N°d'ordre NNT : 2018LYSET002

THESE de DOCTORAT DE L'UNIVERSITE DE LYON
opérée au sein de
Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat

Ecole Doctorale N° 162
Mécanique, Energétique, Génie Civil, Acoustique

Spécialité : **Génie Civil**

Soutenue publiquement le 28/03/2018, par :
Justin BEL

Modélisation physique de l'impact du creusement d'un tunnel par tunnelier à front pressurisé sur des fondations profondes

Devant le jury composé de :

Président :	**M. Olivier DECK**	Professeur (Ecole des Mines de Nancy)
Rapporteurs :	**M. Fabrice EMERIAULT**	Professeur (Grenoble INP)
	M. Luc THOREL	Directeur de Recherche (IFSTTAR Nantes)
Directeurs de thèse :	**M. Denis BRANQUE**	Chargé de Recherche (ENTPE, Lyon)
	M. Henry WONG	Directeur de Recherche CNRS (ENTPE, Lyon)
Examinateurs :	**Mme Giulia VIGGIANI**	Professeur (Université de Cambridge, UK)
	M. Olivier DECK	Professeur (Ecole des Mines de Nancy)
Invité :	**M. Thomas CAMUS**	Docteur (Pini Swiss)

Modélisation physique de l'impact du creusement d'un tunnel par tunnelier à front pressurisé sur des fondations profondes.

Le travail de thèse présenté dans ce mémoire vise à analyser et à comprendre les mécanismes mis en jeu au niveau de l'impact du creusement d'un tunnel par bouclier à front pressurisé sur des fondations profondes avoisinantes. Cette thèse a été réalisée dans le cadre du projet européen NeTTUN, au sein du Laboratoire de Tribologie et de Dynamique des Systèmes (LTDS) de l'ENTPE.

L'approche phénoménologique conduite lors de ces travaux repose sur deux importantes campagnes expérimentales réalisées à l'aide d'un dispositif unique au plan international de modèle réduit 1g de tunnelier à pression de terre (échelle de l'ordre de 1/10eme). La forte originalité de ce dispositif est de pouvoir simuler de façon réaliste les principales étapes du processus tridimensionnel d'excavation mécanisé d'un tunnel.

Dans le cadre de cette thèse, le dispositif existant de modèle réduit de tunnelier a dans un premier temps été reconfiguré afin de pouvoir répondre aux besoins du programme expérimental envisagé. Des modèles physiques de fondations profondes (pieux et groupes de pieux) et de barrières de protection ont été conçus dans le cadre des lois de similitude, fabriqués et instrumentés. Deux campagnes expérimentales d'envergure ont été réalisées en massif de sable sec : l'une concerne les effets du passage d'un tunnelier à front pressurisé sur des fondations profondes avoisinantes (pieux, groupe de pieux), l'autre traite de l'efficacité de barrières de protection (parois moulées) utilisées pour limiter ces effets.

Différents paramètres qui influencent l'interaction tunnelier - sol - fondations ont été considérés comme la distance relative tunnel / fondation, la pression frontale de soutènement appliquée par le tunnelier sur le terrain ou encore la hauteur des barrières de protection. L'analyse phénoménologique menée à l'échelle du modèle concerne en particulier l'évolution des champs de contraintes et de déplacements dans le terrain autour du tunnelier, les déplacements relatifs sol – pieu et sol- barrière, la redistribution des efforts au sein des fondations. L'importante base de données et d'analyse ainsi constituée a été mise à profit pour la validation d'outils de modélisation numérique développés par l'Université de Rome au sein du projet NeTTUN.

Mots-clés : *Tunnel en terrain meuble, tunnelier à front pressurisé, tunnelier à pression de terre, modélisation physique, modèle réduit de laboratoire, interaction tunnelier – sol - pieux, interaction sol – structure, fondations profondes, barrières de protection, paroi moulée, cuvette de tassement, pertes de volume*

Study of the impact of tunneling with an EPB TBM on the surrounding buildings

ABSTRACT:

The major goal presented in this thesis was to analyze et investigate the mechanisms, which are involved in the impact of the tunnels excavated thanks to an Earth Pressure Balanced Shield on nearby deep foundations. This thesis was realized in European project NeTTUN et the work had been done in the Laboratory of Tribology et Systems Dynamics (LTDS) of ENTPE.

During these works, phenomenological approach was based on two important experimental campaigns carried out using a unique device at the international level of a 1g scale model of earth-pressure tunnel boring machine (scale of the order of 1 / 10). The state of the art of this device was to be able to simulate in possibly realistic way the main stages of the three-dimensional process of mechanized excavation of a tunnel.

In the framework of this thesis, the existing model tunneling machine device was initially reconfigured in order to reach the expectations of the experimental program envisaged. Physical models of deep foundations (piles et groups of piles) et protective barriers were designed under the similitude laws, manufactured et instrumented. The two large-scale experimental campaigns have been carried out in a dry sand massif. The first one concerned the effects of the passage of a pressurized tunnel boring machine on nearby deep foundations (piles, group of piles), whereas another one dealed with the effectiveness of mitigation procedure (diaphragm walls) used to limit these effects.

Different parameters that influenced on the tunneling: soil - foundation interaction considered as the relative tunnel / foundation distance, the frontal face pressure applied by the TBM in the field or the height of the protective barriers. The phenomenological analysis carried out at the scale of the model concerned in particular the evolution of the fields of stresses et displacements in the ground around the tunnel boring machine, relatives pile / soil et wall / soil displacements et the redistribution of stresses along the pile foundations. The large database et analysis constituted was used for the validation of numerical modeling tools developed by the University of Rome within the NeTTUN project.

Keywords: *Tunneling in soft ground, Tunnel boring machine, Earth pressure balance machine, model testing, physical modelling, tunnel-soil-pile interaction, deep foundations, pile foundation, Displacement profiles, mitigation procedures, diaphragm wall, volume loss, settlement through*

Table des matières

Table des matières **7**
Table des Figures 12
Liste des Tableaux 21

INTRODUCTION **23**

CHAPITRE I. REVUE BIBLIOGRAPHIQUE : CREUSEMENT DES TUNNELS AU TUNNELIER **25**

I.1 Les tunneliers dans la pratique **27**
I.1.1 Début de l'histoire 27
I.1.2 Les organes d'un tunnelier 28
I.1.3 Différents modes de confinement 28
I.1.4 Choix du type de tunnelier 31

I.2 Le tunnelier à pression de terre **34**
I.2.1 Abattage du terrain 34
I.2.2 Confinement du front de taille 35
I.2.3 Marinage des déblais 35
I.2.4 Progression dans le terrain 35
I.2.5 Soutènement radial 35

I.3 Interaction entre le sol et tunnelier **36**
I.3.1 Origine des pertes de volume et déplacements autour d'une section courante 36
I.3.2 Tassements de surface 37
I.3.3 Pertes de volume 42
I.3.4 Déplacements horizontaux autour du tunnelier 43
I.3.5 Etat des contraintes autour du tunnelier 45

I.4 Modélisation physique du creusement des tunnels **48**
I.4.1 Principes, intérêts et limites de la modélisation physique 48
I.4.2 Conditions de similitude déduites des équations générales de la mécanique 49
I.4.3 Conditions de similitude déduites des lois de comportement 51
I.4.4 Modèles physiques utilisés dans l'étude du creusement des tunnels en terrain meuble 54
I.4.5 Phénomènes physiques étudiés dans le cadre de la modélisation physique du creusement des tunnels en terrain vierge 59

I.5 Conclusion **65**

CHAPITRE II. EXPERIMENTATION SUR MODELE REDUIT DE TUNNELIER A PRESSION DE TERRE DE L'ENTPE **67**

II.1 Contexte et objectifs **69**

II.2 Le modèle reduit de tunnelier à pression de terre de l'entpe **70**
II.2.1 Préambule 70
II.2.2 Le dispositif expérimental 71
II.2.3 Principe de fonctionnement 72
II.2.4 Les roues de coupe 73
II.2.5 Instrumentation du tunnelier 73

II.3 Principe de pilotage du tunnelier **77**

II.3.1 Paramètres de pilotage 77
II.3.2 Régimes de creusement stationnaires 79
II.3.3 Pilotage effectif du tunnelier 80

II.4 Modifications apportées au modele réduit de tunnelier 80
II.4.1 Reconfiguration du caisson 80
II.4.2 Rétrofit du dispositif de commande des circuits hydrauliques 84

II.5 Le sol modèle 85
II.5.1 Application des lois de similitude 85
II.5.2 Choix du matériau 86
II.5.3 Reconstitution du massif 87

II.6 Instrumentation du sol 89
II.6.1 Mesure des contraintes dans le terrain 89
II.6.2 Mesure des déplacements internes 94
II.6.3 Mesure des déplacements de surface 95
II.6.4 Corrélation d'images numériques 97

II.7 Les modèles de fondations profondes 99
II.7.1 Conception des pieux modèles 99
II.7.2 Caractéristiques des pieux modèles 100
II.7.3 Les groupes de pieux modèles 101
II.7.4 Instrumentations des pieux 102
II.7.5 Calibration des pieux 105

II.8 Dispositif de chargement des pieux 106
II.8.1 Dimensionnement des vérins 106
II.8.2 Choix des vérins 108
II.8.3 Bâti de chargement 108
II.8.4 Principe de mise en place des pieux 109
II.8.5 Instrumentation additionnelle des pieux 110

II.9 Systèmes d'acquisition 110
II.9.1 Comportement du sol et paramètres machine 110
II.9.2 Comportement des pieux 111

II.10 Conclusion 111

CHAPITRE III. IMPACT DU CREUSEMENT D'UN TUNNEL SUR DES FONDATIONS PROFONDES 113

III.1 Modélisation physique de l'interaction tunnel – sol -fondations profondes (pieu simple, groupe de pieux) : état de l'art. 115
III.1.1 Revue des modèles physiques existants 115
III.1.2 Retours d'expériences de chantiers et essais en vraie grandeur 128
III.1.3 Tassement de la fondation au cours du creusement 132
III.1.4 Evolution de l'effort axial dans la fondation au cours du creusement 138
III.1.5 Evolution des moments de flexion dans la fondation au cours du creusement 145
III.1.6 Conclusion 150

III.2 Campagne experimentale réalisee à l'ENTPE 152
III.2.1 Objectifs 152
III.2.2 Programme expérimental 153
III.2.3 Procédure d'installation des pieux et groupes de pieux 155
III.2.4 Positionnement des pieux et des groupes de pieux 156

III.2.5 Etat de contraintes initial dans le massif de sol 156
III.2.6 Procédure de creusement du tunnel 163
III.2.7 Le régime de creusement stationnaire 164
III.2.8 Synthèse des caractéristiques des essais 166

III.3 Résultats de l'essai préliminaire (T0) 167
III.3.1 Capacité portante ultime et charge de service 167
III.3.2 Frottement latéral le long du pieu 168

III.4 Essais de creusement en terrain vierge (TV) 169
III.4.1 Contexte et objectifs 169
III.4.2 Evolution des paramètres machine 170
III.4.3 Profils transversaux des cuvettes de tassement de surface 171
III.4.4 Comportement du massif de sol autour du tunnelier 173
III.4.5 Effet de voûte autour d'une section courante de tunnel 176

III.5 Essais de creusement avec pieux simples (TP) 178
III.5.1 Rappel des objectifs 178
III.5.2 Evolution des paramètres machine 178
III.5.3 Cuvettes de tassement et pertes de volume 180
III.5.4 Comportement du massif autour du tunnelier 183
III.5.5 Déplacements verticaux des pieux 185
III.5.6 Déplacements du sol le long des pieux 186
III.5.7 Essais complémentaires 190
III.5.8 Evolution des contraintes dans le sol au voisinage des pieux 193
III.5.9 Retour sur les zones d'influence 197
III.5.10 Effort axial et frottement latéral le long des pieux 198
III.5.11 Moments de flexion transversaux 204
III.5.12 Moments de flexion longitudinaux 207

III.6 Essais de creusement avec groupe de pieux (TG) 210
III.6.1 Rappel des objectifs 210
III.6.2 Comportement des groupes de pieux lors du fonçage 210
III.6.3 Evolution des paramètres machine 214
III.6.4 Cuvettes de tassement et pertes de volume 216
III.6.5 Déplacements verticaux des groupes de pieux 217
III.6.6 Retour sur les zones d'influence 219
III.6.7 Effort axial et frottement latéral le long des pieux du groupe 220
III.6.8 Moments de flexion 224

III.7 Conclusion 228

CHAPITRE IV. LIMITATION DE L'IMPACT DU CREUSEMENT PAR BARRIERES DE PROTECTION (TW) 231

IV.1 Introduction 233

IV.2 Etat de l'art 233
IV.2.1 Catégorie des endommagements 234
IV.2.2 Les retours d'expérience 234
IV.2.3 Les modèles numériques et expérimentaux 239
IV.2.4 Les paramètres étudiés 242
IV.2.5 Conclusion 247

IV.3 Campagne expérimentale réalisée à l'ENTPE 247
IV.3.1 Contexte et objectifs 247

IV.3.2 Programme expérimental 247

IV.4 Les modèles de parois moulées 249
IV.4.1 Choix d'un matériau modèle 249
IV.4.2 Vérification des caractéristiques mécaniques du matériau modèle 250
IV.4.3 Dimensions des barrières 254
IV.4.4 Mise en place des barrières 254

IV.5 Instrumentation des parois modèles 254
IV.5.1 Mesure des moments de flexion transversaux et longitudinaux 254
IV.5.2 Positionnement des cellules de mesure par jauges d'extensométrie sur les modèles de parois 255
IV.5.3 Mesure de la contrainte totale normale à la paroi 257
IV.5.4 Instrumentation additionnelle de la paroi moulée 257

IV.6 Instrumentation du sol autour des parois modèles 257
IV.6.1 Capteurs de déplacements de surface 257
IV.6.2 Capteurs de déplacements internes 258
IV.6.3 Capteurs de contrainte totale 259
IV.6.4 Corrélation d'images numériques 260

IV.7 Conditions de creusement 263
IV.7.1 Caractéristiques des massifs de sol reconstitués 263
IV.7.2 Régimes de creusement 263

IV.8 Résultats des essais 266
IV.8.1 Déplacements de la surface du sol (mesures locales) 266
IV.8.2 Déplacements de la surface du sol (mesures par corrélation d'images) 271
IV.8.3 Déplacements internes du sol 275
IV.8.4 Etat des contraintes dans le terrain 281
IV.8.5 Comportement de la paroi 285

IV.9 Conclusion 292

CONCLUSION GENERALE 295

ANNEXES 299

BIBLIOGRAPHIE 311

Table des Figures

Figure I-1 - Le tunnelier inventé par Marc Brunel (19éme siècle) - the Illustrated London News. ____ 27
Figure I-2 – Vue en coupe d'un tunnelier ____ 28
Figure I-3 - Coupe schématique d'un tunnelier à grippeurs. [Saitta et Martin (2010)]. ____ 29
Figure I-4 - Coupe schématique d'un tunnelier à pression de terre. [Saitta et Martin (2010)]. ____ 29
Figure I-5 - Limite des tunneliers à pression de terre (L. Langmaack, 2000) ____ 30
Figure I-6 - Coupe schématique d'un tunnelier à pression de boue. [Saitta et Martin (2010)]. ____ 31
Figure I-7 - Schéma de principe d'un tunnelier à pression de terre (source : Herrenknecht AG). ____ 34
Figure I-8 - Principe des anneaux universels. [Saitta et Martin (2010)]. ____ 36
Figure I-9 - Sources de pertes de volume potentielles avec un tunnelier pressurisé (Mair & Taylor (1997), cité par Möller &Vermeer (2008)). ____ 37
Figure I-10 - Relevés de tassement de surface dans la direction longitudinale par Ou et al., (1998) ____ 38
Figure I-11 - Relevés de tassement de surface dans la direction longitudinale par Dias et al., 2013, ____ 38
Figure I-12 – Profil longitudinal de la cuvette de tassement ____ 39
Figure I-13 - Cuvette de tassement en terrain vierge (Attewell et al.,1986) ____ 40
Figure I-14 - Cuvette de tassement transversale. ____ 40
Figure I-15 - Cuvette de tassement en profondeur (Mair et al.,1993) ____ 41
Figure I-16 -Variation de K en fonction de la profondeur au-dessus d'un tunnel dans l'argile ____ 41
Figure I-17 – Représentation schématique de la section transversale d'un tunnel ____ 42
Figure I-18 - Déplacements horizontaux dans une section transversale, (a) chantier du métro de Lyon d'après Ollier (1997) – (b) chantier du métro de Toulouse d'après Vanoudheusden (2006). ____ 44
Figure I-19 - Evolution des déplacements horizontaux dans une section longitudinale, ____ 44
Figure I-20 - Relation entre le tassement maximum de surface après le passage du tunnelier et la ____ 45
Figure I-21 - Relation entre le tassement de surface et le coefficient EPR, ligne 2 du métro de ____ 46
Figure I-22 - Répartition des variations de volume dans une section courante de tunnel lors de son creusement à l'aide d'un TBM (Cording, 1977). ____ 46
Figure I-23 - Etat des contraintes autour du tunnel déduit des mesures de déformation – Tunnel TGV de Villejust (Chapeau, 1991) ____ 47
Figure I-24 - Mise en évidence des effets de voûte longitudinaux et transversaux sur modèle physique (cas d'un sol frottant, C/D=3) (Chen et al.,2013) ____ 48
Figure I-25 - Affinité des courbes contraintes – déformations du modèle (M) et du prototype (P) dans le domaine élastique non linéaire. ____ 52
Figure I-26 – Affinités des courbes contraintes – déformation et homothétie des enveloppes de rupture dans le cas d'un comportement élastoplastique ____ 53
Figure I-27 - problème de la "trappe" ____ 54
Figure I-28 - Faciès de rupture lors du déplacement de la trappe (Vardoulakis et al.,1981). ____ 54
Figure I-29 – Système de trappe utilisé par Thongprapha et al.,2015 ____ 55
Figure I-30 - Modèle du tunnel à diamètre ajustable (a) Lee et Yoo (2006) et (b) Boonsiri et al., (2015) ____ 56
Figure I-31 - (a) Modèle à paroi flexible (Chambon et Corte, (1994)) et (b) modèle à paroi rigide (Kamata et Masimo, (2003)). ____ 57
Figure I-32 - Modèle réduit de tunnelier (Nomoto et al.,1999), (Xu et al., 2011) et ENTPE ____ 58
Figure I-33 - Influence de l'orientation des strates de couverture sur les tassements de surface – essais à la trappe door (Park et al.,1999). ____ 60
Figure I-34 - Schéma de principe du dispositif et exemple du tassement de surface obtenu par balayage laser (Thongprapha, 2015) ____ 60
Figure I-35 - Profils transversaux (a) et longitudinaux (b) de tassements issus des essais ____ 61
Figure I-36 - Stationnarité des déplacements de surface mesurés à la verticale de l'axe du tunnel et principe de détermination d'une courbe maîtresse d'après Berthoz (2012). ____ 61
Figure I-37 – Champ des déplacements autour d'une section courante (Vl=15%, massif purement frottant) d'après Boonsiri et al., [2015] ____ 62
Figure I-38 - Evolution des déplacements radiaux en piédroit, clé et radier en massif cohérent-frottant à une distance de 0.1D de la jupe du tunnelier (P_f=6.5σ_{h0},) d'après Berthoz (2012) ____ 63
Figure I-39 - Evolution des contraintes radiales lors du creusement en régime d'équilibre en massif cohérent – frottant à une distance de 0.1D de la jupe du tunnelier (P_f=6.5σ_{h0},) d'après Berthoz (2012) ____ 63
Figure I-40 - Schémas et photographies des mécanismes de rupture en massifs homogènes cohérent frottant (a et b) et purement frottant (c et d) d'après Berthoz (2012) ____ 64

