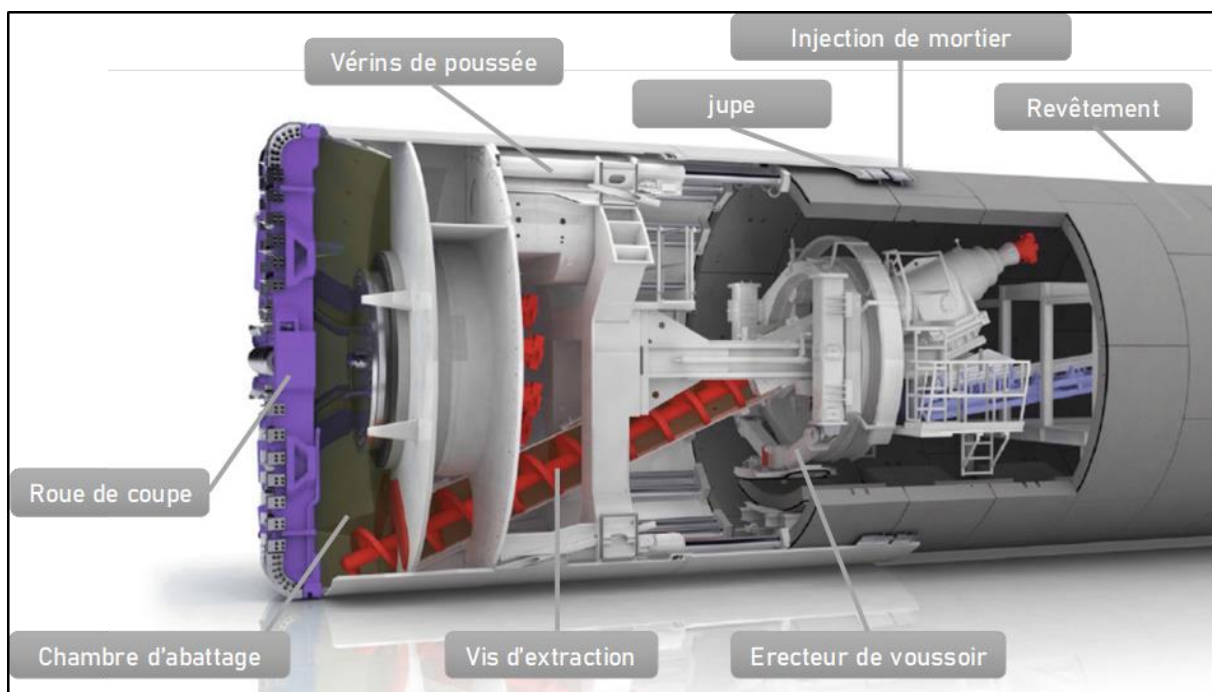


Figure 1.1 les éléments d'un tunnelier (modifié de <https://prolongementligne11est.fr/les-methodes-de-construction/>)

1.1.2 Les types de tunneliers

Il existe deux grandes classes de tunneliers : les boucliers à front libre (ou ouvert) et les boucliers à front pressurisé. Les boucliers à front ouvert ne possèdent pas de système de stabilisation du front de taille et ne sont utilisables que lorsque la stabilité du front est assurée naturellement dans des conditions satisfaisantes, parce que les terrains présentent

une résistance suffisante (sols cohérents, sols granulaires avec cohésion) et que l'on se situe en conditions favorables vis à vis des pressions hydrostatiques (tunnel au-dessus de la nappe ou avec une faible charge).

Les boucliers à front pressurisé sont utilisés lorsque le front de taille est situé dans des terrains meubles ou sous la nappe phréatique (zone aquifère). Leur particularité est en effet de permettre d'exercer une pression stabilisatrice sur le front de taille. Cette stabilisation peut être assurée par une pression d'air, une pression de terre ou une pression de fluide. Quel que soit le mode de pression, il doit être bien maîtrisé pour éviter qu'une perte de pression dans la chambre d'excavation n'entraîne des tassements de surface conséquents (instantanément ou de manière différée).

Un état de l'art sur les évolutions des tunneliers et de leurs capacités depuis l'année 2000 a été effectué par l'Association Française des Tunneliers et de l'Espace Souterrain (AFTES, 2019). En général, on distingue parmi les différents types de boucliers (Leroi et al., 2022) :

- **Les boucliers à air comprimé** : utilisée depuis longtemps, cette méthode permettait d'équilibrer les pressions hydrostatiques (lorsqu'elles n'étaient pas trop fortes) par de l'air comprimé pressurant la totalité du tunnel. Elle ne pouvait fonctionner efficacement que si les terrains n'étaient pas trop perméables pour éviter les fuites d'air. Ce procédé a été amélioré en automatisant le travail au front et en ne pressurant que l'avant de la machine (ce qui évite le travail sous air comprimé du personnel). Cette technique est rarement utilisée de nos jours. Son principal avantage réside en l'extraction de déblais secs. Mais l'équilibre des pressions au front est difficile à réaliser si le diamètre du tunnel est grand et si la perméabilité du terrain est variable sur la hauteur du front de taille. Ce procédé doit donc être réservé à de petits ouvrages, en terrain homogène sous pression d'eau modérée.
- **les boucliers à pression de terre** : La pression de confinement peut être assurée directement par le sol excavé dont la quantité en avant du tunnelier est régulée par le système d'extraction. Le contrôle du confinement du matériau dans la chambre d'abattage, et donc des pressions exercées au front, se fait par régulation simultanée de la vitesse d'avancement de la machine et de la vitesse de rotation de la vis d'extraction. Le malaxage et le concassage éventuel du matériau abattu garantissent dans les cas favorables une relative fluidité du sol dans la chambre d'abattage, et donc l'application d'une pression relativement homogène au front de taille. Cette homogénéité peut être améliorée en utilisant des adjuvants (mousses, polymères). Ce type de tunnelier est adapté à des sols meubles peu perméables (argile, limon).
- **les boucliers à pression de boue** : dans ce cas, le front est maintenu par une suspension de boue mise en pression dans la chambre d'excavation (la technique est dérivée de l'utilisation de boue bentonitique dans les forages pétroliers ou les parois moulées). Le creusement est réalisé de façon mécanisée et le marinage est hydraulique. En général, on considère que la technique de la pression de boue permet d'appliquer au front de taille une pression croissante de haut en bas. Ce mode de creusement est utilisable dans une large gamme de terrains, même perméables (grâce à la formation d'un cake étanche), mais il est mieux adapté aux sols granulaires légèrement limoneux. Dans les sols argileux, le problème essentiel est celui du "collage" de l'argile sur les différents éléments du bouclier.

1.2 Pertes de volume induites par creusement des tunnels

Le creusement des tunnels provoque des déformations du massif qui les accueille. Ces déformations se traduisent en particulier par des tassements, qui ne sont pas uniformes mais se concentrent à l'aplomb du tunnel sous la forme d'une cuvette.

Une recommandation récente de l'AFTES (GT16R2F1,2018), consacrée aux effets induits par le creusement sur les constructions avoisinantes, décrit de manière complète l'ensemble des conséquences possibles du creusement, et propose différentes approches pour la détermination des mesures à prendre pour les anticiper, les contrôler en cours de chantier et les réduire si nécessaire. Le texte illustre clairement les enjeux et leur traduction en pratique pour les différentes étapes du projet. Pour ce qui concerne le tassement, l'AFTES propose de distinguer des tassements immédiats occasionnés par le déconfinement des terrains du à l'excavation (entre quelques minutes et quelques jours) et des tassements différés (causés soit par la consolidation du sol, soit par la dissipation des surpressions interstitielles ou le fluage du sol) qui peuvent durer plusieurs mois suite à l'excavation.

Au voisinage du front, le champ de déplacements engendré par le creusement est tridimensionnel : à la convergence du terrain dans le plan orthogonal à l'axe du tunnel (tassement en clé, convergence, soulèvement du radier) s'ajoutent des déplacements d'extrusion du terrain vers le front de taille, dans la direction de l'axe du tunnel. (Suwansawat, 2002) considère que les vecteurs de déplacements sont dirigés vers la région active de l'excavation (Figure 1.2).

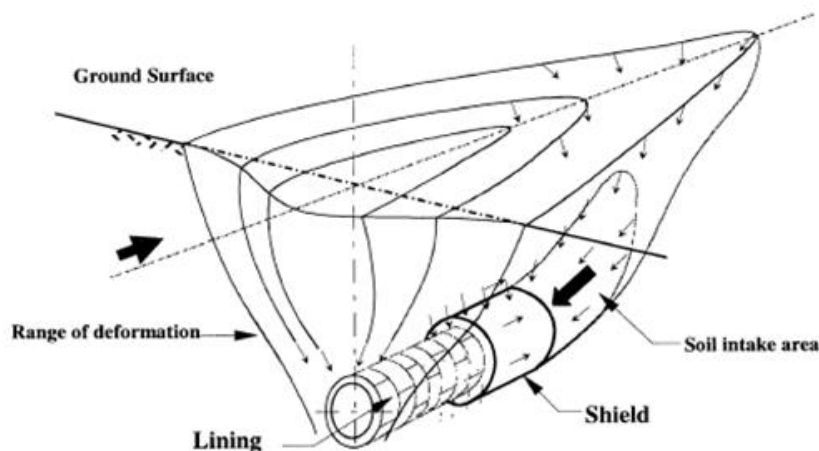


Figure 1.2 Champ de déplacement du sol pendant le creusement par tunnelier (Suwansawat, 2002)

Cela confère au champ des déplacements un caractère évolutif : en un point situé dans une section donnée du massif, la direction et l'amplitude du vecteur de déplacement du sol changent à l'approche du front, lors de son passage, puis pendant son éloignement de la section considérée. Ce caractère évolutif se manifeste sous différentes formes de déformation en fonction du phasage de creusement (Figure 1.3) :

1. déplacements à l'avant du front. Dans le cas du creusement par une méthode traditionnelle, il s'agit d'un mouvement de convergence vers le front. Avec un tunnelier, en fonction de la pression appliquée au front, on peut avoir un refoulement du sol en surface et en profondeur,
2. convergence causée par la différence de diamètre entre la roue de coupe et le bouclier

3. déplacement résultant du vide annulaire entre le revêtement du tunnel et la jupe du bouclier. On essaie de limiter ce déplacement en injectant un mortier de bourrage à l'extrados des voussoirs. Ce processus entraîne parfois le refoulement du sol pour des pressions d'injection élevées,
4. convergence due à la déformation du revêtement du tunnel,
5. mouvement de sol généré par la consolidation du sol ou d'autres effets différés.

L'interaction tunnel-massif se traduit donc par des convergences en paroi, l'extrusion du front et par des efforts dans les soutènements.

La magnitude des déformations qui se produisent dans chaque phase dépend à la fois des caractéristiques du sol et du type de tunnelier utilisé ainsi que ses conditions de pilotage (vitesse d'avancement, ajustement de la pression frontale, succession des phases des travaux, etc.).

On pourrait aussi mentionner les questions liées au rôle de l'eau (modification du champ de pression interstitielle, écoulement, pression sur le soutènement, etc.).

La convergence totale (convergence en avant et en arrière du front) et l'extrusion composent ce que l'on nomme les pertes de volume (Serratrice & Magnan, 2002).

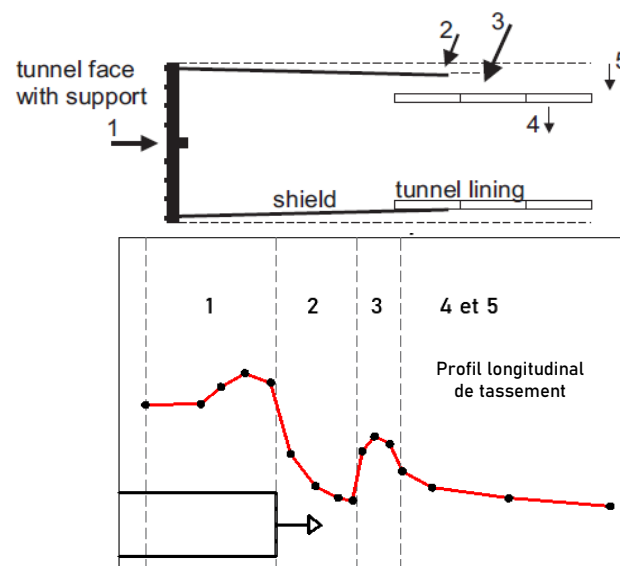


Figure 1.3 Phasage de déformation du sol avec l'avancement du tunnelier (Möller, 2006)

1.3 Expérimentations en vraie grandeur

1.3.1 Principales références disponibles

Une des voies permettant d'étudier l'impact du creusement des tunnels consiste à réaliser des études expérimentales, mais celles-ci sont coûteuses et difficiles à réaliser, si bien que les références sont rares. On peut citer :

- un essai en vraie grandeur réalisé sur des pieux lors de la construction du deuxième Heinenoordtunnel à Amsterdam, pour évaluer les effets de la construction de la nouvelle

ligne métro Nord-Sud, dans une zone où la plupart des bâtiments étaient fondés sur des pieux en bois, (Kaalberg et al., 2005).

- l'expérimentation réalisée par (Selemetas et al., 2005) pour étudier l'effet de la construction de tunnels dans l'argile de Londres sur les pieux avoisinants, dans le cadre du projet CTRL (Channel Tunnel Rail Link), reliant Londres au tunnel sous la Manche au Royaume-Uni.
- une étude réalisée lors du projet MRT (Mass Rapid Transit) à Singapour, dans le but d'évaluer l'effet du passage du tunnelier à proximité des fondations (pieux) d'un pont viaduc (Pang et al., 2006).
- une autre étude réalisée dans le cadre du projet de la ligne 3 de métro à Shanghai (Liu et al., 2014).

Dans ce qui suit, on présente en détails l'étude réalisée à Londres, qui est bien documentée et dont les objectifs sont proches de ceux du projet TULIP. On présentera également autant que possible les principaux résultats des autres références citées ci-dessus.

1.3.2 Présentation de l'expérimentation à Londres (Selemetas et al., 2005)

L'expérimentation avait pour but de mieux comprendre la réponse de pieux isolés au passage d'un tunnelier. Les travaux ont eu lieu à Dagenham, tout près de Londres (Standing & Selemetas, 2013). L'étude comporte l'installation, le chargement et la surveillance de quatre pieux instrumentés à proximité de deux tunnels Upline (UT) et downline (DT) de 8 m de diamètre, ainsi que l'analyse de l'interaction tunnel-pieux.

Les axes des deux tunnels étaient à 18,9 m de profondeur et espacés de 16 m. Le sol comprend 2 à 3 m de remblais recouvrant une couche d'alluvions de 5 m, principalement en argile. En dessous de ces deux couches, se trouvent 3,7 m de sables et graviers et 15 m d'argile de Londres. L'instrumentation du sol comporte des cibles topographiques pour les déplacements en surface, des extensomètres pour le suivi du tassement en profondeur, des inclinomètres pour le déplacement horizontal en profondeur et des piézomètres pour la surveillance des pressions interstitielles (Figure 1.4 (a)).

Quatre pieux de diamètre $D_p = 0,48$ m ont été battus sur place. Les deux pieux BC et BO, de longueur 8,5 m, ont la base dans la couche des sables et graviers et les deux autres FC et FO, de longueur 13 m, ont leurs bases dans l'argile de Londres (Figure 1.4 (b)). Les pieux BC et FC se situent au-dessus de l'axe du tunnel UT, tandis que FO et BO sont à une distance de 9 m de l'axe de tunnel UT. Les charges appliquées sur les pieux sont respectivement 640 kN pour BC et BO et 240 kN pour FC et FO. Les pieux sont équipés par des jauges de déformation sur toute leur longueur, des capteurs à la base pour le calcul de la charge de pointe et des inclinomètres pour le calcul de la déflexion.

Lors du chargement, les deux pieux les plus longs FC et FO supportent la plupart de la charge par frottement latéral, à l'inverse des pieux BC et BO. La charge en pointe des pieux FO et BC sont de 10% et 60% de la charge appliquée, respectivement. Cela veut dire que les pieux courts BC et BO ont mobilisé la plupart de leur capacité portante latérale pendant le chargement, et les deux autres pieux ont encore une « réserve » de portance.

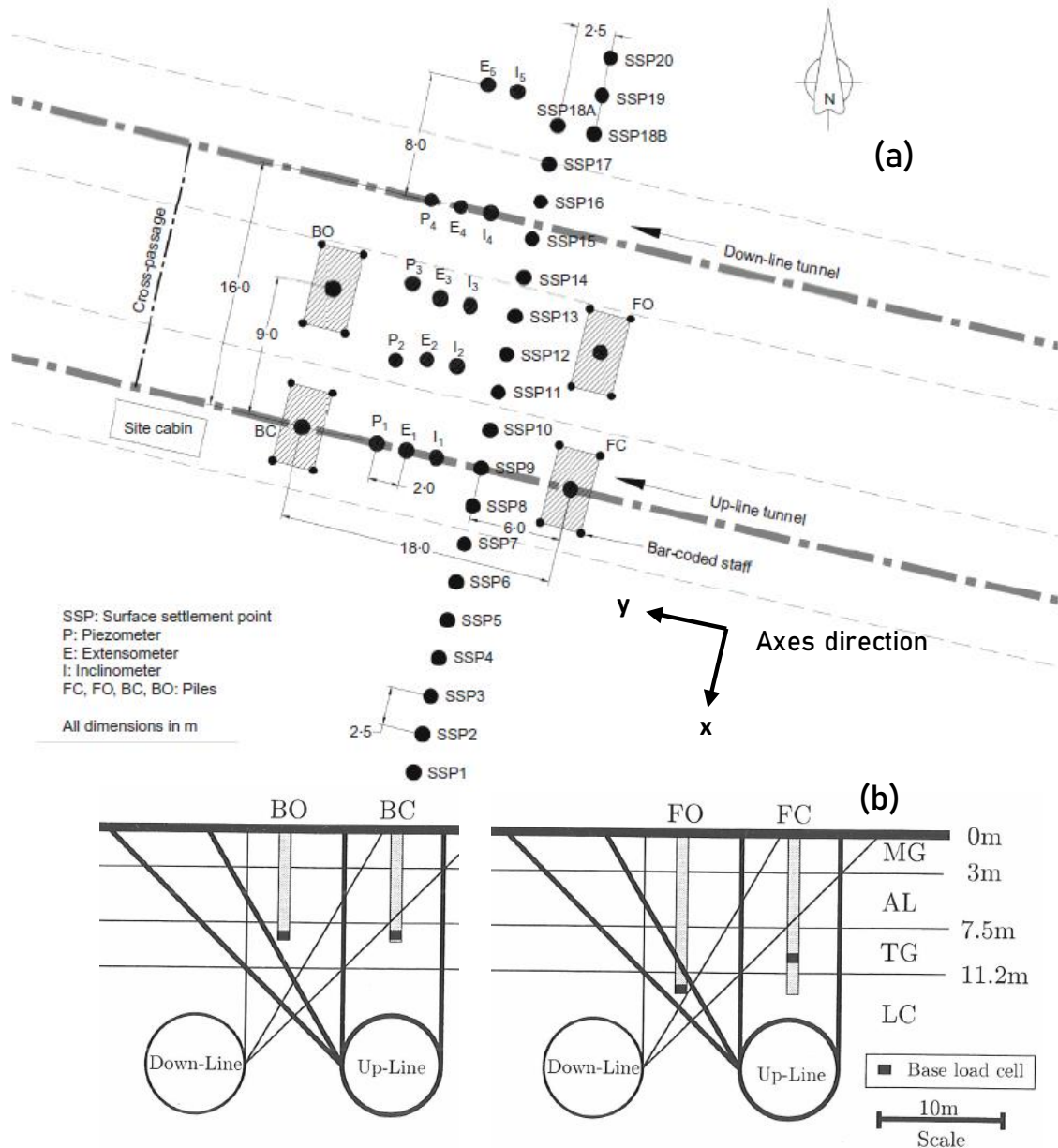


Figure 1.4 (a) plan du site avec les différents éléments instrumentés (Standing & Selemetas, 2013) (b) positions des pieux par rapport aux deux tunnels (Selemetas & Standing, 2017)

1.3.3 Déplacements du sol

Pour le tunnel Upline, les tassements des cibles topographiques en fonction de la position du tunnelier sont représentés dans la Figure 1.5 (a). Dans cette étude, l'axe y est parallèle au creusement du tunnel et l'axe x représente la direction transversale. A l'approche du tunnelier, un refoulement est observé au-dessus du tunnel à $x = 0$ m (cible SSP 9). Ce refoulement est suivi par un tassement progressif de moins de 2 mm quand le tunnelier passe sous les cibles. A une distance $y = 10$ m du front de taille (après passage sous les cibles), un autre refoulement localisé de 0,6 mm se produit suite à l'injection de mortier de bourrage dans l'intervalle de $x = -5$ m à $x = 7,5$ m. A la fin du creusement, un tassement maximal de 6 mm se produit au-dessus de tunnel. Un phasage similaire de déplacement (refoulement et tassement) a été observé dans (Liu et al., 2014).

Les cuvettes de tassement obtenues pour différentes positions du front (Figure 1.5 (b)) peuvent être approchées par des courbes gaussiennes. La perte de volume en surface V_1 (définie comme le volume de la cuvette de tassement normalisé par le volume du tunnel) varie de 0.05% à 0.2% quand $0 \leq y \leq 50$ m. Le paramètre caractérisant l'étendue de la cuvette de tassement $K_x = i_x/z_0$ (i_x est la distance transversale jusqu'au point d'inflexion et z_0 est la profondeur de l'axe de tunnel) prend la valeur de 0.42 à court terme et 0.44 à long terme, la cuvette s'élargissant lorsque le tunnelier s'éloigne. Les déplacements horizontaux étaient faibles, de l'ordre de 1,2 mm vers l'axe du tunnel.

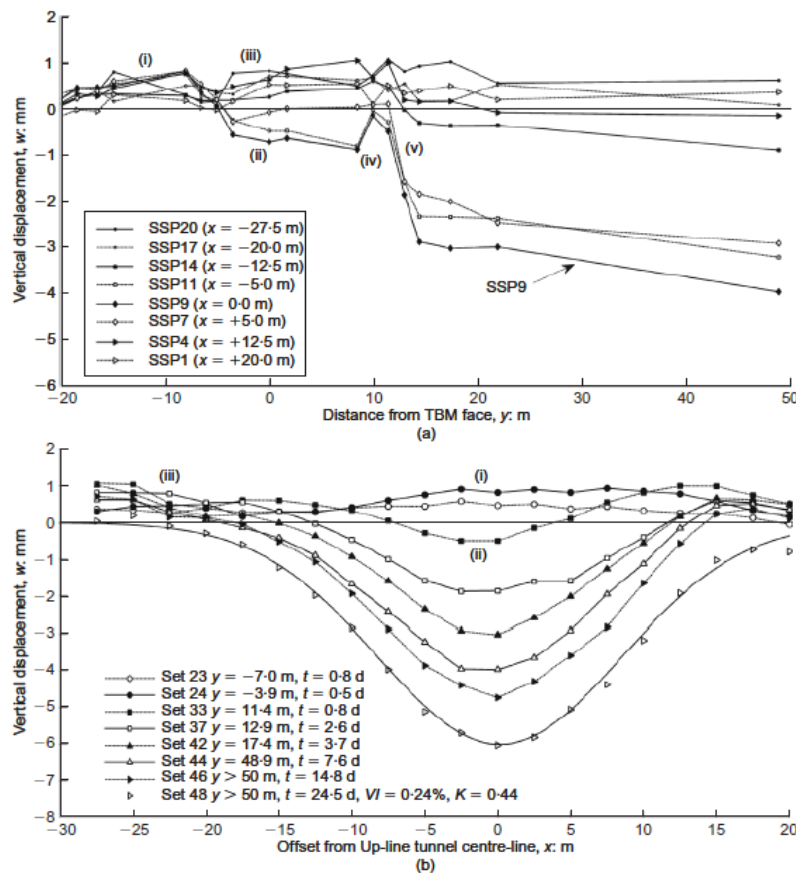


Figure 1.5 (a) tassement des cibles topographiques en fonction de la position du front (b) cuvette de tassement transversal pour différentes positions du front (Standing & Selemetas, 2013)

Le creusement du tunnel Downline a été réalisé un mois après le tunnel Upline. Le phasage de déformation est aussi observé pendant le deuxième passage : un refoulement faible, suivi par un tassement de valeur maximale de 1,5 mm, suivi par un refoulement durant l'injection de mortier de bourrage à une distance $x \geq 10$ m avec une valeur maximale de 3 mm et à long terme, se produit un tassement induit par la consolidation du sol encaissant.

En profondeur, les extensomètres montrent des déplacements verticaux vers le bas au voisinage de la surface, et des refoulements au-dessus de la voûte du tunnel. Les inclinomètres présentent globalement des déplacements horizontaux divergents (s'éloignant du tunnel). Une comparaison entre la réponse du sol pendant les deux creusements est présentée dans le Tableau 1.1.

Tableau 1.1 Comparaison de la réponse du sol pendant les deux creusements

Paramètres	Tunnel Upline	Tunnel Downline
Pression frontale	200 kPa	150 kPa
Pression injection mortier	160 kPa	200 kPa
Tassement maximal en surface	4 mm à $y = 50$ m	10 mm à $y = 40$ m
Refoulement maximal en surface à l'avant du front	1 mm	1.2 mm
Refoulement maximal en surface pendant l'injection du mortier	0,6 mm	3 mm
Perte de volume	0,2 % à $y = 50$ m	0,32 % à $y = 40$ m
Etendue de la cuvette de tassement K_x	0,42 à $y = 50$ m	0,42 à $y = 40$ m
Refoulement maximal à proximité du tunnel	15 mm	40 mm
Déplacement horizontal longitudinal maximal dans l'axe du tunnel	5 mm vers le tunnel	50 mm s'éloignant
Déplacement horizontal transversal maximal à $x = 6$ m	2 mm vers le tunnel	2 mm s'éloignant

1.3.4 Tassement des pieux

La Figure 1.6 représente les tassements des pieux FC et FO, la position du tunnelier et le tassement du sol au niveau des pieux en fonction du temps pendant le creusement. Le pieu suit le même phasage de tassement que le sol : refoulement à l'avant du front, tassement pendant le passage sous le pieu, refoulement pendant l'injection du mortier suivi par un tassement progressif. FC, situé au-dessus de l'axe du tunnel, tasse plus que le sol tandis que FO tasse autant que le sol. Les tassements finaux sont dans l'ordre de 10 mm et 5 mm pour FC et FO, respectivement.

En se basant sur le tassement différentiel entre le pieu et le sol, plusieurs zones d'influence ont été élaborées comme le montre la Figure 1.7. On note R le rapport entre le tassement du pieu et celui du sol en surface. Pour des pertes de volume < 1 %, (Selemetas et al., 2005) proposent de distinguer :

- une zone A dans laquelle les pieux tassent plus que la surface du sol ($R > 1$),
- une zone B où le tassement de la tête des pieux est égal à celui la surface du sol,
- une zone C dans laquelle les pieux tassent moins que le sol.

Des résultats similaires ont été retrouvés par (Kaalberg et al., 2005) avec une différence au voisinage du tunnel : dans cette zone de $0,25D$ de largeur, le pieu tasse plus que le sol ($R > 1$). La largeur de cette zone varie en fonction de la perte de volume.

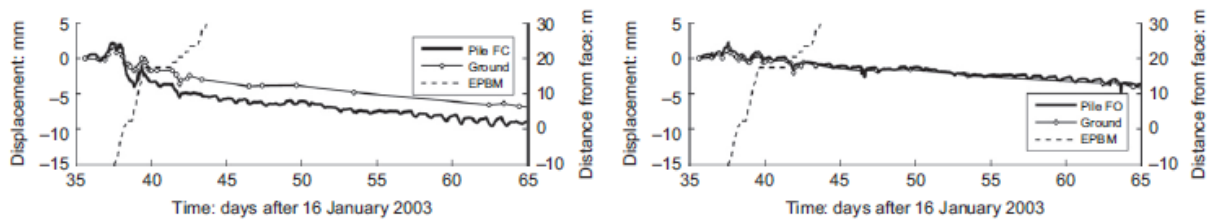


Figure 1.6 Comparaison entre le tassement des pieux FC et FO et le sol en surface pendant le creusement du tunnel UT (Selemetas & Standing, 2017)

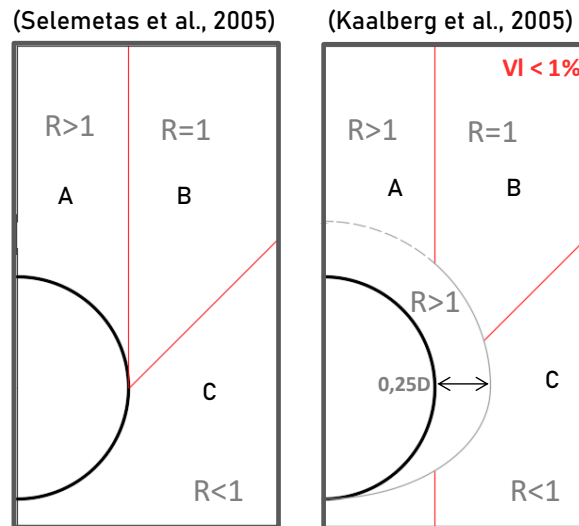


Figure 1.7 Zones d'influence déduites des expérimentations en vraie grandeur (la notation VI représente la perte de volume – volume loss en anglais)

1.3.5 Déplacements horizontaux des pieux

Les positions des pointes des pieux dans les deux études à Londres et à Shanghai sont présentées dans la Figure 1.8 (a) et les déplacements horizontaux transversaux correspondants dans la Figure 1.8 (b) et (c). z_t et D_t correspondent à la profondeur de l'axe du tunnel et son diamètre, respectivement. z_p et L_d représentent la position de la pointe d'un pieu. Pour l'étude à Londres, les indices 1 et 2 correspondent au creusement UT et DT, respectivement. Les résultats montrent des déplacements divergents du tunnel dans les deux études. Les pieux situés au-dessus de l'axe du tunnel (FC1 et BC1) montrent des déplacements presque négligeables. Les pieux situés à la même distance latérale de l'axe du tunnel présentent des déplacements maximaux similaires (FO1, BO1, FO2 et BO2 dans l'étude à Londres et CX3, CX9 et CX11 dans l'autre étude). La magnitude de déplacement diminue en s'éloignant du tunnel.

On peut retenir que :

- tous les pieux ayant une pointe au-dessus de l'axe du tunnel présentent un déplacement maximal au niveau de la pointe.
- les pieux ayant une pointe au-dessous de l'axe du tunnel ont un déplacement maximal au niveau de l'axe du tunnel et un déplacement presque négligeable en pointe (CX3, CX5 et CX9).

La magnitude de déplacement est 5 fois plus grande dans l'étude à Shanghai. Cette différence peut être expliquée au moins en partie par la différence des pressions frontale (335 kPa à Shanghai contre 150-200 kPa à Londres) et d'injection (443 kPa contre 160-200 kPa).

Dans la direction longitudinale, les déplacements dans l'étude à Londres montrent globalement un mouvement dans le sens du creusement du tunnel avec des faibles magnitudes (<1mm).

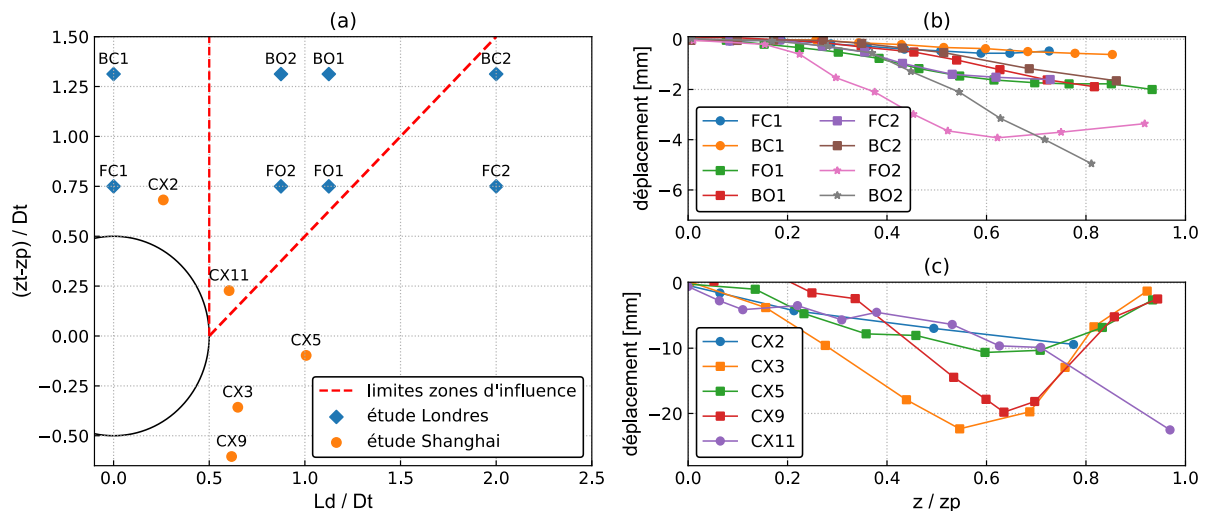


Figure 1.8 Déplacements horizontaux transversaux des pieux dans les études à Londres (Selemetas, 2005) et Shanghai (Liu et al., 2014)

1.3.6 Variation des efforts internes

La Figure 1.9 montre la variation, après creusement, des efforts axiaux de l'ensemble des pieux de l'étude à Londres. L'effort axial diminue dans les pieux situés au-dessus de l'axe du tunnel (zone A) et augmente dans les autres zones B et C. Le creusement a causé une diminution maximale de 100 kN dans FC1 contre 25 kN dans BC1 (FC1 est plus proche du tunnel). Pendant le creusement, il y avait un phasage de variation de l'effort axial en fonction de la position du front : pour FC1 par exemple, l'effort axial augmente à l'avant du front, diminue lorsque le tunnel passe sous le pieu, augmente pendant la phase d'injection et diminue avec la consolidation du sol. De manière générale, l'effet du creusement diminue lorsque la distance entre le pieu et le tunnel augmente.

Les moments induits par le creusement étaient de faible magnitude (moins de 15 kN.m) pour tous les pieux dans l'étude à Londres, ce qui peut être lié au fait que les pieux sont positionnés au-dessus de l'axe du tunnel. (Pang et al., 2006) ont étudié l'effet de creusement sur des pieux avec des pointes sous le tunnel et les résultats présentent des moments importants au niveau de l'axe du tunnel avec des magnitudes qui varient linéairement avec la perte de volume.

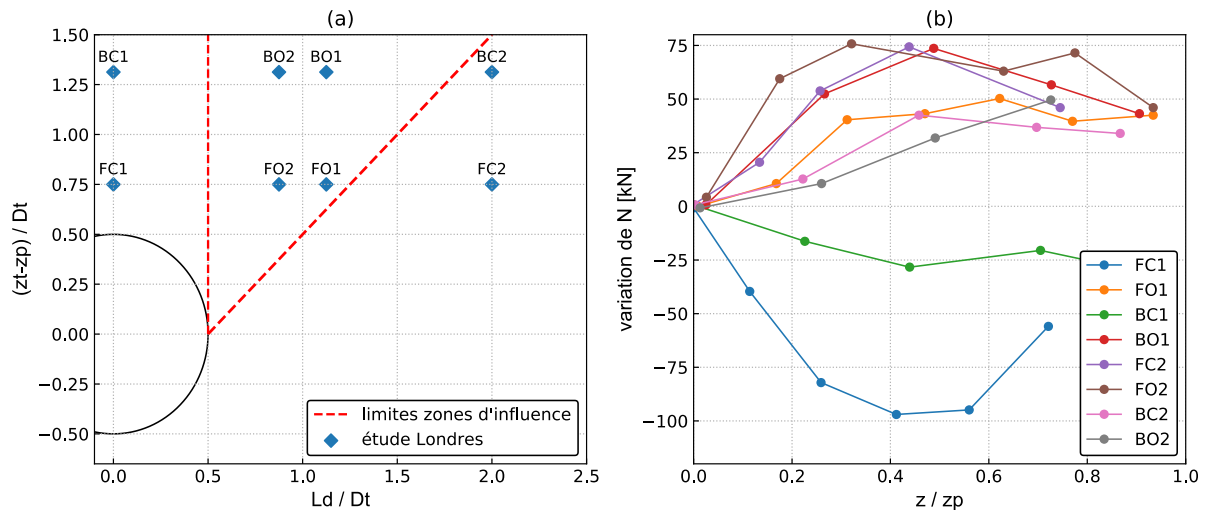


Figure 1.9 Variation des efforts axiaux dans les pieux, étude à Londres

1.3.7 Charges en pointe

La Figure 1.10 représente la variation de la charge en pointe des quatre pieux pendant les deux passages UT et DT. La charge en pointe évolue de la même manière que les efforts axiaux. FC1 présente une variation négative de -10 kN à la fin du creusement. Un problème a causé l'augmentation de la charge en tête pour BC1 quand le front était à +10 m par rapport au pieu, d'où l'augmentation de la charge en pointe à la même distance. Pendant le deuxième creusement, la charge en pointe augmente légèrement pour tous les pieux, situés loin de l'axe vertical du tunnel (FC2, BC2, FO2 et FC2).

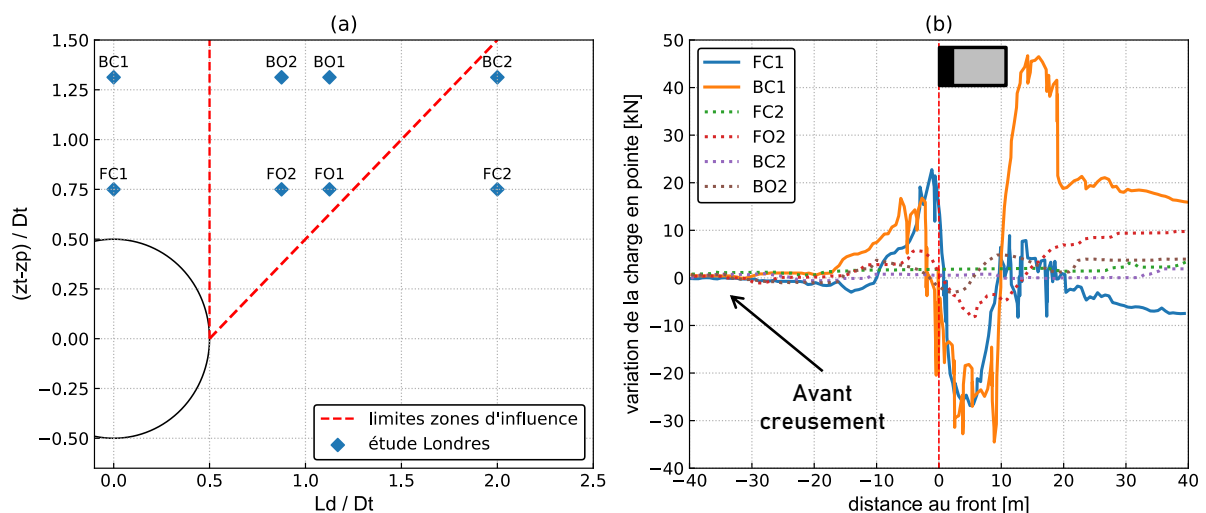


Figure 1.10 Variation de la charge en pointe des pieux pendant les deux creusements UT et DT, modifié de (Selemetas et al., 2005)

1.4 Modélisations physiques

Compte tenu des difficultés que présentent les expérimentations en vraie grandeur, plusieurs études sur des modèles réduits (centrifugés ou non) ont été réalisées dans le but de comprendre les effets du creusement sur des pieux isolés, des groupes de pieux, chargés et

non chargés et pour différentes configurations (nature de sol, position des pieux par rapport au tunnel, type d'installation des pieux, modélisation du creusement, etc.). Dans ce qui suit, on présente des résultats de quelques essais en centrifugeuse (Loganathan et al., 2000); (Bel, 2018) ; (Lee & Chiang, 2007) ; (Ng et al., 2013) ; (Boonsiri & Takemura, 2015) ainsi qu'un modèle réduit tridimensionnel (Bel, 2018). Dans la plupart de ces études, le creusement est modélisé en une seule étape qui consiste à réduire le diamètre d'une couronne jusqu'à la perte de volume souhaitée. Seule l'étude de (Bel, 2018) considère le caractère tridimensionnel du creusement (avancement d'un tunnelier à échelle réduite et application d'une pression frontale).

1.4.1 Tassement des pieux

Dans la plupart des études, le tassement des pieux est comparé au tassement du sol en surface et des zones d'influence sont déduites en se basant sur le rapport R. La Figure 1.11 propose une synthèse des zones d'influence issues de deux études en vraie grandeur (Selemetas et al., 2005) ; (Kaalberg et al., 2005), de deux études sur modèles réduits (Jacobsz et al., 2004) ; (Bel, 2018) et d'une étude numérique (Jongpradist et al., 2013).

Dans les études en vraie grandeur :

- les pieux situés au-dessus de l'axe du tunnel tassent plus que le sol (zones A et K1) ;
- les pieux situés loin de l'axe tassent moins que le sol (zones C et K3) ;
- et il y a une zone de transition où R est proche de 1 (zones B et K2).

Dans les modélisations physiques, la zone où le pieu tasse plus que le sol est plutôt plus large qu'en vraie grandeur (J2, B1 et B2). Les zones J1, J2 et J3 dans l'étude de (Jacobsz et al., 2004) donnent un fort tassement du pieu (plus de 20 mm à l'échelle réelle). Des zones similaires ont été déduites dans (Boonsiri & Takemura, 2015).

Le rapport R est inférieur à 1 loin du tunnel dans toutes les études (zones C, K3, J4 et B3). Les zones d'influence dans l'étude numérique de (Jongpradist et al., 2013) sont similaires à l'étude de (Bel, 2018).

Le calcul paramétrique sur la profondeur du tunnel montre que le découpage des zones peut être différent pour les tunnels profonds : la zone de fort tassement $R > 1,6$ n'atteint pas toujours la surface du sol et on peut considérer qu'elle s'étend sur une distance verticale équivalente à $1,2 D_t$ au-dessus de la voute du tunnel.

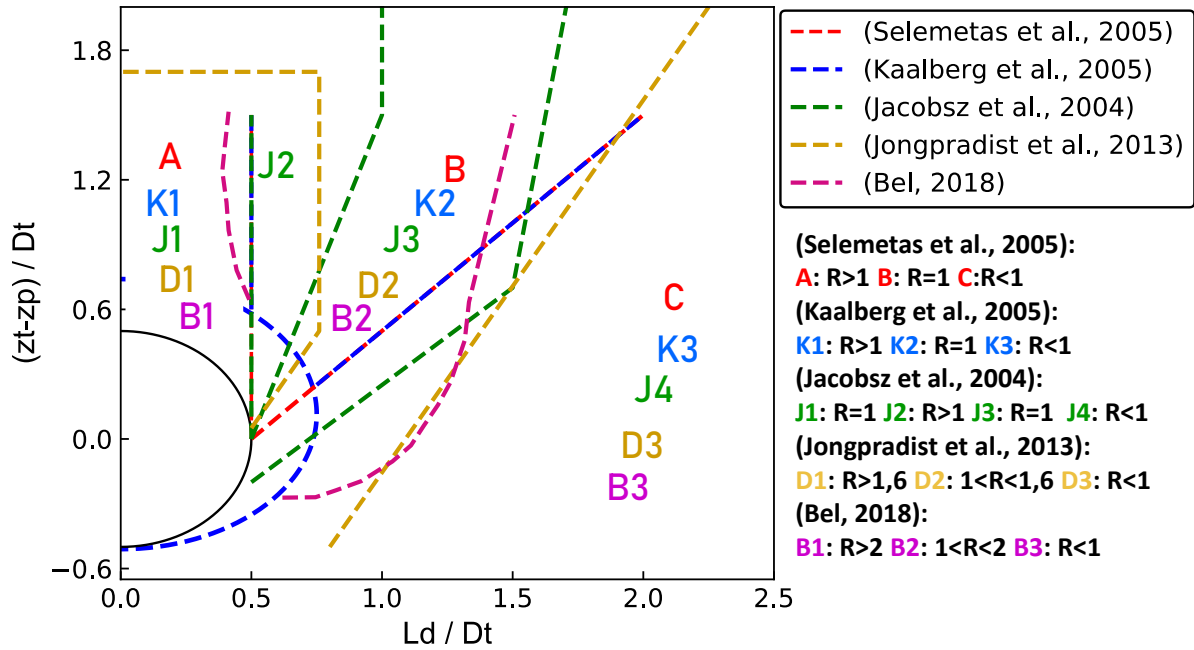


Figure 1.11 Zones d'influence pour différentes études dans la littérature (Michalski et al., 2022)

1.4.2 Variation des efforts internes

La Figure 1.12 représente (a) la position des pieux dans plusieurs études en centrifugeuse et (b) la variation de l'effort axial le long de ces pieux après creusement. L'effort axial augmente dans la majorité des pieux avec des valeurs qui varient en fonction de la perte de volume. Les pieux montrant une diminution des efforts se situent dans la zone J3 (BO1) et à la limite entre les zones J3 et J4 (NG1, NG, LE9 et LE10). Globalement, l'évolution de l'effort axial des pieux est liée au rapport R déduit du tassement relatif pieu – sol en surface.

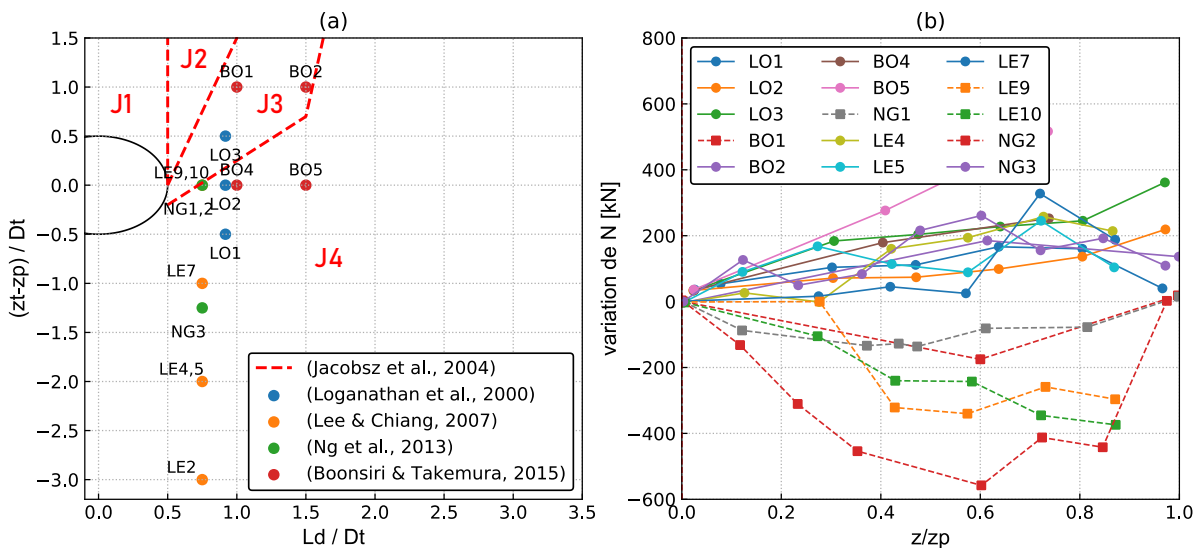


Figure 1.12 Variation de l'effort axial pour des pieux dans plusieurs études en centrifugeuse, modifié de (Dias, 2017)

(Lee & Chiang, 2007) ont réalisé une série d'essais en centrifugeuse afin de tirer des tendances générales sur le mécanisme de déformation des pieux et les redistributions

d'effort (effort axial, frottement et moment) suite au creusement pour différentes positions des pieux. Les résultats sont présentés dans la Figure 1.13. Les courbes en pointillés correspondent aux distributions après creusement. Pour les pieux avec des pointes sous les tunnels (Figure 1.13 (a)), l'effort axial augmente tout au long du pieu, le tassement mobilise la pointe, le frottement diminue sur la majorité de pieu et le moment change de signe de part et d'autre de l'axe du tunnel. Pour les pieux avec une pointe au niveau de l'axe du tunnel (Figure 1.13 (b)), le comportement est différent : l'effort axial diminue, le frottement augmente et le moment prend des valeurs négatives sur toute la hauteur du pieu. D'autres essais, réalisés en variant la charge en tête, ont montré l'effet négligeable de la charge en tête sur la variation des moments et la dépendance de l'effort axial avec la charge en tête et la position du pieu.

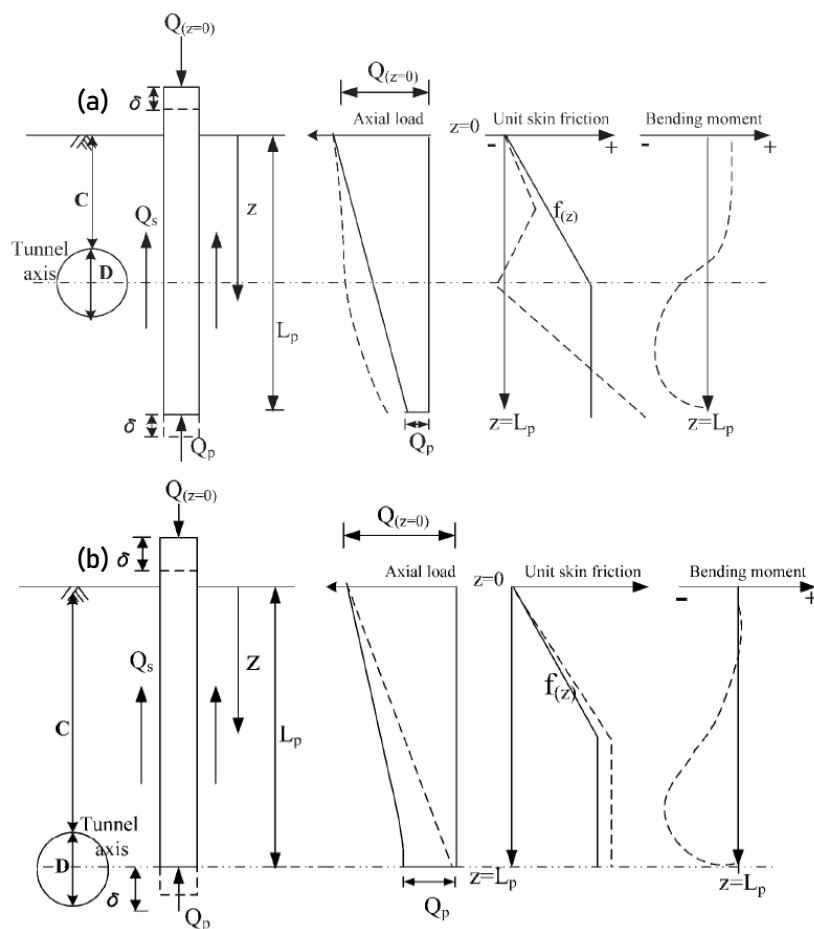


Figure 1.13 Mécanisme de déformation des pieux suite au creusement (a) pieu sous le tunnel (b) pieu au niveau de l'axe du tunnel (Lee & Chiang, 2007)

1.4.3 Charge en pointe

Dans les tests de (Bel, 2018), la variation de la charge en pointe de plusieurs pieux a été étudiée en fonction de la perte de volume (Figure 1.14 (b)). Les pieux de l'étude de (Jacobsz et al., 2004) sont désignés par les notations JAi. Les pieux situés dans les zones de fort tassement J1, J2 et J3 ont été soumis à une diminution de la charge en pointe, avec une valeur de 40% pour le pieu JA2 pour une perte de volume de 0,5%. La charge en pointe augmente légèrement pour les pieux dans la zone J4. (Boonsiri & Takemura, 2015) ont représenté la variation de la charge en pointe en fonction du tassement des pieux, pour

différentes valeurs de perte de volume (les points dans la Figure 1.14 (c) correspondent, dans l'ordre, à 0%, 1%, 2%, 3%, 5%, 10% et 15% de perte de volume). Les pieux avec des faibles tassements accumulent de la charge en pointe tandis que les pieux dont la pointe se dégrade tassent significativement, ce qui est similaire à l'étude de (Bel, 2018).

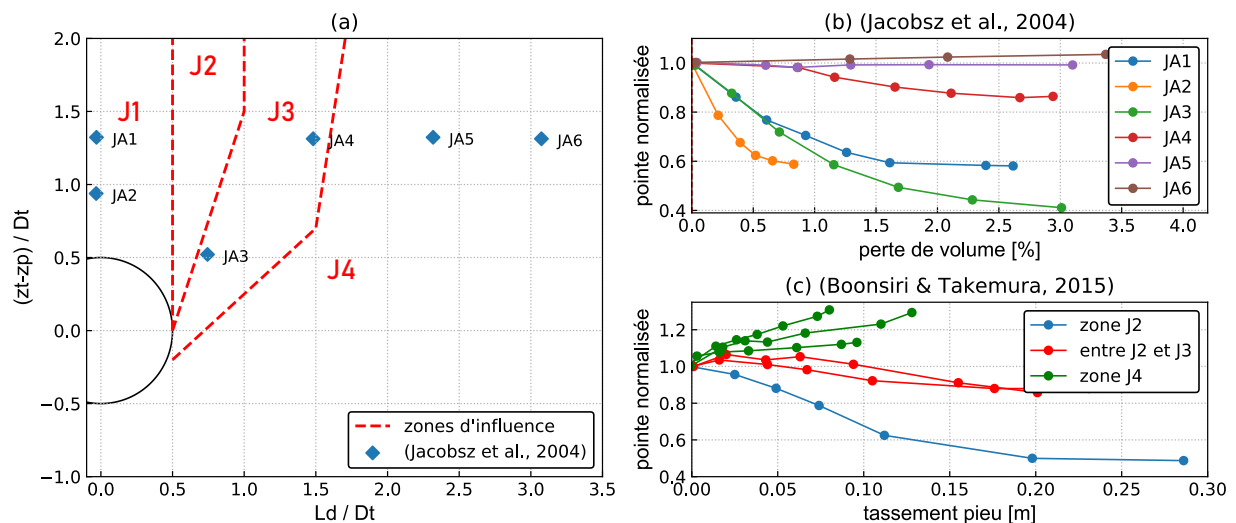


Figure 1.14 Variation de la charge en pointe pour des essais en centrifugeuse

1.5 Modélisations numériques

Compte tenu de la géométrie et de la complexité du processus d'avancement des tunneliers pressurisés, il est intéressant de recourir à des calculs numériques bidimensionnels ou tridimensionnels, en parallèle des expérimentations à échelle réelle ou réduite. Les progrès réalisés au cours des dernières années, en matière de moyens de calcul, rendent possibles des analyses tridimensionnelles relativement complexes, susceptibles de simuler l'interaction tunnelier – sol – fondations (Atahan, 1995). De nombreux auteurs ont développé des modèles numériques pour estimer la réponse du sol et, dans certains cas, la réponse des fondations profondes, au creusement par tunnelier. La méthode des éléments finis et la méthode des différences finies sont les plus utilisées pour traiter des tels problèmes. Ces modèles contribuent à la compréhension des mécanismes mis en jeu et permettent d'étudier l'influence de certains paramètres du problème (comme les caractéristiques géotechniques du terrain ou les paramètres de pilotage du TBM par exemple) sur l'évolution des champs de contraintes et de déformations dans le terrain, le revêtement du tunnel ou des structures dans la zone d'influence du tunnel. Ces modèles ne peuvent toutefois être considérés comme pleinement pertinents que lorsque leurs résultats sont comparés à des mesures réalisées dans le cadre d'expériences de laboratoire (modélisation physique sous gravité ou en centrifugeuse) ou bien issues d'auscultations sur chantiers (El Jirari, 2021).

Dans cette partie, on présente des méthodes numériques bidimensionnelles et tridimensionnelles utilisées pour décrire le processus de creusement ainsi que les résultats de quelques études tridimensionnelles disponibles dans la littérature.

1.5.1 Dimensions du modèle numérique

L'analyse de la réponse du sol et des pieux par des calculs numériques 3D nécessite la mise en place de plusieurs (souvent une ou plusieurs dizaines) phases de calcul simulant les étapes du processus de creusement pour arriver à une solution représentative de l'avancement du tunnelier. La cuvette de tassement transversale peut être largement affectée par la taille du modèle. Comme les limites verticales sont en général libres de se déplacer dans la direction verticale, le choix d'une largeur faible pour le massif entraînera des tassements trop importants aux bords. Pour éviter l'influence des conditions aux limites sur les résultats de l'analyse par éléments finis, des dimensions suffisantes doivent être considérées.

Pour des calculs en 2D, différents auteurs ont formulé, de manière souvent empirique, des recommandations pour définir la taille du modèle numérique : (Meissner, 1996) a proposé de fixer la distance entre l'axe du tunnel et les bords du modèle à une distance de 4 à 5 fois le diamètre du tunnel D_t ; et de placer la limite inférieure du modèle 2 à 3 D_t au-dessous de l'axe du tunnel pour limiter les effets de bords.

D'autres auteurs proposent des critères permettant de vérifier après calcul que les dimensions du maillage sont suffisantes. Pour (Bliehm, 2001), les dimensions doivent être choisies de telle sorte que les déformations sur le bord du maillage (dans la direction normale au bord), ne dépassent pas 0,005% après la construction du tunnel. (Möller, 2006) propose un critère sur la rotation des contraintes : la rotation maximale des contraintes principales en bas du maillage ne doit pas dépasser 2,5 degrés après creusement. Pour les limites verticales, la largeur et la longueur du massif sont suffisantes si le tassement maximal aux bords ne dépasse pas 1% du tassement maximal dans l'axe du tunnel. Les résultats des études paramétriques effectuées par (Möller, 2006) ont conduit aux dimensions présentées dans la Figure 1.15, pour s'affranchir des effets de bords. Elles dépendent de la profondeur H et du diamètre D_t du tunnel.

Pour des calculs en 3D, il se pose en plus la question de la dimension du modèle dans la direction longitudinale. La Figure 1.16 montre le profil longitudinal de tassement obtenu par (Möller, 2006) après 30 phases d'excavation (pas de 2 m) pour un modèle 3D de 100 x 55 x 28 m et un tunnel de diamètre de 8 m dont l'axe est à 20 m de profondeur. Deux calculs ont été effectués : dans le premier cas, l'excavation réalisée au cours du premier pas d'excavation n'est pas soutenue (le revêtement qui limite les déplacements n'est pas modélisé) ; dans le deuxième, la première excavation est soutenue (revêtement modélisé). Toutes les autres phases sont non soutenues. Les résultats ont montré que le tassement se stabilise loin à l'arrière du front, pour les deux calculs, mais en fonction des conditions d'initialisation du creusement :

- si dans la première phase d'excavation, le creusement est soutenu (modélisation explicite du revêtement par exemple dès la première phase), les tassements au bord gauche seront inférieurs au tassement du régime permanent
- dans le cas non soutenu, le tassement au bord est supérieur à celle du régime permanent.

La perturbation du tassement s'étend à 35 m dans les deux cas, ce qui donne une indication sur la longueur minimale du modèle numérique requise pour atteindre le régime permanent du tassement.

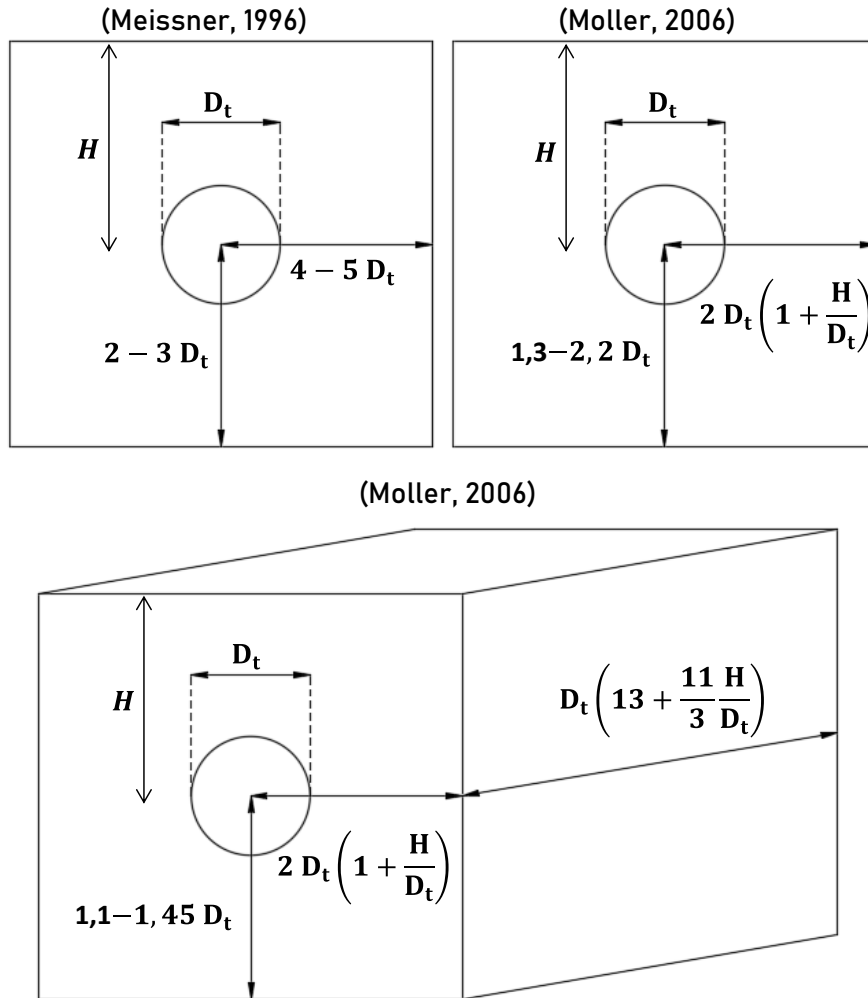


Figure 1.15 Dimensions des modèles numériques pour s'affranchir des effets de bords

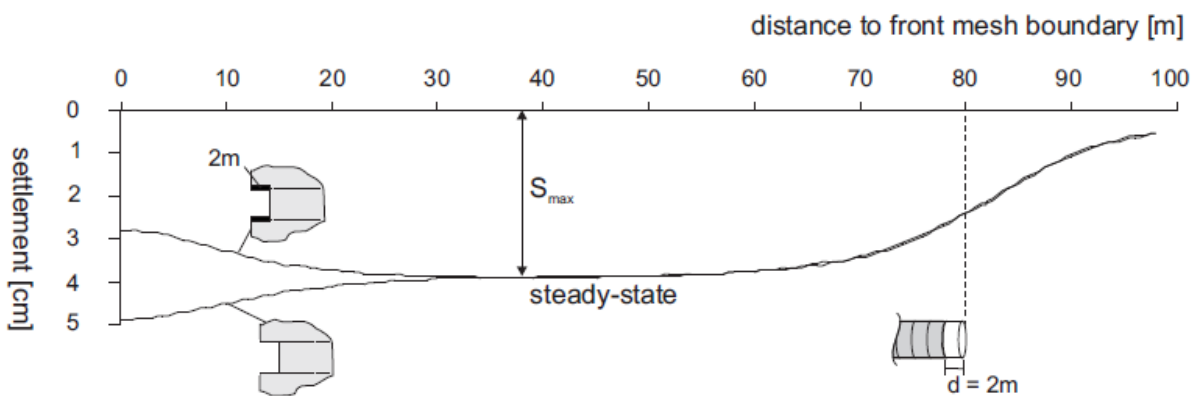


Figure 1.16 Stabilité du tassement longitudinal en arrière du front après creusement (Möller, 2006)

1.5.2 Simulations bidimensionnelles de creusement

Malgré la complexité du processus réel de creusement, des modèles bidimensionnels peuvent être considérés comme suffisants pour des calculs préliminaires, pour lesquels le temps dont on dispose est limité. Les modèles 2D sont basés sur des calculs en

déformations planes dans une section perpendiculaire au sens du creusement. Les résultats sont souvent des cuvettes de tassement transversales, des déplacements du sol en profondeur, des sollicitations dans les tunnels ou les fondations. Les phénomènes associés à des déformations dans la direction longitudinale ne sont pas pris en compte ou sont modélisés d'une façon simplifiée implicite. Dans ce qui suit, on présente différentes approches pour modéliser le creusement en déformation plane.

1.5.2.1 Méthode de ramollissement

(Swoboda, 1979) a proposé de simuler le creusement par une réduction de la raideur du sol à excaver. Le coefficient de réduction est fixé arbitrairement ou calibré à partir de rétro-analyse de données de chantiers.

1.5.2.2 Méthode de pilotage en déplacement

(Rowe et al., 1983) a introduit une méthode nommée méthode du « gap », qui consiste à piloter le déplacement en paroi du tunnel pour simuler le creusement (Figure 1.17). La méthode a été améliorée par (Lo et al., 1984) de façon à prendre en compte la perte de volume au front de taille. Le déplacement en voute du tunnel induit par le creusement, appelé « gap », s'exprime sous la forme suivante :

$$gap = U_{3D}^* + \omega + 2\Delta + \delta \quad (1)$$

Chaque paramètre correspond à une perte de volume différente : (a) U_{3D}^* est associé à la perte de volume au front de taille (b) ω correspond à la perte de volume due au guidage du tunnelier (c) 2Δ représente la différence de diamètre entre la roue de coupe (front du tunnelier) et la jupe (avant mise en place du revêtement) (d) δ caractérise la différence de diamètre entre la jupe et le revêtement du tunnel.

L'introduction dans la méthode de la différence entre les diamètres de la roue de coupe et du soutènement revient à supposer la mise en contact entre le sol et le revêtement du tunnel, ce qui peut être considéré comme une approche pessimiste.

(Vermeer & Brinkgreve, 1993) ont proposé la méthode de contraction, similaire à celle de « gap », qui consiste à modéliser le creusement par contraction du revêtement (réduction du diamètre) jusqu'à une perte de volume considérée comme une donnée d'entrée – et qu'on ne relie pas a priori à des caractéristiques géométriques. Cette méthode a été implantée dans le logiciel de calcul PLAXIS.

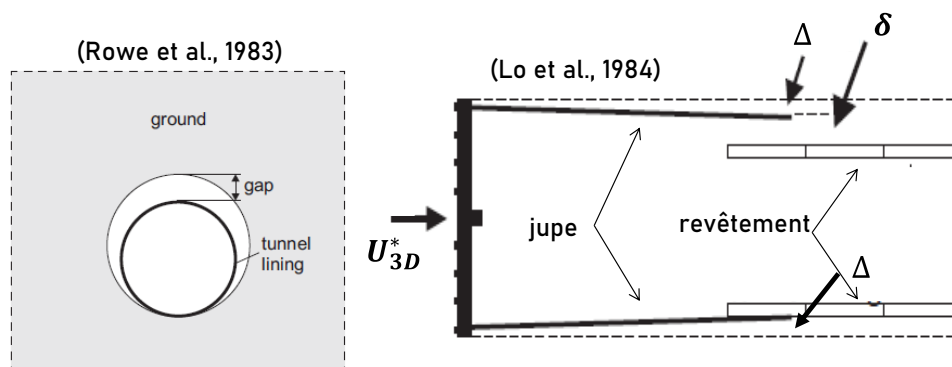


Figure 1.17 Méthode de "gap" introduite par (Rowe et al., 1983) et améliorée par (Lo et al., 1984)

1.5.2.3 Méthode de convergence - confinement

La méthode convergence-confinement est une méthode de prédimensionnement des tunnels profonds soutenus qui prend en compte l'interaction entre le massif et la structure. Elle permet de modéliser l'avancement du creusement par un calcul en déformation plane. Elle repose sur un certain nombre d'hypothèses :

- le tunnel est de section circulaire
- le sol est homogène et isotrope
- le champ de contraintes initiales est isotrope (les contraintes naturelles verticale et horizontale sont égales)
- le tunnel est suffisamment profond pour que l'on puisse négliger la variation de la contrainte initiale à sa proximité
- le soutènement, s'il est présent, est supposé exercer une pression radiale uniforme sur les parois de l'excavation et
- le déplacement de la paroi du tunnel est radial et uniforme.

L'effet du passage du tunnelier est équivalent à la décroissance d'une pression fictive $P_i(x)$ en paroi du tunnel, depuis la pression initiale P régnant avant l'excavation, jusqu'à une pression nulle à la fin du creusement (Corbetta et al., 1991). La pression fictive $P_i(x)$ s'exprime sous la forme suivante :

$$P_i(x) = (1 - \lambda(x))P \quad (2)$$

Le paramètre $\lambda(x)$ est le taux de déconfinement simulant l'excavation, il dépend de la distance au front x . $\lambda(x)$ varie de 0 avant creusement à 1 à la fin de l'excavation (Figure 1.18). En augmentant le taux de déconfinement, on provoque la diminution de la pression radiale $P_i(x)$ et le développement d'un déplacement de la paroi du tunnel vers l'intérieur de l'excavation.

Le revêtement est souvent installé à une distance « d » en arrière du front, appelée distance non soutenue. Par conséquent, un déplacement radial u_d se produit avant la mise en place du soutènement : il correspond à un taux de déconfinement λ_d et une pression fictive P_i égale à $(1 - \lambda_d) P$. La détermination de ce taux de déconfinement constitue l'une des difficultés majeures de cette méthode. Après la mise en place du soutènement, un équilibre s'établit suite à l'interaction sol-revêtement, que l'on évalue à partir de la courbe de réaction du sol (en anglais Ground Reaction Curve ou GRC) et de la courbe de confinement du revêtement (Soil Confinement Curve ou SCC) (Figure 1.19).

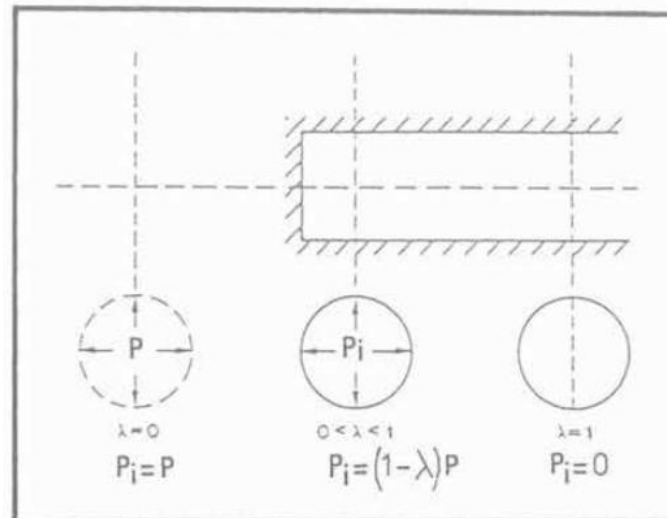


Figure 1.18 Principe de la méthode convergence – confinement (Panet & Guénot, 1982)

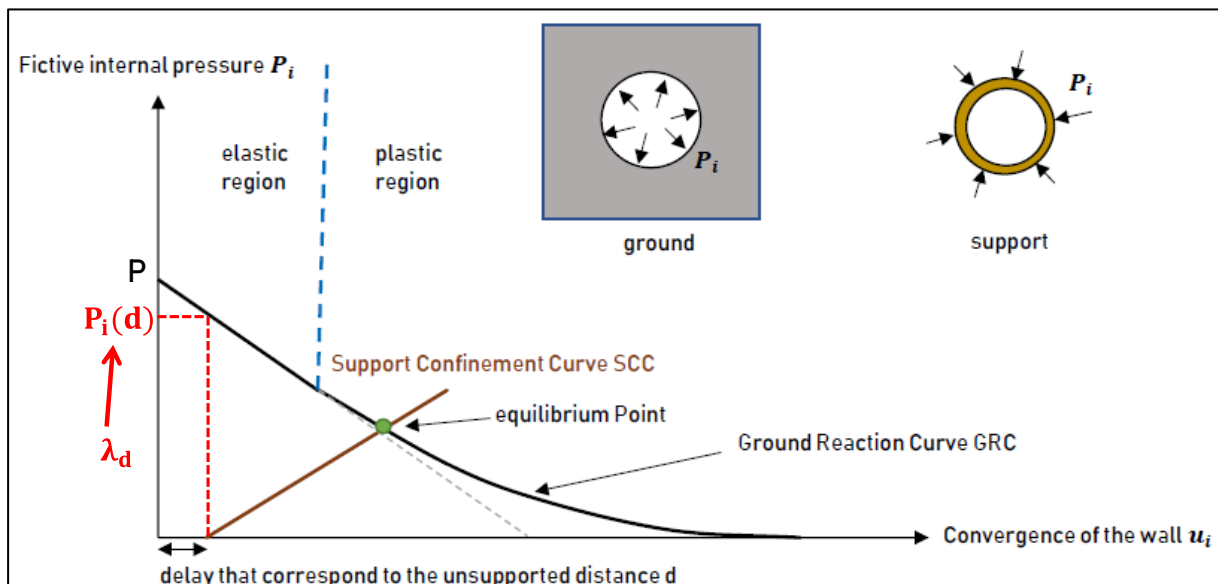


Figure 1.19 Interaction sol - revêtement par la méthode convergence-confinement (Eisenstein & Branco, 1991)

(Berthoz et al., 2020) ont proposé un modèle en déformation plane à plusieurs phases pour prendre en compte les différentes pressions appliquées pendant le creusement au tunnelier pressurisé (pression frontale, pression le long de la jupe et la pression de bourrage). Le calcul comporte plusieurs phases (Figure 1.20) :

- initialisation des contraintes
- perte de volume au front avec déconfinement partiel qui dépend de la pression frontale
- perte de volume en arrière de la jupe avec un déconfinement total et une pression radiale uniforme
- perte de volume loin après la mise en place du revêtement avec un déconfinement total et une pression radiale de bourrage.

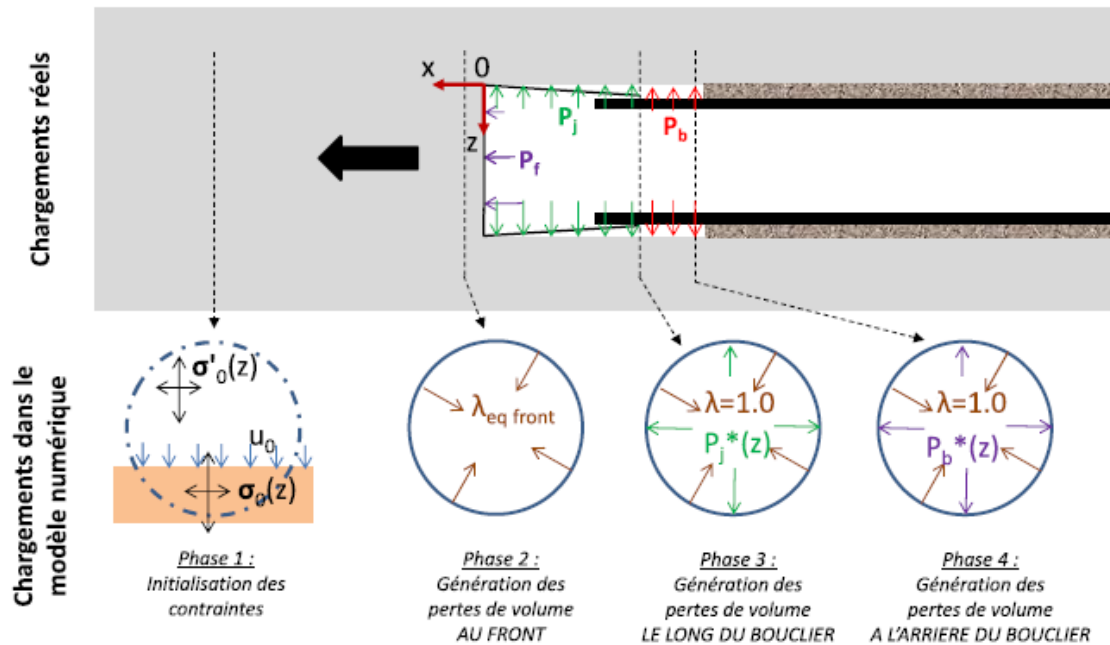


Figure 1.20 Phasage de calcul aux éléments finis (Berthoz et al., 2020)

1.5.3 Simulations tridimensionnelles de creusement

Les modèles bidimensionnels reposent sur des hypothèses fortes (par exemple le taux de déconfinement est généralement pris identique sur tout le contour de l'excavation), et paraissent mal adaptés pour reproduire les différentes sources de déformations pendant le creusement (extrusion du front, convergence pendant le passage de la jupe, remplissage du vide annulaire par du mortier de bourrage, consolidation du terrain, poids du tunnelier et du train suiveur,...). On peut penser que des calculs tridimensionnels sont plus appropriés pour reproduire les différents phénomènes associés au creusement pressurisé des tunnels.

La majorité des modèles numériques 3D considèrent une approche lagrangienne avec un processus de creusement à plusieurs phases (Mroueh & Shahrour, 1999) ; (Mroueh & Shahrour, 2003) ; (Ninic et al., 2010) ; (Ramoni & Anagnostou, 2011) ; (Do et al., 2014) ; (Zhang et al., 2016) ; (Alsahly et al., 2016) ; (Ninic et al., 2017) ; (El Mouchi et al., 2018) ; (Ring & Comulada, 2018) ; (Lavasan et al., 2018) ; (Al-Omari et al., 2019) ; (Nematollahi & Dias, 2019) ; (Liu et al., 2020) ; (El Jirari, 2021).

Le creusement se fait par pas d'avancement, généralement équivalent à la largeur d'un anneau de revêtement. Le sol correspondant à l'anneau à excaver est désactivé et des pressions sont appliquées au front et en arrière de la jupe pour représenter l'interaction mécanique entre le sol et le tunnelier. Le tunnelier et le revêtement sont modélisés soit explicitement par des éléments volumiques ou des coques, soit implicitement par pilotage de déplacement ou perte de volume en parois du tunnel. La différence majeure entre les différentes études réside dans la modélisation de la perte de volume le long de la jupe avant la mise en place du revêtement, dû au diamètre variable du tunnelier, et du vide annulaire sur la réponse du massif autour du tunnel.

Cette section présente différentes publications dans lesquelles les auteurs proposent des techniques de modélisation du creusement au tunnelier. Sans constituer une revue

exhaustive des (très nombreuses) approches proposées dans la littérature, elle propose un échantillon suffisant pour illustrer plusieurs points notables : en premier lieu, le fait que la construction d'une modélisation combine un grand nombre d'hypothèses ; d'autre part, les procédés de modélisation ne sont pas toujours présentés de manière très détaillée, et lorsqu'ils le sont, les hypothèses et les modèles retenus peuvent être très différents selon les auteurs. Enfin, les auteurs choisissent souvent d'approfondir un aspect du problème plutôt qu'un autre : le processus de creusement, le comportement du revêtement, celui du sol ou l'interaction sol-pieu.

1.5.3.1 (Mroueh & Shahrour, 1999, 2003, 2008)

(Mroueh & Shahrour, 1999) ont modélisé le creusement d'une façon simplifiée, qui combine :

- l'application sur le front d'une pression uniforme équivalente à la contrainte horizontale du sol au centre du tunnel,
- un déconfinement partiel α_{dec} au niveau de la jupe (longueur L_{dec})
- l'activation du revêtement en arrière de la jupe.

Les deux paramètres α_{dec} et L_{dec} doivent être déterminées par des retours d'expériences ou par des mesures enregistrées au cours des travaux. (Mroueh & Shahrour, 2003) ont appliqué cette méthode pour étudier l'effet du creusement sur un bâtiment de deux étages. Les dimensions du massif sont $10 D_t \times 5 D_t \times 5 D_t$ et l'avancement se fait avec un pas de $0,5 D_t$. Les résultats ont montré que la zone d'influence du creusement s'étend à $\pm 2D_t$. La moitié du tassement a été produite quand le front était sous la structure. La présence de la structure diminue les tassements du sol et le taux de déconfinement affecte d'une façon sensible les tassements calculés. D'autres calculs numériques (Mroueh & Shahrour, 2008) ont été élaborés dans le but de produire des abaques pour la quantification du paramètre α_{dec} pour différentes configurations de tunnels et propriétés du sol.

1.5.3.2 (Ramoni & Anagnostou, 2011)

(Ramoni & Anagnostou, 2011) ont étudié l'interaction sol-bouclier et le risque de coincement du tunnelier pendant le creusement. Le travail est basé sur des calculs par éléments finis dans des conditions d'axisymétrie pour des tunnels profonds dans un champ de contrainte hydrostatique et isotrope. Le calcul se fait en une seule phase et le sol suit une loi de comportement élastoplastique avec un critère de rupture de type Mohr Colomb. Pour modéliser le creusement, le front du tunnelier est supposé non soutenu ; la jupe est modélisée par une pression radiale ; le cisaillement à l'interface sol-tunnelier n'est pas modélisé ; la conicité du bouclier est considérée et le sol ne commence à exercer une pression sur le tunnelier que si le déplacement radial est supérieur à la différence de diamètre entre la roue de coupe et le bouclier ; le revêtement est supposé en contact avec le tunnelier en arrière de la jupe. Les résultats ont été synthétisés sous forme d'abaques adimensionnels qui évaluent la force de poussée dans le tunnelier en fonction des propriétés du sol et des caractéristiques du tunnelier. Les abaques peuvent être utilisés pour étudier la faisabilité de l'entraînement d'un tunnelier et évaluer les possibilités d'optimiser le processus de creusement.

1.5.3.3 (Do et al., 2014)

Des calculs numériques sur le logiciel FLAC ont été effectués par (Do et al., 2014) pour étudier l'effet du creusement simultané ou décalé de deux tunnels sur le déplacement du sol

et les sollicitations dans les deux tunnels. L'étude prend en compte une pression frontale qui dépend de la profondeur (Figure 1.21), l'injection du mortier, d'abord liquide (modélisé par une pression) puis solide (modélisé par des éléments volumiques) ; le poids du tunnelier et du train suiveur (pris en compte par l'application de pressions) ; le revêtement est modélisé avec des joints entre anneaux et entre voussoirs ; on prend en compte les efforts sur la roue de coupe dus aux vérins. La jupe est modélisée implicitement par pilotage de déplacement en parois du tunnel comme dans (Mollon et al., 2013). Les résultats ont montré que les déformations du terrain sont plus grandes et les sollicitations dans les revêtements plus faibles dans le cas d'un creusement simultané. Dans le cas d'un creusement décalé, les efforts augmentent dans le tunnel existant.

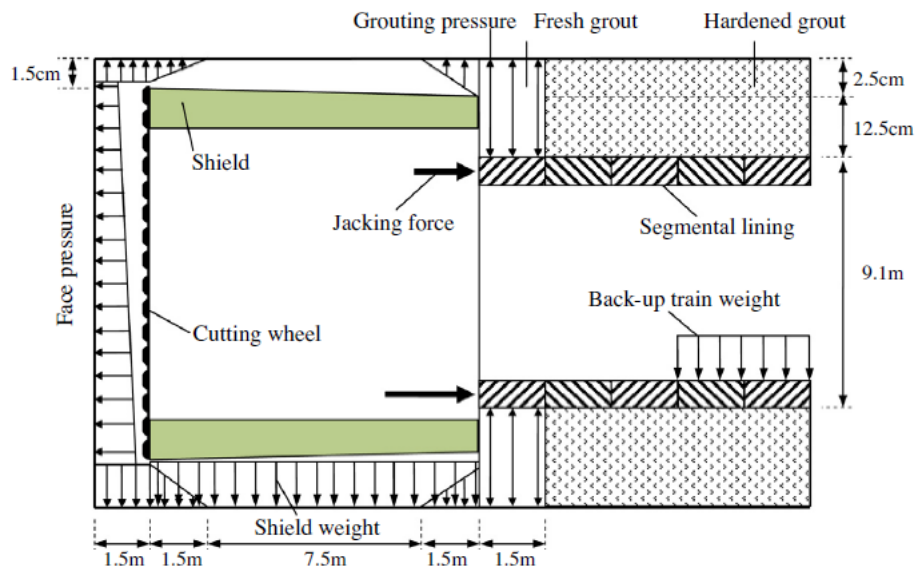


Figure 1.21 Processus de creusement adopté par (Do et al., 2014)

1.5.3.4 (Liu et al., 2014)

(Liu et al., 2014) ont élaboré un modèle numérique tridimensionnel avec le logiciel d'éléments finis ABAQUS, dans le but d'étudier l'effet du creusement sur des pieux et groupes des pieux. Le calcul consiste à comparer des déplacements, sans examen des sollicitations dans les pieux. Le modèle prend en compte le phasage du processus de creusement (application d'une pression frontale, simulation explicite de la jupe par des éléments volumiques déformables et injection de mortier de bourrage) mais sans considérer la conicité de la jupe. La pression d'injection a été appliquée sur 7 anneaux derrière la jupe. Les résultats ont reproduit qualitativement les déplacements divergents du sol et des pieux avec surestimation des déplacements horizontaux (paragraphe 1.3.2).

1.5.3.5 (Zhang et al., 2016)

Un modèle 3D a été élaboré par (Zhang et al., 2016) pour étudier la réponse du sol au creusement. Le modèle fait $16 D_t \times 9 D_t \times 6 D_t$ et le calcul se fait par phasage de creusement. Une pression trapézoïdale équivalente à la contrainte horizontale est appliquée au front, la perte de volume est simulée par pilotage du déplacement de la paroi du tunnel au niveau de la jupe, l'injection de mortier est modélisée en deux étapes, le mortier étant d'abord liquide (pression radiale uniforme s'appliquant sur deux anneaux) puis solide ; le revêtement est

modélisé explicitement en considérant le poids du train suiveur (Figure 1.22). Les auteurs ont étudié les deux cas de déplacement radial uniforme et variable (maximal en voute).

Des mesures in-situ ont été utilisées pour calculer la perte de volume finale et pour valider le calcul numérique. Les résultats ont été comparables en termes de magnitude et direction (les déplacements transverses en profondeur sont convergents vers le tunnel) et une couverture critique C (distance voute – surface du sol) de $0,55 D_t$ a été déduite en dessous de laquelle la stabilité de l'ouvrage est incertaine.

Des calculs similaires ont été conduits par (Liu et al., 2020) pour étudier l'effet du creusement d'un nouveau tunnel sur un tunnel existant. La pression d'injection affecte significativement la déformation du tunnel existant ; l'effet de la pression frontale est faible. Une couverture critique comparable à l'étude précédente a été retrouvée ($0,55 - 0,6 D_t$).

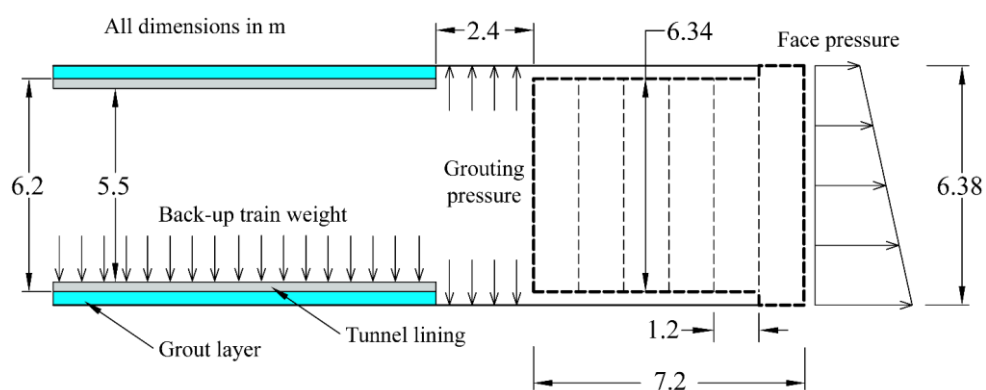


Figure 1.22 Processus de creusement adopté par (Zhang et al., 2016)

1.5.3.6 (El Mouchi et al., 2018)

(El Mouchi et al., 2018) présentent une étude de l'effet du creusement sur une fondation superficielle (radier). Le calcul est fait par phasage : des pressions frontale et d'injection trapézoïdales ont été appliquées ; la jupe est modélisée par une pression radiale équivalente à la pression d'injection ; la conicité est prise en compte par désactivation d'une couronne de sol de 20 cm d'épaisseur qui sera remplie dans les phases suivantes par du béton ; le revêtement est modélisé explicitement avec un comportement élastique linéaire. Des études paramétriques ont été conduites en variant le diamètre du tunnel, la couverture du tunnel et la position transversale du radier. Les résultats ont montré des tassements différentiels maximaux quand le tunnel passe sous le radier. L'amplitude des tassements différentiels diminue après passage du tunnelier sous le radier.

1.5.3.7 (Nematollahi & Dias, 2019)

Un modèle 3D a été développé pour étudier l'interaction pieu-tunnel pendant le creusement de deux tunnels. La modélisation du creusement est inspirée des travaux de (Do et al., 2014). Elle comporte l'application d'une pression frontale trapézoïdale, la jupe est modélisée par des éléments de coques à modules variables, le poids du tunnelier est pris en compte au moyen d'une pression uniforme sur la partie inférieure de la paroi du tunnel (formant un angle de 90° avec le centre du tunnel). La pression d'injection est appliquée sur un anneau en arrière de la jupe et le durcissement du mortier est modélisé par une couche d'éléments finis. Le revêtement est modélisé par des voussoirs interconnectés par des joints. Le poids

du train suiveur est pris en compte sous forme des pressions linéiques verticales (Figure 1.23).

Deux lois de comportement ont été utilisées pour le sol : une loi linéaire élastique parfaitement plastique de type Mohr Coulomb et une loi élastoplastique avec écrouissage appelée « Cap-Yield Soil ».

Le calcul avec le modèle CY Soil a donné des sollicitations dans les tunnels et des tassements plus importants que l'autre modèle. Cette étude montre l'importance de la loi de comportement pour des problèmes complexes d'interaction pieu-tunnel-sol.

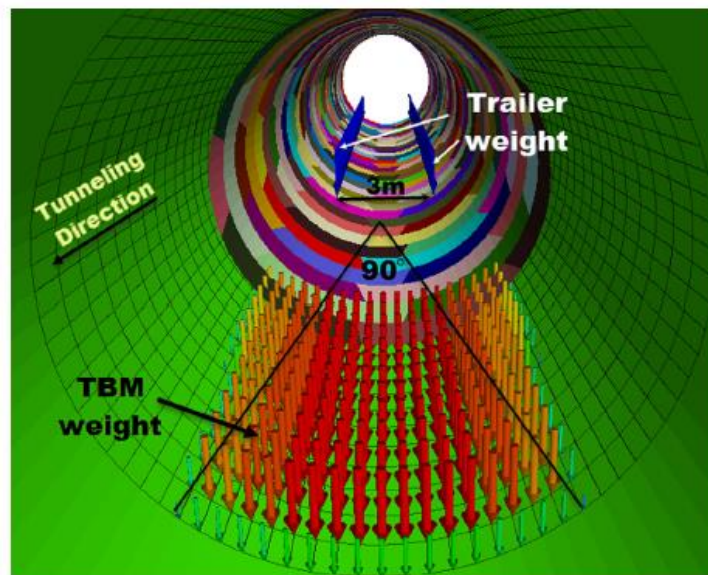


Figure 1.23 Prise en compte du poids de la jupe et du train suiveur dans les calculs de (Nematollahi & Dias, 2019)

1.5.3.8 (El Jirari, 2021)

(El Jirari, 2021) propose une méthode de modélisation du processus de creusement pressurisé par une succession de phases. Après la phase d'initialisation des contraintes géostatiques, chaque phase combine (Figure 1.24) :

- (1) la désactivation d'un anneau de voussoir à excaver
- (2) la prise en compte de forces nodales représentant un déconfinement total du front et l'application d'une pression frontale trapézoïdale $P_f^*(z)$
- (3) le déconfinement total du terrain le long de la jupe (5 anneaux) et l'application d'une pression radiale $P_j^*(z)$ le long de la jupe
- (4) déconfinement total en arrière de la jupe et l'application d'une pression d'injection $P_b^*(z)$ sur un anneau en arrière de la jupe
- (5) l'activation d'un anneau de revêtement et le déconfinement total du terrain afin de dissiper le champ de pression d'injection. La jupe n'est pas modélisée explicitement ce qui nécessite de vérifier à chaque étape que la convergence radiale n'a pas dépassé le vide annulaire. La pression $P_j^*(z)$ est égale à la pression de la boue bentonitique imposée sur chantier dans le cas du tunnelier à pression de terre (injection au travers de la jupe), ou à une valeur moyenne entre les pressions frontales et de bourrage en clé dans le cas

du tunnelier à pression de boue. Le poids du tunnelier peut être considéré en augmentant le gradient vertical de cette pression.