Figure I-41 - Expérience de Messerli et al. (2010) au tube rigide à front déplaçable en massif purement frottant. _____ *64*
Figure I-42 - Schéma de synthèse de l'effet de voûte tridimensionnel observé en régime d'équilibre lors des essais réalisés avec une pression de surface [Berthoz (2012)]. _____ *65*
Figure II-1 – Schéma d'installation du pieu simple et du groupe de pieux dans le caisson du modèle réduit du TBM de l'ENTPE _____ *70*
Figure II-2 - Schéma en coupe du modèle réduit de tunnelier à pression de terre de l'ENTPE dans son ancienne configuration _____ *71*
Figure II-3 - Schéma en coupe du modèle réduit de tunnelier à pression de terre de l'ENTPE dans sa nouvelle configuration _____ *71*
Figure II-4 - Vue d'ensemble du dispositif expérimental (tunnelier + caisson) _____ *72*
Figure II-5 - Le modèle réduit de tunnelier à pression de terre de l'ENTPE _____ *72*
*Figure II-6 - Les roues de coupe utilisées sur le modèle réduit de l'ENTPE – (a) Taux d'ouverture 35% - (b) Taux d'ouverture 80%*_____ *73*
Figure II-7 – Chambre d'abattage du modèle réduit du tunnelier de l'ENTPE avec positions des capteurs de contraintes _____ *74*
Figure II-8 - Mesure de l'effort de poussé des vérins _____ *74*
Figure II-9 - Exemple de courbe d'étalonnage obtenue pour un axe dynamométrique _____ *74*
Figure II-10 - Variations de l'effort de guidage du tunnelier en fonction de sa position d'avancement dans le caisson (mesures effectuées sans matériau dans le caisson et à différentes vitesses d'avancement) _____ *75*
Figure II-11 - Dispositif manuel d'étalonnage des capteurs de pression hydraulique. _____ *76*
*Figure II-12 – le capteur de déplacement linéaire (LS388C)*_____ *77*
Figure II-13 - Courbe de calibration de la vitesse de rotation de la roue de coupe _____ *78*
*Figure II-14 - Courbe de calibration entre consigne de rotation de la vis d'extraction et débit massique d'extraction (ρ=13.3 kN.m-3)*_____ *79*
Figure II-15 – Comparaison entre zones d'influence définies par Lee et Basset (2006) concernant l'interaction tunnel – pieux et géométries du caisson du modèle réduit de l'ENTPE avant et après modifications (dimensions xD) _____ *81*
Figure II-16 – Désassemblage de l'ancien dispositif de tunnelier à pression de terre de l'ENTPE avant reconfiguration. _____ *83*
Figure II-17 – Assemblage du nouveau du nouveau dispositif de tunnelier à pression de terre conçu dans le cadre de cette thèse. _____ *84*
*Figure II-18 - Distributions granulométriques du Sable Hostun HN31 obtenue par tamisage (a) et par analyse laser (b)*_____ *87*
Figure II-19 – Remplissage du "bac" à sable pour la reconstitution du massif de sol à excaver à l'aide d'une vis sans fin et d'un tuyau en caoutchouc _____ *88*
Figure II-20 – Représentation graphique de la masse volumique du massif de sol reconstitué en fonction du débit de la vis sans fin _____ *88*
Figure II-21 - Masse volumique moyenne du massif de sol déduite des mesures effectuées par prélèvement lors du remplissage du caisson. _____ *89*
*Figure II-22 – Kyowa BE-2KC sensors: (a) working principle, (b) cross-sectional diagram.*_____ *90*
*Figure II-23 – Spécification et schéma électrique du capteur Kyowa BE-2KC.*_____ *90*
*Figure II-24 – Dispositif utilisé pour la calibration des capteurs de contrainte totale BE 2KC*_____ *91*
*Figure II-25 – Exemple de réponse d'un capteur de contrainte totale BE2KC lors de sa calibration*_____ *92*
*Figure II-26 - Positions génériques des capteurs de contrainte totale*_____ *92*
*Figure II-27 - Variation en fonction du temps de la température ambiante et du signal délivré par les capteurs de contraintes BE2KC*_____ *93*
Figure II-28 - Variations relatives du signal donné par le capteur de contrainte BE2KC en fonction de la température ambiante _____ *94*
*Figure II-29 – Schéma de principe des capteurs LVDT modifiés pour la mesure des déplacements internes (Doan, 2007)*_____ *95*
*Figure II-30 – Positions génériques des capteurs de déplacements internes et de surface*_____ *96*
Figure II-31 – Capteurs de déplacements de la surface du sol _____ *96*
Figure II-32 – Préparation de la surface du sol et bâti support des caméras utilisé pour la corrélation d'images (DIC) sur modèle réduit de tunnelier _____ *97*
Figure II-33 – Caméra Pike F-421 utilisée pour la mesure du champ des déplacements par corrélation d'images numériques sur modèle réduit de tunnelier _____ *98*

Figure II-34 – Mire de calibration 12 x 9 pas de 20mm 98
Figure II-35 Essai Comparatif LVDT vs DIC 99
Figure II-36 – Feuille de calcul pour le positionnement des caméras (fournis par KNewtons) 99
Figure II-37 Schéma des pieux du numéro 1 à 4 (de gauche à droite) 100
Figure II-38 – Schéma du montage du groupe de (2x2) pieux 102
Figure II-39 – Schéma des positions du pont de jauges sur le pieu (sans protection) 103
Figure II-40 - Principe de montage en pont complet dit "de Poisson" pour la mesure de l'effort axial dans les pieux 104
Figure II-41 - Montage en pont complet 6 fils (HBM) 104
Figure II-42 - Principe de montage en pont complet pour la mesure du moment de flexion dans les pieux 105
Figure II-43 - Dispositif expérimental pour la calibration de l'effort axial dans les pieux 106
Figure II-44 – Dispositif de flexion 3 points pour la calibration des moments de flexion dans les pieux 106
Figure II-45 - Dispositif de chargement des pieux : bâti de chargement et vérins pneumatiques à double tiges. 109
Figure II-46 - Schéma du bâti support des vérins de chargement des pieux modèle avec platine autobloquante 109
Figure II-47 – Exemple de calibration du capteur de force (a) et de l'inclinomètre (b) 110
Figure III-1 - Vue en coupe du dispositif expérimental de Bezuijen et al., 1994. 116
Figure III-2 - Configuration de base des essais centrifugés réalisés par Loganathan et al., (2000) (dimension en mm) 117
Figure III-3 - Schéma du dispositif expérimental utilisé par Jacobsz et al., (2004) (dimensions en mm) 118
Figure III-4 - Dispositif expérimental « 1g » utilisé lors des essais de Lee et Bassett, (2006). 119
Figure III-5 - Configurations géométriques étudiées lors des essais réalisés par Lee et Bassett, (2006) 119
Figure III-6 - Schéma du dispositif expérimental de Lee et Chiang (2007) 120
Figure III-7 Différentes configurations géométriques étudiées par Lee et Chiang (2007) et représentées à l'échelle du prototype (facteur d'échelle 1/100) 121
Figure III-8 - Evolution des efforts mesurés dans le pieu en fonction de l'état de consolidation du massif (Ong et al., 2007) 122
Figure III-9 - Schéma de principe de l'étude de Marshall et Mair (2011) 123
Figure III-10 - Schéma en coupe (a) et en plan (b) du dispositif expérimental de Peng et al., (2011) 124
Figure III-11 – Schéma du dispositif expérimental utilisé par Boonsiri et al., (2015) 125
Figure III-12 – Schéma des différentes positions des groupes de pieux étudiées par Boonsiri et al., (2015) 125
Figure III-13 – Caractéristiques des essais réalisés par Boonsiri et al., (2015) 125
Figure III-14 - Section du tunnel (Lee et al., 1994) 128
Figure III-15 – Profils des déplacements horizontaux du sol (trait plein) et du pieu (trait pointillé) (Lee et al., 1994). 128
Figure III-16 – Section instrumentée St Jame's park – Standing et al., (1996) 129
Figure III-17 - Renwick Road Bridge, Jacobsz et al., (2006) 129
Figure III-18 - Ripple road flyover, Jacobsz et al., (2006) 129
Figure III-19 – Viaduc A406, Jacobsz et al., (2006) 129
Figure III-20 - MRT North East Line viaduct bridge, Singapore – (Pang et al., 2005) 130
Figure III-21 - Mesure des tassements des pieux vs surface du sol lors du premier tunnel – 131
Figure III-22 – Plan d'implantation des pieux et composition du sol – Selemetas et al., (2005) 131
Figure III-23 - Mouvements de la surface du sol - Divers comportements idéalisés de bâtiments d'après Attewel et al., (1986) 132
Figure III-24 - Premières zones d'influence définies sur la base des résultats d'essais menés sur modèles réduits dans les années 1970 – 1980. 132
Figure III-25 - Positions des pieux testés et zones d'influence définies par Jacobsz et al., (2002) avec δ_p le tassement du pieu à l'échelle du prototype 134
Figure III-26 - Tassements des pieux en fonction de la perte de volume (Jacobsz et al., 2004) 134
Figure III-27 - Configurations géométriques des essais en centrifugeuse de Marshall et Mair (2011) et résultats comparés du tassement des pieux et du sol obtenus lors de ces essais. 135
Figure III-28 - Vue en coupe de l'installation des pieux lors de l'essai sur site réalisé par Selemetas et al., (2005). Les pieux F et B travaillent respectivement par frottement et par effort de pointe. L'indice O et C précise la position du pieu, O : excentré et C : Centré 136
Figure III-29 - Tassement des pieux observés en fonction de la distance au tunnel et de la perte de volume, (Marshall et Mair, 2011) 136

Figure III-30 - Zones d'influence déduites d'essais réalisés in situ dans les argiles d'Amsterdam (Kaalberg et al., 2005), dans les argiles de Londres et les tassements des pieux au cours de la progression du tunnelier (Selemas et al., 2005) 136
Figure III-31 – Zones d'influence définies par Boonsiri et al., (2015) sur la base d'essais en centrifugeuse sur des groupes de pieux 137
Figure III-32 – Synthèse des zones d'influence déduites des essais sur modèles réduits, des essais en vraie grandeur et des calculs numériques (Jongpradist et al., , 2013). 138
Figure III-33 - Schéma de principe de la reprise des charges axiales dans un pieu de fondation 139
Figure III-34 - Schéma de principe de la mobilisation des efforts de pointe (Qp) et de frottement (Q_s) dans un pieu en fonction de son tassement (O'Neil et Reese, 1999) 139
Figure III-35 - Critère de rupture de la fondation profonde retenu par O'Neil et Reese (1999) dans leur étude sur l'interaction tunnel- pieu. (Peng et al., [2011]) 140
Figure III-36 - Mobilisation du frottement latéral lors du tassement du pieu (Jacobsz et al., 2004) 141
Figure III-37 - Evolution de l'effort axial mesuré le long d'un pieu (longueur Lp), non chargé en tête, en fonction de la perte de volume pour 3 profondeurs de tunnel (h) (Lee et Chiang, 2007). 142
Figure III-38 - Evolution de l'effort axial et de l'effort de frottement mobilisés le long d'un pieu "court" (Lp/h=1), chargé en tête, avant et après creusement du tunnel (Lee et Chiang (2007) 143
Figure III-39 - Evolution de l'effort axial et de l'effort de frottement mobilisés le long d'un pieu "long" (Lp/h=1.28), chargé en tête, avant et après creusement du tunnel (Lee et Chiang (2007) 143
Figure III-40 - Evolution de l'effort de pointe mesuré dans les pieux avant et arrière d'un groupe de 2x2 pieux en fonction de la perte de volume imposée au niveau du tunnel ; (a) : groupe de pieux courts, (b) ; groupe de pieux longs (Boonsiri et al., 2015) 145
Figure III-41 - Schéma de principe de définition des moments de flexion dans les pieux 145
Figure III-42 - Profils de distribution du moment de flexion transversale le long d'un pieu chargé en tête (Q=1600kN) pour différentes configurations géométriques (Lp/h=3, 1.8, 1.28, 1.0) d'après Lee et Chiang (2007) 147
Figure III-43 - Moment de flexion transversale induit par le creusement d'un tunnel sur un pieu simple 148
Figure III-44 - Evolution du moment de flexion transverse maximal en fonction de la perte de volume d'après Loganathan et al., (2000) 148
Figure III-45 - Moments de flexion transverses mesurés au sein d'un pieu simple et de groupe de pieux pour une perte de volume de 1%, pour trois configuration géométriques différentes (Lp/h=1.2, 1, 0.87) (d'après Loganathan et al., 2000) 150
Figure III-46 - Moments de flexion transverses mesurés dans des groupes de 2x2 pieux de longueurs différentes et positionnés à différentes distances latérales du tunnel (Xp/R=1.5, 2, 3) 150
Figure III-47 – Configurations géométriques des essais réalisés à faible (vert), intermédiaire (bleu) et forte (rouge) pression frontale 154
Figure III-48 – a) : Positionnement des pieux avant remplissage du caisson grâce à un support métallique ; b) : Bâti support des vérins utilisés pour foncer les pieux et appliquer une masse morte en tête des fondations 155
Figure III-49 - Configuration géométrique des essais TP1I, TP2L, TP3H 158
Figure III-50 - Configuration géométrique de l'essai TP4H 159
Figure III-51 - Configurations géométriques des essais TP5I et TP6I, 160
Figure III-52 – Configuration géométrique et instrumentation de l'essai TG_{1I} 161
Figure III-53 - Configuration géométrique et instrumentation de l'essai TG2I 162
Figure III-54 - Evolution des contraintes horizontales (σ_{xx} et σ_{yy}) et verticales (σ_{zz}) dans le sol pendant le remplissage du caisson et à long terme 163
Figure III-55 – Principe de calcul du ratio R entre le débit massique de sol extrait de la chambre d'abattage (Qt) et le débit massique de sol excavé (Qc). 164
Figure III-56 – Exemple de profils oscillatoires des contraintes mesurées sur les parois de la chambre d'abattage lors d'un régime de creusement stationnaire 165
Figure III-57 – Détermination de la capacité portante ultime des trois pieux de différentes longueurs utilisés lors de notre campagne d'essai 168
Figure III-58– Frottement moyen mobilisé le long des différents pieux étudiés pendant la procédure de fonçage (essai T0) 169
Figure III-59 - Valeurs du ratio R, rapport entre le débit massique extrait (Qt) et le débit massique excavé (Qc) pendant les essais TV_{1I} et TV_{2I} 170
Figure III-60 - Pressions de sol mesurées sur les parois de la chambre d'abattage durant les essais TV_{1I} et TV_{2I}. 171

Figure III-61 - Evolution de la poussée du tunnelier (pression frontale et effort de frottement) pour les essais en sol vierge _____ *171*
Figure III-62 – Profils transversaux des cuvettes de tassement de surface mesurés lors des essais TV_1 et TV_{2l} (X_{ST}: distance longitudinale relative au front de taille. Pour $X_{ST}>0$, le capteur considéré est à l'avant du front de taille) _____ *173*
Figure III-63 – Déplacement radiaux (U_y) du sol mesuré lors des essais TV_{1l} et TV_{2l} à hauteur de l'axe du tunnel et à différentes distances radiales de cet axe. _____ *174*
Figure III-64 – Evolution de l'amplitude maximale des déplacements radiaux du sol à hauteur d'axe du tunnel en fonction de la distance à cet axe pour les essais TV1 et TV2 _____ *174*
Figure III-65 – Contraintes verticales et radiales mesurées dans le sol lors des essais TV_{1l} et TV_{2l} au niveau de la future position de la pointe du pieu P3 _____ *176*
Figure III-66 – Contraintes verticale et radiale mesurées dans le sol pendant l'essai TV_{1l} au niveau de la future position de la pointe du pieu P4 _____ *176*
Figure III-67 – Evolution des contraintes verticales dans le sol pendant l'excavation du tunnel pour diverses positions autour du TBM _____ *177*
Figure III-68 – Evolution de l'effort de poussée totale du tunnelier pour l'ensemble des essais avec pieux simples et pour l'essai de référence en sol vierge ($TV2_l$). _____ *178*
Figure III-69 – Mesures échantillonnées des contraintes dans la chambres d'abattage pour les essais TP_{1l}, TP_{2L}, TP_{3H}, TV_{2l}. _____ *179*
Figure III-70 – Ratio d'excavation (R) mesuré pendant l'excavation du tunnel _____ *180*
Figure III-71 – Profils transversaux des cuvettes de tassement observées en surface de massif lors des essais avec pieux simples et pertes de volume (V_l) associées: (a) à la verticale du front de taille _____ *182*
Figure III-72 - Profils transversaux des cuvettes de tassements adimensionnelles observées à la surface du massifs lors des essais TP_{1l} et TV_{2l} _____ *182*
Figure III-73 – Déplacements horizontaux radiaux du sol (Uy) mesurés au niveau de l'axe du tunnel, à différentes distances (Y) de cet axe. _____ *183*
Figure III-74 – Déplacements horizontaux radiaux du sol (Uy) mesurés au niveau de l'axe du tunnel, à une distance de 0.1D de la jupe (Y=-0.6D) pour différents niveaux de pression frontale (L: faible, I: intermédiaire, H: élevé) _____ *184*
Figure III-75 - Déplacements horizontaux radiaux du sol (Uy) mesurés en deux positions situées à droite et à gauche du tunnel, à hauteur de l'axe, à une distance de 0.1D de la jupe (Y=-0.6D) pour différents essais de creusement (L: pression frontale faible, I: pression frontale intermédiaire) _____ *184*
Figure III-76 – Contraintes horizontales frontales (σ_{xx}) et verticales (σ_{zz}) mesurées dans l'axe du tunnel lors du creusement (X_{ST}: distance relative entre le capteur et le front de taille, $X_{ST}>0$ à l'avant du tunnelier). ____ *185*
Figure III-77 - Déplacements verticaux des pieux et tassement de la surface du sol avoisinant mesurés lors des différents essais avec pieux simples: (a): pieu P1, (b): pieu P3, (c): pieu P4 _____ *187*
Figure III-78 – Schéma du "cône d'écoulement" proposé par Berthoz (2012) _____ *188*
Figure III-79 – Comparaison entre déplacements verticaux du pieu et déplacement verticaux du sol situé à deux profondeurs différentes le long du pieu: (a): pieu P1, (b): pieu P3, (c): pieu P4. _____ *189*
Figure III-80 – Déplacements verticaux du pieu P1 et du sol avoisinant en fonction de l'avancement du tunnelier lors de l'essai TP_{5l} _____ *190*
Figure III-81 – Déplacements verticaux du pieu P3 et du sol avoisinant en fonction de l'avancement du tunnelier lors de l'essai TP_{6l} (A: avant le pieux, B: après le pieu) _____ *191*
Figure III-82 – Evolution du déplacement du pieu P3 et de la surface du sol avoisinante pour les essais TP_{1l} et TP_{6l} _____ *192*
Figure III-83 - Evolution du déplacement du pieu P1 et de la surface du sol avoisinante pour les essais TP_{3H} et TP_{4H} _____ *193*
Figure III-84 – Contraintes verticales (σ_{zz}) mesurées dans le terrain, à différentes profondeurs le long du pieu P1 centré (A: Apres le pieu, B: Avant le pieu). _____ *194*
Figure III-85 – Contrainte verticale (σzz) mesurée à différentes hauteurs dans la couverture du tunnel et le long du pieu P1 excentré (essai TP_{5l}) _____ *195*
Figure III-86 – Contraintes horizontales radiales (σ_{yy}) et verticales (σ_{zz}) mesurées en une même position située au voisinage de la pointe du pieu P3 lors des essais TP_{1l}, TP_{2L}, TP_{3H} et en terrain vierge (TV_{2l}) _____ *196*
Figure III-87 – Contraintes horizontales radiales (σ_{yy}) et verticales (σ_{zz}) mesurées au voisinage de la pointe du pieu P3 lors de l'essai TP_{6l} _____ *196*