Il est intéressant de signaler que la technique utilisée, qui consiste à appliquer une force de déconfinement ($\lambda=1$) en complément de l'application d'un nouveau chargement, est en fait liée au fonctionnement du logiciel César-LCPC. En effet, dans ce logiciel, à chaque nouvelle phase de calcul, le nouveau chargement imposé est ajouté à l'état de contrainte résultant de la phase de calcul précédente. Pour que l'état final de contrainte sur une surface donnée soit égal à celui souhaité, il est donc nécessaire « d'annuler » les contraintes correspondant à la phase précédente sur la surface considérée, ce que permet l'application de cette force de déconfinement (El Jirari, 2021).

Des études paramétriques ont été élaborées en fonction des différents paramètres mis en jeu et pour différentes lois de comportement de sol. Les résultats ont montré l'intérêt d'utiliser des lois de comportement avancées tel que le « Hardening Soil Model » (HSM). L'étendue de la cuvette transversale du tassement dépend fortement du coefficient des terres au repos K_0 . Les déplacements finaux après creusement en surface dépendent assez nettement de la pression d'injection, mais l'influence de la pression frontale est faible.

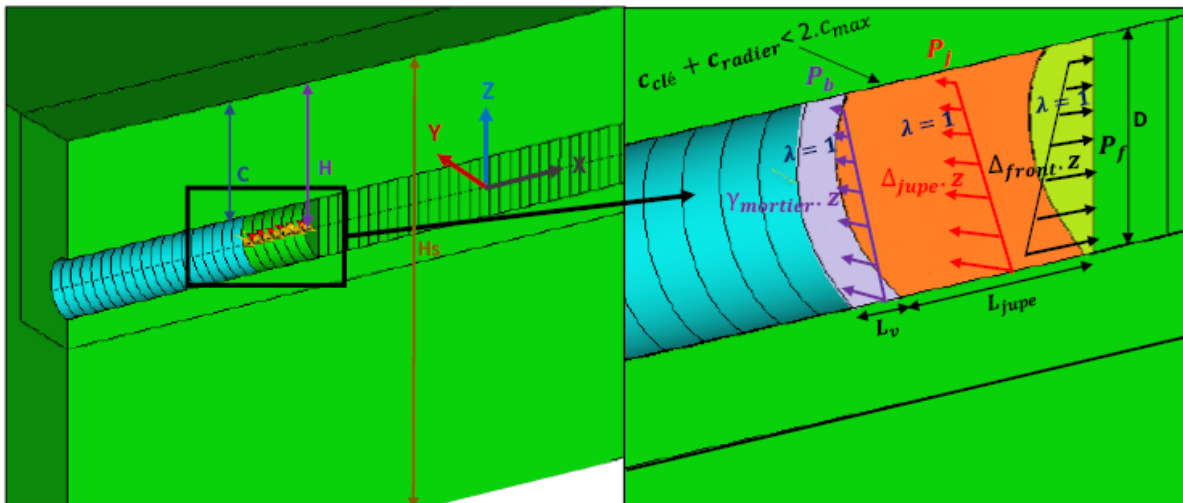


Figure 1.24 Principe de la modélisation du creusement sur CESAR-LCPC adoptée par (El Jirari, 2021)

1.5.3.9 Autres références

D'autres auteurs ont introduit des modèles plus complexes pour optimiser les travaux de simulation en termes de temps de calcul ou de prise en compte des différents paramètres : (Ninic et al., 2010) ont expliqué en détail le fonctionnement d'éléments de poutre, utilisés pour représenter les pieux, et implantés dans le code KRATOS. Comme les « embedded beam elements » de PLAXIS, ils intègrent une loi de frottement et leur position géométrique est libre par rapport aux éléments de volume qui les entourent. L'intérêt de cette contribution réside dans la discussion détaillée des conditions dans lesquelles cette approche donne des résultats voisins d'une modélisation des pieux par des éléments volumiques associés à des interfaces.

Pour surmonter les difficultés liées au grand nombre de paramètres et à la durée des calculs 3D comportant de nombreuses phases, (Ninic et al., 2017) ont utilisé une approche de type « réduction de modèle » pour chercher les paramètres de pilotage du tunnelier en temps réel

qui peuvent garantir un niveau de tassement acceptable, avec comme paramètres les caractéristiques des terrains et les pressions de front et d'injection.

(Alsahly et al., 2016) ont présenté un exemple de modélisation qui cherche à prendre en compte tous les aspects du problème. Ils proposent une prise en compte complète du contact entre le tunnelier et le sol, avec une approche lagrangienne totale du mouvement du bouclier, qui permet de prendre en compte une trajectoire non rectiligne, et suppose un remaillage autour du tunnelier à mesure que le creusement avance. Le revêtement lui-même est composé de voussoirs reliés par des joints. La loi de comportement du sol est complexe et la modélisation prend en compte le couplage hydromécanique. Les auteurs indiquent que pour des utilisations en « temps réel », il faudrait combiner cette approche avec des techniques de réduction de modèle.

Enfin, on peut signaler l'existence d'approches qui ne sont pas lagrangiennes : le modèle introduit par (Ring & Comulada, 2018) consiste à faire défiler le sol au lieu de faire avancer le tunnel. La méthode présente différents avantages (en particulier en termes de temps de calcul), elle est moins affectée par les bords, mais elle ne s'applique que dans certaines situations (en particulier, elle suppose l'absence de structures ou de fondations profondes).

1.5.4 Importance du coefficient de terre au repos K_0

L'état de contraintes initial dans le terrain exerce une influence importante sur la réponse du massif dans les problèmes d'excavation, surtout pour les tunnels à faible profondeur. La modélisation des ouvrages souterrains doit donc prendre en compte la détermination de l'état initial des contraintes, en général caractérisé par le coefficient des terres au repos K_0 . La valeur de K_0 est souvent estimée par la formule semi empirique de (Jaky, 1944) pour les sols granulaires normalement consolidés (φ' correspond à l'angle de frottement en conditions drainées):

$$K_0 = 1 - \sin\varphi' \quad (3)$$

Pour les sols surconsolidés, le coefficient des terres au repos est généralement plus grand que dans les cas normalement consolidés. (Vermeer, 2000) a proposé la formule suivante où R_{oc} est le degré de surconsolidation :

$$K_0 = (1 - \sin\varphi') \times \sqrt{R_{oc}} \quad (4)$$

Des études 2D et 3D ont été effectuées par (Möller, 2006) pour étudier l'effet de K_0 sur la réponse du sol au creusement. La loi HSM a été utilisée pour modéliser le comportement du sol. Les cuvettes de tassement longitudinales (dans le cas 3D) et transversales sont présentées dans la Figure 1.25, pour différentes valeurs de K_0 . On obtient en particulier une ovalisation du tunnel différente selon que K_0 est plus petit ou plus grand que 1. Le tassement maximal est largement affecté par la valeur de K_0 , et le creusement provoque des refoulements (déplacements de la surface vers le haut) lorsque $K_0 > 1,25$. Les cuvettes transversales ont montré aussi l'effet prépondérant de K_0 sur la largeur de la cuvette de tassement.

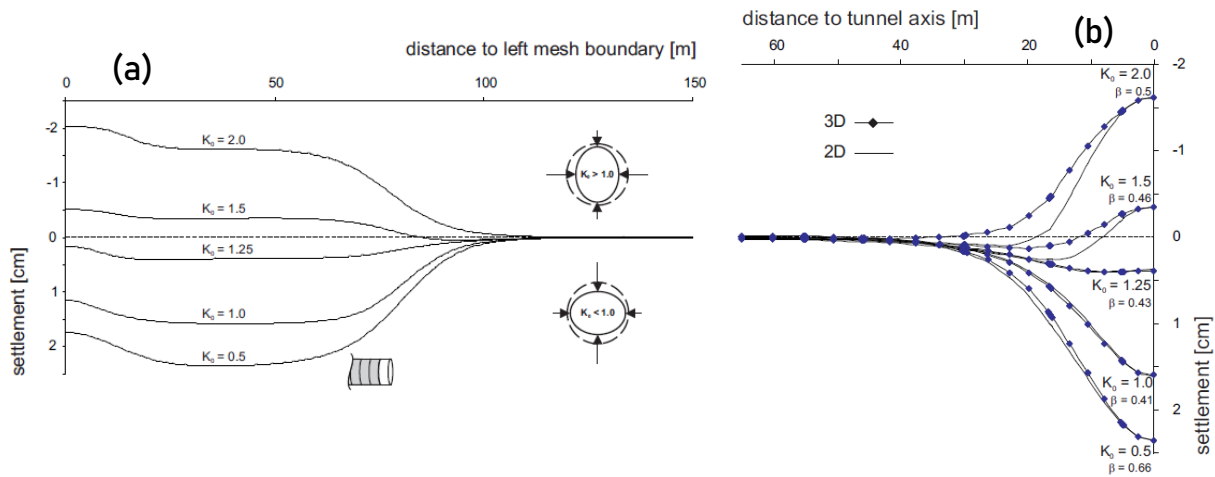


Figure 1.25 Effet de K_0 sur les cuvettes de tassements (a) longitudinale et (b) transversale (Möller, 2006)

D'autres études paramétriques 2D ont été effectuées par (Klotoé, 2017) pour cinq approches de la modélisation du creusement

- méthode convergence-confinement
- déplacement radial (uniforme) imposé en paroi du tunnel
- perte de volume imposée en paroi du tunnel
- déformation volumique imposée par un chargement thermique équivalent de la zone à excaver
- méthode du ramollissement

L'effet de K_0 dépend de la méthode adoptée pour simuler le creusement : avec les approches 1 et 5 (qui font intervenir directement les contraintes initiales dans le sol), la cuvette de tassement s'élargit lorsque K_0 augmente. Pour les méthodes par pilotage en déplacement ou en perte de volume (approches 2, 3 et 4), la largeur est presque la même dans les deux cas $K_0 = 0,7$ et 1.

Tableau 1.2 Volumes et largeurs des cuvettes de tassement pour différentes modélisations du creusement (Klotoé, 2017)

Approches	Volumes de la cuvette (m^3/m)		Largeurs de la cuvette (m)	
	$K_0 = 0,7$	$K_0 = 1$	$K_0 = 0,7$	$K_0 = 1$
1	0,075	0,078	5,86	8,19
2	0,089	0,105	8,17	8,17
3	0,117	0,156	6,39	6,22
4	0,082	0,096	6,92	6,92
5	0,027	0,027	5,91	6,98

Les calculs 3D de (El Jirari, 2021) ont montré aussi l'influence de K_0 sur les déplacements en surface et en profondeur. Le passage de K_0 de 0,5 à 1 a abouti à la diminution du tassement maximal en surface de 76%, l'augmentation de la largeur de la cuvette transversale de 43% et le changement de signe du déplacement horizontal au niveau de l'axe du tunnel, à une distance transversale de $1D_t$.

1.6 Prédiction de la réponse du sol

Cette partie concerne la recherche des déplacements du sol en surface et en profondeur par des formulations empiriques, analytiques et semi-analytiques, issues d'essais en vraie grandeur et dans certains cas modifiées en s'appuyant sur des essais en laboratoire.

1.6.1 Formules empiriques

1.6.1.1 Profil transversal du déplacement vertical

La cuvette de tassement en surface, dans un plan perpendiculaire à l'axe, est souvent décrite par une courbe gaussienne, comme proposé par (Peck, 1969) :

$$S(x) = S_{max} \exp\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right) \quad (5)$$

$S(x)$ représente le tassement en surface à une distance x par rapport au plan vertical contenant l'axe du tunnel. La formulation de Peck comporte deux paramètres, le tassement maximal S_{max} au-dessus de l'axe du tunnel et l'abscisse i du point d'inflexion : ce paramètre caractérise l'étendue de la cuvette. Il correspond à la distance de l'axe de tunnel où le tassement vaut approximativement 60 % de S_{max} . Le paramètre i a été largement étudié dans la littérature. (Peck, 1969) a proposé une corrélation avec la profondeur du tunnel z_0 et le diamètre du tunnel D_t en se basant sur la nature du terrain. Sur la base d'un grand nombre de retours d'expérience, (O'Reilly & New, 1982) ont confirmé la forte corrélation entre i et la profondeur du tunnel z_0 , mais n'ont pas confirmé d'influence significative de son diamètre. La formule peut être simplifiée par :

$$i_{z_0} = K \times z_0 \quad (6)$$

Le paramètre K dépend de la nature du terrain ; il varie de 0,25 pour les sols grossiers à 0,5 pour les sols fins. Les études de (Mair & Taylor, 1997) sur des tunnels dans des sables et des argiles aboutissent à adopter des valeurs de K entre 0,4 et 0,6 pour l'argile et 0,25 à 0,45 pour les sables.

D'autres formules ont été proposées par plusieurs auteurs en introduisant le diamètre du tunnel, la couverture du tunnel et la densité du sol.

On définit la perte de volume en surface V_l comme l'intégrale de la courbe de tassement :

$$V_l = \int_{-\infty}^{+\infty} S(x) dx = \sqrt{2\pi} \times i \times S_{max} \cong 2.5 i S_{max} \quad (7)$$

En remplaçant S_{max} dans l'équation (5), on obtient une caractérisation de la cuvette de Peck en fonction de la perte de volume en surface et du paramètre i :

$$S(x) = \frac{V_l}{\sqrt{2\pi} i} \exp\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right) \quad (8)$$

(Branco et al., 1990) ont observé que le modèle de Peck, même en ajustant les paramètres au mieux, ne permet pas de reproduire parfaitement les observations sur site. En se basant

sur un grand nombre de données expérimentales, (Celestino et al., 2000) ont proposé une nouvelle formule avec trois paramètres : le déplacement maximal S_{max} , un paramètre de longueur a et un paramètre adimensionnel b :

$$S(x) = \frac{S_{max}}{1 + (|x|/a)^b} \quad (9)$$

Deux expressions de a/D ont été établies, la première pour les argiles denses et la deuxième pour les milieux poreux :

$$\frac{a}{D} = 0.39 \frac{z}{D} + 0.31 \quad (10)$$

$$\frac{a}{D} = 0.46 \frac{z}{D} + 0.37 \quad (11)$$

(Jacobsz et al., 2004) ont présenté un modèle empirique proche de celui de Peck avec une variation de pente plus douce au-delà du point d'inflexion.

$$S(x) = S_{max} \exp \left(-\frac{1}{3} \left(\frac{|x|}{i'} \right)^{1.5} \right) \quad (12)$$

$S(x)$ est le tassement à une distance x de l'axe de tunnel, S_{max} le tassement maximal au-dessus de l'axe du tunnel et i' est la distance jusqu'au point d'inflexion de la courbe, supposée égale au produit de la profondeur de l'axe z_0 par une constante K' homologue au paramètre K discuté précédemment.

D'autre part, expérimentalement, le tassement maximal n'est pas toujours relevé au-dessus de l'axe du tunnel. (Bel, 2018) a proposé une formulation pour prendre en compte cet excentrement par rapport à l'axe du tunnel :

$$S(x) = S_{max} \exp \left(-\frac{(x - \alpha D_t)^2}{2i^2} \right) \quad (13)$$

où D_t est le diamètre du tunnel et α un paramètre adimensionnel.

Tableau 1.3 Récapitulatif des formules utilisées pour le calcul de l'étendue de la cuvette de tassement

Auteur	Formules (i , K)	applicabilité
(Clough & Schmidt, 1981)	$i_{z_0} = \left(\frac{D}{2}\right) \left(\frac{z_0}{D}\right)^{0.8}$	argile
(O'Reilly & New, 1982)	$i_{z_0} = K \times z_0$	$K = 0.5$ argile $K = 0.25$ sable
(Mair et al., 1993)	$i_z = K \times (z_0 - z)$ $K = \frac{0.175 + 0.325(1 - z/z_0)}{1 - z/z_0}$	argile

(Moh et al., 1996)	$i_z = \left(\frac{D}{2}\right) \left(\frac{z_0}{D}\right)^{0.8} \left(\frac{z_0 - z}{z_0}\right)^m$	$m = 0.8$ $m = 0.4$	argile sable
(Lee et al., 1999)	$\frac{2}{D} i_z = 1 + 0.58 \frac{z_0}{D}$ $i_{z_0} = K' \times z_0$		argile
(Jacobsz et al., 2004)	$K' = 0.85K - 0.12$ K est la constante « de Peck »		sable
(Jones, 2010)	$K = 1.234 - 0.25 \ln(z_0 - z)$		argile

1.6.1.2 Profil transversal du déplacement horizontal

(O'Reilly & New, 1982), en se basant sur l'hypothèse que le déplacement est pointé vers le centre du tunnel, ont proposé la formulation suivante du déplacement horizontal :

$$H(x, z) = \frac{x}{z_0 - z} S(x, z) \quad (14)$$

$H(x, z)$ et $S(x, z)$ représentent les composantes horizontale et verticale du déplacement à une distance transversale x et verticale $z_0 - z$ de l'axe du tunnel. La déformation horizontale est en raccourcissement jusqu'au point d'inflexion et en allongement au-delà de ce point (Gilleron, 2016). L'approche repose sur l'hypothèse que le volume du sol ne varie pas : elle n'est donc pas forcément justifiée pour des matériaux sableux où se produiraient des déformations plastiques significatives.

En supposant que le vecteur de déplacement se dirige vers un point situé à $0,175 z_0 / 0,325$ sous le centre du tunnel, (Taylor, 1995b) a proposé une formule voisine :

$$H(x, z) = \frac{x}{(1 + 0.175/0.325)z_0} S(x, z) \quad (15)$$

Cette équation donne des amplitudes moins importantes que celle de (O'Reilly & New, 1982).

1.6.1.3 Profil longitudinal du déplacement vertical

Peu d'études ont été élaborées permettant d'évaluer les tassements de surface dans la direction longitudinale. On présente ci-dessous la formulation de (Attewell & Woodman, 1982). Elle est fondée sur les observations issues du « Jubilee line project », tunnel réalisé en mode ouvert dans des argiles de Londres. La formule s'exprime sous la forme de l'équation de type gaussienne cumulée (16) :

$$S_l(y) = S_{l_{max}} \frac{1}{\sqrt{2\pi} i} \int_{-\infty}^y e^{-\frac{t^2}{2i^2}} dt \quad (16)$$

Où $S_{l_{max}}$ représente le tassement vertical maximal dans la direction longitudinale et y la distance par rapport au front de taille.

1.6.2 Formules analytiques

1.6.2.1 (Sagaseta, 1987)

Pour un milieu un milieu semi-infini élastique, isotrope, homogène et incompressible, (Sagaseta, 1987) propose une solution fondée sur les effets d'une perte (ou augmentation) de volume provoquée en un point du massif par l'excavation d'un tunnel peu profond. Cette solution permet d'évaluer les composantes du champ tridimensionnel des déplacements en surface :

$$S_x = \frac{V_l}{2\pi\omega} \quad (17)$$

$$S_y = -\frac{V_l}{2\pi} \frac{y}{y^2 + z_0^2} \left(1 + \frac{y}{\omega}\right) \quad (18)$$

$$S_z = \frac{V_l}{2\pi} \frac{z_0}{y^2 + z_0^2} \left(1 + \frac{y}{\omega}\right) \quad (19)$$

Où $\omega = \sqrt{x^2 + y^2 + z_0^2}$ et z_0 est la profondeur de l'axe du tunnel. L'origine des coordonnées se situe en surface à l'aplomb du front de taille et (x, y, z) sont les distances dans les directions longitudinale, transversale et verticale (vers le bas), respectivement. Les déplacements S_x , S_y et S_z sont orientés dans le sens des axes. V_l est la perte de volume en souterrain par unité de longueur, supposée concentrée sur l'axe du tunnel. Cette perte de volume est la différence entre le volume théorique de l'excavation et le volume (initial) du sol effectivement excavé, qui résulte d'une surcoupe et/ou de la pré-convergence du sol. Cette solution permet de représenter des cartes tridimensionnelles des tassements en surface, des déplacements horizontaux et, par dérivation, des pentes.

1.6.2.2 (Verruijt & Booker, 1996)

(Verruijt & Booker, 1996) ont proposé une solution analytique qui considère le sol comme élastique linéaire et qui superpose deux mécanismes de déformation : la convergence et l'ovalisation de la paroi du tunnel circulaire. Le déplacement est caractérisé par deux paramètres ε et δ pour le déplacement radial uniforme et l'ovalisation, respectivement :

$$\varepsilon = \Delta R/R \quad (20)$$

$$\delta = \Delta R_v/\Delta R_h \quad (21)$$

ΔR est la convergence radiale moyenne, R le rayon du tunnel, et δ représente le rapport entre le déplacement sur le diamètre vertical et le déplacement sur le diamètre horizontal du tunnel.

La solution proposée est la superposition de trois solutions : les deux premières représentent les solutions de la théorie de l'élasticité pour deux singularités placées aux deux points

symétriques ($x = 0, z = h$) et ($x = 0, z = -h$) et une troisième pour satisfaire la condition de contrainte nulle à la surface $z = 0$ (Verruijt & Booker, 1996). On obtient finalement dans le repère Oxz , où z est vertical descendant les expressions suivantes :

$$u_x = -\varepsilon R^2 x \left(\frac{1}{r_1^2} + \frac{1}{r_2^2} \right) + \delta R^2 x \left(\frac{x^2 - kz_1^2}{r_1^4} + \frac{x^2 - kz_2^2}{r_2^4} \right) - \frac{2\varepsilon R^2 x}{m} \left(\frac{1}{r_2^2} - \frac{2mzz_2}{r_2^4} \right) - \frac{4\delta R^2 xh}{m+1} \left(\frac{z_2}{r_2^4} + \frac{mz(x^2 - 3z_2^2)}{r_2^6} \right) \quad (22)$$

$$u_z = -\varepsilon R^2 \left(\frac{z_1}{r_1^2} + \frac{z_2}{r_2^2} \right) + \delta R^2 \left(\frac{z_1(kx^2 - z_1^2)}{r_1^4} + \frac{z_2(kx^2 - z_2^2)}{r_2^4} \right) + \frac{2\varepsilon R^2}{m} \left(\frac{(m+1)z_2}{r_2^2} - \frac{mz(x^2 - z_2^2)}{r_2^4} \right) - 2\delta R^2 h \left(\frac{x^2 - z_2^2}{r_2^4} + \frac{m}{m+1} \frac{2zz_2(3x^2 - z_2^2)}{r_2^6} \right) \quad (23)$$

Où $z_2 = z + h, z_1 = z - h, r_1 = x^2 + z_1^2$ et $r_2 = x^2 + z_2^2$ sont les distances du point singulier et son image, $m = 1/(1 - 2\nu)$, $k = \nu/(1 - \nu)$ et ν est le coefficient de Poisson. Le tassement de surface donnant la forme de la cuvette est obtenu à partir des expressions ci-dessus avec $z = 0$.

Ces solutions analytiques sont obtenues pour un matériau élastique linéaire et isotrope, et pour un tunnel circulaire à faible profondeur, en déformation plane dans un massif homogène. (Verruijt & Booker, 1996) indiquent qu'elles ne représentent qu'une schématisation grossière du comportement réel des sols et des roches, mais donnent néanmoins une représentation des champs des contraintes et des déformations dans le massif et en surface.

La solution élastique de (Verruijt & Booker, 1996) pour un matériau incompressible ($\nu = 0,5$) a été modifiée par (Gonzalez & Sagaseta, 2001) pour prendre en compte la dilatation du sol. La démarche consiste à prendre en compte une décroissance des déplacements en fonction d'une puissance de la distance à l'axe, de la forme $1/r^\alpha$ avec $\alpha \geq 1$.

1.6.3 Formules semi-analytiques

(Rowe et al., 1983) définissent la perte de volume « équivalente » en deux dimensions comme un vide formé autour du tunnel et combinant les effets (1) des déformations élastoplastiques et tridimensionnelles au front de taille (2) de la sur-excavation du massif autour du tunnel et (3) du vide entre le sol et le revêtement, représenté par le paramètre g (comme « gap » en anglais). Cette perte de volume sera introduite dans des formules analytiques pour calculer le tassement du sol en surface. Pour un massif non drainé, elle est donnée par :

$$\varepsilon_0 = V_l = \frac{\pi(R + g/2)^2 - \pi R^2}{\pi R^2} = \frac{4gR + g^2}{4R^2} \quad (24)$$

(Loganathan & Poulos, 1998) proposent d'introduire une « perte de volume en profondeur » ε_{xz} qui prend en compte le mouvement radial non uniforme du sol, par l'introduction d'un coefficient exponentiel (Figure 1.26) :

$$\varepsilon_{xz} = \frac{4gR + g^2}{4R^2} \exp \left[-\frac{1.38x^2}{(H + R)^2} - \frac{0.69z^2}{H^2} \right] \quad (25)$$

Où H est la profondeur du tunnel, R le rayon de tunnel et x, z les coordonnées dans le repère Oxz, où z est vertical descendant. Le coefficient ε_{xz} dépend de x et z : il semble être avant tout un coefficient correcteur, plutôt qu'une perte de volume au sens où on l'entend généralement.

En condition non drainée, le calcul s'effectue en remplaçant ε par l'expression de ε_{xz} dans les équations de (Verruijt & Booker, 1996) et avec $\delta = 0$ (ce qui revient à supposer que l'ovalisation se fait à long terme). (Park, 2005) a proposé une autre formulation pour des cas non drainés. Elle reprend la solution de (Verruijt & Booker, 1996) avec $\delta = 0$, mais un nouveau paramètre de perte de volume est introduit :

$$\varepsilon_{xz} = \xi \varepsilon \quad (26)$$

$$\xi = 1 - \frac{z - H}{\sqrt{x^2 + (z - H)^2}} \quad (27)$$

Park suppose que ε est associé à des déformations radiales uniformes, ce qui aboutit à des estimations proches de celles de Verruijt. La solution semi-analytique de (Loganathan & Poulos, 1998) calibrée par des données expérimentales s'est avérée plus efficace que la formule de Park basée sur des notions théoriques.

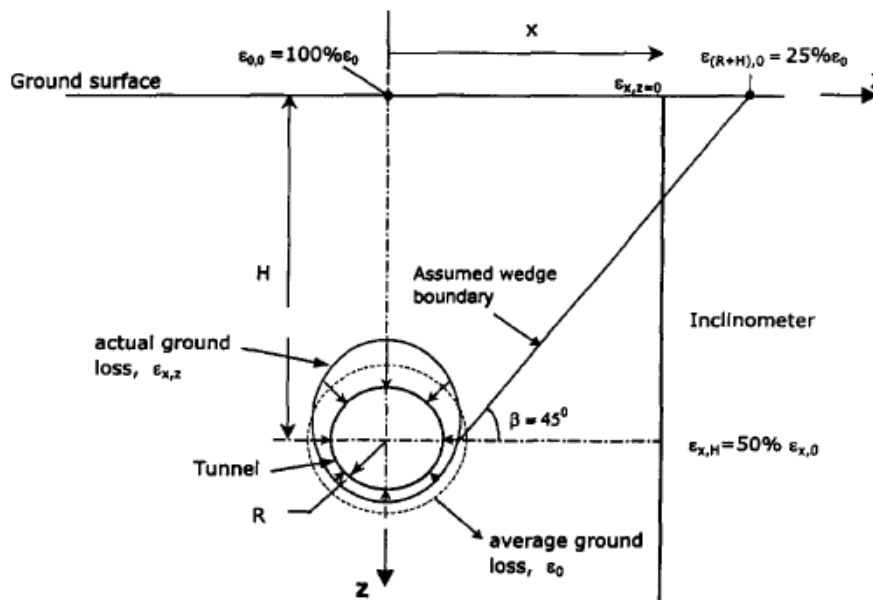


Figure 1.26 Mode de déformation du sol et conditions aux limites (Loganathan & Poulos, 1998)

1.6.4 Synthèse

Les paragraphes précédents montrent qu'il existe une grande variété d'approches pour prédire la réponse du sol, en s'appuyant sur des constatations empiriques ou des approches théoriques.

Elles reposent en général sur l'hypothèse que le sol est homogène, et prennent en compte des paramètres d'entrée qui peuvent être variés, et ne sont pas toujours eux-mêmes faciles à déterminer a priori (comme le tassement maximal de la formule de Peck, le déplacement radial moyen et l'ovalisation dans le modèle de Verruijt et Booker, ou le paramètre de gap introduit par Rowe et Kack).

Leur utilisation pour prédire les tassements dans un cas pratique n'est certainement pas simple et requiert une certaine expertise.

1.7 Prédiction de la réponse de pieu

La réponse d'un pieu à des mouvements latéraux a été étudiée par plusieurs auteurs (Chen et al., 1999) ; (Loganathan et al., 2001) ; (Zhang et al., 2018) et des abaques ont été élaborés pour prédire les déplacements latéraux et les moments dans les pieux induits par ces sollicitations horizontales. La réponse des pieux dans des cas plus complexes, en particulier celui du creusement des tunnels est relativement mal caractérisée (Mair & Williamson, 2014); (Dias & Bezuijen, 2015).

Les essais en vraie grandeur du projet Heinenoordtunnel à Amsterdam (Kaalberg et al., 2005) ont montré que la déformation des pieux induite par le creusement est affectée principalement par la décompression du sol autour de la pointe. (Jacobsz et al., 2005) ont investigué l'effet de la distribution de la charge dans un pieu sur son comportement pendant le creusement : pour des faibles pertes de volume et dans le cas du projet CTRL, les pieux portant en pointe tassent de la même manière que le sol en pointe et les pieux portant en frottement tassent de la même manière que le sol en surface.

L'influence du positionnement du pieu par rapport au tunnel a été exposée dans différents essais en centrifugeuse (Loganathan et al., 2000) ; (Lee & Chiang, 2007) ; (Boonsiri & Takemura, 2015). Les moments et les déflexions horizontaux ont été importants pour les pieux longs dont la pointe est située sous l'axe du tunnel. Pour les pieux courts (pour un tunnel 2 ou 3 fois plus profond que le pieu), la déformation a été principalement contrôlée par les tassements plutôt que les déplacements horizontaux.

En utilisant les résultats des études citées ci-dessus, des modélisations numériques ont été effectuées par (Zhang et al., 2011) pour la prédiction de la réponse des pieux et des groupes des pieux après creusement. L'étude consiste à calculer le champ de déplacement du sol vierge suite au creusement et à l'imposer aux pieux chargés. La réponse du sol a été calculée en se basant sur les formules semi-analytiques de (Loganathan & Poulos, 1998). D'autres formulations analytiques peuvent être encore utilisées (Sagaseta, 1987) ; (Verruijt & Booker, 1996). Les calculs ont montré l'importance de la charge appliquée sur la réponse des pieux : pour une charge en tête plus forte (donc pour un facteur de sécurité plus faible), la variation des efforts axiaux générés par les excavations est plus faible.

D'autres calculs ont été faits par (Korff et al., 2016) et améliorés par (Franza et al., 2021a); (Franza et al., 2021b) pour estimer les tassements et les efforts axiaux des pieux suite au creusement. Des abaques adimensionnels ont été développés compte tenu du déplacement relatif du sol entre la tête et la pointe de pieu, de la capacité portante du pieu, du facteur de sécurité et du type de pieu (mis en place avec ou sans refoulement du sol). On distingue les pieux situés au-dessus du tunnel, pour lesquels le déplacement vertical du sol est supposé croissant avec la profondeur et les pieux situés loin du tunnel : dans ce cas le déplacement vertical du sol décroît quand la profondeur augmente (Figure 1.27). Un exemple des abaques proposés est présenté dans la Figure 1.28 pour le cas des pieux courts avec un frottement unitaire limite constant le long des pieux et une résistance en pointe équivalente à 18% de la capacité portante ultime. Les courbes en pointillés correspondent aux pieux loin du tunnel et les mots clés DP « déplacement pile » et NP « non-déplacement pile » correspondent aux pieux mis en place par refoulement et sans refoulement, respectivement. D_z est le déplacement relatif sol – pieu à la rupture dans le cas d'un comportement élastique parfaitement plastique du sol. Les courbes montrent :

- le niveau d'interaction (profondeur à laquelle le pieu tasse autant que le sol avoisinant) normalisé par la longueur de pieu
- le niveau critique (profondeur de l'effort axial le plus faible) normalisé par la longueur de pieu
- le rapport R entre le tassement du pieu et celui du sol en surface et
- l'effort axial critique normalisé par la résistance ultime de frottement, en fonction du facteur de sécurité SF0.

Les résultats montrent qu'avec l'augmentation de la charge appliquée (SF0 plus faible), le tassement de pieu (rapport R) augmente, le niveau critique tend vers la pointe et l'effort critique développé dans le pieu diminue. Ces abaques fournissent des éléments plus précis pour la prédiction du comportement des pieux que les zones d'influence présentées en 1.3.4.

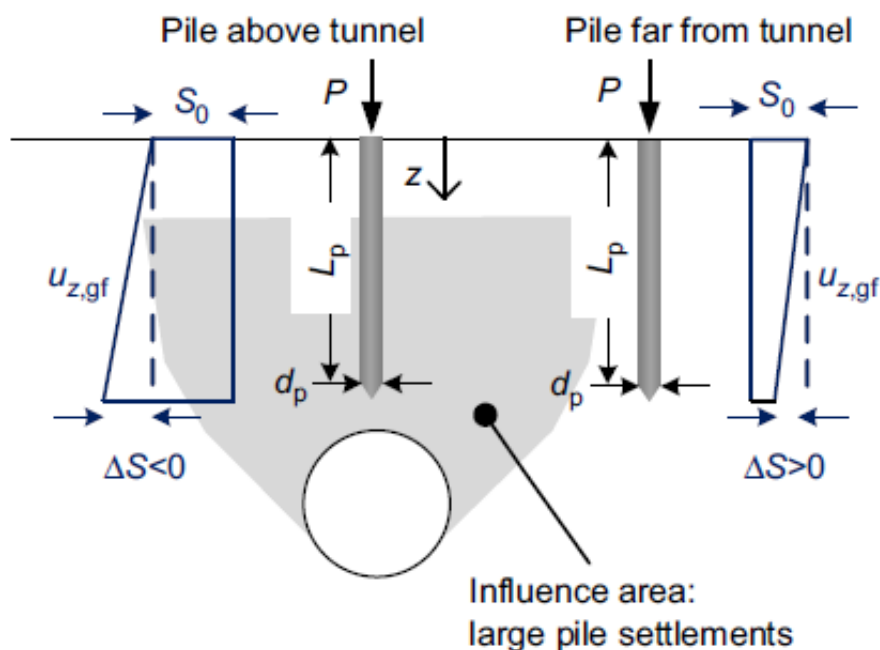


Figure 1.27 Profils de tassement de sol suite au creusement (Franza et al., 2021a)

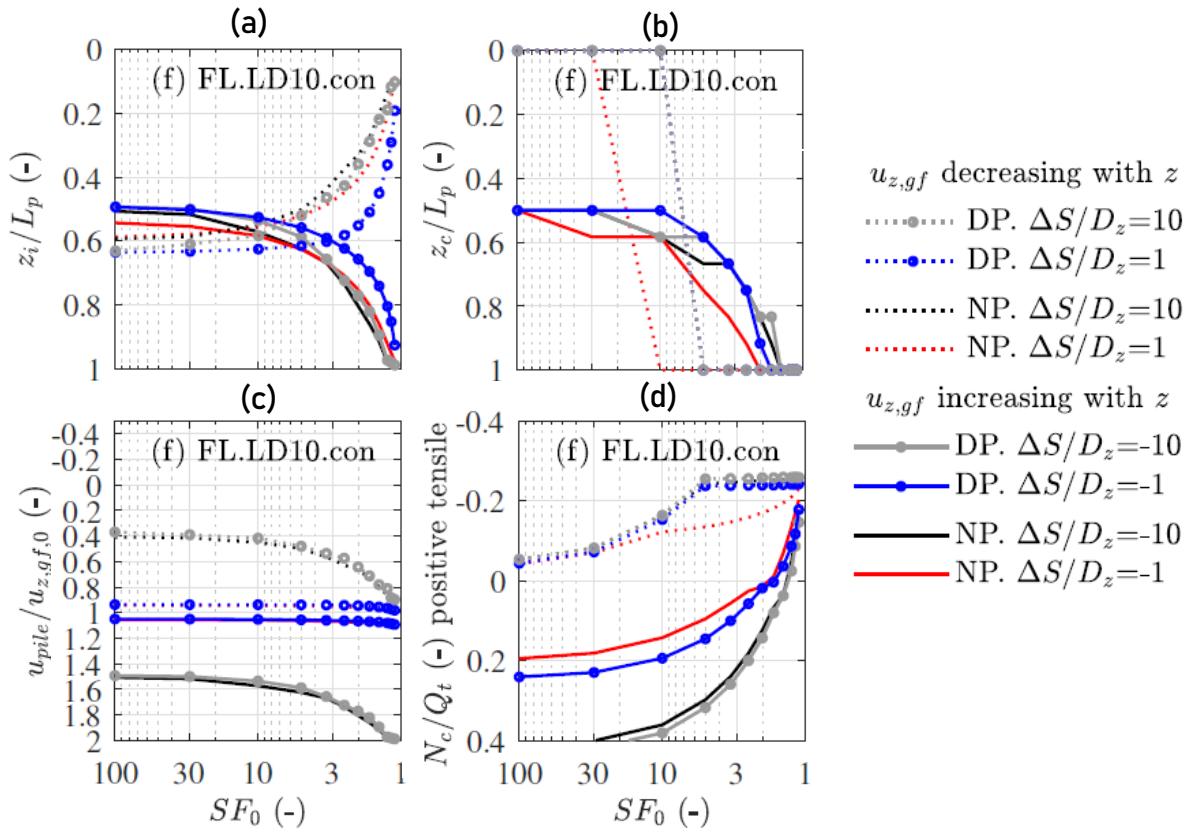


Figure 1.28 Chartes adimensionnelles pour la prédiction du comportement de pieu (Franza et al., 2021a)

1.8 Conclusions

Ce chapitre présente une synthèse des principales références bibliographiques sur la réponse du sol et des pieux au creusement d'un tunnel avec un tunnelier pressurisé. Différentes approches complémentaires ont été présentées : des expérimentations en vraie grandeur, des modélisations physiques et des calculs numériques. Dans un premier temps, on a montré les éléments qui constituent le tunnelier et les différentes sources de perte de volume pendant un creusement pressurisé, en fonction de l'avancement de tunnelier, de sa géométrie et des conditions de pilotage.

Les expérimentations en vraie grandeur présentées dans la littérature comportent dans la plupart des cas des mesures de tassement du sol en surface, avec peu de données sur les réponses des pieux et le sol en profondeur.

Pour la réponse du sol, les études bien documentées ont montré l'influence des pressions frontale et de bourrage sur la forme des cuvettes longitudinales de tassement, sur les déplacements horizontaux en profondeur et les pressions interstitielles. En fonction de ces pressions, des refoulements ou des déplacements horizontaux divergents du tunnel peuvent être observés. La plus grande partie de la perte de volume finale est obtenue pendant le passage de la jupe sous la section de mesure.

Pour les pieux situés au-dessus du tunnel, les efforts axiaux augmentent en avant du front en fonction de la pression frontale et diminuent ensuite pendant le passage de la jupe ; la

pression d'injection limite cette diminution ; elle se poursuit ensuite pendant la consolidation du sol. Les pieux éloignés du tunnel présentent souvent une évolution monotone des efforts axiaux. A la fin du creusement, différentes zones d'influence ont été déduites en fonction du tassement relatif pieu-sol en surface et la position de la pointe des pieux. Les pieux situés au-dessus du tunnel tassent plus que le sol, ce qui favorise la mobilisation du frottement et conduit à la diminution des efforts axiaux en profondeur. Des forces de traction peuvent se développer dans ces pieux. Les pieux avec une pointe éloignée latéralement du tunnel ou sous l'axe du tunnel tassent moins que le sol et subissent une augmentation progressive des efforts axiaux suite à la diminution du frottement latéral et à la mobilisation de la pointe. Une zone intermédiaire existe entre les deux précédentes où le pieu tasse autant que le sol avec des faibles variations des efforts axiaux. D'une façon générale, le creusement aboutit à la redistribution des efforts entre le frottement latéral et la pointe tout en conservant l'équilibre avec la charge appliquée en tête des pieux. Les moments de flexion sont généralement faibles pour les pieux avec des pointes au-dessus de l'axe du tunnel, avec des valeurs maximales proche de la pointe de pieu. La magnitude de ces moments varie en fonction des pressions exercées par le tunnelier sur le sol. Les pieux avec des pointes sous l'axe du tunnel sont soumis à des moments transverses plus grands avec des valeurs critiques au niveau de l'axe du tunnel.

Plusieurs études en centrifugeuse et en modèles réduits ont été réalisées dans le but de comprendre les effets du creusement sur des pieux isolés, des groupes de pieux, chargés et non chargés et pour différentes configurations (nature de sol, position des pieux par rapport au tunnel, type d'installation des pieux, modélisation du creusement, etc.). La majorité de ces études ne considère pas l'effet tridimensionnel de l'avancement du tunnelier : le creusement est modélisé dans la plupart des cas par simple réduction du diamètre d'un cylindre métallique qui représente le tunnel. En termes de zones d'influence, les résultats sont comparables aux observations en vraie grandeur avec la différence que la zone de fort tassement de pieu (zone $R > 1$) est plus large qu'en vraie grandeur (voir paragraphe 1.4.1). Elle couvre la région au-dessus du tunnel et s'étend transversalement jusqu'à $1-1,5 D_t$ autour du tunnel. La variation des efforts axiaux peut être déduite du rapport R : dans la zone $R > 1$, les efforts axiaux et la charge en pointe diminuent et le frottement latéral augmente et inversement dans la zone $R < 1$. Les déplacements horizontaux du sol et des pieux sont toujours convergents vers le tunnel contrairement aux observations in-situ, ce qui s'explique par la méthode de modélisation du creusement (contraction du tunnel sans prise en compte des pressions frontale et de bourrage). Le développement des moments de flexion est comparable aux études en vraie grandeur : les pieux avec des pointes au-dessus de l'axe du tunnel présentent une courbure simple avec des valeurs maximales proche de la pointe et les pieux au-dessous du tunnel, dont la pointe est « ancrée » dans le sol, présentent une double courbure avec des moments maximaux au niveau de l'axe du tunnel. Les différents essais ont montré que la charge en tête a une influence négligeable sur la variation des moments ; en revanche, la variation de l'effort axial dépend de la charge en tête et la position du pieu.

Les différentes études en vraie grandeur et en laboratoire ont été utilisées pour l'élaboration des formules empiriques, analytiques et semi-analytiques qui permettent d'estimer l'étendue et la nature des déplacements induits par le creusement de tunnels. La majorité des formulations concernent les profils longitudinal et transversal de tassements en surface et en profondeur. Plusieurs auteurs simulent les cuvettes de tassement par des courbes

gaussiennes ayant comme paramètres le tassement maximal et l'étendue de la cuvette. Cette dernière varie en fonction de de la nature du sol et de la profondeur du tunnel.

Récemment, certains auteurs ont élaboré, avec des calculs numériques simplifiés, des abaques adimensionnels pour la prédiction du tassement relatif pieu-sol et des efforts axiaux critiques qui peuvent se développer dans les pieux (force de traction maximale pour les pieux au-dessus du tunnel ou compression minimale pour les pieux loin du tunnel) en fonction du déplacement relatif du sol entre la tête et la pointe de pieu, de la capacité portante de pieu, du facteur de sécurité et du type de pieu (mis en place par ou sans refoulement du sol). Ces abaques améliorent quantitativement la prédiction du comportement des pieux par rapport aux zones d'influence déduites des mesures in-situ et en laboratoire.

Pour les modélisations numériques, de nombreux auteurs ont développé des modèles pour estimer la réponse du sol et, pour certains, la réponse des fondations profondes au creusement par tunnelier. Le choix du modèle de comportement pour le sol a été souvent discuté et dans la plupart des cas la nécessité d'utiliser des lois avancées a été vérifiée. Une spécificité du problème réside dans la difficulté de choisir la méthode de simulation de creusement, et de représenter en particulier la jupe et le vide annulaire en arrière de la jupe.

La plupart des modèles comportent entre 50 000 et 500 000 nœuds, et représentent l'avancement du tunnelier en modélisant plusieurs dizaines de phases de calcul (typiquement entre 30 et 100). Le processus de creusement lui-même est modélisé soit par l'application de forces surfaciques, soit piloté en déplacement ou en déformation. La pression frontale est souvent modélisée, mais son influence n'est pas claire dans les modélisations. L'injection de mortier en arrière de la jupe est modélisée de manière plus ou moins complexe, par une pression radiale uniforme ou avec gradient vertical (pour la phase liquide), et/ou par des éléments volumiques qui durcissent progressivement. Le revêtement est généralement considéré explicitement sous forme d'éléments volumiques ou par des coques.

Certains points ne font pas l'objet d'un consensus ; par exemple, le temps pris pour le durcissement du mortier est différent d'une étude à autre. La pression radiale modélisant la phase liquide d'injection peut s'appliquer sur un à sept anneaux en arrière de la jupe. On peut se demander également s'il faut modéliser le sol et le tunnelier, ou seulement le sol, et si l'on modélise le tunnelier, comment représenter l'interaction mécanique avec le sol. On peut aussi discuter de la prise en compte de la diminution de diamètre d'une section à l'autre du tunnelier. Les options retenues conduisent à des techniques de modélisation différentes et des paramètres d'entrée différents, qui peuvent être des paramètres de pilotage du tunnelier ou une perte de volume en souterrain. Le vide entre le diamètre du tunnelier et celui de l'anneau de voussoirs semble être un point clé mais certaines modélisations sont peut-être d'une complexité trop grande par rapport à d'autres éléments de la modélisation (comme le modèle de comportement du sol par exemple). La question des pressions interstitielles ne semble pas faire l'objet d'une grande attention dans la littérature. Dans la plupart des cas, les calculs sont conduits en condition drainée (c'est-à-dire en négligeant les changements de régime hydraulique) ; les études prenant en compte le couplage font en général peu de commentaires sur l'apport de cet aspect particulier de la modélisation.

Plusieurs auteurs ont signalé l'importance du coefficient des terres au repos K_0 , qui dans certaines simulations a une influence nette sur la perte de volume, la largeur de la cuvette de tassement et les déplacements en profondeur. Cependant, cet effet est moins clair dans les simulations pilotées en déplacement. On reviendra sur ces questions au chapitre 5.

Ce qui précède montre clairement le besoin de faire progresser les méthodes de prévision, et l'importance du projet TULIP, qui consiste à réaliser une expérimentation en vraie grandeur avec des auscultations dans le sol et les pieux. Les données acquises lors du projet TULIP constitueront un cadre pour une validation plus globale des solutions proposées en termes de modélisation et d'évaluation de l'interaction pieu-sol-tunnel

Chapitre 2 :

Description du projet TULIP

2.1 Introduction

Afin de mieux appréhender l'influence du passage d'un tunnelier sous des fondations profondes, la société du Grand Paris a proposé au Centre d'Etudes des Tunnels, à l'ENTPE, et à l'Université Gustave Eiffel de monter un projet appelé TULIP, visant en particulier à réaliser une expérimentation en vraie grandeur dans le contexte du projet du Grand Paris Express.

L'expérimentation du projet TULIP a été réalisée sur la ligne 16 du Grand Paris Express, à Aulnay-sous-Bois, à proximité du 784 Boulevard Georges Braque (Figure 2.2). Elle a consisté à construire et à instrumenter trois pieux situés sur le tracé d'un tunnel avant sa construction, dans le but d'étudier l'impact du passage d'un tunnelier sur des fondations profondes.

Après une phase de préparation relativement longue, le déroulement du projet a comporté les étapes suivantes :

- la réalisation des pieux en octobre 2019
- l'instrumentation du sol et des pieux début 2020
- le chargement des pieux : février et mars 2020
- le passage du tunnelier sous les pieux au mois de juillet 2020
- l'analyse des mesures qui a commencé en avril 2020
- le lancement de l'exercice de prévision en janvier 2021 et la journée de restitution à Bron au CETU le 14 octobre 2021

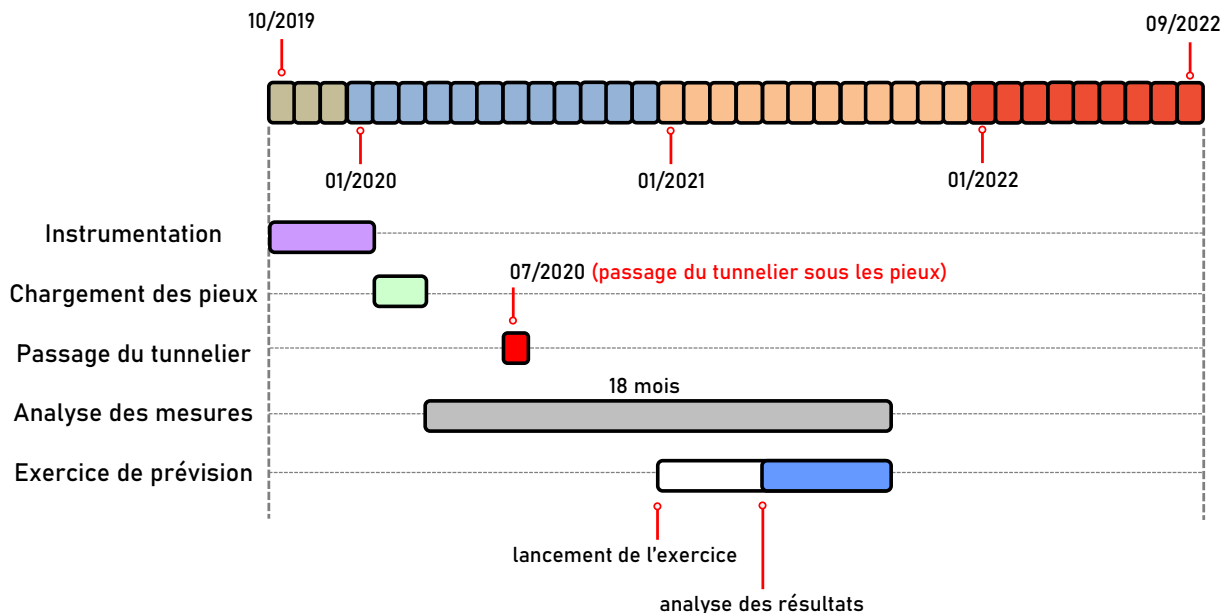


Figure 2.1 Plan du travail

Ce chapitre présente une synthèse géotechnique du site expérimental, les conditions de pilotage du tunnelier ainsi que les différents éléments de l'instrumentation utilisés pour caractériser la réponse du sol et des pieux pendant le passage du tunnelier.

L'instrumentation du sol comporte :

- des cibles topographiques pour le suivi du déplacement en surface,
- des extensomètres pour mesurer les déplacements verticaux en profondeur,
- des inclinomètres pour suivre les déplacements horizontaux en profondeur,
- des piézomètres pour mesurer la variation de la pression interstitielle pendant le passage du tunnelier.

Les pieux ont été instrumentés par des capteurs à cordes vibrantes et des fibres optiques pour mesurer les déformations et en déduire l'évolution des efforts internes, ainsi que des capteurs de force pour régler la charge en tête pendant le creusement par tunnelier.

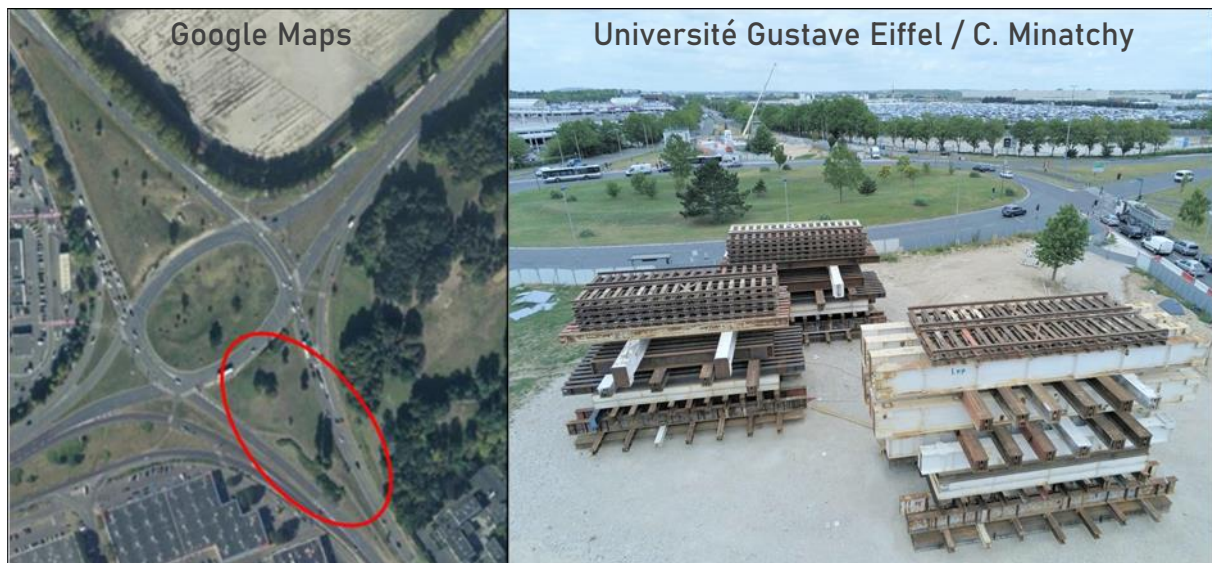


Figure 2.2 Vue aérienne du site expérimental

2.2 Modèles géologique et géotechnique du site

Une campagne expérimentale a été conduite pour l'élaboration du modèle géologique au droit du plot d'essai, présenté dans la Figure 2.3. La coupe proposée est déduite d'un ensemble des sondages carottés (SC), pressiométriques (SP) et destructifs (SD) réalisés dans un rayon de 150 m autour du plot d'essai. La succession lithologique du sol comporte :

- **Remblais R** : 3,5 m d'épaisseur ; mélange de marnes argileuses et de graves calcaires
- **Calcaires de Saint-Ouen CSO** : 9,8 m d'épaisseur ; formation assez homogène constituée de calcaires marneux comportant des inclusions de graves calcaires
- **Sables de Beauchamp SB** : 10,2 m d'épaisseur ; constituée de sables fins argileux
- **Marnes et Caillasses MC** : 11,3 m d'épaisseur ; formation constituée de calcaires marneux indurés et fragmentés
- **Calcaires Grossiers CG** : considérés comme substratum indéformable compte-tenu de leurs caractéristiques mécaniques

Au droit du plot d'essai, le toit de la nappe est stable, à une cote comprise entre 48,2 et 48,8 NGF (Nivellement Général de la France), soit à une profondeur de 11,5 m. Il n'existe pas d'écran étanche entre deux formations plus perméables. Deux essais Lefranc ont été réalisés dans les Sables de Beauchamp dans l'emprise TULIP (sondage SC2986). Ceux-ci

Description du projet TULIP

conduisent à des perméabilités de l'ordre de 10^{-4} m/s horizontalement, et 10^{-5} m/s verticalement. Les perméabilités verticales sont environ 10 fois plus faibles que les perméabilités horizontales dans toutes les formations.

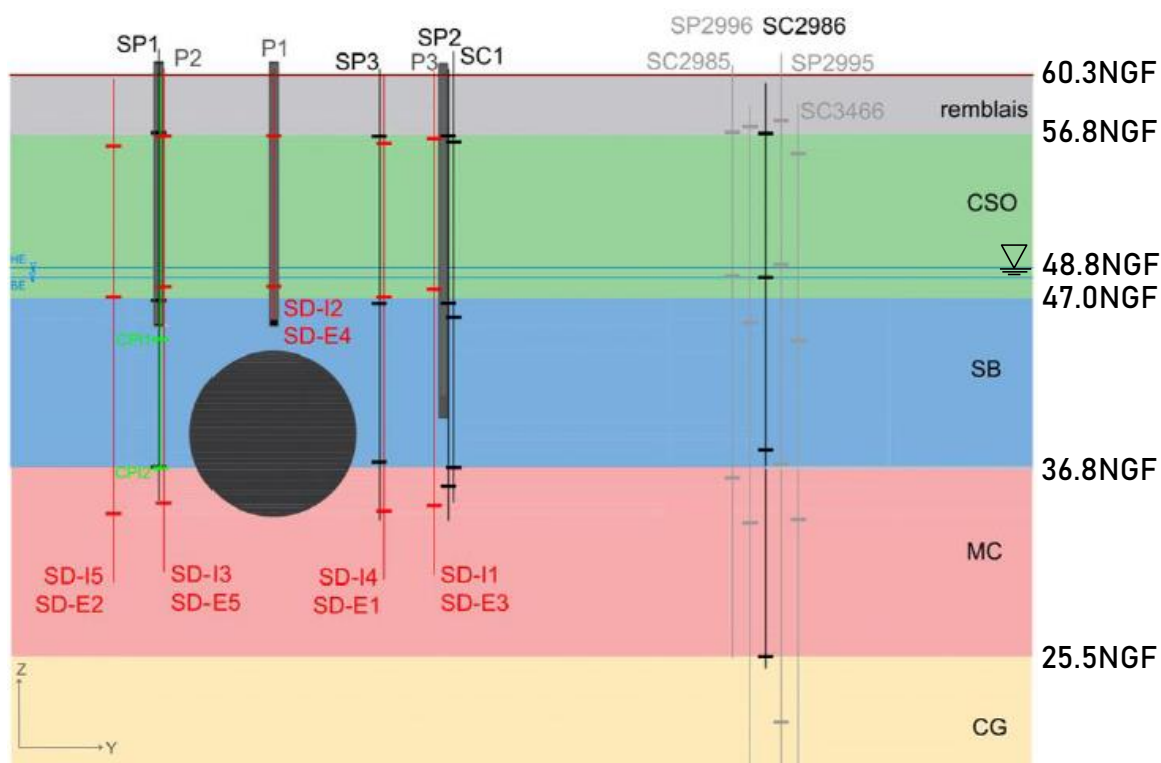


Figure 2.3 Coupe géologique du plot d'essai (Michalski, 2023)

Différentes incertitudes géologiques, hydrogéologiques et géotechniques avaient été identifiées dans le mémoire de synthèse géotechnique du lot 1 de la Ligne 16 du Grand Paris Express. 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 à l'échelle du plot d'essai sur ces incertitudes est porté dans le Tableau 2.1 (Michalski, 2023).

Tableau 2.1 Incertitudes identifiées dans le mémoire de synthèse du lot 1 de la Ligne 16, et commentaires associés concernant le projet TULIP (Michalski, 2023)

	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 et géométrie d'un horizon argileux	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

Description du projet TULIP

	<p>dans les Sables de Beauchamp</p> <p>Présence de bancs plus durs dans les Marnes et Caillasses et le Calcaire grossier</p>	<p>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.</p> <p>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.</p>
Hydrogéologique	<p>Niveau du toit des nappes – variations piézométriques</p> <p>Perméabilité des formations</p>	<p>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.</p> <p>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.</p>
géotechnique	<p>Qualité au creusement des formations – variations des caractéristiques géomécaniques au sein d'un même faciès</p>	<p>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. Des essais triaxiaux ont également été réalisés à différentes profondeurs, permettant de tenir compte de l'évolution des caractéristiques mécaniques avec la profondeur.</p>

Le modèle géotechnique, présenté dans le Tableau 2.2, est déduit de l'ensemble des essais in situ (des essais Lefranc et pressiométriques) et en laboratoire (œdométriques et triaxiaux). Le coefficient de Poisson est pris égal à 0,3 pour toutes les couches. Plus de détails sur l'analyse des données géotechniques et des données relatives au tunnelier seront présentés dans (Michalski, 2023).

Tableau 2.2 Synthèse des caractéristiques mécaniques du sol (Michalski, 2023)

		Remblais (R)	Calcaires de 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 de la nappe	48,8			
	k_v (m/s)	-	$10^{-5} - 10^{-3}$	$10^{-5} - 10^{-4}$	$10^{-5} - 10^{-4}$

Description du projet TULIP

	k_h (m/s)	-	$10^{-6} - 10^{-4}$	$10^{-6} - 10^{-5}$	$10^{-6} - 10^{-5}$
	γ_s (kN/m ³)	19	18	21	20
pressio	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	-
	Δp_{l-z} (MPa/m)	-	0,41	-	-
Oedo	C_s (-)	0,010	0,036	0,009	0,0195
	C_c (-)	0,138	0,291	0,069	0,1585
	σ'_p (kPa)	90	530 – 550	200 – 510	50 – 580
	R_{oc}	2,7	3,4 – 3,5	0,7 – 1,8	0,12 – 1,47
	e_0	0,9	0,4 – 1	0,45 – 1	
Triaxiaux	E_{50-ref} (MPa)	20	40 – 60	18 – 180	40 – 360
	E_{ur-ref} / E_{50-ref}	2,5	2,5 – 4	2,5 – 3	3
	Evolution avec la profondeur	-	-	$E_{oedo} =$ $43 \sigma_{zz}^{0,605}$ à $61 \sigma_{zz}^{0,414}$	-
	$[c'_s$ (kPa), φ'_s (°)]	(0 ; 28)	(10 ; 33) à (31 ; 42)	(10 ; 33) à (0 ; 41)	(186 ; 27) à (15;38)
	ψ_s (°)	-	-	3	-

2.3 Caractéristiques du tunnelier

Le tunnelier qui a franchi le plot expérimental TULIP est le tunnelier TBM6 (« Armelle ») qui a réalisé les travaux de la ligne 16 du Grand Paris Express. Il s'agit d'un tunnelier à « pression de terre » de marque Herrenknecht. Il présente les caractéristiques suivantes (Figure 2.4) :

- roue de coupe : diamètre de 9,87 m (diamètre d'excavation)
- bouclier avant : diamètre extérieur : 9,83 m ; longueur : 3,50 m
- bouclier central : diamètre extérieur : 9,815 m ; longueur : 3,50 m
- jupe : diamètre extérieur : 9,80 m ; longueur : 4,00 m

La différence de diamètre entre la roue de coupe et la jupe est donc de 70 mm sur une longueur de 11 m. Le diamètre extérieur d'un anneau de voussoirs est de 9,50 m : la différence de diamètre entre la jupe et le revêtement est de 300 mm, et la différence est de 370 mm entre la roue de coupe et le revêtement.

La profondeur de l'axe de tunnel est égale à 21,5 m. Les voussoirs ont une épaisseur de 40 cm et chaque anneau fait 1,5 à 2 m de long.

Au cours du passage sous l'emprise TULIP, le creusement a été réalisé en chambre pleine (sans bulle d'air) et il n'y a pas eu d'injection de bentonite le long de la jupe. L'avancement du tunnelier est effectué grâce à vingt-huit vérins identiques uniformément répartis autour de

la section du bouclier. Les anneaux de voussoirs sont joints par des connecteurs longitudinaux en polyamide et les caractéristiques mécaniques du béton constituant le revêtement sont présentées dans le Tableau 2.3. La densité de ferrailage est supérieure à 85 kg/m^3 . Le vide annulaire existant entre la jupe et le revêtement est comblé par l'injection de mortier de bourrage via quatre buses d'injection situées en partie haute à la sortie de la jupe.

Les principaux efforts exercés par le tunnelier sur le sol sont synthétisés dans la Figure 2.5 :

- l'effort de poussée total exercé par les vérins pour avancer le tunnelier est de l'ordre de 20 000 kN. Cette force est transmise au front de taille par les parties métalliques de la roue de coupe et les pressions dans la chambre d'abattage. Les capteurs de pressions placés dans la chambre d'abattage montrent une pression trapézoïdale avec une valeur en clé de 130 kPa et un gradient de 9 kPa/m, soit une pression de 220 kPa en radier. La mesure de l'effort de poussée transmis au front de taille par la roue de coupe est effectuée grâce aux vérins permettant la translation de celle-ci. Une force $FP_{Rdc} = 7000 \text{ kN}$ a été relevée. En divisant la force appliquée par la surface du front, on obtient une pression moyenne de 92 kPa (7000 kN répartis sur la surface frontale de diamètre 9,87 m).
- pas d'injection de bentonite au niveau de la jupe,
- la pression de bourrage en voute du tunnel est de l'ordre de 200 kPa

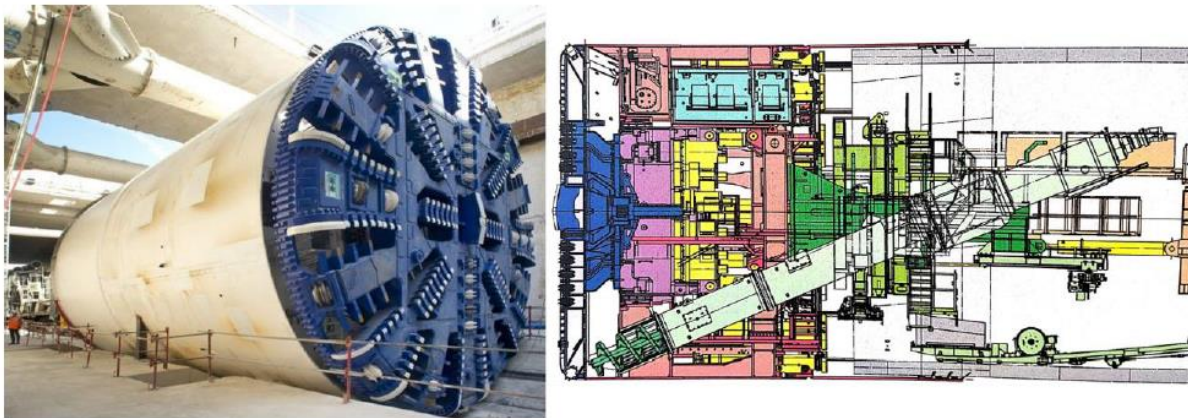


Figure 2.4 Tunnelier TBM6 utilisé sur la ligne 16 du Grand Paris Express (Michalski, 2023)

Tableau 2.3 Caractéristiques mécaniques du béton - Eiffage (Michalski, 2023)

Classe de béton	C40/50
Classe d'exposition	XC3/XD2/XA2/XH3
Poids volumique du béton	25 kN/m^3
Résistance caractéristique à la compression	40 MPa
Résistance en traction	3,5 MPa
Coefficient de Poisson	0,2
Module de déformation E_{cm}	35 GPa
Module à long terme E_{cf} (prise en compte du fluage)	12 GPa

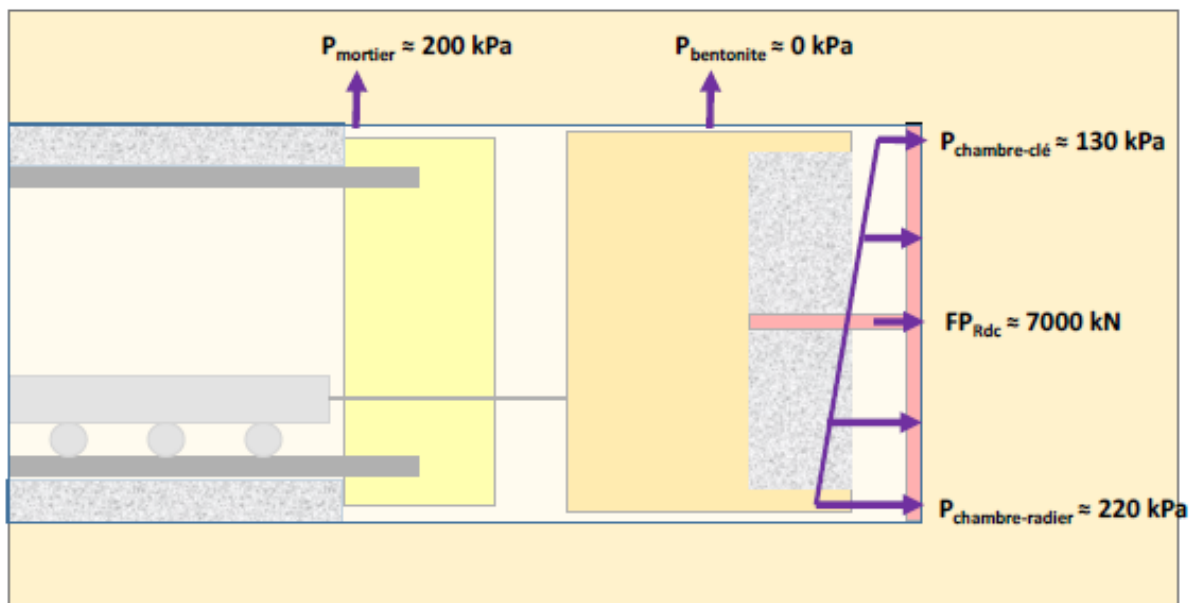


Figure 2.5 Bilan des forces exercées par le tunnelier sur sol (Michalski, 2023)

2.4 Instrumentation du sol

La Figure 2.6 décrit l'implantation des instruments de mesure sur le site expérimental autour du tunnel. L'instrumentation du sol, mise en œuvre et suivie par CEMENTYS (sous-traitant auscultation d'Eiffage), comportait des mesures en surface et en profondeur.

En surface, l'auscultation consiste à la mise en place de trois théodolites STA1, STA2 et STA3 (stations automatiques) capables de mesurer d'une façon continue les déplacements verticaux et horizontaux des cibles topographiques. La précision des théodolites est de $\pm 0,4$ mm pour un point situé à 100 m de la station.

Afin de garantir une surveillance efficace de la réponse du sol pendant le creusement, les cibles topographiques sont réparties selon deux « sections transverses de mesure renforcée » appelée SMRN pour la section au nord du plot expérimental et SMRS pour la section sud et une section longitudinale dans le sens du creusement (SMRL). Au total, 56 cibles ont été installées. SMRN et SMRS sont mises en œuvre 10 m avant le pieu P1 et 10 m après le pieu P3, couvrant dans la direction transversale une bande correspondant à y variant entre -20 m et +20 m pour SMRN et y variant entre -10 m et +20 m pour SMRS.

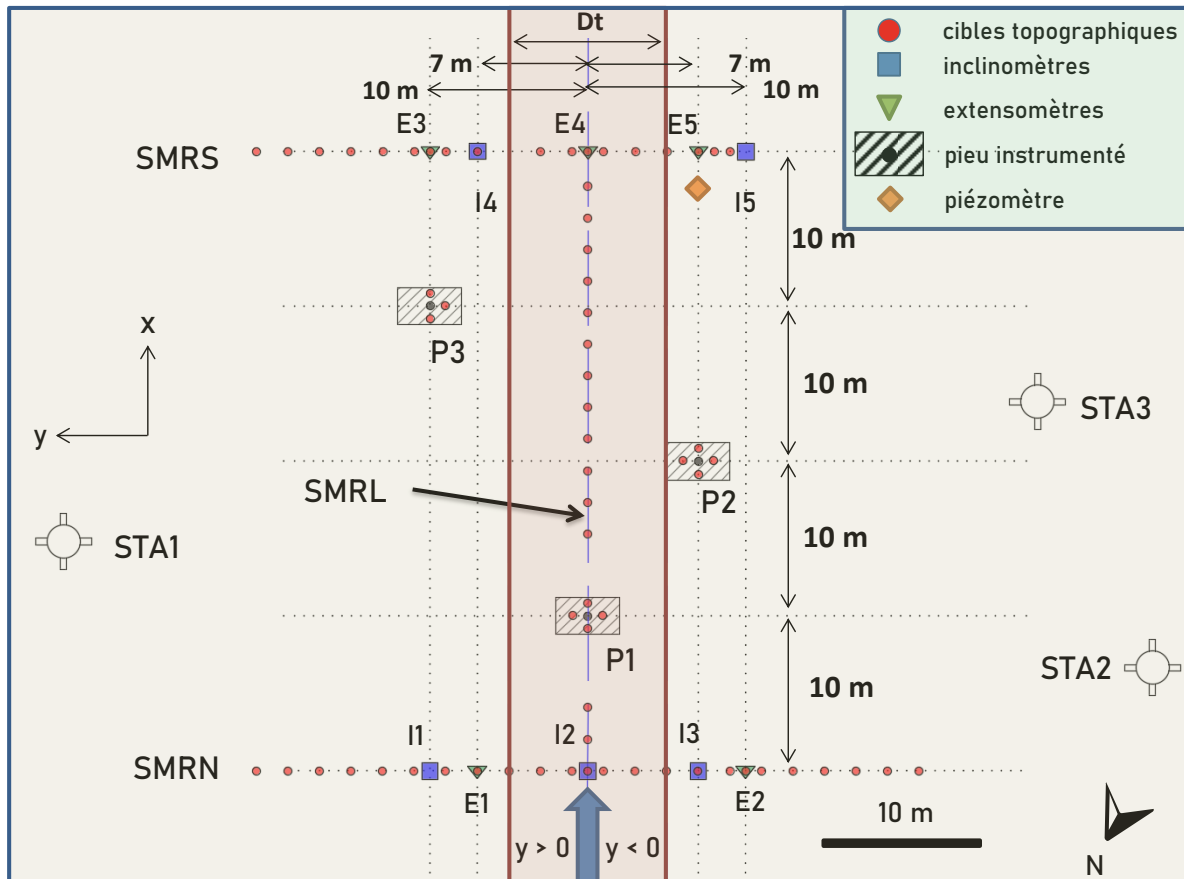


Figure 2.6 Plan d'implantation des instruments de mesure

Les déplacements verticaux en profondeur sont déterminés à partir des mesures données par quatre extensomètres de 30 m de profondeur (E1, E2, E3 et E5). Un cinquième extensomètre E4, plus court est placé dans l'axe vertical du tunnel : il fait 15 m de profondeur.

Les déplacements horizontaux en profondeur sont suivis par cinq inclinomètres automatiques (I1, I2, I3, I4 et I5) posés et exploités conformément aux prescriptions des fournisseurs ainsi qu'aux normes NF EN ISO 18674-3 et NF P94-156.

Les inclinomètres et les extensomètres sont répartis entre les deux coupes transverses de SMRN (Figure 2.7) et SMRS (Figure 2.8). Les mesures couvrent ± 10 m transversalement et 30 m en profondeur. Un capteur est installé tous les 3 m dans les extensomètres et les inclinomètres.

Les mesures de pressions interstitielles ont été réalisées grâce à deux cellules de pression interstitielle sacrificielles installées à $z = -15$ et -19 m, dans un forage situé à 8 m de l'axe du tunnel (Figure 2.8). Les cellules de pression sont situées dans un plan transversal à 2 - 3 m de SMRS.

Description du projet TULIP

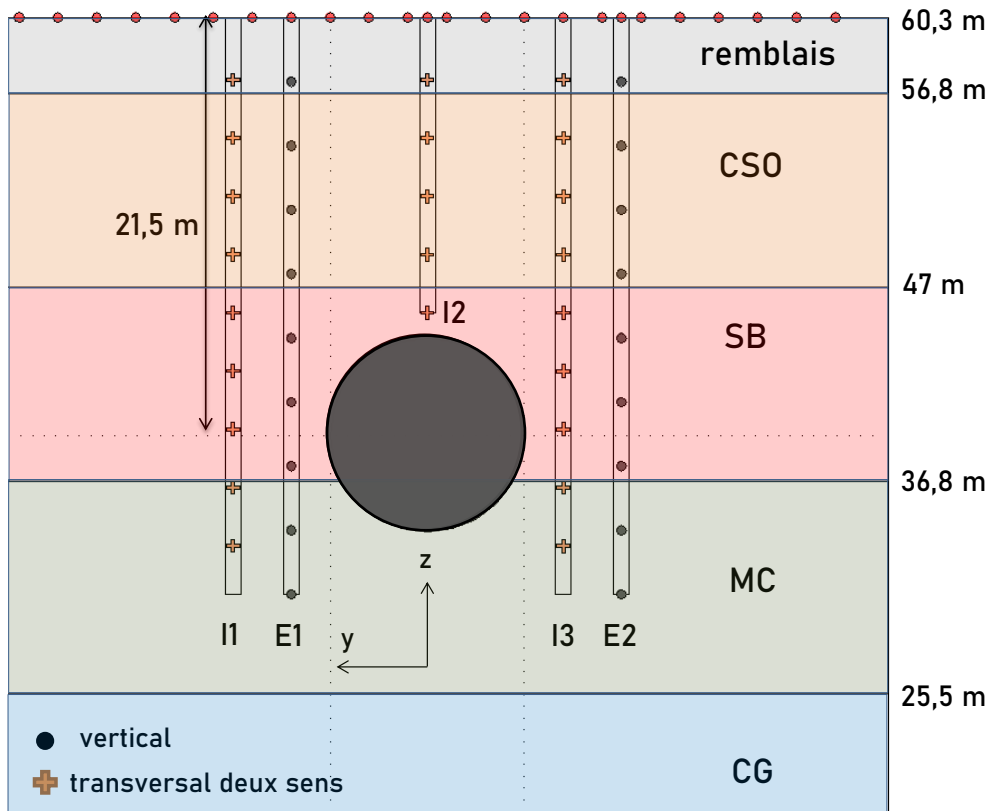


Figure 2.7 Coupe transversale SMRN

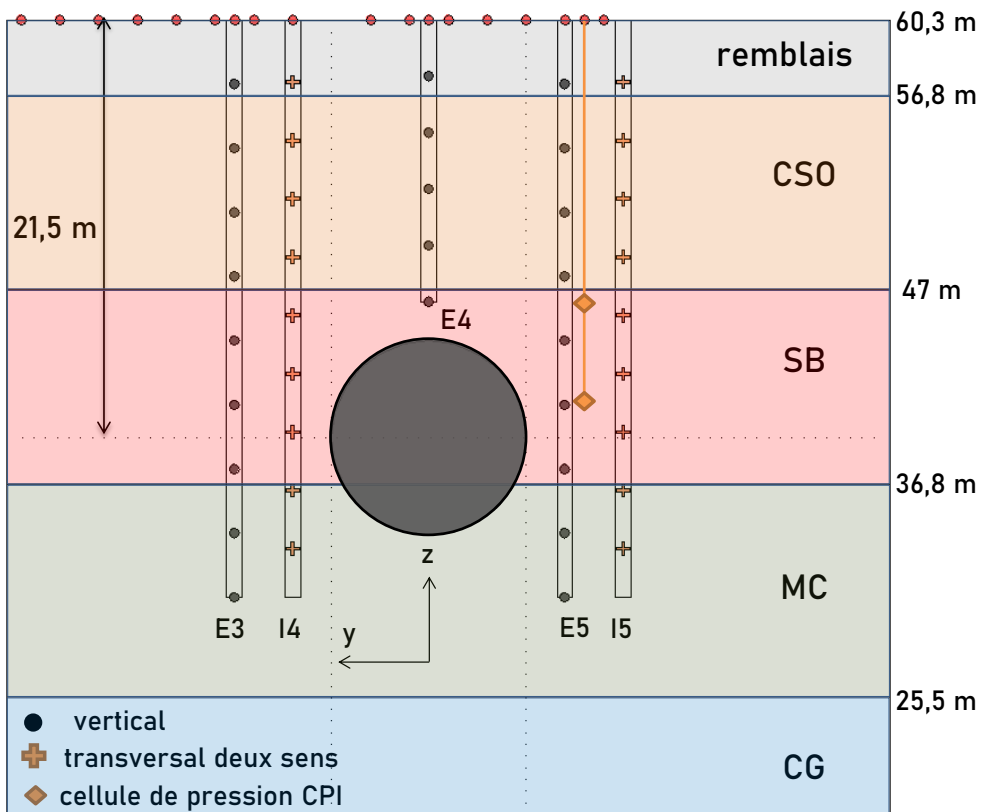


Figure 2.8 Coupe transversale SMRS

2.5 Instrumentation des pieux

Le projet TULIP comporte la réalisation de trois pieux P1, P2 et P3 à proximité du tunnel, à des positions choisies en considérant les zones d'influence géotechnique proposées par (Kaalberg et al., 2005); (Selemetas et al., 2005) ; (Jacobsz et al., 2004). Les trois pieux ont un diamètre de 500 mm.

P1 et P2 ont été réalisés en forage simple et ont une profondeur de 15 m : leur pointe se trouve donc 1,5 m au-dessus de la profondeur de la voûte du tunnel. P3 a été foré à la tarière creuse et fait 20,2 m de longueur (Figure 2.9). Il était prévu que la pointe de P3 soit au niveau de l'axe du tunnel à 21,5 m de profondeur mais un problème technique a empêché d'atteindre ce niveau : il y a un écart de 1,3 m entre la profondeur prévue et la profondeur effectivement atteinte. Les axes des pieux sont distants de 2 m et 5 m par rapport au piédroit du tunnel pour P2 et P3, respectivement. Les pieux se situent dans trois plans transversaux espacés de 10 m (voir Figure 2.6).

Les pieux sont instrumentés par des cordes vibrantes et des fibres optiques. Chaque pieu comporte huit filants d'acier HA14 numérotés de 1 à 8 : les cordes sont installées sur les filants impairs et les fibres sur les filants pairs. Les filants 6 et 2 sont placés suivant la direction de creusement (Figure 2.10), cependant, pour le pieu P3, une déviation de 9° (dans le sens des aiguilles d'une montre) a été observée.

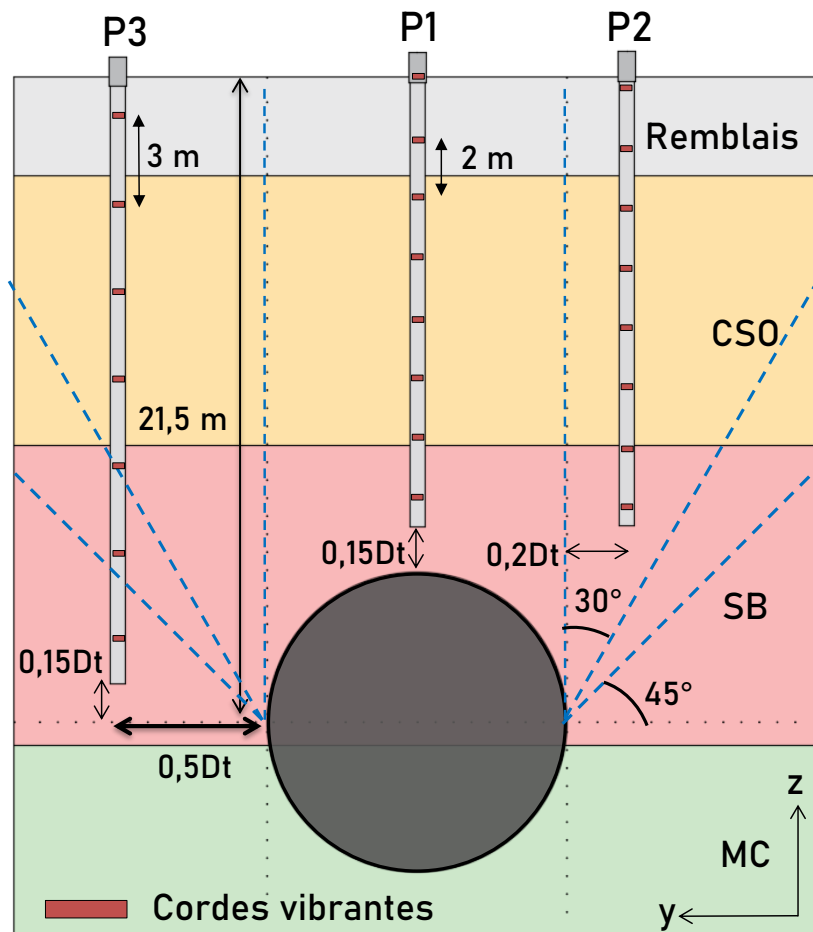


Figure 2.9 Positions des pieux par rapport au tunnel

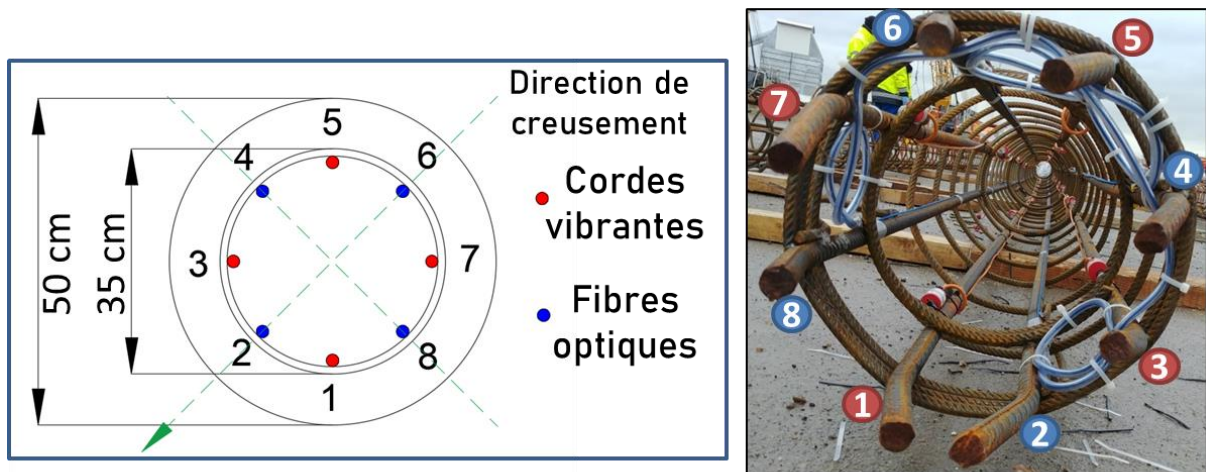


Figure 2.10 Dispositions des cordes vibrantes et des fibres optiques par rapport à la direction de creusement

2.5.1 Disposition et schéma d'implantation

Avant de plonger la cage dans le béton, les cordes sont fixées sur les filants d'acier par des colliers de serrage (Figure 2.12) et les fibres par des rubans adhésifs. Les cordes assurent des mesures ponctuelles. Elles couvrent presque la totalité de la cage d'armature, avec huit niveaux notés de A à H espacés de 2 m pour P1 et P2 et 3 m pour P3 (Figure 2.11). Les différentes profondeurs sont présentées dans le Tableau 2.4. Les cordes au niveau H du P3 sont enlevées car la cage n'est pas été installée entièrement dans le trou foré. Il existe par suite 0,8 m de béton non armé au fond de P3 à cause de ce problème.

P1 et P2 comportent donc 32 cordes vibrantes (8 par filant impair) et P3 en comporte 28.

Tableau 2.4 Profondeurs des cordes vibrantes

Pieu	Profondeur des cordes vibrantes par niveau (m)							
	H	G	F	E	D	C	B	A
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

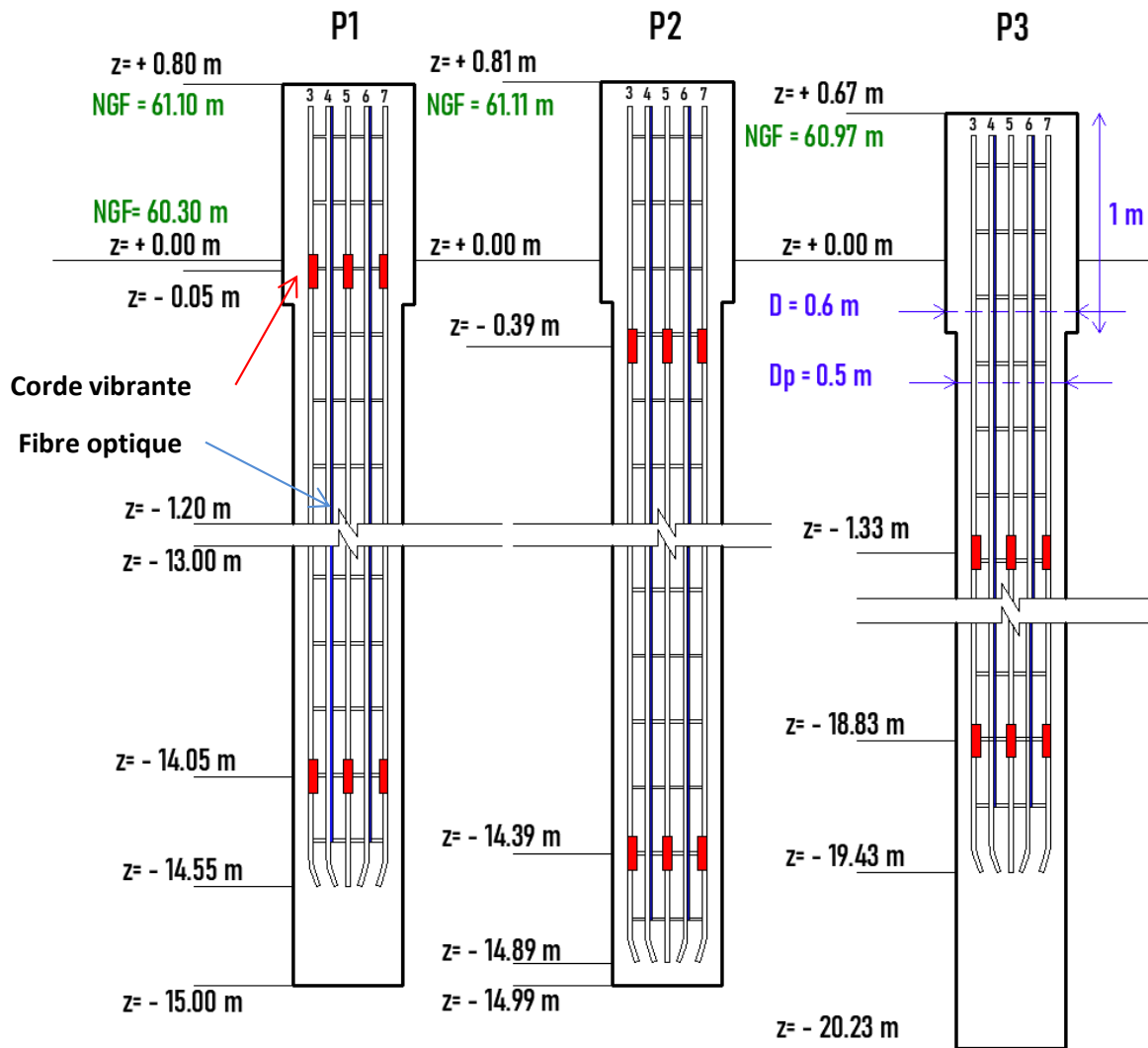


Figure 2.11 Instrumentation des pieux par des cordes vibrantes et des fibres optiques

D'autre part, les pieux sont équipés de fibres optiques de type monomode « SMF » avec rétrodiffusion Brillouin. Dans chaque pieu, on a installé deux fibres formant un « U » sur les filants 2-6 et 4-8, avec un tube de protection à mi-longueur au fond du pieu. Les fibres à l'extérieur des pieux sont placées dans des sacs pour assurer leur protection pendant l'installation de la cage dans le trou de forage et la phase de bétonnage.

Chaque corde vibrante est branchée indépendamment à la centrale d'acquisition par un multiplexeur, tandis que les fibres sont branchées en série à la centrale optique en utilisant des câbles de liaison optique (Figure 2.13). La lumière émise par la centrale optique traverse dans l'ordre P1, P2 puis P3 et on obtient pour chaque pieu un profil de déformation le long de chacun des quatre filants pairs où sont installées les fibres.