Figure III-88 – Contraintes horizontales (σ_{yy}) et verticales (σ_{zz}) mesurées à proximité de la pointe du pieu P4 lors des essais TP_{1I}, TP_{2L}, TP_{3H} _____ *197*
Figure III-89 – Zones d'influence issues des essais avec pieux simples _____ *198*
Figure III-90 – Evolution des efforts axiaux mesurés le long des pieux, pour les différents essais et pour différentes distances relatives entre le pieu et le front de taille (X_{PT}> : pieu situé à l'avant du front de taille, X_{PT}<0 : pieu situé à l'arrière du front de taille) _____ *200*
Figure III-91 - Evolution du frottement latéral le long des pieux pour les différentes pressions frontales et pour différentes distances relatives entre le pieu et le front de taille (X_{PT}> : pieu situé à l'avant du front de taille, X_{PT}<0 : pieu situé à l'arrière du front de taille). _____ *201*
Figure III-92 - Evolution de l'effort de pointe normalisé par l'effort de pointe initiale pour les différents pieux simples étudiés en fonction de la position du front de taille (X_{PT} est la distance normalisée entre l'axe du pieu et le front de taille, X_{PT}>0: le pieu est situé à l'avant du front de taille) _____ *203*
Figure III-93 – Evolution des moments de flexion transversaux mesurés le long des pieux en fonction de leur position relative au front de taille lors des différents essais de creusement ((a): pieu P1 centré (essais TP_{1I}, TP_{2L}, TP_{3H}, TP_{4H}) et excentré (essai TP_{5I}), (b): pieu P3, (c): pieu P4). _____ *206*
Figure III-94 – Evolution des moments de flexion longitudinaux mesurés le long des pieux en fonction de leur position relative au front de taille lors des différents essais de creusement ((a): pieu P1 centré (essais TP_{1I}, TP_{2L}, TP_{3H}, TP_{4H}) et excentré (essai TP_{5I}), (b): pieu P3, (c): pieu P4). _____ *208*
Figure III-95 – Moment de flexion longitudinale en fonction du moment de flexion transversale dans le cas du pieu P1 situé dans l'axe du tunnel. _____ *209*
Figure III-96 – Evolution de l'effort axial en tête de pieu (bleu), de l'effort de pointe (vert) et du frottement moyen (violet) mesurés pour chaque pieu instrumenté pendant le processus de fonçage du groupe de pieux P1 (essai TG_{1I}) – (En rouge : effort total exercé par le vérin divisé par 4) _____ *212*
Figure III-97 – Evolution de l'effort axial en tête de pieu (bleu), de l'effort de pointe (vert) et du frottement moyen (violet) mesurés pour chaque pieu instrumenté pendant le processus de fonçage du groupe de pieux P3 (essai TG_{2I}) – (En rouge : effort total exercé par le vérin divisé par 4) _____ *213*
Figure III-98 – Mesure des rotations de la platine pendant le processus de fonçage des groupes de pieux P1 et P3 _____ *214*
Figure III-99 Evolution de l'effort de poussée total du tunnelier en fonction de la longueur de creusement (TG_{1I} et TG_{2I} : essais avec groupe de pieux à pression frontale intermédiaire, TV_{2I} : essai en sol vierge à pression frontale intermédiaire) _____ *214*
Figure III-100 – Contraintes totales mesurées sur les parois de la chambre d'abattage en fonction de l'avancement du tunnelier au cours des essais TG_{1I} et TG_{2I} _____ *215*
Figure III-101 – Profil transversal de la cuvette de tassement à la surface du sol et perte de volume correspondante pour différents avancements du tunnelier au cours des essais TG_{1I} et TG_{2I}. _____ *216*
Figure III-102 - Profils transversaux des cuvettes de tassements adimensionnelles observées à la surface du massif lors des essais TP_{1I}, TV_{2I}, TG_{1I} et TG_{2I} pour une perte de volume de 0.9% _____ *217*
Figure III-103 – Déplacements verticaux du groupe de pieux P1 et du sol situé au voisinage de la pointe des pieux (capteurs 21 et 10), au centre du groupe de pieux (capteur 6) et à la surface du massif (capteurs 4 et 8) en fonction de l'avancement du tunnelier (essai TG_{1I}). _____ *218*
Figure III-104 – Déplacements verticaux du groupe de pieux P3 et du sol situé au voisinage de la pointe des pieux (capteur 3), au centre du groupe (capteur 8) et à la surface du massif (capteurs 4 et 6) en fonction de l'avancement du tunnelier. _____ *219*
Figure III-105 - Zones d'influence issues des essais avec les groupes de pieux _____ *220*
Figure III-106 – Schéma d'implantation et désignation des groupes de pieux lors des essais TG1I et TG2I ____ *221*
Figure III-107 – Evolution de l'effort axial le long des différents pieux instrumentés du groupe de pieux P1 pour différentes distances relatives au front de taille (X_{GT} est la distance normalisée entre l'axe du groupe de pieux et le front de taille, X_{GT}>0: le groupe de pieux est situé à l'avant du front de taille) _____ *222*
Figure III-108 – Evolution de l'effort axial le long des différents pieux instrumentés du groupe de pieux P3 pour différentes distances relatives au front de taille (X_{GT} est la distance normalisée entre l'axe du groupe de pieux et le front de taille, X_{GT}>0: le groupe de pieux est situé à l'avant du front de taille) _____ *222*
Figure III-109 – Evolution de l'effort de pointe pour les différents pieux composant les groupes de pieux P1 et P3 en fonction de la position du front de taille (X_{GT} est la distance normalisée entre l'axe du groupe de pieux et le front de taille, X_{GT}>0: le groupe de pieux est situé à l'avant du front de taille) _____ *223*
Figure III-110 Evolution du moment de flexion transversale le long des pieux instrumentés composant les groupes de pieux P1 et P3 en fonction de la distance au front de taille (X_{PT} est la distance normalisée entre

l'axe du groupe de pieux et le front de taille, X_{PT}>0: le groupe de pieux est situé à l'avant du front de taille) _____ *226*
Figure III-111 Evolution du moment de flexion longitudinale le long des différents pieux instrumentés composant les groupes de pieux P1 et P3 en fonction de la distance au front de taille (X_{PT} est la distance normalisée entre l'axe du groupe de pieux et le front de taille, X_{PT}>0: le groupe de pieux est situé à l'avant du front de taille). _____ *227*
Figure IV-1 Relation entre amplitude des déformations mesurées au sein de la structure et catégorie de dommages (Boscardin & Cording, 1989). _____ *234*
Figure IV-2 Tracé du Bund tunnel (Shanghai), Bai, Y. et al., (2014). _____ *235*
Figure IV-3 Schéma de la coupe transversale du tunnel au niveau du Pujiang Hotel (Bai, Y et al., 2014) _____ *236*
Figure IV-4 Situation de l'observatoire, Chen et al., (1998) _____ *236*
Figure IV-5 Mesure de protection mise en place lors de la construction du Yan An Dong Lu Tunnel, Chen et al., (1998) _____ *237*
Figure IV-6 Installation de la paroi de protection réalisée en tranchée ouverte composée de tubes d'acier. 61/67, Pochtovaya Str. à Moscow. Nikiforova, N. S. et al., (2012) _____ *237*
Figure IV-7 Coupe transversale du tunnel à Sagrada Familia, Barcelone. Katzenbach, R et al., (2013) _____ *238*
Figure IV-8 Coupe transversale du tunnel à Sagrada Familia, Barcelone à la Casa Milà, Barcelone. Katzenbach, R et al., (2013) _____ *238*
Figure IV-9 Vue en coupe du tunnel (métro ligne 9, Barcelone) et de l'installation de la paroi de protection. Di Mariano et al., (2007) _____ *239*
Figure IV-10 Profils transverses de cuvette de tassement de surface observé en présence de barrière de protection et calculé en absence de barrière (section de Adrià Street, Barcelone, Di Mariano et al., (2007)) _____ *239*
Figure IV-11 Schéma du modèle considéré par Bilotta et al., 2006. _____ *240*
Figure IV-12 Schéma de la disposition de l'essai en centrifugeuse (Bilotta, 2008) _____ *240*
Figure IV-13 Tableau de synthèse des paramètres des essais en centrifugeuse (Bilotta, 2008) _____ *240*
Figure IV-14 Comparaison de la cuvette de tassement pour différentes configurations simulées numériquement (L=C+1.5D, V_L=1% et $E_{50,ref}$=25 MPa). Bilotta et Russo (2010) _____ *241*
Figure IV-15 Géométrie du modèle Fantera, L et al., (2016). _____ *242*
Figure IV-16 Paramètres géométriques considérés dans l'étude de l'efficacité de barrières de protection (coupes transversale et longitudinale) _____ *242*
Figure IV-17 Tassement des fondation du Pujiang Hotel lors de l'installation des pieux, Bai, Y et al. (2014) __ *243*
Figure IV-18 Tassement moyen du bâtiment situé au 61/67, Bolshaya Pochtovaya Str. (Moscou), Nikiforova, N. S. et al., (2012) 1 – Installation de la paroi 2 – Excavation du tunnel _____ *243*
Figure IV-19 Etude de l'efficacité de l'efficacité de protection (ordonnée) en fonction de la longueur longitudinale (abscisse) de la paroi de protection (Lh) (Rampello et al., 2016) _____ *244*
Figure IV-20 Tassement de la surface du massif le long d'une droite (y=1D) passant par les axes des pieux (Lw =C + 1,5D) pour V_L =1% (Bilotta & Russo, 2010) _____ *245*
Figure IV-21 Schéma du modèle utilisé dans le cadre des essais de Bilotta et al., (2005, 2008, 2010) _____ *246*
Figure IV-22 tassement transversal de la surface du massif pour une perte de volume de 10.35% (Bilotta 2008) _____ *246*
Figure IV-23 Analyses 2D, Efficacité en fonction de la longueur (L_w) et de l'état de surface du mur, Rampello et al., (2016) _____ *246*
Figure IV-24 Disposition géométrique des barrières relativement au tunnelier lors des essais de creusement TW1, TW2 et TW3 (vue de face, de côté et dessus) _____ *248*
Figure IV-25 – Schéma de principe et photo du banc d'essais de flexion 4 points utilisé à l'ENTPE _____ *251*
Figure IV-26 – Comportement en contraintes/déformations (fibres extérieures) de l'échantillon de médium au cours des cycles de charge/décharge sur banc de flexion 4 points. _____ *252*
Figure IV-27 – Chargement vertical jusqu'à rupture en fonction du déplacement vertical de la presse au cours d'un essai de flexion 4 points _____ *252*
Figure IV-28 – Dispositif de plan incliné pour mesure de l'angle de frottement d'interface Medium/ sable ___ *252*
Figure IV-29 – Géométrie et instrumentation des 3 modèles de parois moulées utilisés lors des essais sur modèle réduit de tunnelier (a: essai TW2; b: essai TW1; c:essai TW3) _____ *253*
Figure IV-30 - Schéma de principe d'un montage en quart de pont à 4 fils _____ *255*
Figure IV-31 – Modèle de paroi moulée utilisée pendant les essais sur modèle réduit de tunnelier à pression de terre: (a) instrumentation avec jauges d'extensométrie, (b) en position dans le caisson pendant la confection du massif. _____ *256*

Figure IV-32 Schéma de positionnement des capteurs de déplacement de la paroi pour l'essai TW1 _____ *257*
Figure IV-33 - Schéma de principe du positionnement des capteurs de déplacement de surface. _____ *258*
Figure IV-34 - Positionnement des capteurs de déplacements internes lors des essais TW1, TW2 et TW3. (Vue en coupe transverse, vue coupe longitudinale, vue en plan) _____ *259*
Figure IV-35 - Positions des capteurs de contraintes internes lors des essais TW1, TW2 et TW3. (Vue en coupe transverse, vue coupe longitudinale, vue en plan) _____ *260*
Figure IV-36 Schémas illustrant la position et l'orientation des caméras utilisées pour la corrélation d'images *261*
Figure IV-37 - (a) Dispositif utilisé pour les prises de vues, (b) zones de surface de massif sélectionnées pour l'analyse par corrélation d'images, (c) Vue des déplacements verticaux des zones sélectionnées obtenues par DIC, (d) Marqueurs et cibles utilisées pour la calibration du dispositif de prise de vues _____ *262*
Figure IV-38 Effort total de poussée appliqué par le TBM pendant les essais d'excavation avec barrières ____ *263*
Figure IV-39 – Contrainte totales mesurées dans la chambre d'abattage à l'avancement du tunnelier pour les essais avec barrières _____ *265*
Figure IV-40 Taux d'excavation pour les essais avec barrière TW _____ *266*
Figure IV-41 – Profils transversaux de cuvette de tassement et perte de volumes correspondantes mesurées au cours des essais avec barrières à différentes distance (X_{ST}) du front de taille _____ *268*
Figure IV-42 Profils transversaux des cuvettes de tassement observés pour les essais de creusement à faible pression frontale avec barrières et sans barrière (représentation pour une perte de volume V_L=2%) _____ *269*
Figure IV-43 – Profils longitudinaux de la cuvette de tassement de surface mesurés pour les différents essais avec barrières et pour plusieurs positions transverses (Y) (X_{ST}: distance relative entre le point de mesure et le front de taille, X_{ST}>0 à l'avant du tunnelier) _____ *270*
Figure IV-44 Profil transversal du champ de déplacement longitudinal mesuré le long de la ligne de contrôle pour trois distances au front de taille (X_{ST}>0 à l'avant du front de taille) _____ *272*
Figure IV-45 Profil transversal du champ de déplacement transverse (selon Y) mesuré le long de la ligne de contrôle pour trois distances au front de taille (X_{ST}>0 à l'avant du front de taille) _____ *273*
Figure IV-46 Profil transversal du champ de déplacement vertical (selon Z) mesuré le long de la ligne de contrôle pour trois distances au front de taille (XST>0 à l'avant du front de taille) _____ *274*
Figure IV-47 Déplacements de surface et déplacements verticaux mesurés au sein de la couverture à l'aplomb de l'axe du tunnel (Y=0D) lors des différents essais de creusement avec barrière. _____ *277*
Figure IV-48 Déplacements de surface et déplacements verticaux internes mesurés à proximité de la paroi (côté tunnel) lors des différents essais de creusement avec barrière. _____ *278*
Figure IV-49 Déplacements de surface et déplacements verticaux internes mesurés à proximité de la paroi (côté extrados) lors des différents essais de creusement avec barrière. _____ *279*
Figure IV-50 Déplacements de surface et déplacements verticaux internes mesurés dans la zone de terrain vierge excentrée du tunnel (Y=0.7D) lors des différents essais de creusement avec barrière. _____ *280*
Figure IV-51 Contraintes horizontale frontale (σ_{xx}) et verticale (σ_{zz}) mesurées dans l'axe du tunnel au cours des essais TW1, TW2 et TW3. _____ *282*
Figure IV-52 Contrainte horizontale radiale (σ_{yy}) mesurée en deux positions symétriques par rapport à l'axe du tunnel (contre la paroi et dans le terrain vierge) en fonction de la distance au front de taille (cas des essais de creusement TW1, TW2 et TW3). _____ *283*
Figure IV-53 Evolution de la contrainte normale à la paroi (σ_{yy}) mesurée à différentes hauteurs en fonction de la distance au front de taille (XST>0 à l'avant du tunnelier) _____ *284*
Figure IV-54 Tassement des différentes parois en fonction de l'avancement du tunnelier dans le terrain (essais TW1, TW2 et TW3) la paroi de protection _____ *285*
Figure IV-55 Angles de rotation de la tranche supérieure des différentes parois mesurés au cours de la progression du tunnelier dans le terrain (X : axe longitudinal, Y : axe normal transverse) _____ *286*
Figure IV-56 Déplacements horizontaux des parois mesurés en quatre points a, b, c, d de chacune des parois (essais TW1, TW2 et TW3) _____ *287*
Figure IV-57 Evolution du moment de flexion horizontale à différentes hauteurs de la paroi en fonction de la distance relative au front de taille (XST>0 : cellule de mesure située à l'avant du front de taille) _____ *289*
Figure IV-58 Distribution du moment de flexion horizontale mesuré le long des différentes parois (ligne verticale) pour différentes distances au front de taille. _____ *290*
Figure IV-59 Evolution du moment de flexion verticale à différentes hauteurs des parois en fonction de la distance relative au front de taille (XST>0 : cellule de mesure située à l'avant du front de taille) _____ *291*
Figure D-1 Identification des marqueurs _____ *307*
Figure D-2 Comparaison des mesures physiques (LVDT) et du suivi de marqueurs _____ *308*
Figure D-3 Réalisation d'un essai de bruit lors de l'analyse de déplacement par DIC _____ *309*

Figure D-4 Fenêtre de définition du système de coordonnées _____ *309*

Liste des Tableaux

Tableau I-1 - Evaluation de l'influence des paramètres élémentaires de choix pour les solutions de techniques d'excavation mécanisée 33
Tableau I-2 – Exemple d'expression du point d'inflexion transversale iy 41
Tableau I-3 - Principales caractéristiques des différents modèles réduits de tunnelier à pression de terre existants dans la littérature. 59
Tableau II-1 - Caractéristiques mécaniques requises pour le matériau sol modèle utilisé sur modèle réduit de tunnelier de l'ENTPE (Doan, 2007) 86
Tableau II-2 – Synthèse des caractéristiques mécaniques du sable Hostun HN31 utilisé. 86
Tableau II-3 – Caractéristiques géométrique du capteur Kyowa BE-2KC 90
Tableau II-4 - Caractéristiques techniques des caméras Pike F-421 98
Tableau II-5 - Caractéristiques des pieux modèles, des prototypes et comparaison avec les pieux rencontrés dans la pratique (E: module d'Young, I : Moment d'inertie, A: Section) 101
Tableau II-6 - Caractéristiques des jauges de déformations utilisées pour l'instrumentation des modèles de pieux 102
Tableau III-1 – Caractéristiques du prototype modélisé lors des essais centrifugés menés par Loganathan et al., (2000) 117
Tableau III-2 - Principales caractéristiques des études sur modèles réduits rapportées dans la littérature concernant l'impact du creusement d'un tunnel sur des fondations profondes 127
Tableau III-3 - Valeurs du coefficient des terres au repos (K0) mesurées au sein des différents massifs de sol reconstitués lors des essais sur modèle réduit de tunnelier. 163
Tableau III-4 - Caractéristiques principales des essais réalisés avec le modèle réduit de tunnelier à pression de terre pour l'étude de l'interaction tunnelier – sol – fondations profondes (V: sol vierge – P: pieu – H: forte pression – I: pression intermédiaire – L: faible pression) 167
Tableau III-5 - Capacités portantes ultimes et charges de service utilisées dans le cadre de la présente campagne d'essais sur modèle réduit de tunnelier de l'ENTPE 168
Tableau III-6 - Paramètres obtenus à partir des régressions sous modèle gaussien pour le profil transversal des cuvettes de tassement mesurées sur modèle réduit lors des essais TV_{1I} et TV_{2I}. 173
Tableau III-7 – Pression frontale et contrainte de cisaillement (frottement) le long de la jupe calculées à partir de l'effort de poussée total du tunnelier 179
Tableau III-8 Coefficients de la fonction de Gauss modifiée (cf paragraphe III.4.3) déduits des essais avec pieux simples 181
Tableau III-9 – Valeur du rapport entre tassement du pieu et tassement de la surface du sol située à proximité du pieu observés lors des différents essais ENTPE (cas d'une section distance de O.5D à l'arrière du front de taille) 198
Tableau III-10 Caractéristiques de chargement des groupes de pieux utilisés lors des essais de creusement TG_{1I} et TG_{2I} 211
Tableau III-11 Pression frontale moyenne et frottement moyen le long de la jupe déduits de la mesure de l'effort de poussée total du tunnelier 215
Tableau III-12 Coefficients des courbes de Gauss associées aux profils transverses des cuvettes de tassement (TG_{1I} et TG_{2I} : essais avec groupe de pieux à pression frontale intermédiaire, TV_{2I} : essai en sol vierge à pression frontale intermédiaire) 217
Tableau III-13 - Valeur du rapport entre tassement du groupe de pieux et tassement de la surface du sol située à proximité du groupe de pieux (cas d'une section distance de O.5D à l'arrière du front de taille). 220
Tableau IV-1 - Synthèse de caractéristiques de la paroi 249
Tableau IV-2 Définition des coefficients d'étalonnage pour le calcul des contraintes et moments de flexion dans la barrière modèle. 255
Tableau IV-3 – Estimation de la pression frontal exercée par le TBM sur le terrain et de la contrainte de frottement le long de la jupe à partir des mesures de l'effort de poussée total du tunnelier. 264
Tableau IV-4 – Quantification de l'efficacité des différentes barrières de protection testées. 267

Introduction

Les tunnels font partie des infrastructures d'aménagement utilisées par l'homme depuis plus de 3000 ans. En Grèce, Des passages souterrains étaient utilisés par la civilisation mycénienne entre les palais et les temples pour se rendre aux cérémonies religieuses ou encore pour permettre l'approvisionnement en eau des cités. À l'époque romaine (753 av. J.-C. à 476 apr. J.-C.), des tunnels ont été construits pour des opérations minières, des ouvrages hydrauliques ou la réalisation de nouvelles voies de communication. A cette époque, leur construction était laborieuse et limitée à des sols où les outils à main étaient efficaces. Avec les progrès technologiques, les ingénieurs ont commencé à utiliser la poudre à canon pour percer la roche avant d'avoir recours à de nouveaux types d'explosifs : dynamite puis émulsion. C'est à partir du 19ème siècle qu'apparurent les premières lignes de chemin de fer à vapeur, d'abord en Angleterre, puis dans le reste de l'Europe. Le développement du chemin de fer a entrainé la construction des premiers tunnels ferroviaires indispensables pour le franchissement des barrières naturelles que sont les reliefs montagneux. Suivi de la construction de métro pour le déplacement des populations en ville. Dans la seconde moitié du 19eme siècle, plusieurs villes commencèrent à développer des systèmes de métro en souterrain : Londres (1863), New York (1868), Chicago (1892), Budapest (1896), Glasgow (1896), Paris (1900). En 2014, 157 villes de 56 pays dans le monde possèdent un réseau de métro en fonctionnement (UITP, 2015).
Aujourd'hui, les infrastructures souterraines apparaissent comme un élément incontournable de l'aménagement durable des territoires. A l'échelle des villes en particulier, la construction de nouvelles infrastructures souterraines de transports en commun - à l'image du Grand Paris Express -, le développement de réseaux urbains enterrés d'assainissement, de transport d'énergie, d'adduction d'eau ou de collecte d'eau pluviale sont autant de réponses aux défis posés par le développement des grandes agglomérations.

Dans le même temps, les conditions de creusement des tunnels en sites urbains s'avèrent de plus en plus complexes. D'un point de vue géotechnique tout d'abord, les terrains rencontrés sont souvent meubles (sols sédimendaires), hétérogènes, de faibles résistances mécaniques. Dans le même temps, les perméabilités de ces terrains peuvent être élevées alors que la profondeur croissante des ouvrages à réaliser conduit à l'augmentation des pressions hydrostatiques rencontrées (plusieurs centaines de kilopascals). D'un point de vue environnemental, la construction de tunnels urbains doit aussi tenir compte de la présence d'un bâti de surface souvent dense et de sensibilité variable, ainsi que de la présence d'ouvrages enterrés à proximité des tunnels en construction (tunnels, collecteurs, fondations profondes, …).

Dans ce contexte difficile, l'utilisation de tunneliers à front pressurisé (TBM) est généralement nécessaire pour garantir la stabilité de l'ouvrage en cours d'excavation, limiter les tassements en surface et réduire l'impact sur les structures avoisinantes. L'utilisation de tels procédés complexes, en constante évolution technique, pose alors aux concepteurs des problèmes nouveaux, tant du point de vue de la compréhension des phénomènes d'interaction TBM-sol-structure que du développement d'outils de calcul adaptés aux situations rencontrées. Par ailleurs, les questions relatives à la prise en compte de la sensibilité des avoisinants sont au cœur des préoccupations des maîtres d'ouvrages. La profession (entreprises, bureaux d'études) développe actuellement des méthodologies pour les prendre en compte dans la conception et le dimensionnement des ouvrages souterrains notamment dans le cadre des travaux de l'AFTES (Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain).