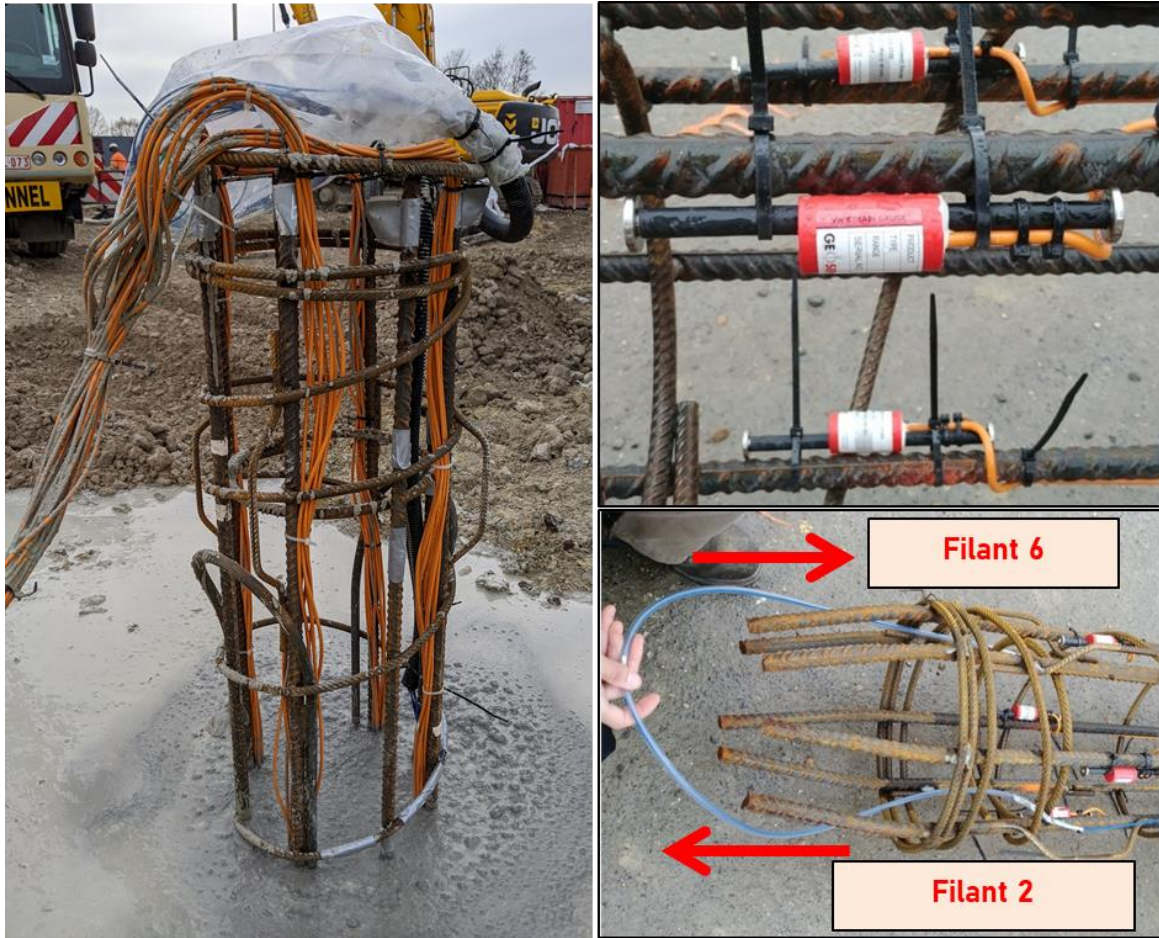


Figure 2.12 Protection des cordes vibrantes et des fibres optiques pendant l'installation des pieux

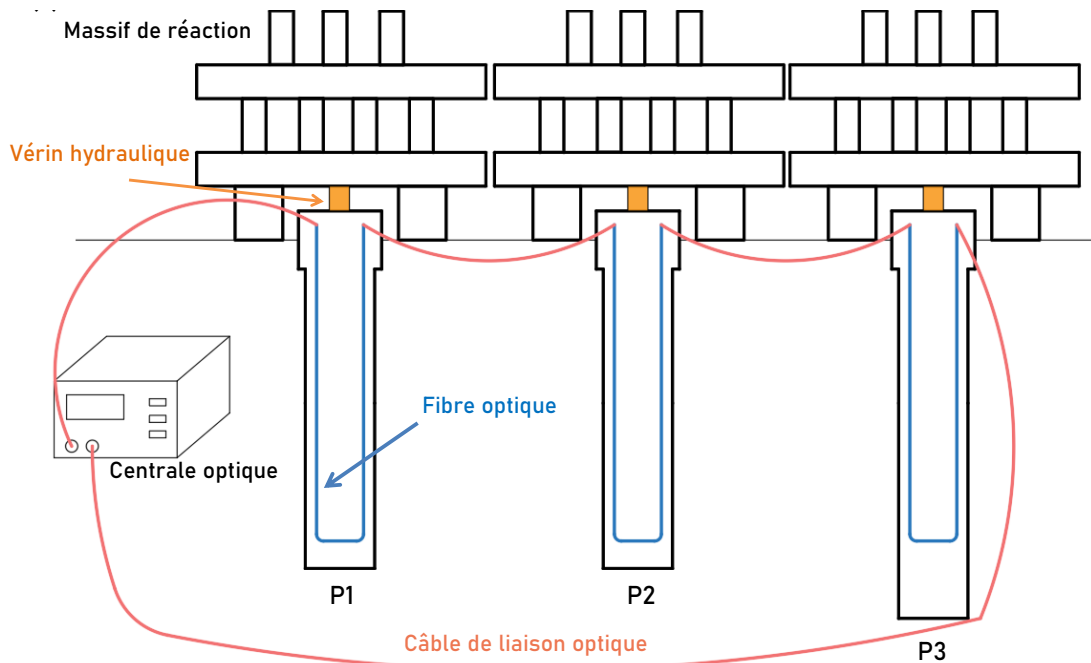


Figure 2.13 Branchement des fibres optiques à la centrale optique

2.5.2 Calcul de déformation dans les pieux

Pour les cordes vibrantes, le calcul de la déformation est basé sur la variation du carré de la fréquence mesurée. Les coefficients d'étalonnage GF (gauge factor) et BG (batch factor) sont respectivement 3,718 et 0,958. La déformation $\varepsilon(t)$ est comptée positivement en compression et est donnée par la formule suivante, où les fréquences aux instants t et t_0 (référence de calcul) sont en Hz :

$$\varepsilon(t) = GF \times BG \times (f(t)^2 - f(t_0)^2) \quad (28)$$

La fibre assure des mesures avec une résolution spatiale centimétrique (de l'ordre de 5 cm dans ce projet). Les déformations sont calculées en se basant sur les formules (29) et (30) : C_ε et C_T correspondent aux sensibilités à la déformation et à la température (Mohamad et al., 2022) et valent respectivement 450 MHz/% et 4.2 MHz/°C.

$$f(t) - f(t_0) = C_T \Delta T(t) + C_\varepsilon \varepsilon(t) \quad (29)$$

ou encore

$$\varepsilon(t) = \left(\frac{f(t) - f(t_0)}{C_\varepsilon} \right) - \left(\frac{C_T \Delta T(t)}{C_\varepsilon} \right) \quad (30)$$

Dans ce qui suit, le calcul de déformation de la fibre néglige le deuxième terme du membre de droite de l'équation (30) à cause de l'absence de mesure de la température dans les pieux (Mohamad et al., 2022).

2.5.3 Lissage des courbes de déformation (fibres optiques)

Les mesures brutes de déformation par fibre optique présentent des irrégularités et des singularités liées aux différentes sources de bruit optiques et mécaniques : un traitement du signal est nécessaire pour lisser la courbe de déformation. La Figure 2.14 représente un exemple de mesure de déformation pour P1 par la fibre optique, avant et après lissage. On obtient quatre profils de déformations selon les filants 8, 4, 2 et 6.

On utilise ici une moyenne glissante arithmétique : (1) dans un premier temps, on élimine les points ayant des valeurs dépassant 500 $\mu\text{m}/\text{m}$; (2) ensuite, on compare la déformation à une position x_i avec la moyenne sur un mètre autour de cette position ; on élimine les points pour lesquels la valeur locale est trop différente de la moyenne. De manière plus précise, on considère la condition :

$$|\varepsilon_i - \varepsilon_{i,moy}| \leq 50 \mu\text{m}/\text{m} \text{ avec } \varepsilon_{i,moy} = \frac{\sum_{x_i-0.5}^{x_i+0.5} \varepsilon_k}{N_i} \quad (31)$$

où ε_i est la déformation à la position x_i , N_i le nombre des points entre $x_i - 0.5\text{m}$ et $x_i + 0.5\text{m}$ et $\varepsilon_{i,moy}$ la déformation moyenne de cette intervalle. On conserve les points vérifiant cette condition. Pour les autres points, on remplace la déformation à la position x_i par la moyenne sur un mètre autour du point considéré. On obtient la nouvelle courbe de déformation « lissage 1 » présentée dans la Figure 2.14 (a) et (b).

L'étape suivante consiste à discrétiser la courbe de déformation pour réduire encore le bruit du signal optique. A chaque point discrétisé, correspond une déformation moyennée sur un intervalle de 2 m autour du point. On passe de la courbe « lissage 1 » au « lissage 2 ». Une

comparaison entre les trois courbes (brute, lissage 1 et lissage 2) est présentée dans la Figure 2.15.

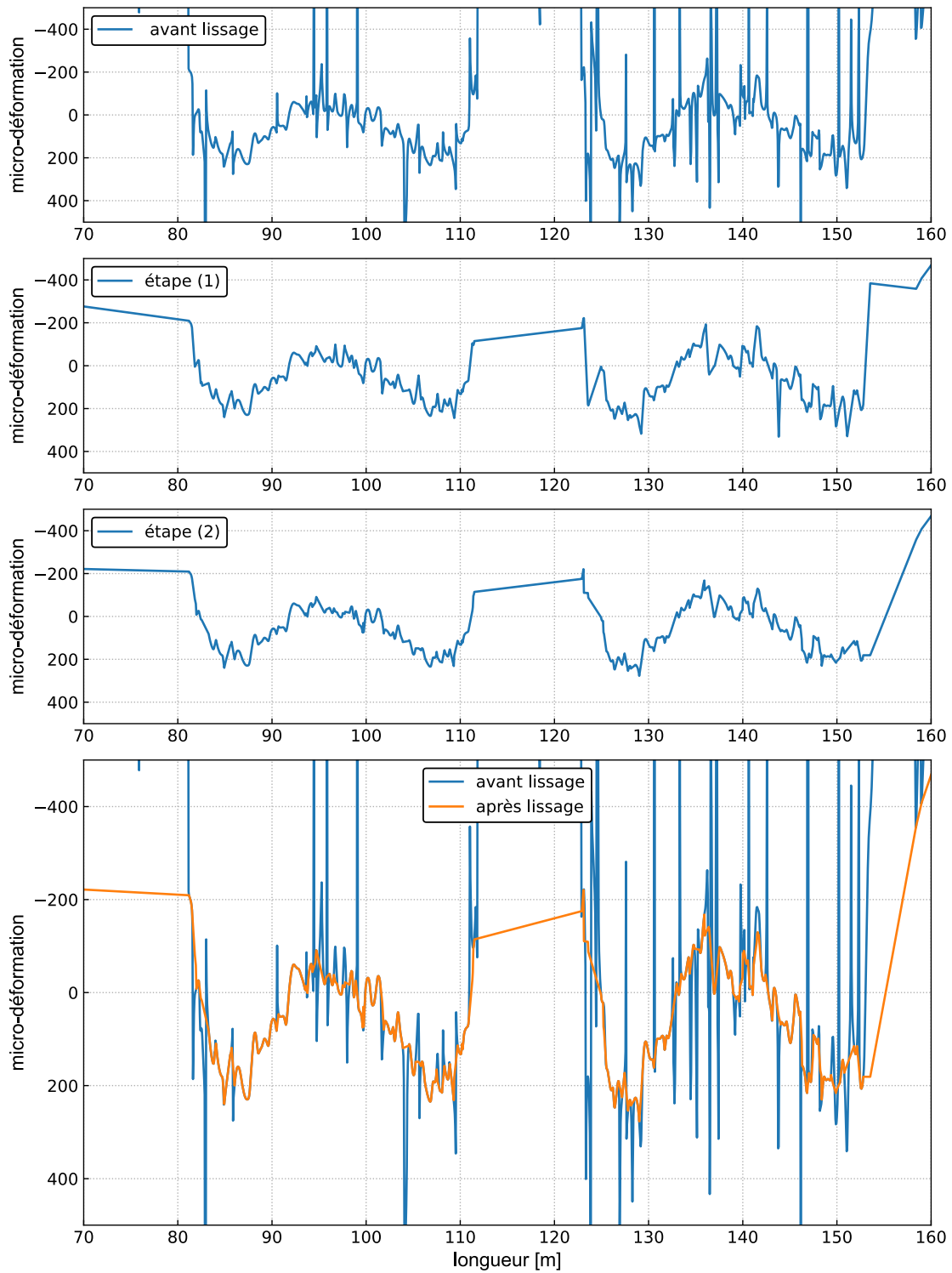


Figure 2.14 Lissage 1 de la courbe de déformation de P1

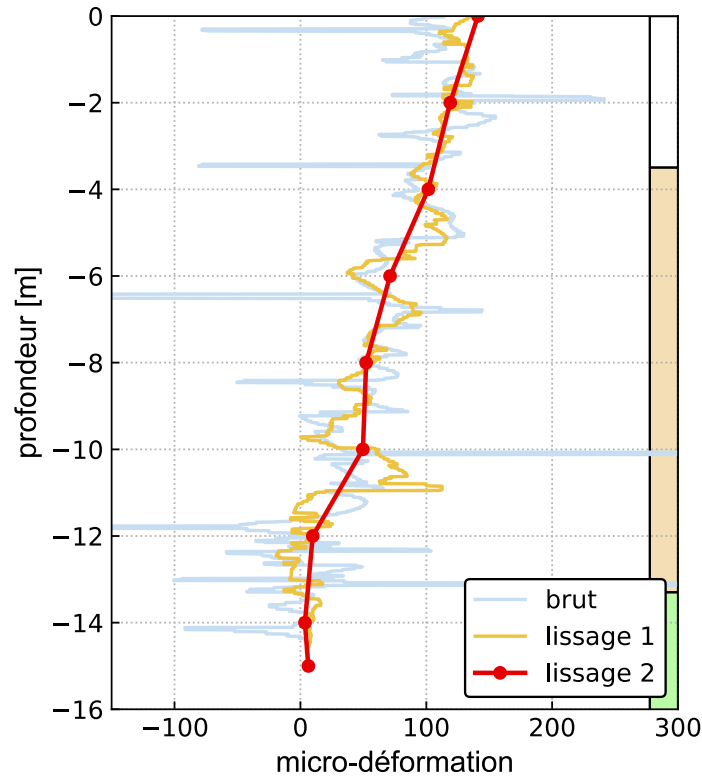


Figure 2.15 Lissage 2 de la courbe de déformation de P1

2.5.4 Chargement des pieux

Le chargement est réalisé à l'aide de trois vérins hydrauliques prenant appui sous des massifs de réaction constitués de poutres métalliques (Figure 2.16 (a)). Le vérin de capacité de 250 tonnes (Figure 2.16 (c)), actionné par une pompe hydraulique manuelle (Figure 2.16 (b)), permet d'adapter la charge appliquée au pieu.

Deux pompes hydrauliques ont assuré le chargement des pieux : une pompe pour P1 et P2 et une autre pour P3. Le chargement a été réalisé fin février-début mars 2020 par paliers de 40 tonnes jusqu'à 210 tonnes pour P1 et P2 et 240 tonnes pour P3. Le passage du tunnelier a été retardé jusqu'à début juillet à cause de la pandémie du coronavirus. Pendant le confinement (entre mars et juillet 2020), la pompe du pieu P3 a été endommagée ce qui a réduit de 50% la charge appliquée au pieu. Le pieu P3 a été déchargé complètement et rechargé jusqu'à 210 tonnes en utilisant l'autre pompe le 27 mai 2020. La charge finale appliquée avant passage du tunnelier est donc la même pour les trois pieux, 210 tonnes, ce qui correspond à 54% de la capacité portante théorique de P1 et P2 et 33% de celle de P3.

La charge est suivie lors du chargement et pendant le passage du tunnelier par des capteurs forces placés en tête de pieu (5 capteurs à cordes vibrantes sur chaque pieu). La charge en tête est la moyenne des forces calculées par les cinq capteurs selon la formule (32) où $f(t)$ est la fréquence à un instant t et A , B et C sont des constantes d'étalonnage propres à chaque série des capteurs.

$$force (kN) = A \times digit^2 + B \times digit + C \text{ avec } digit = \frac{f(t)^2}{1000} \quad (32)$$

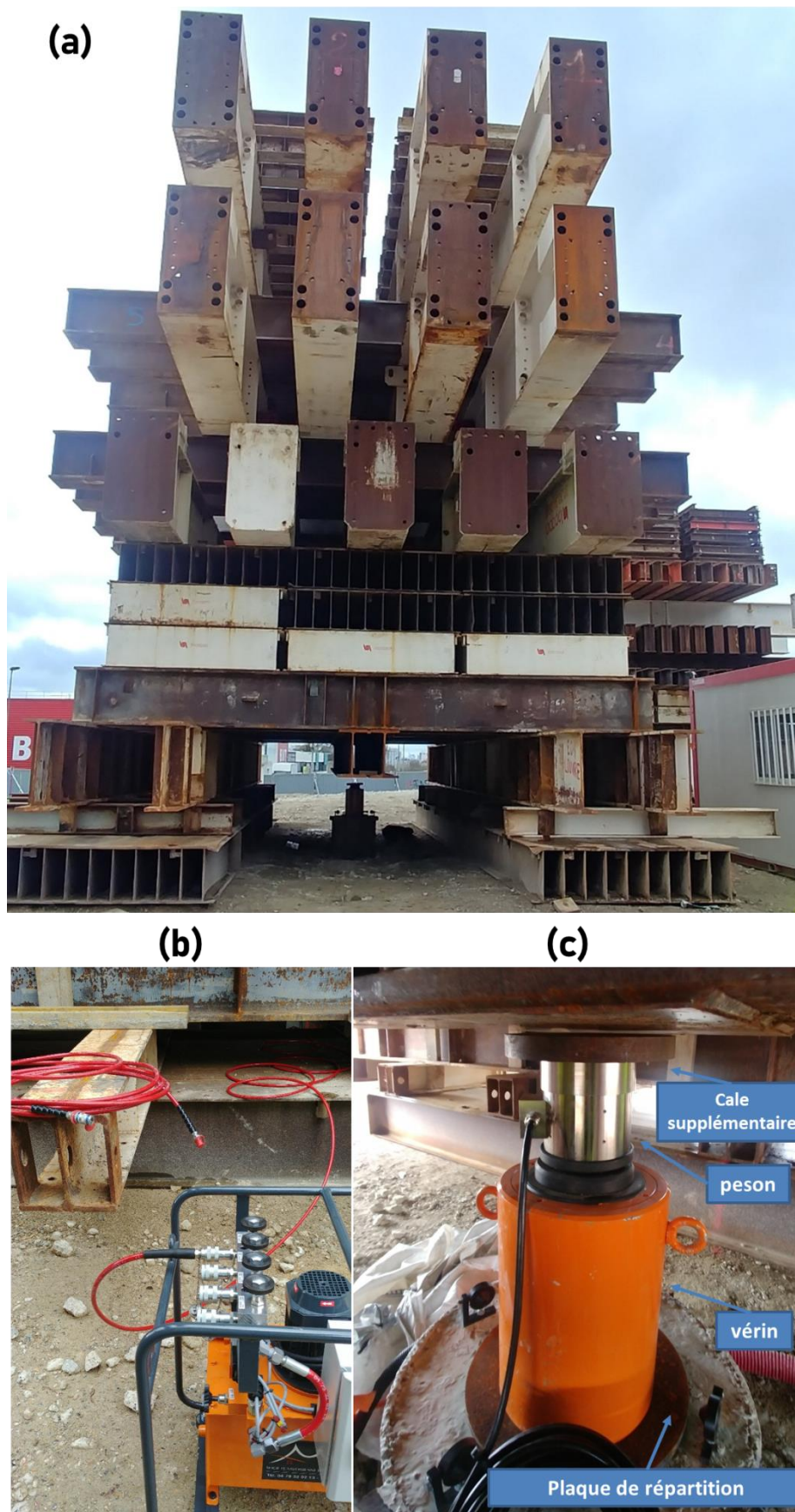


Figure 2.16 Système de chargement des pieux

2.5.5 Auscultation en tête des pieux

Des cibles topographiques ont été installées en tête de chaque pieu : quatre cibles sur P1 et P2 et trois cibles sur P3 (Figure 2.17(a)), pour suivre les déplacements verticaux et horizontaux pendant le chargement et le creusement. Les mesures sont effectuées par les trois théodolites STA1, STA2 et STA3 (Figure 2.17(b)). Les distances entre les stations et les cibles étant différentes, les précisions ne sont pas les mêmes selon la station et la cible considérées, la différence de précision peut atteindre 0,5 mm en fonction de la température atmosphérique. Néanmoins, la précision du « tassement moyen » reste de l'ordre de 0,4 mm, ce qui est acceptable pour ce type d'expérimentation.

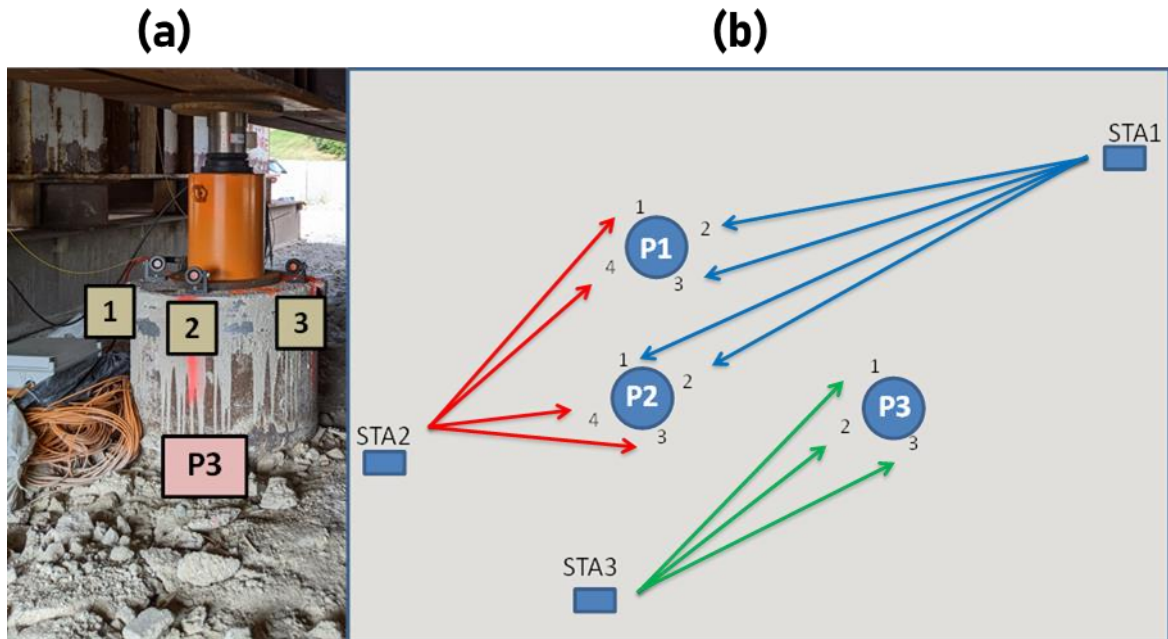


Figure 2.17 Suivi des déplacements en tête des pieux

2.6 Conclusions

Ce chapitre présente de manière très synthétique l'ensemble des instruments de mesure installés sur le plot expérimental TULIP. Le déroulement de l'expérimentation et les résultats obtenus sont décrits dans les chapitres suivants. Le chapitre 3 présente la réponse du sol (mesures de déplacements en surface et en profondeur et des mesures de pressions interstitielles). Le chapitre 4 présente la réponse des pieux pendant le chargement (tassements et efforts internes) et le creusement (déplacements, efforts axiaux, moments, charges en pointe et frottements).

Chapitre 3 :

Réponse du sol au creusement

Ce chapitre est consacré à l'analyse de la réponse du terrain au creusement lors de l'expérimentation TULIP. Le sol est instrumenté en surface et en profondeur par des cibles topographiques, des extensomètres, des inclinomètres et des cellules de pression interstitielle. Dans ce qui suit, on présente les variations de la pression interstitielle, les cuvettes longitudinales et transversales du tassement en surface, les déplacements verticaux et horizontaux en profondeur et la corrélation entre le comportement du sol et les conditions de pilotage du tunnelier.

3.1 Pressions interstitielles

Le creusement par tunnelier aboutit souvent à des variations de la pression interstitielle dans le terrain, le tunnel pouvant jouer un rôle de drain. Cela peut affecter les déplacements du sol en surface et en profondeur autour du tunnel : la diminution de la pression induit des déplacements qui se cumulent avec ceux produits par l'excavation. (Yoo, 2005) indique, à partir d'études numériques (dans le cas d'un creusement par une méthode traditionnelle) que la diminution de pression rend la cuvette de tassement plus profonde (ou plus creuse) avec des valeurs plus importantes au-dessus du tunnel.

Si le tunnel se comporte comme un drain, le rabattement de la nappe à long terme est caractérisé par la baisse du niveau piézométrique ; la distribution de pression interstitielle qui en résulte n'est pas forcément hydrostatique (Yoo, 2016) ; et (Watson & Hatley, 2022) montrent que l'on peut parvenir à des situations variées et complexes, en fonction de la perméabilité des couches du sol mises en jeu (Figure 3.1).

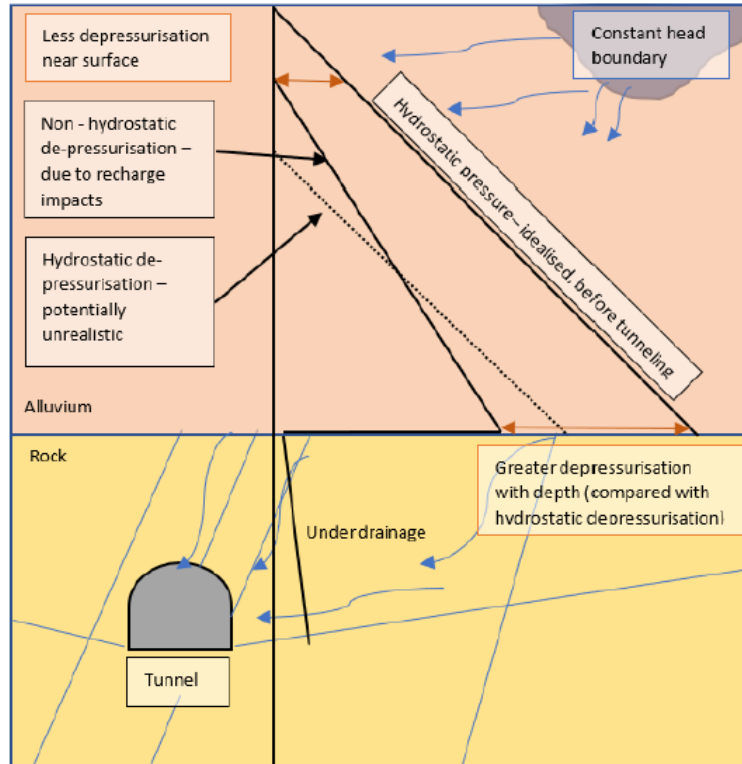


Figure 3.1 Effet de creusement sur les pressions interstitielles (Watson & Hatley, 2022)

Dans notre cas, le tunnelier a franchi l'emprise TULIP pendant les deux premières semaines de juillet 2020. Il est passé, dans l'ordre, sous SMRN, P1, P2, P3 et SMRS entre le 3 et le 8 juillet. La Figure 3.2 présente l'évolution des mesures données par les capteurs de pression interstitielle en fonction du temps et la position du tunnelier. Les cellules de pression sont situées 2 - 3 m avant SMRS. Le tunnelier traverse les capteurs de pression le 8 juillet 2020 et le creusement a été arrêté pendant les weekends (4-5 juillet puis 11-13 juillet).

Les mesures montrent des variations importantes de pressions bien avant le passage du tunnelier. Le capteur à $z = -19$ m (donc à une profondeur voisine de celle du centre du tunnel) présente une augmentation de 40 kPa le 9 juin puis une diminution de 50 kPa le 13 juin. Les mesures du capteur à $z = -15$ m montrent les mêmes tendances avec des variations plus faibles.

La vitesse d'avancement moyenne du tunnelier est de 13 m/jour et les capteurs se situaient à 140 m du front le 8-9 juin. Les weekends des mois de juin et juillet sont indiqués en couleur verte et rouge sur la Figure 3.2. On voit clairement que la pression interstitielle diminue pendant presque tous les weekends (en vert) et ré-augmentent après redémarrage du creusement. Seuls deux weekends (en rouge) ne présentent aucun effet sur les pressions interstitielles : il y a eu un arrêt du tunnelier pour une intervention hyperbare (maintenance sur la roue de coupe) un peu avant le passage sous TULIP.

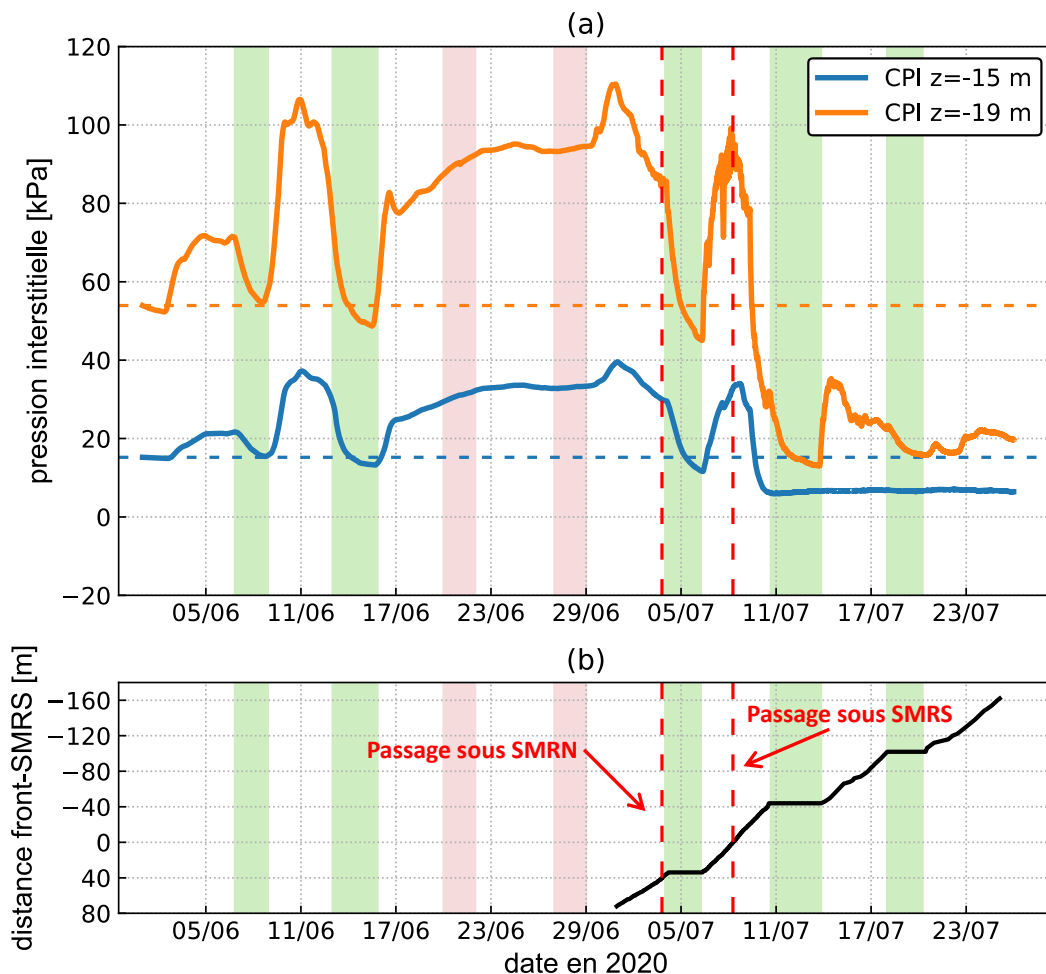


Figure 3.2 Effet du creusement sur les pressions interstitielles

Pour analyser l'effet du creusement lors du passage sous les capteurs de pression, on présente la pression interstitielle en fonction de la pression frontale et la distance du tunnelier entre le premier et le 18 juillet dans la Figure 3.3. La distance front-SMRS est désignée par X_{st} . Globalement, toute chute de pression frontale est accompagnée par une diminution de la pression interstitielle : la pression frontale diminue le 7 juillet de 30 kPa pendant deux heures ; on observe une diminution de 20 kPa de la pression interstitielle mesurée par la cellule la plus profonde et une diminution plus faible mais visible dans l'autre cellule. La remontée de la pression frontale ré-augmente les pressions interstitielles. Les deux cellules mesurent une diminution de la pression interstitielle le 9 juillet lorsque la pression au front chute pour la deuxième fois, alors que le front a dépassé la position des cellules de pression de presque 20 m.

Entre $X_{st} = 36$ m (le 6 juillet) et $X_{st} = -20$ m (le 9 juillet), la pression frontale était maintenue autour de 175 kPa. Dans ces conditions stables de pilotage, les pressions interstitielles augmentent à l'approche du front (+40 kPa à $z = -19$ m) et diminuent après passage du tunnelier (-25 kPa) avant la deuxième chute de pression frontale.

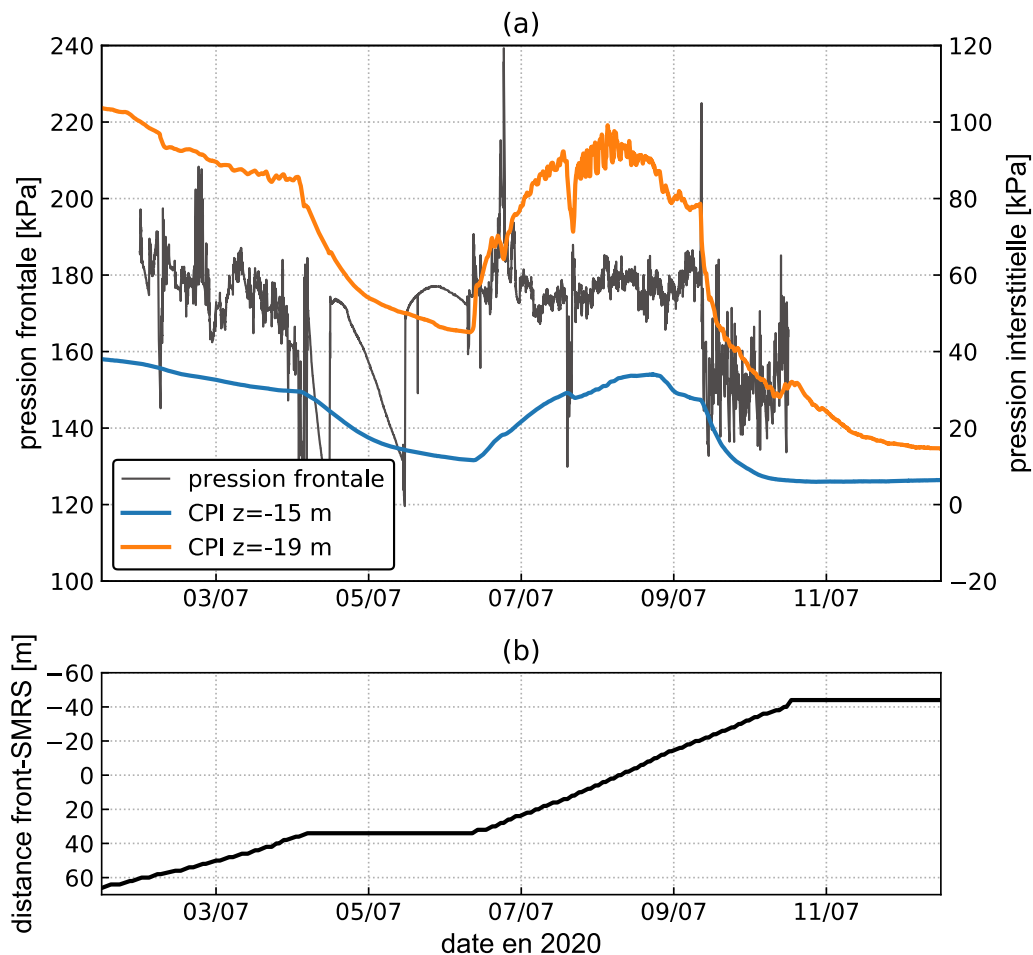


Figure 3.3 Pressions interstitielles pendant le passage sous l'emprise TULIP

La Figure 3.4 présente le profil de la pression interstitielle en fonction de la profondeur, pour différentes positions du tunnelier. La courbe pour $x = 205$ m (valeur extrapolée) correspond au premier juin. On s'intéresse au gradient de pression dans la direction verticale, défini comme la variation de pression interstitielle divisée par la variation de profondeur, qu'on note

$m = \Delta p / \Delta z$. Pour un profil hydrostatique non affecté par le creusement, $m = 10 \text{ kPa/m}$. Les courbes sont extrapolées jusqu'à l'axe des ordonnées pour estimer la position de la nappe phréatique. Les valeurs calculées de m sont signalées sous chaque courbe.

Pour $x = 205 \text{ m}$, loin avant passage du tunnelier sous les capteurs de pression, le profil de pression interstitielle était pratiquement hydrostatique ($m = 9,5 \text{ kPa/m}$), donc, on peut considérer ce profil comme la référence non affectée par le creusement. Entre $x = 205$ et 70 m , les pressions interstitielles augmentent au fur et à mesure du creusement avec des valeurs plus importantes à $z = -19 \text{ m}$, et par suite, le gradient calculé augmente et passe à $17,1 \text{ kPa/m}$. Entre $x = 70$ et 40 m , la chute de la pression frontale diminue progressivement la pression interstitielle. Elle recommence à augmenter entre $x = 40$ et 0 m , dans la région où la pression frontale était maintenue stable autour de 175 kPa . Après passage sous les capteurs, les pressions interstitielles diminuent progressivement jusqu'à $x = -44 \text{ m}$. A cette distance du front, le gradient passe à 3 kPa/m (trois fois moins que le gradient hydrostatique).

A la fin du creusement (de $x = 205 \text{ m}$ à $x = -160 \text{ m}$), la pression interstitielle passe de 50 à 20 kPa à $z = -19 \text{ m}$ et de 15 à 5 kPa à $z = -15 \text{ m}$, la nappe phréatique est presque au même niveau qu'avant creusement et le gradient de pression interstitielle est divisé par 3. Il est à noter que la pression interstitielle commence à ré-augmenter à $z = -19 \text{ m}$ lorsque le tunnelier s'éloigne (de $x = -44 \text{ m}$ à $x = -160 \text{ m}$). Les pressions vont probablement évoluer vers le nouvel état d'équilibre (niveau piézométrique final) avec un gradient égal à $m = 10 \text{ kPa/m}$ (gradient hydrostatique).

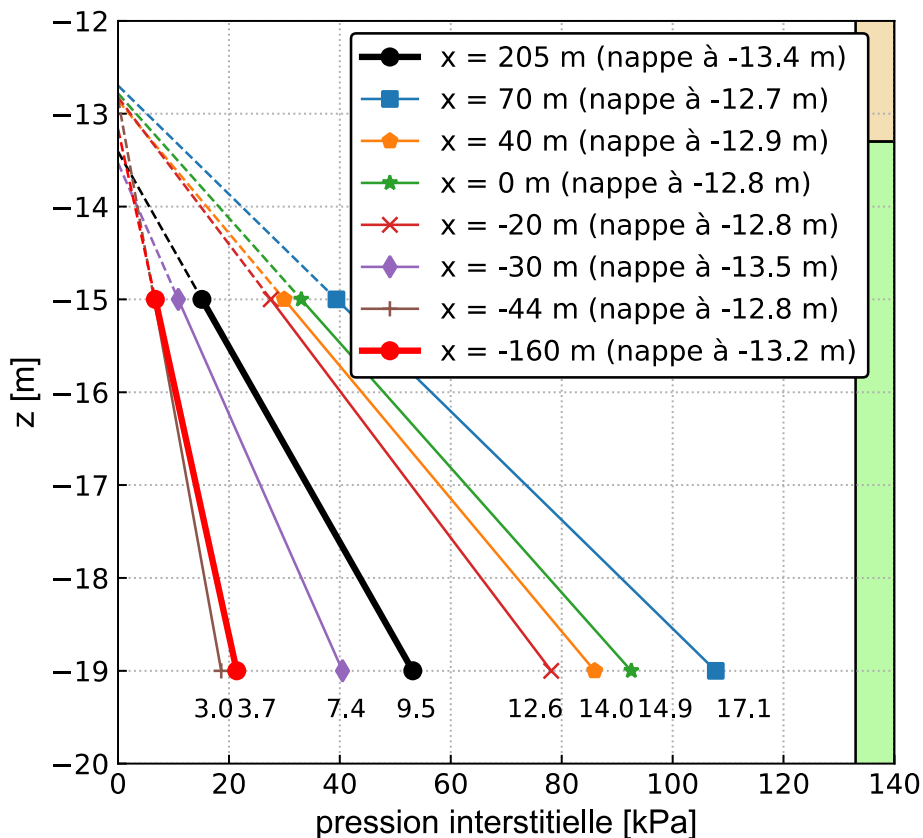


Figure 3.4 Profils de pression interstitielle pour différentes positions du tunnelier

Les données relatives aux variations de pression sont trop peu nombreuses pour qu'on puisse se faire une image détaillée de l'évolution du champ de pression dans le terrain environnant le tunnel. Néanmoins, les données disponibles permettent de tirer plusieurs conclusions :

- le passage du tunnelier perturbe le champ de pression de manière significative même à des distances importantes du front.
- toute chute de la pression frontale est accompagnée par une diminution de la pression interstitielle au moins au voisinage du tunnelier, dans un délai court.
- pour des conditions de pilotage stables (pression frontale bien maintenue autour de 175 kPa), la pression interstitielle augmente à l'approche du front et diminue après passage du tunnelier.
- la pression interstitielle dans le sol varie initialement et plus rapidement dans les couches de sol les plus proches du tunnel, ce qui aboutit à la variation du gradient de pression : l'augmentation de la pression interstitielle autour du tunnel augmente le gradient et vice-versa.
- en général, le creusement aboutit à la dépressurisation dans le sol autour du tunnel suite aux infiltrations de l'eau vers le tunnel.
- l'évolution des tassements après le passage du tunnelier sera impactée par celle des pressions interstitielles, dont on peut présumer qu'elles reviendront à leur niveau initial si le tunnel est étanche et si on attend assez longtemps.

3.2 Profils longitudinaux de tassement en surface

La Figure 3.5 représente les tassements des cibles de la section longitudinale SMRL, situées au-dessus de l'axe du tunnel en surface, en fonction du temps. La distance entre le front et les deux sections (positive avant passage sous les sections) et la pression interstitielle sont aussi représentées. Les cibles de SMRL sont installées dans la zone de 40 m de long située entre les deux sections transversales SMRN et SMRS. La légende indique la position des cibles par rapport à SMRN ; les courbes en pointillés correspondent aux cibles proches de celle-ci. Le tassement de toutes les cibles est remis à zéro le 29 juin 2020.

Les cibles les plus au Nord commencent à tasser légèrement à partir du 3 juillet, alors que le tunnelier est à environ 10 m de SMRN ; les tassements augmentent ensuite progressivement avec l'avancement du tunnelier. Les cibles proches de SMRN continuent à tasser (un peu) pendant le weekend des 4 et 5 juillet malgré l'arrêt du creusement. Le tunnelier était presque sous SMRN au moment de l'arrêt. Pendant ce weekend, la pression interstitielle diminue progressivement suite à la chute de la pression frontale (voir Figure 3.3). La diminution de la pression interstitielle a causé le tassement du sol par consolidation.

Les cellules de pression montrent une diminution de la pression interstitielle le 7 juillet, 26 m après passage sous SMRN. La diminution est plus importante dans la cellule la plus profonde. Cela correspond au moment de la chute de pression frontale de 30 kPa. Les cibles de SMRL déjà traversées par le front de taille (les cibles à $x = 2, 4, 15, 17, 19$ et 21 m, qui correspondent aux courbes en pointillé) présentent une augmentation brusque de tassement d'environ 1-2 mm. Après remontée de la pression frontale, la pression interstitielle se restabilise et les cibles proches de SMRN continuent à tasser mais plus lentement.

Réponse du sol au creusement

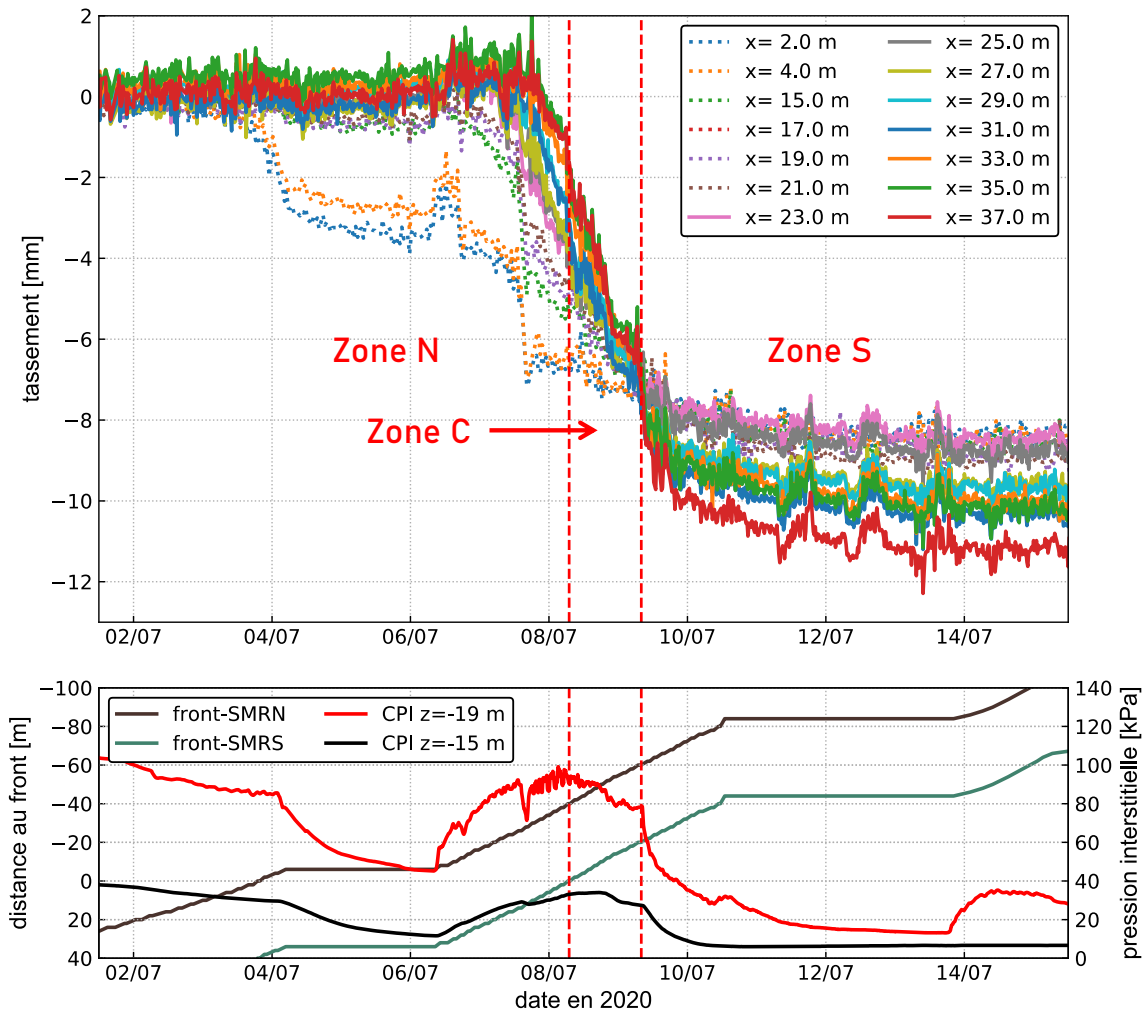


Figure 3.5 Tassement des cibles de SMRL

La zone C correspond à la période pendant laquelle la pression frontale a été maintenue stable autour de 175 kPa (valeur moyenne au niveau de l'axe), le front se trouvant entre 20 m et 60 m après SMRN. A ce moment-là, le tunnelier a franchi toutes les cibles et dépassé SMRS de 20 m. Dans cette zone, on ne note pas de différence majeure entre le comportement des cibles et on n'anticipe pas une grande différence sur le tassement final.

La zone S correspond à la période après la diminution de la pression frontale d'environ 30 kPa survenue le 9 juillet. La pression interstitielle diminue progressivement même durant l'arrêt du tunnelier de 11 à 14 juillet. Les cibles proches de SMRS subissent un tassement supplémentaire par rapport aux autres cibles et le faisceau des courbes de tassement s'élargit. Ce tassement supplémentaire augmente progressivement et non d'une façon brusque comme pendant la chute de la pression frontale du 7 juillet. Il est à noter que la pression interstitielle ré-augmente légèrement et les tassements se stabilisent après redémarrage du tunnelier le 14 juillet, 60 m après SMRS et 100 m après SMRN.

Le tassement final augmente entre les cibles proches de SMRN et celles proches de SMRS et les valeurs finales varient entre 8 et 11,5 mm.

La Figure 3.6 présente le profil longitudinal de tassement pour différentes positions X_{st} du tunnelier par rapport à SMRN. Les tassements augmentent avec l'avancement du tunnelier.

Ils atteignent presque la même valeur pour toute la section SMRL lorsque le tunnelier est à $X_{st} = -60$ m (ce qui correspond au 9 juillet). Ensuite, les tassements sont plus grands pour SMRS que pour SMRN. Les tassements se stabilisent après $X_{st} = -100$ m.

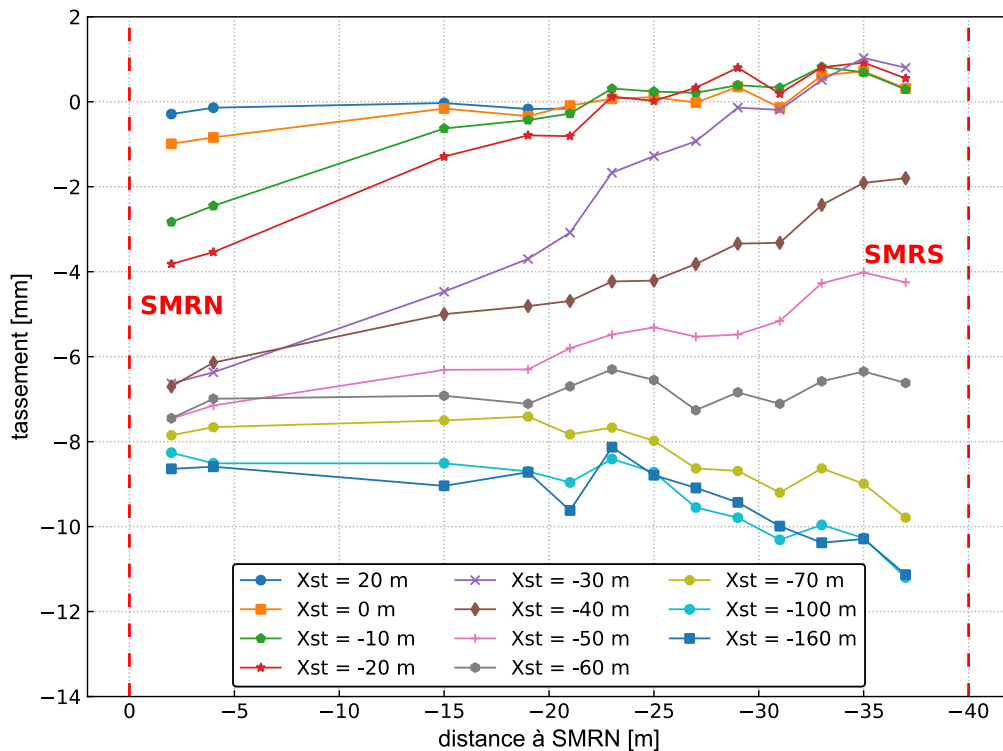


Figure 3.6 Profil longitudinal de tassement pour plusieurs positions du tunnelier

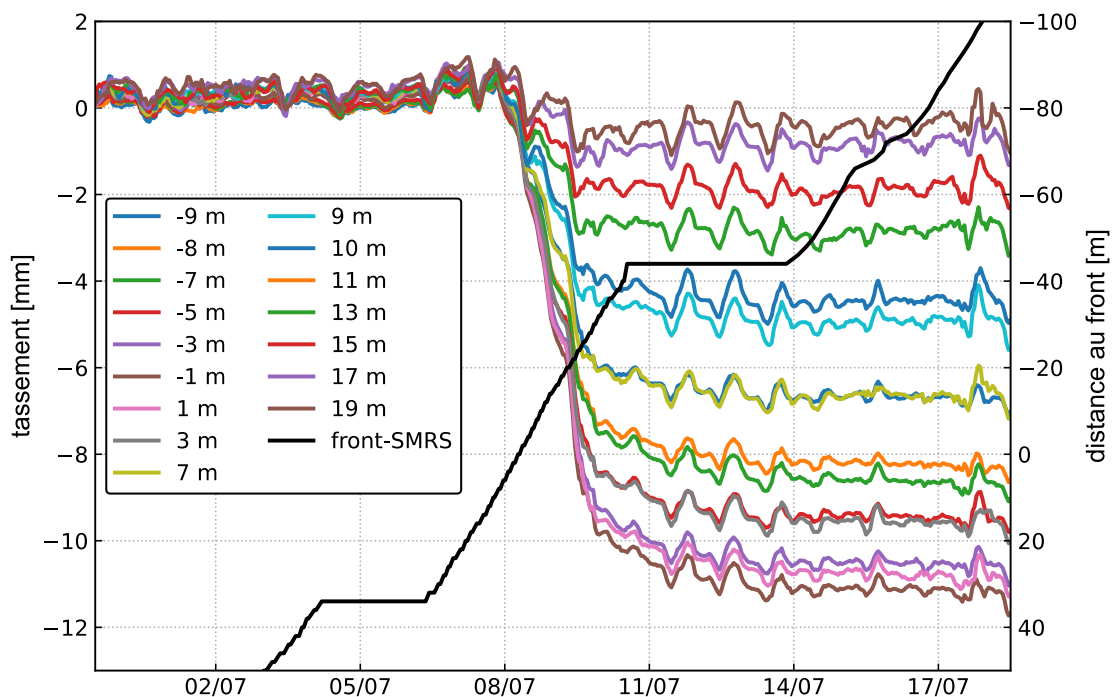
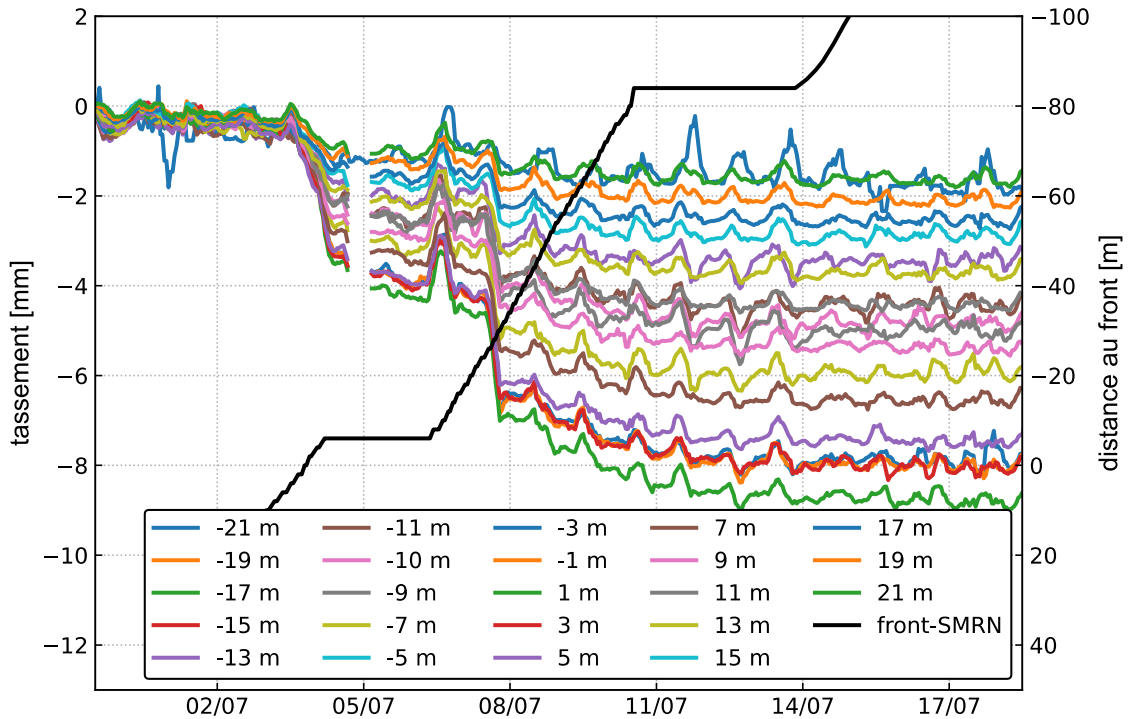
3.3 Cuvettes transversales de tassement en surface

La Figure 3.7 présente le tassement des cibles de SMRN et la position du tunnelier en fonction du temps. Les distances dans les légendes correspondent aux distances transversales y entre la position de l'axe du tunnel et celles des cibles. Les cibles tassent progressivement à partir de $X_{st} = 10$ m (à l'avant du front). Le tassement augmente progressivement pendant le premier weekend suite à la diminution de la pression interstitielle. La chute de pression du 7 juillet cause un tassement instantané au niveau de toutes les cibles de SMRN. Le tassement diminue en s'éloignant transversalement de l'axe du tunnel. Les valeurs finales varient entre $-1,8$ mm (à $y = 20$ m) et $-8,5$ mm (à $y = 0$ m).

Le tassement des cibles de SMRS est présenté dans la Figure 3.8. Le tassement augmente progressivement avec l'avancement du tunnelier avant de se stabiliser le 14 juillet pour des valeurs entre -2 et $-11,5$ mm.

On observe les mêmes tendances que pour SMRL : les cibles tassent progressivement à partir de $X_{st} = 10$ m (à l'avant du front) et se stabilisent à $X_{st} = -60$ m pour SMRS et $X_{st} = -100$ m pour SMRN. Le tassement est plus important pour SMRS et on retrouve l'augmentation du tassement suite aux diminutions de la pression frontale (et la pression interstitielle) des 7 et 9 juillet pour les deux sections transverses. Ces observations sont en bon accord avec les études de (Yoo, 2005) qui précise que la perturbation des pressions

interstitielles autour du tunnel rend la cuvette de tassement plus creuse avec des valeurs plus importantes au-dessus du tunnel.



Les cuvettes transversales pour différentes positions du front sont présentées dans la Figure 3.9. Les points correspondent aux mesures in-situ et les lignes aux courbes d'ajustement : les profils transversaux présentent une forme gaussienne conformément aux observations de (Peck, 1969) avec un léger excentrement par rapport à l'axe de tunnel (Michalski, 2023) :

$$w_s(y) = w_{s,max} \cdot e^{-(y-\alpha D_t)^2/2i_y^2} \quad (33)$$

$w_s(y)$ est le tassement à une distance y de l'axe de tunnel, D_t est le diamètre du tunnel, $w_{s,max}$ la valeur maximale du tassement, α un paramètre adimensionnel pour prendre en compte l'excentrement des cuvettes transversales et i_y l'abscisse du point d'inflexion.

Dans notre cas, à la fin du creusement, on a :

- Pour SMRN : $w_{s,max} = 8,5$ mm, $\alpha = 0,09$ et $i_y = 9,5$ m (0,44 fois la profondeur de l'axe)
- Pour SMRS : $w_{s,max} = 11,4$ mm, $\alpha = -0,12$ et $i_y = 9$ m (0,42 fois la profondeur de l'axe).

En utilisant la formule 7 (paragraphe 1.6.1.1) pour calculer le volume de la cuvette de tassement, on déduit la perte de volume en normalisant par la surface excavée du tunnel. On obtient une perte de volume en surface de 0,26% pour SMRN et 0,33% pour SMRS.

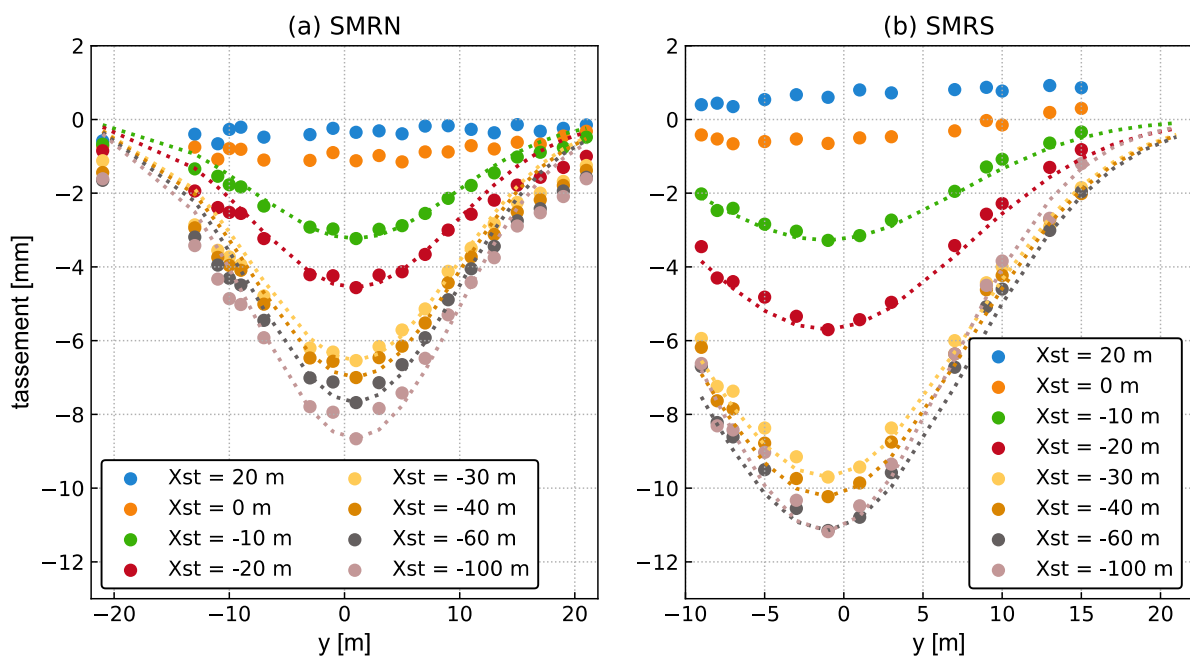


Figure 3.9 Cuvettes de tassement transversal pour plusieurs positions du tunnelier

3.4 Différence de tassement entre SMRN et SMRS

Pour vérifier que la différence de tassement entre SMRN et SMRS est liée aux pressions interstitielles, on propose d'évaluer le tassement supplémentaire dû à la consolidation au niveau de SMRS suite à la diminution de pression interstitielle après le 9 juillet.

L'état initial est pris juste avant la chute de pression interstitielle du 9 juillet (donc à $X_{st} = -20$ m par rapport à SMRS) et l'état final correspond au redémarrage du creusement le 14 juillet ($X_{st} = -44$ m). On calcule le tassement pour la couche de SB seule, en supposant que le tassement dans la couche de CSO (0,5 m de sols saturés) est négligeable. On utilise la formule de Terzaghi pour des sols surconsolidés soumis à des contraintes effectives finales inférieures à la contrainte de préconsolidation σ'_p :

$$w_{s,cons} = \frac{H_0}{1 + e_0} C_s \times \log \left(\frac{\sigma'_{zf}}{\sigma'_{z0}} \right) \quad (34)$$

Avec :

- $w_{s,cons}$: tassement par consolidation (m)
- H_0 : la hauteur de la couche du sol (m)
- σ'_{z0} : contrainte effective à l'état initial (kPa)
- σ'_{zf} : contrainte effective à l'état final (kPa)

La contrainte effective finale σ'_{zf} est calculée par la formule :

$$\sigma'_{zf} = \sigma'_{z0} + \Delta\sigma'_v \quad (35)$$

où $\Delta\sigma'_v$ est la variation de la contrainte entre l'état initial et final à la mi-profondeur de la couche de SB, qui correspond à la variation de la pression interstitielle à ce niveau-là. Elle peut être calculée par la formule proposée par (Watson & Hatley, 2022) qui prend en compte la variation du gradient de pression m dans le calcul :

$$\Delta\sigma_v = \gamma_w(h_0 - z_m) + m(h_f - z_m) \quad (36)$$

Avec :

- γ_w : la masse volumique de l'eau (kN/m³)
- h_0 : le niveau piézométrique à l'état initial (m)
- h_f : le niveau piézométrique à l'état final (m)
- z_m : la profondeur de calcul (m)

Pour utiliser la formule (36), il faut que le gradient de pression m soit égal à 10 kPa/m à l'état initial considéré, ce qui est n'est pas vrai dans notre cas ($m = 12,6$ kPa/m à $X_{st} = -20$ m). On calcule la variation de la contrainte en se basant sur les deux courbes de pression interstitielle à $X_{st} = -20$ et -44 m (Figure 3.4). On en déduit la valeur de $\Delta\sigma'_v = 54$ kPa à $z_m = -18,4$ m (la mi-profondeur de la couche de SB).

A $X_{st} = -20$ m, la contrainte effective σ'_{z0} à $z_m = -18,4$ m est presque égale à 294 kPa. La hauteur de la couche est $H_0 = 10,2$ m. L'indice des vides e_0 se situe entre 0,45 et 1. L'indice de décompression C_s est égal à 0,009. En utilisant la formule (34), on obtient un tassement par consolidation de 4,6 mm et 3,4 mm pour $e_0 = 0,45$ et 1, respectivement.

La Figure 3.10 présente le tassement des cibles à $y = -8$ m et 1 m de SMRS entre les états initial et final considérés. La différence de tassement à la même distance transversale que les CPI ($y = -8$ m) entre $X_{st} = -20$ et -44 m est de 3,6 mm, ce qui est en bon accord avec les valeurs calculées.

Pendant la même période, la cible à $y = 1$ m (presque au-dessus de l'axe du tunnel) tasse de 5 mm, plus que l'autre cible. Si la diminution de la pression interstitielle est plus grande au niveau de l'axe, cela peut expliquer le tassement le plus important au niveau de $y = 1$ m.

Il n'y avait pas de mesures de pression interstitielle au niveau de SMRN, et donc, il est difficile d'y estimer le tassement par consolidation.

A la fin du creusement, la différence de tassement entre les deux sections est du même ordre de grandeur (3 mm) que le tassement dû à la chute de pression interstitielle.

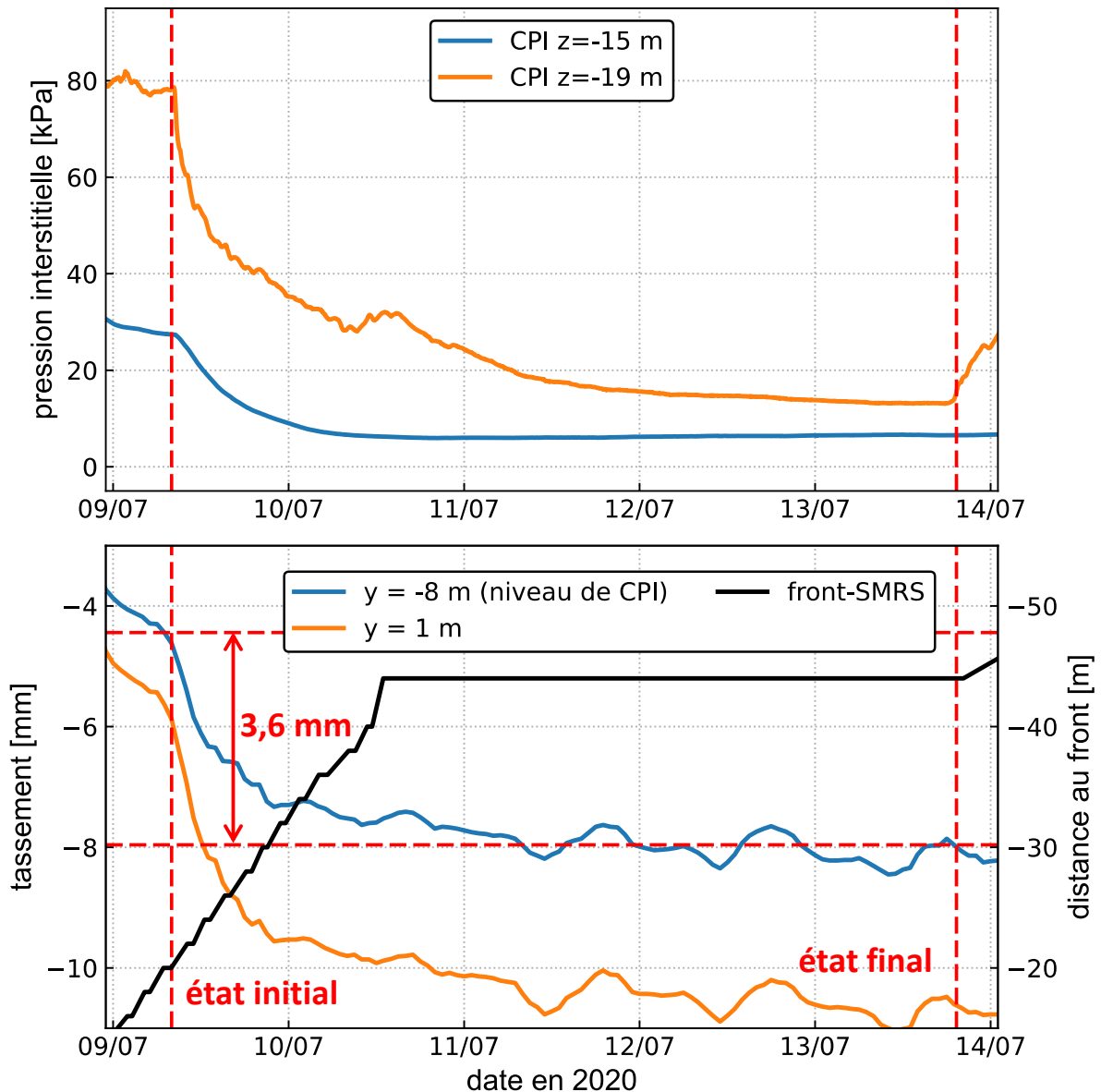


Figure 3.10 Tassement des cibles de SMRS à $y = -8$ m et 1 m après la diminution de la pression interstitielle du 9 juillet

3.5 Tassements en profondeur

Les déplacements verticaux en profondeur sont mesurés par les cinq extensomètres installés autour du tunnel. Pour chaque extensomètre, l'évolution des longueurs entre la tête et les ancrages a été mesurée, donnant ainsi le déplacement relatif ($\Delta L = L_0 - L$) au cours du temps avec :

- L_0 : la distance initiale entre la tête de l'extensomètre et l'ancrage
- L : la distance entre la tête et l'ancrage à un instant t

Les déplacements relatifs mesurés par E1 sont présentés dans la Figure 3.11. Les déplacements sont nuls avant l'arrivée du front (jusqu'au 3 juillet). Pendant le premier weekend, l'ancre à $z = -26$ m montre un déplacement relatif positif qui augmente progressivement avec le temps. Lors de la chute de pression frontale du 7 juillet, les deux ancrs les plus profondes présentent des déplacements brusques (entre 1 et 2 mm) et ensuite des déplacements progressifs jusqu'à $X_{st} = -85$ m (au moment du deuxième arrêt du tunnelier). Les autres ancrs ont des déplacements relatifs nuls tout au long du creusement.

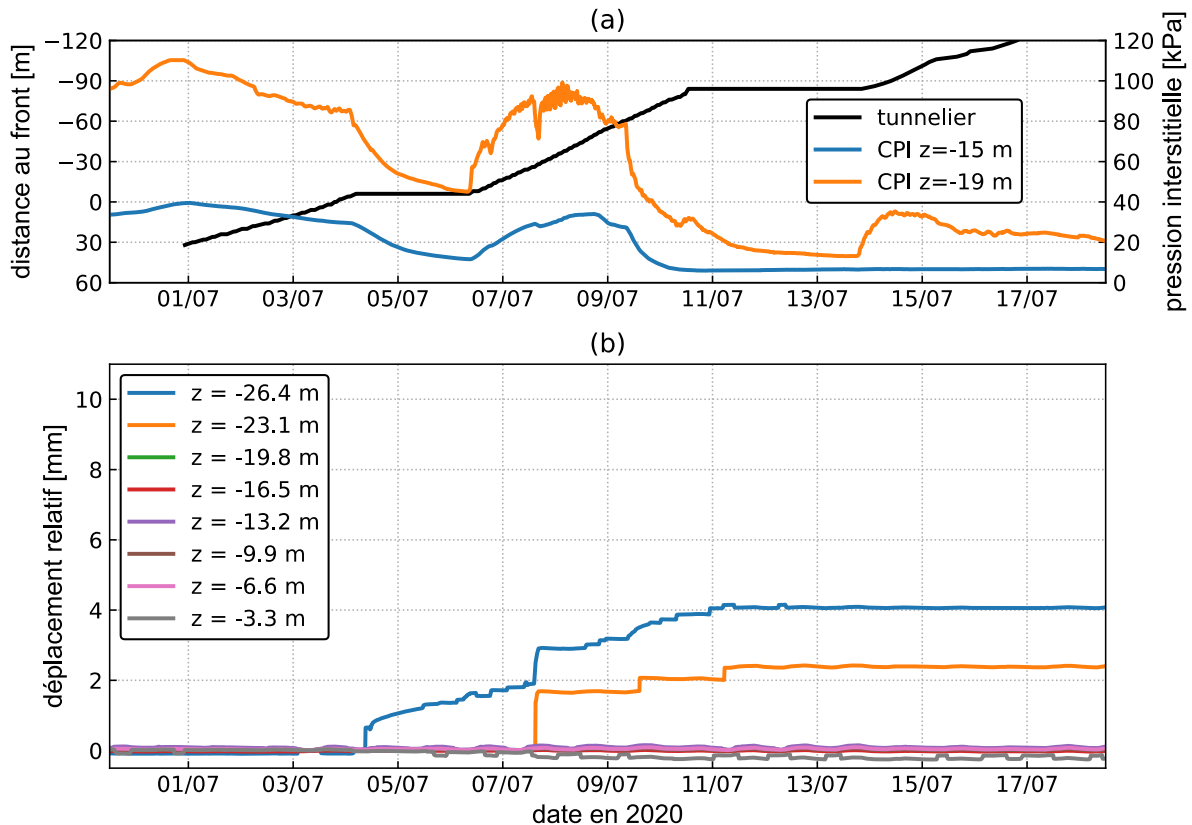


Figure 3.11 Déplacement relatif dans E1 ($y = 7$ m suivant SMRN)

Des résultats similaires sont observés pour l'extensomètre E2 (Figure 3.12) : les déplacements sont nuls à l'avant du front ; l'ancre à $z = -23$ m montre des déplacements positifs pendant le premier weekend ; plusieurs ancrs présentent des déplacements instantanés lors de la chute de pression du 7 juillet ; ensuite les déplacements augmentent progressivement avant de stabiliser à $X_{st} = -85$ m. Le déplacement relatif à $z = -3$ m diminue avec l'avancement du tunnelier avec des valeurs inférieures à 1 mm.

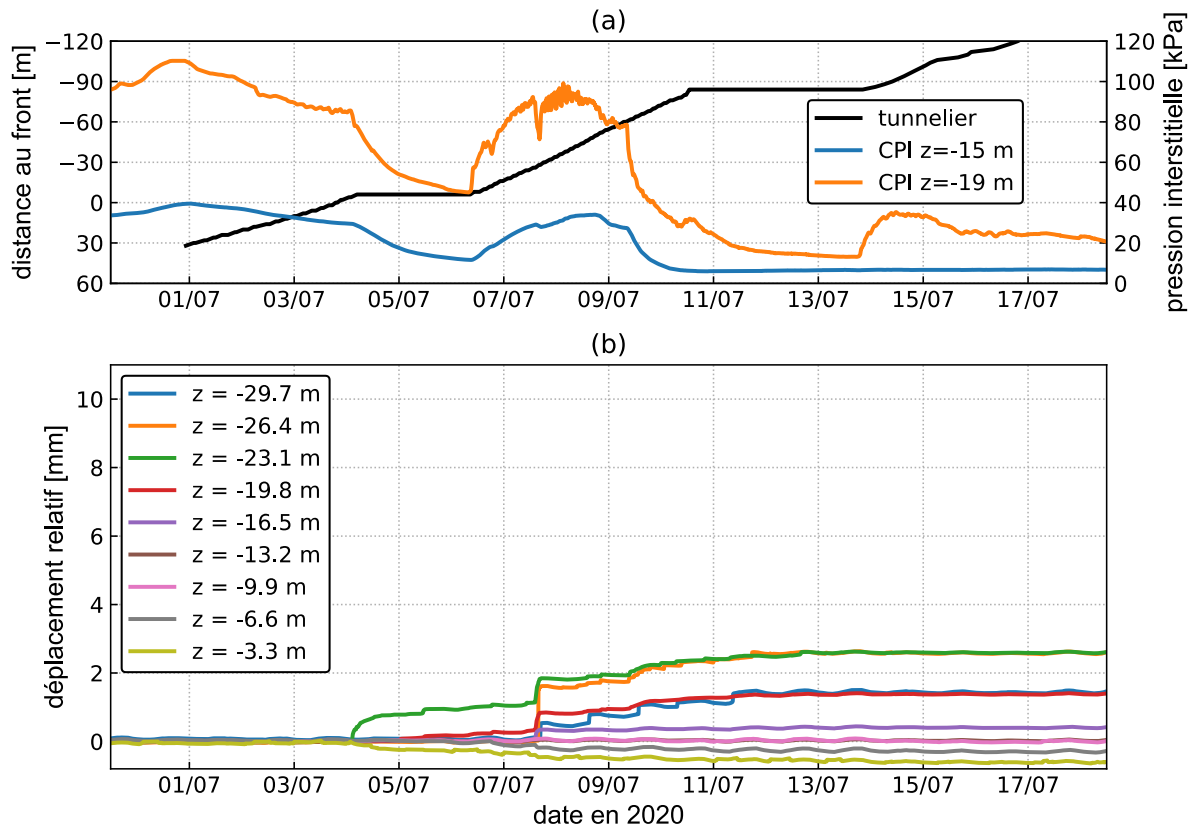


Figure 3.12 Déplacement relatif dans E2 ($y = -10$ m suivant SMRN)

Les déplacements des ancres des extensomètres E3, E4 et E5 sont présentés dans la Figure 3.13, la Figure 3.14 et la Figure 3.15, respectivement. Ces extensomètres se situent dans la section SMRS à $y = 10$, 0 et -7 m, respectivement.

Les déplacements sont comparables qualitativement pour les trois extensomètres : les déplacements sont nuls à l'avant du front ; les ancres commencent à bouger après passage du tunnelier sous SMRS ; la chute de pression frontale du 9 juillet augmente les déplacements en deux phases : phase rapide avec un déplacement instantané et une phase lente avec un déplacement qui augmente progressivement avec le temps ; tous les déplacements se stabilisent après le redémarrage de l'excavation le 14 juillet ; les déplacements sont plus importants en profondeur.

Les valeurs maximales du déplacement relatif diminuent en s'éloignant du tunnel. E4, situé au-dessus de l'axe du tunnel, présente le plus grand déplacement (11 mm) contre 8 mm pour E5 (à $y = -7$ m) et 4 mm pour E3 (à $y = 10$ m).

La chute de pression frontale du 9 juillet a affecté principalement les extensomètres au niveau de SMRS : à cette date, le tunnelier est à 20 m de SMRS et à 60 m de SMRN.

Réponse du sol au creusement

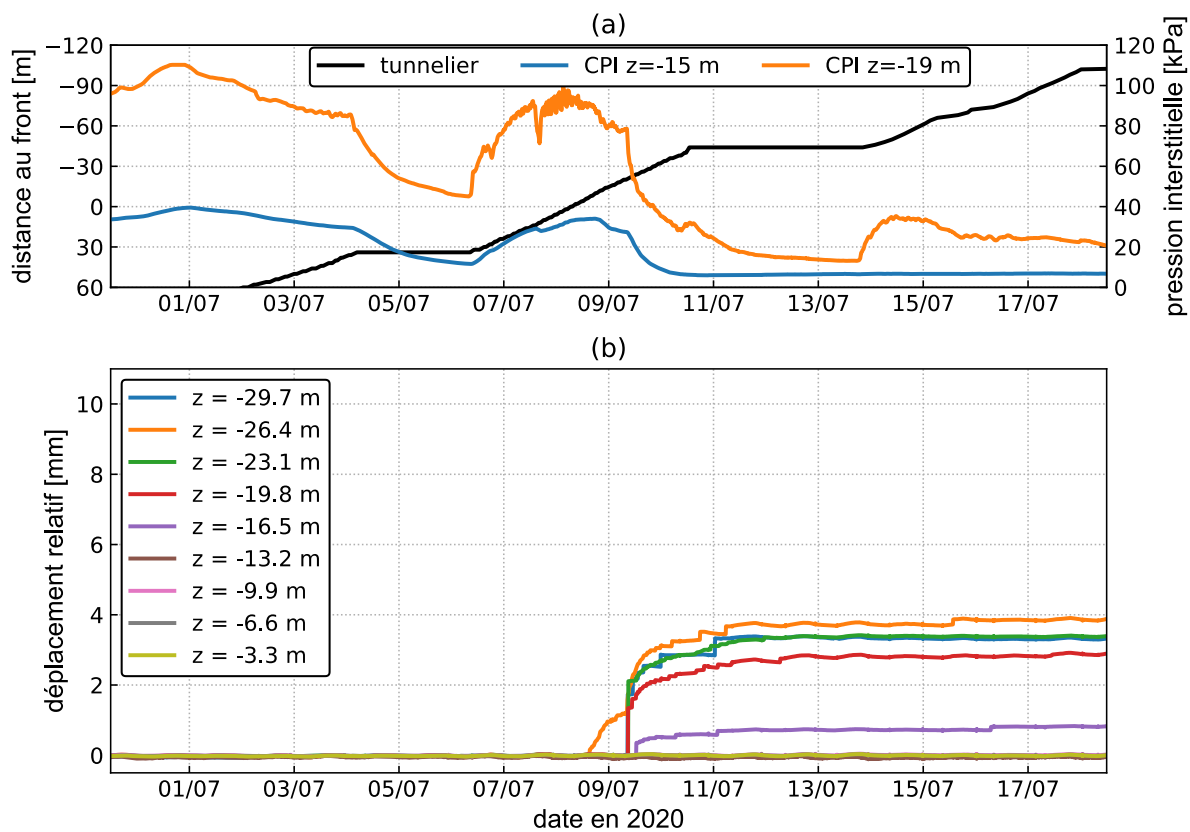


Figure 3.13 Déplacement relatif dans E3 ($y = 10$ m suivant SMRS)

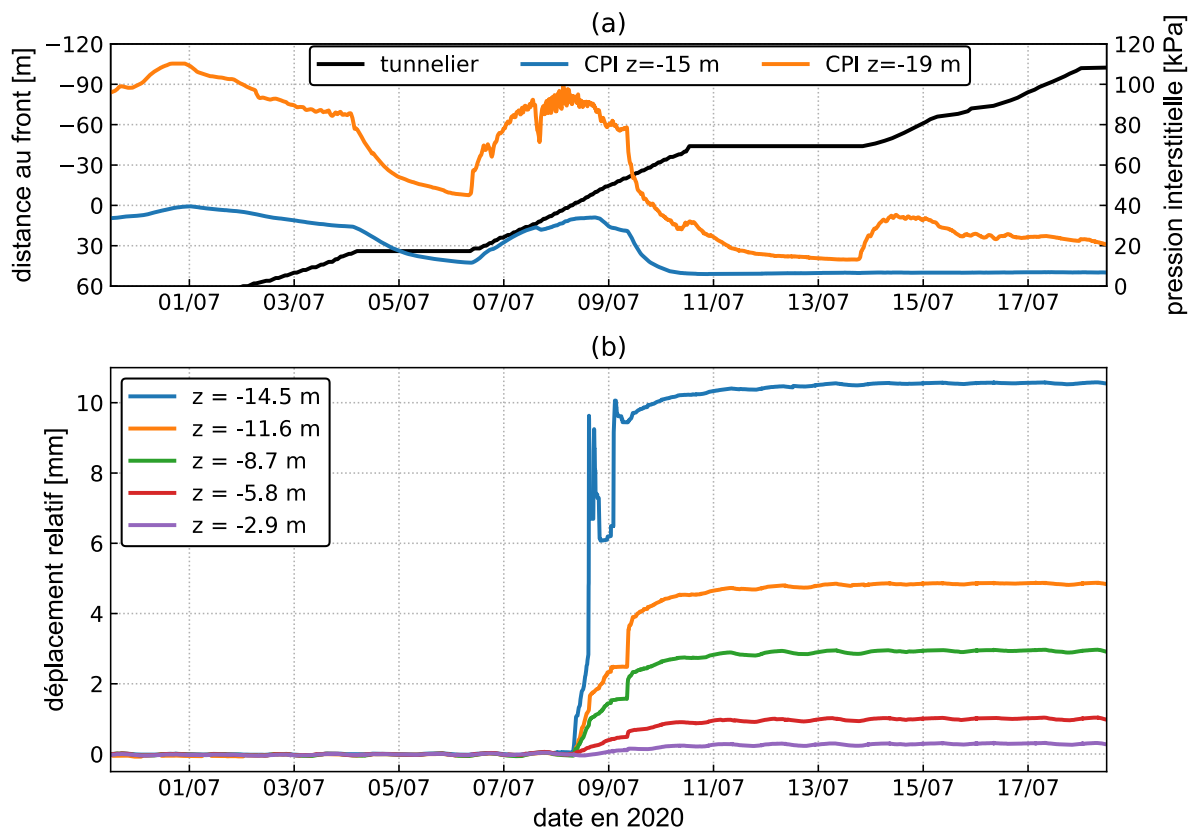


Figure 3.14 Déplacement relatif dans E4 ($y = 0$ m suivant SMRS)

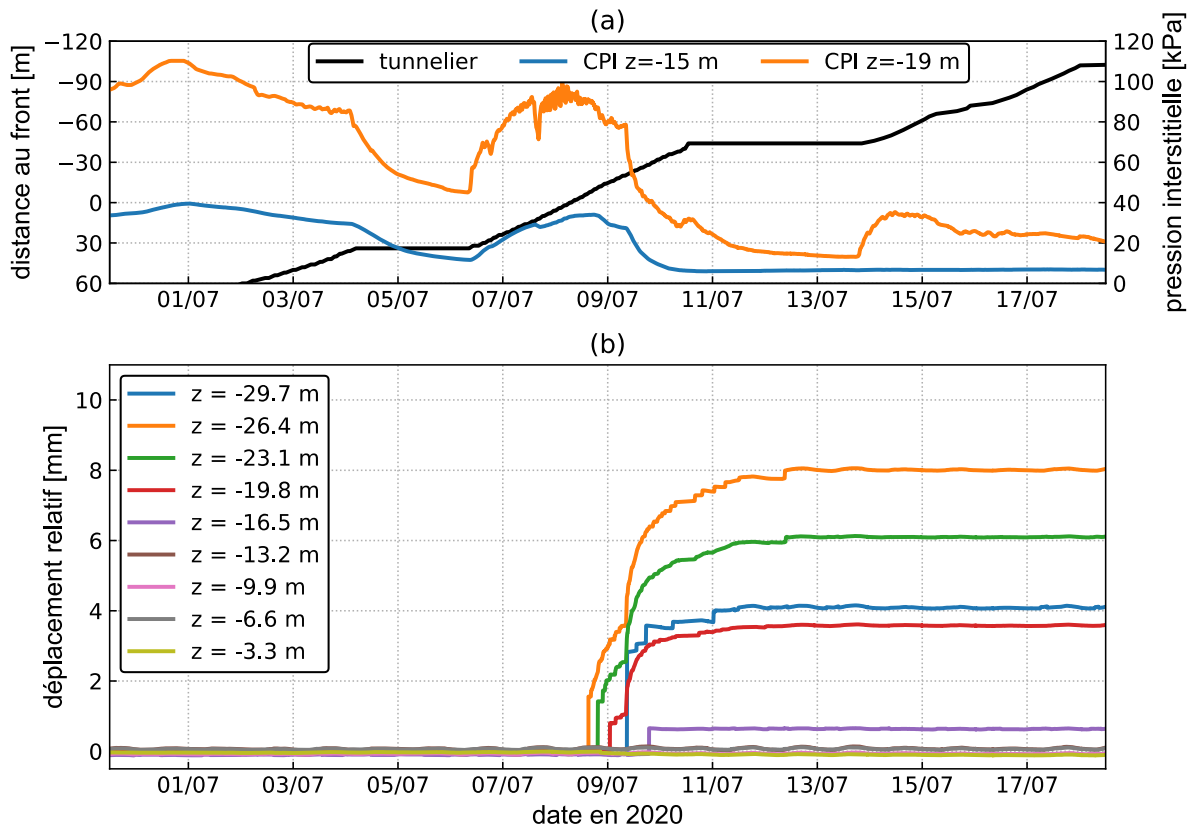


Figure 3.15 Déplacement relatif dans E5 (y = -7 m suivant SMRS)

Pour calculer le déplacement absolu de chaque ancre, on ajoute au déplacement relatif le déplacement de la tête en surface. Le tassement à un instant t et une profondeur z correspond à :

$$w_s(z) = w_s(z = 0) + \Delta L(z) \quad (37)$$

Avec :

- $w_s(z)$: déplacement de l'ancre à une profondeur z
- $w_s(z = 0)$: déplacement du sol en surface, à la même distance transversale que l'extensomètre
- $\Delta L(z)$: déplacement relatif entre l'ancre et la tête de l'extensomètre

Les résultats des cinq extensomètres sont présentés dans la Figure 3.16. Les extensomètres E1, E2, E3 et E5 montrent des tassements presque constants entre la surface et la voûte du tunnel. Au-dessous de ce niveau, les tassements diminuent progressivement avec la profondeur.

Pour l'extensomètre E4, le tassement diminue progressivement avec la profondeur. Les ancres proches de la voûte du tunnel montrent un refoulement (max. 4 mm) entre $x = 0$ et -20 m avant de tasser jusqu'à la fin du creusement.

Il apparaît qu'on a une grande incertitude liée aux mesures des extensomètres : (Michalski, 2023) suggère que cela pourrait avoir été causé par un mauvais fonctionnement des extensomètres.

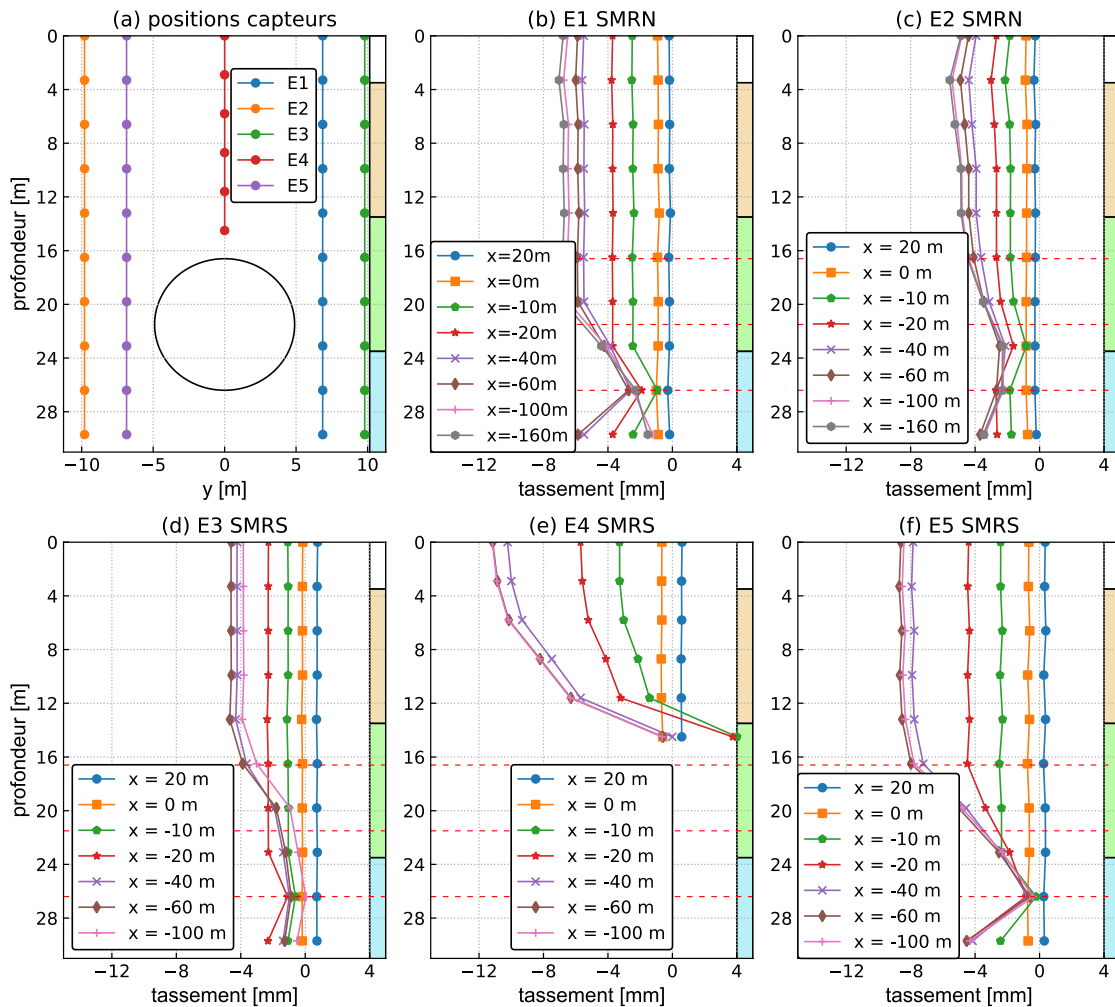


Figure 3.16 Tassements en profondeur (grande incertitude)

3.6 Déplacements horizontaux en surface

Les déplacements horizontaux des cibles placées en surface sur les sections transversales SMRN et SMRS sont présentés dans la Figure 3.17 pour la direction transversale et la Figure 3.18 pour la direction longitudinale, en fonction de la distance à l'axe.

Dans la direction transversale, les déplacements sont mobilisés à partir de $X_{st} = 0$ pour SMRS et $X_{st} = -10$ m pour SMRN et augmentent progressivement avec l'avancement du tunnelier. Les déplacements sont à peu près symétriques. Ils convergent vers le tunnel avec des valeurs nulles au-dessus de l'axe du tunnel et des valeurs maximales à 10 m de l'axe, presque au point d'inflexion de la cuvette transversale (Michalski, 2023). Les déplacements sont un peu plus grands sur la SMRS (max. 4 – 5 mm) que la SMRN (max. 4 mm).

Dans la direction longitudinale, on observe des déplacements vers le tunnel jusqu'à -2 mm à la sortie de la jupe ($X_{st} = -10$ m) ; ils ré-augmentent pour revenir pratiquement à une valeur nulle lorsque le tunnelier s'éloigne. Les valeurs sont plus faibles que dans la direction transversale (et pas beaucoup plus grandes que la précision des mesures). Les déplacements mesurés et leur évolution sont comparables sur les deux sections SMRN et SMRS.

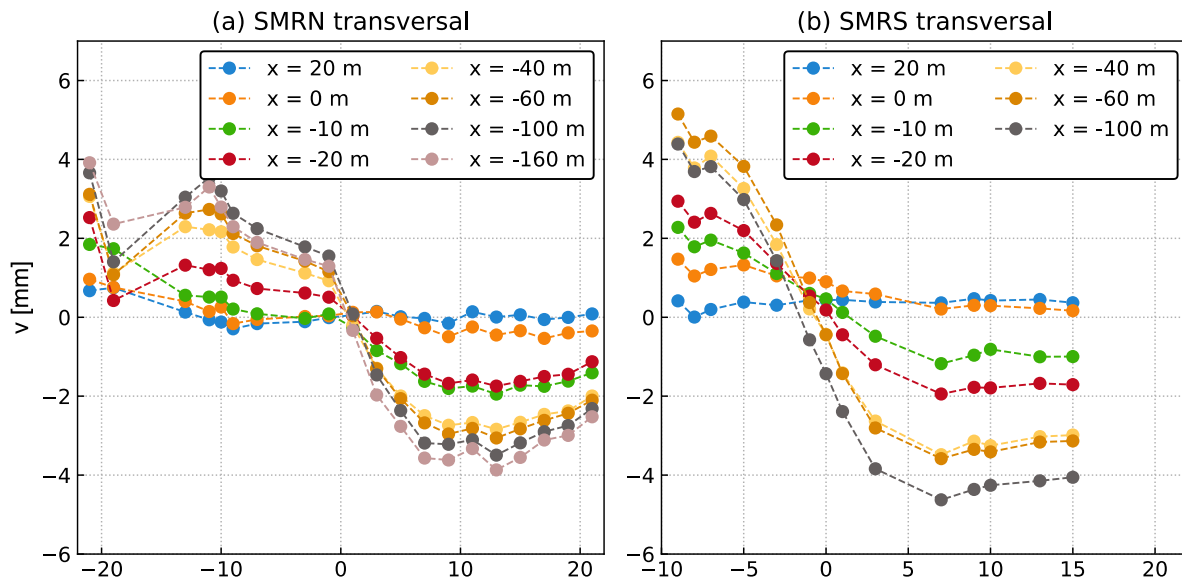


Figure 3.17 Déplacements horizontaux transversaux en surface

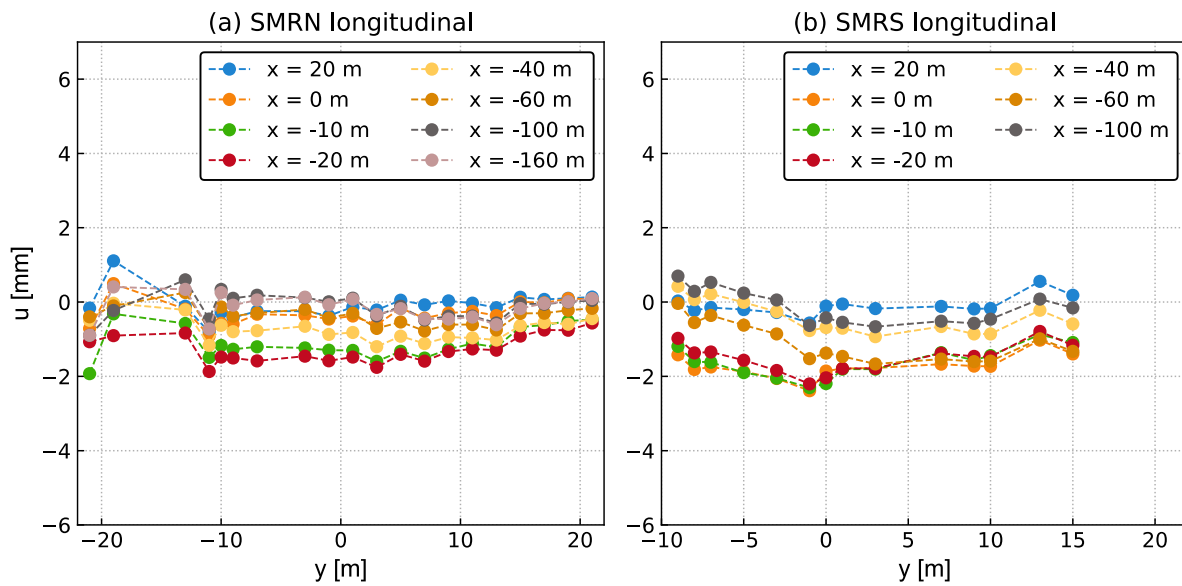


Figure 3.18 Déplacements horizontaux longitudinaux en surface

3.7 Déplacements horizontaux longitudinaux en profondeur

Les déplacements horizontaux en profondeur sont relevés à partir des inclinomètres positionnés dans les deux sections SMRN et SMRS. Pour I1, I3, I4 et I5, qui font 30 m de longueur chacun et dont le pied est situé dans la couche des Marnes et Caillasses, on suppose que le pied est fixe. Les déplacements horizontaux de chaque point de mesure sont déduits des variations angulaires de chaque segment de 3 m de longueur.

Pour l'inclinomètre situé au-dessus de l'axe du tunnel (I2), l'hypothèse d'une pointe fixe n'est pas adéquate. On considère donc que le déplacement est connu en tête de l'inclinomètre, en utilisant les mesures des cibles topographiques en surface.

Les déplacements de l'inclinomètre I1 sont présentés dans la Figure 3.19. Les déplacements sont nuls en avant du front (avant passage du tunnelier sous l'inclinomètre). Le redémarrage du tunnelier le 6 juillet augmente légèrement les déplacements. Ensuite, les déplacements diminuent progressivement avec l'avancement du tunnelier. Une autre augmentation des déplacements est observée après le deuxième redémarrage du 14 juillet. A la fin du creusement, le déplacement horizontal longitudinal est négatif avec des valeurs plus petites que -2 mm (les valeurs étant plus grandes en surface qu'en profondeur).

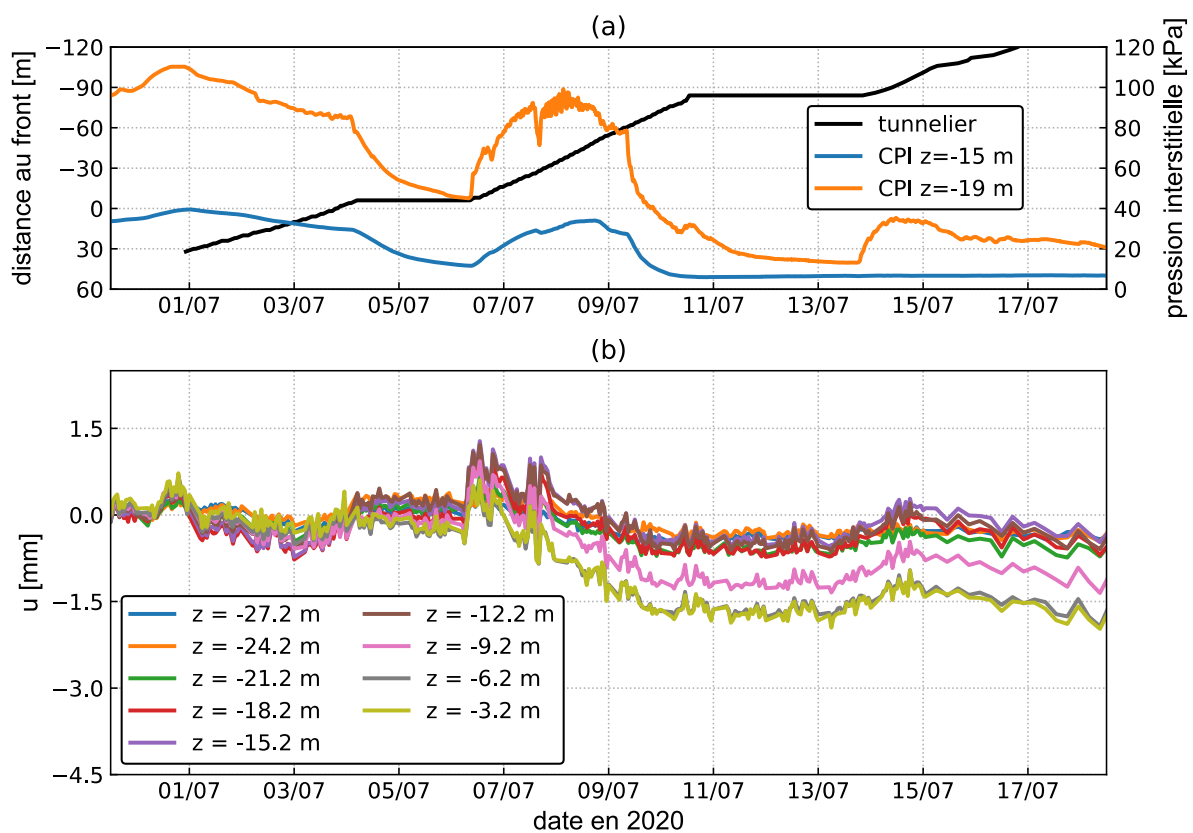


Figure 3.19 Déplacements horizontaux longitudinaux : inclinomètre I1 ($y = 10$ m suivant SMRN)

L'inclinomètre I2 présente des déplacements nuls à l'avant du front (Figure 3.20). La diminution de la pression interstitielle pendant le premier weekend cause des déplacements négatifs en surface ($z = -6$ m) et positifs dans les autres profondeurs. Après redémarrage du tunnelier le 6 juillet, les déplacements évoluent légèrement avec l'avancement du tunnelier. A la fin du creusement, les déplacements sont positifs dans la direction de creusement avec des valeurs plus petites que 2 mm.

Réponse du sol au creusement

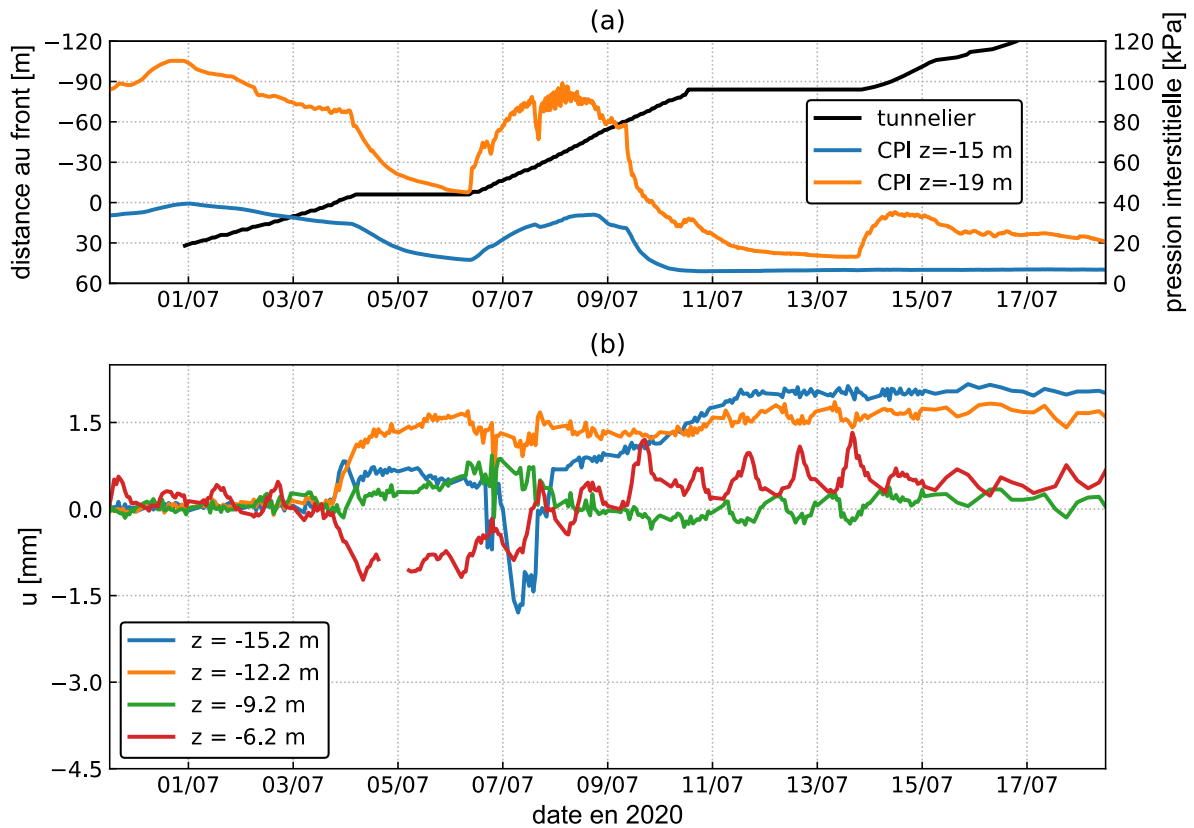


Figure 3.20 Déplacements horizontaux longitudinaux : inclinomètre I2 ($y = 0$ m suivant SMRN)

Les déplacements dans l'inclinomètre I3 diminuent pendant le premier weekend et augmentent ensuite jusqu'à la fin du creusement (Figure 3.21). Les déplacements finaux sont négligeables, compte tenant de la précision des mesures.

Dans la coupe SMRS, le comportement des deux inclinomètres I4 et I5 est similaire (Figure 3.22 et Figure 3.23, respectivement): les déplacements sont nuls à l'avant du front ; le redémarrage du creusement après le premier weekend fait augmenter les déplacements ; après la chute de pression frontale du 9 juillet, les déplacements diminuent progressivement avec la diminution de la pression interstitielle ; une augmentation est observée après le deuxième weekend suivie par une diminution progressive. A la fin du creusement, les déplacements sont négatifs avec des valeurs entre 0 et -1,5 mm.

Les déplacements suivent souvent la pression interstitielle : la diminution de la pression interstitielle est accompagnée par le déplacement du sol vers le tunnel (déplacements négatifs), ce qui est probablement causé par l'infiltration de l'eau vers le tunnel.

Réponse du sol au creusement

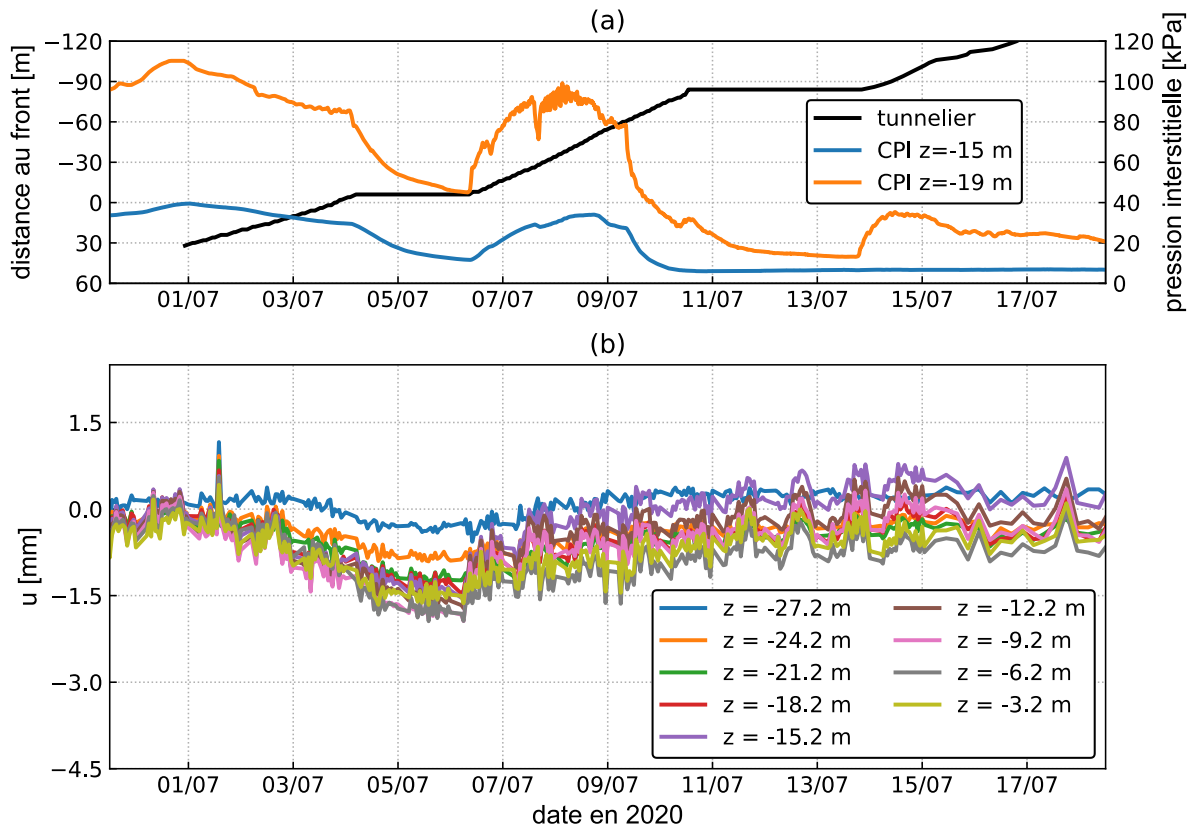


Figure 3.21 Déplacements horizontaux longitudinaux : inclinomètre I3 ($y = -7$ m suivant SMRN)

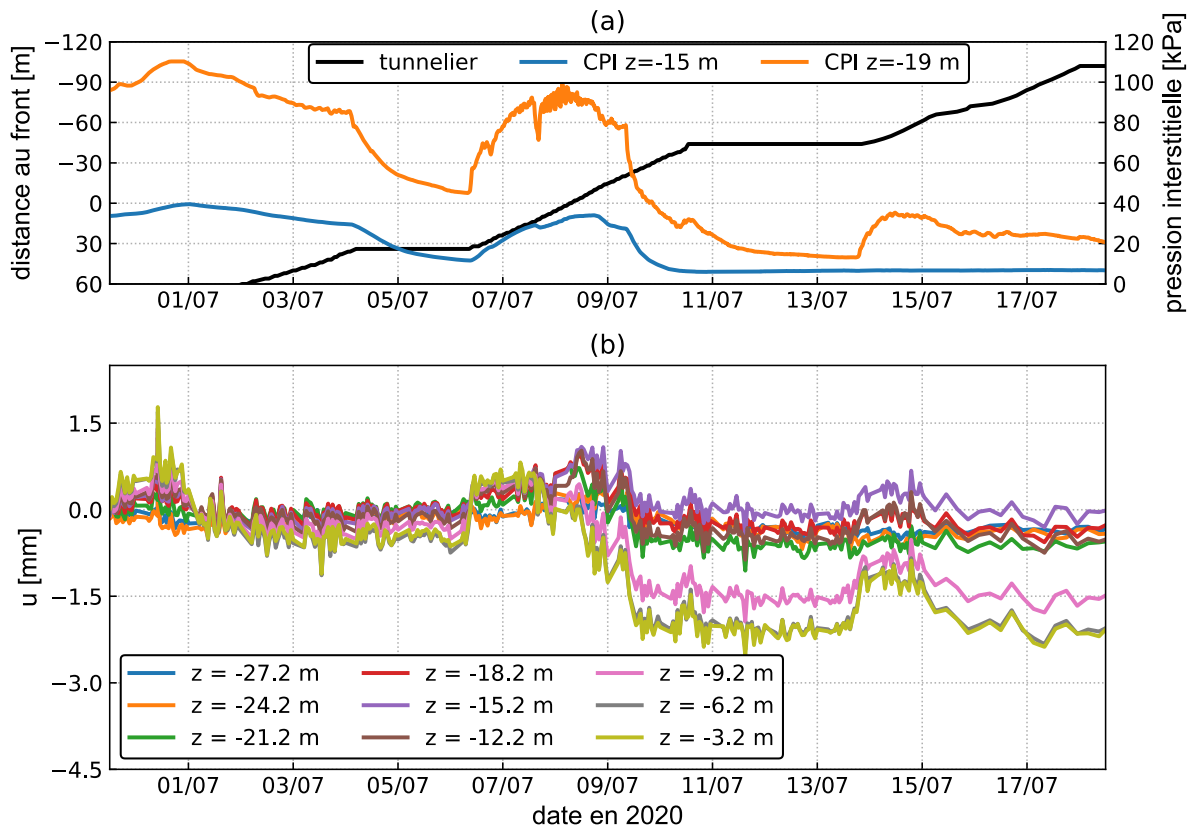


Figure 3.22 Déplacements horizontaux longitudinaux : inclinomètre I4 ($y = 7$ m suivant SMRS)

Réponse du sol au creusement

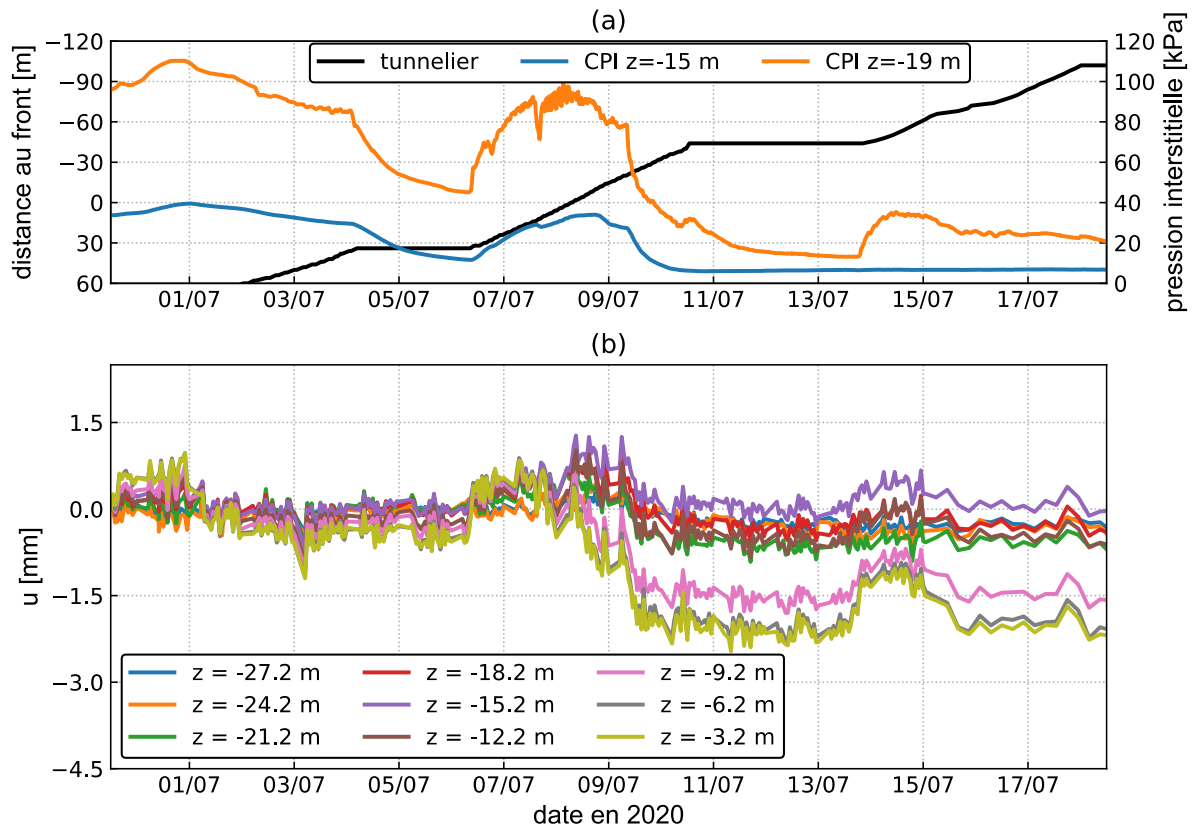


Figure 3.23 Déplacements horizontaux longitudinaux : inclinomètre I5 ($y = -10$ m suivant SMRS)

Les profils de déplacement en profondeur pour différentes positions du front sont présentés dans la Figure 3.24. La valeur du déplacement donnée en surface correspond aux mesures faites sur les cibles topographiques. La continuité des déplacements n'est pas assurée entre les mesures en profondeur effectuées par les inclinomètres et les mesures en surface fournies par les théodolites. Cependant, la différence reste dans la gamme de précision de deux instruments de mesure.

Avant creusement, les déplacements sont négligeables (compte tenant de la précision) tout au long des inclinomètres. A la fin du creusement, les déplacements sont négatifs au-dessus de la voûte du tunnel et valent -0,5 à -1,5 mm. Au-dessous de la voûte, les déplacements sont quasiment négligeables.

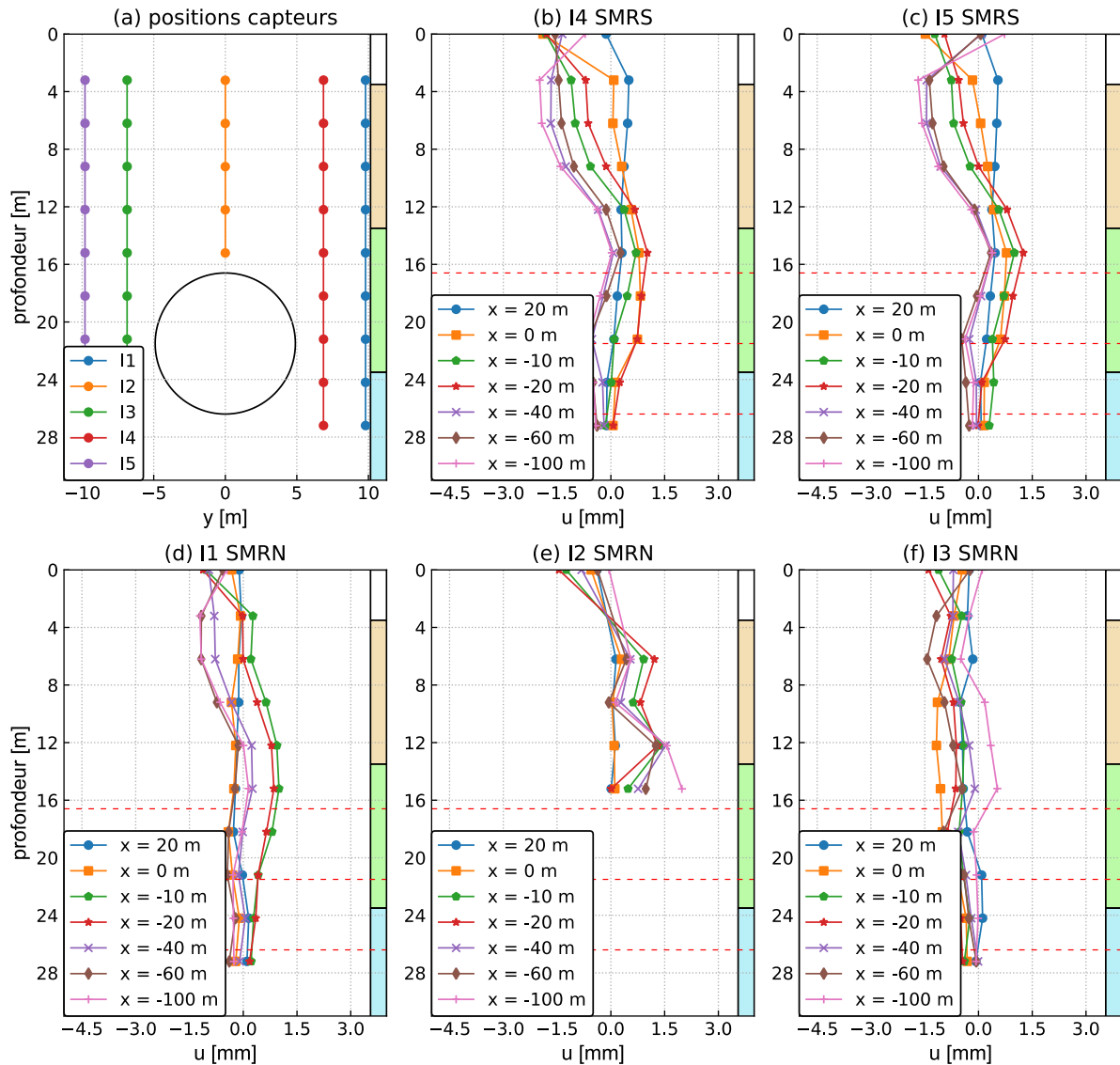


Figure 3.24 Profil de déplacement horizontal longitudinal pour différentes positions du tunnelier

3.8 Déplacements horizontaux transversaux en profondeur

Les déplacements des cinq inclinomètres I1, I2, I3, I4 et I5 sont présentés en fonction du temps dans la Figure 3.25, la Figure 3.26, la Figure 3.27, la Figure 3.28 et la Figure 3.29, respectivement. L'inclinomètre I2, situé à $y = 0$ m, présente des faibles déplacements durant l'excavation. Des déplacements positifs sont observés à $z = -6$ m après la chute de pression du 7 juillet. Les résultats des autres inclinomètres sont similaires :

- les déplacements sont faibles avant passage du tunnelier sous les deux coupes SMRN et SMRS
- toute diminution de pression interstitielle est accompagnée par des déplacements convergents vers le tunnel (pendant le premier weekend et le 9 juillet)
- toute augmentation de pression interstitielle est accompagnée par une divergence des déplacements loin du tunnel (après redémarrage du creusement le 6 et 14 juillet)

Réponse du sol au creusement

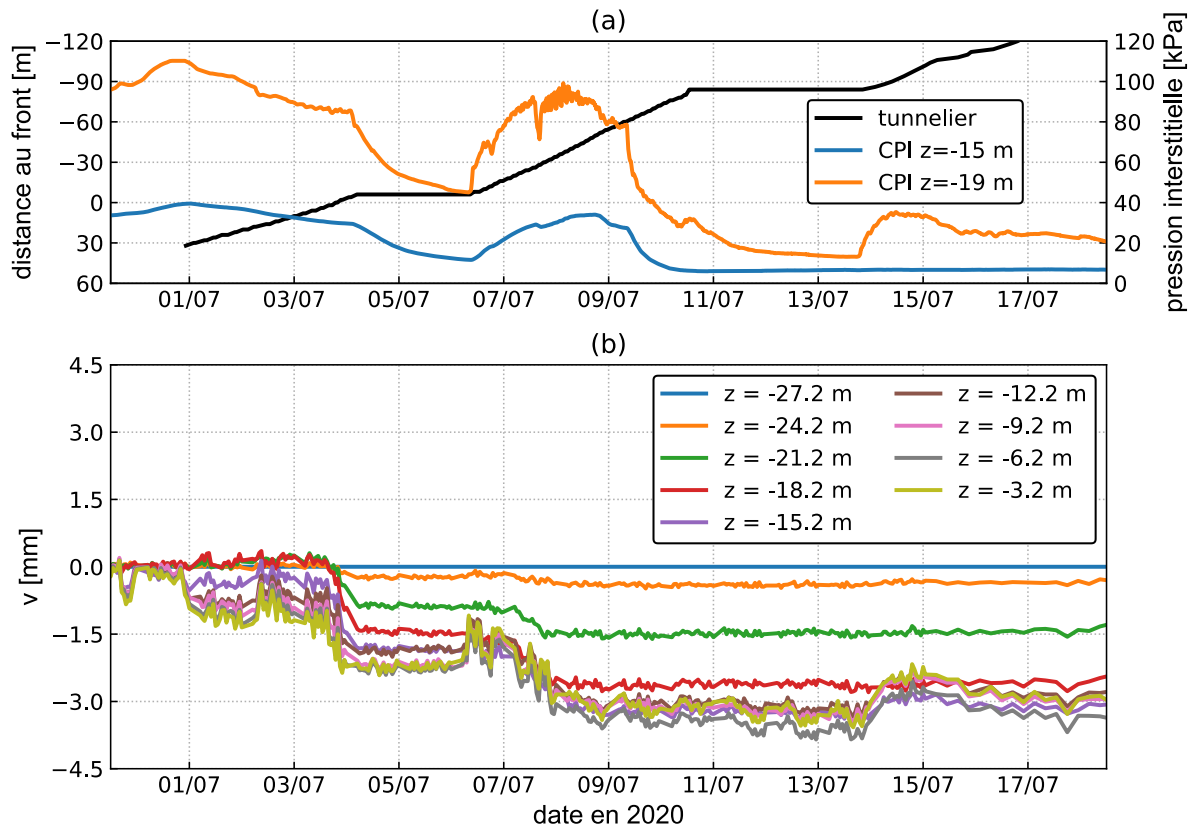


Figure 3.25 Déplacements horizontaux transversaux : inclinomètre I1 ($y = 10$ m suivant SMRN)

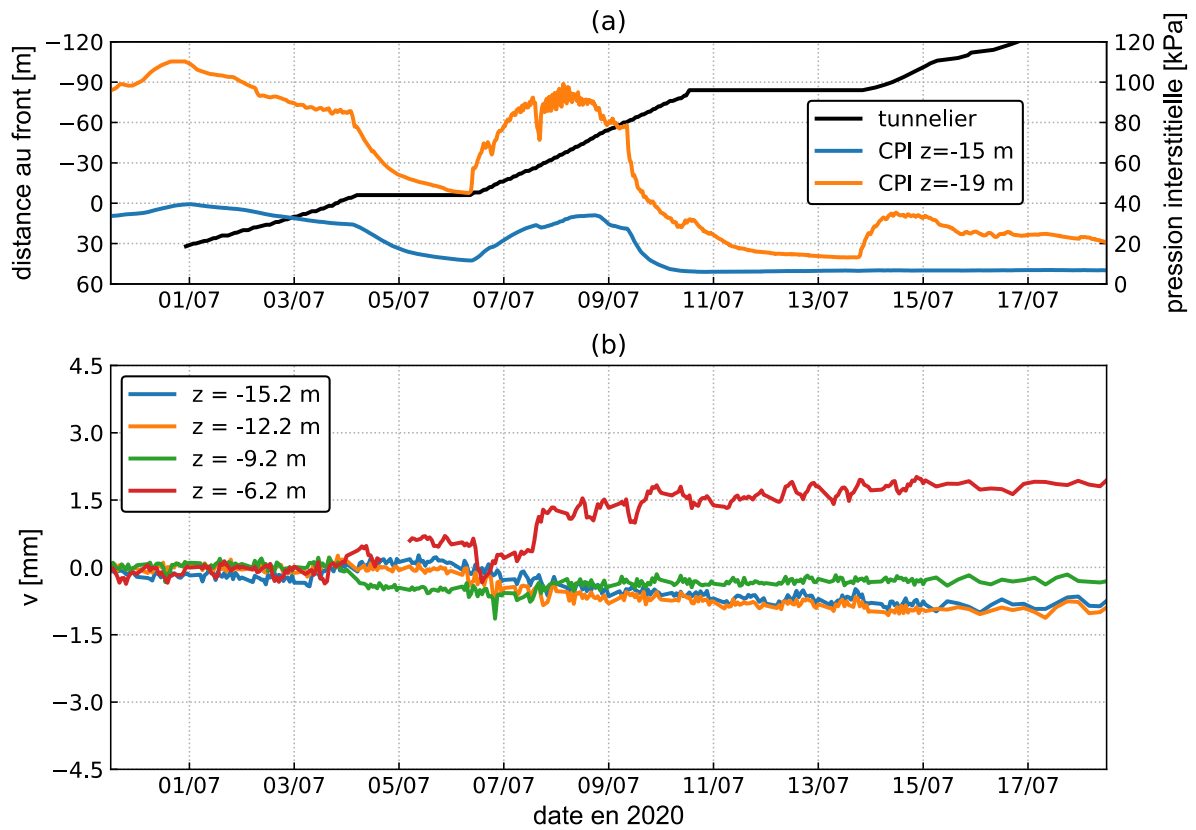


Figure 3.26 Déplacements horizontaux transversaux : inclinomètre I2 ($y = 0$ m suivant SMRN)

Réponse du sol au creusement

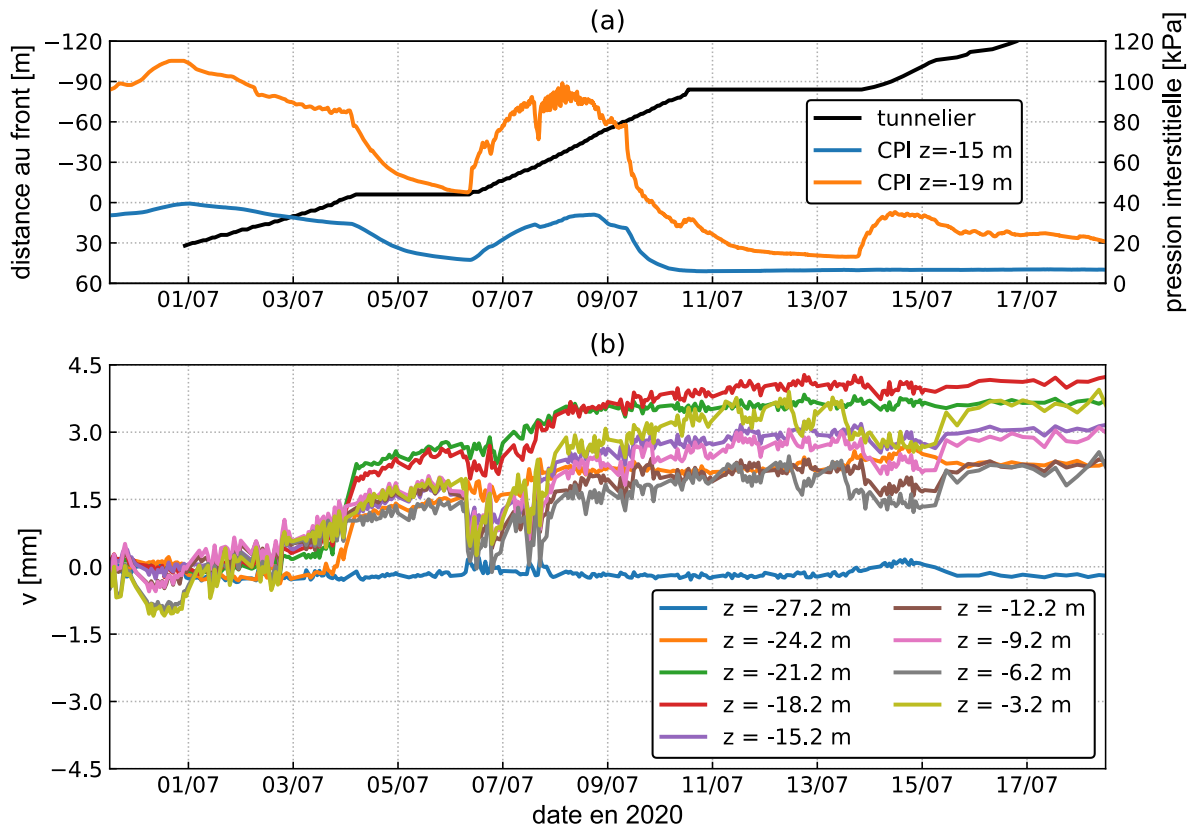


Figure 3.27 Déplacements horizontaux transversaux : inclinomètre I3 ($y = -7$ m suivant SMRN)

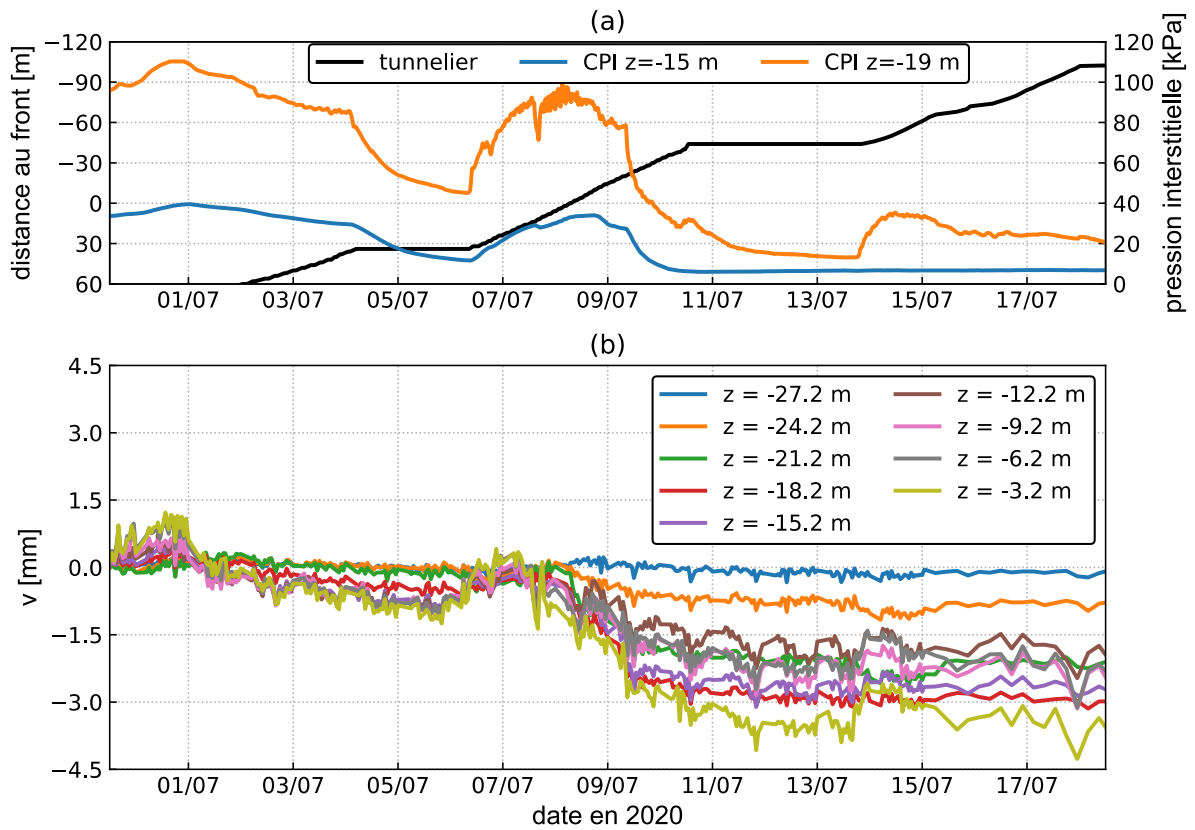


Figure 3.28 Déplacements horizontaux transversaux : inclinomètre I4 ($y = 7$ m suivant SMRS)

Réponse du sol au creusement

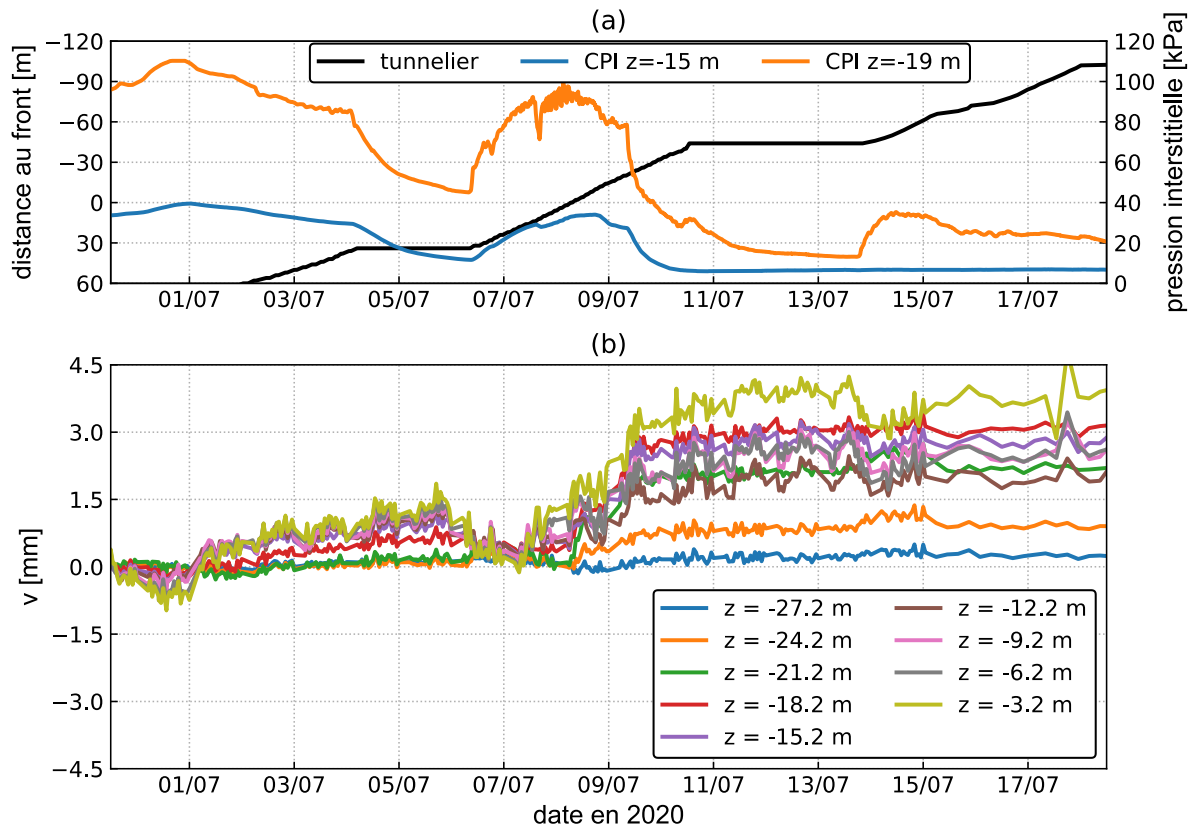


Figure 3.29 Déplacements horizontaux transversaux : inclinomètre I5 (y = -10 m suivant SMRS)

Les déplacements horizontaux transversaux aux différentes positions du front sont présentés dans la Figure 3.30. L'inclinomètre I2, situé au-dessus de l'axe du tunnel, présente des déplacements négligeables. Tous les autres inclinomètres montrent des déplacements convergents vers le tunnel ; les valeurs maximales sont obtenues à une profondeur située entre la voûte et l'axe du tunnel. Les déplacements augmentent progressivement avec l'avancement du tunnelier et les résultats des inclinomètres I1, I3, I4 et I5 sont similaires. La convergence maximale est de 2,5 à 4 mm à la fin du creusement.

Une conclusion générale à propos du comportement du sol dans la direction transversale peut être dégagée : la diminution de la pression frontale ou l'arrêt du tunnelier pendant les weekends favorise l'infiltration de l'eau vers le tunnel et par suite, une diminution de la pression interstitielle dans les sols saturés. Cette diminution est souvent accompagnée par la consolidation et la convergence du sol vers le tunnel.

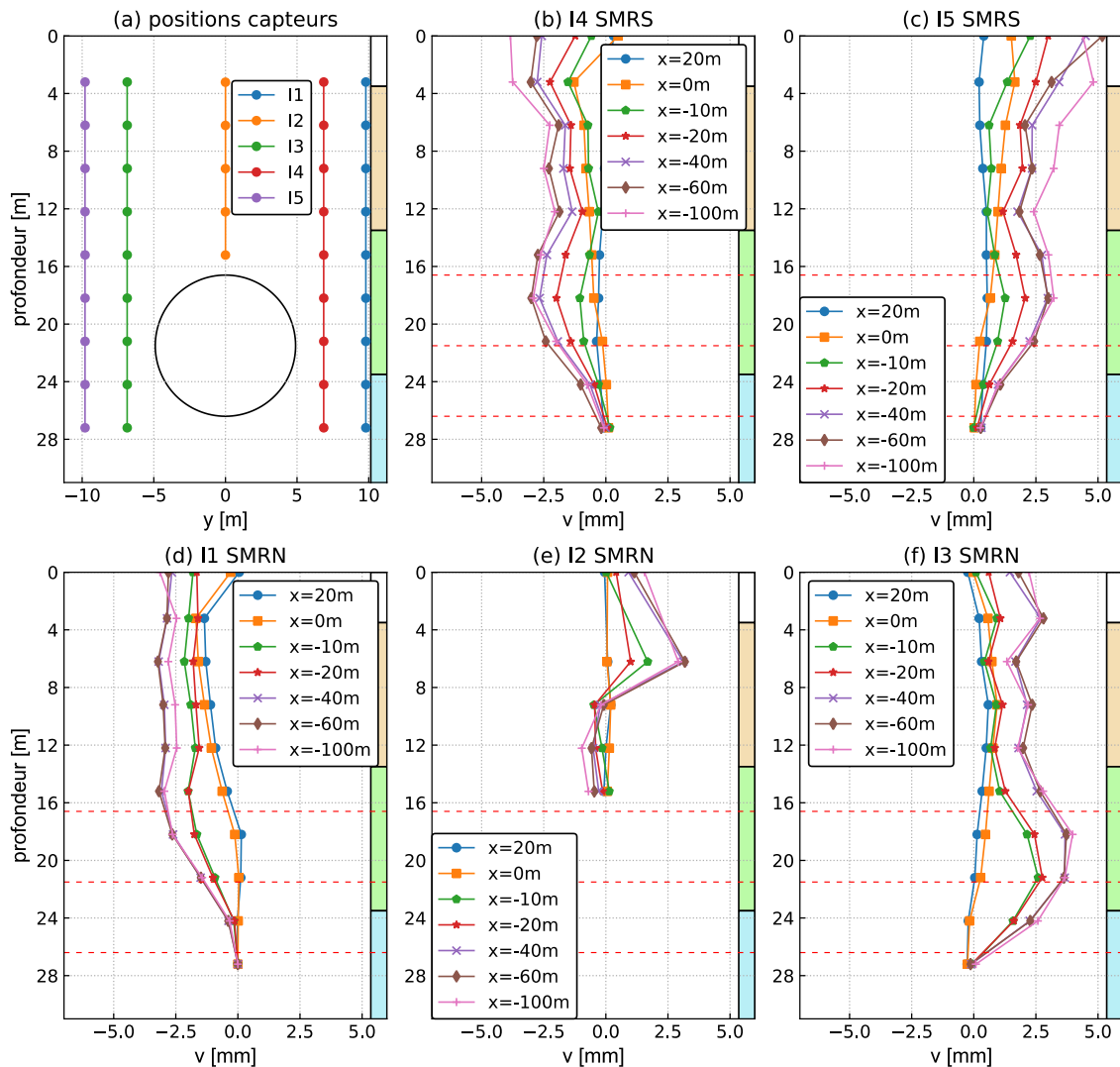


Figure 3.30 Déplacements horizontaux transversaux en profondeur

3.9 Synthèse et conclusions

Les résultats des déplacements verticaux et horizontaux en profondeur sont rassemblés pour proposer une visualisation du champ de déplacement tridimensionnel du sol pendant le passage du tunnelier sur la Figure 3.31 et les vues frontale et latérale dans la Figure 3.32. Les vecteurs entre $x = 0$ et 20 m correspondent à la phase à l'avant du front et les $x < 0$ après creusement. De manière générale, les vecteurs ont presque une composante nulle dans la direction longitudinale et les vecteurs sont convergents vers le tunnel.

Les résultats présentent plusieurs particularités marquantes :

- Le passage du tunnelier perturbe le champ de pression interstitielle d'une manière significative ce qui affecte les déformations du sol autour du tunnel ; la pression interstitielle varie plus au voisinage du tunnel. En général, le creusement aboutit à une diminution de pression interstitielle dans le sol autour du tunnel, ce qui cause la convergence verticale et horizontale du sol vers le tunnel.

- les tassements mesurés lors du passage du front sont très faibles et ne représentent qu'une petite fraction des tassements finaux (à titre de comparaison dans le cas du projet CTRL, on avait quasiment 25% des tassements finaux) ; d'autre part les tassements évoluent pratiquement de manière monotone, alors que dans le cas du projet CTRL, on voyait clairement des remontées du terrain après le passage du tunnelier (Standing & Selemetas, 2013). Ces différences suggèrent que la cinématique du terrain dépend fortement des conditions lithologiques rencontrées et des paramètres de pilotage du tunnelier.
- les tassements sont sensiblement différents pour les deux sections transversales SMRN et SMRS. On note qu'il y a eu des fluctuations sensibles des pressions frontales et interstitielles sur l'intervalle qui sépare ces deux sections. Le tassement final est affecté par ces fluctuations surtout au niveau de SMRS. Ces observations sont en bon accord avec les études de (Yoo, 2005) qui précise que la perturbation des pressions interstitielles autour du tunnel rend la cuvette de tassement plus creuse avec des valeurs plus importantes au-dessus du tunnel.
- les cellules de pression interstitielle montrent que la pression varie 200 m avant le passage du tunnelier jusqu'à 160 m (dernier mesure) en arrière du front. Ces variations sont liées aux perméabilités et aux conditions hydromécaniques des sols. Elles ne doivent pas être interprétées en termes (simples) de variation de la position de la nappe, mais reflètent une modification locale importante et complexe du champ de pression. A cause de son caractère complexe, les déformations liées au retour à l'équilibre du régime hydraulique ne peuvent pas se calculer simplement.
- A la fin de l'expérimentation, la distribution de pression n'était probablement pas encore stabilisée et les pressions ont évolué jusqu'à un nouvel état d'équilibre.

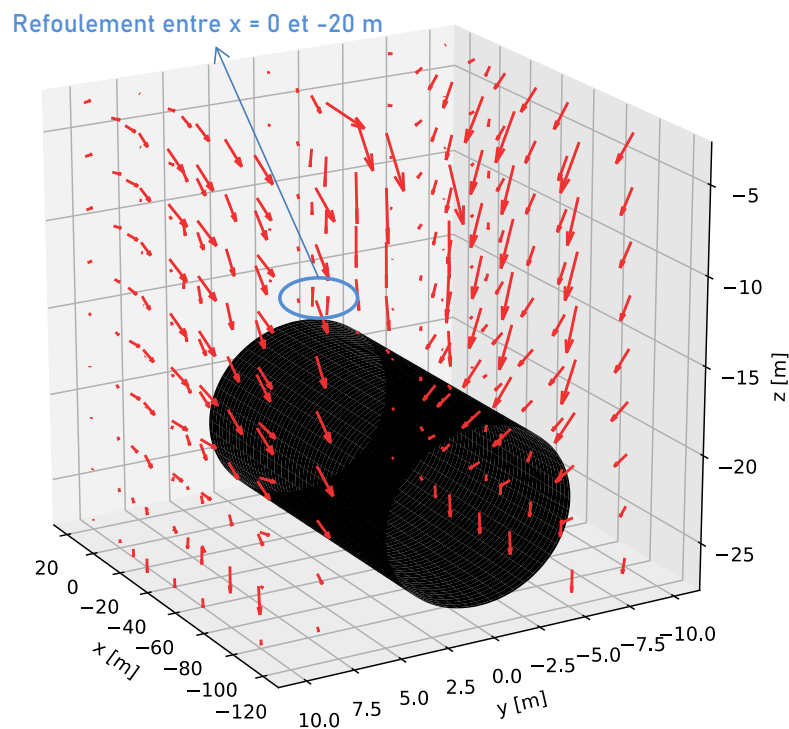


Figure 3.31 Champ de déplacement 3D autour du tunnel

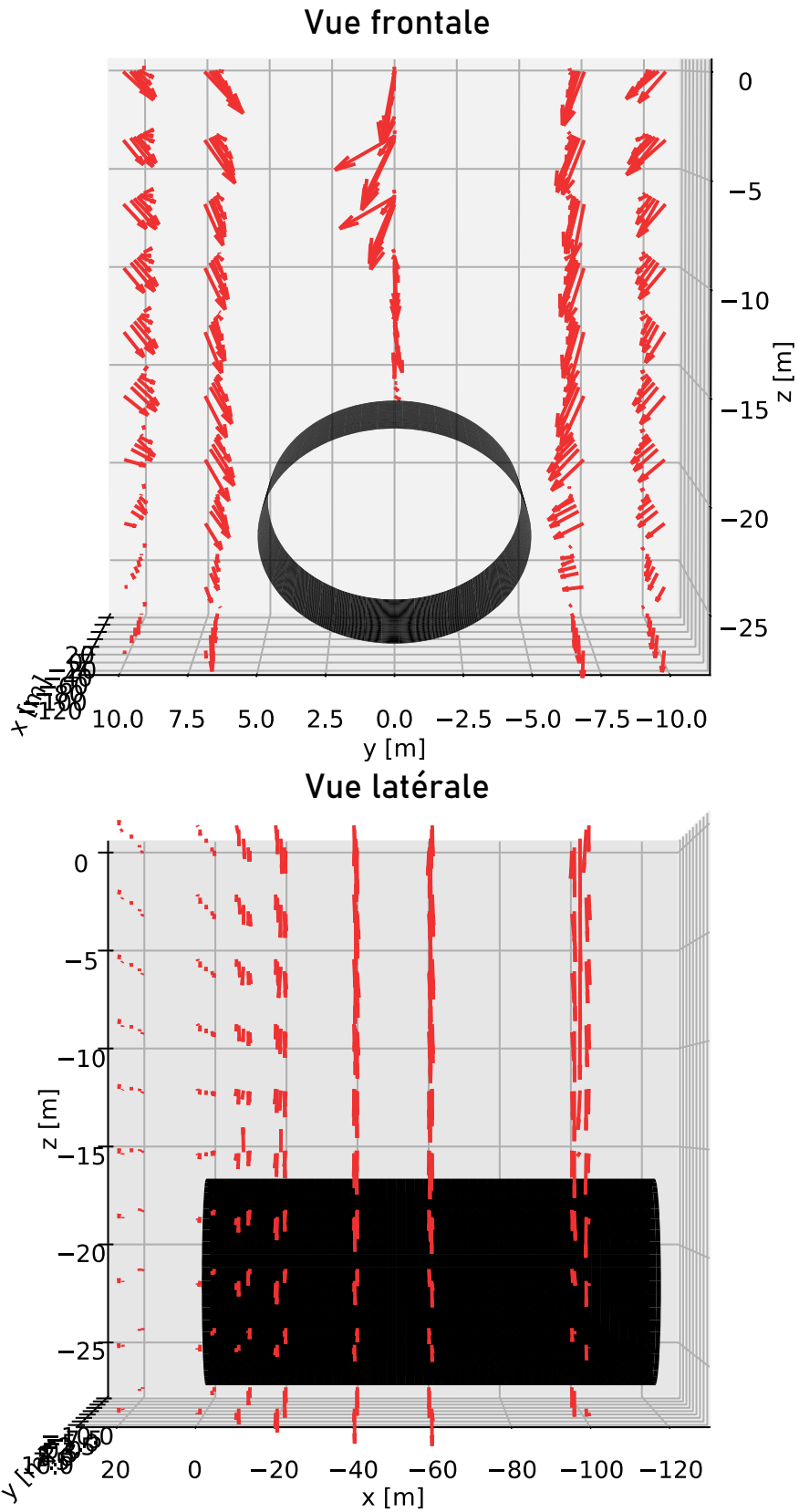


Figure 3.32 Vues frontale et latérale du champ de déplacement autour du tunnel

Chapitre 4 :

Réponse des pieux au chargement et au creusement

4.1 Introduction

L'originalité du projet TULIP réside dans le fait que l'on a construit, avant le passage du tunnelier, trois pieux placés sur le tracé du futur tunnel. Ces pieux ont été chargés et on a mesuré leurs déformations lors du chargement puis lors du passage du tunnelier. L'instrumentation des pieux a été conçue et mise en œuvre par l'Université Gustave Eiffel. Elle comporte des mesures de déformations, effectuées à l'aide d'extensomètres à cordes vibrantes et par fibre optique.

On présente ici les résultats principaux des mesures effectuées sur les pieux (déplacements, déformations), ainsi que les paramètres dérivés (efforts axiaux, frottements et charges en pointe). On compare ensuite les résultats donnés par les cordes vibrantes (CV) et les fibres optiques (FO).

4.2 Réponse des pieux au chargement

Les pieux P1 et P2 ont été chargés jusqu'à 2100 kN et le pieu P3 jusqu'à 2400 kN, les 26 et 27 février 2020. Le chargement a été fait par des paliers de 400 kN, d'une durée de 25 à 30 minutes (Tableau 4.1). La valeur mesurée par les capteurs de force est légèrement inférieure à celle indiquée par les pompes à cause des pertes de charge. Deux semaines après le chargement des pieux, P3 a perdu presque 50 % de sa charge en tête suite à un problème survenu sur la pompe.

Il était prévu que le tunnelier passe dans l'emprise TULIP au mois de mars. Suite à la crise sanitaire liée au coronavirus, le tunnelier a été arrêté. Le redémarrage a été retardé plusieurs fois jusqu'au début du mois de juillet. Le pieu P3 a été déchargé totalement et rechargé le 27 mai jusqu'à 2100 kN comme les deux autres pieux.

Tableau 4.1 Chargement de trois pieux (2020)

P3					P1 et P2				
temps		pompe	valeur cible	capteur force	temps		pompe	valeur cible	capteur force
jour	heure	bar	kN	kN	jour	heure	bar	kN	kN
		0	0	61			0	0	35
26/02	11h20	50	200	255	27/02	13h02	50	200	204
	11h40	103	400	458		13h24	103	400	398
	12h01	206	800	870		13h47	210	800	782
	12h27	310	1200	1273		14h13	320	1200	1179
	13h08	413	1600	1658		14h54	420	1600	1535
	13h52	516	2000	2044	28/02	10h45	385	1600	1463

Réponse des pieux au chargement et au creusement

	14h51	593.4	2300	2326		10h58	420	1600	1542
28/02	10h57	593.4	2300	-		11h47	490	1900	1788
05/03	10h10	-	2400	-	05/03	10h	-	2100	-
27/05	9h30	Décharge			Passage du tunnelier sous les pieux : juillet 2020				
	10h45	-	500	480					
	11h25	-	1000	980					
	12h	-	1500	1450					
	12h30	-	2100	1940					

La charge finale appliquée avant passage du tunnelier est la même pour les trois pieux et correspond à 54% de la capacité portante théorique de P1 et P2 et 33% de celle de P3. Les capacités portantes sont calculées avec la méthode pressiométrique, selon la norme française NF P 94-262 pour la justification des ouvrages géotechniques. Une synthèse des calculs est présentée dans la Figure 4.1.

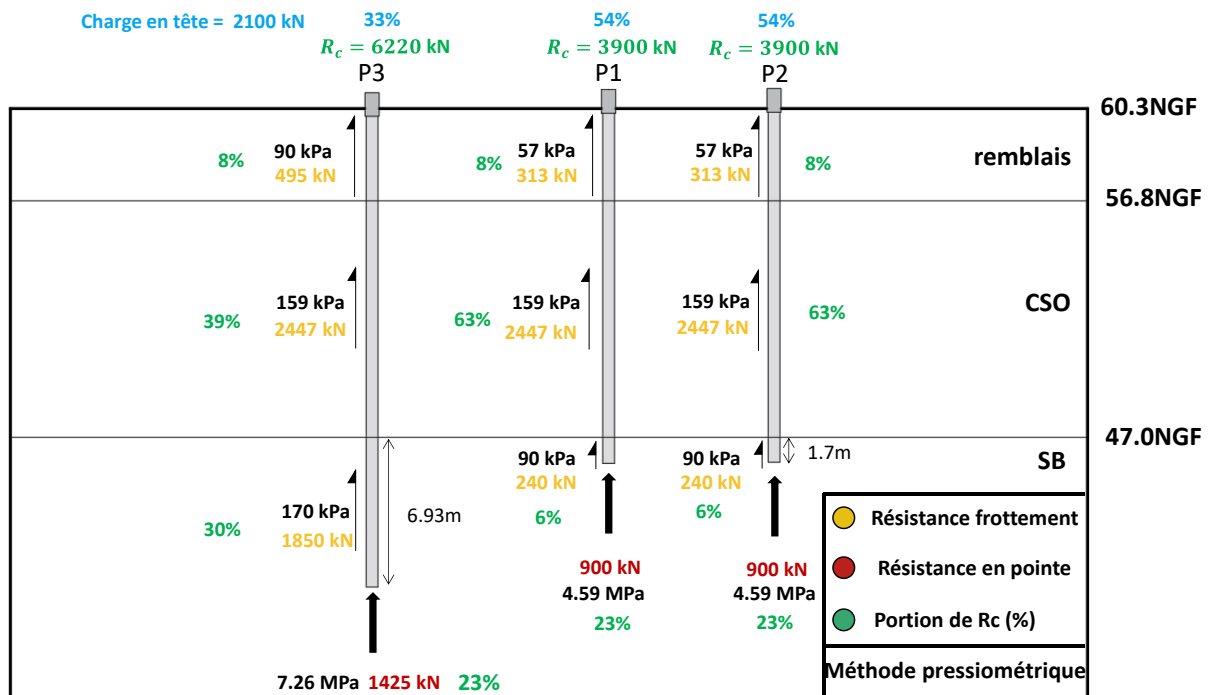


Figure 4.1 Synthèse de calcul de la capacité portante par la méthode pressiométrique

4.2.1 Tassement en tête des pieux

Les déplacements en tête des pieux sont mesurés par trois théodolites STA1, STA2 et STA3. P1 et P2 sont visés par STA1 et STA2 et P3 par STA3. Quatre cibles topographiques sont installées en tête de P1 et P2 et trois sur P3. Le déplacement final de la tête d'un pieu correspond à la moyenne arithmétique des mesures de toutes ses cibles.

Les déplacements des cibles et les valeurs moyennes, mesurés pendant le chargement, sont présentés dans la Figure 4.2, la Figure 4.3 et la Figure 4.4 pour P1, P2 et P3, respectivement. Les stations ont des précisions de l'ordre de 0,3 à 0,4 mm. Cette précision ne permet pas un suivi précis des tassements pendant le chargement vu que le temps s'écoulant entre deux paliers de chargement ne dépasse pas 45 minutes.

Les tassements augmentent en fonction du niveau de chargement. Les tassements finaux varient entre 2 et 4 mm. Le pieu le plus élancé P3 présente le tassement le plus faible. P2 tasse plus que P1 bien que leurs géométries soient très proches.

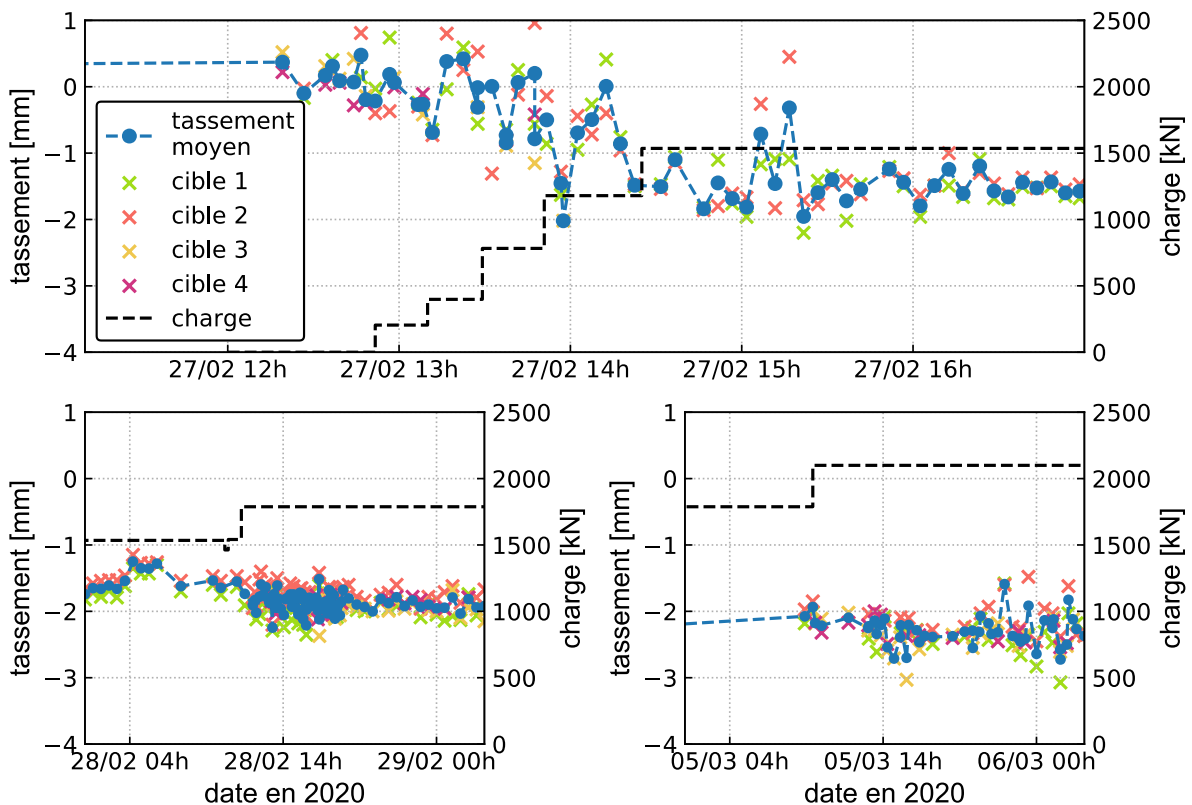


Figure 4.2 Tassement de P1 pendant le chargement

Réponse des pieux au chargement et au creusement

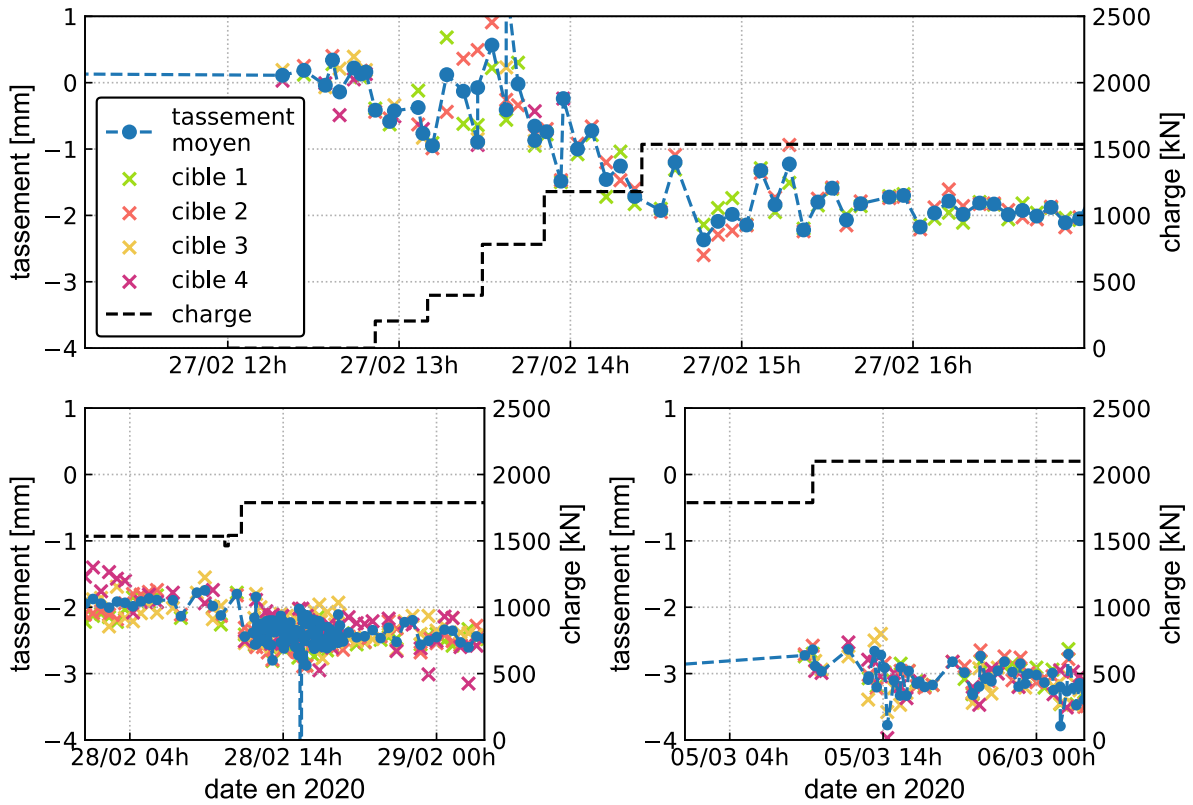


Figure 4.3 Tassement de P2 pendant le chargement

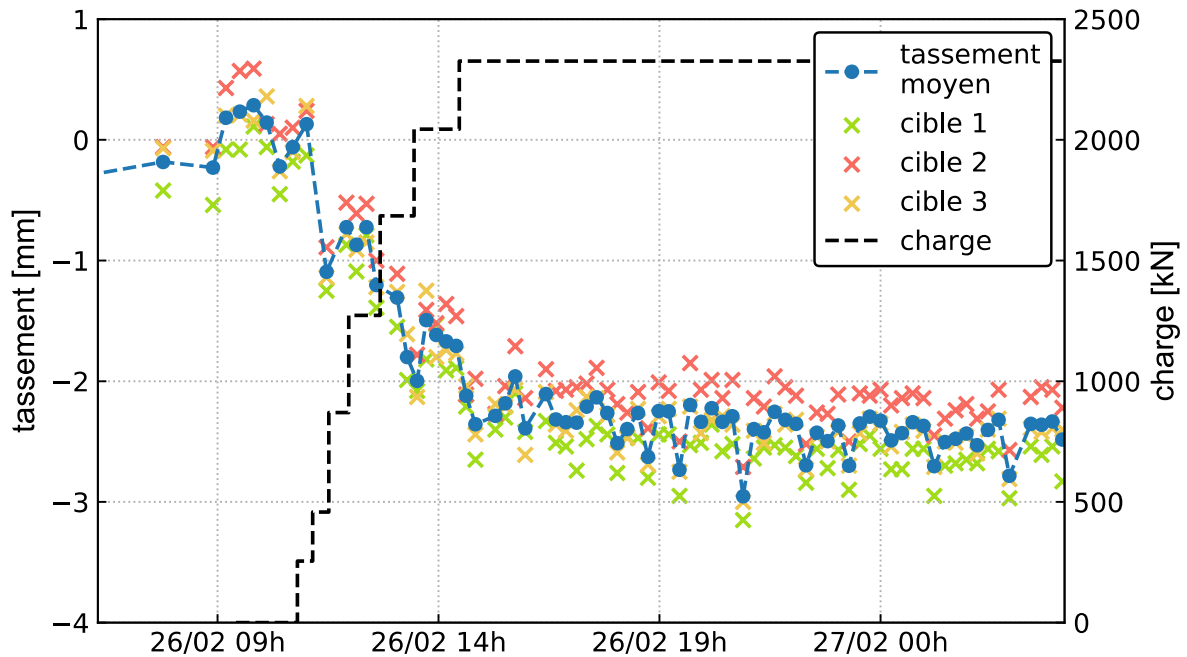


Figure 4.4 Tassement de P3 pendant le chargement

Des courbes d'ajustement (des polynômes de degré 4) ont été utilisées pour l'estimation de tassement en fonction du niveau de chargement. Les résultats sont présentés dans la Figure 4.5 sous forme des courbes charge-tassement. Les courbes sont presque linéaires et P3 présente le tassement le plus faible. A 2100 kN, les tassements approxi-

sont -2,5 mm, -3,2 mm et -1,9 mm pour P1, P2 et P3 respectivement. Les valeurs pour chaque palier de chargement sont présentées dans le Tableau 4.2.

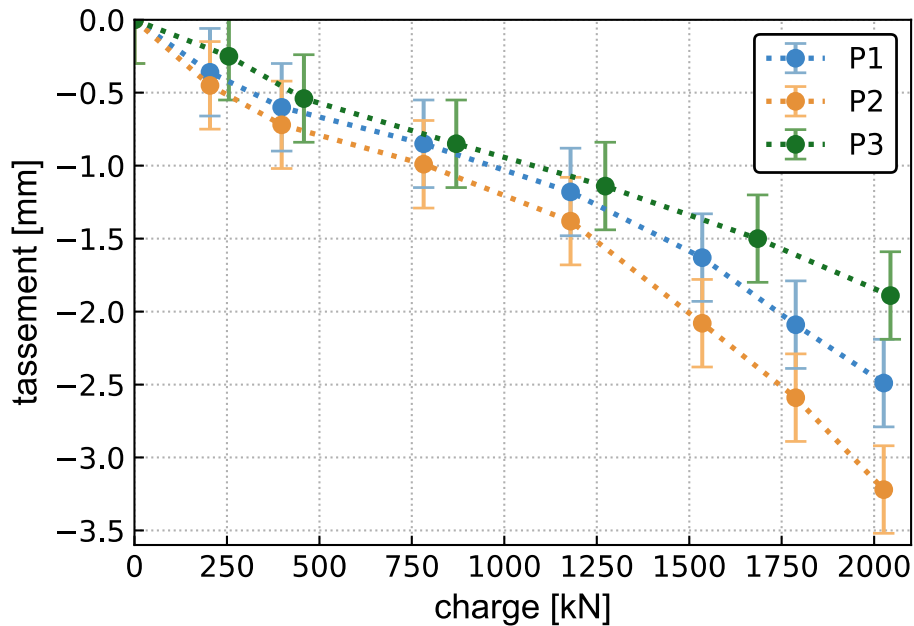


Figure 4.5 Courbe de tassement en fonction de la charge pour les trois pieux

Tableau 4.2 Tassements approximatifs pour chaque palier de chargement

P1		P2		P3	
Tassement	charge	Tassement	charge	Tassement	charge
mm	kN	mm	kN	mm	kN
-0,36	204	-0,45	204	-0,25	255
-0,60	398	-0,72	398	-0,54	458
-0,85	782	-0,99	782	-0,85	870
-1,18	1179	-1,38	1179	-1,14	1273
-1,63	1535	-2,08	1535	-1,50	1685
-2,09	1788	-2,59	1788	-1,89	2044
-2,49	2054	-3,22	2054	-2,62	2326

4.2.2 Déformations des pieux

La Figure 4.6 (a) présente les déformations moyennes de P1 à chaque niveau de cordes vibrantes pendant le chargement. L'axe secondaire correspond au niveau de chargement. Les déformations (positives en compression) augmentent avec la charge appliquée en tête avec des variations presque négligeables aux alentours de la pointe ($z = -12$ et -14 m). Les profils de déformation pour chaque palier sont présentés dans la Figure 4.6 (b). Les courbes sont presque linéaires avec des déformations décroissantes avec la profondeur. Le niveau

de cordes le plus superficiel à $z = 0$ m montre des déformations plus faibles que le suivant à $z = -2$ m. Cela peut être expliqué par le fait que les cordes vibrantes à $z = 0$ m sont situées dans la tête du pieu, dont le diamètre (0,6 m) est plus grand que celui du pieu (0,5 m), comme le montre la Figure 2.11. Les déformations varient entre 0 et 180 μ def.

Les résultats de P2 sont similaires à ceux de P1 (Figure 4.7) : des profils de déformation presque linéaires pour tous les paliers avec des valeurs négligeables en pointe. La déformation maximale à la fin du chargement est de 290 μ def en tête de pieu.

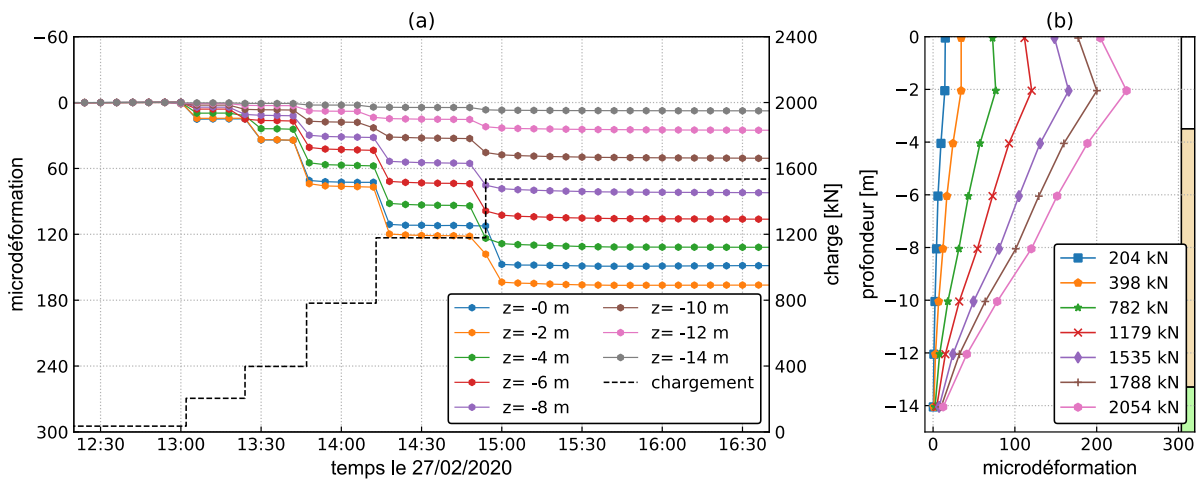


Figure 4.6 Déformations moyennes de P1 pendant le chargement

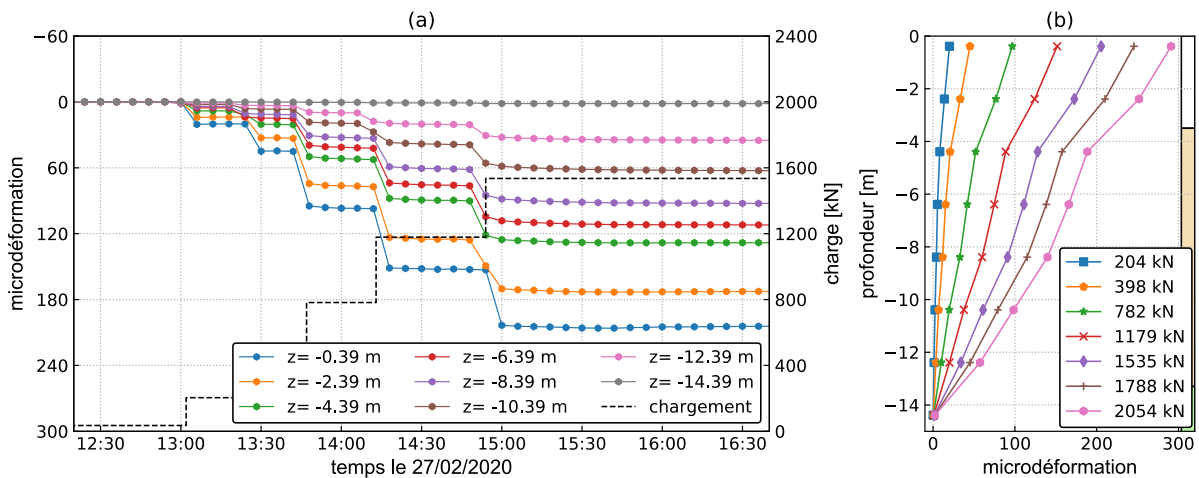


Figure 4.7 Déformation moyenne de P2 pendant le chargement

Pour P3, il y a eu un problème dans le traitement des données par la centrale d'acquisition pendant le premier chargement. Les cordes vibrantes de P3 donnent parfois des valeurs fausses (Figure 4.8 (a)). Le problème a été résolu par ajustement du code utilisé pour le traitement des données le 13 mars 2020. On a donc dû éliminer les points non représentatifs pour l'obtention du profil de déformation pour différents paliers de chargement (Figure 4.8 (b)). Les courbes ont des pentes plus fortes sur la partie supérieure du pieu, avec une valeur maximale de déformation de 270 μ def en tête de pieu, comparable à celles dans P1 et P2.

Réponse des pieux au chargement et au creusement

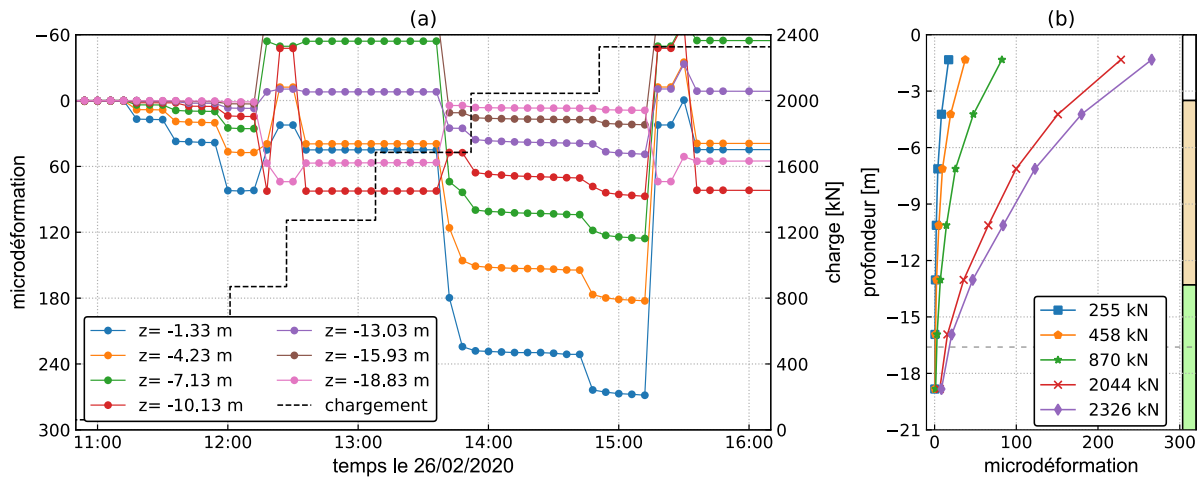


Figure 4.8 Déformation moyenne de P3 pendant le premier chargement

P3 a perdu 50 % de sa charge deux semaines après le premier chargement et il a été maintenu chargé pendant toute la période de confinement liée au coronavirus. Le pieu a été déchargé puis rechargé le 27 mai 2020 par paliers de 500 kN. Les résultats sont présentés dans la Figure 4.9. Des déformations résiduelles sont observées dans le pieu après décharge (courbe pour 0 kN), liées probablement au fluage du pieu sous chargement constant. Ces déformations diminuent en profondeur et la valeur maximale est de 70 μ def à $z = -1,33$ m.

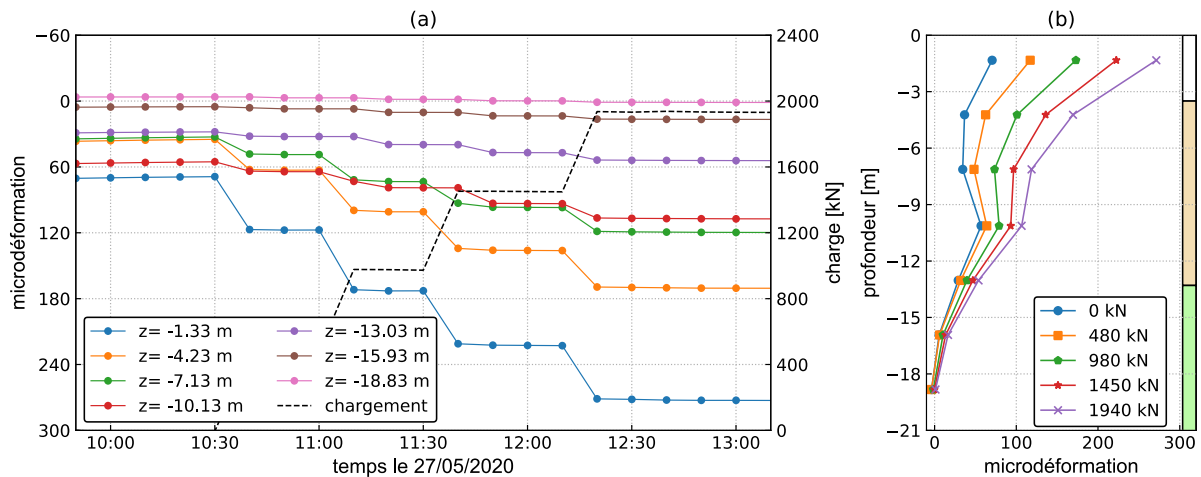


Figure 4.9 Déformation moyenne de P3 pendant le deuxième chargement

Une comparaison de deux chargements de P3 est présentée dans la Figure 4.10. On montre les deux courbes de déformations à peu près au même chargement (2044 kN pour le premier chargement et 1940 kN pour le deuxième) et une troisième courbe (1940 kN relatif) qui correspond à la déformation de P3 en décomptant les déformations résiduelles après décharge. Les résultats montrent que les deux chargements produisent approximativement les mêmes courbes de déformation dans P3.