Les travaux de thèse présentés dans ce mémoire s'inscrivent dans ce contexte. Ils ont été menés dans le cadre du Projet Européen NeTTUN (New Technologies for Tunneling et Underground Works), initié et piloté par la Société NFM Technologies fabricant de tunneliers. Ce projet d'une durée de 54 mois (Oct. 2012 – Fev. 2017) a rassemblé jusqu'à 23 partenaires pour un budget global de 14,7M€.

Ces travaux de thèse ont deux objectifs principaux : d'une part analyser et comprendre les phénomènes physiques mis en jeu au niveau de l'interaction entre un tunnelier à front pressurisé et des fondations profondes avoisinantes (pieu simple et groupes de pieux), d'autre part étudier l'efficacité de barrières de protection (type parois moulées) destinées à limiter l'impact du creusement au tunnelier sur ces fondations.

Pour mener à bien cette analyse phénoménologique, une importante campagne expérimentale a été conduite dans le cadre de cette thèse sur modèle physique de laboratoire. Ainsi quatorze essais de creusement ont été réalisés à l'ENTPE sur un dispositif unique au plan international de modèle réduit 1g de tunnelier à pression de terre (échelle 1/10eme). La forte originalité de ce dispositif est de pouvoir simuler de façon réaliste, en particulier en reproduisant les effets tridimensionnels, les principales étapes du processus de creusement à pression de terre. Ces essais sous gravité sont par ailleurs menés dans le cadre des lois de similitude qui régissent la transposition au problème en vraie grandeur.

Pour les besoins du programme expérimental de cette thèse, le dispositif expérimental de tunnelier à pression de terre de l'ENTPE a dû dans un premier temps être en partie reconfiguré. Des modèles physiques de fondations profondes (pieux et groupes de pieux) et de barrières de protection ont été conçus dans le cadre des lois de similitude, fabriqués et instrumentés. Deux campagnes expérimentales d'envergure ont été ensuite réalisées dans des massifs de sable sec : l'une concerne les effets du passage d'un tunnelier à front pressurisé sur des fondations profondes avoisinantes (pieux, groupe de pieux), l'autre traite de l'efficacité de barrières de protection (parois moulées) utilisées pour limiter ces effets.

Différents paramètres qui influencent l'interaction tunnelier - sol - fondations ont été considérés comme la distance relative tunnel / fondation, la pression frontale de soutènement appliquée par le TBM sur le terrain ou encore la hauteur des barrières de protection. L'analyse phénoménologique menée à l'échelle du modèle concerne en particulier l'évolution des champs de contraintes et de déplacements dans le terrain autour du tunnelier, les déplacements relatifs sol – pieux et sol- barrière, la redistribution des efforts au sein des fondations. En parallèle, l'importante base de données et d'analyse ainsi constituée a été mise à profit pour la validation d'outils de modélisation numérique développés par l'Université de Rome au sein du projet NeTTUN.

Ce mémoire de thèse est organisé en quatre chapitres.

Le premier chapitre présente un état de l'art des principales connaissances concernant le creusement mécanisé des tunnels en terrain vierge. En particulier, cette revue bibliographique souligne l'intérêt des retours d'expériences de chantiers et de la modélisation physique sous gravité ou en centrifugeuse dans la compréhension des mécanismes mis en jeu lors du creusement pressurisé des tunnels.

Dans le second chapitre, le modèle réduit de tunnelier à pression de terre de l'ENTPE est présenté. Son principe de fonctionnement, son instrumentation exhaustive ainsi que les modifications importantes réalisées sur ce dispositif au cours de cette thèse sont exposés. Par ailleurs, le modèle de sol et les modèles de fondations profondes conçus dans le cadre des lois de similitude, leurs instrumentations sont également présentées en détails.

Le troisième chapitre de ce mémoire est consacré à l'étude de l'impact du creusement au tunnelier à front pressurisé sur des fondations profondes. Une première partie de ce chapitre présente un état de l'art des connaissances concernant l'interaction tunnelier – sol – fondations profondes. Cet état de l'art s'intéresse principalement aux connaissances issues d'études expérimentales réalisées sur modèle physique et à celles obtenues dans le cadre d'expériences en vraie grandeur. Dans une seconde partie de ce chapitre, les résultats issus de onze essais de creusement réalisés à l'aide du modèle réduit de tunnelier à pression de terre de l'ENTPE sont présentés et analysés. Ces essais concernent le creusement en terrain vierge (2 essais) ; le creusement en présence de pieux simples (7 essais), le creusement en présence de groupe de pieux (2 essais). L'analyse de ces essais est menée à l'échelle du modèle et les phénomènes physiques identifiés sont analysés dans le cadre des théories de la mécanique des sols et de la mécanique des structures.

Le quatrième et dernier chapitre traite de l'efficacité de barrières de protection (type parois moulées) utilisées pour limiter l'impact du creusement au tunnelier sur des fondations profondes avoisinantes. Après avoir présenté un état des connaissances sur ce sujet issues à la fois d'approches expérimentales et numériques du problème, les résultats de trois essais de creusement réalisés à l'aide du modèle réduit de tunnelier à pression de terre de l'ENTPE, en présence de modèles physiques de barrières, sont exposés et analysés. Là encore, l'analyse des essais est menée à l'échelle du modèle et les phénomènes physiques identifiés sont analysés dans le cadre des théories de la mécanique des sols et de la mécanique des structures.

Chapitre I. Revue Bibliographique : Creusement des tunnels au tunnelier

I.1 LES TUNNELIERS DANS LA PRATIQUE

I.1.1 Début de l'histoire

Dès l'antiquité, des puits et des galeries étaient le plus souvent réalisés pour extraire du minerai. Des ouvrages souterrains artificiels étaient aussi très utilisés pour contrôler le niveau de lac, capter et drainer des eaux souterraines pour le besoin et l'usage des hommes. Certaines galeries furent creusées directement dans le rocher comme à Lyon (Brévenne et Mont d'or) et d'autres durent creusés et maçonnés comme à Athènes en 130 av-JC.

Selon leurs utilisations, les tunnels se nommaient galeries, puits ou mines. Ce n'est qu'au début du XIXème siècle que le mot Tunnel apparaît avec l'avènement des tunneliers. Le dictionnaire encyclopédique de Charles Saint Laurent daté de 1845 donne cette définition : " Passage souterrain construit sous la Tamise à Londres. Ce passage offre deux conduits parallèles communiquant entre eux par de nombreux portiques. Il est dû à un ingénieur français, M. Brunel, qui a dû vaincre toutes les difficultés d'une si grande entreprise. Au moment où nous écrivons ces lignes, le tunnel est sur le point d'être terminé. "

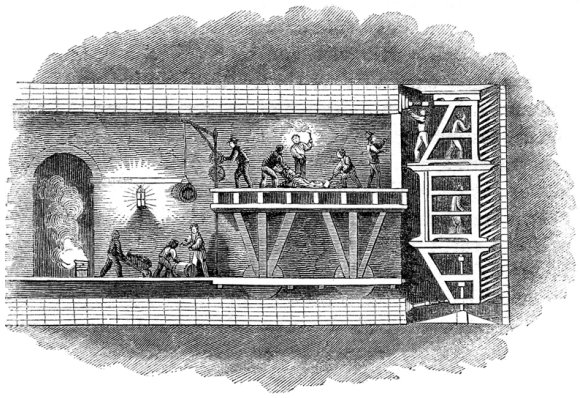


Figure I-1 - Le tunnelier inventé par Marc Brunel (19éme siècle) - the Illustrated London News.

Le tunnel sous la Tamise peut être considéré comme l'un des premiers tunnels creusés au tunnelier. La machine inventée par Marc Brunel (Figure I-1) est brevetée sous le nom de tunnelier en 1818. Dès lors, sera nommé tunnelier, une machine qui permet de percer des tunnels. Un tunnelier assure plusieurs fonctions :

- L'abattage des terrains
- Le soutènement des terrains, à la fois radial et frontal
- L'évacuation des déblais hors du tunnel (marinage)
- La mise en place d'un revêtement définitif

Toutefois, 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 à la fois dans du matériau tendre, cohérent et relativement homogène (craie bleue du Pas de Calais). Cette machine fonctionnant à air comprimé a permis le creusement d'une galerie longue de 2.5 km et de 2.14m de diamètre entre 1882 et 1883.

Au cours du temps, ces machines ont connu d'importants progrès techniques et technologiques. D'abord limités aux terrains durs, les tunneliers sont dorénavant capables de s'attaquer à des terrains meubles, souvent aquifères, grâce à l'ajout d'adjuvants mélangé au terrain excavé.

La technologie des tunneliers est donc relativement récente et en constante évolution, nécessitant recherches et études pour optimiser leur fonctionnement et minimiser les perturbations du terrain et des structures avoisinantes.

I.1.2 Les organes d'un tunnelier

Un tunnelier ou TBM (Tunnel Boring Machine) est une machine réalisant en continu le creusement d'un tunnel et si nécessaire la pose d'un revêtement directement à proximité du front de taille ainsi que l'évacuation des déblais. Les tunneliers, de forme généralement circulaire, permettent le creusement dans le rocher et en sol meuble.

Un tunnelier est composé de quatre parties distinctes qui lui permettent d'assurer ses fonctions (Figure I-2) :

- **La roue de coupe**, équipée de dents et de molettes, creuse le terrain sous l'effet simultané de sa rotation et de la translation vers l'avant du tunnelier.
- **Un bouclier** assure le soutient immédiat du terrain et protège les organes de la machine ainsi que les hommes pendant la pose du revêtement définitif (anneaux de voussoirs). La partie finale du bouclier se termine par une jupe et peut être articulée pour faciliter les tracés curvilignes. Le bouclier contient également le dispositif de vérins qui assurent la translation vers l'avant de la machine en prenant appui sur les voussoirs de revêtement.
- **Un dispositif de marinage** qui peut être de nature mécanique (godets releveurs, vis d'Archimède, tapis roulant dans le cas des tunneliers au rocher ou à pression de terre) ou hydraulique (cas des tunneliers à pression de boue). Celui-ci assure l'évacuation des déblais jusqu'à l'extérieur du tunnel. Il permet également dans le cas des tunneliers à front pressurisé (pression de terre ou pression de boue) de contrôler le confinement des marins dans la chambre d'abattage, donc la pression de soutènement appliquée sur le front de taille.
- **Un train suiveur** ou back-up, constitué de remorques successives où sont installés l'ensemble des équipements et ateliers nécessaires à la progression et au bon fonctionnement du TBM dont l'approvisionnement en voussoirs, l'injection de bourrage, le système de marinage, la cabine de pilotage, le dispositif de ventilation, le poste électrique, la cabine de survie.

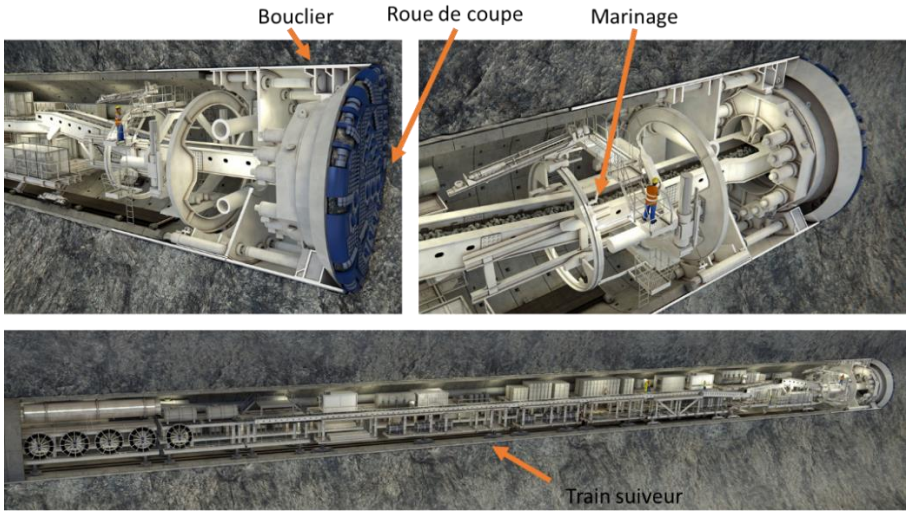


Figure I-2 – Vue en coupe d'un tunnelier

I.1.3 Différents modes de confinement

De nos jours, il existe une gamme étendue de tunneliers qui diffèrent essentiellement dans leur capacité et leur mode à imposer une pression de confinement au front de taille. Le choix du type de tunnelier, sa puissance embarquée et les équipements à prévoir sur la machine sont une étape importante et décisive pour la réussite du projet. Les conditions géologiques, hydrogéologiques et géotechniques ont un rôle déterminant dans le choix de la machine. Sans fixer de règles absolues, on peut répertorier les technologies de creusement et de confinement en fonction du type de terrain excavé de la manière suivante :

- Ne pas utiliser des soutènements si le terrain se tient suffisamment.
- Utiliser uniquement un soutènement latéral.
- Utiliser un soutènement latéral et frontal.

Dans les roches où la cohésion est assez forte, l'excavation peut se faire par une attaque locale ou globale à l'aide d'une foreuse de pleine section qui prend appui directement sur le terrain par l'intermédiaire de grippeurs ou patins d'ancrage latéraux (Figure I-3). Aucune pression de confinement n'est nécessaire au front. L'excavation est alors réalisée en mode ouvert. Dans des roches dures, on utilisera un tunnelier dont la roue de coupe est équipée de molettes, qui écrasent et fissurent la roche.

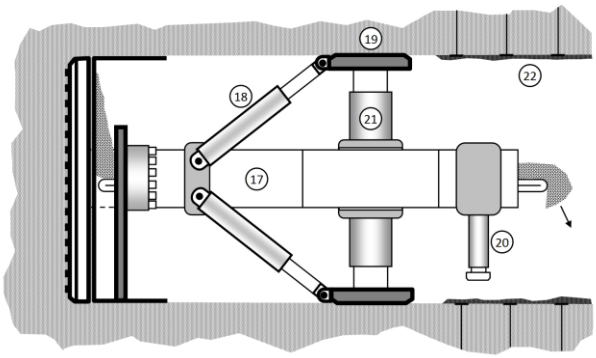


Figure I-3 - Coupe schématique d'un tunnelier à grippeurs. [Saitta et Martin (2010)].

En terrain tendre ou de mauvaise qualité, le soutènement apporté par la machine joue un rôle essentiel pour assurer la stabilité de l'ouvrage en cours de creusement mais aussi pour limiter les déformations du terrain excavé. Le tunnelier composé d'un bouclier assure le soutènement radial du terrain. La forme circulaire est la mieux adaptée pour la reprise des efforts. La face avant du tunnelier peut être pressurisée quand la stabilité du front de taille n'est pas garantie naturellement. Ceci est le cas pour les terrains faiblement cohérents ou bien en présence de pressions hydrostatiques au niveau du front de taille (creusement sous nappe). Dans le cas des tunnels à faible couverture, un confinement adapté du front de taille permet aussi de limiter ses mouvement d'extrusion, et donc de limiter l'apparition de tassements en surface de massif. On dit dans ce cas que l'excavation est réalisée en mode fermé. Elle se fait par attaque globale à l'aide d'une roue de coupe placée à l'avant de la machine. La roue de coupe sera équipée de molettes et de dents permettant de découper le terrain. Le marinage est adapté au mode de confinement : soit par vis d'Archimède et convoyeur à bande dans le cas du mode de creusement à pression de terre, soit à l'aide de pompes hydrauliques dans le cas du creusement à pression de boue.

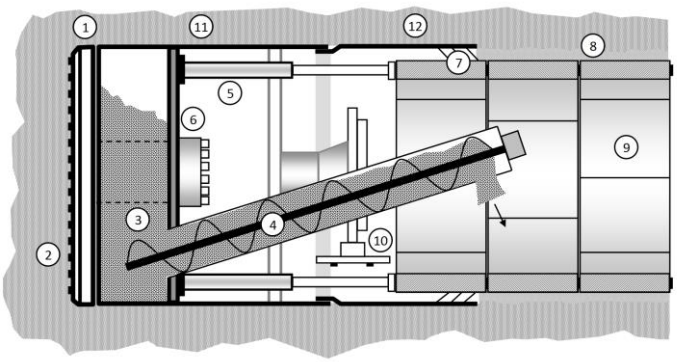


Figure I-4 - Coupe schématique d'un tunnelier à pression de terre. [Saitta et Martin (2010)].

Dans le cas des sols fins (limons argileux, argiles), on utilisera assez naturellement des tunneliers dits à pression de terre pour assurer le confinement du front de taille (Figure I-4). Le mode de creusement à

« pression de terre » est apparu en 1974 au Japon. Ce type de tunnelier excave le terrain au moyen d'une roue de coupe située en face avant et utilise le matériau excavé mis en pression dans la chambre d'abattage située à l'arrière de la roue de coupe pour confiner le front de taille afin d'équilibrer la poussée des terres et les pressions hydrostatiques éventuelles. Sur ce type de tunnelier, les déblais sont évacués par une vis sans fin qui permet d'établir le gradient de pression entre la chambre d'abattage et le convoyeur. Cette technique n'a pas de limite théorique de diamètre et est généralement utilisée pour des sols dont la perméabilité reste inférieure à 10^{-4}m/s (Figure I-5). Elle a été utilisée à de nombreuses reprises ces dernières années comme en atteste la centaine de références chez les fabricants de tunneliers Herrenknecht, NFM Technologie et Bessac : métro de Barcelone, ligne C du métro de Rome, ligne 12 du métro parisien, tunnel routier M30 de Madrid, nombreux collecteurs d'eau… On trouvera de nombreux détails sur cette technique de creusement dans Matsushisa (1979), Kurosawa (1981, 1984), Clough et al. (1983), AFTES (2000),…

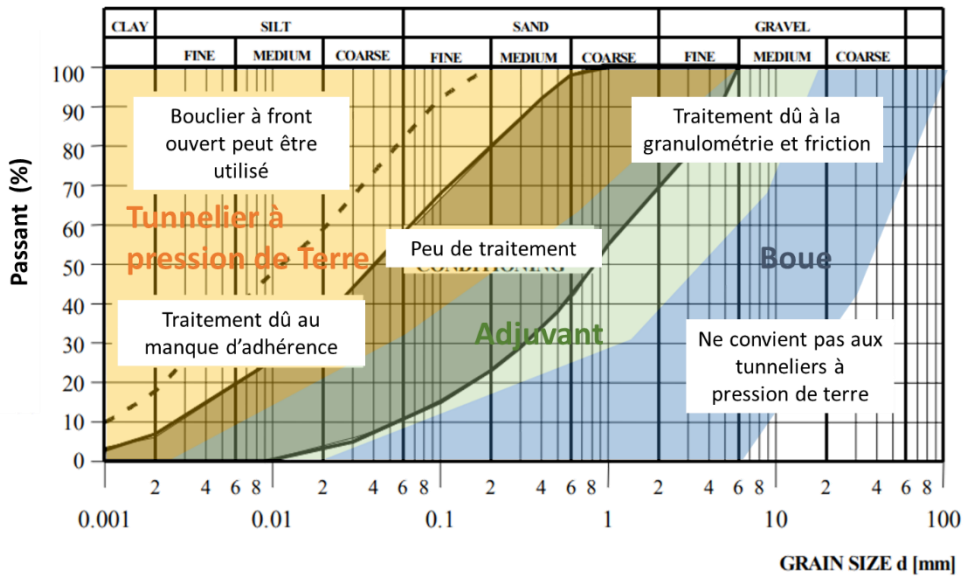


Figure I-5 - Limite des tunneliers à pression de terre (L. Langmaack, 2000)

Dans le cas de terrains grossiers plus perméables (jusqu'à 10^{-2}m/s), le confinement du front de taille est assuré par injection d'une boue bentonitique sous pression dans la chambre d'abattage et au travers de la roue de coupe du tunnelier. La régulation de la pression de la boue de confinement est assurée par une bulle d'air comprimé et le niveau de cette pression est réglée pour s'opposer à la poussée du terrain et aux pressions hydrostatiques. Un confinement uniforme du terrain est alors généré grâce à la formation d'un « cake » de bentonite sur quelques centimètres à l'avant du front qui permet d'imperméabilisé le terrain, assurant l'intégrité et la tenue du terrain. Pour ces terrains, la roue de coupe est équipée de dents faisant office de couteaux pour « racler le sol ». Dans le cas de tunnel rencontrant plusieurs types de géologies, plusieurs types d'outils peuvent équiper la roue de coupe. Le mode de confinement à pression de boue conduit généralement à des cadences d'avancement inférieures et à un coût plus élevé que celui à pression de terre. En effet, afin d'assurer la continuité du système, il faut extraire en permanence la boue chargée de déblais que l'on remplace simultanément par un flux de boue neuve. La boue chargée doit être amenée à une station de traitement où les matériaux seront séparés et la boue régénérée et recyclée.