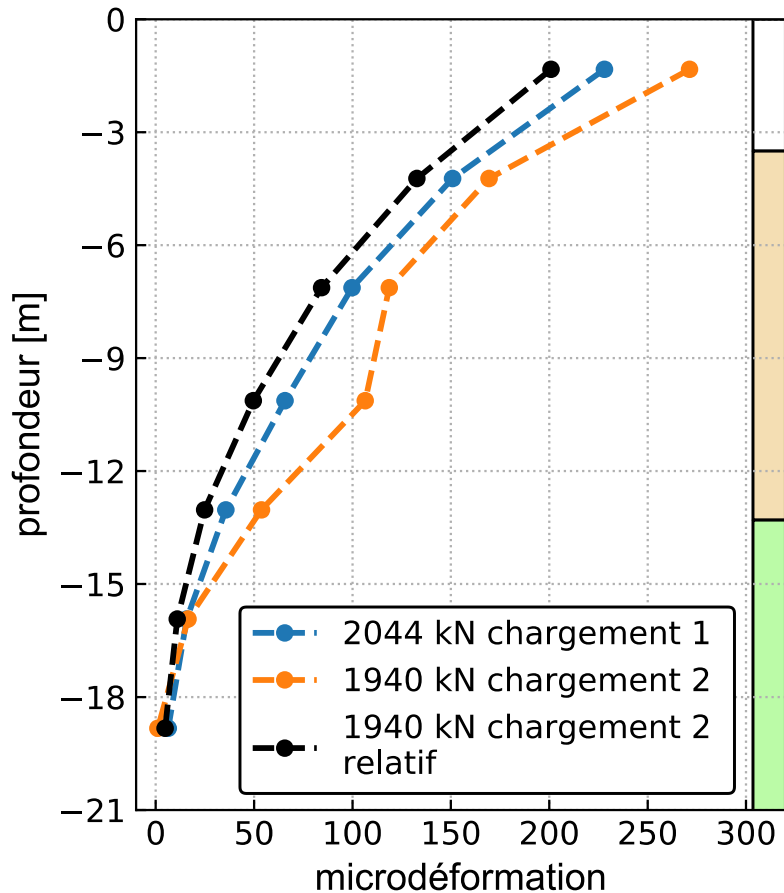


Figure 4.10 Comparaison de déformation entre les deux chargements de P3

4.2.3 Efforts axiaux

Les efforts axiaux sont calculés indirectement à partir des déformations mesurées. L'effort axial à une profondeur donnée est obtenu en multipliant la déformation à ce niveau par la section du pieu A_p et le module E_p du pieu. Les pieux de diamètre 0,5 m ont une section $A_p = 0,196 \text{ m}^2$.

Le module des pieux en béton armé est généralement dépendant du niveau de déformation (Szymkiewicz et al., 2021). Plusieurs méthodes ont été proposées pour prendre en compte cette variabilité du module (Lam & Jefferis, 2011) : la méthode employée a une influence importante sur la distribution des efforts pour un test de chargement (Fellenius, 2001). On adopte dans cette étude la méthode du module sécant pour les trois pieux. Cette méthode prend en compte la dépendance du module vis-à-vis de la déformation, et permet de rendre compte d'une diminution du module en montant de la pointe jusqu'à la tête du pieu (la contrainte et la déformation diminuent quand la profondeur augmente).

Dans ce qui suit, on s'appuie sur les mesures données par les cordes vibrantes. Les résultats donnés par les fibres optiques sont discutés plus loin (4.2.6).

La démarche consiste tout d'abord à déterminer la courbe contrainte-déformation (Figure 4.11 (a)), à partir des mesures obtenues en surface.

On en déduit la valeur du module pour une déformation donnée (Figure 4.11 (b)). Le module correspond à la contrainte (charge appliquée) divisée par la déformation.

On propose ensuite des courbes d'ajustement (polynomiales dans ce cas) pour représenter la variation du module en fonction de la déformation. Ces courbes sont utilisées pour calculer les modules aux différents niveaux des cordes vibrantes : on suppose que la relation module-déformation déterminée en tête de pieu est applicable tout au long du pieu. Les modules de P1, P2 et P3 sont calculés en utilisant les équations (38), (39) et (40) respectivement.

$$E_1(\varepsilon) = 0.0001187\varepsilon^2 - 0.06206\varepsilon + 45.09 \quad (38)$$

$$E_2(\varepsilon) = -2.259 \times 10^{-7} \varepsilon^3 + 0.0001596\varepsilon^2 - 0.04826\varepsilon + 41.29 \quad (39)$$

$$E_3(\varepsilon) = -4.764 \times 10^{-7} \varepsilon^3 + 0.0003449\varepsilon^2 - 0.09492\varepsilon + 48.17 \quad (40)$$

A la fin du chargement, les modules varient, entre la tête et la pointe du pieu, dans les intervalles [38 GPa ; 45 GPa] pour P1, [35 GPa ; 42 GPa] pour P2 et [38 GPa ; 48 GPa] pour P3 (Mohamad et al., 2022).

Les efforts axiaux résultants sont présentés dans la Figure 4.12. La distribution des efforts axiaux montre que la charge appliquée est reprise totalement par le frottement latéral sans mobilisation de la pointe.

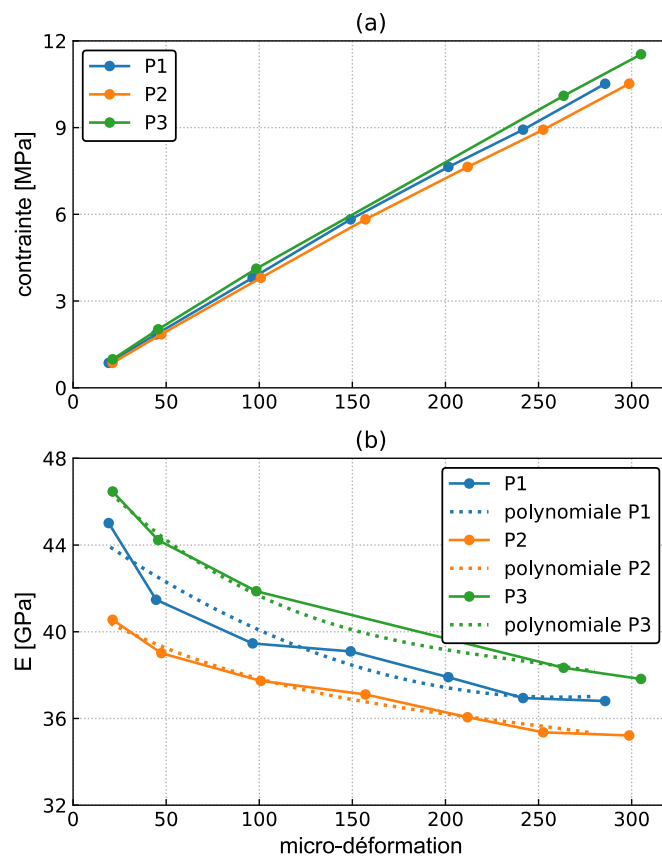


Figure 4.11 Courbes (a) contrainte-déformation et (b) module-déformation pour chaque pieu

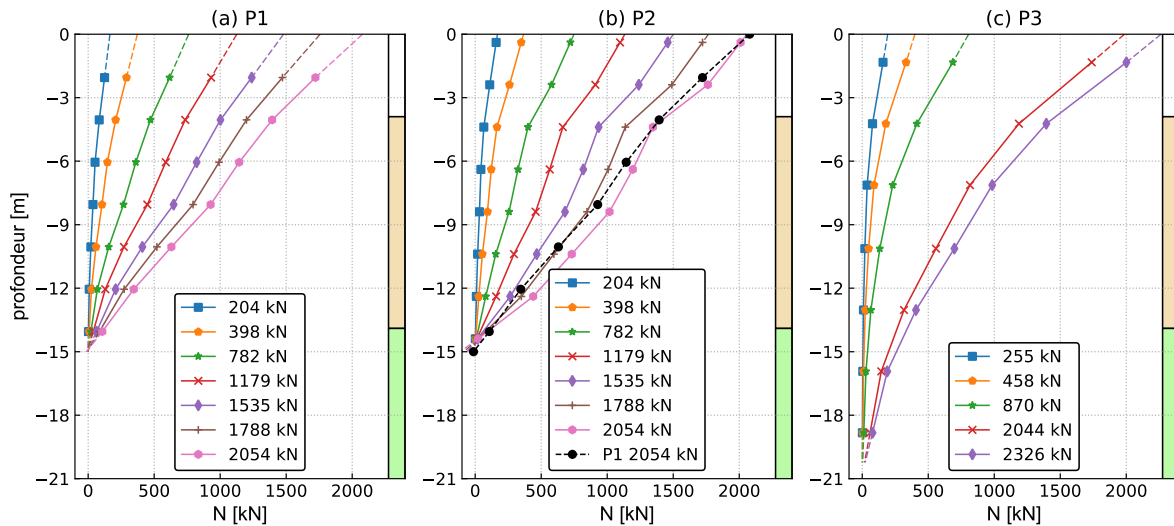


Figure 4.12 Efforts axiaux dans les pieux pour les différents paliers de charge

4.2.4 Frottements axiaux

Le frottement axial unitaire est calculé pour chaque tronçon entre deux niveaux de cordes vibrantes en utilisant la formule (41).

$$f_i(t) = (N_i(t) - N_{i-1}(t)) / \pi D_p (z_i - z_{i-1}) \quad (41)$$

Le frottement $f_i(t)$ du tronçon i à un instant t est égal à la variation de l'effort normal entre les deux niveaux mis en jeu divisée par la surface latérale. N_{i-1} , N_i , z_{i-1} et z_i sont les efforts axiaux et les profondeurs aux deux niveaux de cordes vibrantes composant le tronçon i .

Le frottement des pieux pour les différents paliers de chargement est présenté dans la Figure 4.13. Le frottement diminue légèrement de la tête à la pointe de pieu pour les différents paliers de chargement. Le frottement est plus faible entre $z = -4$ et -8 m dans la couche de CSO. A la fin du chargement, le frottement varie entre 70 kPa à $z = -6$ m et 110 kPa en tête de pieu.

P2 mobilise tout d'abord du frottement dans la couche des remblais jusqu'à un chargement de 782 kN. Pour les autres paliers de chargement, le frottement est plus grand dans les couches des remblais et de SB que dans celle de CSO. A la fin du chargement, le frottement de P2 varie entre 50 kPa (à $z = -5$ m) et 140 kPa aux alentours de la pointe.

Il est intéressant de noter que la différence de répartition du frottement entre P1 et P2 est évidente sur la Figure 4.13, mais pas sur la Figure 4.12. D'autre part, il est difficile de proposer des explications claires à cette différence, les deux pieux ayant été réalisés à une distance assez faible, à la même période par la même entreprise avec le même matériel (Burlon et al., 2014).

Pour P3, les profils de frottement sont différents de celle de P1 et P2 : le frottement est maximal dans les remblais et diminue graduellement en profondeur pour tous les paliers de chargement. Cette différence peut être attribuée aux différences entre les techniques de construction adoptées pour les deux pieux P1 et P2 (plus courts) et pour P3.

En comparant les frottements calculés avec les limites maximales (q_{smax}) de la norme NF P 94-262, on trouve qu'on a dépassé ces limites dans la couche des remblais pour P1 et P3 et dans la couche de SB pour P2.

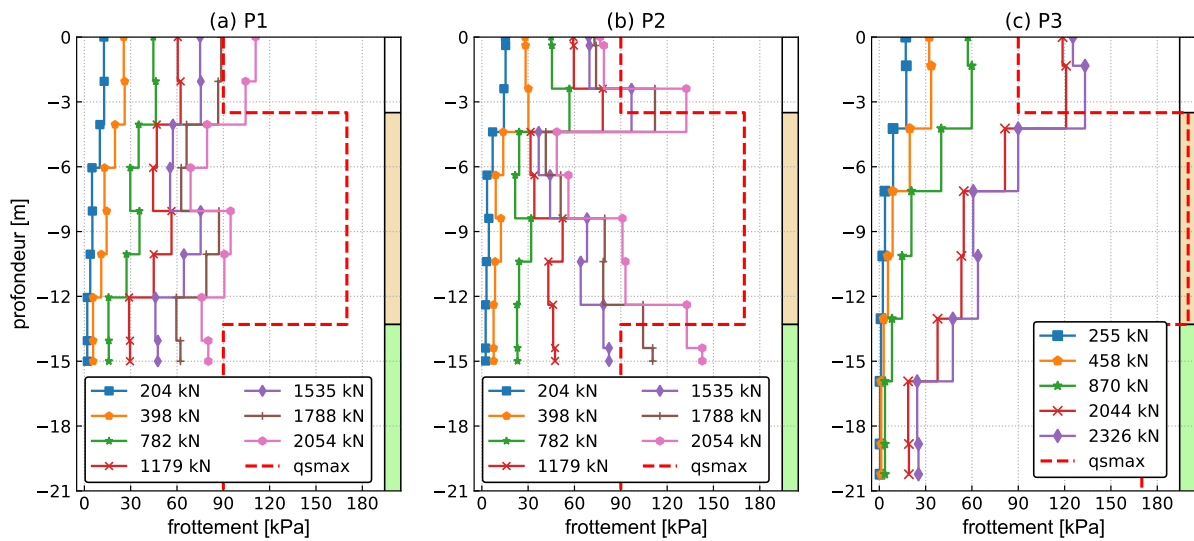


Figure 4.13 Frottement des pieux pendant le chargement

4.2.5 Moments fléchissants

De la même manière que les efforts axiaux, les moments fléchissants sont calculés en évaluant la courbure du pieu à partir des déformations mesurées par les cordes vibrantes ou les fibres optiques.

La convention des signes et la disposition des instruments de mesure sur les filants sont représentées dans la Figure 4.14 et la Figure 4.15, respectivement. On note ε_i la déformation mesurée sur le filant i .

Pour les fibres optiques, le calcul des moments se fait à partir des déformations mesurées sur deux filants diamétralement opposés :

$$M_x = \frac{E_p I_p}{r} \left(\frac{\varepsilon_4 - \varepsilon_8}{2} \right) \quad (42)$$

$$M_y = \frac{E_p I_p}{r} \left(\frac{\varepsilon_6 - \varepsilon_2}{2} \right) \quad (43)$$

Où r est la distance du centre de pieu aux instruments de mesure et I_p le moment d'inertie de la section circulaire du pieu, donné par $I_p = \pi D_p^4 / 64$.

Pour les cordes vibrantes, les formules donnant les moments dans les axes x et y sont plus complexes et font intervenir les mesures des quatre filants impairs :

$$M_{51} = \frac{E_p I_p}{r} \left(\frac{\varepsilon_5 - \varepsilon_1}{2} \right) \quad (44)$$

$$M_{73} = \frac{E_p I_p}{r} \left(\frac{\varepsilon_7 - \varepsilon_3}{2} \right) \quad (45)$$

$$M_x = M_{51} \cos(\beta) - M_{73} \sin(\beta) \quad (46)$$

$$M_y = M_{51} \sin(\beta) + M_{73} \cos(\beta) \quad (47)$$

L'angle β (Figure 4.15) est égal à 45° pour P1 et P2 et 36° pour P3.

Les moments transversaux M_x et longitudinaux M_y mesurés pendant le chargement sont présentés dans la Figure 4.16 et la Figure 4.17, respectivement. Les moments sont presque négligeables tout au long des pieux. Des moments en surface sont observés, liés à l'excentrement de la charge appliquée dans chaque pieu. L'excentrement calculé est inférieur à 1,5 cm dans les deux directions.

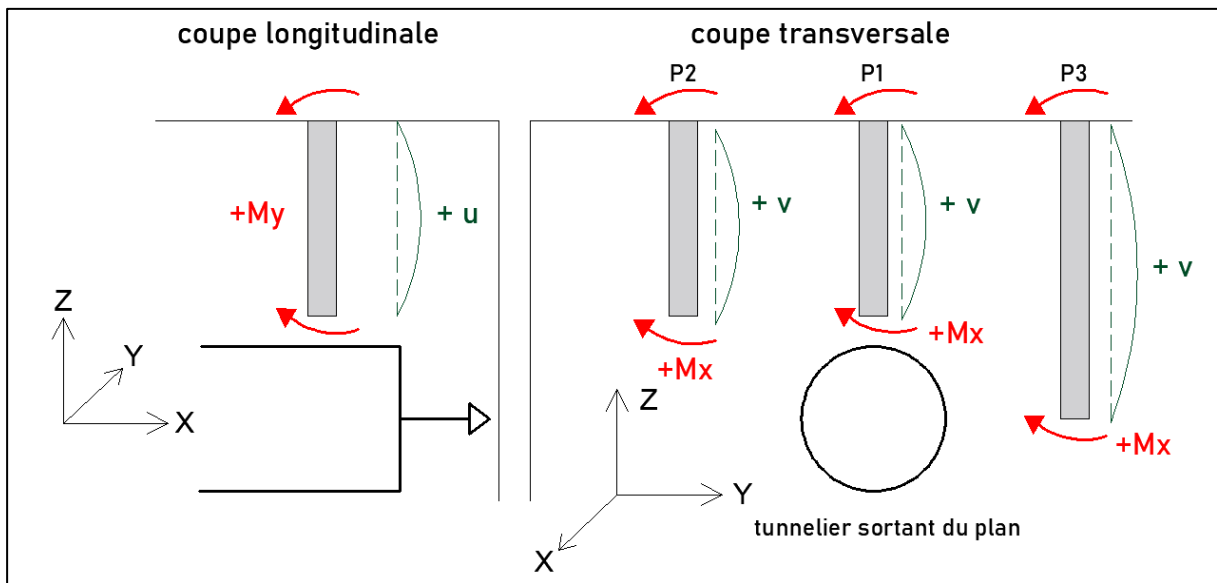


Figure 4.14 Convention des signes adoptée pour le calcul des moments

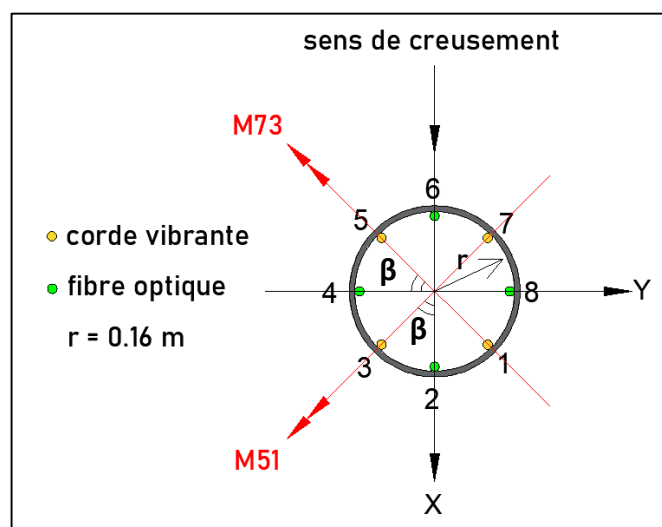


Figure 4.15 Distance r du centre aux instruments de mesure (pour P1 et P2)

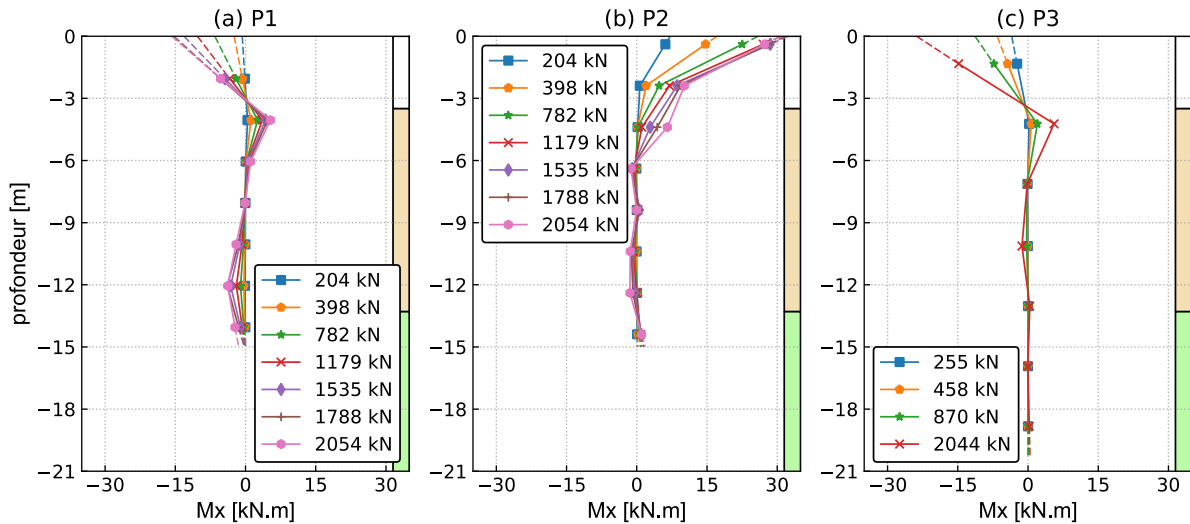


Figure 4.16 Moment transversal dans les pieux (calculé à partir des cordes vibrantes)

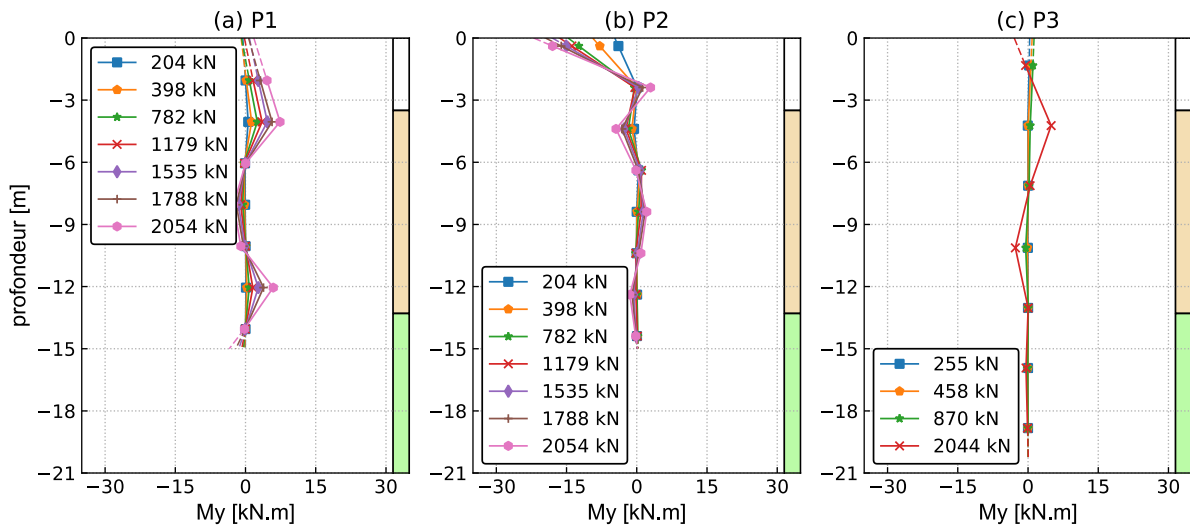


Figure 4.17 Moment longitudinal dans les pieux (calculé à partir des cordes vibrantes)

4.2.6 Comparaison entre les cordes vibrantes et les fibres optiques

La Figure 4.18 présente les efforts axiaux dans les pieux pour trois paliers de chargement, pour les deux systèmes de mesure (FO pour fibres optiques et CV pour cordes vibrantes). Les mesures par fibre optique et les mesures par cordes vibrantes donnent des résultats très similaires pour tous les paliers de chargement. Pour P1 et P2, une différence entre les mesures est observée en tête de pieu pour le dernier palier de 2054 kN : ces deux pieux ont été chargés jusqu'à 1900 kN le 28 février 2020, puis cette charge a été augmentée de 200 kN après une semaine (le 05 mars 2020). Pendant cette semaine, des variations de température ont eu lieu ce qui a abouti à cette différence de mesure en tête de pieu. Cette différence n'apparaît pas dans la courbe de P3 vu que ce dernier a été chargé jusqu'à 2100 kN dans la même journée (le 26 février 2020).

Réponse des pieux au chargement et au creusement

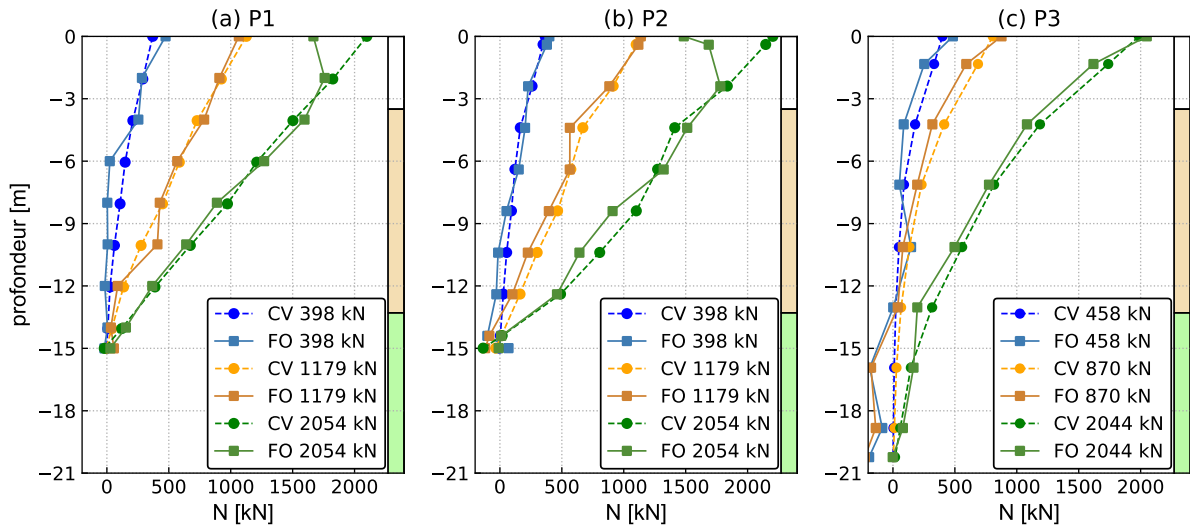


Figure 4.18 Comparaison des efforts axiaux mesurés par FO et CV

Les moments à la fin du chargement, mesurés par les FO et les CV, sont présentés dans la Figure 4.19 et la Figure 4.20. Les résultats sont comparables avec plus de dispersion dans les mesures de la fibre optique. En effet, les fibres sont sensibles à toute source de déformation parasite, qui apparaît ici clairement, probablement en raison du fait que les moments sont faibles.

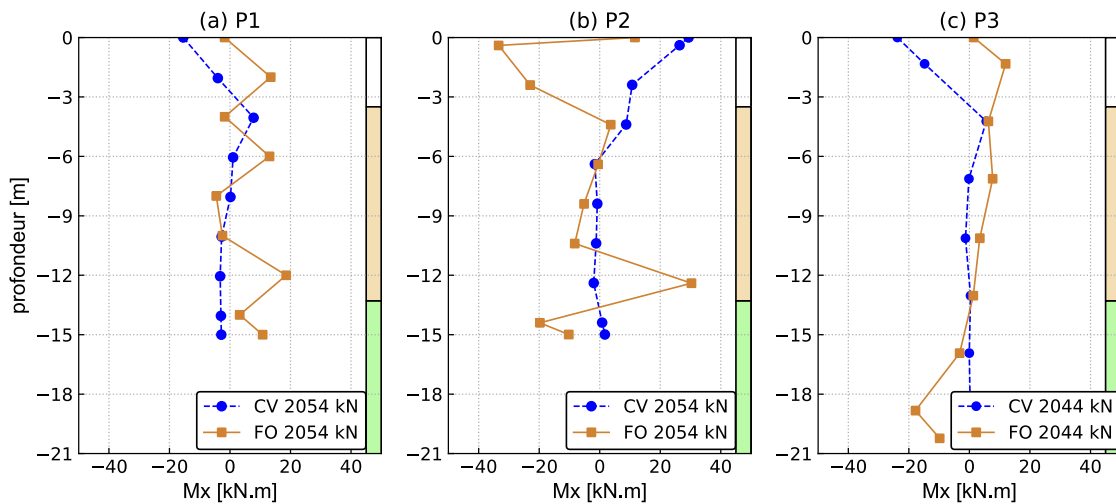


Figure 4.19 Comparaison des moments transversaux mesurés par FO et CV

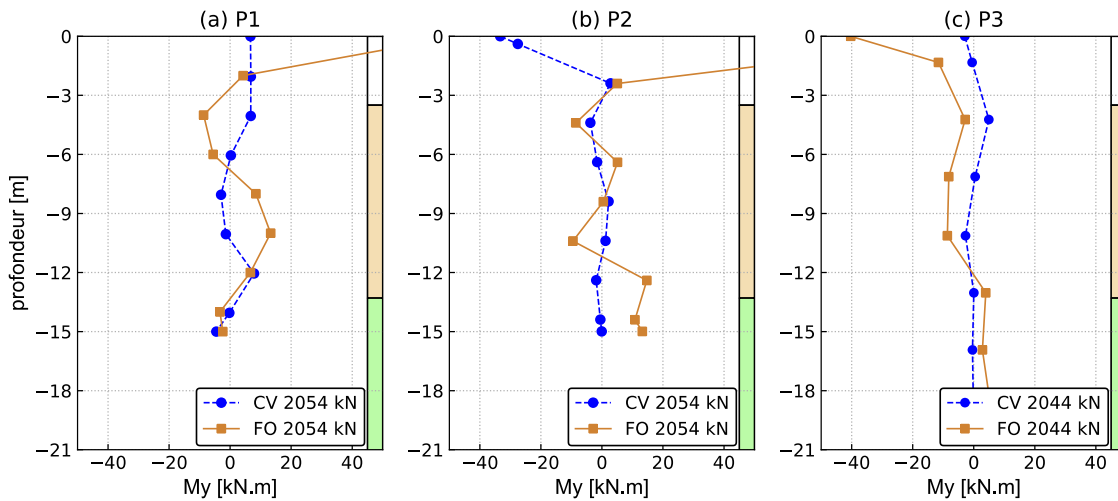


Figure 4.20 Comparaison des moments longitudinaux mesurés par FO et CV

4.2.7 Fluage des pieux

La Figure 4.21 (a) présente l'évolution de la déformation à $z = 0$ (extrapolée) et la charge en tête, pour les trois pieux, du 15 mars jusqu'au 1er juillet 2020. La déformation de fluage, définie comme la différence de déformation entre le 15 mars et le 1^{er} juillet, est présentée dans la Figure 4.21 (b) pour les trois pieux. Les mesures ont été arrêtées du 29 mars jusqu'au 27 mai pendant la période du confinement.

La charge des pieux P1 et P2 a été bien maintenue autour de 2000 kN, cependant, la déformation en tête a augmenté pendant cette période dans les deux pieux : P1 passe de 300 à 415 μdef (+38%) et P2 de 330 à 435 μdef (+32%). P3 a aussi flué dans la même période mais d'une façon relativement moins importante : la déformation passe entre le 15 mars et le 27 mai de 220 à 250 μdef (+13%). On rappelle que suite à un problème sur la pompe, la charge n'a pas été maintenue et la déformation en tête du pieu P3 est nettement plus faible à la date du 15 mars qu'à la fin du chargement initial (autour de 200 μdef au lieu des 300 μdef obtenus à la fin du chargement, cf Figure 4.8).

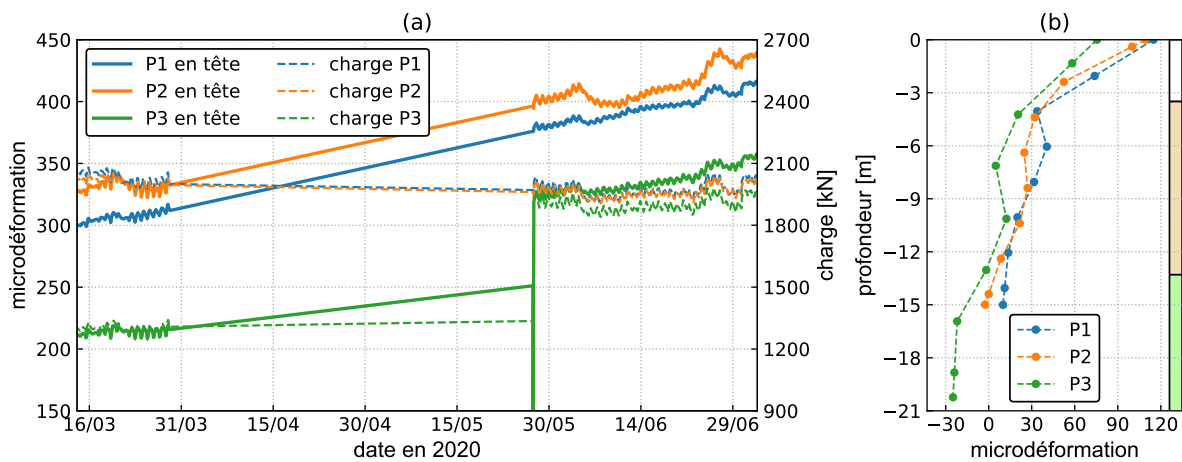


Figure 4.21 (a) Déformation ($z = 0$) en fonction du temps (b) déformation de fluage dans les pieux

La différence de déformation dans P3 entre le 15 mars et le 27 mai est beaucoup moins importante que la déformation résiduelle obtenue dans le pieu après décharge (Figure 4.22). Il est intéressant d'observer que, lorsque le pieu a été totalement déchargé le 27 mai, la déformation en tête de pieu a présenté une diminution instantanée importante, puis une déformation différée progressive entre 9h30 et 10h30 (Figure 4.23). La déformation résiduelle aurait peut-être convergé vers la différence de déformation (déformation de fluage) si la décharge avait duré plus longtemps.

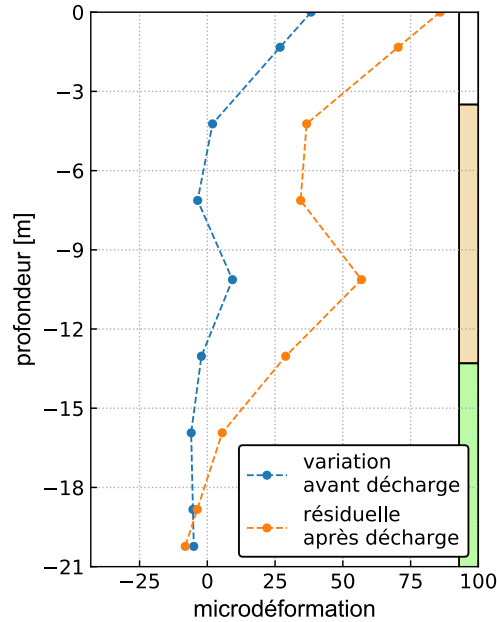


Figure 4.22 Déformation résiduelle dans P3 après décharge et variation de déformation entre la fin du premier chargement et la décharge

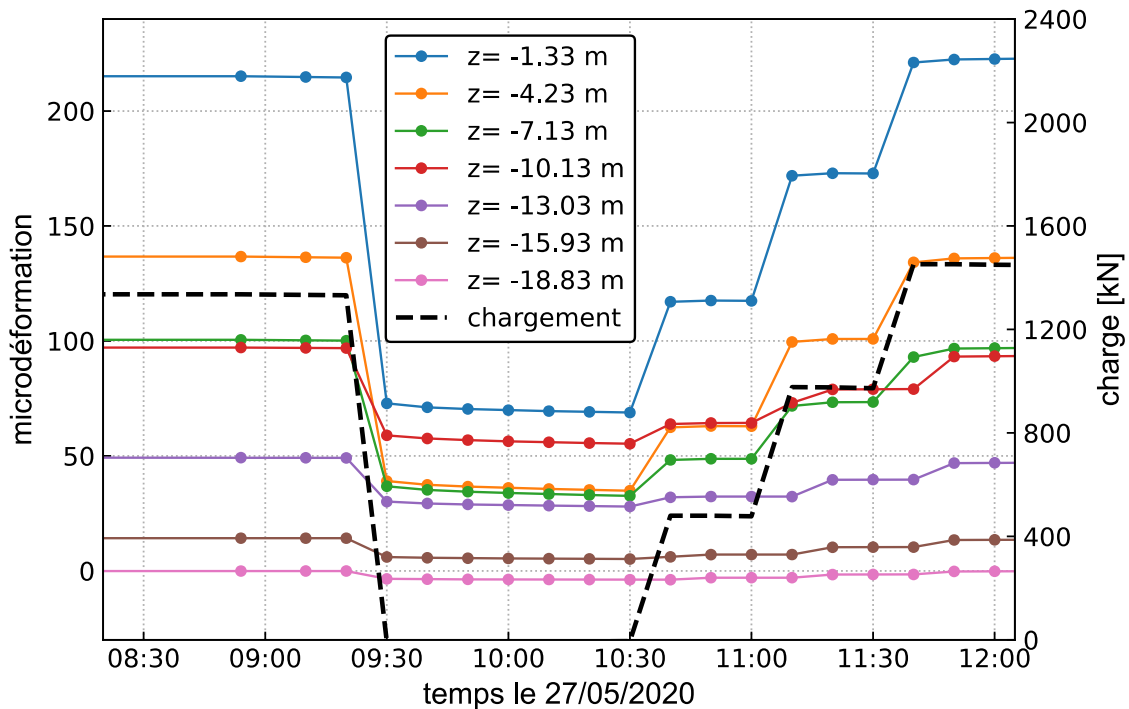


Figure 4.23 Diminution de la déformation dans P3 entre décharge - recharge

4.3 Réponse des pieux au creusement

On présente dans cette section les déplacements en tête des pieux mesurés par les théodolites, les efforts axiaux, les frottements axiaux et les moments fléchissants obtenus à partir des mesures par cordes vibrantes et on compare ensuite les résultats déduits des mesures par fibre optique.

4.3.1 Tassements en tête des pieux

Dans cette section, le tassement de la tête des pieux w_p est comparé avec celui de la surface du sol w_s . On note R le rapport w_p / w_s .

La Figure 4.24 montre l'évolution de (a) la charge en tête de P1 et de la température et (b) le tassement de P1 comparé avec celui du sol pendant le creusement. Seules les mesures du théodolite STA1 sont prises en compte suite à des problèmes techniques avec STA2. Pour le sol, on représente le tassement des cibles placées au-dessus de l'axe du tunnel dans les deux sections SMRN et SMRS. X_{pt} correspond à la distance pieu-tunnel (positive avant passage du tunnelier). Elle est exprimée en fonction de D (supposé égal au diamètre du tunnel $D_t = 9,87 \text{ m} \approx 10 \text{ m}$).

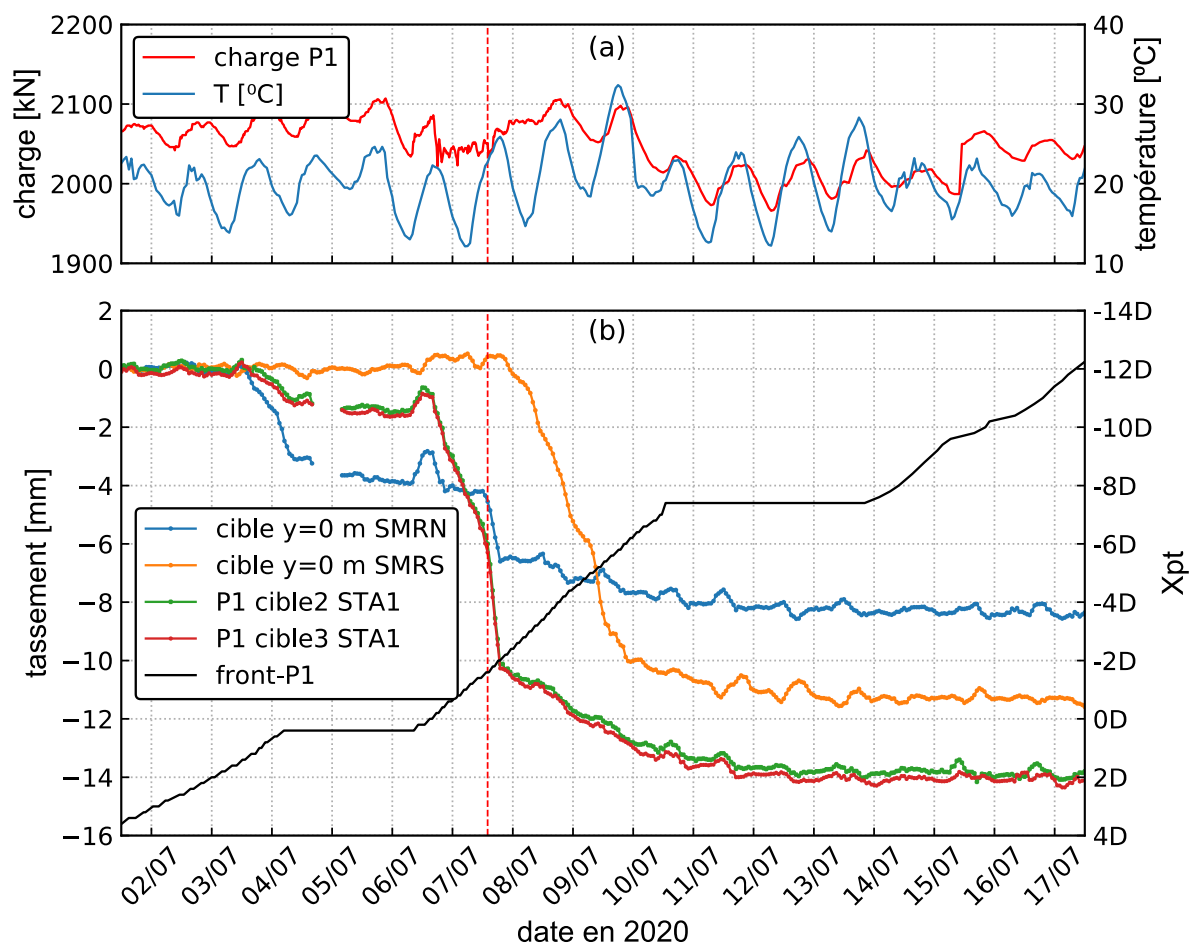


Figure 4.24 Tassement de P1 pendant le creusement

La charge en tête du P1 a été bien maintenue autour de $2060 \text{ kN} \pm 30 \text{ kN}$ pendant le passage du tunnelier avec une légère variation due aux effets thermiques.

Le front passe sous P1 pendant la journée du 6 juillet. P1 commence à tasser légèrement à l'avant du front (à partir du 3 juillet). Suite à l'arrêt du creusement pendant le premier weekend (4 m avant passage sous P1), la pression interstitielle diminue causant le tassement du sol par consolidation. Le pieu continue à tasser pendant ce weekend mais avec une pente plus faible que le sol. Le tassement de P1 atteint 1,6 mm le 5 juillet.

Le redémarrage du tunnelier le 6 juillet est accompagné par un léger soulèvement de 0,9 mm de P1 et du sol SMRN (probablement lié au refoulement du sol suite à l'augmentation de la pression interstitielle à ce moment-là). Suite au passage du tunnelier sous P1, ce dernier tasse progressivement puis plus fortement à partir de $X_{pt} = -1,6D$.

Le 7 juillet vers 14h, la pression frontale a diminué de 30 kPa pendant une durée de 2h; on observe au même moment un tassement supplémentaire du pieu et de la surface du sol au niveau de la SMRN. Après le réglage de la pression frontale et le début de l'injection de mortier de bourrage, P1 tasse avec une pente plus faible jusqu'à la stabilisation à $X_{pt} = -7,5D$ pour une valeur de 14 mm.

Après le 9 juillet, on observe un tassement progressif du sol et du pieu, même pendant le deuxième arrêt du tunnelier du 11 à 14 juillet, qu'on attribue à une redistribution de la pression interstitielle.

Le tassement du pieu est plus grand que celui du sol avec un rapport R de 1,7 et 1,2 comparé à SMRN et SMRS, respectivement. Le pieu se situe à 10 m de SMRN et 30 m de SMRS. On considère la comparaison avec SMRN plus adéquate et on retient donc un rapport $R = 1,7$.

Le tassement de P2 est présenté de la même manière que P1 dans la Figure 4.25. La charge en tête était égale à $2045 \text{ kN} \pm 25 \text{ KN}$ pendant tout le creusement. Un tassement négligeable est observé avant l'arrivée du front suivi par un tassement progressif avec l'avancement du tunnelier. La chute de la pression frontale du 7 juillet correspond au moment où le tunnelier a dépassé le pieu de 6 m. A ce moment, le pieu subit un tassement supplémentaire, plus faible que celui produit par P1. L'injection de mortier commence approximativement à $X_{pt} = -1D$ ce qui cause un ralentissement du tassement. Le tassement se stabilise à $X_{pt} = -6,5D$ pour une valeur de 9 mm.

Comme dans P1, on note un tassement progressif du sol et de pieu, même pendant le deuxième arrêt du tunnelier du 11 à 14 juillet.

Le tassement du pieu à la fin du creusement est plus grand que celui du sol. On obtient un rapport R de 1,6 et 1 par rapport à SMRN et SMRS, respectivement. Il est à noter que P2 se situe à mi-distance entre SMRN et SMRS et que le tassement du sol après creusement évolue presque linéairement entre ces deux sections (voir Figure 3.6). On considère donc que le tassement réel du sol au niveau de P2 est la moyenne entre SMRN et SMRS et par suite, $R = 1,3$.

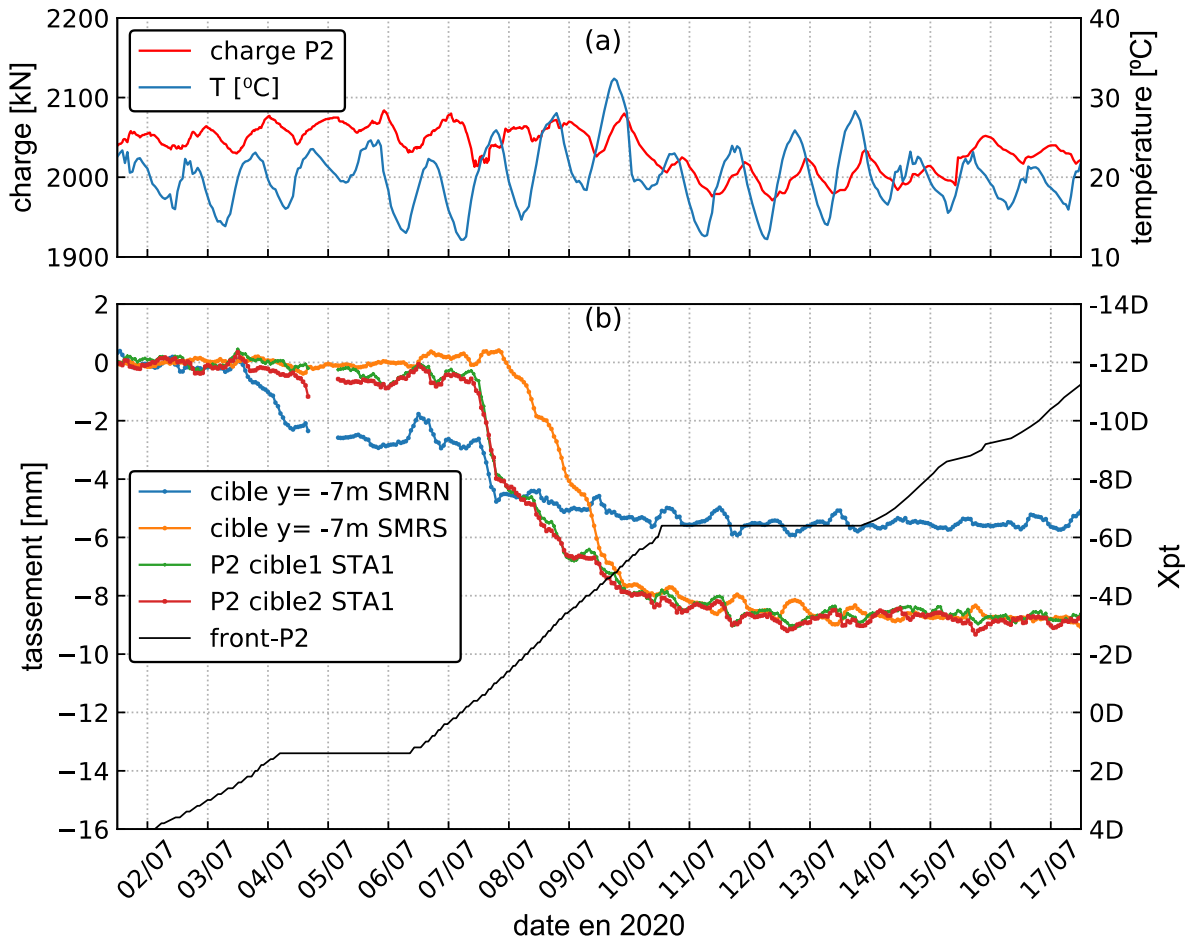


Figure 4.25 Tassement de P2 pendant le creusement

La Figure 4.26 présente le tassement de P3 pendant le creusement. La charge en tête vaut $2015 \text{ kN} \pm 25 \text{ KN}$ pendant toute la période de creusement. L'évolution du tassement de P3 est similaire à celle du sol et le tassement se stabilise à $X_{pt} = -5,5D$ pour une valeur de 5 mm. Le rapport R est égal à 1 par rapport à SMRN et SMRS.

En se basant sur les zones d'influence obtenues dans des essais en vraie grandeur (El Jirari, 2021) ; (Kaalberg et al., 2005) et les essais en centrifugeuse (Bel, 2018) ; (Boonsiri & Takemura, 2015), le rapport R prédit à travers ces études devrait donner (voir les positions des pieux sur la Figure 2.9 (a)) :

- $R > 1$ pour P1
- $R = 1$ pour P2
- $R < 1$ pour P3

Dans notre cas, $R (P2) > 1$ et $R (P3) = 1$. Il apparait que la zone de fort tassement de pieu (zone $R > 1$) est plus large dans notre étude.

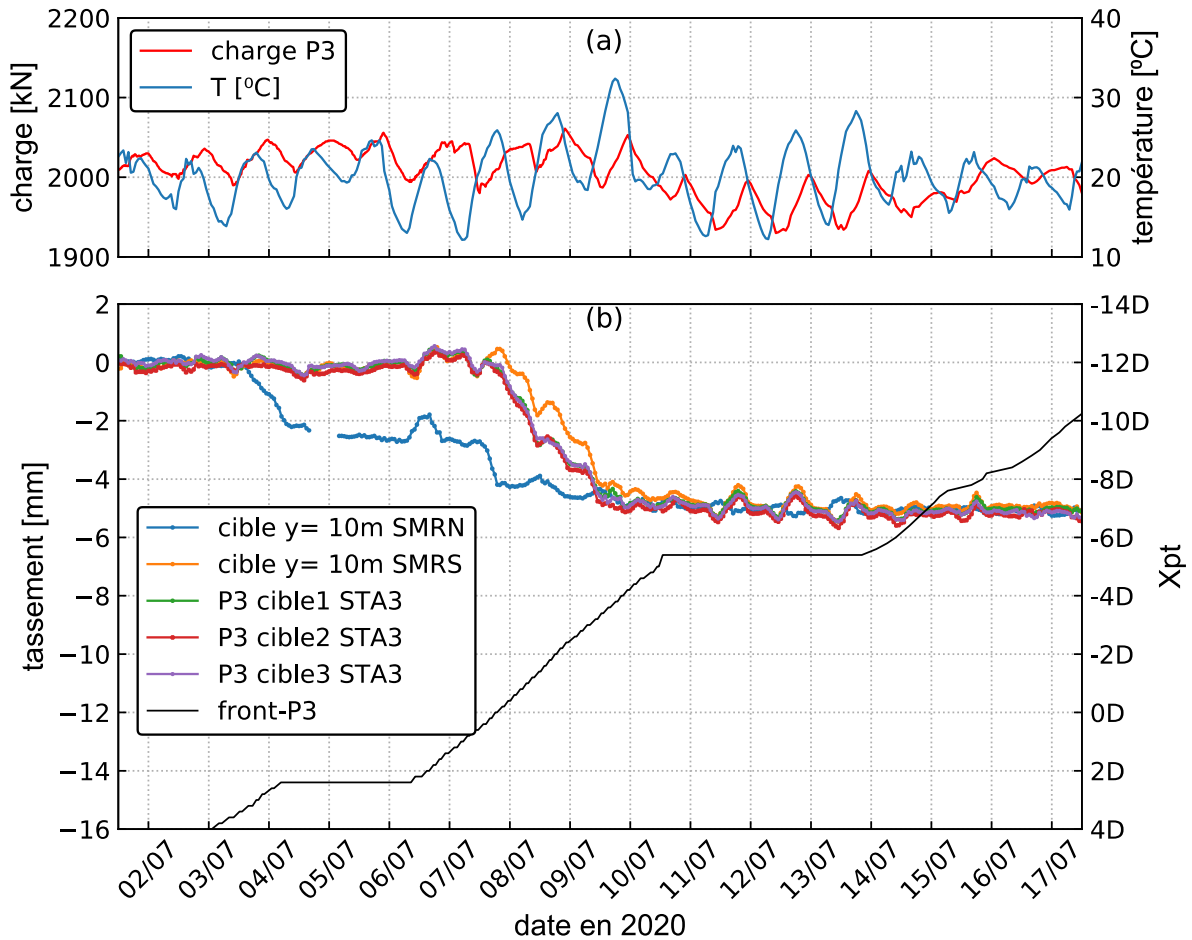


Figure 4.26 Tassement de P3 pendant le creusement

4.3.2 Déplacements horizontaux en tête des pieux

Les déplacements horizontaux longitudinaux et transversaux en tête des pieux sont présentés dans la Figure 4.27 et la Figure 4.28, respectivement. Les résultats montrent des déplacements négligeables avant l'arrivée du front pour les trois pieux. A la fin du creusement :

- P1 (situé à $y = 0$ m) présente des déplacements négligeables.
- P2 (à $y = -7$ m) présente un déplacement longitudinal de 1,3 mm dans la direction de creusement et un déplacement transversal convergent vers le tunnel de -1,4 mm.
- P3 (à $y = 10$ m) se déplace de -1,2 mm dans la direction longitudinale et converge vers le tunnel dans la direction transversale avec une valeur de -3 mm.

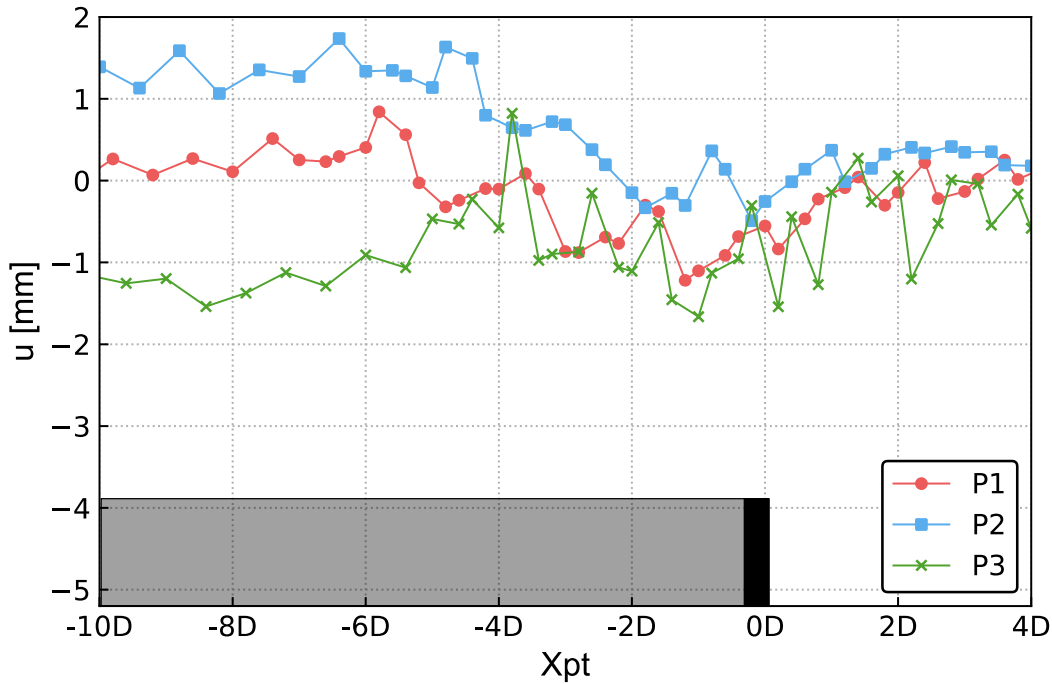


Figure 4.27 Déplacements horizontaux longitudinaux en tête des pieux

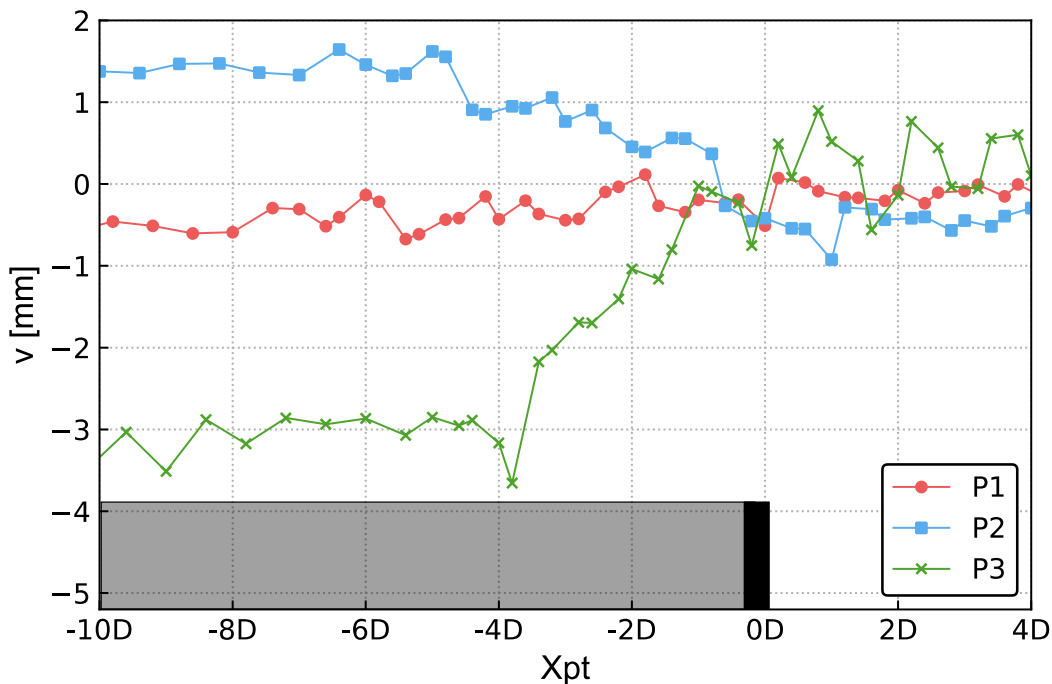


Figure 4.28 Déplacements horizontaux transversaux en tête des pieux

4.3.3 Déformations

La Figure 4.29 présente les déformations mesurées par les différents niveaux de cordes vibrantes dans P1 pendant le creusement en fonction de la position pieu-tunnelier et la pression interstitielle. Les lignes verticales en rouge correspondent à des positions du tunnelier que l'on a choisies pour dessiner les efforts internes dans les sections suivantes.

La variation de déformation mesurée par le niveau le plus proche de la surface est faible. Les résultats montrent des faibles variations avant le passage du tunnelier sous le pieu (à l'avant du front, $X_{pt} > 0$). La déformation diminue pendant le passage de la jupe sous le pieu (entre une distance au front X_{pt} de 0 à -20 m). La chute de pression frontale du 7 juillet diminue temporairement la déformation avant recalibrage de la pression frontale. Ensuite, la déformation se stabilise avec l'avancement du tunnelier. Après la deuxième chute de pression frontale (9 juillet), la pression interstitielle et la déformation dans P1 diminuent même pendant l'arrêt de creusement de 11 à 14 juillet. Après redémarrage du tunnelier, la pression interstitielle et la déformation de P1 se stabilisent. La diminution maximale de déformation se produit à $z = -10$ m avec une valeur de 100 μdef .

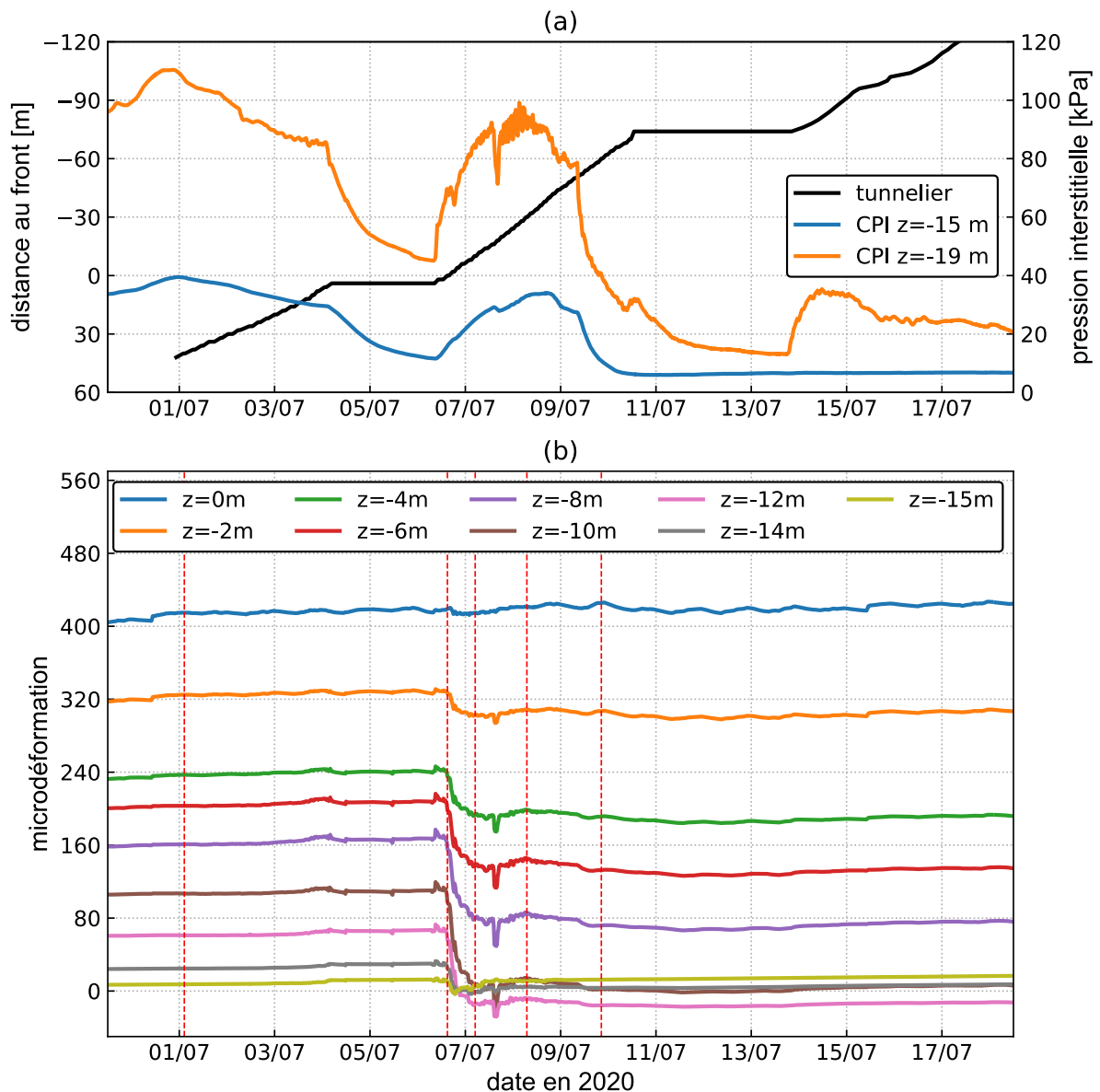


Figure 4.29 Déformation de P1 pendant le creusement

La déformation de P2 est présentée dans la Figure 4.30. La déformation varie légèrement à l'avant du front ($X_{pt} > 0$). La déformation diminue aussi pendant le passage de la jupe puis augmente après l'injection de mortier de bourrage. L'évolution de la déformation devient négligeable à partir de -20 m après passage du tunnelier sous le pieu. La diminution maximale de déformation se passe entre $X_{pt} = 0$ et -10 m avec une valeur maximale de $30 \mu def$ à $z = -8$ et -10 m.

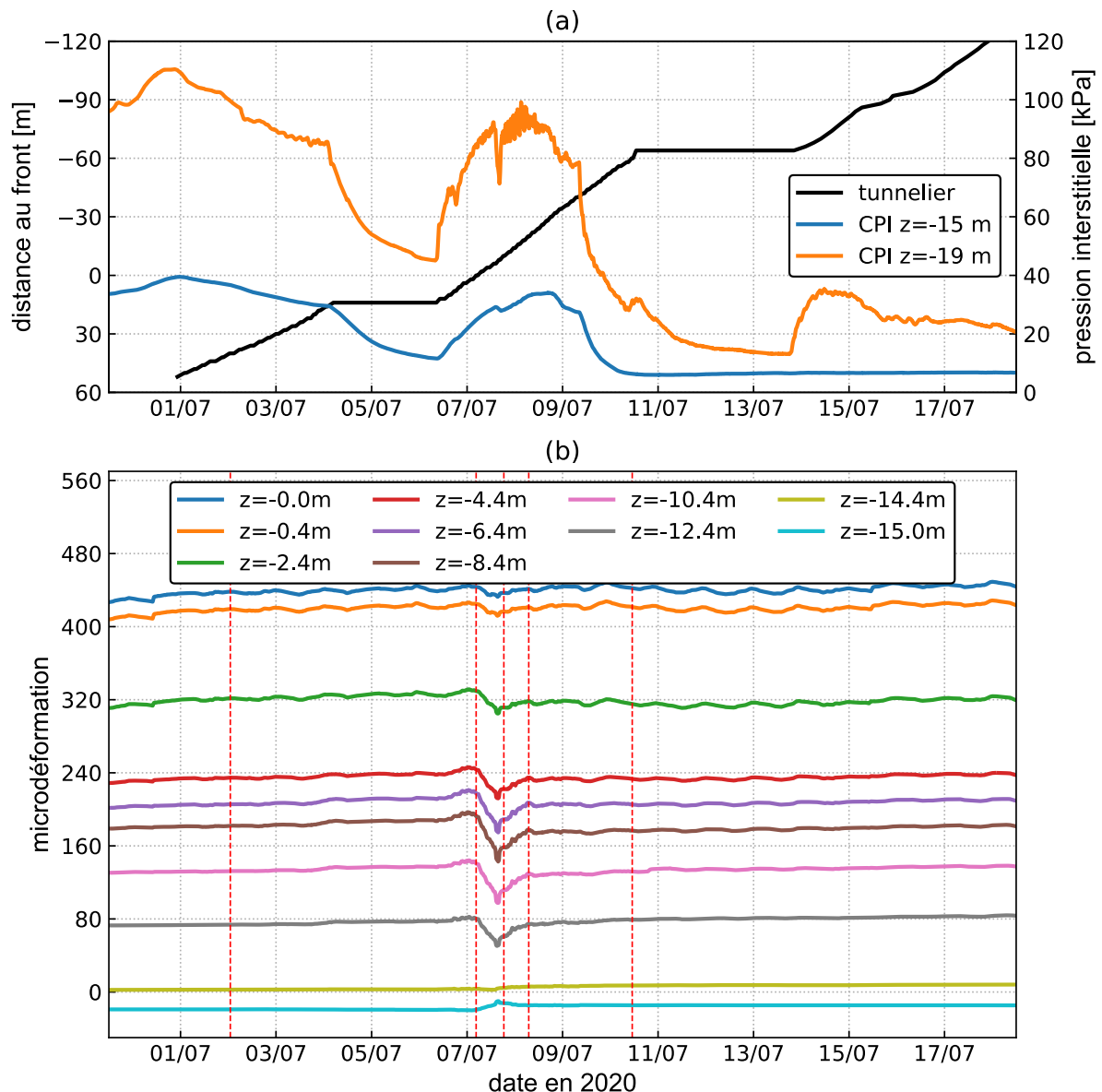


Figure 4.30 Déformation de P2 pendant le creusement

La Figure 4.31 présente la déformation de P3 pendant le creusement du premier juin au 18 juillet. La pointe de P3 se situe à $z = -20,2$ m et donc une partie de ce pieu se situe sous la nappe phréatique et par suite des variations de pressions interstitielles peuvent affecter la déformation dans P3.

Pendant le mois de juin (loin avant le passage du tunnelier dans l'emprise TULIP), la déformation de P3 augmente progressivement suite au fluage du béton pour les cordes vibrantes situées au-dessus de la nappe phréatique.

Pour les cordes vibrantes situées sous la nappe ($z = -13 \text{ m}$, $-15,9 \text{ m}$, $-18,8 \text{ m}$ et $-20,2 \text{ m}$), on observe aussi des fluctuations des déformations liées aux variations de pression interstitielle :

- toute diminution de pression interstitielle est accompagnée par une augmentation de la déformation dans P3 (8 et 14 juin comme exemples). La diminution de la pression interstitielle favorise le tassement du sol par consolidation et par suite le tassement relatif du sol par rapport au pieu, ce qui diminue le frottement et augmente les déformations,
- entre le 16 juin et le premier juillet, la pression interstitielle augmente progressivement. Cette augmentation refoule le sol autour du pieu, augmente le frottement et par suite diminue la déformation dans le pieu,
- ces deux phases sont équilibrées, aboutissant à des déformations au 3 juillet proches de celles au premier juin. Pour les cordes vibrantes au-dessus de la nappe, les déformations ne sont pas affectées par la pression interstitielle, mais elles augmentent sous l'effet du fluage.

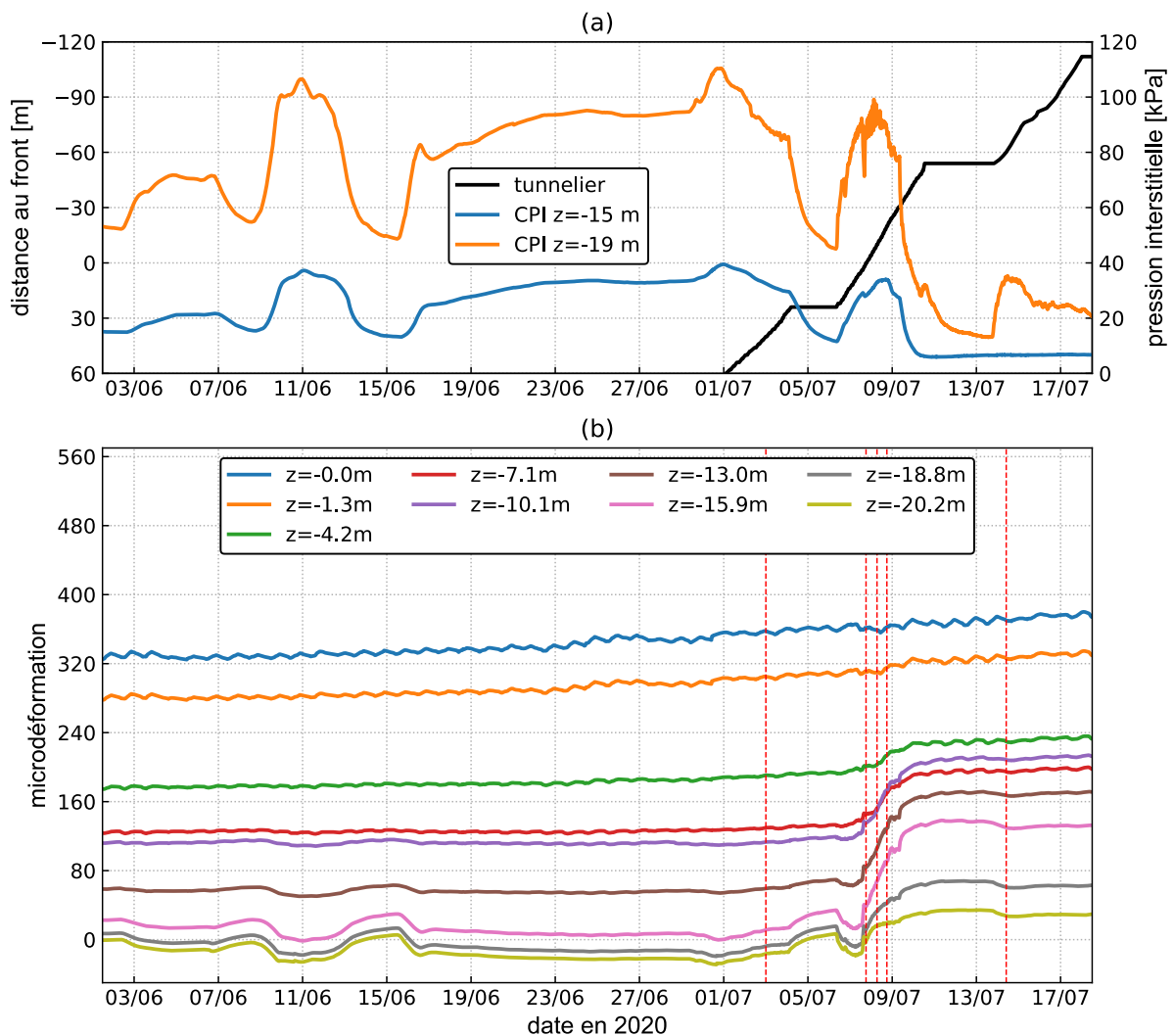


Figure 4.31 Déformation de P3 pendant le creusement

A partir du premier juillet (60 m avant passage sous P3), le comportement de P3 permet de tirer plusieurs observations :

- la pression frontale diminue progressivement du premier au 6 juillet. Dans cette période, la pression interstitielle diminue et les déformations dans P3 augmentent. L'augmentation de la déformation est plus rapide quand la pression interstitielle diminue rapidement pendant le premier week-end de juillet,
- le redémarrage du creusement le 6 juillet est accompagné par l'augmentation des pressions frontale et interstitielle et la diminution de la déformation dans P3 avant passage du tunnelier sous le pieu,
- dès que le tunnelier traverse P3 (à partir de $X_{pt} = 0$ m), la déformation dans P3 augmente progressivement avec l'avancement du tunnelier,
- La diminution de la pression interstitielle après le 9 juillet affecte encore la déformation dans P3. Cette dernière augmente même pendant le deuxième arrêt du creusement entre 11 et 14 juillet,
- la variation de la déformation devient faible après redémarrage du tunnelier le 16 juillet,
- du 3 juillet jusqu'à la fin du creusement, l'augmentation maximale de déformation se situe à $z = -16$ m avec une valeur de $120 \mu\text{def}$.

Afin de passer aux efforts internes, on calcule les modules des pieux en tenant compte du fluage. Le module à chaque niveau de corde est calculé d'une façon à conserver l'effort axial (ou contrainte) obtenu après chargement, suivant les formules (48) et (49). L'indice 1 correspond à la fin du chargement et l'indice 2 à la date avant passage du tunnelier dans l'emprise TULIP (le premier juillet 2020). Les nouveaux modules sont présentés dans le Tableau 4.3 avec les déformations au premier juillet pour les différents niveaux de cordes vibrantes. Suite à la diminution des modules par fluage, leur variation le long de chaque pieu est devenue plus faible. Le module est égal à $30 \text{ GPa} \pm 3,5 \text{ GPa}$ pour les trois pieux après fluage. Par conséquent, on suppose que les modules présentés dans le Tableau 4.3 restent constants pendant toute la période de creusement.

$$\sigma(z)_{fin\ chargement} = E_{p1}(z)\varepsilon_{p1}(z) = E_{p2}(z)\varepsilon_{p2}(z) \quad (48)$$

et par suite

$$E_{p2}(z) = \frac{\varepsilon_{p1}(z)}{\varepsilon_{p2}(z)} E_{p1}(z) \quad (49)$$

Tableau 4.3 Modules des pieux après fluage

P1			P2			P3		
z	déformation	E	z	déformation	E	z	déformation	E
m	μdef	GPa	m	μdef	GPa	m	μdef	GPa
0	414	25	0	437	24	0	356	28
-2,05	325	27	-0,39	418	25	-1,33	303	29
-4,05	237	30	-2,39	320	28	-4,23	188	32
-6,05	203	29	-4,39	234	29	-7,13	128	33
-8,05	161	29	-6,39	205	30	-10,13	110	26
-10,05	107	30	-8,39	181	29	-13,03	54	30
-12,05	61	29	-10,39	132	28	-15,93	1	26
-14,05	25	32	-12,39	73	31	-18,83	-17	34
-15	7	34	-14,39	2	36	-20,23	-26	34
			-14,99	0	39			

4.3.4 Efforts internes

4.3.4.1 Efforts axiaux

La Figure 4.32 (a) représente l'effort axial N dans le pieu P1 pour différentes positions du tunnelier ; la Figure 4.32 (b) montre la variation de l'effort axial entre deux positions choisies. On note que l'effort axial dans P1 ne varie pas à l'avant du front. Le passage du tunnelier sous le pieu aboutit à un tassement relatif du pieu par rapport au sol, qui se traduit par une augmentation du frottement latéral jusqu'à une profondeur de $z = -10$ m et donc une diminution d'efforts axiaux. La diminution maximale est obtenue à $X_{pt} = -1D$ avec une valeur de -600 kN à $z = -10$ m. Dans l'intervalle $X_{pt} [-1D, -3D]$, qui correspond à la zone d'injection du mortier de bourrage, la diminution de l'effort axial est négligeable ; on a ensuite une diminution supplémentaire (faible) qu'on peut attribuer à la consolidation du sol. Des forces de traction sont observées à la fin du creusement à $z = -12$ m avec une valeur de -90 kN. Globalement, l'évolution de l'effort axial dans P1 est gouvernée par la phase de passage de la jupe sous le pieu : la variation de l'effort axial dans l'intervalle $[4D ; -6D]$ est équivalente à celle qui se produit entre $X_{pt} = 0D$ et $-1D$.

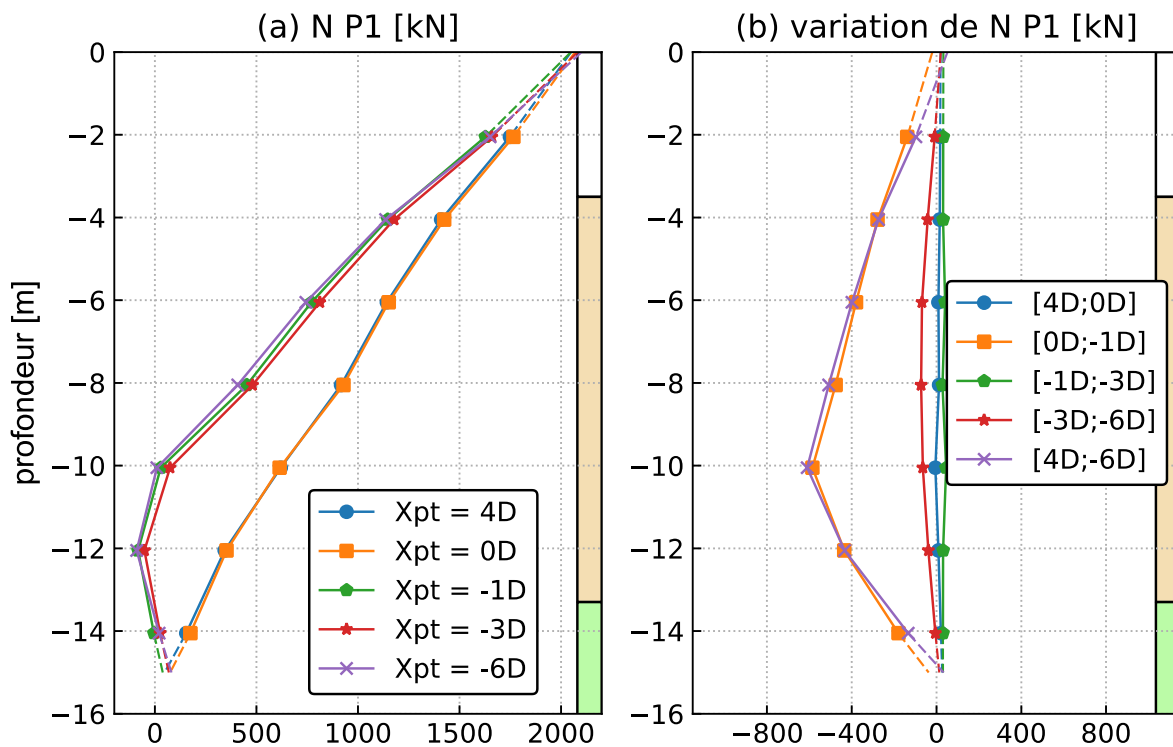


Figure 4.32 Efforts axiaux dans P1 pour différentes positions du tunnelier

Le pieu P2 subit des variations négligeables de l'effort axial à l'avant du front (Figure 4.33) ; on a ensuite une diminution pendant le passage de la jupe dans l'intervalle $[0D, -1D]$. Cette dernière est compensée pendant la phase d'injection de mortier de bourrage dans l'intervalle $[-1D, -2D]$. A la fin du creusement, l'effort axial revient pratiquement à sa valeur initiale avant creusement.

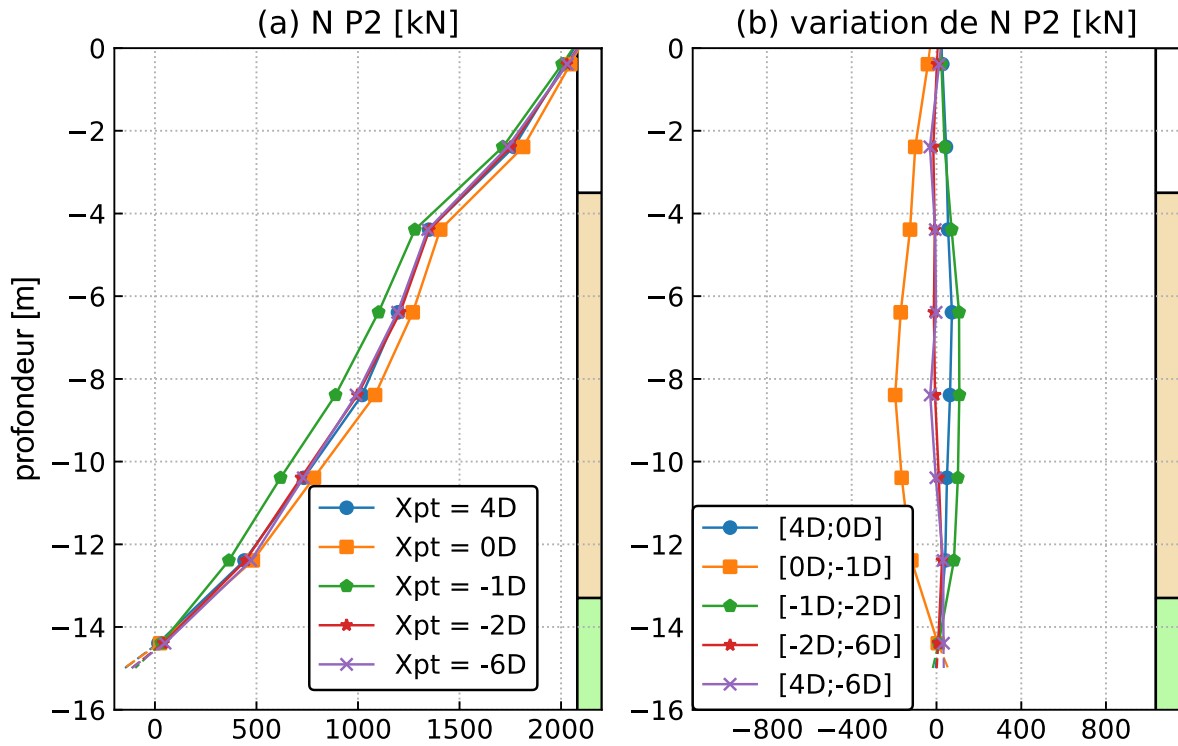


Figure 4.33 Efforts axiaux dans P2 pour différentes positions du tunnelier

L'effort axial dans P3 augmente progressivement avec l'avancement du tunnelier jusqu'à stabilisation à $X_{pt} = -6D$ (Figure 4.34). L'augmentation maximale est observée à $z = -16$ m avec une valeur de 800 kN.

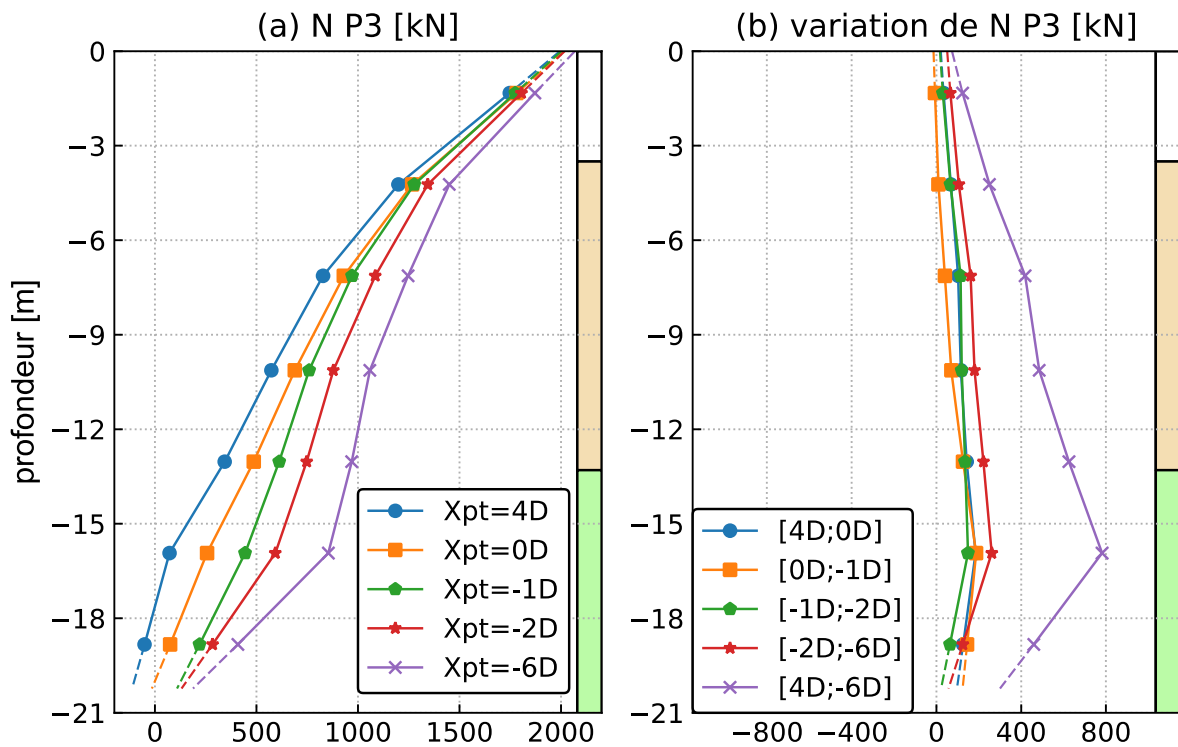


Figure 4.34 Efforts axiaux dans P3 pour différentes positions du tunnelier

4.3.4.2 Frottements axiaux

La Figure 4.35 présente l'évolution du frottement pour les différents tronçons de P1 pendant le creusement. La profondeur z dans la légende correspond à la mi-profondeur de chaque tronçon. Le frottement de P1 ne varie pas à l'avant du front. Après passage sous le pieu, le frottement augmente avec l'avancement du tunnelier sur la partie supérieure de pieu entre $z = 0$ et -10 m. A partir de $z = -10$ m au fond de pieu, le frottement diminue. La chute de pression frontale du 7 juillet a affecté le frottement dans le pieu : ce dernier augmente entre $z = 0$ et -10 m et diminue sur la suite de pieu. Après la diminution de la pression interstitielle du 9 juillet, le frottement dans P1 diminue sur la partie inférieure du pieu ($z = -11$, -13 et $-14,5$ m) puis se stabilise après redémarrage du creusement le 16 juillet. A la fin du creusement, on observe que la variation maximale est obtenue pendant le passage de la jupe sous le pieu.

On définit la profondeur neutre z_n comme la profondeur où la variation du frottement mobilisé change de signe. La variation maximale de l'effort axial dans le pieu (en valeur absolue) se trouve à ce niveau. Pour le cas de P1, on trouve la profondeur neutre $z_n = -10$ m et la position de z_n par rapport à la longueur de pieu $z_n / z_p = 0,66$.

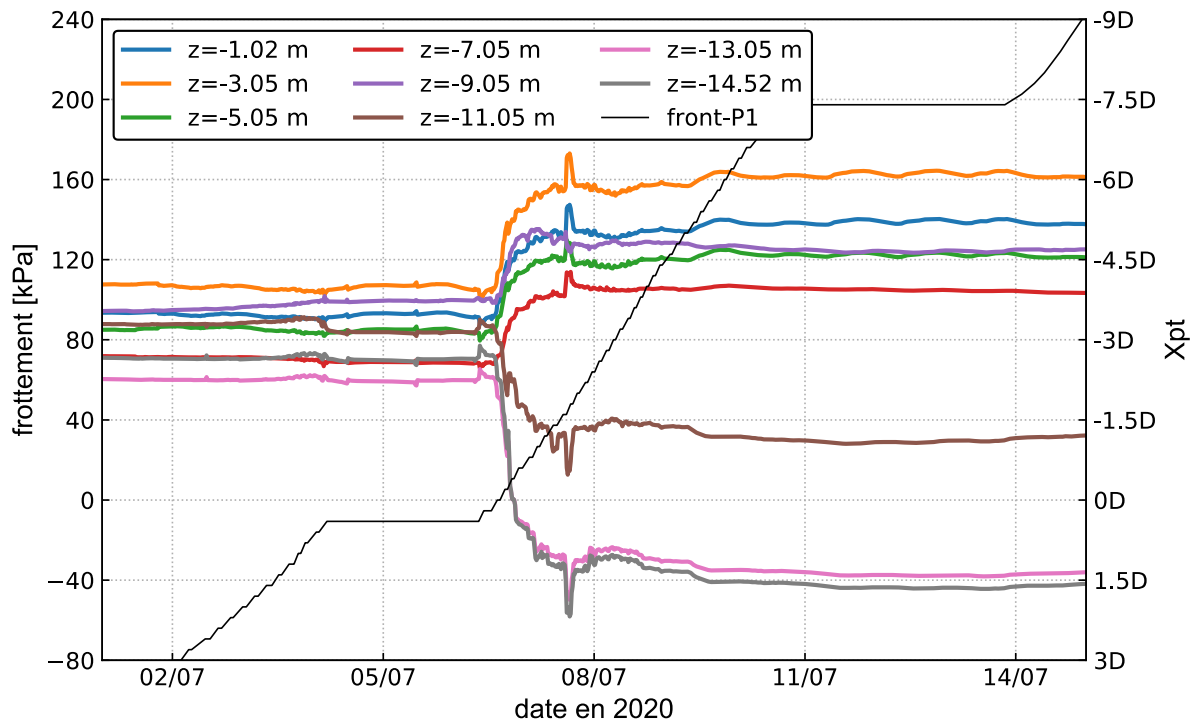


Figure 4.35 Frottement de P1 pendant le creusement

L'évolution du frottement le long du pieu P2 est comparable qualitativement à celle de P1 : le frottement de P2 augmente sur la partie supérieure du pieu (jusqu'à une profondeur de -10 m) et diminue sur l'autre partie pendant le passage de la jupe (Figure 4.36). Le frottement est rééquilibré après la phase d'injection et la variation finale du frottement suite au creusement est presque négligeable. Il apparaît que la profondeur neutre z_n est similaire à celle de P1 : $z_n = -10$ m.

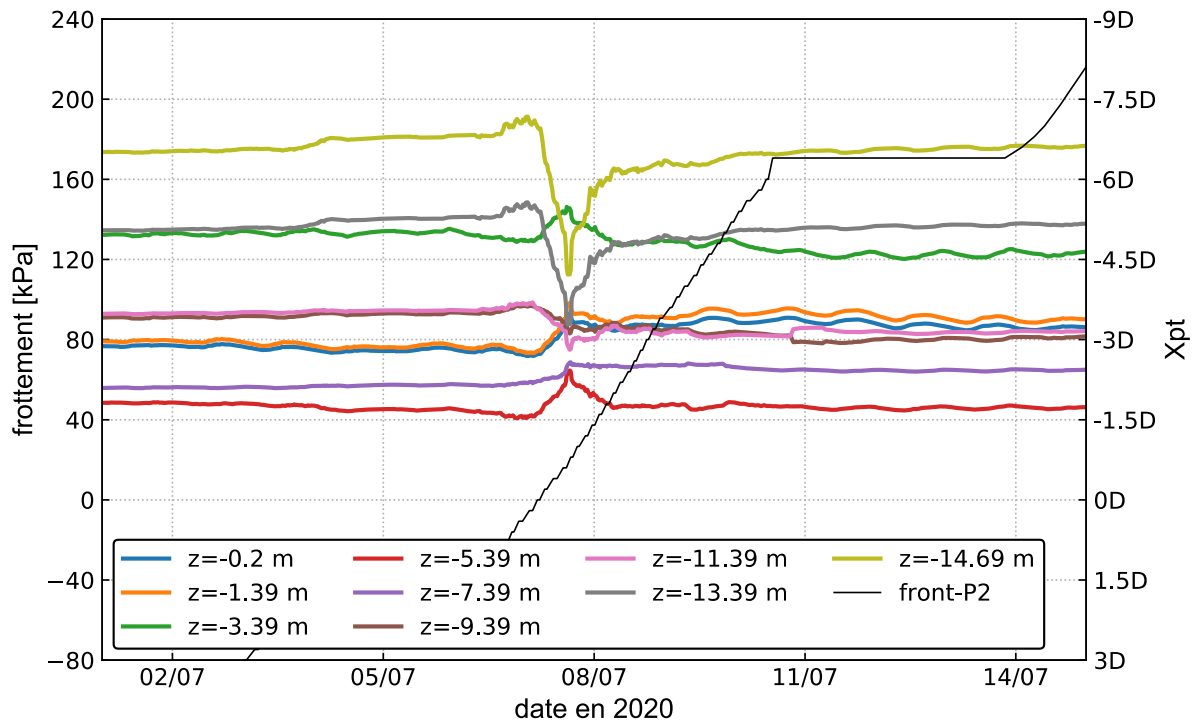


Figure 4.36 Frottement de P2 pendant le creusement

Le frottement de P3 est présenté dans la Figure 4.37. On étudie l'évolution du frottement entre le premier et le 15 juillet. Les pressions frontale et interstitielle diminuent du premier au 6 juillet, ce qui cause une diminution de frottement le long du pieu, principalement à $z = -14,48$ m. Le redémarrage du creusement le 6 juillet est accompagné par une augmentation de la pression interstitielle et le frottement latéral jusqu'à $X_{pt} = 0$. Après passage du tunnelier sous le pieu, le frottement diminue progressivement avec l'avancement du tunnelier pour la partie entre $z = 0$ et -16 m et augmente sur le reste du pieu. On en déduit une profondeur neutre égale à $z_n = -16$ m. La position de z_n par rapport à la longueur de pieu est $z_n / z_p = 0,8$ plus profonde que celle de P1 et P2.

La Figure 4.38 présente les profils du frottement avant et après creusement ($X_{pt} = 4D$ et $-6D$ respectivement), pour les trois pieux. Le frottement de P1 passe de 110 à 165 kPa à $z = -3$ m (augmentation de 55 kPa) et de 70 à -40 kPa en pointe de pieu (diminution de 115 kPa). La diminution maximale du frottement dans P3 est de -50 kPa à $z = -14,48$ m et l'augmentation maximale se produit à $z = -17,38$ m avec une valeur de 75 kPa.

Généralement dans la littérature (Selemetas & Standing, 2017), l'évolution du frottement peut être déduite à partir du rapport de tassement relatif pieu-sol R en surface :

- $R > 1$: le pieu tasse par rapport au sol, le frottement augmente.
- $R = 1$: le pieu tasse autant que le sol, le frottement varie légèrement.
- $R < 1$: le sol tasse par rapport au sol et le frottement diminue.

Cette observation n'est pas applicable dans notre cas pour P2 et P3 : le frottement varie légèrement dans P2 ($R > 1$) et augmente dans P3 ($R = 1$). Cela montre que le comportement d'un pieu est gouverné par l'interaction sol-pieu en profondeur dans des problèmes de creusement et ne peut pas, en général, être prédit uniquement par des mesures en surface.

Réponse des pieux au chargement et au creusement

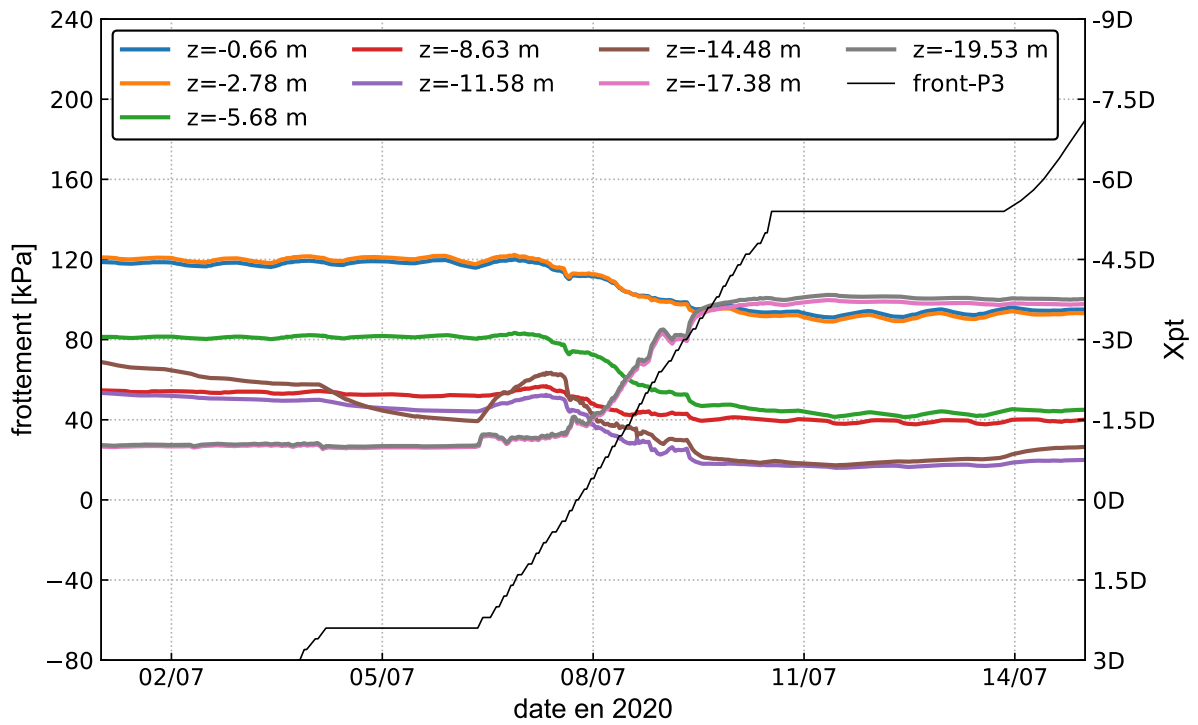


Figure 4.37 Frottement de P3 pendant le creusement

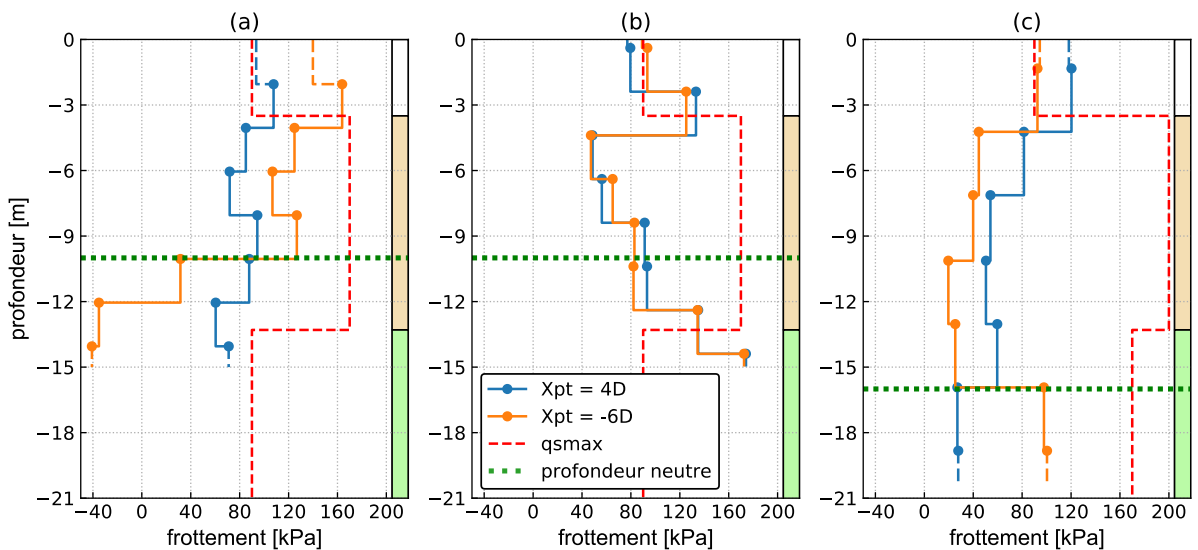


Figure 4.38 Profils de frottement avant et après creusement dans (a) P1, (b) P2 et (c) P3 -NB : q_{smax} ne correspond pas à des valeurs mesurées mais désigne le frottement maximal au sens de la norme

La Figure 4.39 présente le tassement du sol et des pieux en profondeur à $X_{pt} = -6D$. P1 tasse plus que le sol tout au long du pieu, augmentant par suite le frottement et causant la diminution des efforts axiaux dans le pieu. P2 tasse de la même manière que le sol au niveau de SMRS, ce qui est en bon accord avec les faibles variations du frottement le long du pieu. P3 tasse de la même manière que le sol jusqu'à $z = -16$ m. Au-delà de cette valeur, le tassement de P3 est plus grand, vérifiant le frottement positif en pointe de pieu. Il est à noter qu'on compare le tassement du pieu avec celui du sol en champ libre. La présence de pieu perturbe généralement le champ de déplacement du sol, causant des tassements plus grands que ceux mesurés en champ libre, à proximité du pieu.

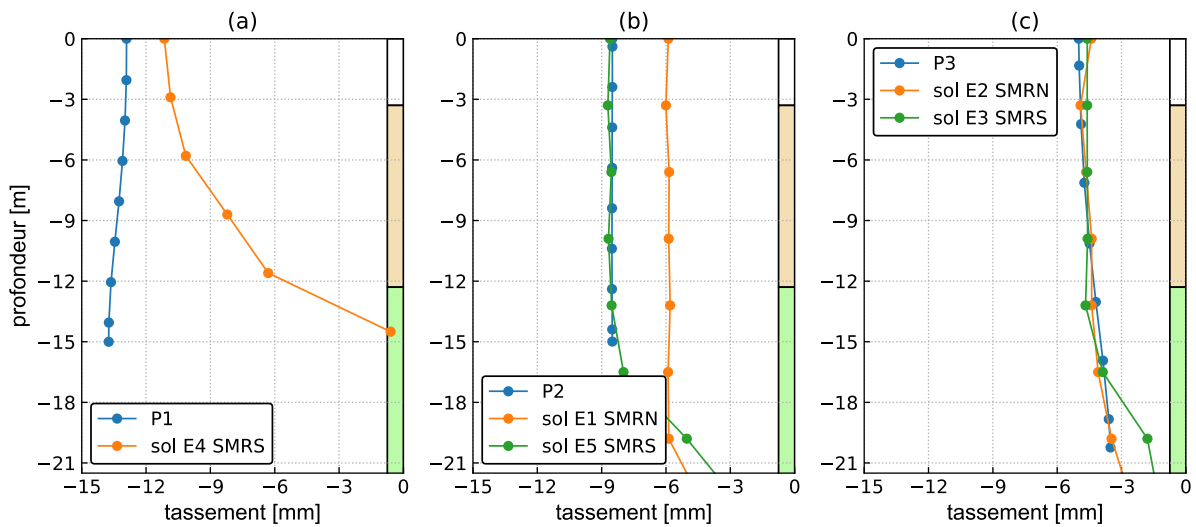


Figure 4.39 Tassement du sol et des pieux en profondeur à $X_{pt} = -6D$

4.3.4.3 Charges en pointe

La Figure 4.40 présente l'évolution de l'effort axial au niveau de cordes le plus profond en fonction de la position du tunnelier. On fait l'hypothèse que cet effort correspond à la charge en pointe. La charge en pointe dans P1 augmente légèrement à l'avant du front avant de diminuer après passage du tunnelier sous le pieu, et se stabilise à partir de $X_{pt} = -2D$. A la fin du creusement, la charge mesurée par le niveau de cordes le plus profond a diminué de 130 kN par rapport à l'état initial avant creusement (on note que la valeur de l'effort axial obtenue en pointe par extrapolation, montrée sur la Figure 4.32 (b) présente des variations presque négligeables). L'effort dans P3 augmente progressivement avec l'avancement du tunnelier avant stabilisation à partir de $X_{pt} = -6D$ avec une variation totale de 450 kN. P2 est le moins affecté par le creusement avec des faibles variations en pointe.

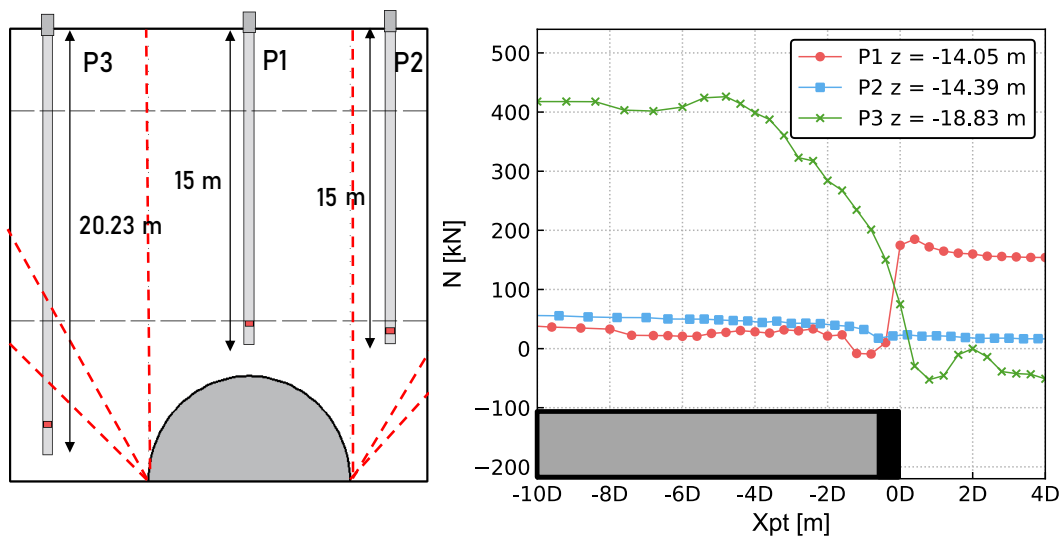


Figure 4.40 Variation de la charge en pointe pendant le creusement

4.3.4.4 Moments fléchissants

Les moments fléchissants avant ($X_{pt} = 4D$) et après creusement ($X_{pt} = -6D$) sont présentés dans la Figure 4.41. Le sens du moment positif est signalé au-dessus de la légende de chaque courbe de moment.

Dans la direction transversale (M_x), les trois pieux montrent des faibles variations de moment (moins de 20 kN.m) suite au creusement : A $y = 0$ m, le déplacement horizontal de la tête de pieu et du sol en profondeur est presque négligeable, comme le montrent la Figure 4.28 et la Figure 3.30 (e).

Dans la direction longitudinale (M_y), P2 et P3, situés à 7 et 10 m de l'axe vertical du tunnel, présentent des variations presque négligeables à la fin du creusement. Le moment dans P1 varie légèrement (moins de 15 kN.m).

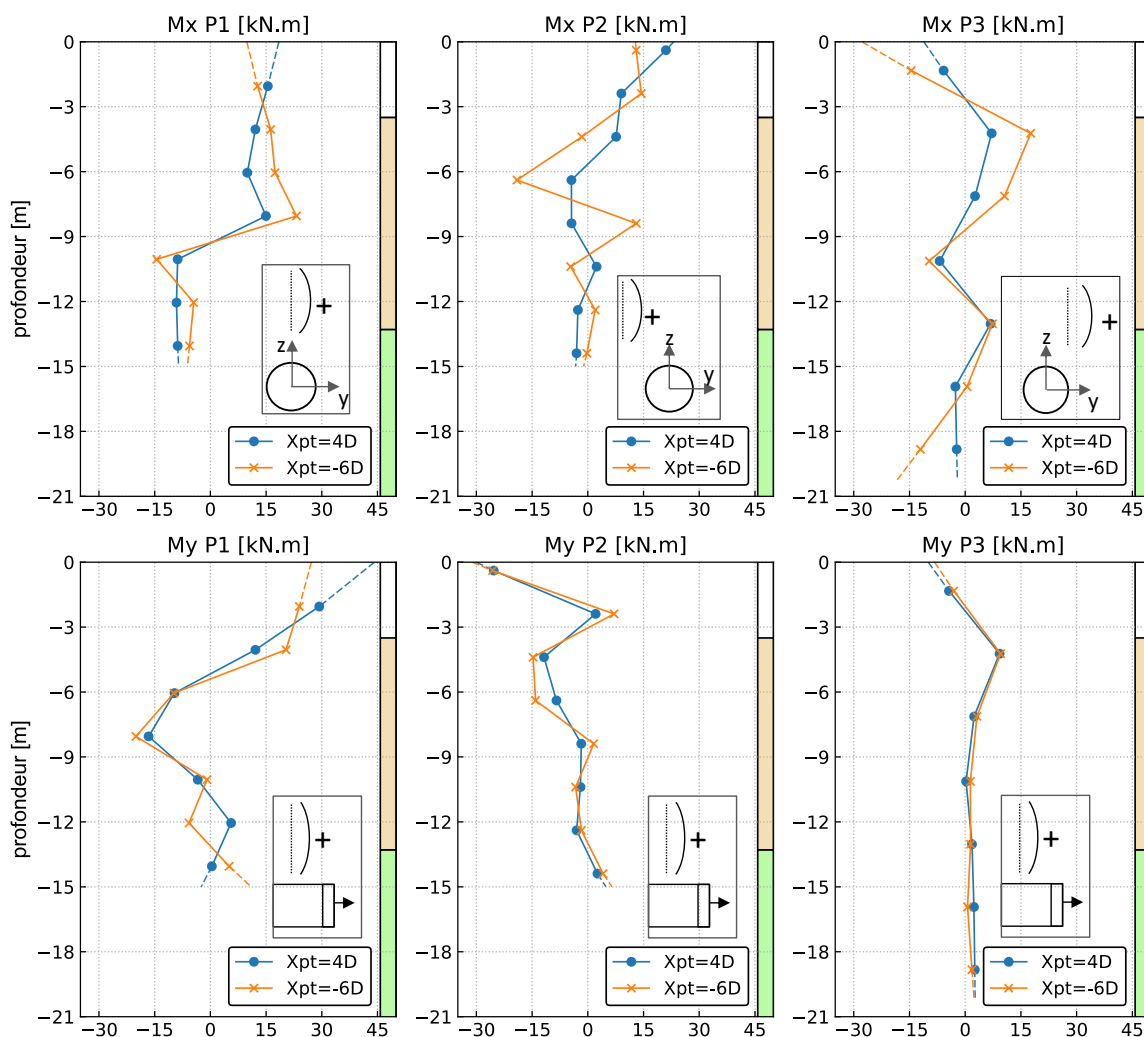


Figure 4.41 Moments fléchissants avant et après creusement

4.3.5 Comparaison avec les fibres optiques

4.3.5.1 Recalibrage des mesures

Le passage du tunnelier a été retardé de mars à juillet 2020 à cause de la pandémie de coronavirus. Pendant cette période, la déformation mesurée par les cordes vibrantes augmente à cause du fluage du béton. Au contraire, la Figure 4.42 montre que les fibres optiques donnent une diminution sur les quatre premiers mètres de profondeur : les valeurs données par les fibres optiques sont en bon accord avec celles des cordes vibrantes tout au long des pieux à l'exception des quatre premiers mètres où les efforts sont beaucoup plus faibles (la courbe « continue » correspond à la mesure de la fibre optique avant le deuxième lissage). Ce problème a aussi été observé par plusieurs auteurs (Klar et al., 2006), (Gao et al., 2019) et (Bangke et al., 2021).

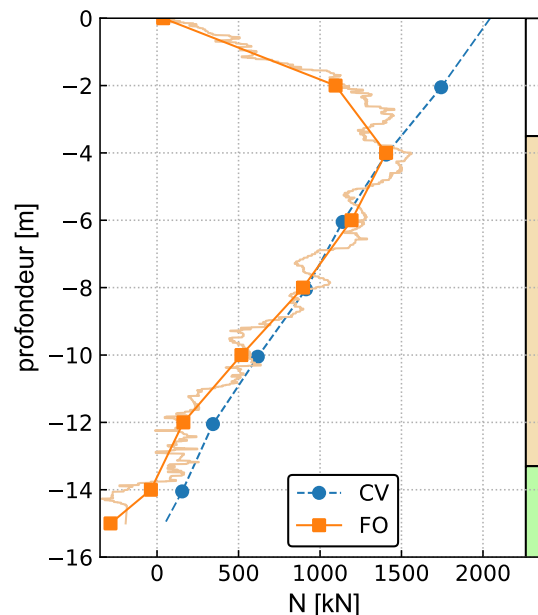


Figure 4.42 Comparaison de l'effort axial de P1 mesuré par FO et CV avant calibrage le 01/07/2020

La Figure 4.43 présente l'évolution de la déformation sur une partie de la fibre optique avant et après le confinement. Dans cette période, la température atmosphérique a augmenté de 10 °C en moyenne, ce qui affecte les mesures dans la fibre ; dans notre cas, le second terme dans l'équation (30), qui correspond aux effets thermiques, n'a pas pu être pris en compte parce qu'on n'a pas mesuré la température dans les pieux. Cependant, les câbles de liaison optique à l'extérieur des pieux ont été soumis à cette variation thermique atmosphérique. Pour $\Delta T = 10$ °C, le second terme du membre de droite de l'équation (30) donne une valeur de 933 $\mu\text{m/m}$, ce qui est cohérent avec les mesures dans les câbles de liaison entre pieux. On peut aussi rapprocher les mesures des fibres de celles données par les cordes en prenant en compte une variation de température de 3 à 4 °C en tête de pieu.

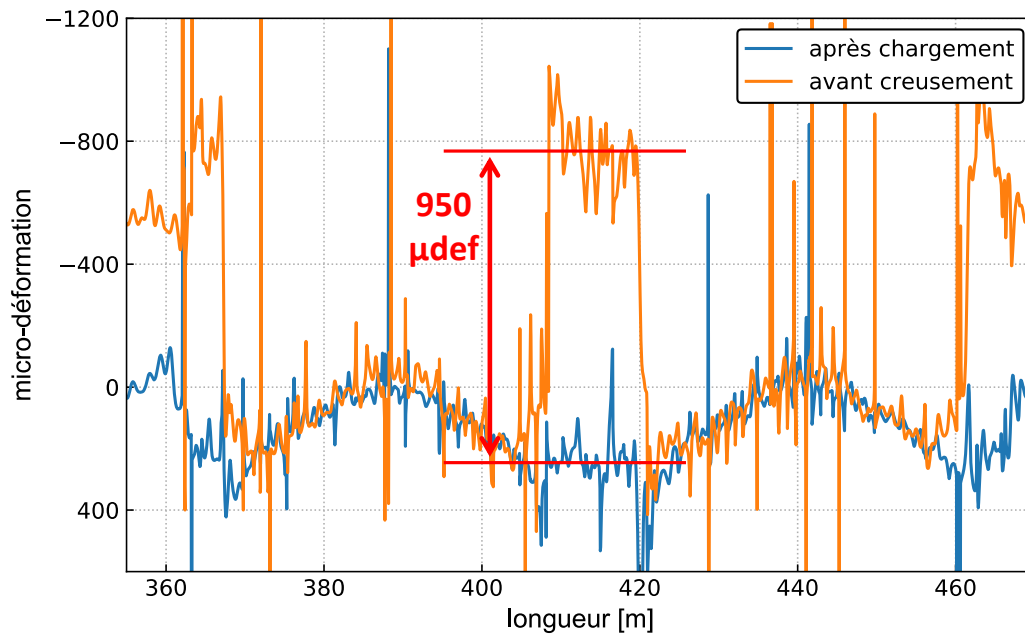


Figure 4.43 Effet de l'augmentation de la température sur la déformation dans la fibre optique

Pour corriger les mesures de la fibre optique avant le passage du tunnelier, on a extrapolé la courbe de l'effort axial de $z = -4$ m jusqu'à la surface du sol en utilisant le frottement qu'on calcule avec les mesures des cordes le long de ces quatre premiers mètres. La courbe corrigée pour P1 est présentée dans la Figure 4.44.

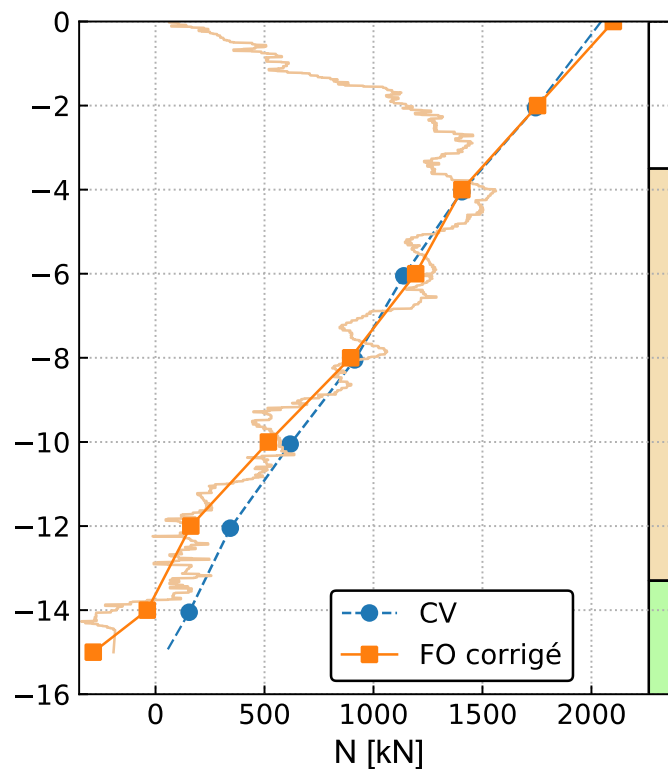


Figure 4.44 Comparaison de l'effort axial de P1 mesuré par FO et CV après calibrage le 01/07/2020

4.3.5.2 Efforts axiaux dans les pieux

Les mesures par fibres optiques et cordes vibrantes ont été arrêtées le 8 et 29 juillet 2020, respectivement. On compare les efforts internes mesurés par les deux systèmes de mesure à deux dates différentes : le 1^{er} juillet (avant creusement) et le 8 juillet, soit 40 m, 30 m et 20 m après le passage sous P1, P2 et P3, respectivement.

La Figure 4.45 présente (a) l'effort axial de P1 au deux dates sélectionnées et (b) la variation d'effort axial correspondante, mesurés par les cordes vibrantes et les fibres optiques. Les fibres optiques donnent des résultats très similaires aux cordes vibrantes en termes d'évolution des efforts internes et de magnitude de variation. La variation d'effort axial est presque la même dans les deux systèmes de mesures.

La différence majeure entre les deux systèmes est au niveau de la courbe de l'effort axial avant creusement. Les mesures par fibre optique conduisent à des efforts axiaux plus faibles en profondeur (à partir de $z = -10$ m). Il semblerait dans notre cas que les fibres soient plus sensibles aux faibles variations d'effort. Il est possible que la variation des pressions interstitielles à l'avant du front affecte les efforts dans P1 et que ces effets étaient détectables juste par les fibres optiques.

Les efforts axiaux de P2 sont présentés dans la Figure 4.46. Les résultats sont similaires pour les CV et les FO avec une faible différence dans la courbe initiale d'effort axial en pointe de pieu.

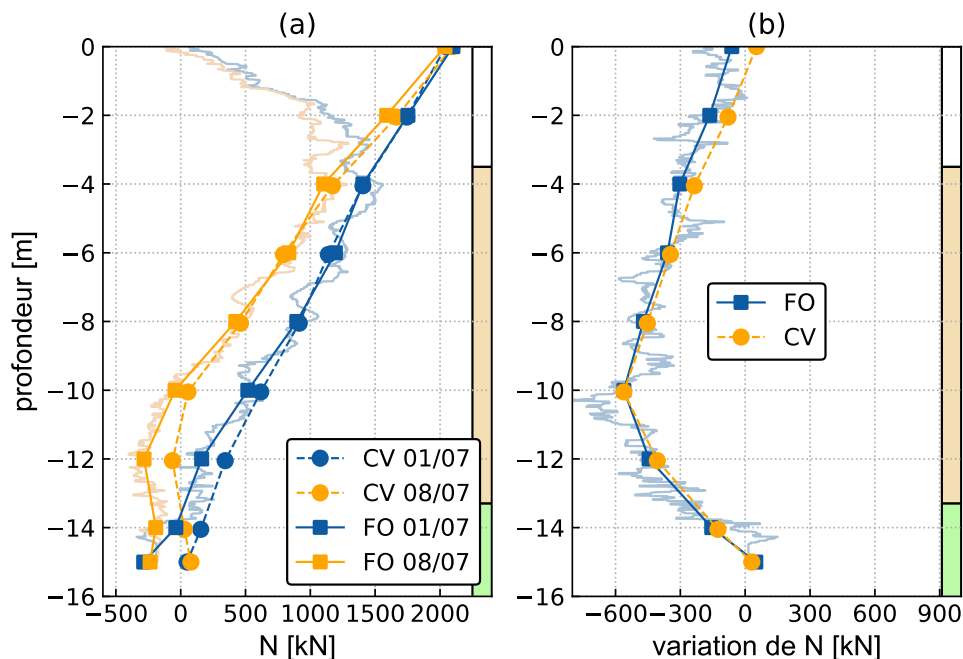


Figure 4.45 Comparaison des efforts axiaux dans P1 mesurés par CV et FO

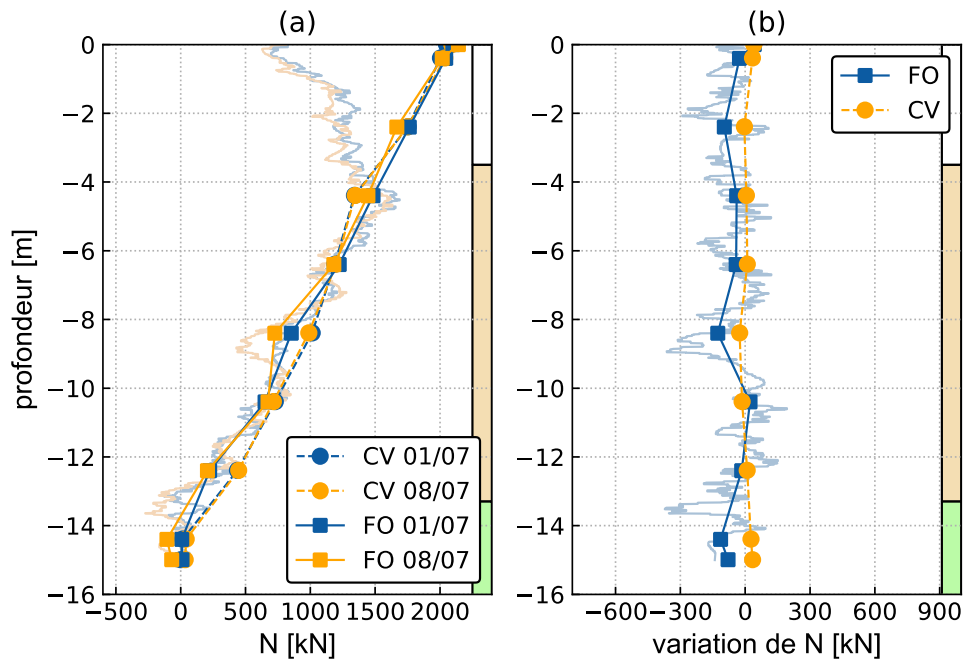


Figure 4.46 Comparaison des efforts axiaux dans P2 mesurés par CV et FO

Les résultats de P3 sont similaires à ceux de P1 (Figure 4.47). La variation d'effort axial est similaire entre les cordes vibrantes et les fibres optiques. La différence majeure se situe au niveau de l'effort axial avant creusement, surtout à partir de $z = -12$ m (ce niveau est proche de celui de la nappe). On peut attribuer cette différence à la sensibilité de deux systèmes de mesure aux effets de la pression interstitielle.

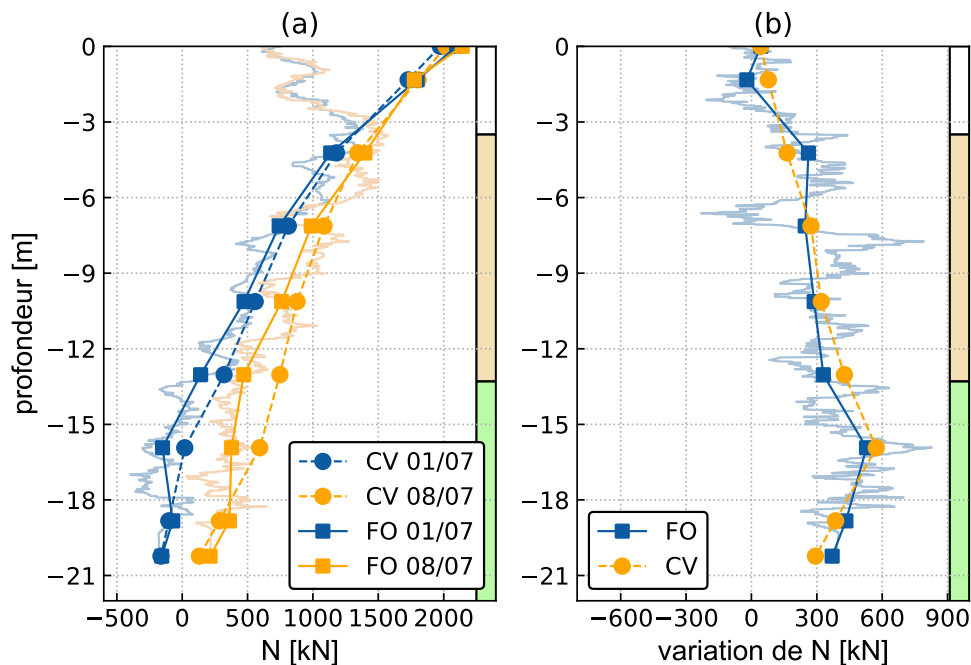


Figure 4.47 Comparaison des efforts axiaux dans P3 mesurés par CV et FO

4.3.5.3 Moments dans les pieux

Les moments générés par le creusement (entre le premier et le 8 juillet) sont présentés dans la Figure 4.49 (direction transversale) et la Figure 4.50 (direction longitudinale), pour les deux systèmes de mesure. Les résultats sont similaires pour les deux types de mesures. La concordance est moins claire pour les moments fléchissants que les efforts axiaux, mais il faut rappeler que les moments sont faibles.

On note une différence dans la direction transversale pour P1 et P3 surtout en pointe : la fibre montre un moment transversal plus grand dans P1 et P3 à $z = -12$ et -18 m, respectivement. Une explication possible est que la méthode de mise en place des deux types de capteurs sur les filants est différente : la fibre suit les filants de la cage et les changements de direction peuvent introduire des artefacts dans les résultats.

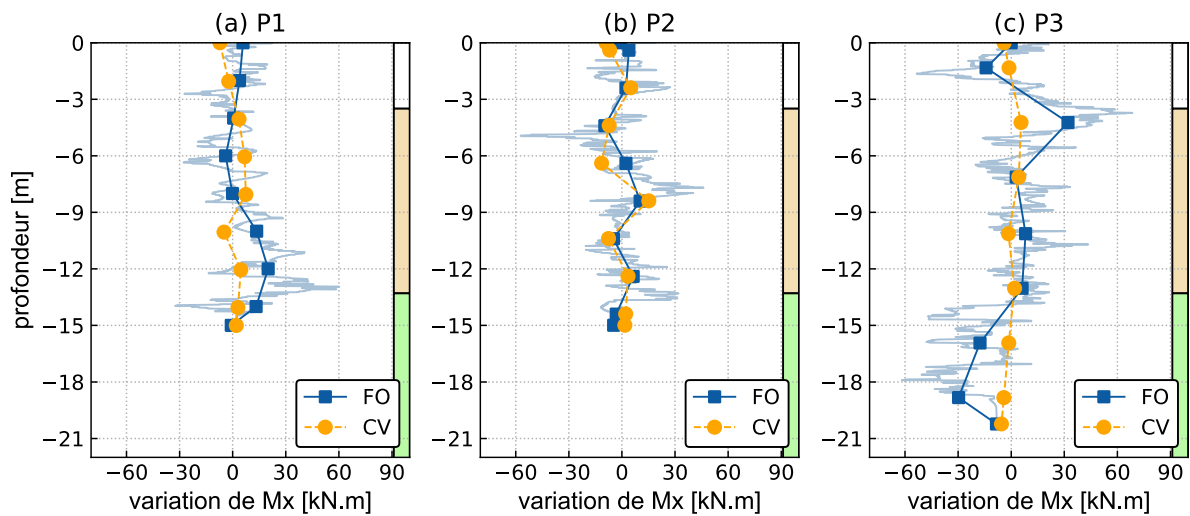


Figure 4.48 Comparaison entre les moments transversaux générés par le creusement et mesurés par les CV et les FO

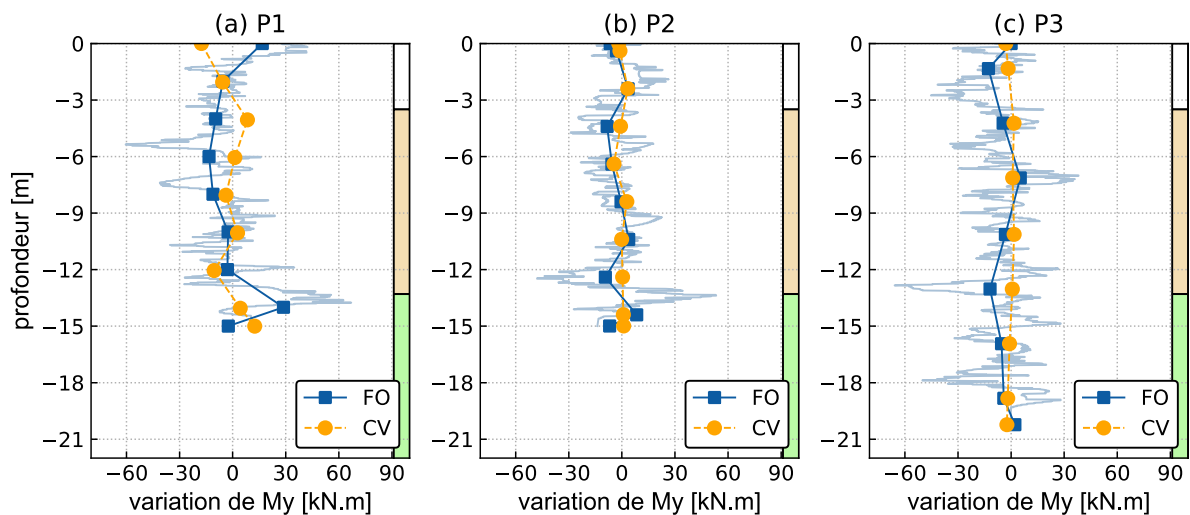


Figure 4.49 Comparaison entre les moments longitudinaux générés par le creusement et mesurés par les CV et les FO

4.3.6 Diagrammes d'interaction N-M

La Figure 4.50 (a) présente le diagramme d'interaction pour les trois pieux avec les enveloppes limites pour béton armé (RC) et non armé (UC). On trace pour chaque pieu les couples $N - M_x$ et $N - M_y$ à la fin du creusement (mesures cordes vibrantes). Les enveloppes sont estimées suivant les formules de (Di Laora et al., 2020), pour une résistance du béton $f_{cd} = 20 \text{ MPa}$, une résistance d'acier $f_{yd} = 435 \text{ MPa}$, une section d'acier $A_s = 12,3 \text{ cm}^2$ et une couverture de béton $c = 7,5 \text{ cm}$.

Les résultats montrent que l'absence de ferrailage en pointe de P3 n'était pas critique en raison des efforts axiaux de compression et des faibles moments de flexion. En utilisant l'enveloppe UC, on déduit que le moment de flexion ultime qui peut être supporté par la section non renforcée en pointe de P3, pour un effort axial de 370 kN, est évalué à environ 80 kN.m, ce qui est supérieur aux valeurs qu'on a déterminées.

En ce qui concerne la rupture en traction simple, des forces de traction se sont développées près de la base de P1 : une valeur de -90 kN est mesurée par les cordes vibrantes à la fin du creusement ; les fibres optiques montrent une valeur de -280 kN le 8 juillet à 40 m du pieu (Figure 4.50 (b)). Ces tractions ne dépassent pas la limite dans le cas du béton armé (-500 kN) mais le risque d'avoir des efforts inadmissibles en pointe de P1 semble élevé.

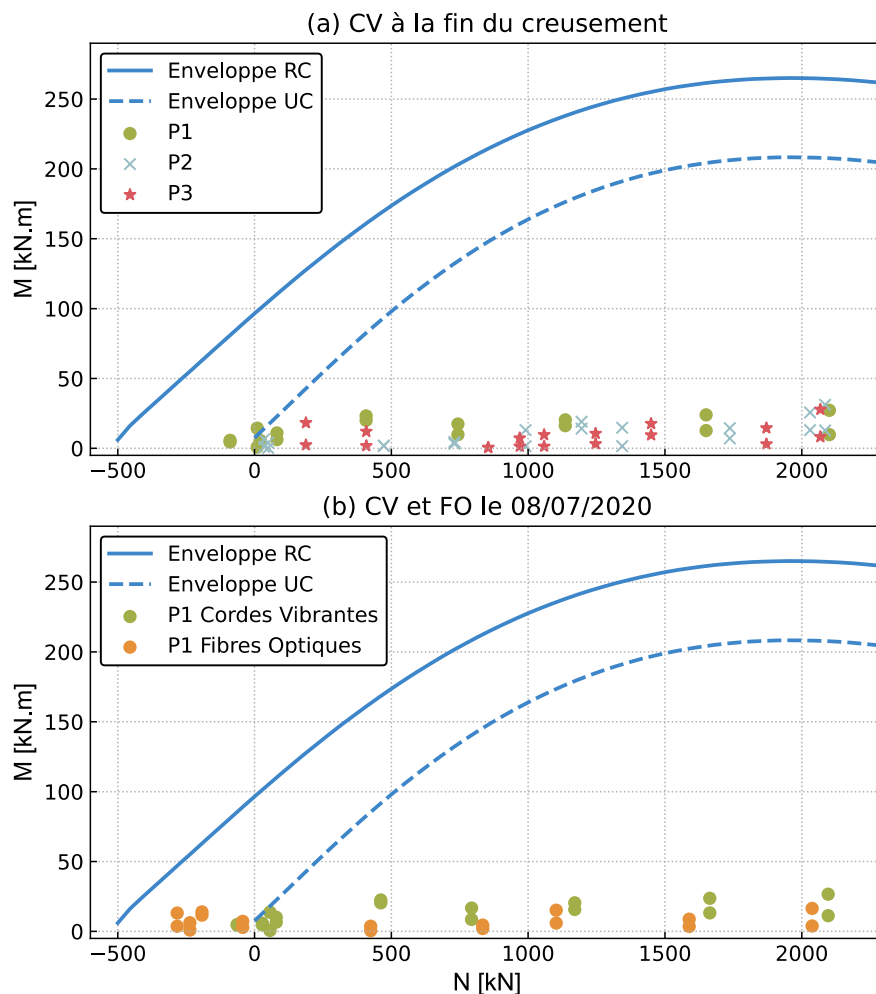


Figure 4.50 Comparaison entre les efforts internes et les enveloppes limites pour béton armé (RC) et non armé (UC)

4.4 Conclusions

Ce chapitre a présenté les mesures effectuées sur le site TULIP par deux systèmes d'instrumentation afin d'examiner la réponse des pieux au creusement de tunnel. Il se divise en deux parties : la première porte sur la réponse des pieux au chargement et la deuxième sur la réponse au creusement. Dans chaque partie, on analyse les déplacements des pieux, les efforts axiaux, les frottements, les charges en pointe et les moments fléchissants.

Le pieu P1 situé au-dessus de l'axe du tunnel subit des tassements plus importants que le sol en surface et on observe une mobilisation du frottement positif qui aboutit à une réduction de l'effort axial. L'évolution des efforts comporte une succession de phases en fonction de la position du tunnelier par rapport au pieu : phase avant l'arrivée du tunnel, passage du tunnelier, injection de mortier de bourrage puis stabilisation des efforts après une certaine distance. La profondeur neutre z_n est observée à 2/3 de la longueur de pieu : le frottement mobilisé est positif au-dessus de cette profondeur et négatif en dessous. On obtient des efforts de traction près de la pointe de pieu. La proportion la plus importante de la déformation totale se produit pendant le passage de la jupe sous le pieu.

Le pieu P2, positionné à $y = -7$ m de l'axe du tunnel, se déforme légèrement en respectant qualitativement le même phasage que P1. A la fin du creusement, ce pieu présente un tassement différentiel avec la surface du sol mais sans variation notable des efforts internes. La profondeur neutre z_n est similaire à celle de P1 à 2/3 de la longueur de pieu.

Enfin, le pieu P3, situé à $y = 10$ m avec une pointe proche de l'axe du tunnel, montre une augmentation importante de la charge en pointe (20 % de la charge en tête), une mobilisation du frottement négatif et une augmentation des efforts axiaux. La profondeur neutre se situe à 4/5 de la longueur de pieu (plus profonde que P1 et P2) au-dessus de laquelle la variation de frottement mobilisé était négative.

En comparant les zones d'influence géotechnique issues du rapport R dans la littérature avec notre cas d'étude, on déduit que la zone de fort tassement de pieu ($R > 1$) est plus large dans notre cas et que le rapport R n'est pas suffisant pour prédire le comportement des pieux : ce comportement est gouverné principalement par l'interaction sol-pieu en profondeur et ne peut pas être prédit uniquement à partir des mesures en surface.

Les moments générés par le creusement sont de faible magnitude pour les trois pieux en raison des faibles déplacements horizontaux du sol et des pieux en surface et en profondeur.

Une diminution de la pression frontale a été observée pendant quelques heures pendant le creusement (le 7 juillet), causant des tassements brusques et des variations des déformations le long des pieux. Une fois le problème résolu, les déformations se sont stabilisées à nouveau.

Les variations de pression interstitielle ont été ressenties par P3 pendant le passage du tunnelier dans l'emprise et loin avant passage du tunnelier (à plus de 200 m). La diminution de la pression interstitielle est accompagnée par un tassement relatif du sol par rapport au pieu mobilisant du frottement négatif (diminution de frottement) et l'augmentation de la pression interstitielle refoule le sol autour du pieu, augmentant par suite le frottement. L'effet de la pression interstitielle apparaît souvent dans les cordes vibrantes situées au-dessous de la nappe phréatique (Figure 4.31). Des tassements progressifs ont été observés dans les

trois pieux même pendant l'arrêt du creusement pendant les weekends, suite à la diminution de la pression interstitielle.

Les mesures par cordes vibrantes et par fibre optique donnent des résultats comparables, avec des faibles différences qui peuvent être expliquées par les spécificités de la mise en place de la fibre, qui suit les filants de la cage et présente des changements de direction qui peuvent introduire des artefacts dans les résultats. Ces artefacts peuvent être en partie évités par exemple en insérant la fibre dans un tube de réservation après la mise en place de la cage, qu'on remplit ensuite de coulis de ciment, comme cela a déjà été fait avec succès (Szymkiewicz et al., 2021a).

L'interprétation des mesures par fibre optique demande des précautions particulières : dans le cadre de ce projet, on a procédé à un lissage des mesures avant de les analyser. Les fibres optiques permettent d'acquérir des mesures plus rapprochées dans l'espace, mais nécessitent sur les premiers mètres une correction en température, surtout pour les essais durant plusieurs jours ou plusieurs semaines. Cette correction demande des dispositions spécifiques, comme la pose d'un unique capteur de type corde vibrante en tête de pieu. Il reste donc une marge de progression pour améliorer la fiabilité des mesures par fibres.

Les diagrammes d'interaction sont élaborés pour les trois pieux et les résultats ont montré que l'absence du ferrailage en pointe de P3 n'était pas critique en raison des efforts axiaux de compression et des faibles moments de flexion. Le risque d'efforts internes inadmissibles n'est pas complètement exclu pour le cas de P1.

Chapitre 5 : Modélisation numérique de l'expérimentation TULIP

La modélisation numérique du creusement des tunnels, en trois dimensions, conduit à enchaîner un grand nombre de phases de calcul, au cours desquelles, pour représenter le processus de creusement et de construction du tunnel, on active et on désactive des groupes d'éléments du maillage, on applique des chargements variés, on modifie les propriétés mécaniques affectées aux différents groupes. La préparation du maillage lui-même, et des données de calcul pour chaque phase, représente la manipulation d'une masse importante de données.

Il est difficile de réaliser ces opérations en utilisant uniquement une interface graphique (comme l'a noté par exemple (El Jirari, 2021)). Pour surmonter cette difficulté, la société Itech a développé, dans le cadre du projet FUI Newtun, une interface spécifique appelée C-Newtun, qui permet de gérer, pour un creusement par la méthode traditionnelle, l'ensemble des données nécessaires. Cependant, cette interface, dédiée à l'étude des dispositifs de renforcement (boulonnage du front, boulonnage radial) ne permet pas de prendre en compte la présence d'un pieu discrétisé dans le maillage.

Une autre approche, qui a été choisie pour ce projet, consiste à utiliser le solveur éléments finis CESAR (Humbert, 1989) qui dispose, pour l'environnement Linux, d'un langage de commandes appelé Pilote de CESAR (Lévêque, 2021) qui permet de simplifier la mise en données textuelle d'une étude (lisibilité, paramétrage et scripting) via l'écriture de scripts Python. Le solveur et le Pilote de CESAR sont téléchargeables comme gratuits sur le site du projet CESAR.

Cette solution nous a permis :

- de décrire la géométrie et de spécifier des directives de maillage. Le Pilote encapsule l'usage du logiciel libre GMSH (Geuzaine & Remacle, 2009),
- de définir les propriétés des différentes zones du maillage, les conditions aux limites et le chargement simulant le creusement (activations, désactivations, ...),
- de lancer l'exécution du calcul phasé,
- de relever et d'exploiter les résultats du calcul, dans un seul script Python.

Des calculs 2D préliminaires ont été effectués sur différentes méthodes de modélisation du creusement (par déformation imposée, par déconfinement, par chargement thermique) et sur différentes méthodes de modélisation de pieu (par éléments volumiques, de barre, de barre frottante et de poutre) ainsi que des études paramétriques sur les propriétés du sol et les conditions d'interface sol-pieu. Ces calculs ne sont présentés dans ce mémoire mais ont permis de préciser les choix de modélisation qui ont été retenus pour les calculs 3D.

Ce chapitre décrit une modélisation numérique 3D aux éléments finis qui a été réalisée pour estimer les déformations des pieux et du sol ainsi que les variations des efforts dans les pieux induits par le creusement par tunnelier à pression de terre. On présente dans ce qui suit :

- les différentes hypothèses retenues pour effectuer les calculs.
- les résultats numériques de référence, qui sont obtenus avec une méthode de simulation simplifiée du creusement par application d'une déformation imposée.
- les résultats de l'exercice de prévision organisé au cours du projet TULIP, relatif au comportement de l'impact du tunnelier sur le pieu P3 de cette expérimentation, afin de mobiliser la profession autour de cette problématique, et de confronter les différentes

pratiques. Une comparaison du modèle de référence est effectuée avec ceux du benchmark pour un modèle géotechnique imposé.

- des calculs numériques avec la méthode de déconfinement, plus fréquemment utilisée dans la pratique pour modéliser l'excavation. L'objectif était d'améliorer les résultats numériques en ce qui concerne la variation des efforts axiaux. Les hypothèses de modélisation ont été inspirées des résultats de l'exercice de prévision. Une comparaison avec les calculs de référence par déformation imposée est effectuée.

5.1 Modèle numérique 3D

Les trois pieux ont été modélisés dans trois modèles numériques différents. Compte-tenu de la symétrie du problème dans le cas du pieu P1, seule la moitié du pieu et du massif est modélisée. La Figure 5.1 présente la coupe transversale du modèle P3. Le domaine maillé comporte 6 couches:

- la couche de remblais (R),
- la couche de calcaire de Saint Ouen (CSO) est divisée en deux parties, une au-dessus de la nappe (CSOsec) et une deuxième sous la nappe (CSOsat),
- la couche des Sables de Beauchamp (SB),
- la couche des Marnes et Caillasses (MC),
- la couche du Calcaire Grossier (CG) qui constitue le substratum dans notre cas.

Des calculs numériques préliminaires ont été effectués pour définir les dimensions des modèles. Ils ont conduit à fixer la longueur du maillage à $13,5 D$ et son extension dans la direction transversale (de l'axe du tunnel vers le plan vertical limitant le maillage) à $5D$. Une extension verticale de $5D$ a été adoptée compte tenu du fait que le substratum du projet TULIP se situe à $z = -35$ m.

Les dimensions issues des études de (Möller, 2006) donnent $20,7D \times 5,1D \times 4D$ pour la moitié du massif. Les dimensions que nous avons retenues sont en bon accord avec ces valeurs pour les dimensions transversales tandis que l'extension longitudinale de Möller semble conservative.

Le comportement du sol est modélisé par un modèle élasto-plastique avec écrouissage. On utilise le Hardening Soil Model « HSM » (Schanz et al., 1999) implémenté dans le code de calcul CESAR-LCPC.

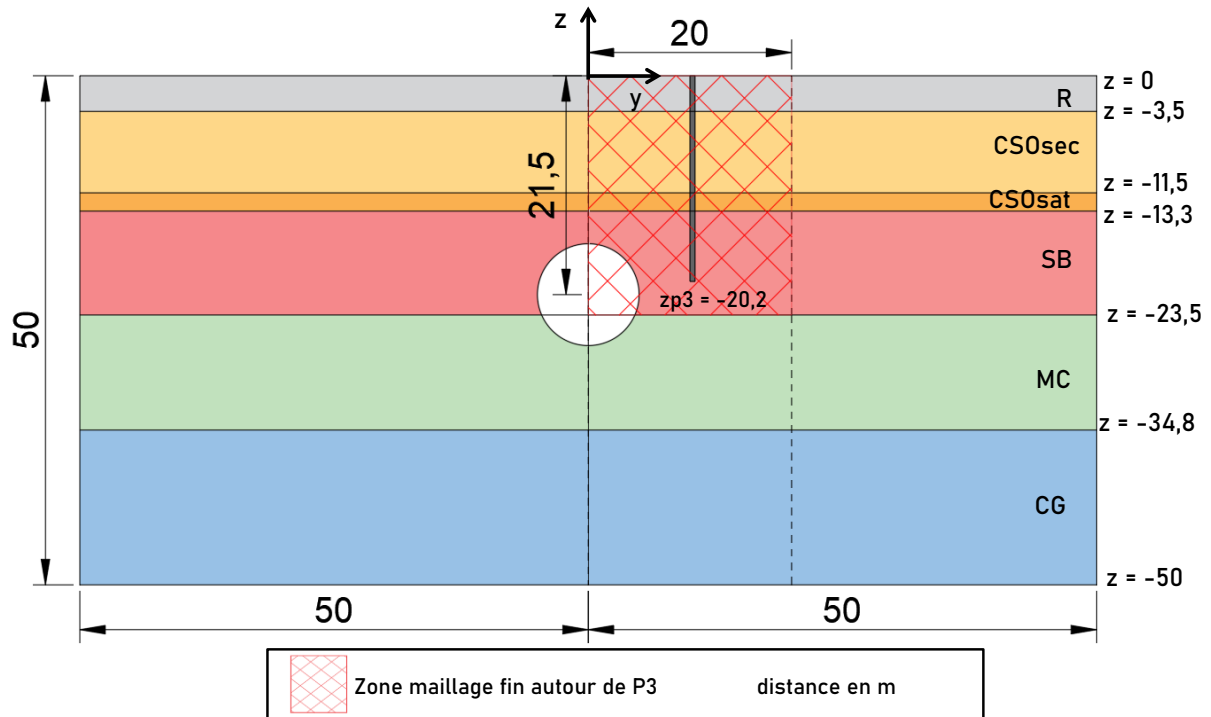


Figure 5.1 Coupe transversale du modèle élaboré pour P3

L'axe du tunnel est parallèle à l'axe x , le creusement progressant dans le sens des x décroissants (ce qui correspond à la direction Nord-Sud).

Chaque couche de sol (R, CSOsec, CSOsat et CG) est décomposée en neuf volumes (Figure 5.2) : nord-est (ne), centre-est (ce), sud-est (se), nord-ouest (no), centre-ouest (co) et sud-ouest (so) qui forment la moitié du massif du côté de P3 et nord-est symétrie (ne_s), centre-est symétrie (ce_s), sud-est symétrie (se_s) formant l'autre moitié du modèle. Les couches en contact avec le tunnel (SB et MC) comportent sept volumes dont un seul dans la moitié du massif sans pieu (sb_s et mc_s). Le maillage du sol autour de P3, dans le volume centre-est de R, CSOsec, CSOsat et SB, est plus fin que dans les autres parties.

Dans la direction x , les volumes centre-est, où le maillage est fin, s'étendent sur 10 m de chaque côté du centre de P3 (soit 20 m de long) et sur 20 m dans la direction y . Ce sont les volumes dont le contour est le plus complexe, parce qu'ils sont traversés à la fois par le tunnel et par le pieu.

Le tunnel est divisé en quatre parties, deux supérieures dans la couche SB et deux autres inférieures dans la couche MC. Le creusement est simulé par phasage en excavant dans chaque étape un anneau de 2 m de sol dans la direction longitudinale. Pour s'affranchir des effets de bord, le pieu se situe à une distance de $7D$ de la position d'initialisation du creusement (la « face d'entrée » dans le maillage). Tout d'abord, on commence par l'élaboration de la moitié du massif qui contient le pieu P3 suivie par l'autre moitié. Les détails de la création de la géométrie sont décrits dans le paragraphe 5.1.4.

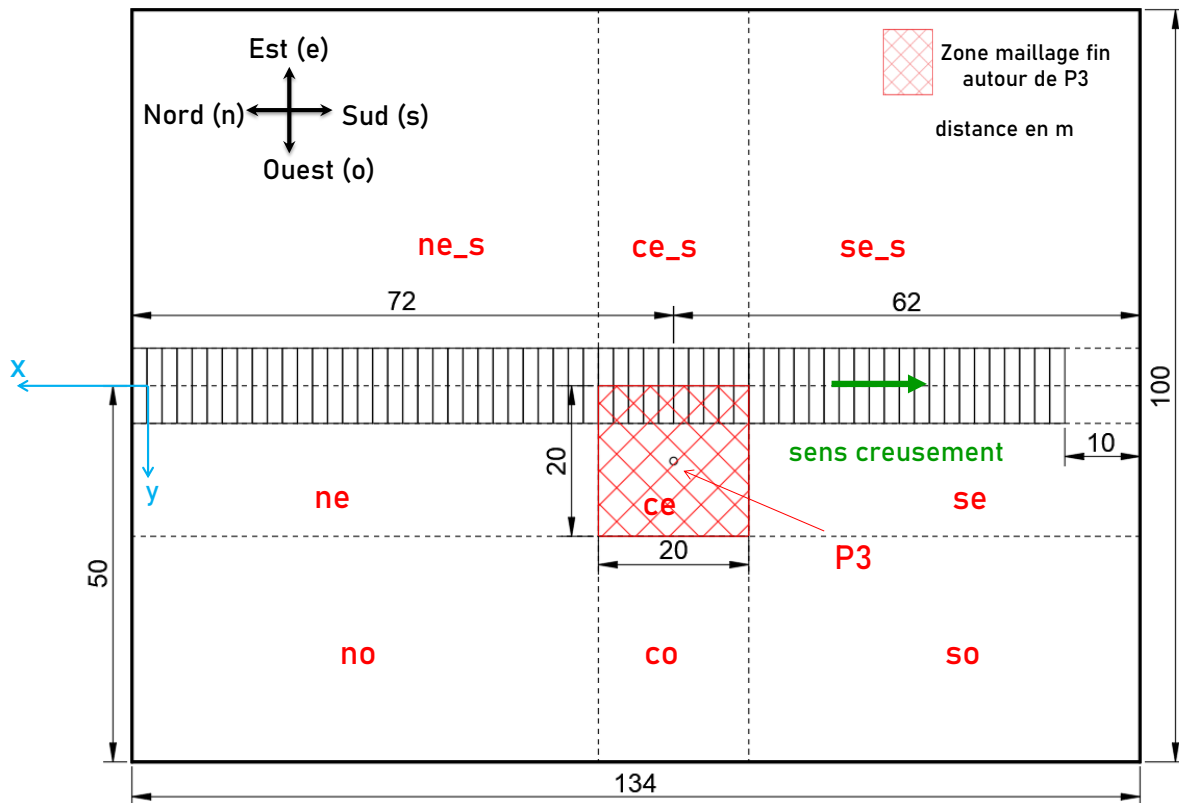


Figure 5.2 Plan du modèle P3

5.1.1 Modélisation du creusement

La possibilité de prendre en compte une déformation imposée, qui peut être d'origine thermique, chimique (liée à une réaction de gonflement), ou autre (fluage par exemple) est une fonctionnalité intéressante de manière générale, et en particulier pour la modélisation du creusement au tunnelier.

Le logiciel CESAR-LCPC propose une gamme de modèles de comportement « à composantes » permettant de définir un comportement mécanique par l'association :

- d'une loi élastique (linéaire ou non),
- d'un mécanisme plastique défini par la combinaison d'un critère, d'un potentiel et éventuellement une loi d'érouissage,
- et éventuellement d'autres « composantes » (comme la présence d'inclusions de renforcement, ou le caractère non drainé du groupe d'éléments),

Chaque composante du modèle de comportement est introduite par un mot-clé (« ELAS » pour la partie élastique du modèle, « CRT », « POT », « ECR » pour les données relatives au critère, au potentiel et à la loi d'érouissage, « RENF » pour les renforcements, etc.).

Pour les besoins de cette thèse, on a ajouté une composante supplémentaire, associée à une déformation imposée.

On part d'un état de contraintes en équilibre avec les forces extérieures, et on impose une déformation $\underline{\underline{\varepsilon}}^o$ en appliquant aux points d'intégration une correction de contraintes égale

à - C : $\underline{\underline{\varepsilon}}^\circ$, où C désigne le tenseur des modules élastiques. Cette correction de contraintes est associée à un déséquilibre mécanique : le code la convertit en forces nodales qui provoquent la déformation du maillage. Si le groupe d'éléments soumis à la déformation imposée $\underline{\underline{\varepsilon}}^\circ$ est seul dans le maillage (et si les conditions aux limites le permettent), on obtient effectivement la déformation voulue. S'il est entouré par d'autres éléments, le calcul donne un résultat qui dépend des raideurs relatives des différentes zones du maillage. Pour imposer la déformation voulue, il faut donner à la zone concernée un module très grand par rapport aux zones qui l'entourent (par exemple un module de Young 100 fois plus grand).

L'équipe de développement de CESAR a donc ajouté à la structure des modèles de comportement à composantes une nouvelle composante correspondant à une déformation imposée, le mot-clé correspondant étant « DEFI ». On peut imaginer plusieurs modèles, selon que la déformation imposée est isotrope ou non, uniforme ou non, etc. et associer chacun à une valeur différente d'un indicateur spécifique, qu'on appellera IDEFI.

Le modèle le plus simple consiste à imposer une déformation volumique uniforme dans le groupe d'éléments concernés. Ce modèle est associé à la valeur 21 de l'indicateur IDEFI. Pour ce modèle, l'utilisateur donne seulement la valeur de la déformation volumique ε_v à imposer et le code calcule la déformation locale $\underline{\underline{\varepsilon}}^\circ = \varepsilon_v / 3 \underline{\underline{1}}$.

Les données à fournir dans le jeu de données pour le groupe d'éléments concernés, supposé par ailleurs élastique linéaire, prennent l'allure suivante (en déformation plane) :

Nom du groupe
10000 1
ELAS + données relatives à la partie élastique du modèle
Autres composantes éventuelles
DEFI 21 EPS_V

On peut aussi définir un modèle plus général, associé à la valeur IDEFI=22, permettant à l'utilisateur d'imposer une déformation uniforme mais quelconque $\underline{\underline{\varepsilon}}^\circ$. On donne les trois composantes ε°_{xx} , ε°_{yy} , ε°_{xy} de la déformation en déformation plane, et les six composantes en 3D. Les données à fournir dans le jeu de données pour le groupe d'éléments concernés, supposé par ailleurs élastique linéaire, prennent l'allure suivante (en déformation plane) :

Nom du groupe
10000 1
ELAS + données relatives à la partie élastique du modèle
Autres composantes éventuelles
DEFI 22 EPS_XX EPS_YY EPS_XY

Dans la mesure où on se propose d'utiliser une modélisation simplifiée du processus de creusement, on ne distingue pas, à l'intérieur des zones excavées au cours du creusement, la partie occupée par les voussoirs et celle qui restera vide à la fin de la construction. Le creusement se fait par phasage de 2 m (Figure 5.3) en imposant à l'anneau à creuser une déformation (isotrope DEFI 21 ou quelconque DEFI 22). Les anneaux en arrière du front auront un module 100 fois plus grand que le sol avoisinant.

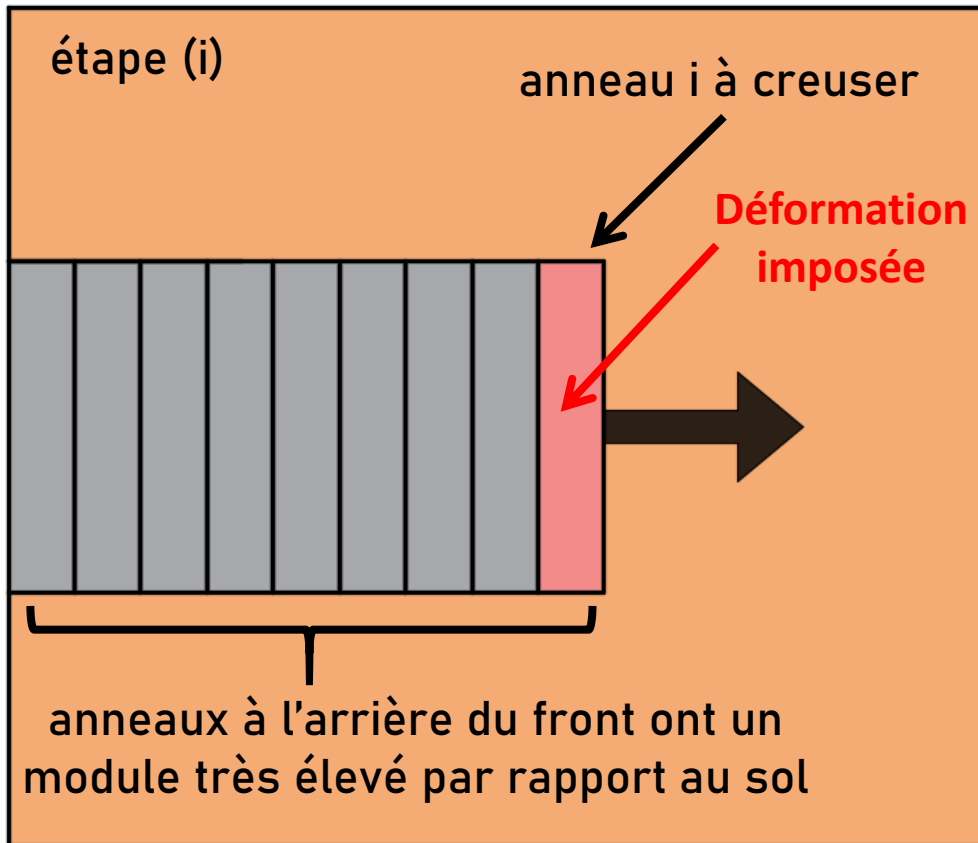


Figure 5.3 Simulation du creusement par la méthode DEFI

5.1.2 Modélisation des pieux et de l'interaction sol-pieux

Les pieux sont modélisés par des éléments de massif tridimensionnels avec un module qui évolue linéairement avec la profondeur. Pour reproduire le mécanisme de mobilisation du frottement axial, on introduit des éléments spéciaux sans épaisseur (éléments de joint) qui représentent l'interface sol-pieu. On utilise une loi de frottement de Coulomb :

$$\tau = c + \sigma_n \tan \varphi \quad (50)$$

Et un critère de décollement :

$$\sigma_n < R_t \quad (51)$$

Dans ces relations, c et φ sont les propriétés de résistance de l'interface. Dans CESAR, elles peuvent être choisies indépendamment des propriétés des matériaux en contact, mais la pratique courante consiste à considérer qu'elles sont déduites de celles du sol avoisinant en appliquant un facteur de réduction à c et $\tan \varphi$.

Dans notre cas, on impose une cohésion égale au frottement latéral unitaire limite q_s et un angle de frottement nul (critère de Tresca). On ne limite pas le frottement à l'interface au sens de la norme NF P94-262.

La valeur de R_t est arbitrairement fixée à une valeur élevée (1 MPa) pour proscrire le décollement, qui peut se produire à l'interface entre le sol et certaines structures, mais n'est pas vraisemblable dans le cas d'un pieu chargé verticalement.

5.1.3 Paramètres du modèle référence

Les différents paramètres mécaniques du sol sont présentés dans le Tableau 5.1. Ils sont calculés en se basant sur la synthèse des caractéristiques mécaniques présentée dans le Tableau 2.2. Le substratum (couche CG) suit une loi élastique avec un module très élevé par rapport aux autres couches.

Deux calculs de référence ont été effectués avec la méthode de la déformation imposée. Dans le premier modèle, la déformation appliquée est isotrope (DEFI 21 avec $\varepsilon_{xx} = \varepsilon_{yy} = \varepsilon_{zz} = \varepsilon_v / 3$), ce qui conduit à une déformée circulaire du tunnel suite au creusement. Dans le deuxième modèle, la déformation est anisotrope (DEFI 22 avec $\varepsilon_{xx} \neq \varepsilon_{yy} \neq \varepsilon_{zz}$; les autres composantes de la déformation imposée sont nulles).

L'intérêt de la deuxième option est que, en général, la déformée du tunnel suite au creusement est ovale et dépend des coefficients des terres au repos et des efforts exercés par le tunnelier sur le sol. On adopte les hypothèses suivantes qui prennent en compte l'effet de K_0 sur la déformée du tunnel :

$$\varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy} + \varepsilon_{zz} = \varepsilon_v \text{ (déformation imposée)} \quad (52)$$

$$\varepsilon_{xx} = \varepsilon_{yy} = K_{0t} \times \varepsilon_{zz} \quad (53)$$

Avec K_{0t} le coefficient des terres au repos de la couche du sol traversée par le tunnel.

Dans notre cas, le tunnel traverse deux couches du sol, les sables de Beauchamp SB et les marnes et caillasses MC. On considère K_{0t} comme la valeur moyenne de coefficient des terres des deux couches traversées, soit $K_{0t} = 0,4$. Autrement dit, on suppose que le rapport des déformations ($\varepsilon_{xx} / \varepsilon_{zz}$) est égal au rapport des contraintes géostatiques initiales (σ_h / σ_v). Ce choix simple permet de ne pas introduire de paramètre supplémentaire, mais on pourrait faire un choix différent si nécessaire.

La valeur de la déformation volumique à imposer est sélectionnée d'une façon à calibrer le tassement maximal du sol au-dessus de l'axe du tunnel, soit un tassement maximal entre 8 et 12 mm. Le calage donne une déformation de 0,5 % pour DEFI 21 et 0,3 % pour DEFI 22. Cette dernière correspond bien à la valeur expérimentale obtenue en surface du sol (entre 0,26 et 0,33 %).

Tableau 5.1 Paramètres géométriques et mécaniques des sols dans les modèles références

Dimensions de la moitié du massif		134 x 50 x 50 m dans les directions (x, y, z)				
Sols (loi HSM)						
	RB	CSOsec	CSOsat	SB	MC	
z du toit de la couche (m)	0	-3,5	-11,5	-13.3	-23.5	
Poids volumique (kN/m ³)	19	18	18	21	20	
E _{50ref} (MPa)	102	180	327	504	790	
E _{urref} (MPa)	307	541	982	1510	2370	
p _{ref} (kPa)	17	71	111	142	198	
ν	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	
c' (kPa)	0	10	10	5	15	
φ' (°)	28	33	33	35	38	
ψ (°)	0	3	3	5	8	
R _f	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	
m	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	
Coefficient de terre aux repos K ₀	0,53	0,45	0,45	0,43	0,38	
Substratum (loi élastique)						
Couche CG	Poids volumique (kN/m ³)		E (MPa)		ν	
z (toit) = -34,8 m	21		10 000		0,3	
Tunnel (lois élastiques)						
loi DEFI 21	E (MPa)		ν		ε_v	
	1e ⁷		0		0,5 %	
loi DEFI 22	E (MPa)		ν		ε_{xx}	ε_{yy}
	1e ⁷		0		0,065 %	0,065 %
					ε_{zz}	0,165 %

Les modules des pieux sont supposés variables avec la profondeur. On considère les modules obtenus à la fin du chargement (Tableau 5.2). Les conditions d'interface comportent des cohésions équivalentes aux frottements unitaires q_s calculés pour le pieu P3 selon le code NF P94-262, sans considération des limites maximales q_{smax} . Le coefficient de raideur du matériau fictif de joint E_i est supposé égal à 100 fois celui du sol.

Tableau 5.2 Paramètres mécaniques des pieux

	P1	P2	P3
E en tête de pieu (GPa)	38	35	38
Gradient de E par mètre de profondeur (GPa/m)	0,46	0,46	0,5
ν	0,2	0,2	0,2
Conditions d'interface pieu – remblais			
E _i raideur du matériau fictif du joint (MPa)	10 200		
c (kPa)	130		
φ (°)	0		
R _t (MPa)	1		
Conditions d'interface pieu - CSOsec			
E _i raideur du matériau fictif du joint (MPa)	18 000		

c (kPa)	160
φ (°)	0
R_t (MPa)	1
Conditions d'interface pieu - CSOsat	
E_i raideur du matériau fictif du joint (MPa)	32 700
c (kPa)	160
φ (°)	0
R_t (MPa)	1
Conditions d'interface pieu – SB	
E_i raideur du matériau fictif du joint (MPa)	50 400
c (kPa)	195
φ (°)	0
R_t (MPa)	1

5.1.4 Géométrie du massif

Le Pilote de CESAR est un ensemble de modules Python. Il définit des classes permettant de faire appel aux fonctionnalités de GMSH pour définir la géométrie du problème étudié. La démarche consiste à introduire des points, des surfaces, à construire des volumes éventuellement par extrusion de ces surfaces ou en définissant un ensemble de surfaces qui les délimitent. Il est donc nécessaire de mettre en œuvre un système définissant de manière systématique les objets géométriques mis en jeu.

Dans un premier temps, on crée les surfaces qui délimitent les anneaux excavés, les volumes formant le tunnel puis le pieu. Ensuite, on introduit les volumes de sol loin du tunnel et enfin les volumes de sol qui ont un contact direct avec le tunnel.

Le tunnel est divisé longitudinalement en deux parties, la première représente les anneaux excavés successivement et la deuxième correspond à la partie du sol non creusée dans le tunnel (Figure 5.4). La création des anneaux se fait par des extrusions horizontales de 2 m d'épaisseur. La partie du sol non creusée fait 10 m de longueur.

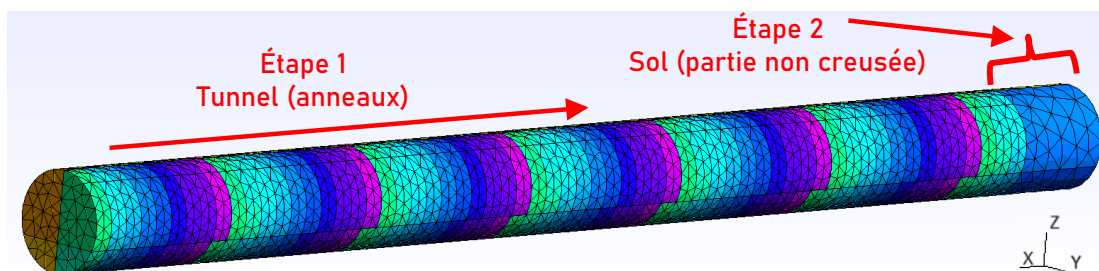


Figure 5.4 Création du tunnel

Le pieu (dans ce cas P3) est divisé en plusieurs volumes, un dans chaque couche de sol. Ils sont obtenus par des extrusions verticales (Figure 5.5 (a)).

Pour modéliser l'interface sol-pieu avec le Pilote de CESAR via des éléments de joints (qui introduisent une discontinuité du champ de déplacement), il est nécessaire de dédoubler la surface commune sol-pieu (Figure 5.5 (b)), c'est-à-dire de créer deux surfaces latérales,

l'une liée au pieu et l'autre au sol avoisinant. La création de surfaces distinctes mais géométriquement confondues est difficile avec GMSH : la solution adoptée ici consiste à introduire entre le sol et le pieu un vide d'épaisseur négligeable (Figure 5.5 (c)).

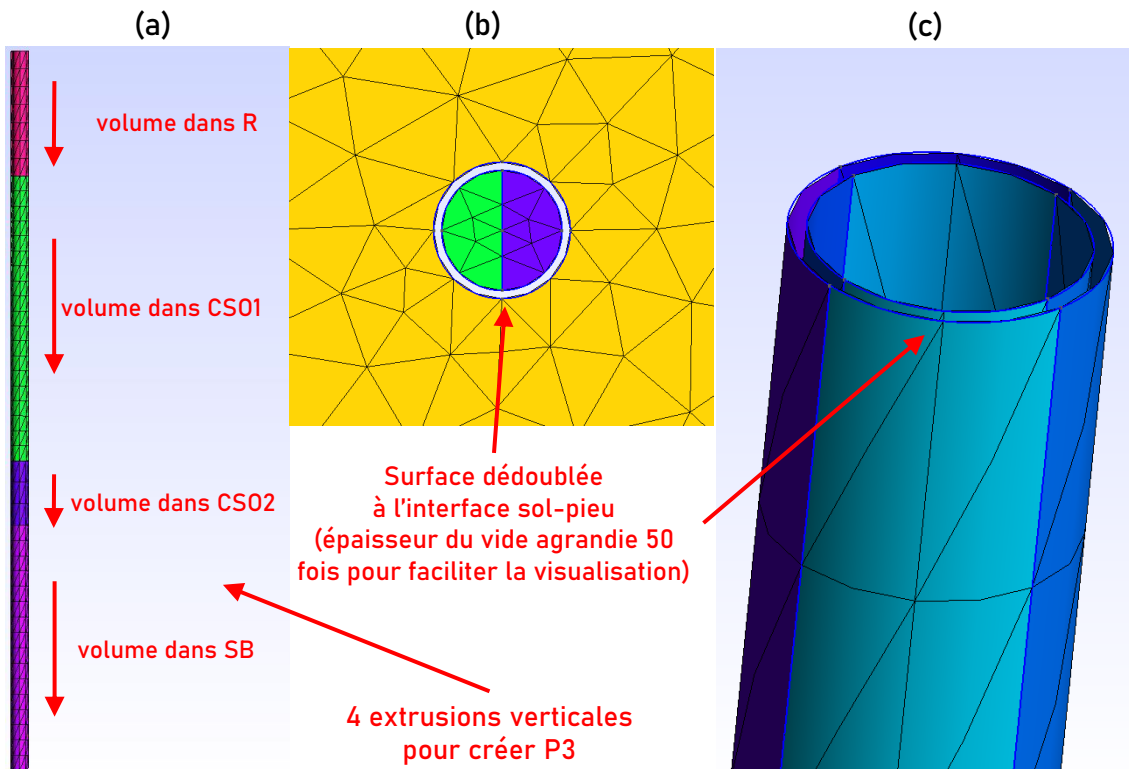


Figure 5.5 Création du P3

La démarche pour créer le sol comporte les étapes suivantes (Figure 5.6) :

1. création des volumes centre-est des couches R, CSOsec et CSOsat par extrusions verticales,
2. création des volumes nord-est et sud-est des mêmes couches par des extrusions horizontales dans la direction x,
3. création des volumes ouest des mêmes couches par des extrusions horizontales dans la direction y positif,
4. création des volumes centre-ouest de SB, MC et CG par des extrusions verticales,
5. création des volumes nord-ouest et sud-ouest de ces couches par des extrusions horizontales dans la direction x,
6. création des volumes CG nord-est, centre-est et sud-est par des extrusions horizontales dans le sens y négatif,
7. création des volumes nord-est, centre-est et sud-est de SB et MC manuellement (création des surfaces qui délimitent ces volumes). A ce stade, la moitié du massif est déjà créé. Pour le cas P1, on s'arrête à cette étape,
8. pour P2 et P3, la création de l'autre moitié se fait par le même principe : les volumes de R, CSOsec, CSOsat et CG sont créés par extrusion et ceux de SB et MC manuellement.

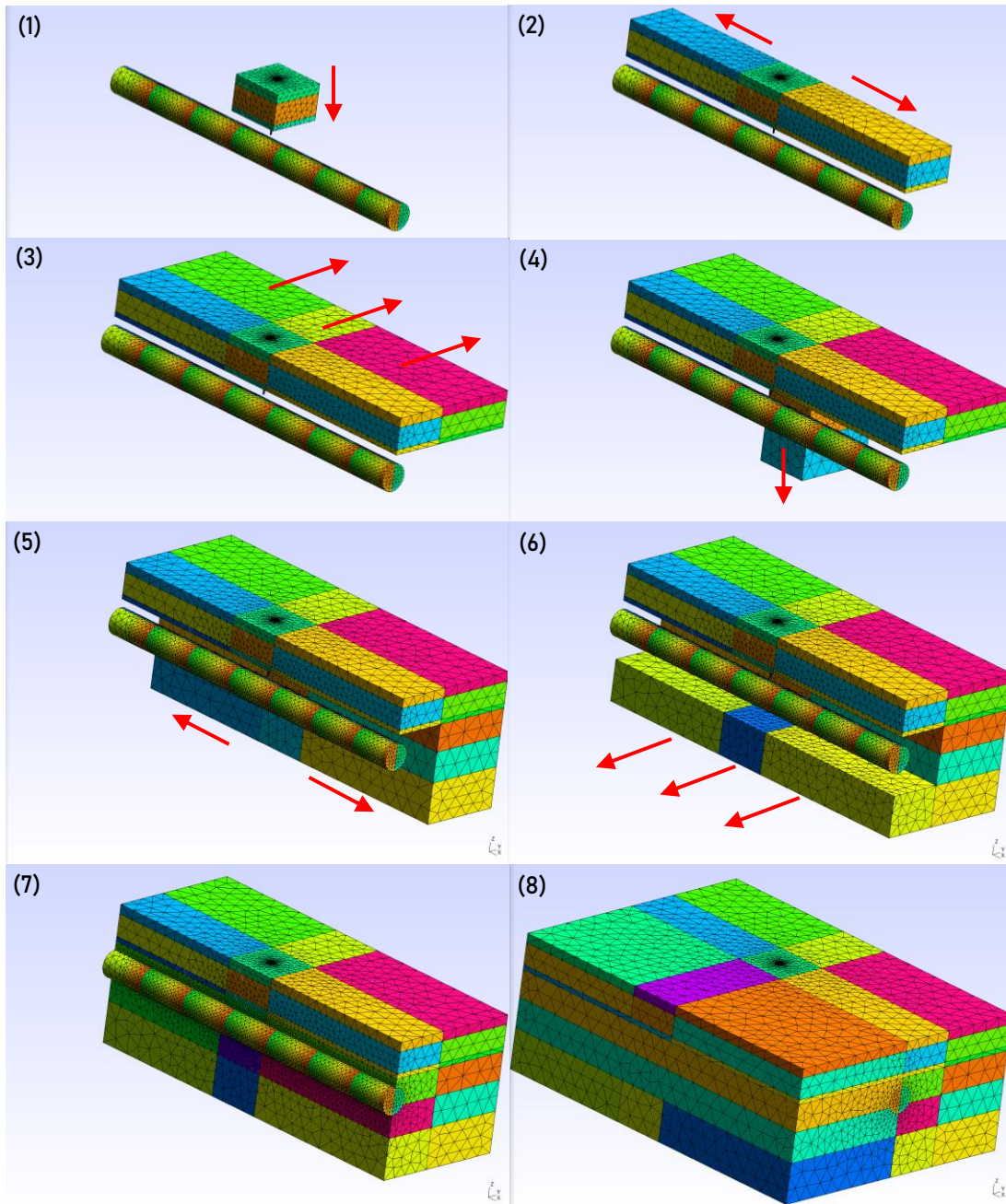


Figure 5.6 Création du massif P3 - sol – tunnel

Le maillage comporte :

- 116 000 éléments volumiques et 140 000 nœuds pour le modèle P1,
- 167 000 éléments volumiques et 180 000 nœuds pour le cas P2,
- 160 000 éléments volumiques et 170 000 nœuds pour P3.

Le maillage dans le cas P1 était plus fin dans la zone autour et sous P1 (Figure 5.7).

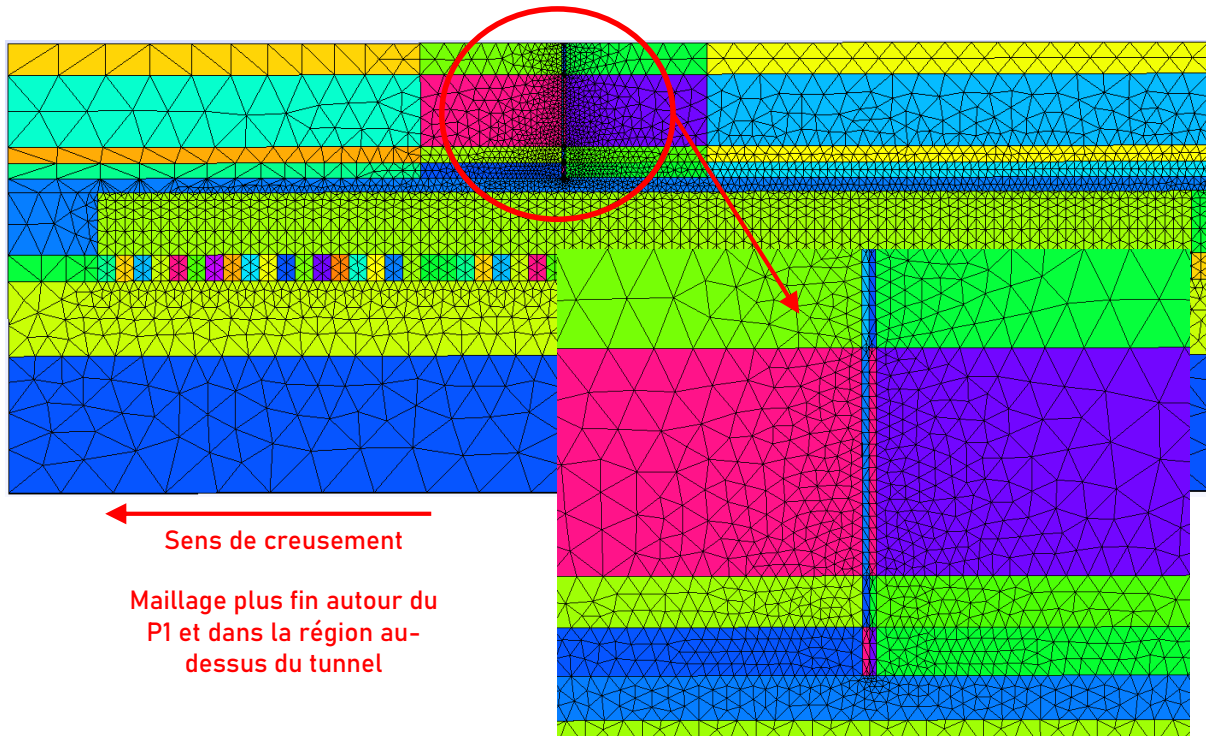


Figure 5.7 Coupe longitudinale du modèle P1

5.1.5 Phasages de calcul

Le phasage des calculs est le suivant :

- phase 0 : initialisation des contraintes géostatiques en utilisant les coefficients des terres au repos des différentes couches du sol. Le calcul se fait en conditions drainées.
- phase 1 : chargement du pieu par application d'une contrainte de 10 500 kPa en tête de pieu. La contrainte correspond une charge de 2000 kN.
- phase i avec i dans l'intervalle $[2 ; N+1]$:
 - N est le nombre d'anneau à creuser = 59,
 - Attribuer au volume de l'anneau i à creuser les propriétés de la loi DEFI 21 pour la déformation isotrope ou la loi DEFI 22 pour le cas anisotrope,
 - Attribuer aux anneaux en arrière de l'anneau i un module élevé correspondant à la mise en place des voussoirs,

Le calcul de chaque phase est effectué en un seul incrément. Les modèles comportent 61 phases au total. Le temps de calcul est :

- pour P1, de 14h pour les deux cas DEFI 21 et 22,
- pour P2, de 25h pour les deux cas DEFI 21 et 22,
- pour P3, de 31h pour DEFI 21 et 19h pour DEFI 22.

5.2 Résultats des modèles de référence (DEFI)

Les résultats des deux modèles DEFI comportent :

- la réponse des pieux au chargement : tassements et efforts axiaux à la fin du chargement,

- la réponse du sol au creusement : profils de tassements en surface dans les directions transversale et longitudinale et déplacements en profondeur à une distance latérale $y = 10$ m de l'axe vertical du tunnel,
- la réponse des pieux au creusement : les tassements avec l'avancement du creusement, la variation des efforts axiaux et des moments à la fin du creusement

5.2.1 Réponse des pieux au chargement

La Figure 5.8 présente (a) le tassement et (b) l'effort axial dans P1 après la phase de chargement. Le tassement diminue avec la profondeur : il vaut -2,6 mm en tête de pieu (contre -2,5 mm mesurés) et -0,4 mm en pied. L'effort axial et le tassement en tête du pieu sont bien calés avec les mesures.

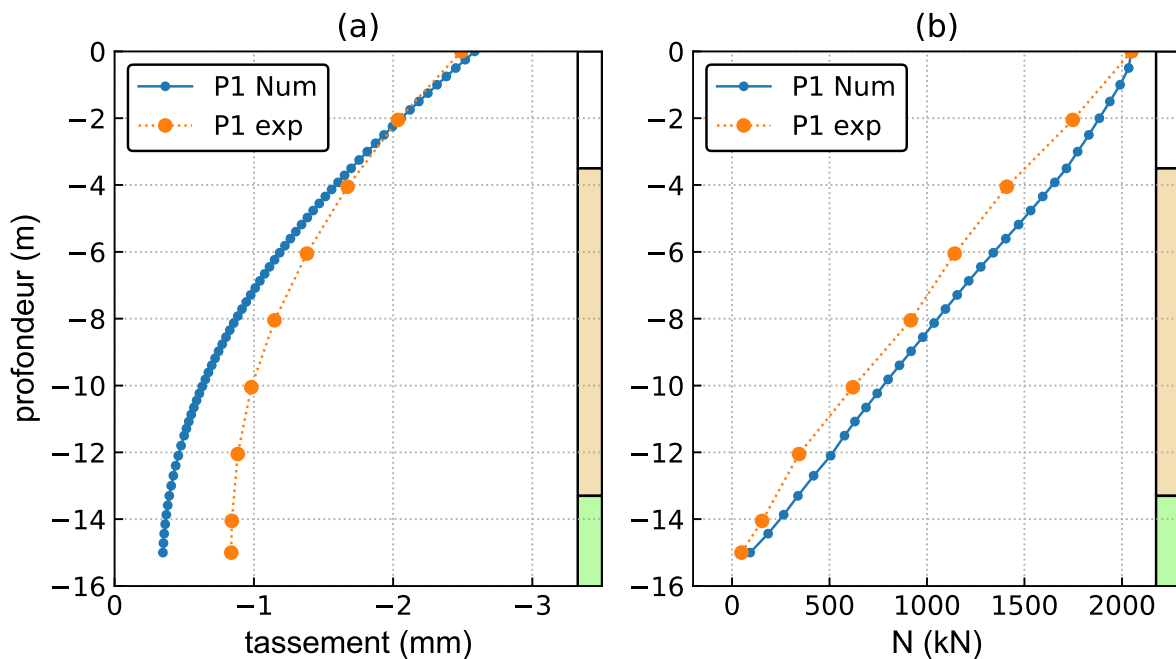


Figure 5.8 Chargement de P1

Pour P2, l'effort axial est bien calé avec les mesures mais le tassement en tête de pieu est sous-estimé (Figure 5.9) : on obtient -2,7 mm numériquement contre -3,2 mm mesuré (15 % de différence).