Il existe d'autres modes de confinement du front de taille parmi lesquels le confinement à air comprimé. Dans ce cas, le confinement est réalisé par la mise en pression de l'air contenu dans la chambre d'abattage. Le confinement du front par air comprimé est une technique très ancienne : en 1873, les importantes venues d'eau constatées lors de la construction d'un tunnel ferroviaire sous l'Hudson River à New York imposèrent son utilisation. Cette technique qui exige des terrains peu perméables et peu hétérogènes (risque de dépression brutale) reste aujourd'hui peu utilisée, et dans tous les cas se limite à des tunnels d'assez faibles diamètres dans la mesure où la pression frontale appliquée est homogène contrairement à la poussée des terres qui croît avec la profondeur (AFTES, 2000).

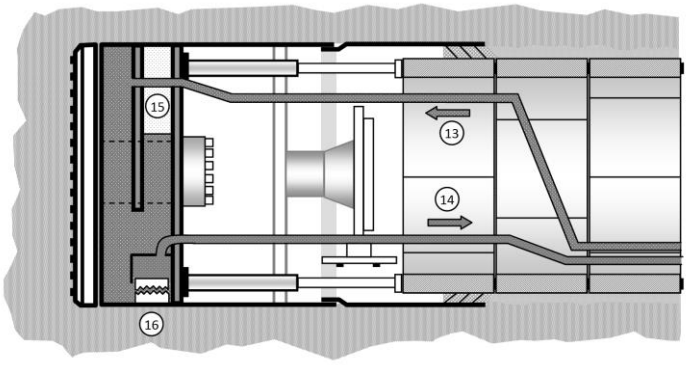


Figure I-6 - Coupe schématique d'un tunnelier à pression de boue. [Saitta et Martin (2010)].

I.1.4 Choix du type de tunnelier

Historiquement, les villes ont souvent été construites à proximité de cours d'eau où se sont accumulés des alluvions et sédiments. Ces bassins sédimentaires forment des terrains meubles à faible cohésion. L'excavation d'un tunnel dans ce type de terrain peut être rendu problématique par la faible résistance mécanique des sols rencontrés. Une maitrise parfaite des déformations du terrain, notamment en zone urbaine est capitale. De plus la faible profondeur du tunnel tend à augmenter la propagation des perturbations jusqu'à la surface. Pour limiter ces déformations, la poussée des terres et les pressions hydrostatiques au niveau du front de taille et des parois du tunnel doivent être maintenues à l'équilibre durant les différentes étapes de construction du tunnel. Dans des terrains meubles, un creusement à l'aide d'un tunnelier en mode fermé et à front pressurisé est souvent requis, assurant l'excavation en pleine section et le soutènement latéral et frontal du tunnel (AFTES, 2000). Ces dispositifs permettent en effet, d'une part, d'assurer la stabilité du front de taille et le maintien des pressions hydrostatiques grâce à l'ajustement de la pression frontale appliquée, et d'autre part de minimiser la convergence après le passage du front grâce à la présence de la jupe métallique et la possibilité d'injecter un mortier de bourrage à l'extrados du revêtement mis en place afin de combler le vide annulaire créé.

Comme vu précédemment, il existe aujourd'hui différentes technologies de tunnelier avec des modes de fonctionnement différents. Le choix de la machine est fait en fonction de paramètres élémentaires définis lors des études préliminaires et de reconnaissances des sols. Le Tableau I-1 résume les principaux paramètres qui conditionnent le choix de la machine. Ils concernent à la fois les caractéristiques géologiques, hydrogéologique et géotechniques du terrain mais aussi la géométrie de l'ouvrage et de son environnement. C'est pourquoi, il est rare qu'une machine soit réutilisée d'un tunnel à l'autre, généralement cette machine est un prototype, conçu pour un ouvrage précis, une géométrie et une géologie spécifique.

Cette diversité de technologies est une réponse aux besoins rencontrés lors des projets. Dans les massifs rocheux, les problématiques peuvent être nombreuses. Le franchissement de chaines montagneuses entraîne la construction et le creusement d'ouvrages de grande longueur et de couverture importante. En Suisse, le tunnel de base du Saint Gothard inauguré en 2016 fait plus de 57km de long avec une couverture maximale de 1800m, ce qui complexifie le marinage ainsi que l'approvisionnement en matériaux de construction. Les massifs schisteux sont des milieux fortement anisotropes qui peuvent converger de manière importante avec parfois la traversée de failles comme ce fût le cas dans le cadre du creusement du tunnel routier du Fréjus, un monotube long de 13 km inauguré en 1980, creusé dans les Schistes Lustrés de la zone Piémontaise. Pendant les travaux, cette formation géologique fortement litée a montré des convergences de plusieurs dizaines de centimètres dans certains secteurs. Peuvent également s'y ajouter de fortes pressions hydrostatiques (15 bars constatés lors du creusement des tunnels suédois d'Hallandsäs (Dudouit & Burger, 2010), des contraintes environnementales importantes (faibles modifications du régime hydraulique des aquifères et de la qualité des eaux),

Dans les terrains meubles à faible cohésion et sous faible couverture, la maitrise des déformations du terrain induit par le creusement du tunnel devient une contrainte prépondérante, d'autant plus s'il existe des ouvrages de surface ou enterrés à proximité du tunnel en construction. En effet, une limitation drastique des tassements de surface (tolérance de l'ordre de 10mm en général) et des déplacements à proximité du tunnel est essentielle à la préservation d'un bâti dense et vulnérable, ainsi qu'à celle des ouvrages existants (réseaux enterrés, tunnels existants, …). Le caractère tridimensionnel du problème dans le cas des tunnels de faible profondeur, notion généralement concomitante à la présence de terrains meubles, complique la compréhension et la modélisation du creusement dans ce type de terrain.

Dans de tels contextes, le recours à des tunneliers à fronts pressurisés est souvent indispensable afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage en cours de construction et de limiter les déplacements en surface.

Tableau I-1 - Evaluation de l'influence des paramètres élémentaires de choix pour les solutions de techniques d'excavation mécanisée (AFTES – GT4R3F1)

Paramètres élémentaires \ Solution	Machine n'assurant pas de soutènement		Machine assurant un soutènement latéral			Machine assurant un soutènement latéralet frontal				
	Machine à attaque ponctuelle	Aléseur et tunnelier à appui latéral	Bouclier mécanisé ouvert à appui radial	Bouclier mécanisé ouvert à appui longitudinal		Bouclier mécanisé à soutènement mécanique	Bouclier mécanisé à confinement d'air comprimé		Bouclier mécanisé à confinement de boue	Bouclier mécanisé à confinement de terre
				A attaque pleine face	A attaque ponctuelle		A attaque pleine face	A attaque ponctuelle		
1. CONTRAINTES NATURELLES	0	2	2	2	2	2	1	2	1	1
2. PARAMETRES PHYSIQUES										
2.1 Identification	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
2.2 Appréciation globale de la qualité	1	1	1	0	0	1	1	1	1	1
2.3 Discontinuités sol/roche	1/2	1/2	SO/2	1/2	1/2	1/2	2/2	2/2	2/2	1/2
2.4 Altérabilité	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2.5 Chimie des eaux	0	0	0	0	0	0	1	0	1	1
3. PARAMETRES MECANIQUES										
3.1 Résistance										
Pour les sols	2	2	SO	2	2	2	1	2	1	1
Pour les roches	2	1	1	SO	2	1	1	2	1	1
3.2 Déformabilité	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1
3.3 Potentiel de liquéfaction	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4. PARAMETRES HYDROGEOLOGIQUES	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
5. AUTRES PARAMETRES										
5.1 Abrasivité – dureté	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1 ou 2
5.2 Aptitude au collage	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1
5.3 Frottement terrain/machine	0	1	1	1	1	1	1	1	0	1
5.4 Présence de gaz	0	0	0	0	0	0	1	1	0	1
6. CARACTERISTIQUES DU PROJET										
6.1 Dimensions – géométrie section	0	2	2	2	2	2	2	2	1	1
6.2 Profil en long	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0
6.3 Tracé en plan	0	1	1	1	1	1	0	0	0	0
6.4 Environnement										
6.4.1 Sensibilité aux tassements	2	2	2	2	2	2	2	2	1	1
6.4.2 Sensibilité aux nuisances et contrainte de travaux	1	1	1	1	1	1	1	1	1 à 2	1
6.5 Anomalies dans le terrain										
6.5.1Hétérogénéité dans le terrain	1	1	1	1	1	1	2	2	1	1 à 2
6.5.2 obstacle naturel artificiel	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1 à 2
6.5.3 Cavités	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1

2 : Déterminant 1 : Influent 0 :Non influent SO : Sans objet

I.2 LE TUNNELIER A PRESSION DE TERRE

Parmi les différents modes de confinement disponibles sur tunnelier, le principe du tunnelier à pression de terre est décrit ici compte tenu de son rôle central dans ces travaux de thèse. Le mode de creusement à pression de terre consiste à équilibrer la pression hydrostatique et la poussée des terres au-devant du tunnelier (front de taille) par un confinement du matériau abattu et contenu dans la chambre d'abattage. La Figure I-7 illustre les principaux organes d'un tunnelier à pression de terre (EPBS pour « Earth Pressure Balanced Shield »). Les fonctions principales d'un tunnelier sont décrites ci-après.

L'excavation d'un terrain à l'aide d'un EPBS est régie principalement par trois paramètres, la vitesse de rotation de sa roue de coupe qui permet l'excavation du terrain, la vitesse de rotation de la vis d'extraction et la vitesse d'avancement du tunnelier (≈50mm.min^{-1}).

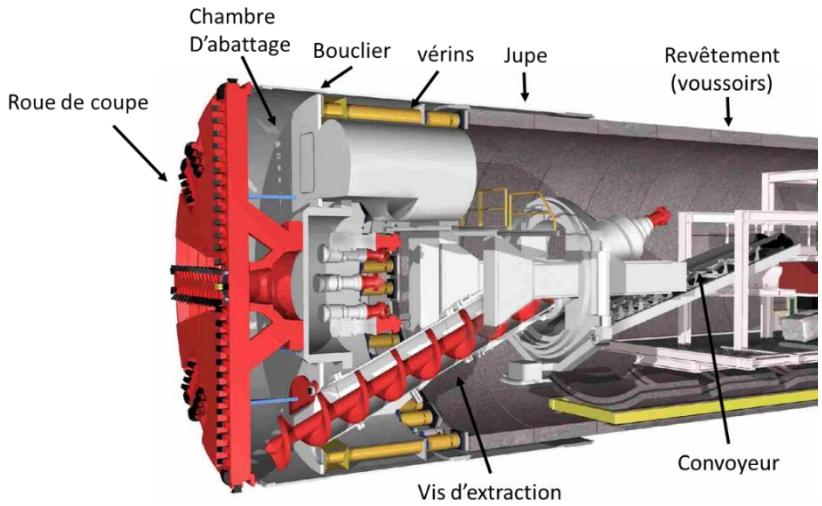


Figure I-7 - Schéma de principe d'un tunnelier à pression de terre (source : Herrenknecht AG).

I.2.1 Abattage du terrain

L'excavation du terrain commence par la mise en rotation de la roue de coupe (Figure I-7). Celle-ci, selon la nature du terrain, peut être équipée de différents types d'outils. Seront privilégiés les molettes dans les terrains dures et les dents ou couteaux pour les terrains meubles. Le sol excavé remplit alors la chambre d'abattage (Figure I-7) en passant au travers de la roue de coupe par l'intermédiaire d'ouvertures, de taille plus ou moins importante selon la cohésion du terrain et de sa dureté.

Afin de permettre au tunnelier de prendre des courbes et de réduire les frottements entre le terrain et le tunnelier, la roue de coupe peut être équipée d'outils de coupe situés sur sa périphérie. Ses outils rétractables entraînent alors une surcoupe du terrain et augmente la taille de la section excavée du terrain. Cette surcoupe permet également de limiter les frottements entre la jupe du tunnelier (Figure I-7) et le sol. La jupe du tunnelier qui permet d'assurer le soutènement immédiat et de protéger les hommes pendant la pose des voussoirs (Figure I-7) est de forme conique (1‰ sur le rayon) afin de limiter les frottements entre le bouclier et le sol, et par conséquent de réduire les risques de blocage du tunnelier. Toutefois, cette conicité de la jupe entraîne la présence d'un vide annulaire entre le sol et la jupe qui favorise les convergences du terrain, et donc qui est susceptible d'engendrer des déplacements du sol jusqu'à la surface. Dans certains projets où la limitation des déplacements autour du tunnelier est indispensable, des injections de boue bentonitique au travers de la jupe peuvent être mises en œuvre. Celles-ci permettent également de réduire les frottements le long du bouclier.

I.2.2 Confinement du front de taille

Dans le cas du mode de creusement à pression de terre, le confinement du front de taille est assuré par le terrain naturel excavé et contenu dans la chambre d'abattage. L'extraction de ce matériau de la chambre d'abattage se faisant de manière continue au moyen d'une vis d'extraction (Figure I-7), 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 la 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 si nécessaire avec l'ajout d'adjuvants (mousses, polymères).

I.2.3 Marinage des déblais

Durant l'avancement, le matériau contenu dans la chambre d'abattage est évacué à l'aide d'une vis d'Archimède (vis d'extraction) permettant d'assurer la décharge continue sans perte de pression au front. Cette vis, qui conditionne entre autres la vitesse maximale d'avancement du tunnelier, doit pouvoir fonctionner quel que soit le type de matériau par conséquent son diamètre ainsi que la puissance de ses moteurs doivent être dimensionnés en fonction de la nature du sol qui sera rencontré. Toutefois, des concasseurs et des adjuvants peuvent être ajoutés afin de fluidifier et d'homogénéiser le sol.

La vis d'extraction est un organe essentiel au maintien et au contrôle de la pression au front tout en permettant l'évacuation des déblais. Elle permet d'établir un gradient de pression entre la chambre d'abattage et l'extérieur du tunnelier qui se trouve sous pression atmosphérique. La longueur de la vis dépend donc de la pression maximale à dissiper. On estime dans des conditions moyennes un gradient hydraulique de l'ordre de 20 à 30 kPa pour chaque pas de vis lequel peut représenter 80% du diamètre de la vis (Demay, 2016).

Pour maintenir une pression constante au front de taille, un tunnelier à pression de terre doit travailler à « débit constant », par conséquent le débit de matériau excavé par la roue de coupe et entrant dans la chambre d'abattage doit être égal au débit du matériau en sortie de vis. Les déblais seront ensuite évacués vers l'extérieur par l'intermédiaire d'un convoyeur généralement à bande (Figure I-7).

I.2.4 Progression dans le terrain

Afin de maintenir la pression appliquée au front, un tunnelier avance dans le terrain telle une chenille, la tête du tunnelier (bouclier) prenant appui sur les voussoirs en béton préfabriqués par l'intermédiaire de vérins de poussée (Figure I-7). Ces vérins permettent aussi de faire avancer la machine et son train suiveur tout en maintenant la pression frontale pendant la phase d'excavation. La pose d'un nouvel anneau de voussoirs intervient lorsqu'une longueur de terrain égale à celle de l'anneau a été excavée (généralement entre 1 et 2 mètres).

I.2.5 Soutènement radial

Lors de la progression du tunnelier, le soutènement radial immédiat est réalisé par la présence du bouclier et de la jupe du tunnelier (Figure I-7). Un revêtement composé de voussoirs préfabriqués en béton armé ou fibré est mis en place à l'aide d'un érecteur à l'intérieur de la jupe. Ce revêtement mis en place est souvent considéré comme définitif. Ces anneaux de voussoirs sont posés, assemblés et boulonnés à l'abri de la jupe du tunnelier. Notons que les voussoirs ont une forme légèrement trapézoïdale (Figure I-8), permettant ainsi d'assurer les courbures du tunnel. Avec les outils de surcoupe et la conicité de la jupe, le diamètre d'excavation du tunnel est supérieur à celui des anneaux du tunnel. Par conséquence, cette différence crée un vide annulaire entre les voussoirs et le terrain qui est de l'ordre de 10 à 20 cm.

Afin de diminuer le déconfinement du sol et de limiter les tassements de surface, le vide annulaire est rempli et injecté avec du mortier de bourrage. Cette injection se fait le plus rapidement possible une fois le dernier anneau installé. L'injection peut se faire transversalement par l'intermédiaire de tubulures réservées dans la

jupe ou radialement par l'intermédiaire d'ouvertures dans les voussoirs. La qualité de cette injection de mortier de bourrage influe directement sur la maitrise des tassements de surface. Elle joue également un rôle important dans le blocage de l'anneau en limitant sa flottaison sous l'effet de la poussée d'Archimède et dans la redistribution des efforts radiaux repris par le revêtement.

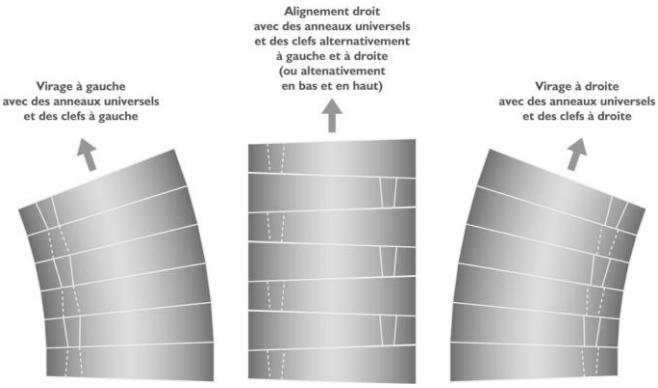


Figure I-8 - Principe des anneaux universels. [Saitta et Martin (2010)].

I.3 INTERACTION ENTRE LE SOL ET TUNNELIER

Dans le cas idéal, la réalisation d'un tunnel à l'aide d'un tunnelier à pression de terre consisterait à extraire un volume de matériaux égal à celui du tunnel, sans modifications des contraintes au front de taille, ni le long du bouclier, et avec l'installation immédiate de voussoirs parfaitement rigides et imperméables à l'arrière du tunnelier. En réalité l'excavation et la construction des tunnels engendrent des perturbations dans l'équilibre des terres au niveau du front de taille ainsi qu'un déconfinement autour du tunnel, avec une modification des contraintes et un déplacement du sol au niveau du vide annulaire qui peut se propager jusqu'à la surface. Ces tassements générés peuvent être plus ou moins importants. Ils sont étroitement liés à la nature du sol excavé, à la profondeur du tunnel et à la géométrie ainsi qu'aux paramètres de pilotage du tunnelier. En milieu urbain, ils peuvent affecter de manière significative la stabilité, et donc la sécurité, des constructions avoisinantes

On retrouve dans la littérature de nombreuses études effectuées en sol vierge qui analysent l'influence des différents paramètres et caractéristiques du sol sur les tassements de surface. (Peck 1969, Cording et Hansmire 1975, Attewell 1977). En outre l'excavation d'un tunnel ne génère pas uniquement des mouvements de sols verticaux, mais aussi des déplacements de sol horizontaux (Ollier 1997, Hashimoto et al., 2000, Oota et al., 2006).

I.3.1 Origine des pertes de volume et déplacements autour d'une section courante

Comme le montre la Figure I-9, le tunnelier vient perturber l'état du sol, entrainant ainsi des mouvements de sol. L'origine de ces déplacements peut être décomposée en différentes sources [Mair & Taylor (1997)] :

- L'ajustement de la pression de confinement au front taille (1) pour équilibrer la poussée des terres et la pression hydrostatique n'est jamais parfaite, elle doit être en permanence contrôlée et ajustée. Un défaut de pression frontale peut entraîner un mouvement d'extrusion du front de taille (pression frontale trop faible) ou bien un mouvement de refoulement (pression frontale trop élevée) ;
- Le passage du bouclier nécessite une légère sur-excavation pour limiter les frottements entre le sol et la jupe (2). Celle-ci dépend de la surcoupe de la roue de coupe et de la conicité de la jupe ;

- L'existence du vide annulaire situé entre le revêtement définitif (anneaux de voussoirs) et le sol nécessaire pour le passage de la jupe (3). Cependant, ce vide est généralement comblé rapidement après le passage de la jupe par injection de mortier de bourrage.
- La déformation des anneaux de voussoirs sous le poids des terres s'ils ne sont pas suffisamment rigides (4).
- La consolidation des sols fins principalement dans le cas des sols meubles et argileux. La dissipation progressive des pressions interstitielles peut ainsi engendrer des mouvements de sol avec le temps. Ainsi il convient de tenir compte que la réalisation du tunnel modifie l'état hydraulique du terrain ;
- Des mouvements de sol additionnels peuvent aussi être générés par les défauts de guidage du tunnelier (cabrage) ;

A l'exception des phénomènes de consolidation, les mouvements de sols générés vont généralement se traduire par l'apparition de tassements à la surface du sol dans un délai très bref avant et après le passage du tunnelier.

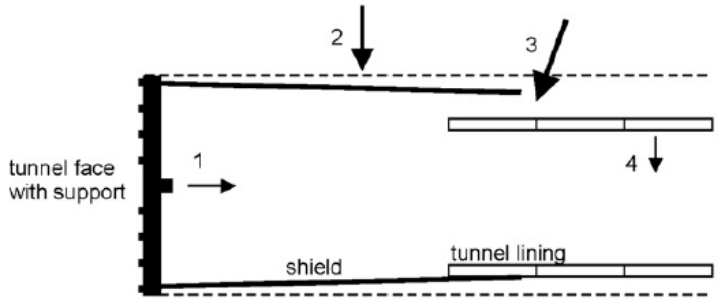


Figure I-9 - Sources de pertes de volume potentielles avec un tunnelier pressurisé (Mair & Taylor (1997), cité par Möller &Vermeer (2008)).

I.3.2 Tassements de surface

I.3.2.1 Profil longitudinal

Des observations réalisées sur site (Mair et al., [1993], Hwang et al., [1995], Bernat [1996], Ou et al., [1998], Hashimoto et al., [2000], Bowers & Moss [2006], Dias et al., [2013] …) mais aussi des essais en laboratoire (Nomoto et al. [1999], Doan [2007], Berthoz [2012],)) ont permis d'étudier les tassements de surface dans la direction longitudinale au cours du creusement. Ce profil de tassement longitudinal peut être divisé en trois parties. La première correspond au profil longitudinal situé à l'avant du front de taille, la seconde correspond au passage du bouclier, enfin la dernière se situe après le passage de la jupe. Logiquement, on remarque que le tassement est croissant avec l'avancement du tunnelier. En fonctions des caractéristiques mécaniques du sol mais aussi du type de tunnelier, de sa géométrie et de ses paramètres de pilotage, la répartition de ces tassements peut être différente (Kanayasu [1994], Bernat [1996], Berthoz [2012]). Dans le cadre d'essais sur modèle réduit de laboratoire, Doan (2007) a montré que la vitesse d'avancement du tunnelier avait peu d'influence sur les déplacements de surface.

A titre d'illustration, les Figure I-10 et Figure I-11 présentent des mesures effectuées sur deux chantiers creusés respectivement avec un tunnelier à pression de terre et à pression de boue. Ces figures donnent l'allure des profils de tassement de surface dans le plan vertical contenant l'axe du tunnel. A l'avant du tunnelier le ne sol semble que faiblement perturbé. Mais ces figures montrent un tassement important lors du passage du bouclier. Cette chute brutale permet de considérer le passage du tunnelier comme le point d'inflexion de cette courbe. La Figure I-11 montre l'importance de l'injection du vide annulaire avec du mortier de bourrage afin de limiter les déplacements verticaux dans la couverture du tunnel. Il s'en suit des mouvements du sol liés à sa consolidation qui peuvent être de durée plus ou moins longue selon ses propriétés. En effet, la construction d'un tunnel va modifier les conditions hydrogéologiques. Après la construction, les pressions interstitielles diminuent et un tassement lié à la consolidation des sols est

inévitable le temps que les charges hydrauliques retrouvent leurs équilibres. L'amplitude de tassement de cette consolidation peut être importante et durer plusieurs mois.

Bernat (1996) donne un ordre de grandeur des tassements de surface successifs à court terme générés par le passage du tunnelier à front pressurisé (donnés en % du tassement de surface total) :

- 10 à 20% au-devant du front,
- 40 à 50 % au passage du tunnelier,
- 30 à 40 % au passage de la jupe.

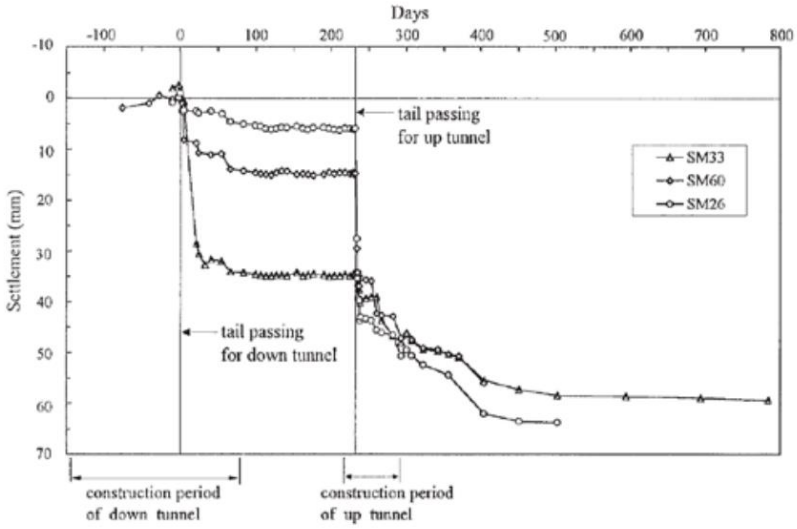


Figure I-10 - Relevés de tassement de surface dans la direction longitudinale par Ou et al., (1998)

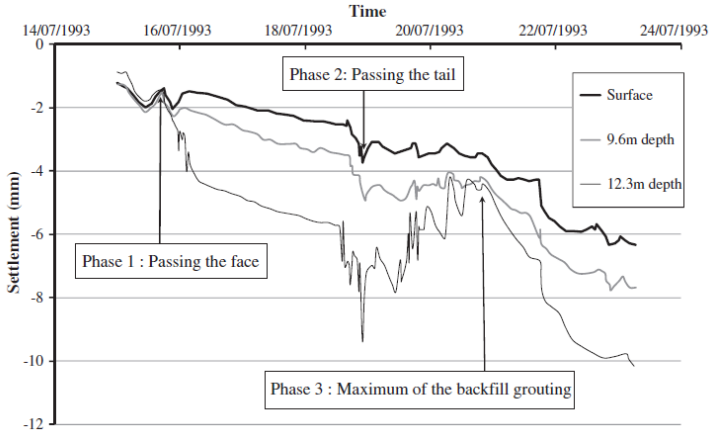


Figure I-11 - Relevés de tassement de surface dans la direction longitudinale par Dias et al., 2013,

En 1982, Attewell & Woodman ont proposé une formule empirique permettant d'évaluer les tassements de surface dans la direction longitudinale du tunnel. Cette formule a par la suite été reprise par Greenwood [2003], Wongsaroj et al., [2005], Nomoto et al. [1999] ainsi que Berthoz [2012]. Il s'agit d'une courbe de forme Gaussienne cumulée (Figure I-12) telle que :

$$S(x) = S_{max} \frac{1}{i_x \sqrt{2\pi}} \int_x^{+\infty} e^{\frac{-k^2}{2i_x^2}} d_k \qquad \textbf{Équation I-1}$$

Avec : x, la distance horizontale selon l'axe du tunnel par rapport au front de taille, S_{max} le tassement maximal observé en régime permanent et i_x le paramètre de longueur caractérisant le profil de tassement.

Pour x=0, il en résulte $S_V = 0.5S_{V.max}$. De plus, la courbe possède deux asymptotes :

- $x < +\infty$ (à l'avant du tunnelier) le tassement de surface tend vers 0
- $x > -\infty$ (à l'arrière du tunnelier) le tassement de surface tend vers $S_{V.max}$

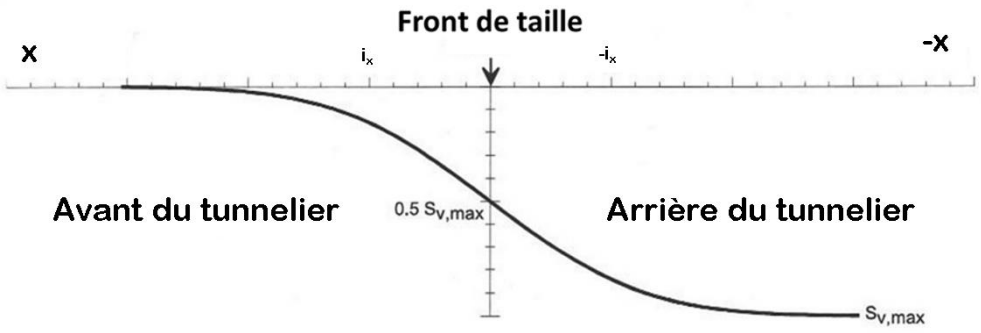


Figure I-12 – Profil longitudinal de la cuvette de tassement

Cette expression du profil longitudinal de tassement d'Attewell & Woodman a été proposée sur la base d'observations faites lors de la construction d'un tunnel réalisé en mode ouvert dans les argiles londoniennes : le « Jubilee line project ». Cette régression repose sur les travaux de Litwiniszyn [1956] et les observations et les données proposés par Peck [1969].

Afin de s'adapter à la spécificité du mode creusement à pression de terre et aux conditions du modèle réduit de l'ENTPE, Berthoz [2012] propose la formule adimensionnelle suivante pour décrire le profil longitudinal de la cuvette de tassement au dessus de l'axe du tunnel :

Pour y=0 $$S(X) = S_{-1D} \frac{1}{i_X\sqrt{2\pi}} \int_X^{+\infty} e^{\frac{-(k-\alpha)^2}{2i_X^2}} d_k$$ **Équation I-2**

Où :- X est la distance au bouclier (X>0 à l'avant du front) adimensionnalisée par le diamètre de la roue.

- α est un coefficient additionnel permettant de prendre en compte le fait que le tassement au passage du front de taille n'est pas toujours égal à la moitié du tassement maximal.
- i_X : paramètre de longueur caractérisant le profil de tassement, adimensionnalisé par le diamètre du bouclier.
- S_{-1D} : le modèle réduit de l'ENTPE ne modélisant pas les pertes de volume générées après le passage du bouclier (pose des voussoirs, remplissage du vide annulaire et déformation différée du revêtement), nous considérons comme tassement « final » le tassement à 1 diamètre après le passage de celui-ci.

I.3.2.2 Profil transversal

Dans un terrain vierge, l'avancement du tunnelier induit dans la direction transverse à l'axe du tunnel une cuvette de tassement à la surface du massif, en partie due aux pertes de volume décrites précédemment. La Figure I-13 donne une représentation schématique de la cuvette de tassement dans le cas d'un tunnel rectiligne, monotube et à profondeur constante Z_0. La flèche blanche sur la figure indique le sens d'avancement du tunnel.

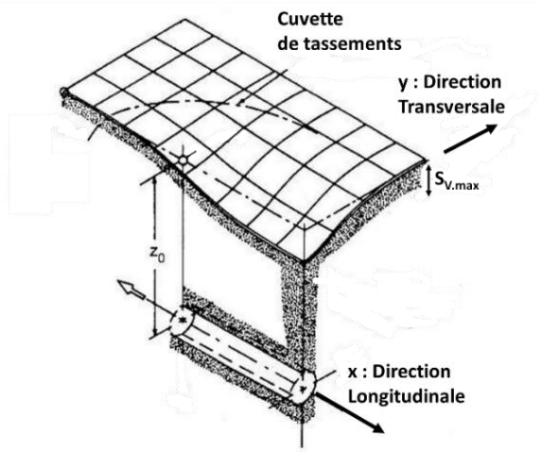


Figure I-13 - Cuvette de tassement en terrain vierge (Attewell et al.,1986)

Dans la direction transverse, diverses études (Clough et Schmidt [1981], O'Reilly et New [1982] et Mair et al., [1993]) ont montré que le creusement entraîne la formation d'une cuvette de tassement centrée sur l'axe de creusement et de forme gaussienne conformément aux formulations empiriques de Peck [1969]. L'expression analytique de cette cuvette de tassement est de la forme :

$$S(y) = S_{max} e^{(\frac{-y^2}{2i_y^2})}$$ **Équation I-3**

Avec S(y) le tassement vertical à l'abscisse y, y représente la distance au centre de la cuvette, S_{max} est le tassement maximal en surface au-dessus de l'axe du tunnel, enfin i_y est l'abscisse du point d'inflexion à partir du centre de la cuvette.

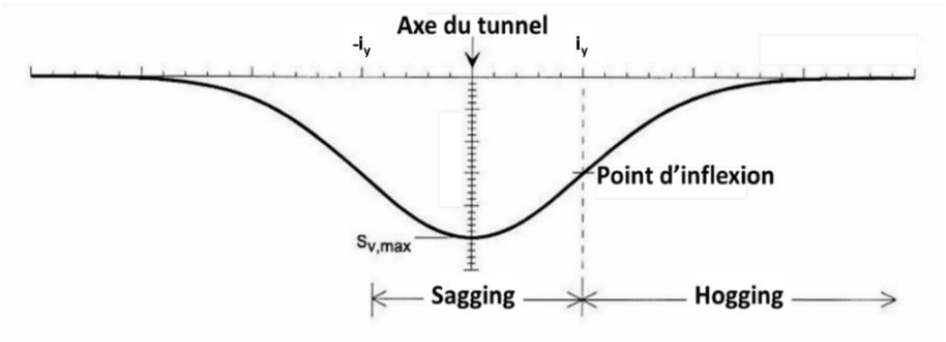


Figure I-14 - Cuvette de tassement transversale.

Dans cette formule proposée par Peck (1969), la difficulté réside dans le fait que i_y est le seul paramètre qui caractérise la situation, c'est-à-dire qu'il dépend de la nature du sol mais aussi de la profondeur et du diamètre du tunnel, voire des conditions de pilotage de la machine. Toute la difficulté est donc de définir « i_y ».

Grâce aux études expérimentales de laboratoire et aux observations sur sites, plusieurs auteurs ont proposé des expressions en fonction du type de sol, du diamètre du tunnel (D) et de sa profondeur (H). Un certain nombre de ces formulations du paramètre i_y sont données dans le Tableau I-2.

Auteurs	Nature du sol	Expression de i_y
Attewell [1977]	Argile $\boldsymbol{\alpha = 1}$ et $\boldsymbol{n = 1}$ Sable $\boldsymbol{\alpha = 1}$ et $\boldsymbol{n = 0.5}$	$\boldsymbol{i_y = 0.5\alpha H^n D^{1-n}}$
Clough & Schmidt [1981]	Argile	$\boldsymbol{i_y = 0.5 H^{0.8} D^{0.2}}$
O'Reilly [1982]	Sols granulaires	$\boldsymbol{i_y = 0.25H}$
Rankin [1987]	Estimation	$\boldsymbol{i_y = 0.5H}$
Chapeau [1991]	Sables	$\boldsymbol{i_y = 0.2H}$

Tableau I-2 – Exemple d'expression du point d'inflexion transversale iy

Sur la base d'essais en centrifugeuse et d'observations sur site, Mair et al., [1993] montrent que les déplacements verticaux à différentes profondeurs prennent la même forme de cuvette (Figure I-15). Cependant, il définit une nouvelle équation pour « i_y » :

$$i_y = k(Z_0 - z) \qquad \textbf{Équation I-4}$$

Avec k un paramètre dépendant de la nature du sol, Z_0 la profondeur de l'axe du tunnel et z la profondeur du plan horizontal étudié. Ils montrèrent aussi que le paramètre k varie en fonction de la profondeur (Figure I-16).

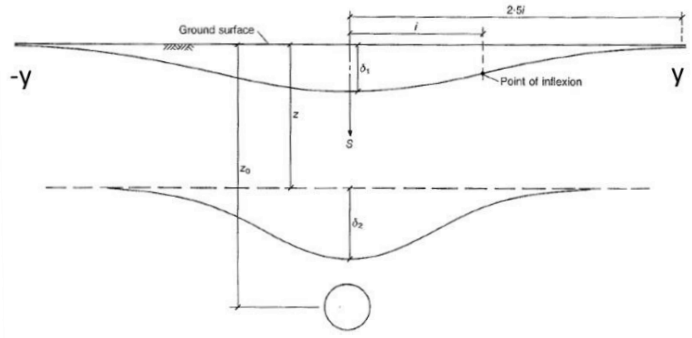


Figure I-15 - Cuvette de tassement en profondeur (Mair et al.,1993)

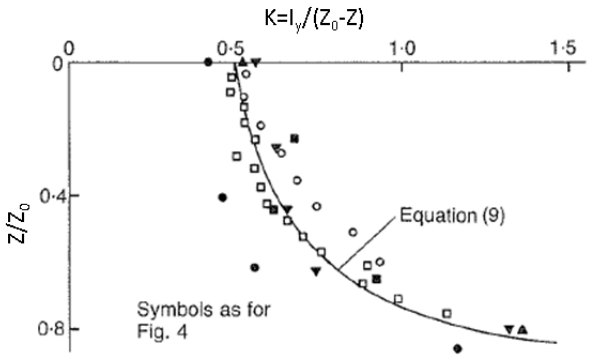


Figure I-16 -Variation de K en fonction de la profondeur au-dessus d'un tunnel dans l'argile (Mair et al.,1993)

D'après les observations et les études réalisées, il semblerait confirmé que le paramètre « i_y » dépende majoritairement des caractéristiques du terrain et de la géométrie du projet. Les paramètres de pilotage définis dans le paragraphe I.3.1 influenceraient directement la valeur de $S_{max.}$

I.3.3 Pertes de volume

Grâce aux expressions semi-empiriques des tassements de surface dans les directions longitudinales et transversales présentées aux deux paragraphes précédents, on peut exprimer le tassement S en tout point de la surface du massif de la manière suivante :

$$S(X,Y) = \left(S_{-1D} \cdot \frac{1}{I_X . \sqrt{2\pi}} . \int_X^{+\infty} e^{\frac{-(k-\alpha)^2}{2.I_X^2}} .dk \right) . e^{\frac{-y^2}{2.I_Y^2}}$$ **Équation I-5**

On peut déterminer l'expression du volume de la cuvette de tassement générée en intégrant S sur *X* et *Y* pour Y= [-∞ ; +∞] (i.e. dans toute la direction transverse) et X= [β ; +∞] (volume de la cuvette comprise entre une distance β et l'infini à l'avant du front de taille).

$$V_{a\dim}(\beta) = \int_{Y=-\infty}^{+\infty} \int_{X=\beta}^{+\infty} \left(\frac{U_{-1D}}{D} \left(. \frac{1}{I_X . \sqrt{2\pi}} . \int_X^{+\infty} e^{\frac{-(X_1-\alpha)^2}{2.I_X^2}} .dX_1 \right) . e^{\frac{-Y^2}{2.I_Y^2}} \right) .dX .dY$$ **Équation I-6**

Notons que le tassement S est ici adimensionnalisé, en le divisant par le diamètre D du bouclier, afin de rendre le volume obtenu adimensionnel. Pour déterminer, le volume réel de la cuvette de tassement (en m^3 ou en litres), il est nécessaire de multiplier V_{adim} par D^3.

On nommera alors « perte de volume (V_L) », exprimé en %, le rapport entre le volume de la cuvette de tassement en surface (V_s) et le volume du tunnel (V_T) (Figure I-17).

$$V_L = \frac{V_s}{V_T}$$ **Équation I-7**

Différentes approches peuvent être considérées pour évaluer la contribution des points décrits dans le paragraphe I.3.1 sur la perte de volume. Néanmoins, les points 1 à 3 sont largement dépendant du pilotage de la machine et sont difficilement évaluables au préalable du creusement. Lors des études de conception d'un tunnel, la perte de volume est un paramètre important en particulier pour déterminer la zone d'influence géotechnique (ZIG) du projet et évaluer l'impact du creusement sur les ouvrages avoisinants. Sa valeur est choisie en fonction du type de tunnelier, de sa technologie et du retour d'expérience acquise dans des conditions géotechniques similaires. Alors que l'ordre de grandeur de la perte de volume pour un tunnel creusé en traditionnel est de l'ordre de 1.5%, celui d'un tunnel creusé à l'aide d'un confinement à pression de terre peut descendre à 0.7% voire 0.5% avec un confinement à pression de boue bien maitrisé.

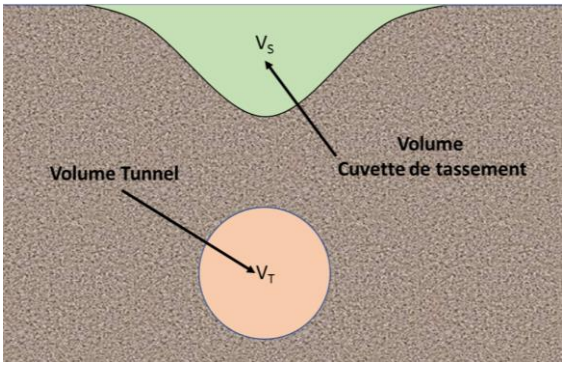


Figure I-17 – Représentation schématique de la section transversale d'un tunnel et de la cuvette de tassement associée

Considérant une section transverse à l'axe du tunnel (Figure I-14 et Figure I-17), il est possible de relier le volume V_s de la cuvette de tassement de surface par unité de longueur au tassement maximal (S_{max}) et au paramètre i_y du profil Gaussien de cette cuvette. Ainsi :

$$V_s = \int_{-\infty}^{\infty} S_{max} e^{\left(\frac{-y^2}{2i_y^2}\right)} d_y = \sqrt{2\pi} i_y S_{max} \qquad \textbf{Équation I-8}$$

Si l'on néglige les effets de dilatance et de contractance du sol autour du tunnel et dans la couverture, le volume de sol convergeant vers le centre du tunnel doit être égal aux pertes de volume Vs par unité de longueur.