Expérimentalement, Il y avait une différence de tassement entre P1 et P2 bien que leurs géométries soient très proches. Dans les modèles numériques, P1 et P2 ont les mêmes propriétés géométriques et mécaniques (avec une légère différence au niveau du module) et par suite, les simulations donnent des résultats très proches et ne permettent pas de reproduire les différences observées.

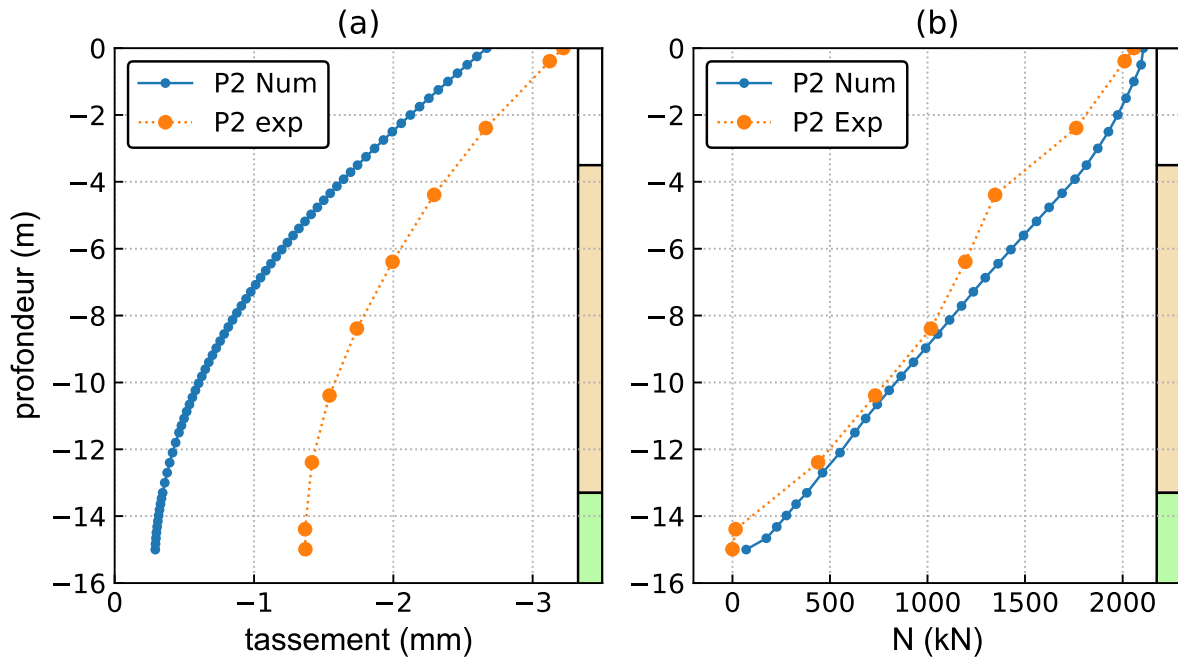


Figure 5.9 Chargement de P2

L'effort axial de P3 est surestimé dans les couches de R et CSO (Figure 5.10). Le frottement mobilisé dans la couche des remblais (55 kPa) correspond à 42 % de la valeur expérimentale (130 kPa). Le tassement quant à lui est surestimé avec une valeur en tête de -2,5 mm. La valeur expérimentale était de -1,9 mm.

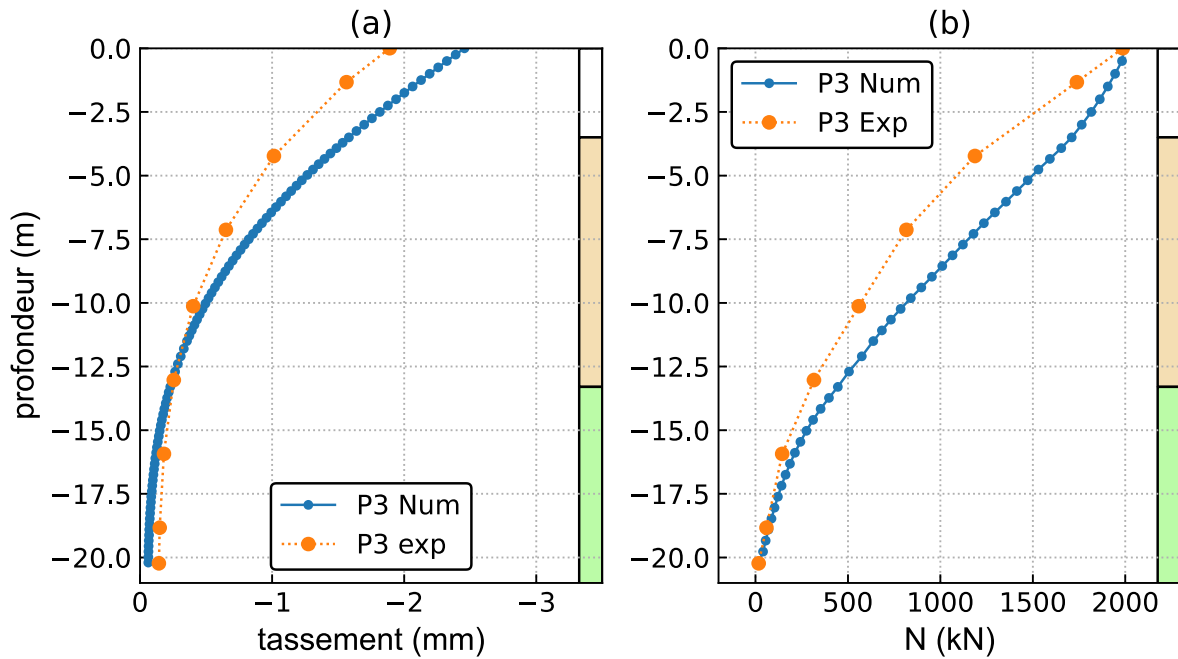


Figure 5.10 Chargement de P3

5.2.2 Réponse du sol au creusement

5.2.2.1 Profil longitudinal de tassement en surface

Les profils longitudinaux de tassement pour les deux modèles DEFI 21 et DEFI 22 sont présentés dans la Figure 5.11 et la Figure 5.12, respectivement. La position du front pour une courbe donnée est indiquée dans la légende. Le tassement augmente avec l'avancement du tunnelier et commence 20 m à l'avant du front. Le champ de déplacement est perturbé sur les premiers 35 m (partie gauche de la figure) par effets de bords. Le tassement final suite au creusement correspond à la valeur stable à 35 m de l'extrémité nord de notre modèle. Il est égal à -8 mm et -7,3 mm pour DEFI 21 et 22, respectivement.

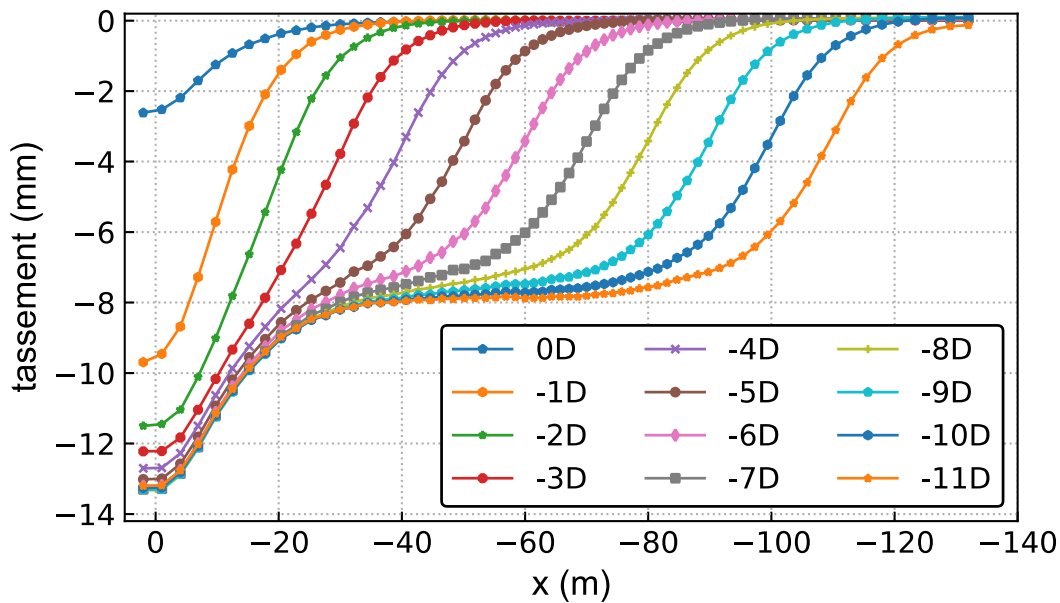


Figure 5.11 Tassement longitudinal pour différentes positions du front cas DEFI 21

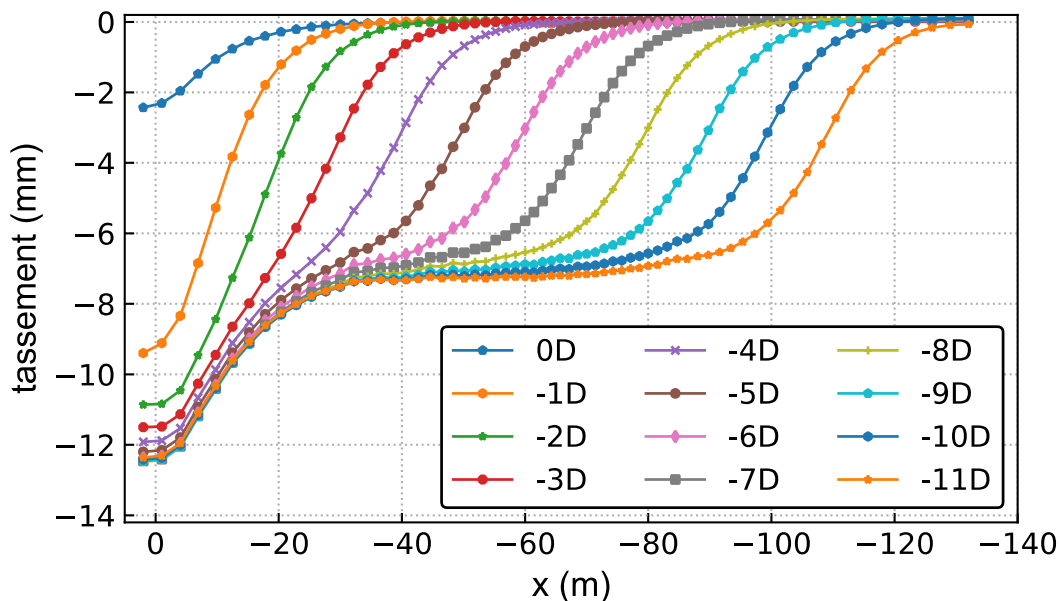


Figure 5.12 Tassement longitudinal pour différentes positions du front cas DEFI 22

5.2.2.2 Cuvette transversale de tassement en surface

Les cuvettes transversales des deux modèles pour différentes positions du front sont présentées dans la Figure 5.13. La plus grande partie du tassement se produit dans la zone $X_t = \pm 20$ m. Le tassement continue à augmenter jusqu'à stabilisation à $X_{st} = -50$ m. Les cuvettes sont plus larges pour DEFI 21 : à la fin du creusement, le tassement est égal à -3,5 mm à $y = 20$ m dans le cas DEFI 21 contre -2 mm pour DEFI 22.

Les tassements mesurés lors du passage du front ($X_{st} = 0$ m) sont très faibles et ne représentent qu'une petite fraction des tassements finaux, tandis que numériquement, le tassement dans l'axe du tunnel à $X_{st} = 0$ m représente 42 % du tassement final pour les deux modèles DEFI.

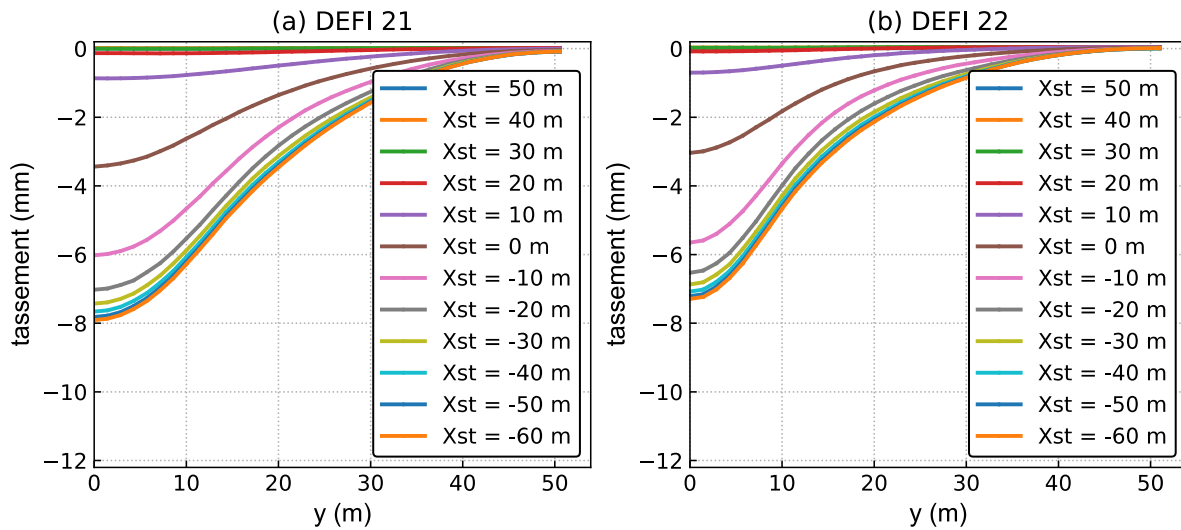


Figure 5.13 Tassement transversal pour différentes positions du front

Les cuvettes transversales à la fin du creusement sont comparées avec les mesures in-situ dans la Figure 5.14. Les résultats numériques sont comparables en magnitude aux mesures de la SMRN. Une explication possible de la différence avec les mesures de la SMRS est que les tassements ont été affectés par la variation des pressions interstitielles.

La Figure 5.14 (b) montre que le calcul DEFI 22 donne une largeur de cuvette similaire à celle de SMRN avec un point d'inflexion $i_y = 10$ m. Le calcul DEFI 21 surestime de 50 % l'extension de la cuvette transversale ($i_y = 15$ m). Cette différence est due à la prise en compte de l'effet de K_0 dans la déformation anisotrope du modèle DEFI 22.

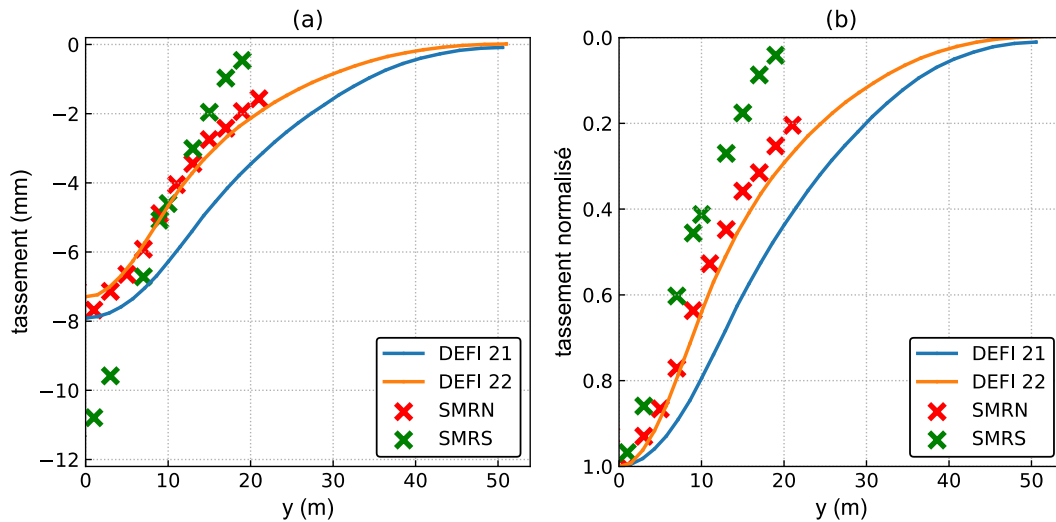


Figure 5.14 Comparaison des cuvettes transversales avec les résultats expérimentaux

5.2.2.3 Déplacements en profondeur

La Figure 5.15 montre les tassements en profondeur sur une ligne verticale située à $y = 10$ m. Les calculs numériques sont comparés aux mesures à deux positions différentes du front : $X_{st} = 0$ et -60 m.

Les deux modèles présentent des tassements surestimés pour $X_{st} = 0$: le tassement est mobilisé numériquement loin avant l'arrivée du front. A la fin du creusement, les tassements du calcul DEFI 21 suivent qualitativement l'allure des mesures en surestimant l'amplitude des tassements : le tassement est presque constant (-6,4 mm) jusqu'à une profondeur de $z = -15$ m (proche de la voute du tunnel) puis diminue progressivement avec la profondeur. Les résultats du modèle DEFI 22 sont en bon accord avec les mesures du SMRN et SMRS.

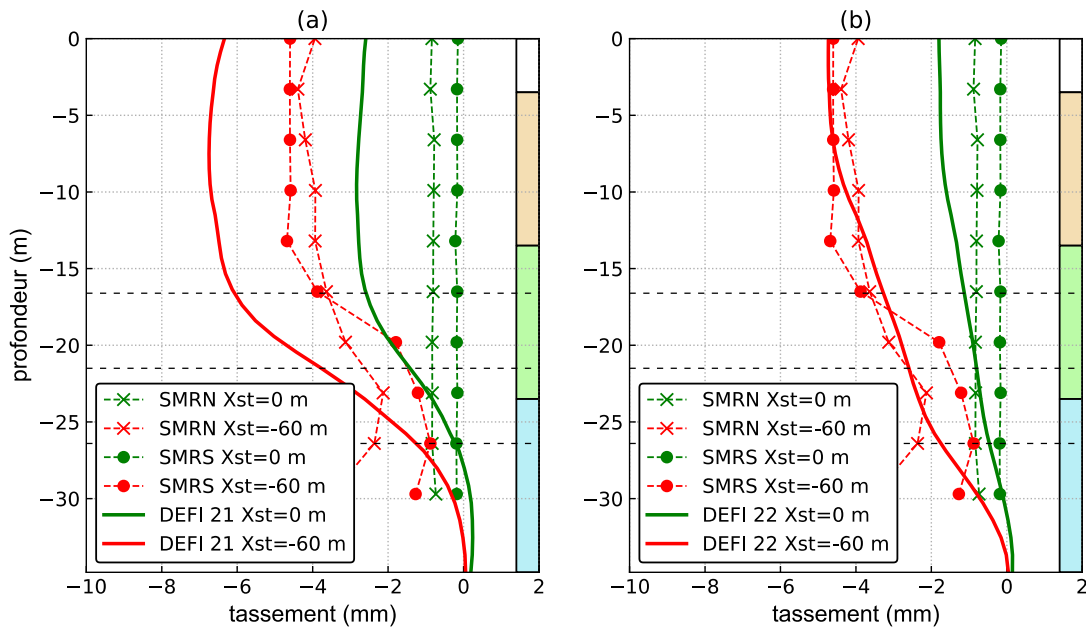


Figure 5.15 Tassement en profondeur à $y = 10$ m - (a) : DEFI 21 (b) : DEFI 22

Dans la direction longitudinale, les deux calculs numériques sont comparables, avec des valeurs plus faibles pour DEFI 22 (Figure 5.16). Les déplacements (positifs dans le sens du creusement) sont bien calés à $X_{st} = 0$. Après passage du tunnelier sous le sol, les mesures montrent que le sol se déplace dans la direction opposée au sens du creusement tandis que numériquement, le déplacement augmente dans le sens du creusement. Les déplacements numériques finaux en surface sont de 3,3 et 2,5 mm pour DEFI 21 et 22, respectivement.

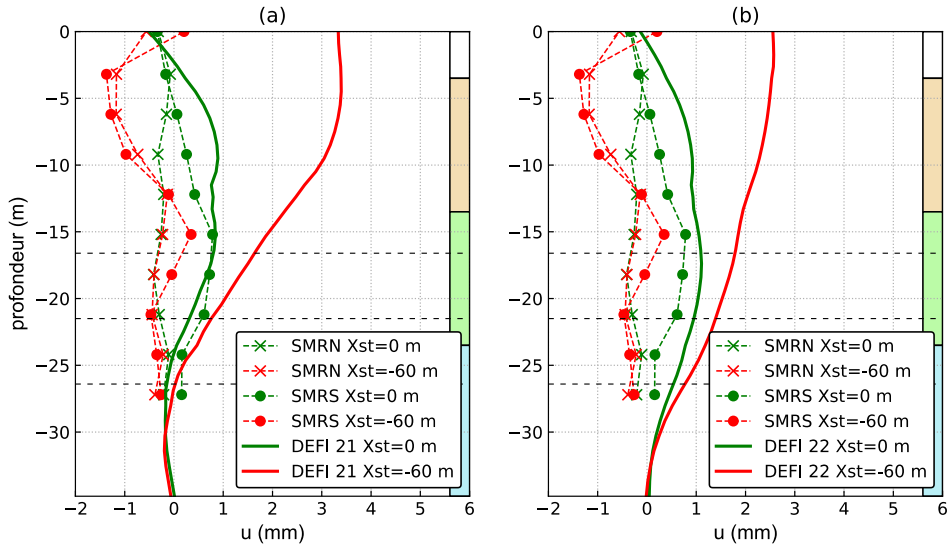


Figure 5.16 déplacement longitudinal en profondeur à $y = 10$ m - (a) : DEFI 21 (b) : DEFI 22

Dans la direction transversale, les deux modèles donnent des résultats différents (Figure 5.17) :

- en surface, les déplacements sont bien calés pour les deux distances au front choisies,
- à la fin du creusement, les deux calculs montrent une convergence du sol vers le tunnel,
- en profondeur, le calcul DEFI 21 présente une valeur maximale de -3,5 mm au niveau de l'axe du tunnel tandis que le calcul DEFI 22 donne -1,2 mm à $z = -27$ m (sous le tunnel),
- les déplacements du calcul DEFI 21 sont plutôt plus proches des mesures.

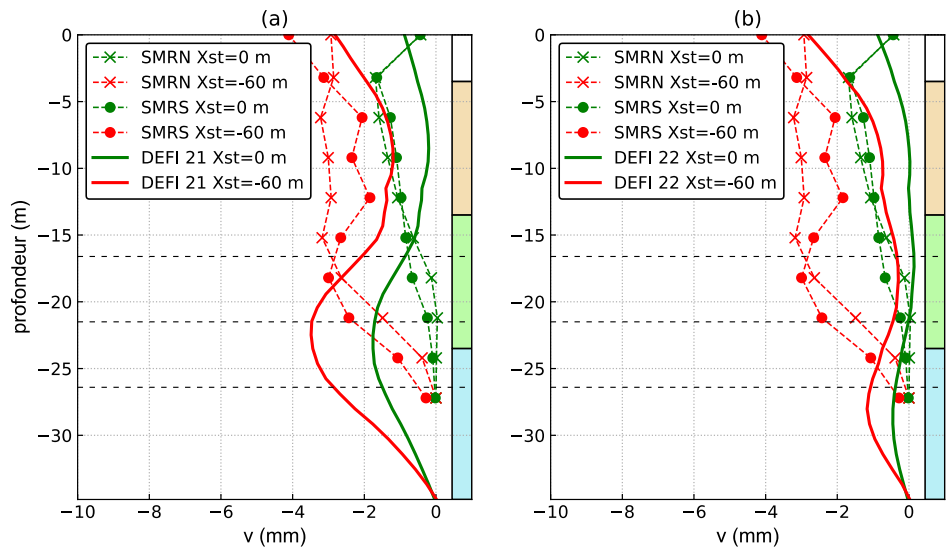


Figure 5.17 déplacement transversal en profondeur à $y = 10$ m - (a) : DEFI 21 (b) : DEFI 22

5.2.3 Réponse des pieux au creusement

5.2.3.1 Tassement en tête des pieux

Le tassement du pieu P1 en fonction de la position du front est présenté dans la Figure 5.18. Comme pour le sol, le tassement de la tête du pieu commence à partir de $X_{pt} = 20$ m et augmente avec l'avancement de l'excavation. Les résultats des deux modèles DEFI sont comparables avec des déplacements plus importants avec DEFI 22.

Le pieu montre un tassement de -11,3 et -12 mm à la dernière phase ($X_{pt} = -46$ m) pour DEFI 21 et 22, respectivement. Ces valeurs correspondent bien à la valeur expérimentale à la même distance au front et sont 15 % plus faibles que la mesure finale du tassement. Il est à noter que P1 a subi un tassement supplémentaire pendant le passage du tunnelier suite à une chute de la pression frontale le 7 juillet 2020 (voir paragraphe 4.3.1), qu'on n'a pas pris en compte dans les simulations.

Le tassement mesuré lors du passage du front ($X_{pt} = 0$ m) représente 9 % des tassements finaux tandis que numériquement ce rapport monte à 50 %.

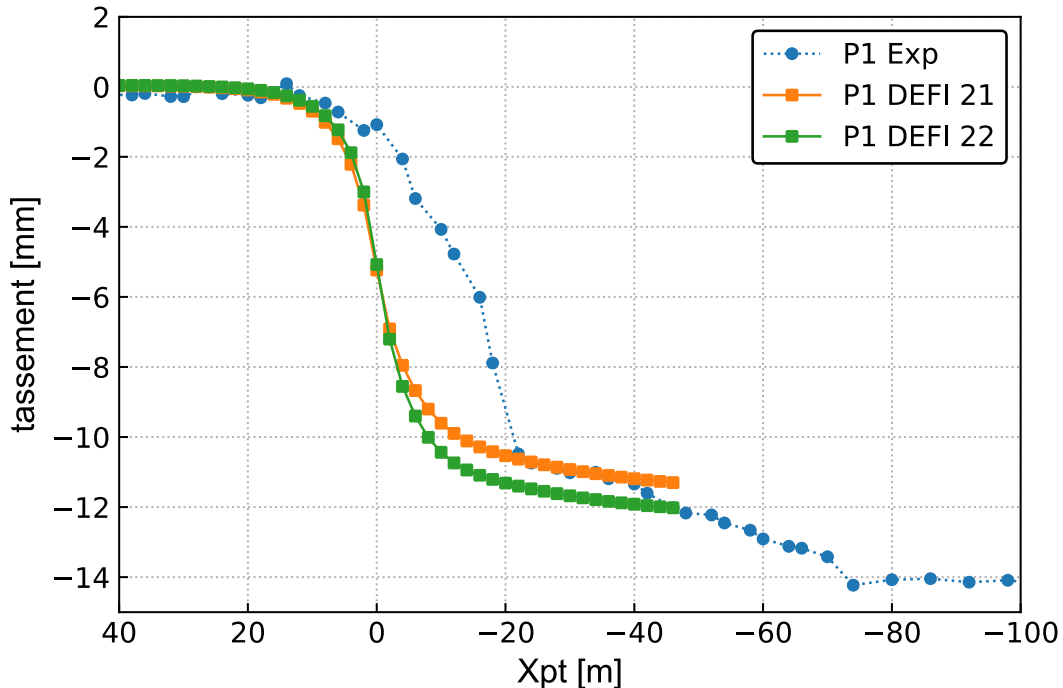


Figure 5.18 Tassement de P1 avec l'avancement du creusement

Le pieu P2 tasse à partir de $X_{pt} = 20$ m de la même manière que P1 (Figure 5.19) jusqu'à une valeur de -9,2 et -7,2 mm à $X_{pt} = -46$ m pour DEFI 21 et 22, respectivement. A cette position du front, le calcul DEFI 22 est bien calé avec les mesures, cependant à long terme, le tassement obtenu par le calcul DEFI 21 est le plus proche de la valeur expérimentale (-9 mm). Il est à noter que cette dernière a été affectée par la chute de la pression frontale du 7 juillet. Le tassement mesuré lors du passage du front ($X_{st} = 0$ m) représente 8 % des tassements finaux tandis que numériquement ce rapport monte à presque 40 % pour les deux calculs DEFI.

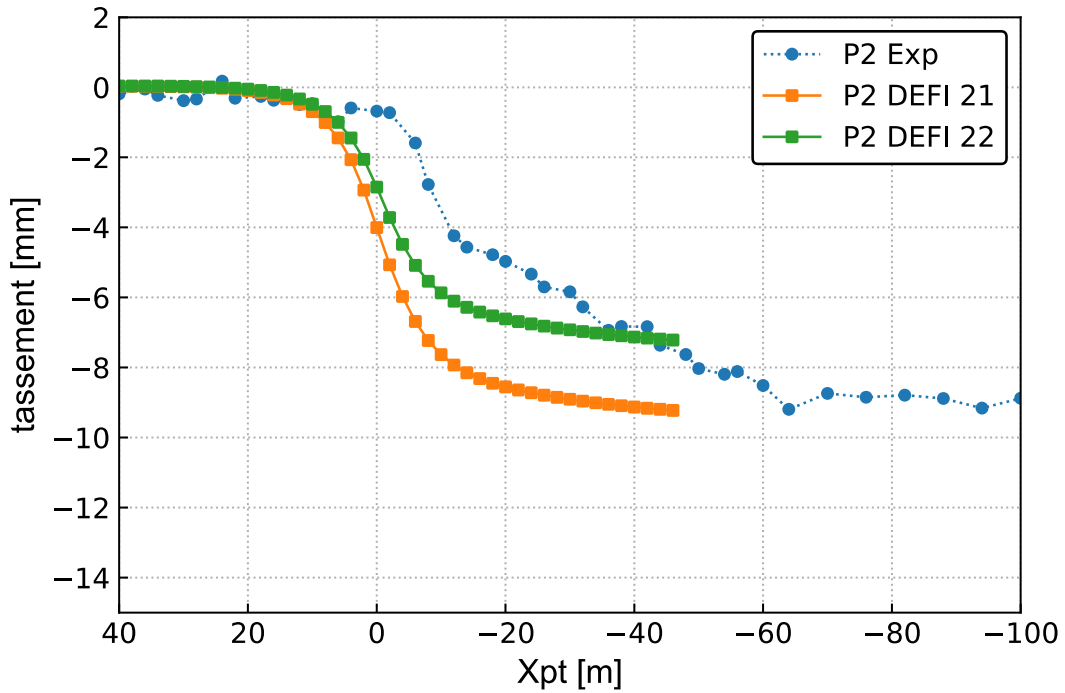


Figure 5.19 Tassement de P2 avec l'avancement du creusement

En ce qui concerne P3, le tassement final est égal à -4,7 mm avec DEFI 22, ce qui est très proche de la valeur expérimentale de -5 mm. Par comparaison, le calcul avec DEFI 21 surestime le tassement (-7,3 mm) de 46 %. Le tassement mesuré au front ($X_{pt} = 0$ m) est négligeable et celui calculé correspond à presque 40% du tassement final.

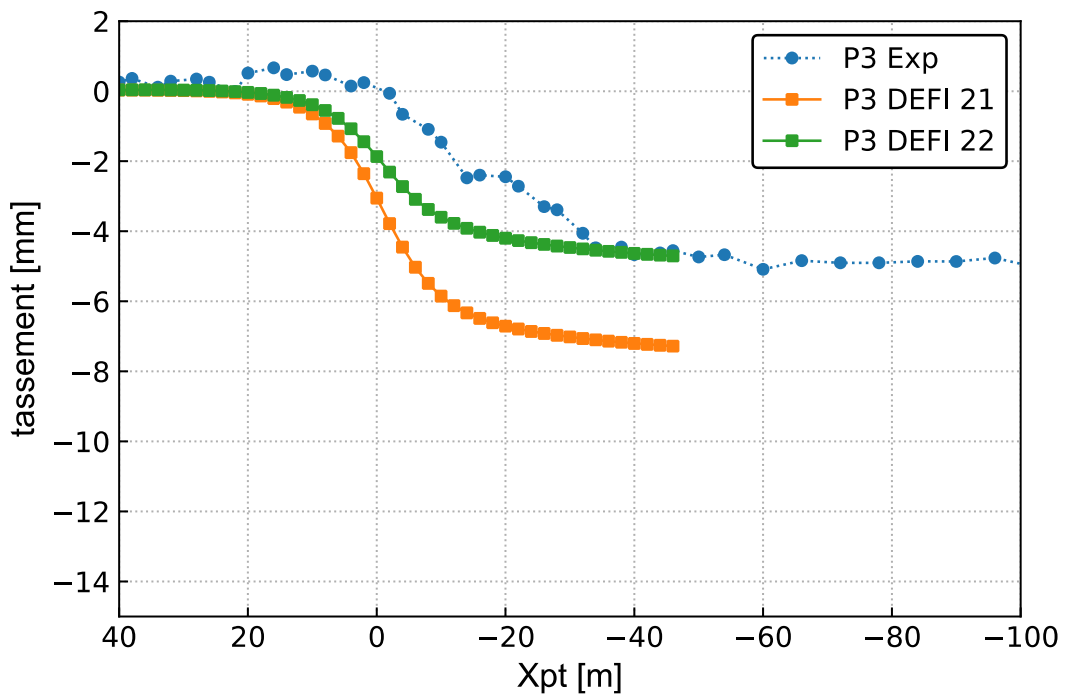


Figure 5.20 Tassement de P3 avec l'avancement du creusement

5.2.3.2 Variation des efforts axiaux

La variation d'effort axial dans P1 est comparée aux mesures pendant le passage du tunnelier sous le pieu ($X_{pt} = 0$ m) et à la fin du creusement (Figure 5.21). On constate que les deux calculs DEFI 21 et 22 donnent des résultats similaires pour les deux positions du front.

La variation d'effort axial mesurée est négligeable à $X_{pt} = 0$ m. Les calculs numériques montrent des variations de presque -550 kN à la même position du front. Numériquement, le frottement le long du P1 augmente à l'avant du front et diminue après passage du tunnelier, ce qui donne à la fin du creusement une variation d'effort axial sous-estimée. A la fin du creusement, le calcul montre une diminution d'effort axial de -180 kN et -240 kN à $z = -7$ m pour DEFI 21 et 22, respectivement. Des augmentations d'effort axial en pointe de pieu ont été observées dans les deux modèles numériques.

Le calcul avec une déformation imposée n'est pas capable de simuler la variation d'effort axial dans P1, malgré un tassement en tête bien calé.

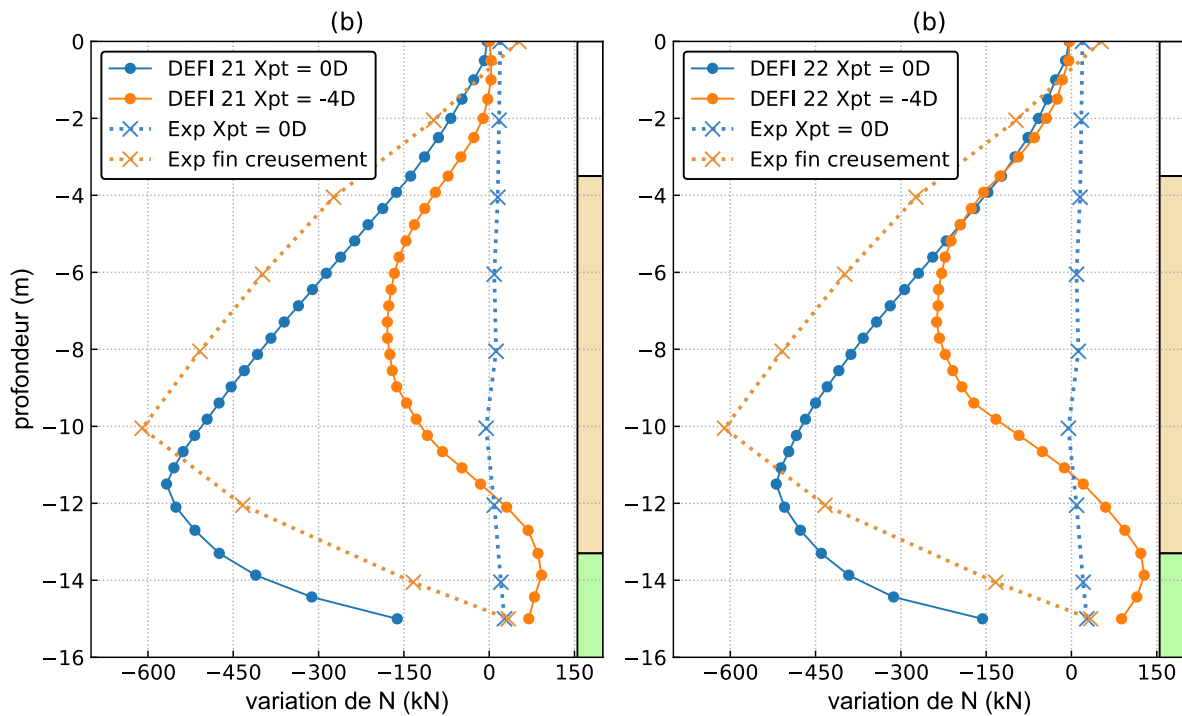


Figure 5.21 Variation d'effort axial dans P1 - (a) : DEFI 21 (b) : DEFI 22

Dans P2, des faibles variations d'effort axial ont été mesurées. Le calcul DEFI 21 montre une diminution d'effort axial à $X_{pt} = 0$ m et une variation négligeable à la fin du creusement, ce qui est en bon accord avec les mesures (Figure 5.22). L'effort axial augmente progressivement dans le cas DEFI 22 avec une valeur maximale de 400 kN à $z = -12$ m.

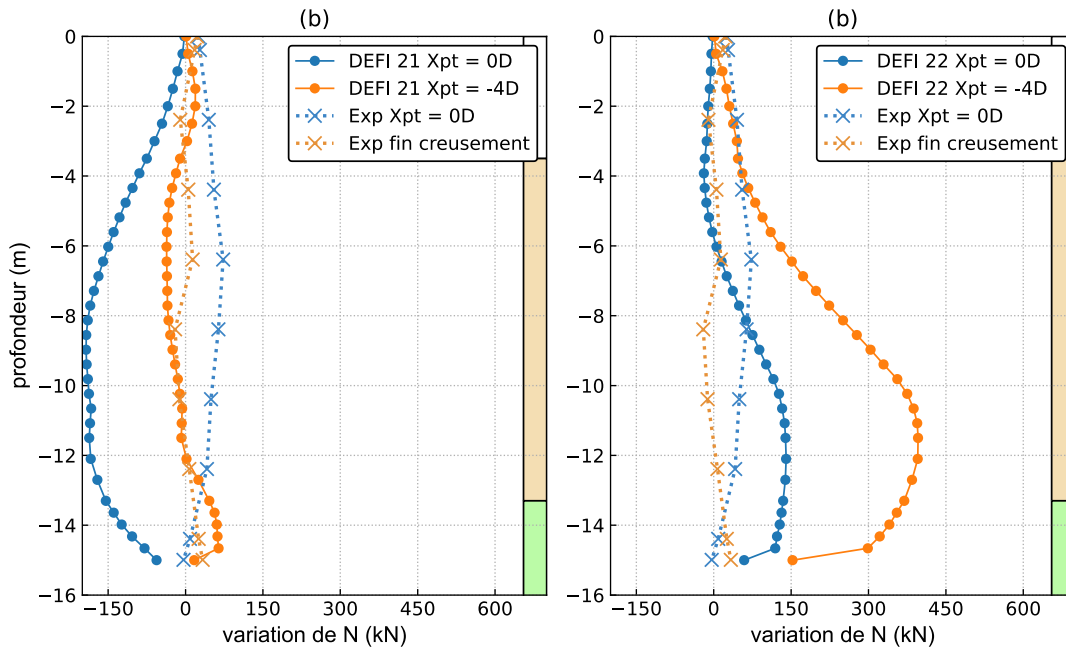


Figure 5.22 Variation d'effort axial dans P2 - (a) : DEFI 21 (b) : DEFI 22

Les calculs pour P3 montrent des augmentations progressives de l'effort axial avec l'avancement du creusement (Figure 5.23). La variation d'effort axial est toujours surestimée quand le front se situe sous le pieu. A la fin du creusement, l'effort axial augmente de 850 kN à $z = -13$ m dans le cas DEFI 22 et de 580 kN à $z = -15$ m pour DEFI 21.

Le tassement calculé de P3 est plus grand dans le cas DEFI 21, ce qui mobilise plus de frottement le long de pieu et réduit l'effort axial. En termes d'amplitude de variation, DEFI 22 présente le meilleur résultat.

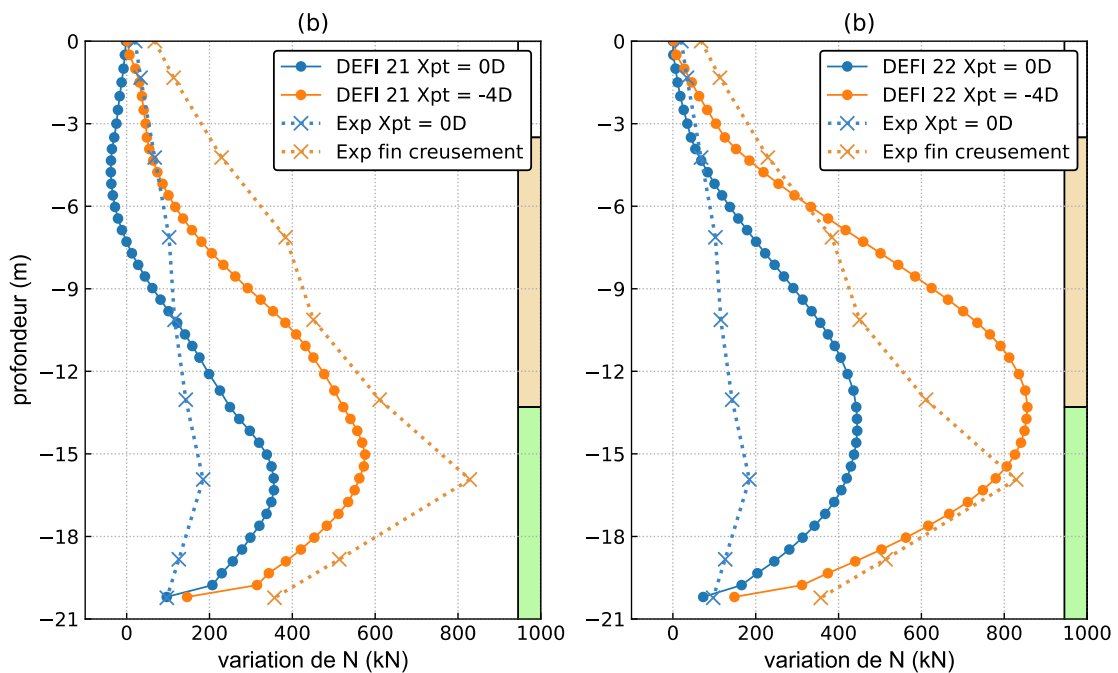


Figure 5.23 Variation d'effort axial dans P3 - (a) : DEFI 21 (b) : DEFI 22

La Figure 5.24 présente le tassement de P3 et du sol en profondeur à $y = 10$ m à la fin du creusement, pour le cas DEFI 22. Les résultats sont proches des mesures : les tassements sont similaires au voisinage de la surface du sol et le pieu tasse plus que le sol en profondeur. Cela peut expliquer l'augmentation du frottement et la diminution de l'effort axial en pointe de pieu.

La comparaison ne reflète pas ce qu'il se passe précisément : elle est faite entre le tassement du pieu et le tassement du sol obtenu en champ libre à la même position transversale. En réalité, la présence du pieu perturbe le champ du déplacement dans le sol avoisinant et par suite, ce dernier sera probablement différent du tassement en champ libre.

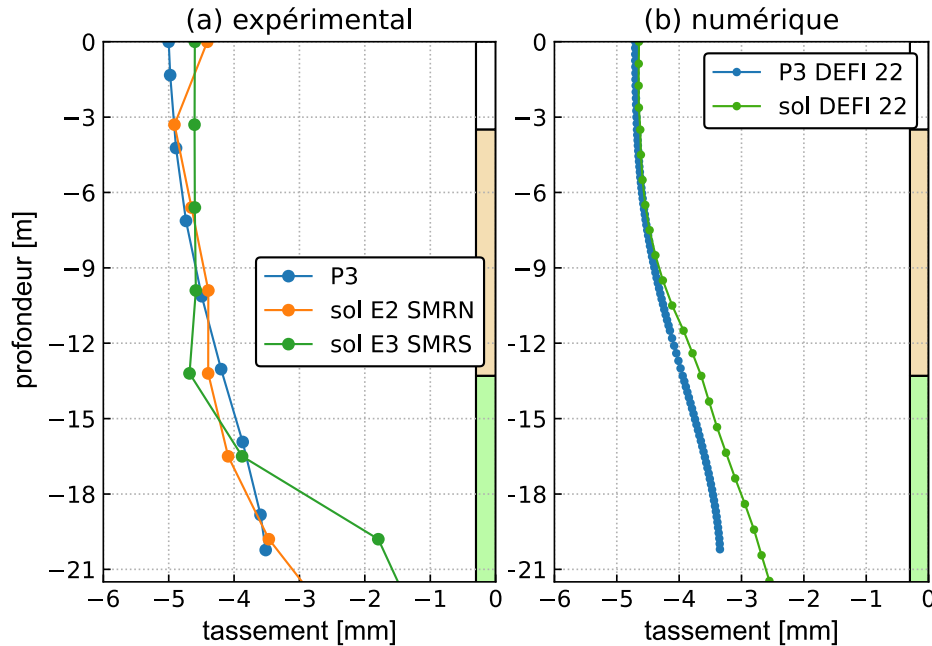


Figure 5.24 Tassement du sol et de P3 à $y = 10$ m à la fin du creusement

5.3 Etudes paramétriques

Dans ce paragraphe, nous nous intéressons à l'impact de la charge appliquée et de la position latérale sur les déplacements et les efforts axiaux dans les pieux. Pour cela, deux études paramétriques ont été réalisées, avec le modèle DEFI 22 :

- Trois calculs ont été effectués pour P1 et P3 en variant la charge appliquée de 30 à 80 % de la capacité portante R_c de chaque pieu.
- Plusieurs calculs ont été effectués sur P2 en variant sa position transversale par rapport à l'axe vertical du tunnel.

5.3.1 Effet de la charge appliquée

Trois charges ont été choisies en fonction de la capacité portante de chaque pieu. Cette dernière est égale à 3900 kN et 6220 kN pour P1 et P3, respectivement. Les calculs sont faits avec des charges équivalentes à 30, 50 et 80 % de la capacité portante :

- Pour P1 : les charges sont 1200 kN, 2000 kN et 3100 kN.
- Pour P3 : on applique 2000 kN, 3100 kN et 5000 kN.

5.3.1.1 Tassement en tête des pieux

Le tassement en tête de P1 et P3 pour les différents chargements sont présentés dans la Figure 5.25 et la Figure 5.26. L'augmentation de la charge appliquée a favorisé le tassement du pieu. Le taux d'augmentation du tassement est plus important dans le cas du pieu P1. Le passage de 50 à 80 % de R_c augmente le tassement final de 2 mm et de 0,5 mm pour P1 et P3, respectivement.

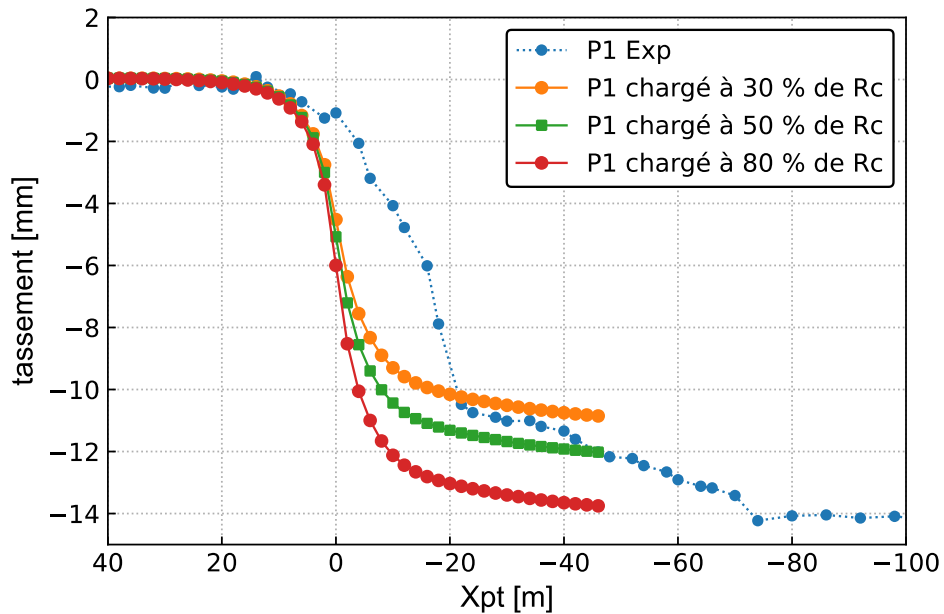


Figure 5.25 Tassement de P1 pendant le creusement pour différents chargements

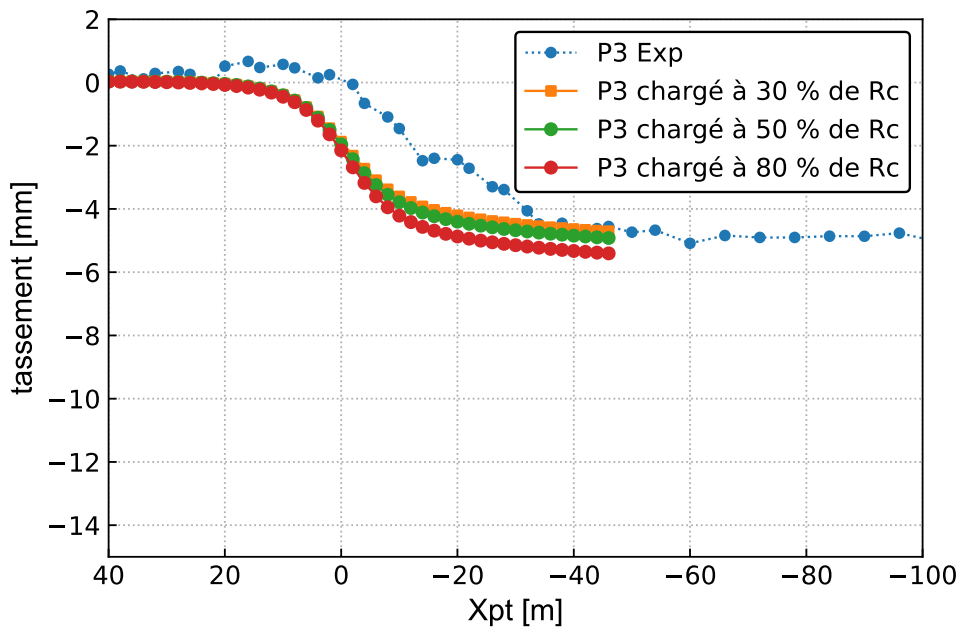


Figure 5.26 Tassement de P3 pendant le creusement pour différents chargements

Pour comprendre l'effet de la charge appliquée sur le tassement des pieux, nous présentons le tassement final en tête de pieu causé par le creusement en fonction de la charge

appliquée, dans la Figure 5.27. Les courbes obtenues sont presque linéaires indiquant la non-plastification du sol proche du pieu même pour 80 % de R_c . Il est probable que la capacité portante calculée pour les pieux dans le paragraphe 4.2 soit sous-estimée.

Les pentes des deux courbes indiquent un tassement supplémentaire de 0,6 mm et 0,1 mm par chaque majoration de la charge appliquée de 10 % de R_c pour P1 et P3, respectivement. En extrapolant les courbes, on obtient des tassements de -9,3 et -4,5 mm pour P1 et P3 non chargés, respectivement. Donc, dans les cas des pieux non chargés, P1 tasse de 2 mm de plus que le sol au-dessus de l'axe du tunnel. On en déduit le tassement du P1 pour une charge appliquée Q inférieure à 80 % de R_c :

$$w_p(y = 0) = w_s(y = 0) - 2 - 6 \times Q/R_c \quad (54)$$

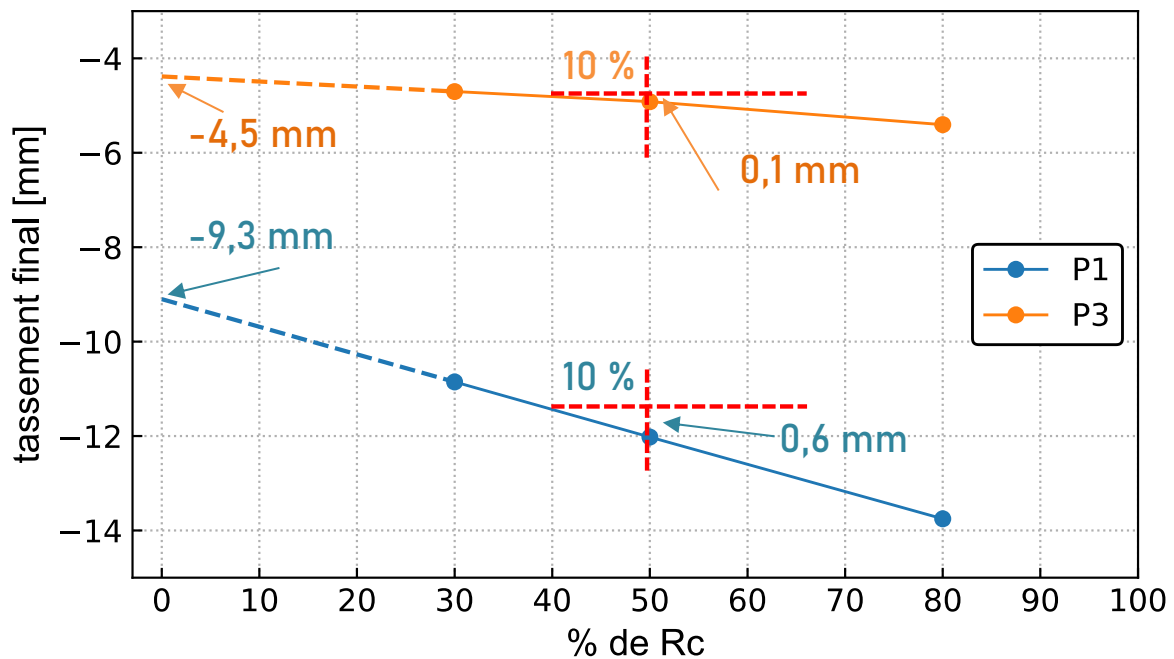


Figure 5.27 Effet de la charge appliquée sur les tassements générés par le creusement

5.3.1.2 Variation des efforts axiaux

La variation d'effort axial générée par l'excavation pour les différentes charges est présentée dans la Figure 5.28 (a). L'augmentation de la charge réduit les variations d'effort axial pour les deux pieux. Elle est souvent accompagnée par une augmentation du tassement et par suite une mobilisation plus importante du frottement à l'interface sol-pieu.

Pour P1, l'augmentation de la charge de 30 à 50 % de R_c a affecté l'effort axial d'une façon plus importante que le passage de 50 à 80 % : en effet, le frottement mobilisé converge vers les valeurs limites après l'augmentation de la charge, à partir desquels il s'arrête d'augmenter. Par conséquent, l'accroissement important de la charge aboutit à une saturation de la résistance par frottement qui sera compensée par la mobilisation de la résistance en pointe.

Le passage de la charge du pieu P3 de 30 à 50 % de R_c n'affecte pas la variation d'effort axial, tandis que l'accroissement de 50 à 80 % réduit la variation d'effort axial de presque

200 kN à $z = -13$ m. Normalement, les faibles chargements (moins de 50 % de R_c) sont supportés totalement par le frottement sans la nécessité de mobiliser la pointe. Cette dernière est sollicitée après la saturation du frottement pour des grands chargements. Pour les trois pieux de cette étude, la résistance par frottement correspond à presque 80 % de la capacité portante totale du pieu.

Dans notre cas, les calculs numériques montrent une mobilisation de la pointe de 350 kN après chargement de 80 % de R_c contre presque aucune sollicitation pour les autres cas (Figure 5.28 (b)). Dans les deux calculs à 30 et 50 %, on obtient le même tassement relatif pieu-sol et par suite le même comportement d'interface. Une fois la pointe sollicitée (avant creusement), le passage du tunnelier augmente le tassement relatif pieu-sol, mobilisant davantage le frottement positif à l'interface pieu-sol et par suite l'augmentation de l'effort axial sera plus faible.

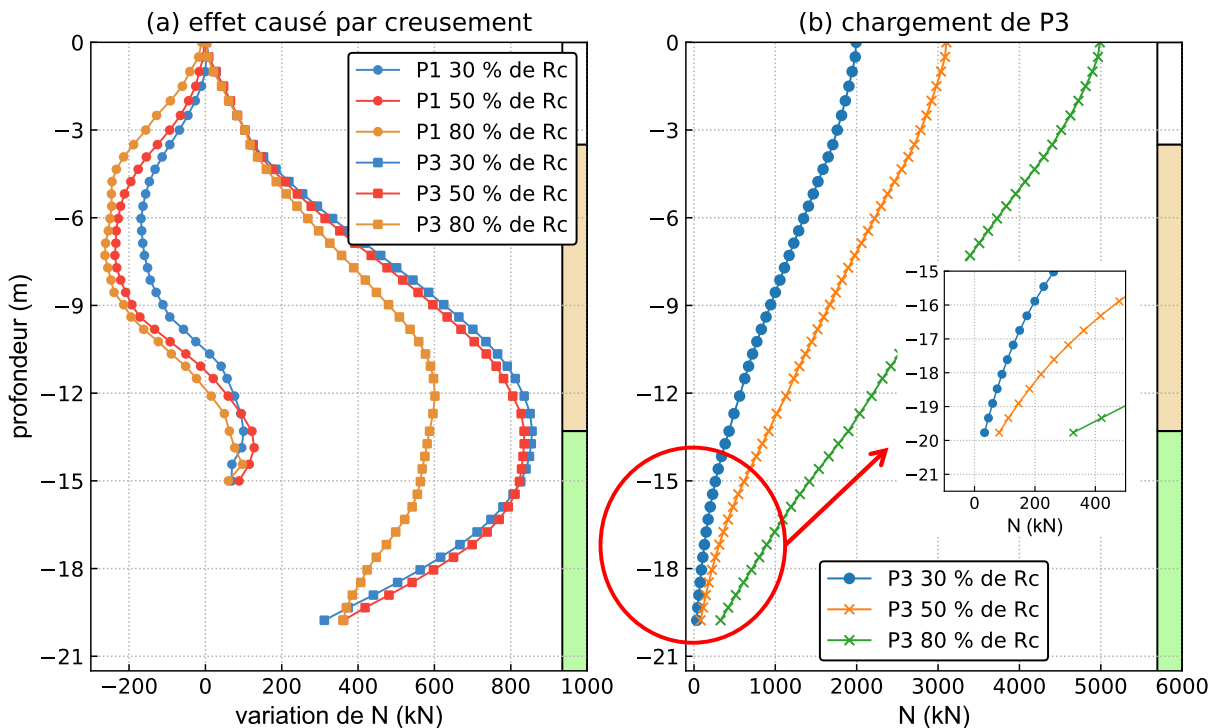


Figure 5.28 (a) Effet de la charge appliquée sur les efforts axiaux générés par le creusement et (b) effort axial dans P3 à la fin des trois chargements et avant passage du tunnelier

5.3.2 Effet de la distance transversale

L'étude paramétrique sur la position du pieu P2 a été effectuée pour les distances $y = 0, 4, 7, 10, 15$ et 20 m. Nous étudions les tassements suite au creusement pour déduire les zones d'influence du projet TULIP et la variation des efforts axiaux.

5.3.2.1 Tassement en tête des pieux

La Figure 5.29 présente le tassement du pieu P2 pendant le creusement pour les différentes positions du pieu. Le tassement diminue en s'éloignant du tunnel. P2 tasse de -12 mm, -5 mm et $-1,8$ mm pour les positions $y = 0, -10$ et -20 m, respectivement. A $y = 10$ m, P2 tasse autant que P3 (chargé à 50 % de R_c).

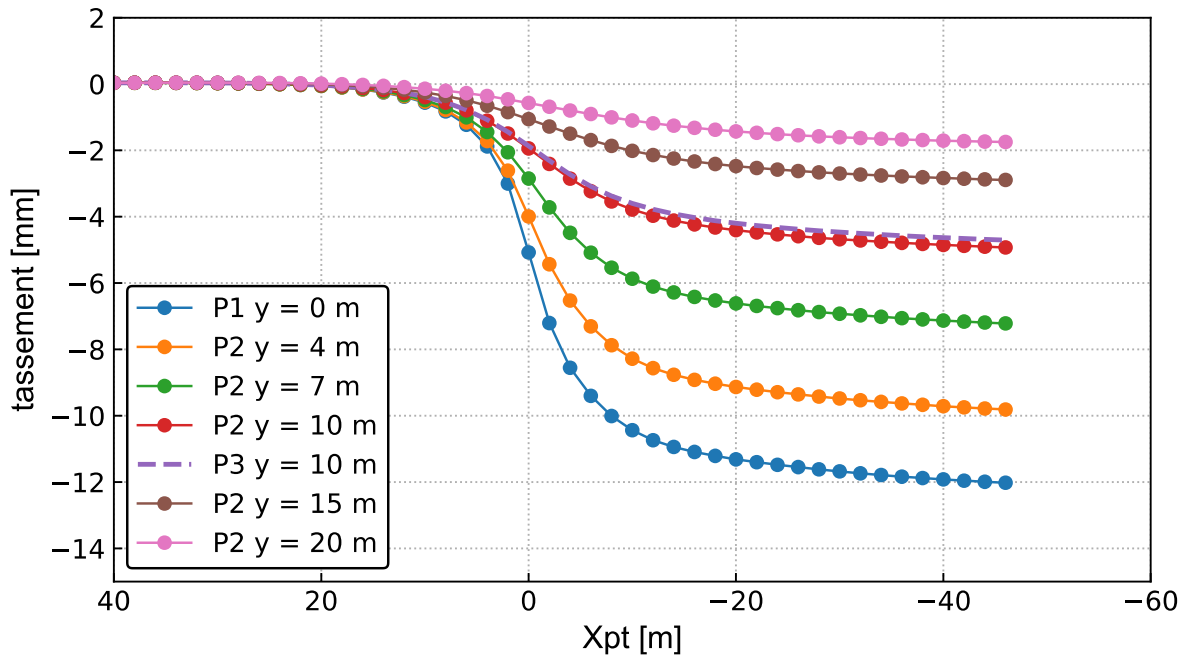


Figure 5.29 Effet de la position transversale du pieu sur le tassement

Les tassements du sol et des pieux sont présentés dans la Figure 5.30 pour en déduire les zones d'influence du projet TULIP. Les résultats numériques sont comparés avec les mesures (tassement du sol au niveau de SMRN et tassements des trois pieux). Les calculs numériques sont en bon accord avec les mesures et des zones d'influence sont dégagées :

- Zone $R > 1$: le pieu tasse plus que le sol avec une différence maximale de 2 mm au niveau de l'axe du tunnel. Elle s'étend de $y = 0$ à 10 m.
- Zone $R = 1$: le pieu tasse autant que le sol. Cette zone se situe entre $y = 10$ à 20 m.
- Zone $R < 1$: le pieu tasse moins que le sol à partir de $y = 20$ m.
- Les tassements deviennent négligeables (moins que 1 mm) pour le sol et les pieux à partir de $y = 30$ m.

Nous avons déjà cité dans le paragraphe 3.3 que les cuvettes de tassement du sol ont une forme gaussienne. Les tassements du pieu, pour les différentes positions transversales, suivent aussi une forme gaussienne mais avec un tassement maximal différent et une extension transversale i_y plus faible de 25 % que celle du sol.

A partir des résultats expérimentaux et numériques, on développe les formules simplifiées 55 et 56 pour le calcul des tassements du sol et des pieux dans la zone de forte influence (entre $y = 0$ et 30 m). $w_{p,max}$ est le tassement maximal du pieu au-dessus de l'axe du tunnel. Il dépend de la charge appliquée en tête de pieu, de la capacité portante du pieu et du tassement maximal du sol $w_{s,max}$ (voir la formule 54 du paragraphe précédent). L'effet de la longueur du pieu ou la position de la pointe est pris en compte implicitement dans la capacité portante : un pieu plus long a une capacité portante plus grande et par suite présentera un tassement plus faible.

$$w_s(y) = w_{s,max} \cdot e^{-y^2/2i_{y,sol}^2} \quad (55)$$

$$w_p(y) = w_{p,max} \cdot e^{-y^2/2(0,75 \times i_{y,sol})^2} \quad (56)$$

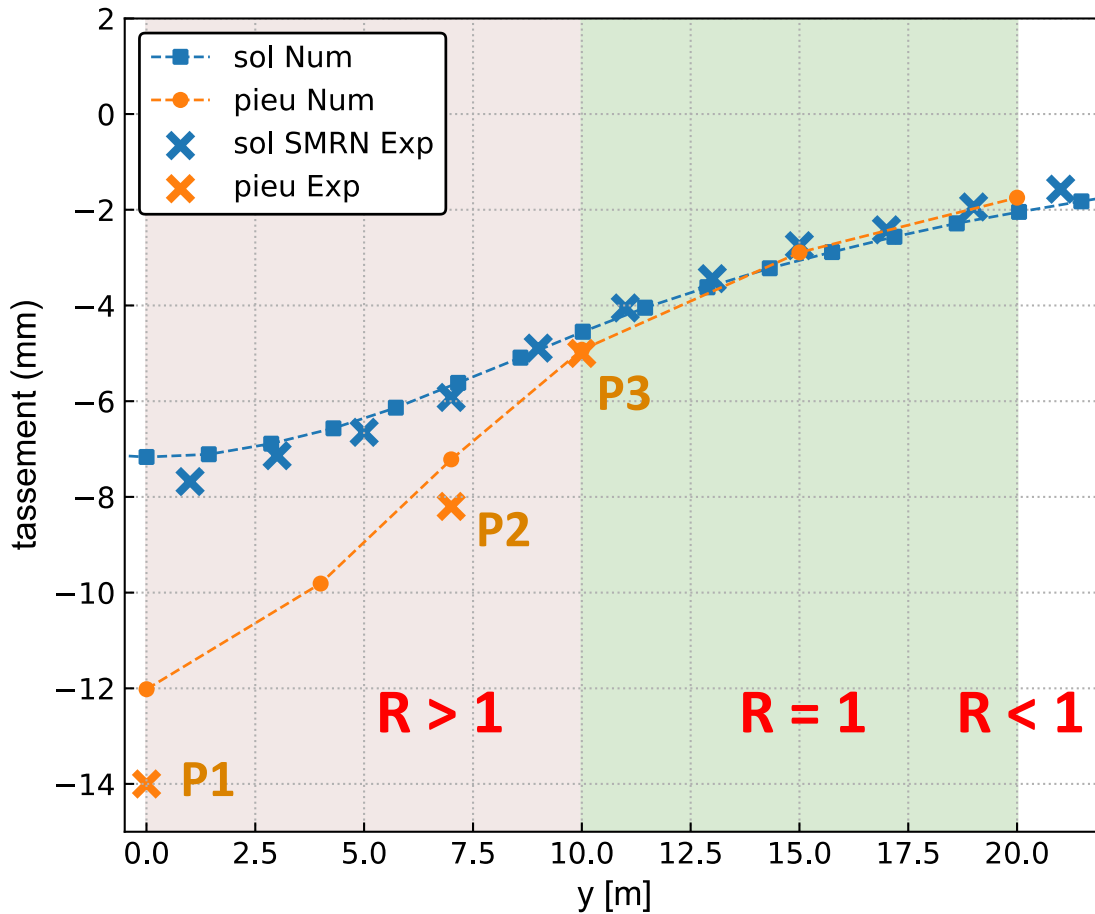


Figure 5.30 Zones d'influence du projet TULIP en fonction du rapport R

5.3.2.2 Variation des efforts axiaux

Les variations d'effort axial, causées par le creusement pour les différentes positions du pieu P2, sont présentées dans la Figure 5.31. L'effort axial diminue dans les pieux situés au-dessus du tunnel ($y < 5$ m) avec une diminution maximale au niveau de l'axe du tunnel. Tous les autres pieux montrent une augmentation des efforts axiaux. Cette dernière est maximale pour $y = 10$ m. L'effort axial augmente de 500 kN à $z = -11$ m pour $y = 10$ m contre 200 kN à $z = -10$ m pour $y = 20$ m. Une zone de transition, où l'effort axial n'évolue pas, se trouve autour de $y = 5$ m.

Les calculs tridimensionnels présentés ci-dessus ont été effectués avec une méthode simplifiée de creusement en utilisant les résultats expérimentaux (perte de volume et cuvettes de tassement). Cependant la méthode de modélisation la plus fréquemment utilisée consiste à modéliser un déconfinement en prenant en compte les différentes parties du tunnelier. Le paragraphe suivant présente les résultats de l'exercice de prévision organisé pendant le projet TULIP, dont la plupart des participants ont utilisé la méthode de déconfinement, sans connaissance des mesures (au moins dans la première phase de l'exercice).

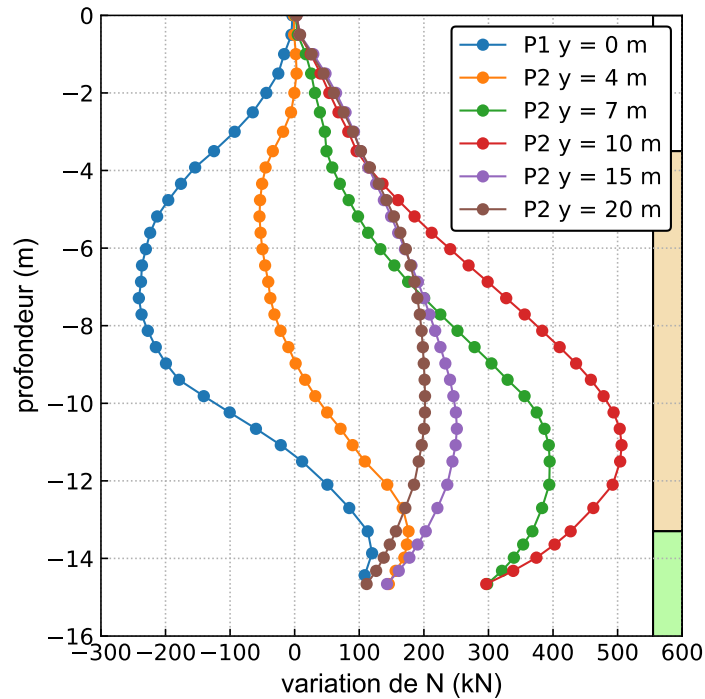


Figure 5.31 Effet de la position transversale du pieu sur les variations des efforts axiaux

5.4 Exercice de prévision

Les partenaires du projet TULIP ont souhaité organiser un exercice de prévision de l'impact du tunnelier sur un des pieux de cette expérimentation, afin de mobiliser la profession autour de cette problématique, et de confronter les différentes pratiques. Cet exercice, réalisé pendant l'année 2021, a été un succès : dix-neuf entreprises, bureaux d'études, concepteurs de logiciels de calcul géotechnique et universitaires s'y sont investis. Cette partie reprend en partie le travail effectué par (Berthoz et al., 2022), et propose différentes analyses supplémentaires.

L'exercice est focalisé sur le pieu le plus long P3. Dans un premier temps, on rappelle le sujet de l'exercice de prévision, puis les hypothèses effectuées par les différents participants sont présentées. Les résultats obtenus ont ensuite été confrontés entre eux et aux résultats expérimentaux, ce qui permet d'en tirer plusieurs enseignements. On utilise également ici les résultats de l'exercice pour discuter les résultats donnés par les modèles présentés ci-dessus.

L'objectif de l'exercice était d'estimer les grandeurs suivantes :

- la distribution de l'effort normal dans le pieu après le chargement
- le tassement maximal final en surface du sol induit par le tunnelier « en champ libre »
- 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
- la distribution de l'effort normal dans le pieu après le passage du tunnelier
- le moment fléchissant transversal final dans le pieu après passage du tunnelier

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.

5.4.1 Données d'entrées

Pour mener à bien cet exercice, les participants disposaient de la coupe géologique de la Figure 2.3, les conditions de pilotage du tunnelier, l'ensemble des coupes et courbes pression-volume des sondages pressiométriques réalisés dans l'emprise de l'expérimentation et de la synthèse des caractéristiques mécaniques des couches présentée dans le Tableau 2.2, considérée comme représentative de la zone étudiée. Ces éléments ont été transmis aux participants avec le tassement du pieu P3 à la fin du chargement (1,9 mm) pour la première phase de l'exercice, nommée phase 1 dans la suite, qui s'est déroulée de février à avril 2021.

Des éléments complémentaires ont ensuite été transmis à la fin du mois de mai 2021, pour réception de deux nouvelles réponses fin juillet 2021 :

- Phase 2 : pour celle-ci les participants ont recalé leurs modèles en prenant en compte les informations supplémentaires suivantes :
 - l'effort de pointe du pieu post-chargement était nul
 - le tassement maximal du sol est de 10 mm. C'est la valeur moyenne choisie entre les deux extrêmes du SMRN et SMRS
 - Les distances transversales à 60 et 30 % du tassement maximal sont égales à 8 et 12,5 m, respectivement (ce sont les distances obtenues pour SMRS).
- Phase 3 : pour cette partie de l'exercice, on cherchait à étudier séparément l'influence de la façon dont le creusement était modélisé, en imposant aux participants d'utiliser le même modèle de comportement (HSM) et les mêmes propriétés mécaniques pour chaque formation.

5.4.2 Hypothèses de modélisation

Dix-neuf organismes ont répondu à l'exercice : onze bureaux d'ingénierie (Amberg Engineering, Antea Group, Egis, ERG Géotechnique, Fondouest, Geotec, Lombardi, Pini France, Setec-Terrasol, Systra et Tractebel-Engie), quatre entreprises de travaux (Eiffage Génie Civil assisté de Géomod, Bouygues Travaux Publics, Spie Batignolles et Vinci Construction), deux concepteurs de logiciels de calcul géotechnique (Itech assisté de Socotec, et Itasca), et deux écoles / universités (l'Isba TP et l'université de Liège). Toutes les réponses ont été basées sur des calculs numériques.

Trois participants ont découpé le problème en deux. Dans un premier temps, ils ont construit un modèle numérique représentant l'impact du tunnelier sur le sol traversé (deux participants via un modèle 2D en déformations planes, et un participant via un modèle 3D). Les déplacements induits dans le sol ont ensuite été introduits dans un calcul de pieu utilisant la méthode du coefficient de réaction (logiciel Foxta de Setec-Terrasol).

Les 16 autres participants ont construit des modèles numériques complets intégrant tous les éléments du problème (le sol, le tunnel et le pieu). La moitié a travaillé sur des modèles 2D en déformations planes en section courante de l'ouvrage. L'autre moitié a utilisé des modèles 3D (Berthoz et al., 2022). Quatre codes de calcul reposant sur la méthode des

éléments finis (Plaxis 2D/3D, César-LCPC 2D/3D, Zsoil 3D et Lagamine 2D), et un code reposant sur la méthode des différences finies (Flac 3D) ont été utilisés.

5.4.2.1 Modèles de comportement du sol

Le choix d'un modèle de comportement dépend de la nature des sols. Dans le cas étudié, les sols mobilisés sont plutôt de nature granulaire. Un seul participant a utilisé un modèle élastique plastique parfait de Mohr-Coulomb ; quinze participants ont utilisé un modèle de comportement de type Hardening Soil Model (HSM) (Schanz et al., 1999). Un autre participant a utilisé une version étendue du HSM, appelée HSSM, où la rigidité en très petites déformations fait l'objet de paramètres complémentaires. Deux participants ont utilisé des lois de comportement moins fréquemment utilisées :

- un modèle élasto-plastique avec un critère de Mohr-Coulomb et une évolution de l'angle de frottement avec la déformation (Pardoen et al., 2015)
- un modèle élastique, non-linéaire et isotrope transverse, combiné au critère de Mohr-Coulomb (Gilleron et al., 2021)

Pour un même modèle de comportement, les participants ont pu retenir des paramètres mécaniques très différents. Par exemple, deux approches ont pu être utilisées pour évaluer les modules E_{50-ref} (module tangent à 50 % du déviateur ultime) à mi-couches (Berthoz et al., 2022) :

- une évaluation à partir des modules pressiométriques (via une corrélation du type $k.E_M/\alpha$ où α est le coefficient rhéologique de Ménard)
- une évaluation à partir des essais de laboratoire.

Les différents modèles géotechniques retenus par les participants à la phase 1 sont synthétisés dans le Tableau 5.3. Les modules correspondent aux valeurs moyennes à mi-couches. Pour la même couche, les modules varient de 1 à 7 selon les participants : le module E_{50-ref} varie entre 50 et 360 MPa pour la couche de CSO et entre 150 et 1026 MPa pour la couche de SB. La dispersion des valeurs de la cohésion et de l'angle de frottement était plus faible : pour la couche de SB, les cohésions varient entre 5 et 20 kPa et l'angle de frottement entre 30° et 40°.

5.4.2.2 Creusement du tunnelier

Deux approches 3D ont été utilisées par les participants avec une différence majeure au niveau de la modélisation du creusement : déconfinement en absence du bouclier ou contraction du bouclier modélisé explicitement. La majorité des calculs vérifie que la convergence du sol reste inférieure à l'espace annulaire disponible. Plusieurs participants modélisent les pressions au front et derrière la jupe.

On relève plusieurs différences entre les modèles 3D :

- creusement par déconfinement ou par contraction du bouclier modélisé explicitement,
- application d'une pression frontale constante ou variable avec la profondeur,
- prise en compte de l'effort de confinement exercé par les parties métalliques de la roue de coupe,
- prise en compte d'une pression hydrostatique le long du bouclier,
- poids des voussoirs et du train suiveur,
- considération du poids et du durcissement du mortier de bourrage,

- existence des joints entre les voussoirs,

Les modèles 2D en déformations planes ont utilisé un déconfinement presque total (une seule phase) ou un déconfinement partiel en plusieurs phases avec des taux variables entre 0,1 et 1. Les modèles comportent des pressions radiales appliquées sur le contour excavé, en fonction des pressions frontales et d'injection.

Dans la suite, les calculs sont classés en quatre catégories :

1. **2D DECONF simple** : calcul en déformation plane – creusement par déconfinement total
2. **2D DECONF phasé** : calcul en déformation plane – creusement par déconfinement partiel en plusieurs phases
3. **3D** : calculs tridimensionnels qui vérifient la convergence en parois du tunnel – creusement par déconfinement ou par contraction
4. **3D contact** : calculs tridimensionnels par contraction avec des taux calculés en supposant un contact entre le sol et le tunnel après creusement

5.4.2.3 Modélisation du pieu

Dans les modèles 3D, le pieu a été modélisé par des éléments volumiques par six participants, et sous forme d'éléments linéiques par deux participants. Dans les calculs en déformations planes, le pieu est implicitement transformé en une plaque infinie orthogonale à la section étudiée. Pour tenter de corriger cet effet géométrique, on peut prendre en compte un « espacement fictif » conduisant à la réduction du module d'Young et/ou de la largeur du pieu fictif lui permettant de conserver une rigidité en flexion et en compression identiques au pieu réel et une modification des paramètres d'interface terrain / pieu permettant de ne pas dépasser la résistance au cisaillement mobilisable autour du pieu réel cylindrique. Cet « espacement fictif » a été retenu dans une gamme comprise entre 1 m et 10 m (soit respectivement deux fois et vingt fois le diamètre du pieu).

En termes de conditions d'interface sol / pieu, trois participants ont considéré une adhérence parfaite. Neuf participants ont considéré un frottement latéral constant (critère de Tresca). Les valeurs de frottement latéral unitaire retenues varient d'un facteur deux environ (110 à 170 kPa dans les CSO, et 80 à 170 kPa dans les SB). Les sept autres participants ont retenu un frottement latéral fonction de la contrainte normale (critère de Mohr-Coulomb) avec des paramètres qui, lorsqu'ils sont documentés, sont de l'ordre de 80 % de ceux du sol avoisinant (Berthoz et al., 2022).

Pour la phase du chargement, on adopte un classement des modèles en fonction des conditions d'interface sol-pieu :

1. **EF 2D-DP adh parfaite** : calcul en déformation plane – adhérence parfaite au niveau de l'interface
2. **EF 2D-DP frottement** : calcul en déformation plane – frottement au niveau de l'interface
3. **EF 3D frottement** : calcul tridimensionnel – frottement au niveau de l'interface
4. **Coef de réaction** : la méthode du coefficient de réaction (logiciel Foxta de Setec-Terrasol).

Modélisation numérique de l'expérimentation TULIP

Tableau 5.3 Modèles géotechniques adoptés par les différents participants (Phase 1)

Participants	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18		
dimensions	2D	3D	3D	2D	3D	2D	2D	2D	3D	2D	3D	3D	3D	2D	3D	3D	2D	2D		
R	E_{50ref} (MPa) ou E (MC)	20	30	20	72	32	80	40	30	20	39	20	100	20	19	54	36	20	231	
	E_{urref} (MPa)	50		50	180	80		120	90	50	97,5	50	300	50	38	135	72		693	
	c' (kPa)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	ϕ (°)	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28	28
	ψ (°)	0	0	0	0	0		0				0		8		0	0			0
CSO	E_{50ref} (MPa) ou E (MC)	50	236	60	136	105	206	70	75	50	255	60	300	60	113	135	113	50	361	
	E_{urref} (MPa)	125	611	210	408	263		210	263	200	636	180	900	240	282	338	226		1083	
	c' (kPa)	20	20	10	20	10	20	10	10	20	15	20	10	31	17	30	20	20,5	70	
	ϕ (°)	38	33	33	33	33	35	33	38	37	33	33	33	42	34	30	33	33	37,5	26
	ψ (°)	0	3	0	0	3		0		0		3		22		0	3			0
SB	E_{50ref} (MPa) ou E (MC)	150	308	180	300	196	365	212	225	100	300	130	406	180	210	300	150	297	1026	
	E_{urref} (MPa)	450	769	540	900	490		636	675	250	750	390	1318	450	525	700	300		3078	
	c' (kPa)	5	10	10	10	10	10	0	10	5	5-10	5	20	10	10	5	10	10	20	
	ϕ (°)	37	33	33	33	33	33	35	35	37	33	33	33	41	33	35	33	33	37	30
	ψ (°)	3	3	3	3	3		5		3		3	3	21		3	3			0
MC	E_{50ref} (MPa) ou E (MC)	250	585	360	748	501	1000	360	187	200	787	360	1052	360	489	750	623	800	1724	
	E_{urref} (MPa)	750	1463	1080	2244	1503		1080	561	600	2365	1080	3156	1080	1224	2250	1246		5174	
	c' (kPa)	50	25	25	50	25	50	25	25	100	25	50	50	15	50	50	25	100	100	
	ϕ (°)	32	35	35	35	35	33	35	35	37	35	35	32	38	35	30	35	35	32	30
	ψ (°)	0	5	0	0	5		0		0		5		18		0	5			
Pression frontale Pf au centre (kPa)	175	180	267	115	268	150	175	175	267		175		76		175	175	106			

5.4.3 Résultats avec les données usuelles

Nous présentons dans cette partie les résultats de la phase 1 de l'exercice de prévision:

- l'effort axial dans P3 post-chargement
- le tassement du sol à la fin du creusement
- le tassement et l'effort axial dans P3 à la fin du creusement

5.4.3.1 Réponse des pieux au chargement

La Figure 5.32 présente les efforts axiaux dans le pieu P3 à la fin du chargement à $z = -4$ m et -19 m, pour tous les participants. Ces derniers sont classés suivant les conditions d'interface sol-pieu et le type de calcul (2D ou 3D). Dans l'ensemble, les résultats sont assez éloignés des mesures.

Les modèles adoptant les mêmes conditions d'interface donnent des résultats similaires. Les calculs 2D avec des conditions d'adhérence parfaite surestiment largement les efforts axiaux, surtout en pointe. Les calculs à coefficient de réaction donnent les meilleurs résultats. Pour les calculs numériques avec des conditions de frottement, les modèles 3D donnent des résultats plus pertinents que les modèles 2D.

Dans les figures qui suivent, on représente par un rectangle rose la zone correspondant aux valeurs mesurées $\pm 50\%$. Seuls deux modèles (2 et 12) ont des résultats présentant une différence avec les mesures inférieure à 50 %. Le participant 12 a retenu une loi de frottement de (Frank & Zhao, 1982), basée sur les essais pressiométriques, avec des valeurs de q_s de 145, 195 et 90 kPa pour les couches de R, CSO et SB, respectivement. Le participant 6 utilise des conditions similaires (loi de Frank et Zhao) au participant 12 avec des efforts axiaux plus importants. Cette différence est due au fait que les valeurs de q_s retenues par le participant 6 sont plus faibles : $q_s = 80, 150$ et 160 kPa pour R, CSO et SB, respectivement.

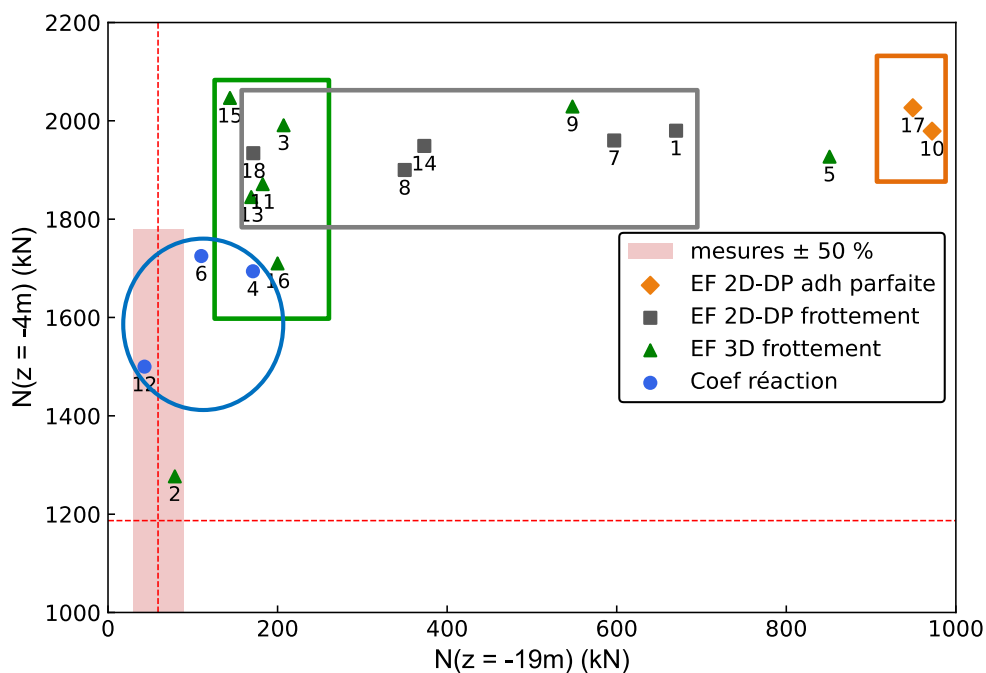


Figure 5.32 Effort axial dans P3 post-chargement à $z = -4$ et -19 m (Phase 1)

5.4.3.2 Réponse du sol au creusement

La comparaison de la réponse du sol se fait par l'examen du tassement maximal du sol au-dessus de l'axe du tunnel et la distance transversale à 60 % de s_{max} (équivalent à $w_{s,max}$). En ce qui concerne la réponse au creusement, les participants seront classés suivant la méthode de creusement et le type de calcul (Figure 5.33). Différentes observations peuvent être tirées (le symbole Ri correspond à la réponse du participant i) :

- une grande dispersion des résultats entre les différents participants est observée.
- ici, les calculs 3D ne donnent pas forcément de meilleurs résultats que les calculs 2D.
- les calculs réalisés avec la même méthode de creusement donnent des résultats similaires.
- les calculs R3 et R15 (creusement par contraction avec des pertes de volume > 1%) surestiment fortement le tassement du sol avec des valeurs de -50 et -27 mm, respectivement. La différence entre les résultats de ces deux modèles est due à la différence des propriétés mécaniques retenues pour les couches du sol (les modules du R15 sont deux fois plus grands que ceux du R3, comme le montre le Tableau 5.3).
- la majorité des modèles surestiment de 20 à 50 % l'extension transversale de la cuvette de tassement : 12 m en moyenne contre 8 et 10 m pour SMRS et SMRN, respectivement.
- parmi les modèles 3D, les calculs avec un creusement par contraction (R9 et R11) ou par pilotage de déplacement (R2) surestiment l'extension de la cuvette du sol, d'une façon plus grande que les calculs par déconfinement (comme les R13 et R16).
- parmi les modèles 2D DECONF phasé, c'est le R14 qui surestime le plus le tassement du sol. Cela est dû aux valeurs des taux de déconfinement choisies pour simuler le creusement. Ce dernier comporte trois phases avec des taux de 0,6, 0,7 et 0,8 contre des taux de 0,1, 0,3 et 0,9 pour le R10, par exemple.
- la meilleure réponse est celle du R16 : la méthode employée pour simuler le creusement n'était pas détaillée.

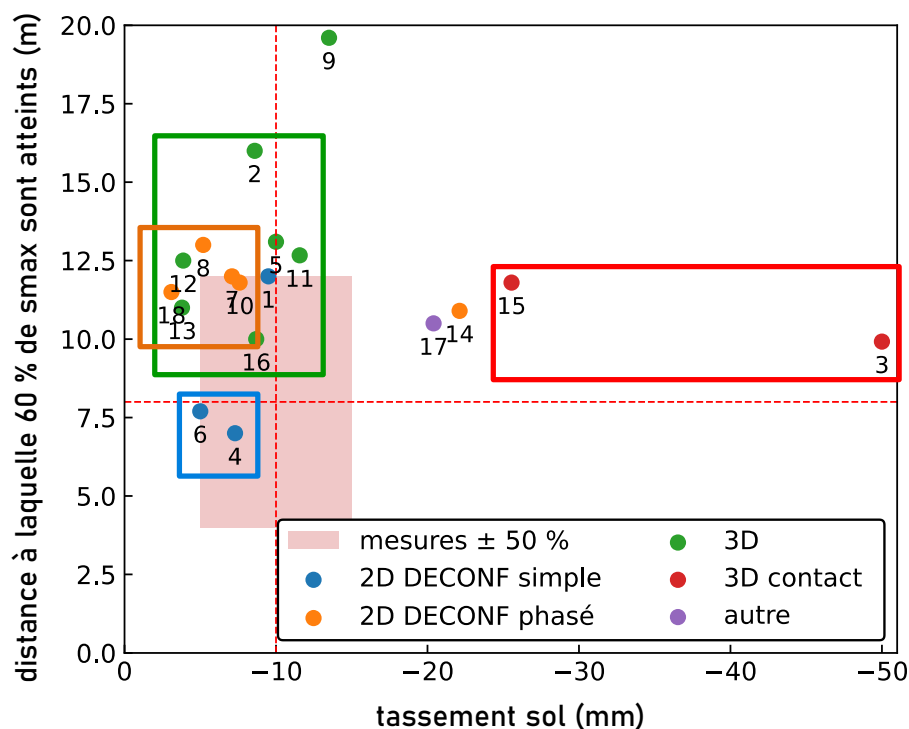


Figure 5.33 Tassement maximal et point d'inflexion du sol (Phase 1)

5.4.3.3 Réponse des pieux au creusement

Le tassement du pieu P3 et le tassement maximal du sol suite au creusement sont présentés dans la Figure 5.34. Les modèles avec des contractions importantes (R3 et R15) ou des taux de déconfinement élevés (R14) surestiment les tassements obtenus à la fin du creusement. Le tassement du sol est bien calé pour certains modèles 3D (R2, R5, R11 et R16), tandis que le tassement du pieu est surestimé. Ce dernier dépend des conditions d'interfaces adoptées dans chaque calcul. Les modèles ayant des conditions d'interface dépendantes de la contrainte normale (propriétés du sol) comme R5 et R11, ou des faibles valeurs de q_s (R2 suppose un $q_s = 35$ kPa dans les remblais), sous-estiment le frottement à l'interface sol-pieu et par suite surestiment le tassement du pieu. Les meilleurs résultats sont ceux de R1, R2, R4, R7, R10 et R16.