Si D est le diamètre du tunnel, on peut alors écrire la perte de volume en pourcentage sous la forme suivante :

$$V_L = \frac{V_s}{\pi \frac{D^2}{4}} \qquad \textbf{Équation I-9}$$

On peut alors estimer le tassement vertical en fonction de la perte de volume dans la section transverse :

$$S(y) = \sqrt{\frac{\pi}{2}} \frac{V_L D^2}{4 i_y} e^{-\frac{y^2}{2i_y^2}} \qquad \textbf{Équation I-10}$$

Pour une perte de volume donnée, la forme de la cuvette de tassement et le tassement maximal dépendent uniquement de l'abscisse du point d'inflexion i_y. Ce paramètre permet de définir la partie convexe (sagging) et la partie concave (hogging) de la courbe. Cette distinction sera très importante pour l'évaluation des dommages sur les structures avoisinantes.

I.3.4 Déplacements horizontaux autour du tunnelier

Incontestablement, lors du creusement d'un tunnel, des perturbations dans le sol sont générées plus ou moins loin de l'ouvrage en fonction des caractéristiques du terrain et des conditions de pilotage de la machine. En plus des déplacements verticaux décrits précédemment, on note aussi l'apparition de déplacements horizontaux dans les directions transverse et longitudinale de l'ouvrage. Sur chantier, des relevés avec des mesures à l'aide d'inclinomètres permettent d'identifier ces déplacements. Ces derniers dépendent de la position du tunnelier, des conditions géologiques et de la profondeur du tunnel (Mair et O'Reilly [1981], Adachi et al., [1985]).

Lors de la construction du métro (TBM à pression de boue) de Toulouse dans de la molasse et à Lyon dans des couches alternées d'argile et de sables et limons, des sections ont été équipées d'inclinomètres de chaque côté du tunnel permettant de mesurer les déplacements horizontaux transverses au cours de la progression du tunnelier (Figure I-18). Ces mesures inclinométriques montrent de très faibles déplacements horizontaux du sol dès lors que l'on se situe en dessous du radier du tunnel. En revanche, les déplacements horizontaux apparaissent significatifs à la profondeur du tunnel, voire dans l'épaisseur de couverture au-dessus du tunnel (cas du chantier de Lyon). De plus, ces déplacements horizontaux transverses évoluent en fonction de de l'avancement du tunnelier.

Dans le cas du chantier de Lyon (Figure I-18a), on note que le terrain situé au niveau de l'axe du tunnel est refoulé radialement quand dans le même temps le terrain situé dans la couverture au-dessus du tunnel a tendance à converger vers le centre de la cuvette. On note une amplification des amplitudes des phénomènes observés avec l'avancement du tunnelier et une légère relaxation une fois l'injection du vide annulaire effectuée.

Concernant le cas de la ligne B du métro de Toulouse (Vanoudheusden [2006]), le sol a montré un mouvement de type convergence vers le tunnel (Figure I-18b). La valeur de convergence maximum a été

mesurée légèrement au-dessus du niveau de l'axe du tunnel. Le mouvement de convergence commence 5 m après le passage du front de taille (roue de coupe du tunnelier) et évolue avec le temps jusqu'à 15 jours après le passage du tunnelier. Cette convergence du terrain a été reliée au caractère fortement surconsolidé du sol. On note aussi que dans des sols plus lâches tels que la molasse, l'excavation du tunnel génère peu, voire pas, de déplacements de sol horizontaux dans la couche de couverture située au-dessus du tunnel.

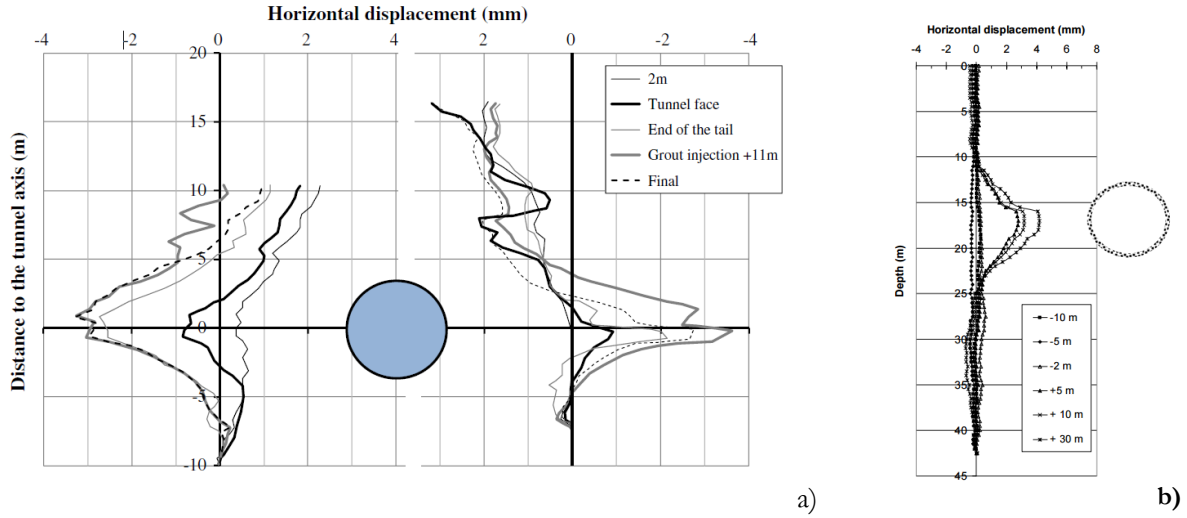


Figure I-18 - Déplacements horizontaux dans une section transversale, (a) chantier du métro de Lyon d'après Ollier (1997) – (b) chantier du métro de Toulouse d'après Vanoudheusden (2006).

Chapeau *et al., (*1991) et Ollier (1997) ont effectué des mesures inclinométriques sur le chantier du métro de Lyon afin d'analyser les déplacements horizontaux longitudinaux du sol de part et d'autre du tunnel en fonction de l'état d'avancement du front (Figure I-19).

- « Loin » du tunnelier (X>2D), seulement de faibles déformations sont observées à la surface et le sol est « poussé » vers l'avant au niveau de l'axe du tunnel
- Lors du passage du tunnelier, de par la pression de confinement, le sol situé au niveau du tunnel est nettement entrainé vers l'avant du tunnelier. En revanche à la surface du sol, celui-ci a tendance à avoir un mouvement vers l'arrière.
- Lors du passage du tunnelier, au niveau du front de taille, ces mouvements de sol sont amplifiés. En revanche, on note que le sol au niveau du radier est pour ainsi dire non impacté.

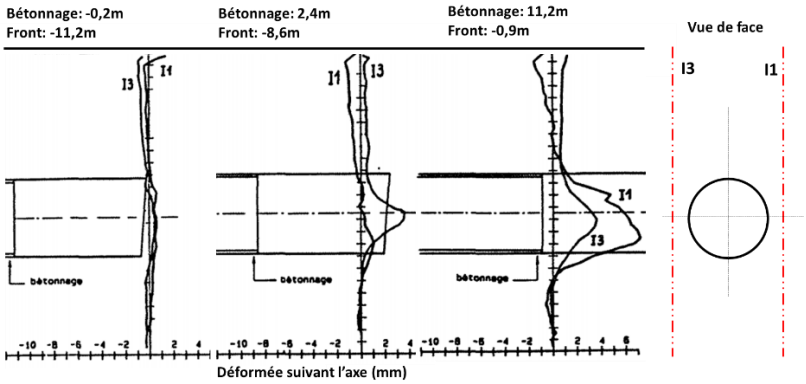


Figure I-19 - Evolution des déplacements horizontaux dans une section longitudinale, métro de Lyon (Chapeau *et al.,*1991).

I.3.5 Etat des contraintes autour du tunnelier

I.3.5.1 Pression frontale

La pression frontale ou pression de confinement est un élément important pour contrôler les mouvements de sol autour du front de taille et par conséquent l'amplitude des tassements de surface. Dans un tunnelier à pression de terre, cette pression frontale est maintenue grâce au matériau excavé contenu dans la chambre d'abattage. Cette pression de confinement est mesurée et suivie en temps réel grâce à des capteurs situés sur la paroi de la chambre d'abattage

A partir des mesures sur le chantier des « Taipei's Rapide Transit Tunnels », Chang *et al.,* (2000) ont montré que l'augmentation de la pression dans la chambre d'abattage d'un tunnelier à pression de terre permet de réduire l'amplitude des tassements de surface. Berthoz (2012), à partir d'essais sur modèle réduit de tunnelier et de retours d'expériences de chantiers, a montré que le rapport entre la pression de soutènement appliquée sur le front de taille par le tunnelier et les pressions mesurées sur les parois de la chambre d'abattage était directement fonction du taux d'ouverture de la roue de coupe.

A Bangkok, des relevés effectués par Suwansawat et Einstein (2006) dans le cas du projet de MRTA réalisé par un tunnelier à pression de terre ont confirmé que l'augmentation de la pression de confinement diminue le tassement de surface. Pour de fortes valeurs de pression frontale, des soulèvements de la surface ont même pu être observés.

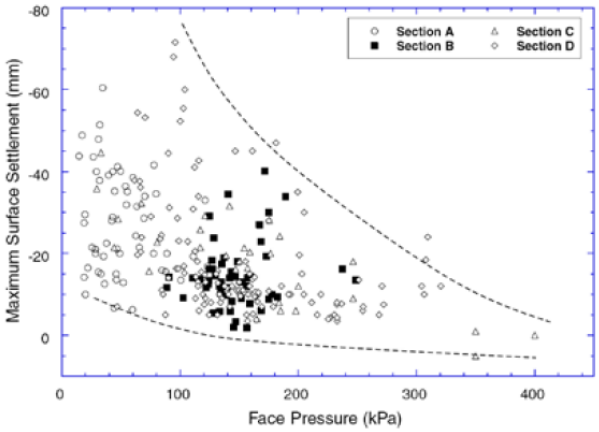


Figure I-20 - Relation entre le tassement maximum de surface après le passage du tunnelier et la pression de confinement observée lors du projet MRTA à Bangkok (Suwansawat et Einstein, 2006).

Lee *et al.,* (2000) propose une représentation de la pression régnante dans la chambre d'abattage normalisée par la pression initiale. Ce coefficient est nommé EPR

$$EPR = \frac{P_{Chambre}}{P_0}$$

- $P_{chambre}$: la pression de confinement mesurée dans la chambre d'abattage,
- P_0 : la pression horizontale des terres au repos au niveau de l'axe du tunnel.

La Figure II-21 montre les tassements et soulèvements de la surface du sol en fonction du coefficient normalisé EPR. Ces données sont issues de la construction de la ligne 2 du métro de Shanghai. On note des soulèvements pour un EPR > 1.05 et un tassement pour EPR<0.95. Ces mesures montrent l'importance du contrôle de la pression frontale et de la pression du matériau dans la chambre d'abattage pour limiter les perturbations et les mouvements de sol.

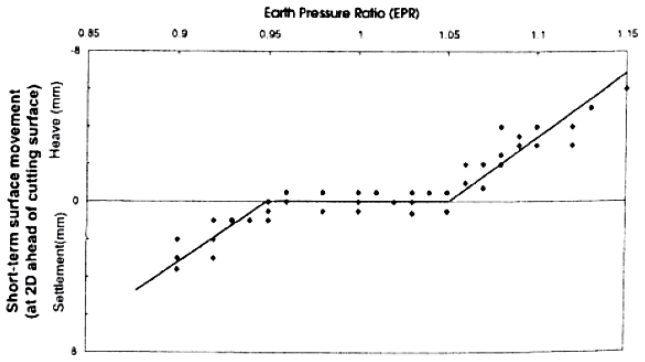


Figure I-21 - Relation entre le tassement de surface et le coefficient EPR, ligne 2 du métro de Shanghai (Lee et al.,2000).

I.3.5.2 Effets de voûte

Lors de l'excavation du tunnel, la convergence du sol au niveau du tunnel se diffuse jusqu'à la surface du sol avec parfois un retard dans le temps et un amortissement de l'amplitude en fonction des conditions géotechniques. Ce phénomène est sensible à la hauteur de la couverture. Pantet (1991) note que la vitesse de propagation des déformations dans la couverture est quasi constante pour un même type de sol. De par l'amortissement de ce phénomène et pour une faible couverture, des ruptures par bloc de celle-ci peuvent survenir en cas d'un mauvais pilotage du tunnelier (Chapeau [1991])

Dans le cas d'une section courante de tunnel creusé dans un massif granulaire, Cording [1977] (Figure I-22) et Chapeau [1991] (Figure I-23) montrent la formation de zones de compression situées aux oreilles du tunnel et d'une zone de décompression situées au-dessus du tunnel. Cette redistribution des contraintes induites par les mouvements de sol se produisant autour du tunnel illustre la présence d'un effet de voûte transverse se produisant autour d'une section courante. La hauteur de la zone de sol décompressée au-dessus du tunnel est, selon ces auteurs, variable. Elle peut dépendre à la fois des paramètres géométriques (rapport C/D), des caractéristiques du terrain et des conditions de creusement (taux de déconfinement au front de taille).

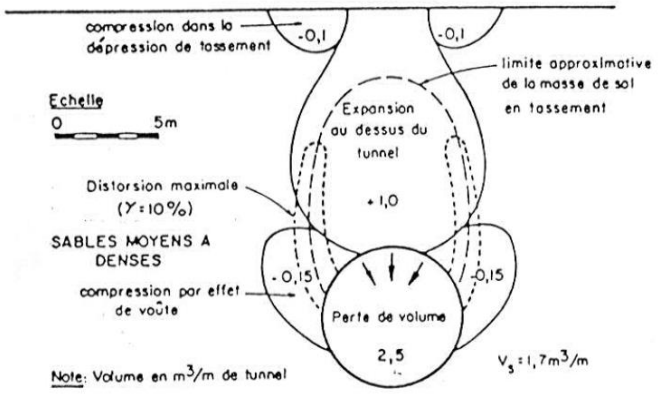


Figure I-22 - Répartition des variations de volume dans une section courante de tunnel lors de son creusement à l'aide d'un TBM (Cording, 1977).

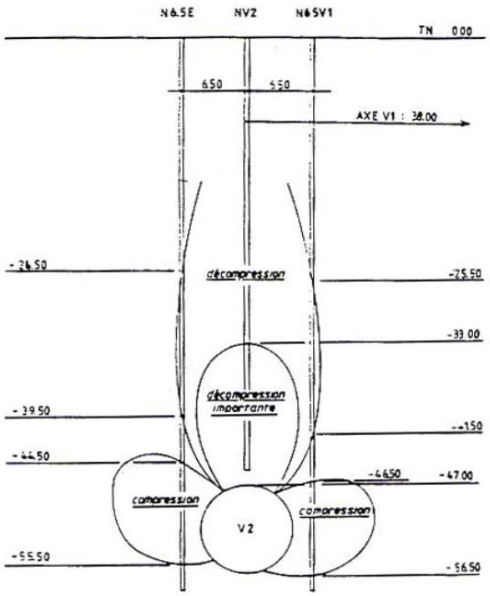


Figure I-23 - Etat des contraintes autour du tunnel déduit des mesures de déformation – Tunnel TGV de Villejust (Chapeau, 1991)

Ces effets de voûte et les cinématiques associées ont été étudiés par différents auteurs, en particulier dans le cadre de modélisations physiques (Jancsecz et Steiner, 1994 ; Anagnostou et Kovari, 1996 ; Broere, 2001 ; Lee et al.,2006 ; Anagnostou, 2012, Berthoz, 2012). Quant à l'effet de voûte longitudinal, il ne peut être décelé qu'à l'aide de modélisations 3D (Nomoto *et al.,*1999 ; Berthoz, 2012)

Ainsi à l'aide d'une batterie de capteurs de contraintes, Chen et al., [2013] ont mis en évidence sur leur modèle réduit 3D l'apparition et le développement d'arcs de voûte longitudinaux et transversaux en fonction du déconfinement du front de taille, ceci dans le cas d'un sol frottant. La Figure I-24 montre en fonction du déconfinement du front, l'évolution des rapports de contraintes $\lambda_h = {\sigma_h}/{\sigma_{h0}}$ et $\lambda_v = {\sigma_v}/{\sigma_{v0}}$ avec σ_{h0} et σ_{v0} les contraintes horizontales et verticales des terres au repos (contraintes initiales).

Cet effet de voûte, et plus particulièrement l'existence d'une zone de sol dans laquelle la contrainte verticale est inférieure au poids des terres, s'explique à l'échelle macroscopique par l'existence de déformations locales liées au creusement, entraînant l'apparition de contraintes de cisaillement à l'intérieur du massif, d'où une rotation des axes principaux de contrainte et le report du poids des terres de part et d'autre du tunnelier (Berthoz, [2012]).

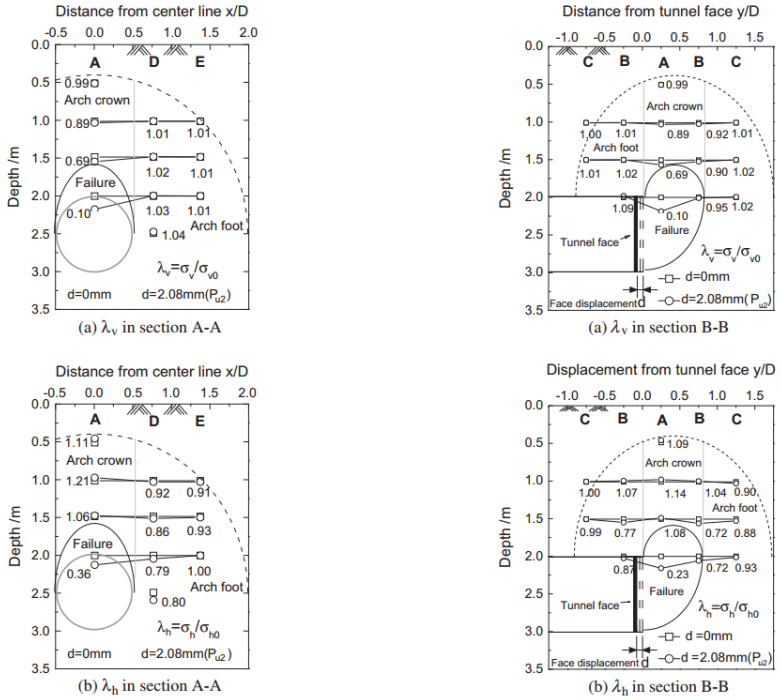


Figure I-24 - Mise en évidence des effets de voûte longitudinaux et transversaux sur modèle physique (cas d'un sol frottant, C/D=3) (Chen et al.,2013)

I.4 MODELISATION PHYSIQUE DU CREUSEMENT DES TUNNELS

I.4.1 Principes, intérêts et limites de la modélisation physique

Malgré les avancées des codes numériques et l'amélioration constante de la puissance de calcul des ordinateurs, les recherches dans le domaine de l'ingénierie géotechnique reposent encore indéniablement sur la modélisation physique pour améliorer la compréhension des phénomènes mis en jeu. Dans le domaine des travaux souterrains en particulier, de nombreux dispositifs expérimentaux ont été développés pour étudier les mécanismes associés au creusement des tunnels.

Avec la prise en compte des lois de similitudes, les modèles réduits physiques assurent la possibilité de mesurer et d'observer des phénomènes à l'échelle de la maquette transposable aux ouvrages en grandeurs réelles. Les modèles réduits physiques ont l'avantage d'être souvent moins onéreux que des essais grandeur réelle, de garantir des conditions d'essais bien maitrisées et de faciliter les études paramétriques. Ainsi ils sont un outil précieux pour le développement, la calibration et la validation des modèles théoriques. Il existe deux grandes familles de modèles réduits expérimentaux : les modèles sous gravité « 1g » et les modèles centrifugés (1/n).

Les essais sous gravité permettent de réaliser des études avec des dispositifs complexes dans un environnement contrôlé et calibré. La taille et la facilité toute relative de la mise en œuvre des essais permettent de réaliser des études paramétriques à moindres coûts. Cependant les modèles réduits sous gravité présentent l'inconvénient majeur de ne pas reproduire l'état de contraintes correspondant à l'ouvrage réel. Malgré cet inconvénient, ils restent plus économiques que des essais en centrifugeuse ou sur site. Dans le domaine des travaux souterrains, les modèles '1g' rapportés dans la littérature restent rares.

Le recours à la centrifugation des modèles permet de pallier le problème de la reproduction de l'état des contraintes en dissociant l'état de contrainte imposé de la taille du modèle. Les premières centrifugeuses ont été développées dès les années 30 par Bucky (1931) et Pokrovskii & Fyodorov (1936). De nombreux auteurs, rapportés par Meguid et al. (2008), les ont ensuite utilisées dans le domaine des tunnels à partir des années 70 (Cairncross, 1973 ; Orr, 1976 ; Potts, 1977 ; Mair, 1979 ; Seneviratne, 1979 ; Chambon, 1991 ; Bolton et

al.,1994 ; Yoshimura et al.,1994 ; Nomoto et al.,1999 ; etc.). La majorité du parc de centrifugeuses existant est composé de dispositifs à poutre équipés d'une nacelle pivotante mais quelques centrifugeuses à tambour sont également en service dans les universités de Cambridge, Perth, Iroshima et à l'ETH Zurich (Garnier, 2001).

Avec la possibilité de simuler un état de contraintes semblable à celui du prototype et avec les avantages apportés par la mise en œuvre d'un modèle réduit, la centrifugation des modèles n'est pas sans inconvénients. Taylor (1995) met en évidence certaines limites de ces modèles comme les effets d'échelles liés à la taille des grains lors de la réalisation de petits modèles, ou le fait que l'homogénéité des contraintes ne soit pas parfaite dans les massifs reconstitués de par le gradient de force centrifuge régnant dans la largeur du massif reconstitué.