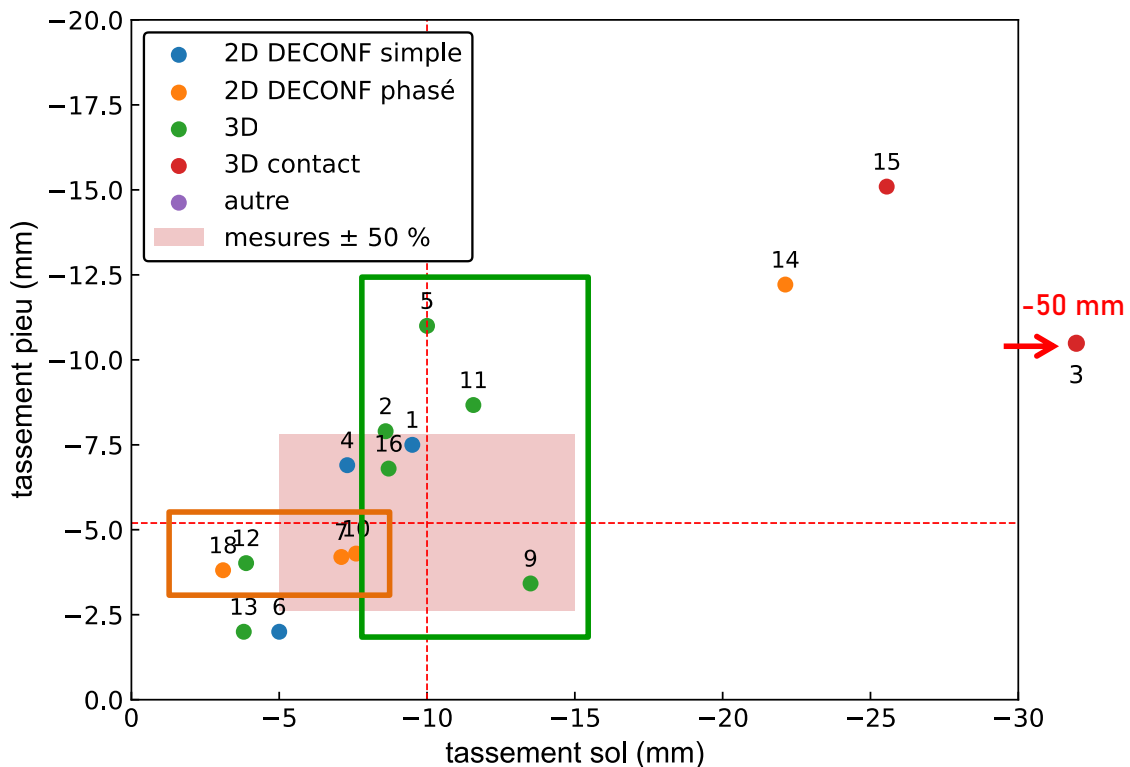


Figure 5.34 Tassement maximal du pieu et du sol (Phase 1)

Les variations de l'effort axial causées par le creusement à $z = -7$ et -16 m sont présentées dans la Figure 5.35. On observe que :

- Les modèles R3, R14 et R15 surestiment la variation des efforts axiaux,
- Tous les modèles 2D sous-estiment les efforts axiaux,
- La majorité des calculs 3D donne des résultats bien calés avec les mesures expérimentales, même les modèles surestimant le tassement du pieu (R5 et R11),
- R2 estime bien la variation d'effort axial en profondeur et la surestime sur la partie supérieure du pieu,
- Le meilleur modèle reproduisant la réponse du pieu (tassement et effort axial) est R16,

Globalement, R16 présente les meilleurs résultats dans la phase 1 de l'exercice de prévision, suivi par R2 et R12.

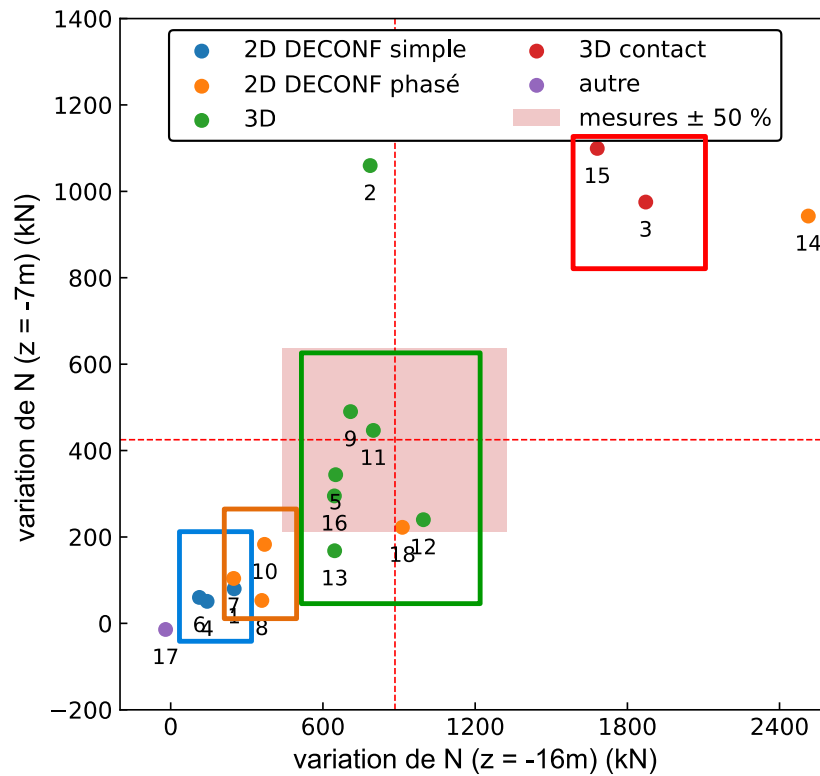


Figure 5.35 Variation d'effort axial dans P3 suite au creusement (Phase 1)

5.4.4 Résultats avec un modèle géotechnique imposé

Cette partie correspond aux résultats de la phase 3 de l'exercice de prévision : un modèle géotechnique est imposé à tous les participants et la cuvette transversale du tassement de sol est fournie. Il correspond au modèle adopté dans nos calculs numériques (Tableau 5.1). Nous comparons ainsi les résultats de l'exercice de prévision (qui sont des prévisions de classe A) avec ceux de notre modèle DEFI 22.

5.4.4.1 Réponse des pieux au chargement

Les résultats de tous les participants ont été améliorés après l'imposition du modèle géotechnique (Figure 5.36). La dispersion des résultats dépend des conditions d'interface pieu-sol et du type de calcul adopté. Les calculs à coefficient de réaction donnent les meilleurs résultats suivis par les calculs numériques tridimensionnels où le pieu est modélisé par des éléments volumiques. L'utilisation des lois de mobilisation du frottement axial et de l'effort en pointe suivant le modèle de Frank et Zhao, présenté dans la norme d'application nationale de l'Eurocode 7 pour les fondations profondes NF P 94-262, conduit à des efforts axiaux bien calés avec les mesures (R4, R6, R11, R12 et R14). Les calculs surestimant les efforts considèrent souvent des propriétés d'interface indépendantes des propriétés des sols (R3 comme exemple). R2, R12, R14, R11 et le modèle DEFI 22 présentent les meilleurs résultats.

5.4.4.2 Réponse du sol au creusement

La majorité des participants surestiment la largeur de la cuvette transversale malgré un modèle géotechnique imposé (Figure 5.37). R15 conserve l'hypothèse du contact entre le sol et le tunnelier et par suite, il surestime la perte de volume ($> 1\%$) et le tassement du sol. R9

modélise dans cette phase la fermeture du vide annulaire autour du tunnelier par la modification des raideurs normales des liens entre le maillage du sol et du tunnelier : avec l'avancement du tunnelier, la raideur normale est initialisée à une raideur plus faible permettant la convergence progressive du sol le long du bouclier. Le vide annulaire considéré correspond à 70 mm (valeur théorique), ce qui aboutit à des tassements très importants. R3 est passé à un calcul par déconfinement et R14 passe du 2D à 3D, ce qui a amélioré largement les résultats. Les réponses acceptables sont celles des participants R3, R6, R12, R14, R16 et notre modèle DEFI 22.

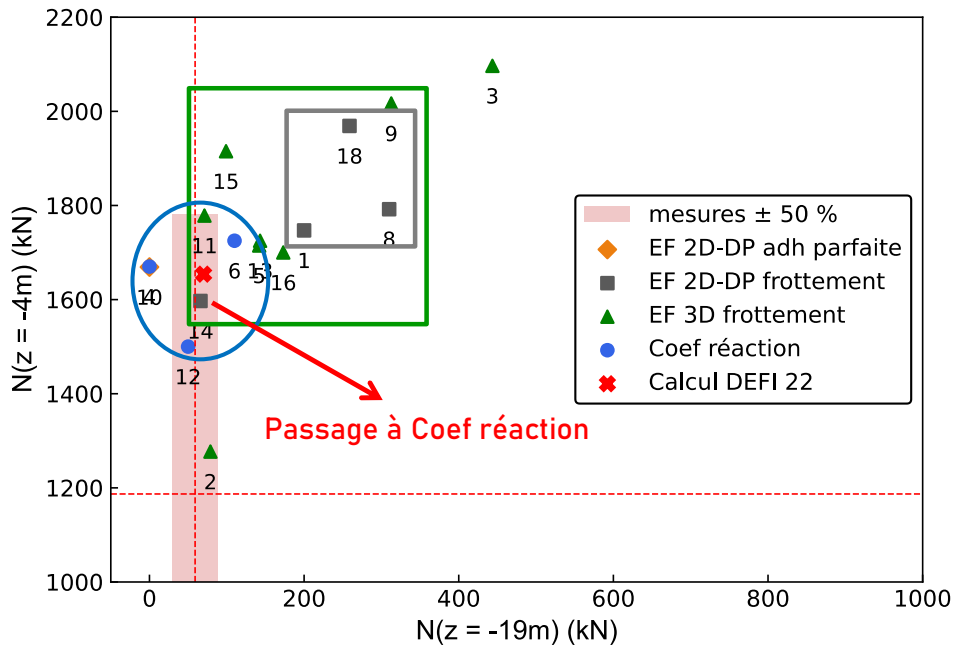


Figure 5.36 Effort axial dans P3 à z = -4 et -19 m (Phase 3)

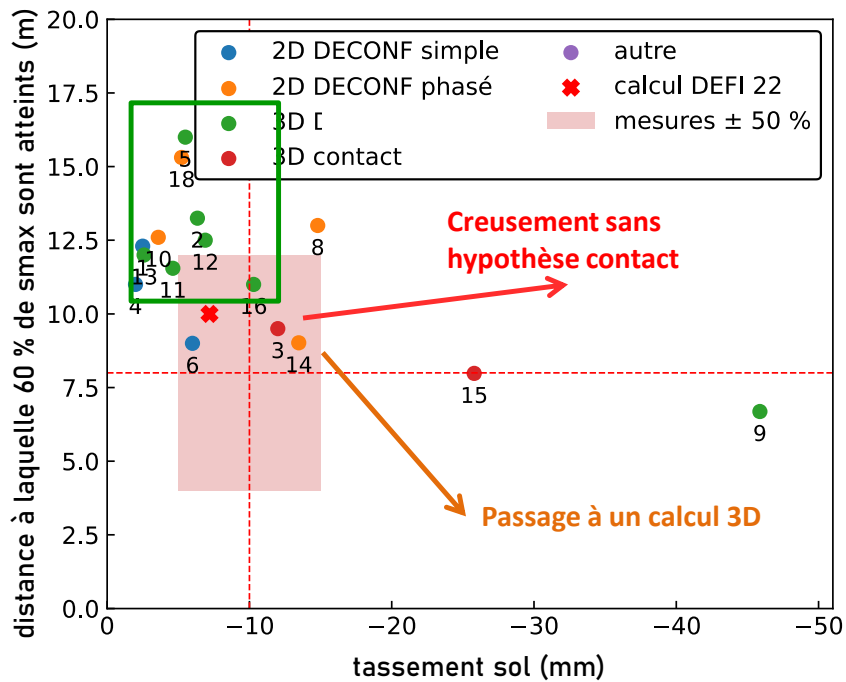


Figure 5.37 Tassement maximal et point d'inflexion du sol (Phase 3)

5.4.4.3 Réponse des pieux au creusement

Les modèles de la catégorie 3D (R2, R5, R11, R12, R13 et R16) reproduisent bien le tassement du pieu à la fin du creusement (Figure 5.38), même en sous-estimant le tassement maximal du sol (R11 et R13). Les tassements obtenus par les calculs en 2D sont souvent faibles (R1, R4 et R18). R2, R3, R5, R6, R12, R14, R16, R18 et DEFI 22 présentent les meilleurs résultats.

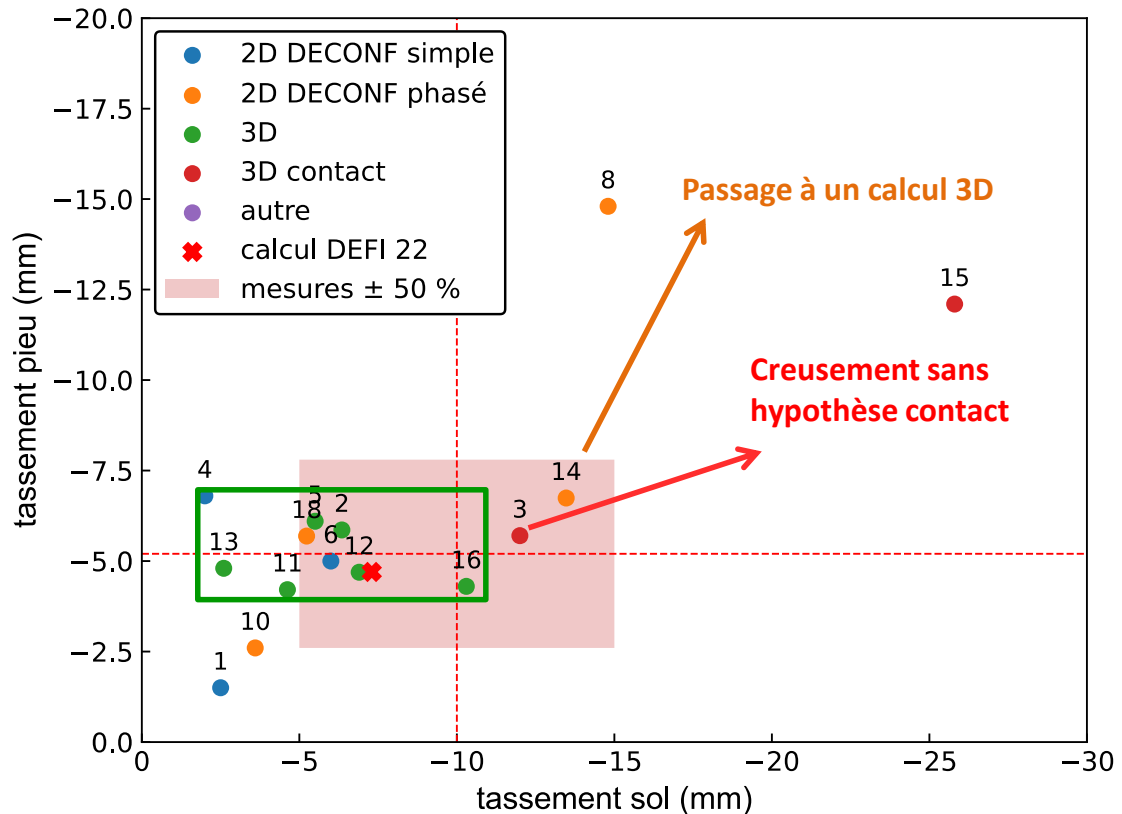


Figure 5.38 Tassement maximal du pieu et du sol (Phase 3)

Les variations d'efforts axiaux causés par le creusement sont faibles dans les modèles 2D (Figure 5.39). Les calculs tridimensionnels montrent des résultats bien calés avec les mesures. Les meilleurs calculs sont ceux de R3, R9, R11, R16, R18 et DEFI 22.

Globalement, les participants R3, R16 ainsi que notre modèle DEFI 22 présentent les meilleurs résultats en ce qui concerne le calage de la réponse du sol au creusement et de la réponse du pieu au chargement et au creusement.

R12 et R14 arrivent en deuxième rang : R12 surestime la largeur de la cuvette de tassement du sol et R14 surestime la variation des efforts axiaux dans le pieu simulé par des éléments linéiques (poutres) avec des frottements unitaires limites à l'interface très élevés (>300 kPa).

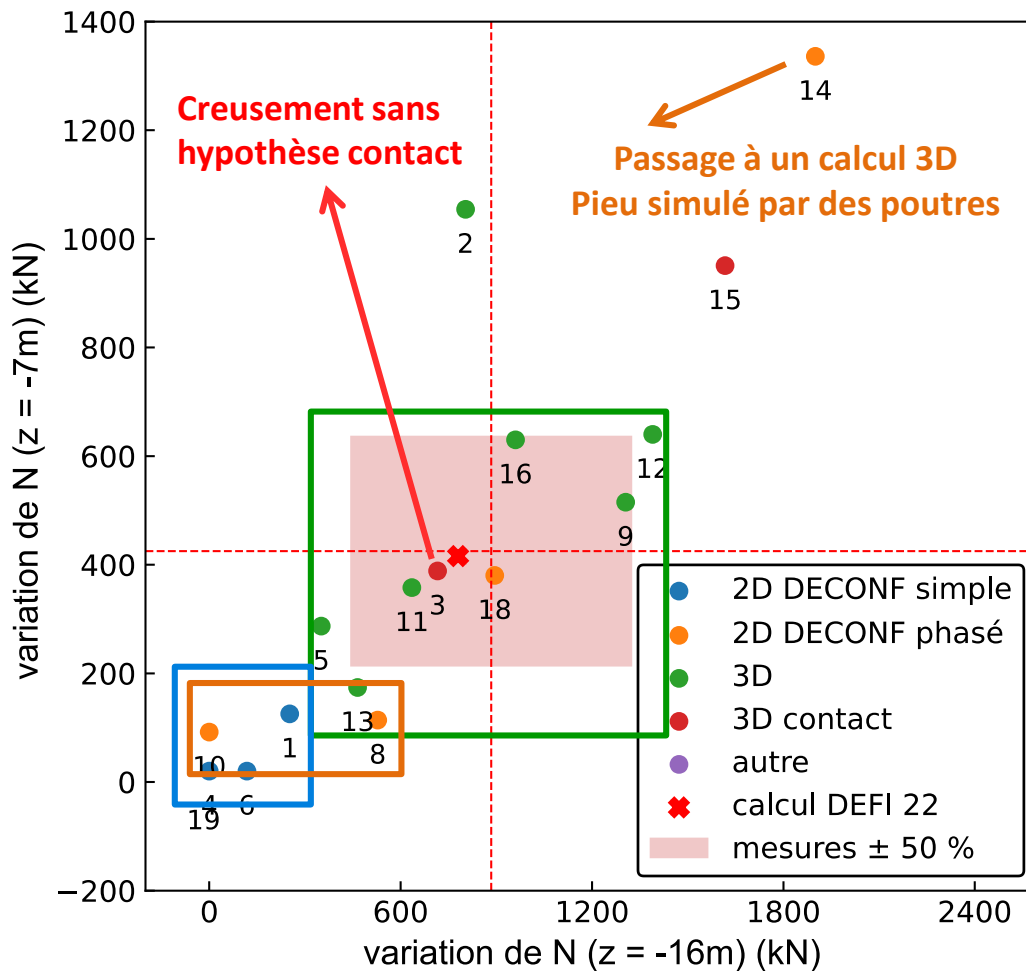


Figure 5.39 Variation d'effort axial dans P3 suite au creusement (Phase 3)

5.4.5 Conclusions

Les différentes approches utilisées par les participants dans les trois phases de l'exercice de prévision permettent de tirer plusieurs enseignements concernant l'impact du creusement sur des pieux isolés.

En premier lieu, l'exercice a révélé une grande dispersion sur :

- le type de modèle :
 - 3D comportant tous les éléments du problème (pieu – sol – tunnelier),
 - 3D en champ libre puis déplacements imposés au pieu avec un logiciel à coefficient de réaction (Foxta),
 - 2D comportant tous les éléments ou 2D + Foxta,
- les propriétés mécaniques du sol : la majorité des participants ont utilisé le modèle de comportement HSM mais avec une grande variabilité au niveau des modules,
- la façon de simuler le creusement au tunnelier :
 - 2D par déconfinement simple total ou déconfinement en plusieurs phases,
 - 3D par pilotage de déplacements,
 - 3D par déconfinement en plusieurs phases,
 - 3D par contraction du bouclier modélisé explicitement,
- la modélisation du pieu :

- 2D (mur infini avec un espacement fictif),
- 3D éléments volumiques ou linéiques (poutres),
- Conditions d'interface : soit dépendant des propriétés mécaniques du sol (la cohésion et l'angle de frottement) soit basés sur les essais pressiométriques (frottement unitaire limite q_s)

Pour l'évaluation des efforts axiaux dans le pieu à la fin du chargement, on a observé que :

- la majorité des calculs numériques surestiment les efforts axiaux en pointe de pieu, surtout les calculs 2D où le pieu est modélisé sous forme d'un mur infini,
- les conditions d'interface gouvernent le comportement du pieu au chargement :
 - l'hypothèse d'adhérence parfaite surestime largement les efforts axiaux,
 - la loi de frottement de (Frank & Zhao, 1982) basée sur des essais pressiométriques donne les meilleurs résultats,
 - les propriétés d'interface calculées en se basant sur la cohésion et l'angle de frottement du sol sous-estiment le frottement à l'interface ; le remplacement de la cohésion par le frottement unitaire limite q_s tend à améliorer les résultats.

Concernant la réponse du sol en surface, cet exercice a notamment montré que :

- les calculs 3D ne sont pas nécessairement meilleurs que les calculs 2D,
- la dispersion des paramètres mécaniques conduit à des résultats différents dans les modèles ayant la même méthode de simulation du creusement,
- la technique adoptée pour la simulation du creusement est le facteur qui affecte le plus les résultats,
- les calculs modélisant le creusement par contraction ou par pilotage en déplacements surestiment l'extension transversale de la cuvette de tassement,
- l'hypothèse de refermeture du vide annulaire théorique (différence du diamètre entre la roue de coupe et le revêtement) par le sol conduit à surestimer fortement les tassements.

Pour le tassement final de la tête du pieu après passage du tunnelier, les points suivants sont à retenir :

- le tassement du pieu dépend de la méthode retenue pour simuler le creusement et des conditions d'interface,
- les modèles ayant des conditions d'interface dépendantes des propriétés du sol ou des faibles valeurs de q_s , sous-estiment le frottement à l'interface sol-pieu et par suite surestiment le tassement du pieu induit par le creusement.

Enfin, pour les variations d'efforts induites par le passage du tunnelier, on note que :

- bien estimer les tassements en surface du sol et du pieu ne conduit pas nécessairement à bien estimer les efforts axiaux. Le comportement du pieu est lié à la cinématique du sol en profondeur,
- les modèles 2D en déformations planes ont tendance à sous-estimer les variations d'efforts axiaux.

Le passage à un modèle géotechnique imposé a amélioré les résultats pour tous les participants (ce qui vérifie la fiabilité de ce modèle utilisé dans nos propres calculs numériques).

Malgré la simplicité de la méthode de simulation du creusement, le modèle DEFI 22 présente de meilleurs résultats que la plupart des participants à l'exercice de prévision (mais c'est un calcul a posteriori). Les trois participants avec des résultats bien calés, sont dans l'ordre R3, R16 et R12. R16 n'a pas précisé les hypothèses retenues pour faire le calcul. Pour les deux autres participants, une synthèse des hypothèses est présentée dans le Tableau 5.4.

Tableau 5.4 Hypothèses de modélisation des participants R3 et R12 (phase 3)

	R3	R12
Type de calcul	Plaxis 3D complet (pieu – sol – tunnelier)	Plaxis 3D en champ libre + Foxta pour le pieu
Modélisation pieu	Eléments volumiques	Foxta
Conditions d'interface	Dépendent des propriétés du sol	Loi de (Frank & Zhao, 1982)
Comportement du sol	HSM	HSM
Confinement au front	220 kPa en clé + gradient 9 kPa/m	130 kPa en clé + gradient 9 kPa/m
Bouclier	Pression hydrostatique sur 6 anneaux + contrôle de la convergence + prise en compte d'une surpression sur deux anneaux en arrière du front	Pression hydrostatique sur 6 anneaux + contrôle de la convergence
Poids du tunnelier	non considéré	110 kPa agissant sur 120° en radier de la surface excavée
Mortier de bourrage	175 kPa en clé + gradient 10 kPa/m sur un anneau derrière le bouclier	175 kPa en clé + gradient 23 kPa/m sur un anneau derrière le bouclier + éléments volumiques entre le diamètre excavé et les voussoirs E = 5 GPa
revêtement	plaques avec une épaisseur = 34 cm calculée en considérant des joints d'épaisseur de 0,266 m + module à court terme	Plaques sans considération des joints épaisseur = 40 cm + un module E = 30 GPa

Les résultats pour les pieux P1 et P2 du modèle DEFI 22 sont acceptables en termes de tassement mais pas en termes de variation des efforts axiaux. Dans le but de mieux caler les efforts axiaux de tous les pieux, des calculs numériques par la méthode de déconfinement sont effectués sur CESAR-LCPC pour les trois pieux, en s'inspirant des calculs R3 et R12. Les hypothèses de modélisation ainsi que les résultats de ces calculs sont présentés dans le paragraphe suivant.

5.5 Calcul avec la méthode DECONF

Trois modèles numériques ont été élaborés pour étudier le comportement des trois pieux avec la méthode de déconfinement. La simulation de creusement ne prend pas en compte tous les éléments du tunnelier : en effet, on réutilise les maillages précédents, qui ne permettent pas de modéliser le revêtement et le bouclier d'une façon explicite.

Les résultats comportent la réponse du sol et des pieux au creusement et une comparaison a été effectuée avec les modèles à déformation imposée DEFI.

5.5.1 Simulation du creusement

A chaque phase de calcul, on prend en compte les chargements suivants (Figure 5.40) :

- déconfinement total appliqué au front et sur la surface latérale de la jupe
- Confinement au front : pression variable de 130 kPa en clé + un gradient de 9 kPa/m
- Bouclier : pression hydrostatique sur cinq anneaux mais la valeur en clé a été choisie (7 kPa) pour caler le tassement maximal du sol en surface et contrôler la convergence
- Poids du tunnelier : on applique une pression égale à 100 kPa agissant sur 130° en radier de la surface excavée
- Mortier de bourrage : on suppose que le mortier remplit le vide annulaire sans exercer une pression sur le sol et par suite on applique une pression nulle en clé avec un gradient de 23 kPa/m.

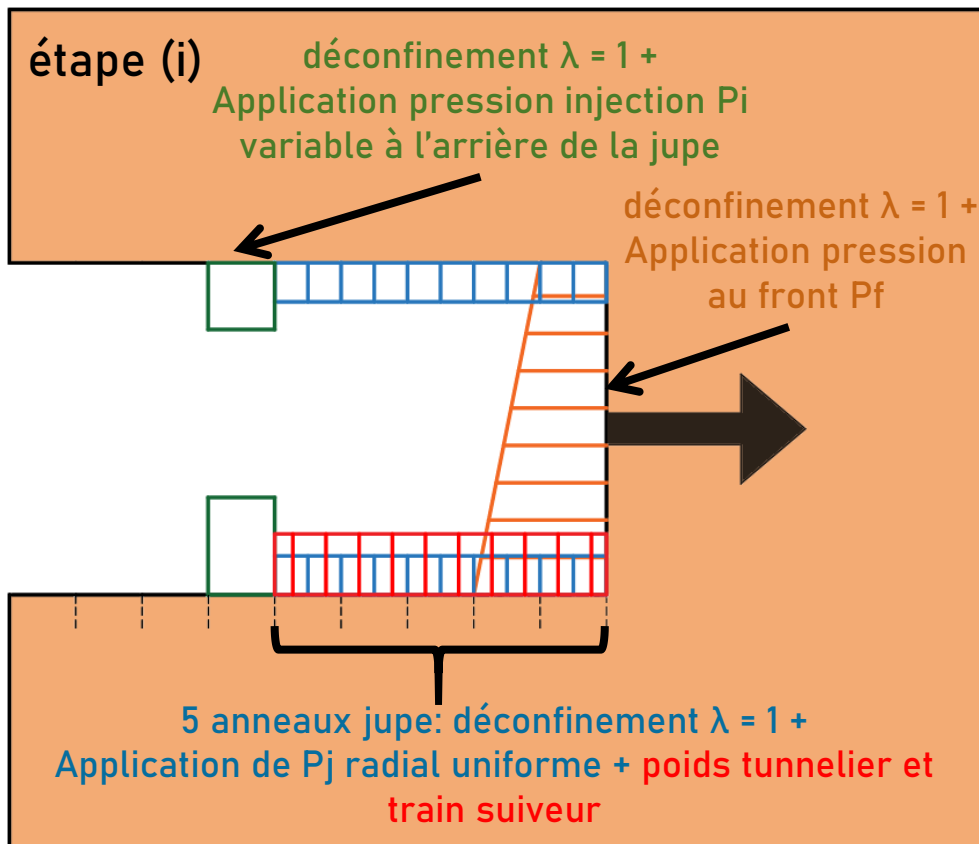


Figure 5.40 Simulation du creusement avec la méthode DECONF

Dans le cas des pieux P2 et P3, le maillage sous les pieux a dû être retouché pour assurer la convergence du calcul : sous le pieu, nous passons à un maillage plus fin structuré de la même manière que celui du pieu (Figure 5.41).

Le nombre de nœuds est presque le même que dans les modèles DEFI mais le temps de calcul est plus important dans le cas DECONF : le calcul prend 14 minutes par phase en moyenne pour P1 et 25 minutes par phase pour P2 et P3 dans le cas DEFI contre 20 minutes par phase pour le cas P1 et 30 minutes par phase pour P2 et P3 dans le cas DECONF, soit 40 % plus de temps pour le cas P1 et 20 % pour P2 et P3.

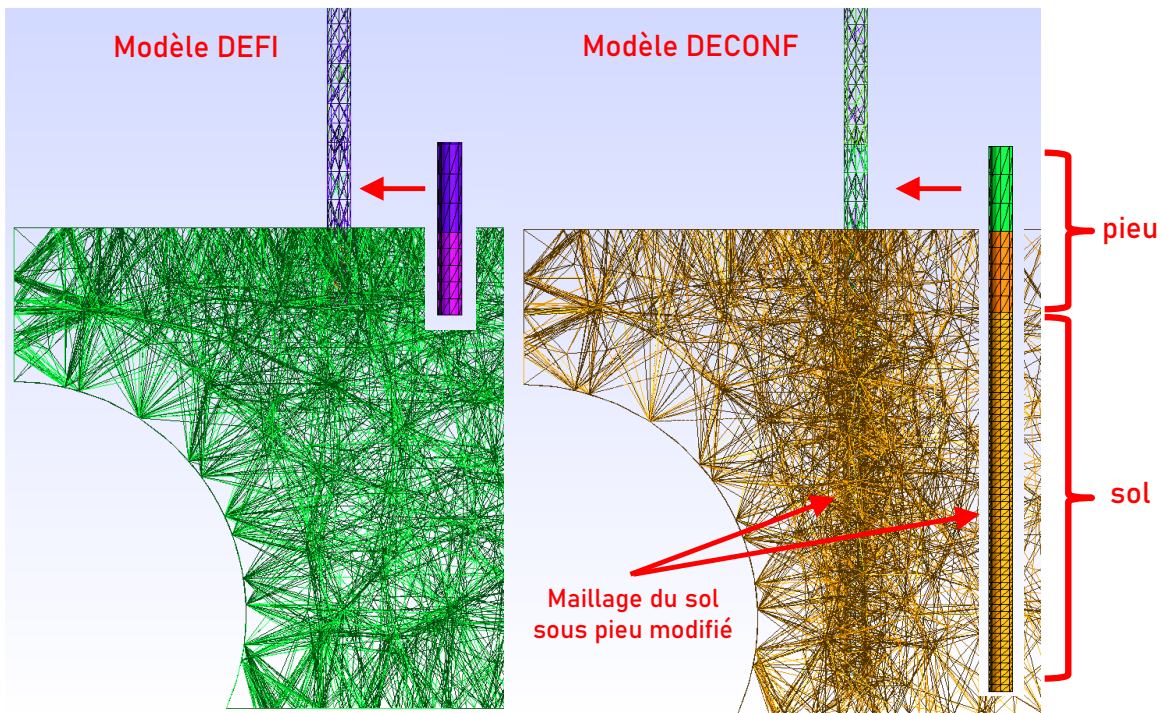


Figure 5.41 Modification du maillage pour le modèle DECONF, cas P2

5.5.2 Réponse du sol au creusement

5.5.2.1 Tassement longitudinal en surface

La Figure 5.42 présente (a) le profil longitudinal de tassement de la surface obtenu par la méthode DECONF pour différentes positions du front et (b) une comparaison de le profil donné par les modèles DEFI à la fin du creusement. En termes de tassement maximal, le calcul DECONF est proche des mesures. Le tassement est plus faible au bord du modèle contrairement aux modèles DEFI. Cela est relié au fait que le premier anneau creusé a été soutenu dans le calcul DECONF, vérifiant les observations obtenues dans les études de (Möller, 2006). Les effets de bord s'étendent jusqu'à 20 m dans le cas DECONF contre 35 m avec le calcul DEFI.

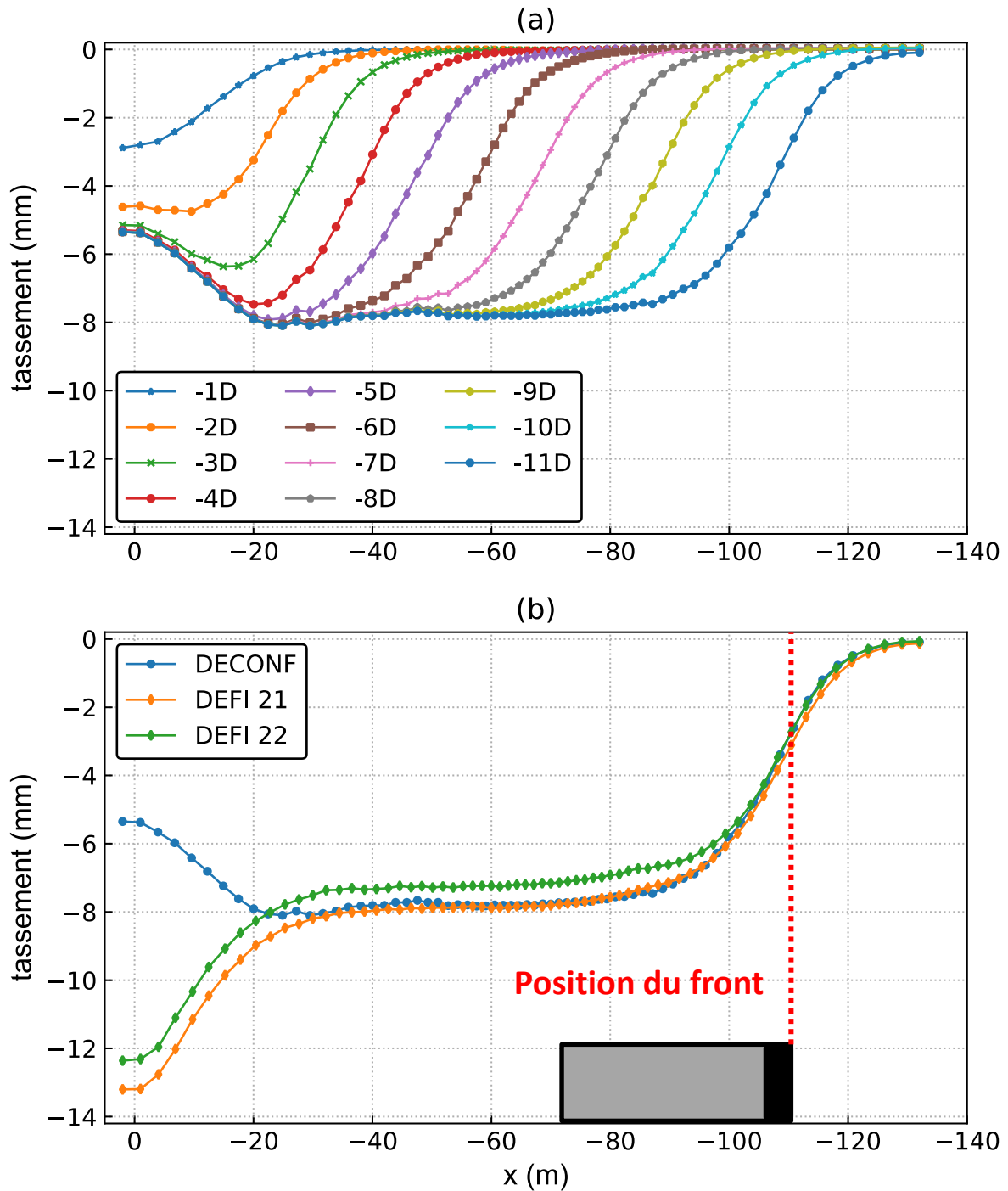


Figure 5.42 Tassement longitudinal du sol méthode DECONF

5.5.2.2 Tassement transversal en surface

Les cuvettes de tassement à la fin du creusement des différents modèles sont présentées dans la Figure 5.43. Le modèle DECONF donne des résultats bien calés avec SMRN et une extension transversale entre celles du SMRN et SMRS. La distance à 60 % du tassement maximal est égale à 10 m.

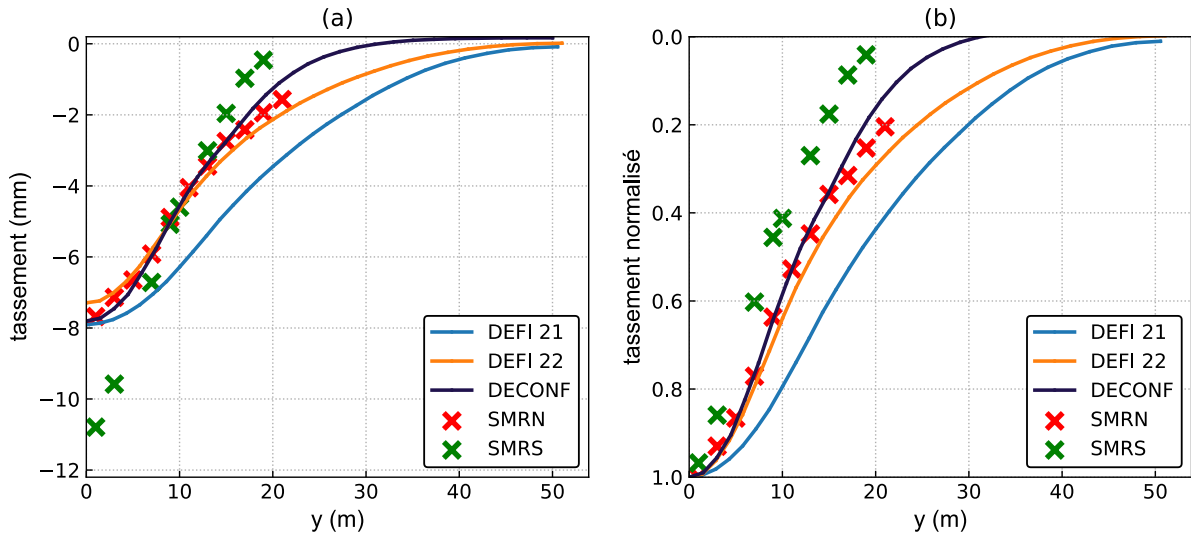


Figure 5.43 Tassement transversal du sol à la fin du creusement méthode DECONF

5.5.2.3 Déplacements en profondeur

Le tassement en profondeur est bien calé avec les mesures à $X_{st} = 0$ m (Figure 5.44 (a)). A la fin du creusement, le modèle DECONF sous-estime les tassements en profondeur à partir de $z = -10$ m.

En ce qui concerne la direction longitudinale, les résultats du modèle DECONF sont bien calés à $X_{st} = 0$ m et surestimés à la fin du creusement (Figure 5.44 (b)).

Transversalement, le modèle numérique montre une divergence du sol en s'éloignant du tunnel contrairement aux mesures (Figure 5.44 (c)). La divergence est liée aux conditions aux limites tunnelier-sol : des pressions radiales sont appliquées sur le contour du sol excavé et le revêtement n'est pas modélisé précisément.

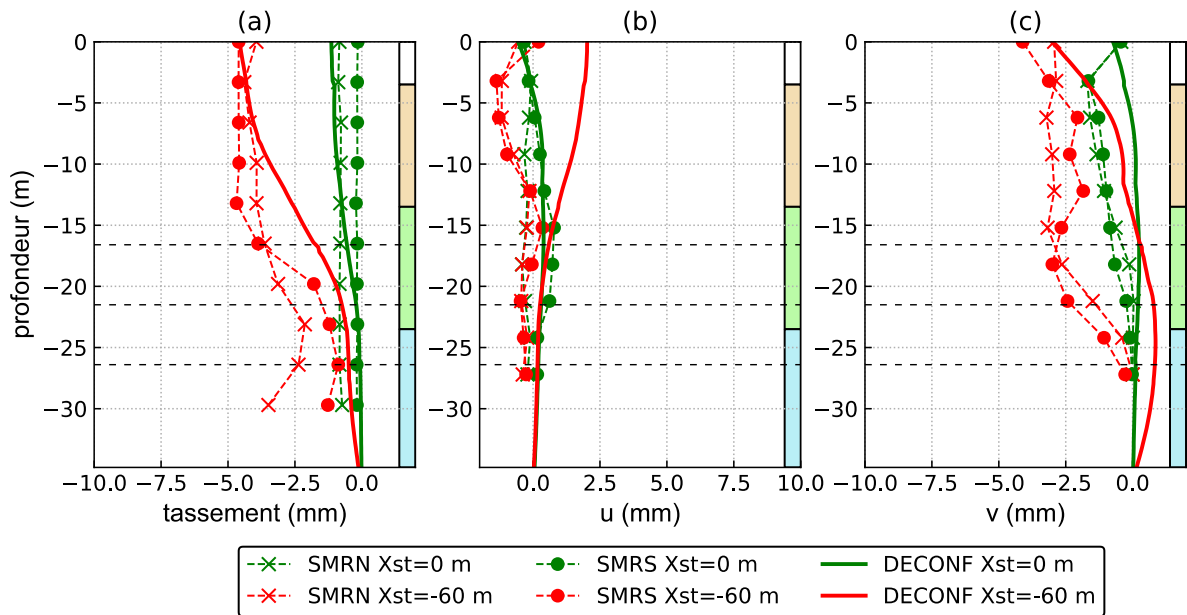


Figure 5.44 Déplacements en profondeur méthode DECONF

5.5.3 Réponse des pieux au creusement

5.5.3.1 Tassement en tête des pieux

Le tassement des trois pieux est présenté dans la Figure 5.45. Le tassement en avant est plus faible que dans les modèles DEFI. Le tassement s'accélère après passage du front sous le pieu. Les tassements numériques finaux sont bien calés avec les mesures pour les trois pieux : le calcul donne un tassement de -12,6 mm, -9 mm et -4,2 mm pour P1, P2 et P3, respectivement. Ces valeurs sont comparables avec ceux du modèle DEFI 22 pour P1 et P3 et ceux du modèle DEFI 21 pour P2.

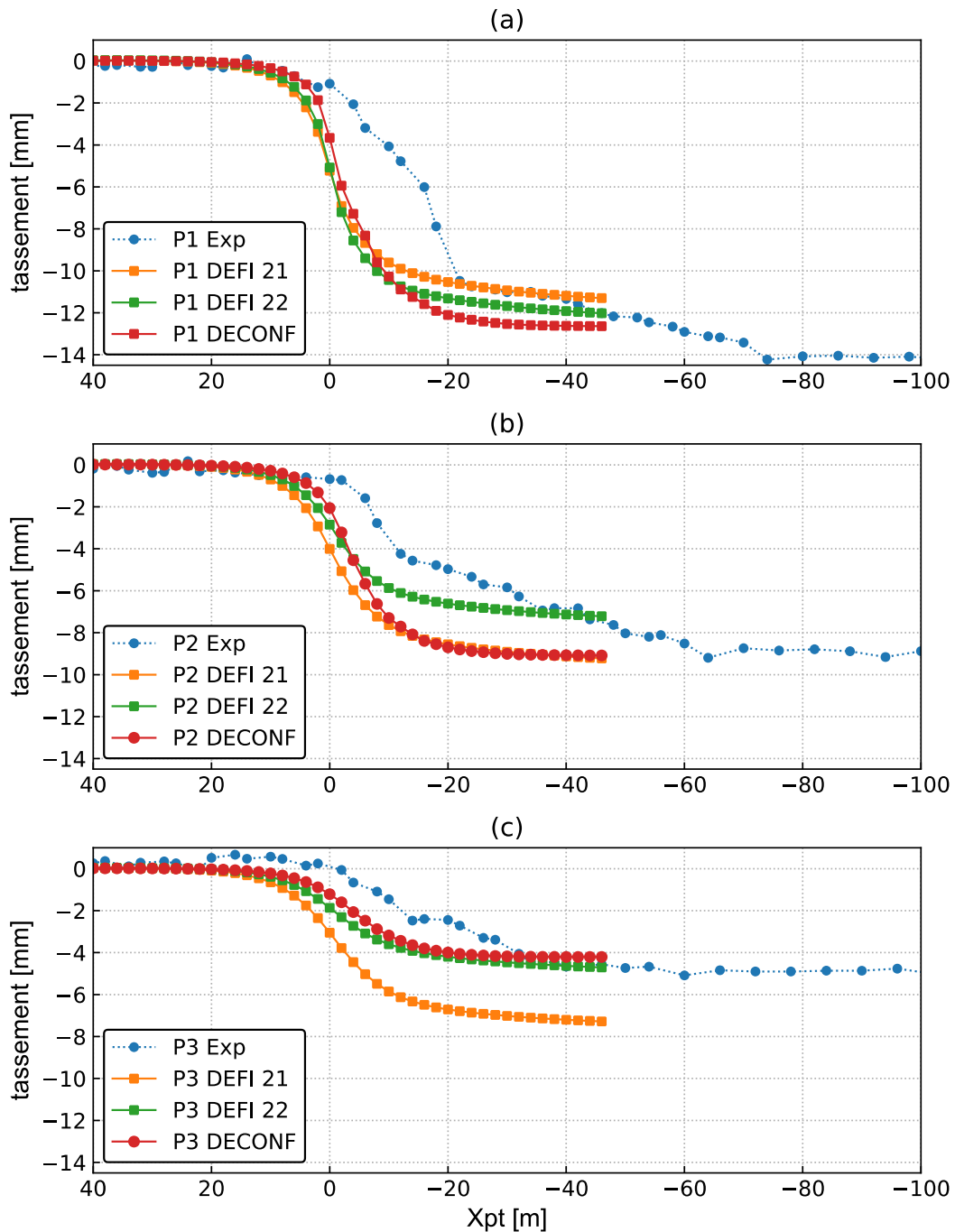


Figure 5.45 Tassements des pieux (méthode DECONF)

5.5.3.2 Variation des efforts axiaux

Les variations des efforts axiaux dans les trois pieux sont présentées dans la Figure 5.46. Le calcul DECONF est le meilleur parmi les trois calculs numériques en ce qui concerne l'effort axial dans P1 : une diminution de -400 kN est observée à $z = -11$ m, correspondant le mieux aux mesures. Il est à noter que l'application d'une pression d'injection de 175 kPa en clé du tunnel réduit beaucoup cette diminution d'effort axial.

Dans les cas de P2 et P3, les variations d'efforts axiaux sont surestimées avec le modèle DECONF. Ce dernier donne des variations d'effort axial de +320 kN à $z = -11$ m dans le cas de P2 (comparable au DEFI 22) et +1200 kN à $z = -14$ m dans le cas P3.

La variation maximale ou minimale d'effort axial dans les trois pieux est obtenue à la profondeur neutre z_n correspondant numériquement à 70 % de la longueur du pieu. L'amplitude de variation reste dans l'intervalle des mesures ± 50 %.

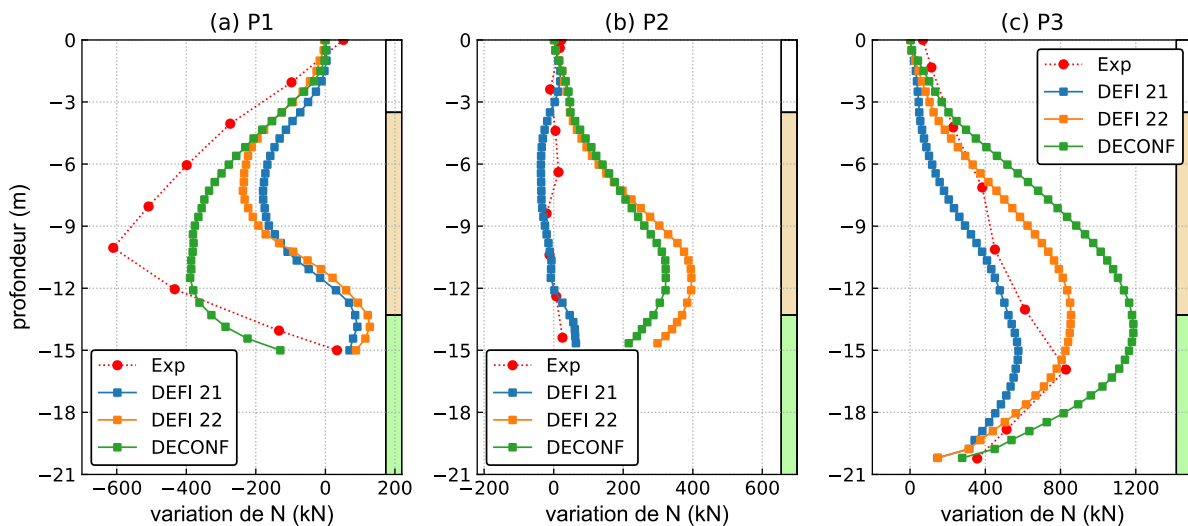


Figure 5.46 Variation d'effort axial dans les trois pieux à $X_{p1} = -40$ m

5.6 Conclusions

Ce chapitre a présenté l'ensemble des calculs tridimensionnels effectués à propos du projet TULIP ainsi que l'exercice de prévision sur le pieu P3. Il comporte :

- des calculs avec une méthode de simulation de creusement simplifiée qui consiste à appliquer une déformation imposée à l'anneau à creuser. Le seul paramètre modélisant le creusement est la perte de volume à imposer.
- une présentation de l'exercice de prévision sur P3 avec la participation de plusieurs bureaux d'études, entreprises de travaux, concepteurs de logiciels de calcul géotechnique et universités
- des calculs supplémentaires réalisés en simulant le creusement par la méthode souvent utilisée dans la pratique (déconfinement + pressions frontales et radiales)

Différents renseignements ont été déduits à partir de l'exercice de prévision sur le type de modèle à choisir dans des tels problèmes, les propriétés mécaniques du sol, la simulation de creusement et du pieu, les conditions d'interface capables de caler le comportement des

pieux aux chargements et l'effet de la méthode de creusement sur l'extension transversale de la cuvette de tassement du sol.

Concernant nos calculs numériques, le modèle DEFI a montré sa capacité à reproduire les mesures à l'exception de l'effort axial dans P1. La prise en compte du coefficient des terres au repos dans le modèle DEFI 22 améliore le choix de la déformation à imposer, l'extension de la cuvette transversale, les efforts axiaux dans P3 et le tassement en profondeur.

Le calcul par déconfinement donne les meilleurs résultats en ce qui concerne la cuvette de tassement du sol et la variation des efforts axiaux dans P1, tout en surestimant les efforts dans P3. Les résultats peuvent être améliorés en considérant le revêtement et en variant les pressions radiales appliquées au niveau du bouclier et en arrière de la jupe.

Des études paramétriques ont été effectuées avec le modèle DEFI 22 sur l'effet de la charge appliquée et la position transversale du pieu. Une relation presque linéaire a été observée entre le tassement du pieu suite au creusement et la charge appliquée en tête de pieu à condition que cette dernière soit inférieure à la résistance du pieu due au seul frottement latéral R_s (dans notre cas, elle correspond à 80 % de la capacité portante). L'étude sur la distance transversale a montré que le tassement du pieu suit qualitativement le sol : dans notre cas, le tassement du sol et des pieux suit une forme gaussienne mais avec une largeur 25 % plus faible pour le pieu.

A partir des deux études paramétriques, on a proposé une nouvelle méthode pour quantifier le tassement du pieu par rapport au tassement du sol. Au lieu de diviser le sol autour du tunnel en différentes zones d'influence en fonction du tassement relatif R en surface, on propose une formulation reliant le tassement du pieu à celui du sol, tout en considérant l'effet de la charge appliquée et la capacité portante du pieu. La position de la pointe est prise en compte implicitement dans la capacité portante.

Chapitre 6 : Conclusions et perspectives

Dans le cadre du projet Grand Paris Express, la Société du Grand Paris a initié un projet de recherche appelé TULIP, auquel ont participé l'Université Gustave Eiffel, l'ENTPE et le CETU. Dans le cadre de ce projet, une expérimentation en vraie grandeur a été effectuée dans le but de mieux comprendre l'effet du creusement d'un tunnel au tunnelier sur des pieux isolés. L'expérimentation porte sur trois pieux situés dans la zone d'influence du tunnelier de la ligne 16 du Grand Paris et sur le massif qui les environne.

Les tassements mesurés lors du passage du front ne représentent qu'une petite fraction des tassements finaux. D'autre part les tassements ont évolué pratiquement de manière monotone avec l'avancement du tunnelier. Les mesures ont montré que le passage du tunnelier a perturbé le champ des pressions interstitielles, ce qui a affecté le comportement du sol autour du tunnel et l'amplitude des tassements entre les différentes sections de mesure. La diminution de la pression interstitielle a été plus importante au voisinage du tunnelier.

La réponse des pieux dépend de leur position, de la charge appliquée et de la capacité portante. Les pieux ont présenté des diminutions d'effort axial au-dessus de l'axe du tunnel et des augmentations loin du tunnel. Les moments générés par le creusement ont été faibles dans les deux directions. Des moments plus importants pourraient cependant se produire pour des pertes de volume plus grandes ou des pieux ayant une pointe sous l'axe du tunnel.

Les partenaires du projet TULIP ont organisé un exercice de prévision de l'impact du tunnelier sur un des pieux de cette expérimentation, afin de mobiliser la profession autour de cette problématique, et de confronter les différentes pratiques. La synthèse des différentes hypothèses effectuées par les participants a notamment révélé une très grande diversité de choix de modélisation concernant le cadre général (2D ou 3D notamment), la prise en compte des pieux, les conditions d'interface et la méthode de simulation du creusement. Différents renseignements ont été déduits :

- la prise en compte d'un frottement unitaire limite dans la loi d'interface est en pratique mieux adaptée pour modéliser la réponse des pieux au chargement,
- la réponse du sol (en termes de tassement final en surface) peut être étudiée en utilisant des modèles 2D, mais il est nécessaire de passer à un calcul tridimensionnel pour reproduire la réponse des pieux,
- la méthode employée pour simuler le creusement a une influence claire sur l'extension transversale du tassement de sol,
- le fait de supposer un contact entre le sol et le revêtement à la fin du creusement conduit à surestimer les tassements,
- la prise en compte du vide annulaire dans les calculs numériques, qui représente le paramètre principal gouvernant la perte de volume et la réponse du sol et des pieux au creusement, reste difficile.

Dans cette thèse, des calculs numériques ont été effectués avec deux méthodes pour simuler le creusement : imposer une déformation (méthode DEF1) ou appliquer un déconfinement en considérant les différentes parties du tunnelier (méthode DECONF). Les différents modèles ont bien reproduit les tassements du sol et des pieux avec des différences au niveau de l'extension transversale du tassement et les efforts axiaux dans les pieux.

La méthode de creusement par déformation imposée a été élaborée en introduisant le coefficient des terres au repos K_0 dans le calcul de la déformation à appliquer. Le principe consiste à supposer que le rapport des déformations (déformation horizontale divisée par celle verticale) est égal au rapport des contraintes initiales (voir paragraphe 5.1.3).

Les résultats des modèles DEFI ont montré la nécessité de la prise en compte d'une déformation anisotrope. Cela améliore l'extension de la cuvette transversale et les efforts axiaux générés dans les pieux loin du tunnel (à $y > 0,5 D_t$). En termes de temps de calcul, le modèle DEFI est 30 % plus rapide que le modèle DECONF. Ce dernier présente le meilleur calage du tassement en surface et des efforts axiaux au-dessus de l'axe du tunnel. Les résultats DECONF peuvent peut-être être améliorés, mais au prix d'une complexité accrue, en considérant le revêtement et en variant les pressions radiales appliquées au niveau de bouclier et en arrière de la jupe.

Des études paramétriques ont été effectuées avec le modèle DEFI 22 sur l'effet de la charge appliquée et la position transversale du pieu. Une relation presque linéaire a été observée entre le tassement du pieu suite au creusement et la charge appliquée en tête de pieu à condition que cette dernière soit inférieure à la résistance de frottement du pieu R_s (dans notre cas, 80 % de la capacité portante). L'étude sur la distance transversale a montré que le tassement du pieu suit qualitativement le sol : dans notre cas, le tassement du sol et les pieux suivent une forme gaussienne mais avec une largeur 25 % plus faible pour le pieu.

Nous proposons la démarche suivante pour prédire le comportement du pieu à n'importe quelle position autour du tunnel (Figure 6.1) :

- évaluation de la perte de volume par retour d'expérience ou par des calculs analytiques, empiriques ou numériques,
- estimation de l'extension transversale de la cuvette de tassement du sol en utilisant la formule de (Clough & Schmidt, 1981) ou d'autres méthodes (voir le Tableau 1.3),
- calcul du tassement maximal du sol en se basant sur les deux paramètres précédents,
- évaluation du tassement du sol pour n'importe quelle position transversale en utilisant une loi gaussienne,
- estimation du tassement maximal du pieu au-dessus de l'axe du tunnel en fonction du tassement maximal du sol, de la charge appliquée et de la capacité portante du pieu,
- calcul du tassement de pieu pour n'importe quelle position transversale en utilisant une loi gaussienne ayant une extension transversale 25 % plus faible que celle du sol. Les nombres intégrés dans la formule du tassement de pieu dépendent des conditions d'interface et des propriétés du sol. La position de la pointe de pieu est prise en compte implicitement dans la capacité portante.

En ce qui concerne la variation d'effort axial générée par le creusement :

- une diminution maximale équivalente à 20 % de R_s est à considérer à une profondeur z_n de 70 % de la longueur du pieu, à une distance transversale $y = 0$ m.
- une augmentation maximale équivalente à 16 % de R_s est à considérer à une profondeur de 70 % de la longueur du pieu, à une distance transversale $y = D_t$
- dans la zone de transition entre $y = 0$ et D_t , la variation maximale d'effort axial sera interpolée en fonction de la position du pieu et les deux valeurs extrêmes précédentes
- dans la zone $y > D_t$, une interpolation est applicable en supposant une variation nulle d'effort axial à $y = 3D_t$

Les valeurs 16 et 20 % sont dépendantes de la perte de volume et du rapport Q/R_c . L'augmentation de ce rapport conduit à des efforts axiaux plus faibles et des profondeurs neutres z_n moins profondes.

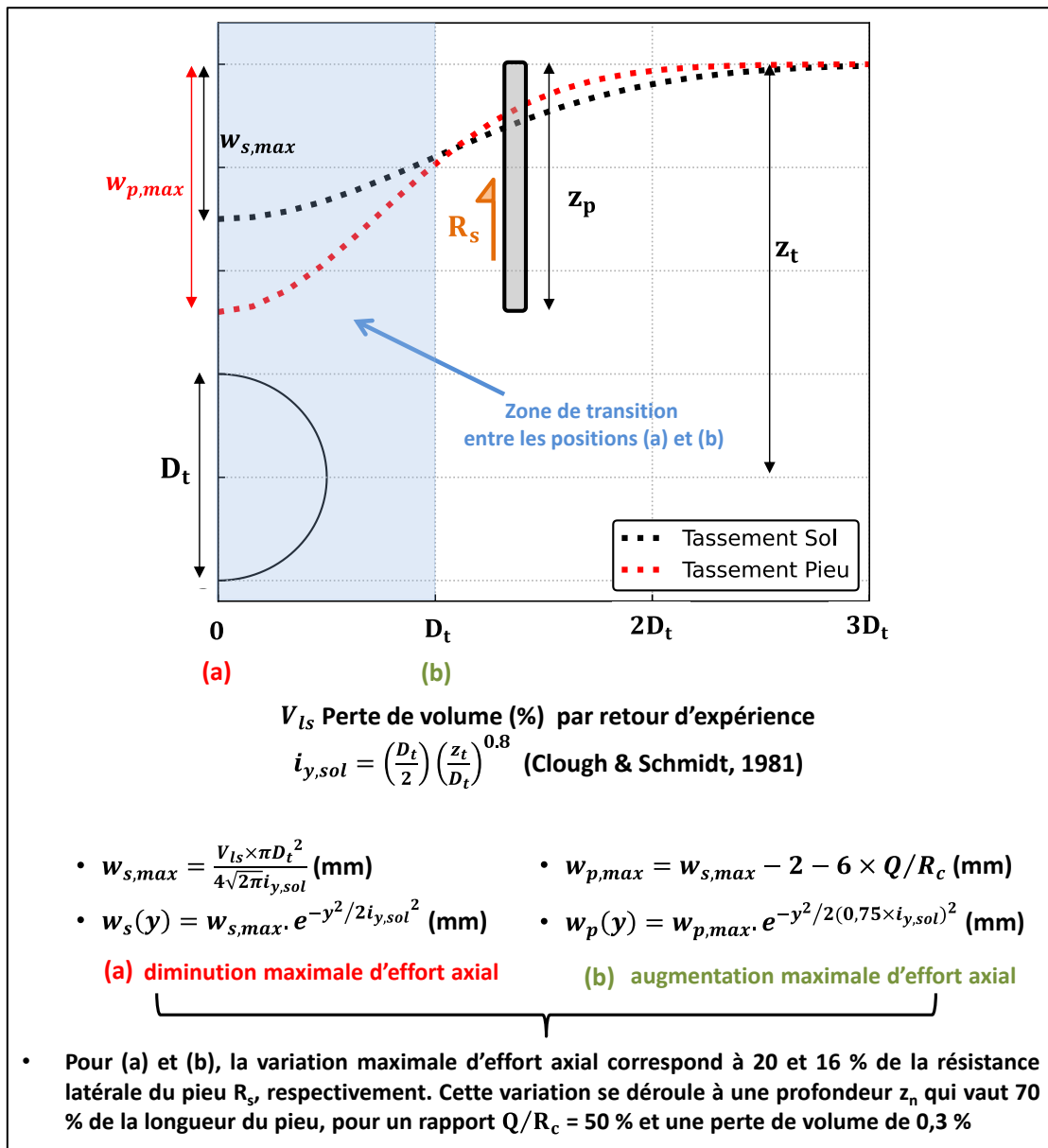


Figure 6.1 Généralisation du comportement de pieu suite au creusement, cas du Grand Paris Express

A partir des résultats expérimentaux et numériques obtenus dans le cadre du projet TULIP, on a pu proposer une synthèse du comportement des pieux suite au creusement. Elle comporte l'évaluation du tassement de la tête du pieu et l'amplitude de la variation d'effort axial en fonction de la position du pieu. Cette méthode fournit des éléments plus précis pour la prédiction du comportement des pieux que les zones d'influence présentées dans la littérature. Il sera intéressant de chercher à valider la pertinence de ces formules en les appliquant à d'autres études.

Sur le plan numérique, ce travail pourrait être prolongé par une prise en compte plus fine des couplages hydromécaniques pour bien modéliser l'effet des pressions interstitielles sur la réponse du sol et des pieux.

Références

AFTES, 2019. GT4R6F1 – Groupe de Travail n°4 « Mécanisation » - Etat de l'art concernant les évolutions des tunneliers et de leurs capacités de 2000 à 2019.

AFTES, 2018. GT16R2F1 – Prise en compte des effets induits par le creusement sur les constructions avoisinantes dans la conception et la réalisation des ouvrages souterrains.

Al-Omari, R. R., Al-Soud, M. S. & Al-Zuhairi, O. I., 2019. Effect of Tunnel Progress on the Settlement of Existing Piled Foundation. *Studia Geotechnica et Mechanica*, pp. 102-113.

Alsahly, A., Stascheit, J. & Meschke, G., 2016. Advanced finite element modeling of excavation and advancement. *Advanced finite element modeling of excavation and advancement processes in mechanized tunneling. Advances in Engineering Software, Volume 100*, pp. 198-214.

Atahan, C., 1995. Modélisation numérique du creusement d'un tunnel à l'aide d'un bouclier à pression de boue. ENPC.

Attewell, P. B. & Woodman, J. P., 1982. Predicting the dynamics of ground settlement and its derivatives caused by tunneling in soil. *Ground Engineering* 15(8), pp. 13-22.

Attewell, P. B. & Yeates, J. O., 1984. Tunnelling in soil. Ground movements and their effects on structures, pp. 132-215.

Bangke, R., Hehua, Z., Yi, S., Xiaozhou, Z. & Tengeng, Z., 2021. Deformation monitoring of ultra-deep foundation excavation using distributed fiber optic sensors. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science, Volume 861*.

Bel, J., 2018. Modélisation physique de l'impact du creusement d'un tunnel par tunnelier à front pressurisé sur des fondations profondes. Thèse de Doctorat, Université de Lyon.

Berthoz, N., 2013. Modélisation physique et théorique du creusement pressurisé des tunnels en terrains meubles homogènes et stratifiés. *Matériaux et structures en mécanique. INSA de Lyon; Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat (ENTPE)*.

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. soumis à la *Revue Française de Géotechnique*.

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, Volume 164*, pp. 1-20.

Bliehm, C., 2001. 3D Finite Element Berechnungen Im Tunnelbau. *Advances in Geotechnical Engineering and Tunnelling*.

Boonsiri, I. & Takemura, J., 2015. A centrifuge model study on pile group response to adjacent tunneling in sand. *Journal of JSCE, Vol. 3*, pp. 1-18.

Burlon, S., Frank, R., Baguelin, F., Habert, J., & Legrand, S., 2014. Model factor for the bearing capacity of piles from pressuremeter test results – Eurocode 7 approach. *Géotechnique* 64(7), pp. 513-525.

Celestino, T. B., Gomes, R. & Bortolucci, A. A., 2000. Errors in ground distortions due to settlement trough adjustment. *Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 15, Issue 1*, pp. 97-100.

- Chen, L. T., Poulos, H. G. & Loganathan, N., 1999. Pile responses caused by tunnelling. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* Vol. 125, No. 3, pp. 207-215.
- Clough, W. & Schmidt, B., 1981. Design and performance of excavations and tunnels in soft clay. *Soft Clay Engineering*, pp. 567-634.
- Corbetta, F., Bernaud, D. & Nguyen Minh, D., 1991. Contribution à la méthode convergence-confinement par le principe de la similitude. *Revue Française de Géotechnique*, Volume 54, pp. 5-11.
- Di Laora, R., Mylonakis, G. & Cosenza, E., 2020. A simple method for N-M interaction diagrams of circular reinforced concrete cross sections. *Structural Concrete*, 21(1), pp. 48-55.
- Dias, T. & Bezuijen, A., 2015. Data Analysis of Pile Tunnel Interaction. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* Vol. 141, No. 12.
- Do, N., Dias, D., Oreste, P. & Djeran-Maigre, I., 2014. Three-dimensional numerical simulation of a mechanized twin tunnels in soft ground. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Volume 42, pp. 40-51.
- Eisenstein, Z. & Branco, P., 1991. Convergence-Confinement method in shallow tunnels. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 6(3), pp. 343-346.
- El Jirari, S., 2021. Modélisation numérique du creusement pressurisé des tunnels, thèse de l'université de Lyon, En ligne: <https://tel.archives-ouvertes.fr/tel-03287254/document>.
- El Mouchi, A., Hassan, A. M. & Amer, M. I., 2018. Effect of Using TBM Tunneling in Granular Soils on Performance of an Existing Raft Foundation. *International Congress and Exhibition "Sustainable Civil Infrastructures: Innovative Infrastructure Geotechnology"*.
- Fellenius, B. H., 2001. From strain measurements to load in an instrumented pile. *Geotechnical News Magazine*, Vol. 19, NO. 1, pp. 35-38.
- Frank, R. & Zhao, S., 1982. Estimation par les paramètres pressiométriques de l'enfoncement sous charge axiale de pieux forés dans des sols fins. *Bulletin de liaison Labo P. et Ch.*, Issue 154, pp. 17-24.
- Franza, A., Marshall, A. & Jiminez, R., 2021a. Non-linear soil-pile interaction induced by ground settlements: pile displacements and internal forces. *Géotechnique*, 71(3), pp. 239-249.
- Franza, A., Zheng, C., Marshall, A. & Jiminez, R., 2021b. Investigation of soil-pile-structure interaction induced by vertical loads and tunnelling. *Computers and Geotechnics*, 139(104386).
- Gao, L., Han, C., Xu, Z., Jin, Y. & Yan, J., 2019. Experimental Study on Deformation Monitoring of Bored Pile Based on BOTDR. *Applied Sciences*, Volume 9.
- Geuzaine, C. & Remacle, J., 2009. Gmsh: a three-dimensional finite element mesh generator with built-in pre- and post-processing facilities. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 79(11), pp. 1309-1331.
- Gilleron, N., 2016. Méthode de prévision des tassements provoqués par le creusement des tunnels urbains et influence des présoutènements. *Thèse de Doctorat*.
- Gilleron, N., Bourgeois, E., Chatellier, P. & Saitta, A., 2021. An anisotropic Model for the Numerical Analysis of Tunneling-Induced Settlements in the Paris Area. *Geotechnical and Geological Engineering*, Volume 39, pp. 3133-3146.

- Gonzalez, C. & Sagaseta, C., 2001. Patterns of soil deformations around tunnels. Application to the extension of Madrid Metro. *Computers and Geotechnics* 28, pp. 445-468.
- Humbert, P., 1989. Un code général de calcul par éléments finis. *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées* 160.
- Jacobsz, S. W., Bowers, K. H., Moss, N. A. & Zanardo, G., 2005. The effects of tunnelling on piled structures on the CTRL. *Geotechnical aspects of underground construction in soft ground*, pp. 115-122.
- Jacobsz, S. W., Standing, J. R., Mair, R. J., Hagiwara, T. & Sugiyama, T., 2004. Centrifuge modelling of tunnelling near driven piles. *Soils and Foundations* 44 (1), pp. 49-56.
- Jones, B., 2010. Low-volume-loss tunnelling for London ring main extension. *Proceedings of the ICE - Geotechnical Engineering*, 163 (3), pp. 167-185.
- Jongpradist, P., Kaewsri, T., Sawatparnich, A. & Suwansawat, S., 2013. Development of tunneling influence zones for adjacent pile foundations by numerical analyses. *Proceeding of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Volume 34, pp. 96-109.
- Kaalberg, F. J., Teunissen, E., van Tol, A. F. & Bosch, J. W., 2005. Dutch research on the impact of shield tunnelling on pile foundations. *Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, pp. 1615-1620.
- Klar, A., Bennett, P. J., Soga, K., Mair, R. J., Tester, P., Fernie, H. D., Trop-Peterson, G., 2002. Distributed strain measurement for pile foundations. *Geotechnical Engineering* 159.
- Klotoé, C., 2017. Modélisation de l'influence des techniques de présoutènement sur les tassements provoqués lors du creusement des tunnels peu profonds, thèse de l'Université Paris-Est.
- Korff, M., Mair, R. J. & Van Tol, F. A. F., 2016. Pile-Soil Interaction and Settlement Effects Induced by Deep Excavations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 142(8).
- Lam, C. & Jefferis, S. A., 2011. Critical assessment of pile modulus determination methods. *Can. Geotech.*, Volume 48, pp. 1433-1448.
- Lavasan, A. A., Zhao, C. & Schanz, T., 2018. Adaptive Constitutive Soil Modeling Concept in Mechanized Tunneling Simulation. *International Journal of Geomechanics*, 18(9).
- Lee, C. & Chiang, K., 2007. Responses of single piles to tunneling-induced soil movements in sandy ground. *Canadian Geotechnical Journal*, Volume 44, pp. 1224-1241.
- Lee, C. J., Wu, B. R. & Chiou, S. Y., 1999. Soil movements around a tunnel in soft soils. *Proceedings of the National Science Council, Republic of China, Part A: Physical Science and Engineering*, 23(2), pp. 235-247.
- Leroi, B., Mazeyrie, D. & Renault, F., 2022. Tunneliers - Machines pour creuser des tunnels en pleine section. *Construction et travaux publics, Travaux publics et Infrastructures*.
- Lévêque, P., 2021. Pilote de CESAR - Documentation utilisateur, version 2021-01-15, disponible en ligne : https://cesar.univ-gustave-eiffel.fr/fileadmin/contributeurs/CESAR/doc/cesar_pilote.pdf
- Liu, C., Peng, Z., Pan, L., Hiu, H., Yang, Y., Chen, W. & Jiang, H., 2020. Influence of Tunnel Boring Machine (TBM) Advance on Adjacent Tunnel during Ultra-Rapid Underground Pass (URUP) Tunneling: A Case Study and Numerical Investigation. *Applied Sciences*, 10(3746).

- 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, pp. 21-43.
- Loganathan, N. & Poulos, H. G., 1998. Analytical prediction for tunnelling-induced ground movements in clays. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 124(9), pp. 846-856.
- Loganathan, N., Poulos, H. G. & Stewart, D. P., 2000. Centrifuge model testing of tunnelling-induced ground and pile deformations. *Géotechnique*, 50(3), pp. 283-294.
- Loganathan, N., Poulos, H. G. & Xu, K. J., 2001. Ground and pile-group responses due to tunnelling. *Soils and Foundations*, 41(1), pp. 57-67.
- Lo, K. Y., Ng, M. C. & Rowe, R. K., 1984. Predicting settlement due to tunnelling in clays. *Tunnelling in Soil and Rock*, ASCE, Geotech I11 Conference, pp. 46-76.
- Mair, R. J. & Taylor, R. N., 1997. Bored tunneling in the urban environment. in 14th international Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 2353-2385.
- Mair, R. J., Taylor, R. N. & Bracegirdle, A., 1993. Subsurface settlement profiles above tunnels in clays. *Geotechnique* 43 (2), pp. 315-320.
- Mair, R. J. & Williamson, M. G., 2014. The influence of tunnelling and deep excavation on piled foundations. *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground – Yoo, Park, Kim & Ban (Eds)*, pp. 21-30.
- Marshall, A. M., 2009. Tunnelling in sand and its effect on pipelines and piles. PhD thesis, Cambridge University.
- Meissner, H., 1996. Tunnelbau unter Tage - Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 Numerik in der Geotechnik. *Geotechnik*, 19(2), pp. 99-108.
- Michalski, A., 2023. Evaluation de l'impact du creusement au tunnelier à front pressurisé sur des fondations profondes – Expérimentation en vraie grandeur et modélisation numérique. Lyon: Thèse de Doctorat, ENTPE.
- 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. *World Tunnel Congress*, pp. 22-28.
- Mohamad, W., Bourgeois, E., Le Kouby, A., Szymkiewicz, F., Michalski, A., Branque, D., Berthoz, N. & Kreziak, C., 2021. Effects of tunnelling on existing foundations: the TULIP Project. *Proceedings of the 20th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*.
- 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. *Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur*.
- Mohamad, W., Bourgeois, E., Le Kouby, A., Szymkiewicz, F., Michalski, A., Branque, D., Berthoz, N. & 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).
- Moh, Z. C., Ju, D. H. & Hwang, R. N., 1996. Ground movements around tunnels in soft ground. In *Proceedings International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, Vol. 730, pp. 725-730.
- Möller, S., 2006. Tunnel induced settlements and structural forces in linings (PhD dissertation).

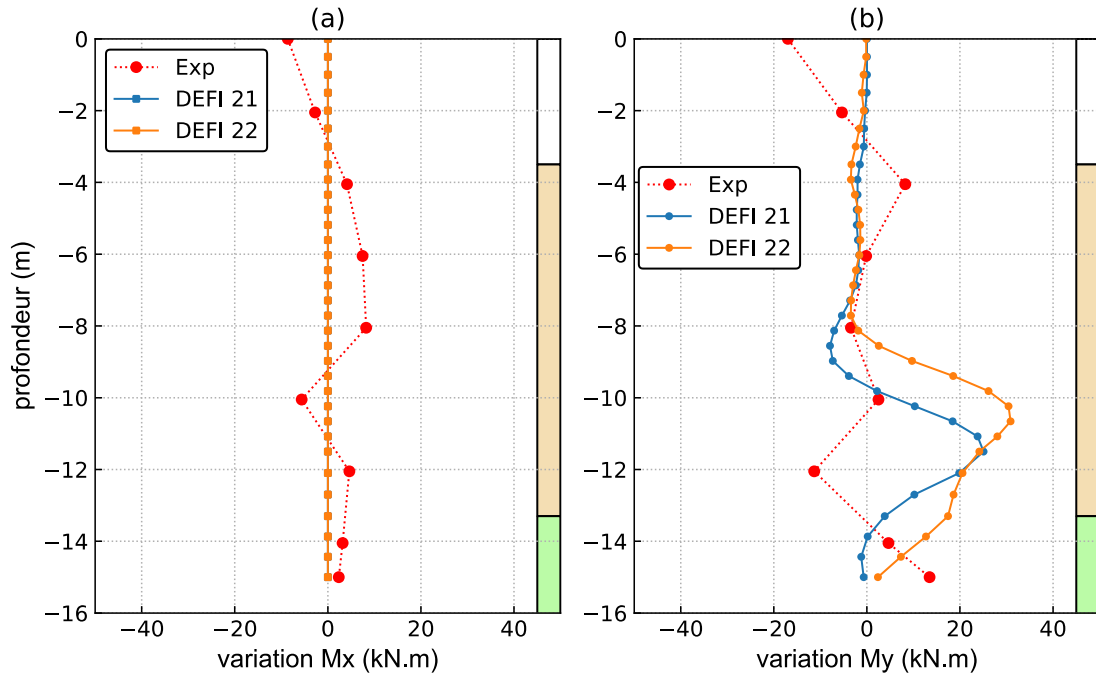
- Mollon, G., Dias, D. & Soubra, A., 2013. Probabilistic analyses of tunneling-induced ground movements. *Acta Geotechnica*, 8(2).
- Mroueh, H. & Shahrour, I., 1999. Modélisation tridimensionnelle du creusement de tunnels en site urbain. *Revue Française de Génie Civil*, 3(1), pp. 7-23.
- Mroueh, H. & Shahrour, I., 2003. A full 3-D finite element analysis of tunneling–adjacent structures interaction. *Computers and Geotechnics*, Volume 30, pp. 245-253.
- Mroueh, H. & Shahrour, I., 2008. A simplified 3D model for tunnel construction using tunnel boring machines. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Volume 23, pp. 38-45.
- 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*, Volume 86, pp. 75-88.
- Ng, C., Lu, H. & Peng, S., 2013. Three-dimensional centrifuge modelling of the effects of twin tunnelling on an existing pile. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Volume 35, pp. 189-199.
- Ninic, J., Freitag, S. & Meschke, G., 2017. A hybrid finite element and surrogate modelling approach for simulation and monitoring supported TBM steering. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Volume 63, pp. 12-28.
- Ninic, J., Stascheit, J. & Meschke, G., 2010. Beam-solid contact formulation for finite element analysis of pile-soil interaction with arbitrary discretization. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Volume 00, pp. 1-25.
- O'Reilly, M. P. & New, B. M., 1982. Settlements above tunnels un United Kingdom – their magnitude and prediction. *International Symposium, Tunneling 82*, The Institution of Mining and Metallurgy, London, pp. 173-181.
- Panet, M. & Geunot, A., 1982. Analysis of Convergence behind the Face of a Tunnel. *Proceedings of the ISRM Symposium: Tunnelling*, Volume 82.
- Pang, C. H., Yong, K. Y., Chow, Y. K. & Wang, J., 2006. The response of pile foundations subjected to shield tunnelling. *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground - Proceedings of the 5th International Conference of TC28 of the ISSMGE*, pp. 737-743.
- Pardoën, B., Levasseur, S. & Collin, F., 2015. Using Local Second Gradient Model and Shear Strain Localisation to Model the Excavation Damaged Zone in Unsaturated Claystone. *Rock Mech Rock Eng*, Volume 48, pp. 691-714.
- Park, K.-H., 2005. Analytical solution for tunnelling-induced ground movement in clays. *Tunnelling and Underground Space Technology* 20, pp. 249-261.
- Peck, R. B., 1969. Deep excavations and tunnelling in soft ground. *7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Mexico City, Mexico, pp. 225-290.
- Ramoni, M. & Anagnostou, G., 2010. Thrust force requirements for TBMs in squeezing ground. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Volume 25, pp. 433-455.
- Ramoni, M. & Anagnostou, G., 2011. The Interaction Between Shield, Ground and Tunnel Support in TBM Tunnelling Through Squeezing Ground. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 44(1), pp. 37-61.

- Ring, B. & Comulada, M., 2018. Practical numerical simulation of the effect of TBM process pressures on soil displacements through 3D shift iteration. *Underground Space*, Volume 3, pp. 297-309.
- Rowe, R. K., Lo, K. Y. & Kack, G. J., 1983. A method of estimating surface settlement above shallow tunnels constructed in soft ground. *Canadian Geotechnical Journal*, Volume 20, pp. 11-22.
- Sagaseta, C., 1987. Evaluation of surface movements above tunnels. A new approach. *Colloque Interaction Sols Structures*, ENPC, Paris, pp. 445-452.
- Schanz, T., Vermeer, P. A. & Bonnier, P. G., 1999. The hardening soil model: Formulation and verification. *Beyond 2000 in Geotechnics - 10 Years of Plaxis*, Proceeding of the 1st Symposium on Plaxis, CRC Press.
- Selemetas, D. & Standing, J. R., 2017. Response of full-scale piles to EPBM tunnelling in London Clay. *Géotechnique*, 67(9), pp. 823-836.
- Selemetas, D., 2005. The response of full-scale piles and piles structures to tunnelling, Phd dissertation.
- Selemetas, D. & Standing, J., 2017. Response of full-scale piles to EPBM tunnelling in London Clay. *Géotechnique*, 67(9), pp. 823-836.
- Selemetas, D., Standing, J. R. & Mair, R. J., 2005. The response of full-scale piles to tunnelling. Amsterdam, In *Proceedings of the Fifth International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*.
- Serratrice, J.-F. & Magnan, J.-P., 2002. Analyse et prévision des tassements de surface pendant le creusement du tunnel nord de la traversée souterraine de Toulon. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées* 237, pp. 5-36.
- Standing, J. R. & Selemetas, D., 2013. Greenfield ground response to EPBM tunnelling in London Clay. *Géotechnique* 63, No. 12, pp. 989-1007.
- Suwansawat, S., 2002. Earth Pressure Balance (EPB) Shield Tunneling in Bangkok: Ground Response and Prediction of Surface Settlements Using Artificial Neural Networks.
- Swoboda, G., 1979. Finite element analysis of the New Austrian Tunnelling Method (NATM). *Proceedings of the 3rd International Conference on Numerical Methods in Geomechanics*, Volume 2, pp. 581-586.
- Szymkiewicz, F., Le Kouby, A., Sanagawa, T. & Nishioka, H., 2021. Feedback on static axial pile load tests for better planning and analysis. Koshi, Japan, the 2nd International Conference on Press-in Engineering (ICPE).
- Szymkiewicz, F., Minatchy, C. & Reiffsteck, P., 2021a. Static pile load tests: contribution of the measurement of strains by optical fiber. *International Journal of GEOMATE*, 20(81), pp. 44-51.
- Taylor, R. N., 1995b. Tunnelling in soft ground in the UK. *Underground construction in soft ground*, pp. 123-126.
- Terrasol, 2021. *Projet TULIP - Phase 1 : Exercice de prévision de l'impact d'un tunnelier sur une fondation profonde*.
- Vermeer, P. A., 2000. *Bodenmechanik*, Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart. Vorlesungsunterlagen Geotechnik.
- Vermeer, P. A. & Brinkgreve, R., 1993. *Plaxis version 5 manuel*.

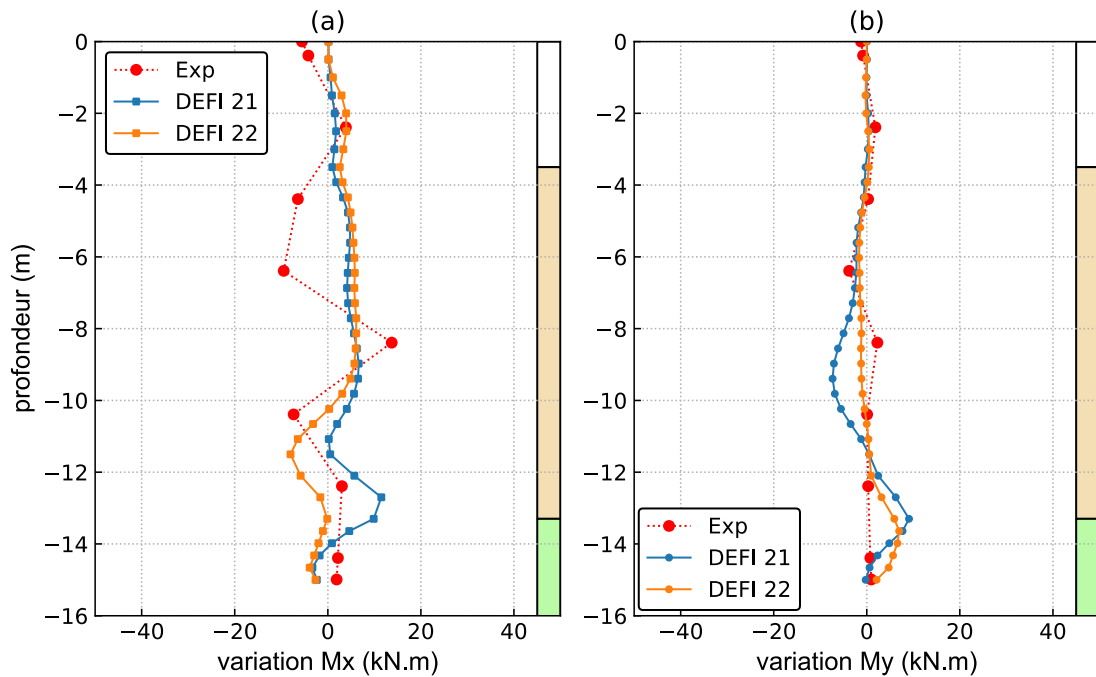
- Verruijt, A. & Booker, J. R., 1996. Surface settlements due to ground loss and ovalization of a tunnel. *Géotechnique* 46, pp. 753-756.
- Watson, D. & Hatley, R., 2022. Impacts of tunnelling induced groundwater under drainage on soft soil settlement. *Proceedings of the 20th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*.
- Yoo, C., 2005. Interaction between tunneling and groundwater - Numerical investigation using three dimensional stress-pore pressure coupled analysis. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(2), pp. 240-250.
- Yoo, C., 2016. Ground settlement during tunneling in groundwater drawdown environment – Influencing factors. *Underground Space*, Volume 1, pp. 20-29.
- Zhang, R., Zheng, J. & Zhang, L., 2011. Analysis of excavation-induced responses of loaded pile foundations considering inloading effect. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 26(2), pp. 320-335.
- Zhang, Z., Huang, M., Xu, C., Jiang, Y. & Wang, W., 2018. Simplified solution for tunnel-soil-pile interaction in Pasternak's foundation model. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Volume 78, pp. 146-158.
- Zhang, Z. X., Liu, C., Huang, X., Kwok, C. Y. & Teng, L., 2016. Three-dimensional finite-element analysis on ground responses during twin-tunnel construction using the URUP method. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Volume 58, pp. 133-146.

Annexe 1

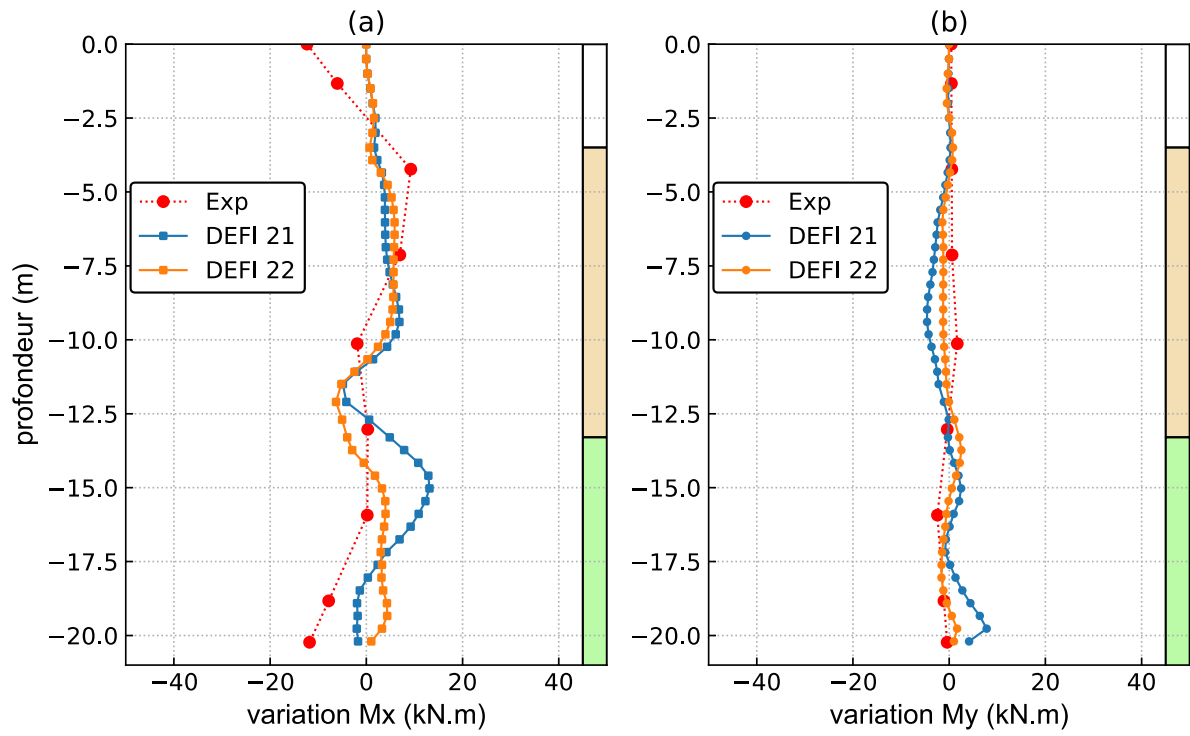
Les moments causés par le creusement (modèles DEFI) dans les deux directions longitudinale et transversale sont présentés ci-dessous pour P1, P2 et P3, respectivement. Les calculs montrent des moments de faibles magnitudes proches aux mesures expérimentales.



Moment généré par le creusement dans P1



Moment généré par le creusement dans P2



Moment généré par le creusement dans P3