Dans le cas de problèmes d'interaction sol – structure, que ce soit pour les modèles « 1g » ou centrifugés, une attention particulière doit être apportée au choix des matériaux modèles. Ceux-ci doivent être choisis de manière à respecter les lois de similitude indispensables à une transposition des résultats observés à l'échelle du modèle réduit au chantier. Des détails sur les facteurs d'échelle à respecter ainsi que sur les différents essais de laboratoire nécessaires à une bonne caractérisation du sol modèle pourront notamment être trouvés dans Doan (2007). De même, les principes de base des lois de similitude sont rappelés au paragraphe I.4.2. Notons que le recours à des matériaux non naturels pour modéliser le sol comme sur le modèle réduit de l'Université de Tongji peut générer des phénomènes propres à ces matériaux (viscosité par exemple), et qu'à ce titre, la campagne de caractérisation de ces matériaux doit être considérée comme primordiale pour garantir la pertinence de l'étude.

I.4.2 Conditions de similitude déduites des équations générales de la mécanique

Les essais sur modèles réduits visent à reproduire à l'échelle de la maquette (laboratoire) les mêmes phénomènes physiques que ceux observés en grandeur réelle (chantier). L'étude théorique des conditions de similitude a débuté dès la fin du XIXème siècle avec notamment le théorème de Vaschy Buckingham (Garnier, 2001). De nombreux auteurs se sont ensuite consacrés à leur application à la mécanique des sols. On peut notamment citer les travaux de Rocha (1955), Langhaar (1951), Pokrovskii & Fyodorov (1975), Mandel (1962) et Kerisel (1972), cités par Garnier (2001). Leur application au cas des essais sur modèle réduit de tunnelier à pression de terre de l'ENTPE a été largement détaillée par Doan (2007) et Berthoz (2012).

Pour établir ces lois de similitude, il est nécessaire de considérer deux échelles pour toute grandeur physique du problème (notée U) : celle du prototype en vraie grandeur (notée U_p) et celle du modèle réduit (notée U_m). On considère alors le facteur d'échelle introduit par Mandel (1962) tel que $U^* = U_m / U_p$.

Dans le cas d'un problème classique de mécanique des sols, on notera donc :

L^* : le facteur d'échelle des longueurs,	T^* : le facteur d'échelle des temps,
σ^* : le facteur d'échelle des contraintes,	ξ^*: le facteur d'échelle des déplacements,
ρ^*: le facteur d'échelle des masses volumiques,	c^* : le facteur d'échelle des cohésions,
g^* : le facteur d'échelle des gravités	φ^* : le facteur d'échelle des angles de frottement.

Si l'on prend l'exemple des équations indéfinies de la dynamique, celles-ci doivent être vérifiées pour le prototype (p) et le modèle réduit (m). On peut donc écrire :

$$\sum_{j=1}^{3} \frac{\partial \sigma_{ij(p)}}{\partial x_{j(p)}} + \rho_{(p)} . g_{i(p)} = \rho_{(p)} . \frac{d^2 \xi_{i(p)}}{dt_{(p)}^2} \qquad \textbf{Équation I-11}$$

$$\sum_{j=1}^{3} \frac{\partial \sigma_{ij(m)}}{\partial x_{j(m)}} + \rho_{(m)}.g_{i(m)} = \rho_{(m)}.\frac{d^2\xi_{i(m)}}{dt_{(m)}^2}$$ **Équation I-12**

Où : x_j représentent les coordonnées du point considéré (assimilable à une longueur),

ξ_i : les composantes des déplacements,

σ_{ij} : les composantes du tenseur des contraintes,

g_i : les composantes du champ des actions à distance (champ de gravité dans notre cas)

ρ : la masse volumique du matériau,

t : le temps.

En exprimant chaque variable du prototype comme le rapport de la variable sur modèle par le facteur d'échelle adimensionnel correspondant, l'Équation I-12 devient :

$$\sum_{j=1}^{3} \frac{\partial \sigma_{ij(m)}}{\partial x_{j(m)}} + \frac{\sigma^*}{L^*.\rho^*.g^*}.\rho_{(m)}.g_{i(m)} = \frac{\sigma^*.T^{*2}}{L^*.\rho^*.\xi^*}.\rho_{(m)}.\frac{d^2\xi_{i(m)}}{dt_{(m)}^2}$$ **Équation I-13**

La nécessaire égalité des équations de la dynamique permet alors d'en déduire deux relations entre facteurs d'échelle :

$$\frac{\sigma^*}{L^*.\rho^*.g^*} = 1$$ **Équation I-14**

$$\frac{\sigma^*.T^{*2}}{L^*.\rho^*.\xi^*} = 1$$ **Équation I-15**

Ces relations sont équivalentes à :

$$\frac{\sigma^*}{L^*} = \rho^*.g^*$$ **Équation I-16**

$$g^*.T^{*2} = \xi^*$$ **Équation I-17**

Dans le cas des problèmes quasi statiques, seule l'Équation I-16 doit être considérée et vérifiée. Dans le cas des problèmes dynamiques, les équations I-16 et I-17 sont à satisfaire.

Le même type de raisonnement doit être appliqué aux autres lois de la mécanique régissant le problème considéré. Ainsi, l'équation de conservation de la masse donnera l' Équation I-18.

$$L^* = \xi^*$$ **Équation I-18**

Cette relation impose que les échelles des longueurs et celles des déplacements soient égales (similitude simple). Cette condition conduit à l'égalité des déformations observées sur le modèle et sur le prototype ($\varepsilon^*=1$). Cette condition doit en particulier être satisfaite chaque fois que les déplacements ne peuvent être considérés comme négligeables devant les dimensions (Mandel, 1962), ce qui est généralement le cas lorsque la structure est sollicitée en grandes déformations.

Dans le cas des essais sur modèles réduits sous gravité, on aura donc : L*=1/n, g*=1, σ*= L*=1/n où 1/n représente le rapport d'échelle des longueurs entre le modèle et le prototype.

Pour les essais sur modèle réduit en centrifugeuse, l'équation I-16 donne : L*=1/n, g*=n, σ*= 1 où n représente le rapport entre l'accélération centripète du modèle centrifugé et l'accélération gravitaire.

I.4.3 Conditions de similitude déduites des lois de comportement

Il convient néanmoins de noter que le respect des lois de similitude ne permet de s'affranchir ni de l'effet d'échelle (fait que les phénomènes soient différents en fonction de l'échelle du modèle), ni des effets de bords (pouvant être importants sur les modèles de faible dimension). Toutefois pour s'en rapprocher le plus possible, un certain nombre de lois de comportement du matériau doivent être prise en compte. Ainsi en appliquant le principe de similitudes aux lois de comportement du matériau, nous serons en mesure d'avoir un comportement « similaire » entre le matériau prototype et le matériau modèle. La question de la similitude du comportement du matériau est une clef pour la bonne réalisation et exploitation d'une étude expérimentale. Dans le cadre du modèle réduit de tunnelier à pression de terre de l'ENTPE, ce travail de recherche et d'identification du matériau modèle a été effectué en amont de cette thèse notamment lors de du Projet National Eupalinos (1998 – 2002), et dont ce paragraphe est inspiré.

Dans le cas d'un comportement élastique linéaire isotrope, la relation liant les déformations aux contraintes est de la forme (loi de Hooke) :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{-\nu}{E}\sigma_{kk}\delta_{ij} + \frac{1+\nu}{E}\sigma_{ij} \qquad \forall(i,j)\ \varepsilon\ \{1,2,3\}^2 \qquad \textbf{Équation I-19}$$

- σ_{ij} et ε_{ij}: composantes des tenseurs de contraintes et de déformations exprimées dans le même repère orthonormé fixe
- δ_{ij} : opérateur de Kronecker
- ν : coefficient de poisson
- E : module d'élasticité linéaire (module d'Young)

Le coefficient de Poisson étant un paramètre adimensionnel, on en déduit que $\nu^*=1$.

La relation $L^* = \xi^*$ déduite de l'équation de conservation de la masse nous impose $\varepsilon^* = 1$.

L'Équation I-19 conduit donc à la relation : $E^* = \sigma^*$

Travaillant sous gravité normale « 1g », on obtient $E^* = \sigma^* = L^*$. Cette relation implique que les matériaux utilisés sur modèle réduit (le sol modèle en particulier) doivent présenter un module d'Young égal à L* fois celui du prototype.

Les sols ne présentent un comportement élastique linéaire que dans le domaine des très petites déformations (généralement $\varepsilon \leq 10^{-5}$). Au-delà, et avant plastification, le comportement des sols est parfois assimilé à un comportement élastique non linéaire dans lequel le module de déformation élastique évolue proportionnellement à la puissance de la contrainte moyenne appliquée. La relation entre module et contrainte peut alors s'écrire sous la forme :

$$E = E_{ref} \cdot \left(\frac{\sigma_{moy}}{p_{ref}} \right)^m \qquad \textbf{Équation I-20}$$

Les termes de cette équation sont généralement déterminés à partir d'essais triaxiaux de compression. Du fait de la forte variation du module d'élasticité non linéaire E avec le taux de déformation, on définit généralement le module E comme un module tangent à la courbe contrainte – déformation pour un taux de déformation donné. Dans ce cas :

- σ_{moy} représente la contrainte moyenne régnant dans l'échantillon lors de la mesure de E,
- E_{ref} représente la valeur du module E à la pression de référence p_{ref} ,
- m est un facteur puissance compris généralement entre 0.5 et 1 et qui tend à croître avec le taux de déformation

Dans le cas d'essais « 1g » menée dans le domaine élastique, on sait que l'Équation I-19 impose : $E^* = \sigma^* = L^*$. Pour que cette relation soit vérifiée dans le cas du comportement élastique non linéaire décrit ci-dessus, il faut alors satisfaire les relations suivantes :

$$E_{ref\,(M)} = E_{ref\,(P)}.E^*$$

$$p_{ref\,(M)} = p_{ref\,(P)}.E^*$$

Dans le cas d'essais triaxiaux de compression réalisés à des pressions de confinement pour le modèle et le prototype vérifiant la condition $\sigma_{3(M)} = \sigma_{3(P)}.\sigma^*$, les relations ci-dessus supposent alors que la courbe (déviateurs des contraintes – déformations) du matériau modèle se déduit de celle du prototype dans le domaine élastique par une affinité de rapport E^* selon l'axe vertical des déviateurs de contraintes (Figure I-25a). Pour des essais triaxiaux de compression qui seraient réalisés à la même pression de confinement ($\sigma_{3(M)} = \sigma_{3(P)}$), la courbe contraintes - déformation du matériau modèle devrait pour sa part se déduire de celle du prototype par une affinité de rapport $E^{*(1-n)}$ selon l'axe des déviateurs (Figure I-25). Cette condition qui concerne le comportement élastique non linéaire du matériau paraît en pratique très difficile à satisfaire rigoureusement.

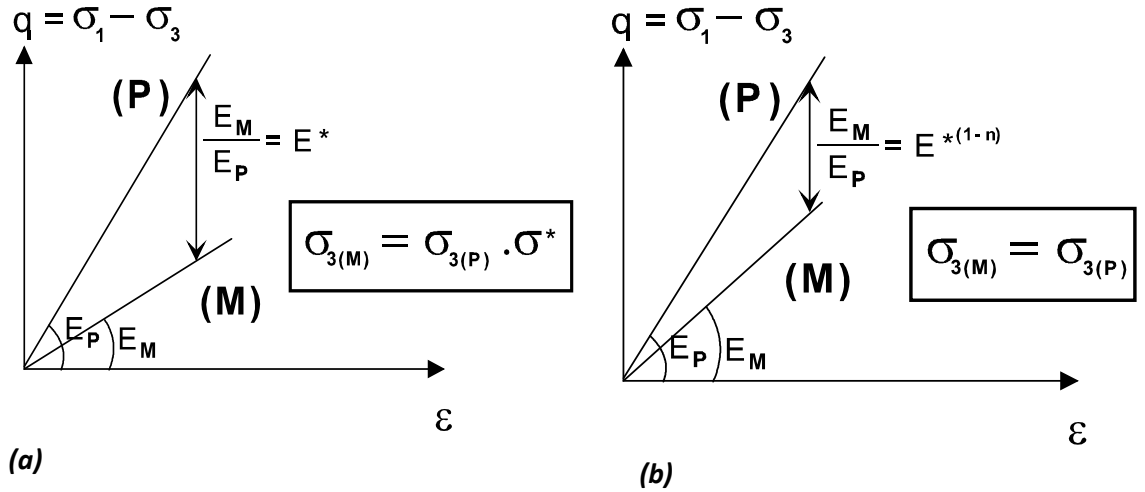


Figure I-25 - Affinité des courbes contraintes – déformations du modèle (M) et du prototype (P) dans le domaine élastique non linéaire.

Si l'on considère d'une manière plus générale qu'avec l'apparition de grandes déformations, le comportement mécanique des sols puisse être assimilé à un comportement élastoplastique, il en découle que la relation d'affinité des courbes (déviateur de contrainte – déformation) décrite précédemment doit être vérifiée sur l'ensemble du domaine de sollicitation (Figure I-26a).

Par ailleurs, le comportement élastoplastique suppose aussi la vérification d'un critère de plasticité. Dans le cas des sables secs ou saturés, le critère de plasticité de Mohr-Coulomb est relativement bien adapté. Ce critère se traduit dans le plan de Mohr par l'équation :

$$\tau = c + (\sigma_n - u).tg\varphi \qquad \textbf{Équation I-21}$$

- τ : contrainte de cisaillement

- σ_n : contrainte normale
- c : cohésion du matériau
- u : pression interstitielle (pour un milieu saturé)
- φ : angle de frottement à la rupture

De ce critère, plusieurs relations entre facteurs d'échelle peuvent être déduites. Ainsi, l'angle de frottement φ étant un paramètre adimensionnel, il doit vérifier $\varphi^*=1$.

La propriété d'homogénéité des équations de la physique nous conduit alors aux relations :

$$\tau^* = c^* = u^* = \sigma^* \qquad \textbf{Équation I-22}$$

Avec $\sigma^*= L^*$ dans le cas d'essais sous gravité normale.

En ce qui concerne l'enveloppe du domaine élastique, les relations entre facteurs d'échelle établies ci-dessus imposent dans le plan de Mohr (τ,σ_n) une homothétie entre les courbes intrinsèques du modèle et du prototype de rapport σ^* par rapport à l'origine (Figure I-26). En pratique, cette homothétie est très difficile à mettre en œuvre, elle peut être approchée en utilisant pour le sol modèle un matériau artificiel.

Dans le cas d'une similitude rigoureuse, d'autres conditions associées au comportement plastique du sol modèle doivent être prises en compte telles que la loi d'écoulement utile au calcul des déformations plastiques du matériau, ou encore la règle d'écrouissage du sol qui définit comment évolue le critère de plasticité en fonction des sollicitations mécaniques du matériau.

De toute évidence, les observations faites ci-dessus montrent que la modélisation du comportement mécanique des sols en grandes déformations nécessite l'emploi d'un grand nombre de paramètres (module d'élasticité non linéaire, coefficient de Poisson, cohésion, angle de frottement, angle de dilatance, indice des vides critique). En conséquence, toute similitude de comportement mécanique déduite de cette modélisation suppose que soient vérifiées un grand nombre de relations entre paramètres du sol modèle et du sol prototype. Pour une modélisation sous gravité terrestre, il est certain qu'il est impossible de satisfaire l'ensemble de ces relations. Seul l'emploi d'un même matériau à des niveaux de contraintes identiques sur le modèle et le prototype peut garantir la vérification rigoureuse de telles relations (cas des essais centrifugés).

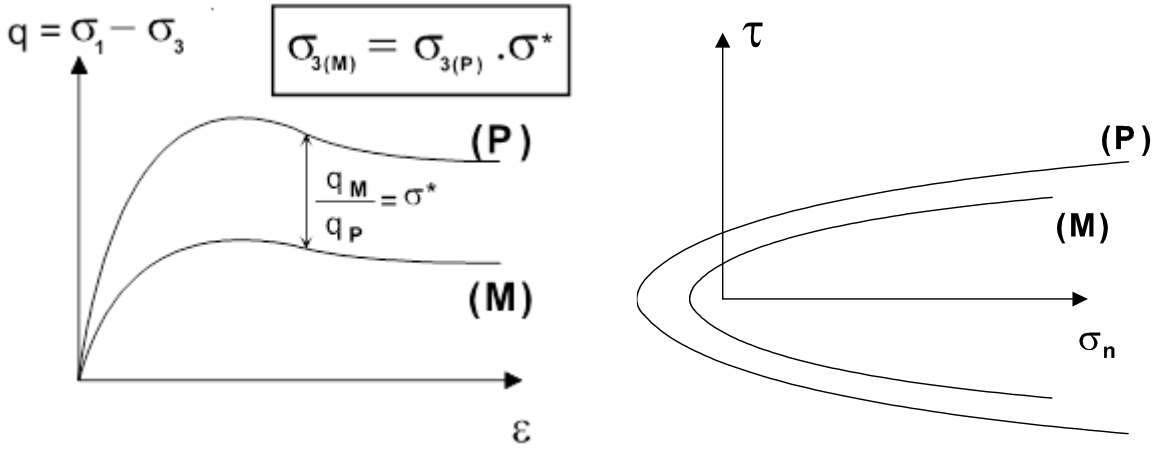


Figure I-26 – Affinités des courbes contraintes – déformation et homothétie des enveloppes de rupture dans le cas d'un comportement élastoplastique

I.4.4 Modèles physiques utilisés dans l'étude du creusement des tunnels en terrain meuble

Dans le cas de l'étude du creusement des tunnels en terrain meuble, ce qui fait la grande différence entre les différents modèles réduits utilisés en centrifugeuse ou sous gravité est la solution choisie pour modéliser le processus de creusement. Il existe aujourd'hui un certain nombre de possibilités, mais toutes ne permettent pas d'observer et de prendre en compte l'ensemble des phénomènes physiques que l'on rencontre lors du creusement d'un tunnel. Hormis quelques rares exceptions, le processus de creusement est généralement modélisé par simulation des pertes de volume autour du tunnel sans modélisation du processus d'excavation des terres.

I.4.4.1 Système de trappe

La quantification des efforts repris par le soutènement et le revêtement de structures souterraines est une problématique importante en génie civil. Utilisé dans les années 30 par Terzaghi (1936, 1943), le système de « trappes » est utilisé pour comprendre les phénomènes d'effets de voûte. La translation de la « trappe » (**Figure** I-27) permet d'observer les phénomènes lors de la mise en butée (passif) ou de poussée (actif) du sol (Figure I-28). Le modèle de trappe est utilisé afin de simuler la réponse du sol lors du creusement de tunnel. Il permet d'évaluer les tassements de surface et les efforts du terrain sur le revêtement.

Des modèles bidimensionnels, axisymétriques ou encore tridimensionnels de trappes ont été utilisés. Les modèles bidimensionnels ont notamment servi pour étudier la réponse de sol incliné lors de l'excavation d'un tunnel (Park et al., [1999]).

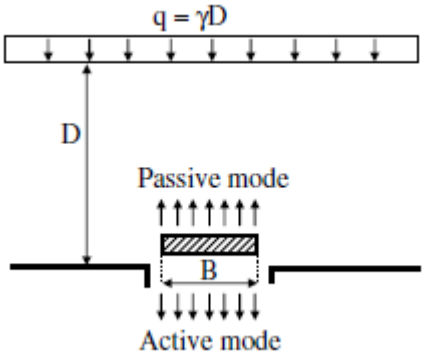


Figure I-27 - problème de la "trappe"

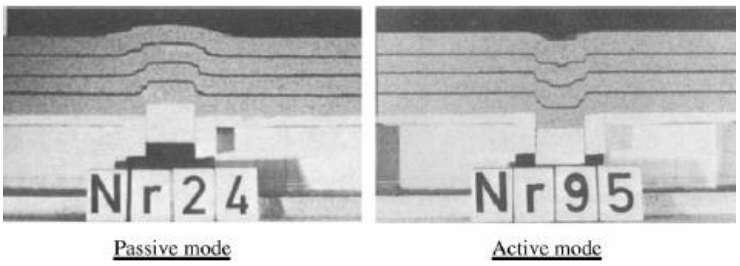


Figure I-28 - Faciès de rupture lors du déplacement de la trappe (Vardoulakis et al.,1981).

Les modèles tridimensionnels de trappes ont permis de montrer les limites des modèles 2D (Adachi et al., [2003]) puisqu'à force égale, les déplacements des trappes sur les modèles 2D sont plus importants que sur les modèles 3D. Ceci s'explique par le caractère tridimensionnel de l'effet de voûte mobilisé.

Récemment, Thongprapha et al., (2015) ont mis au point un système de trappe permettant de simuler les mouvements de sol dans la couverture du tunnel et dans les trois dimensions (Figure I-29). Ainsi, ils peuvent étudier les effets de la géométrie de la galerie d'excavation sur les tassements de sol en surface. Dans cette étude, le caisson est rempli de matériaux granulaires pour simuler la couverture. Des blocs de bois de 5cm de côté sont alors abaissés pour simuler la progression de l'ouverture de la galerie

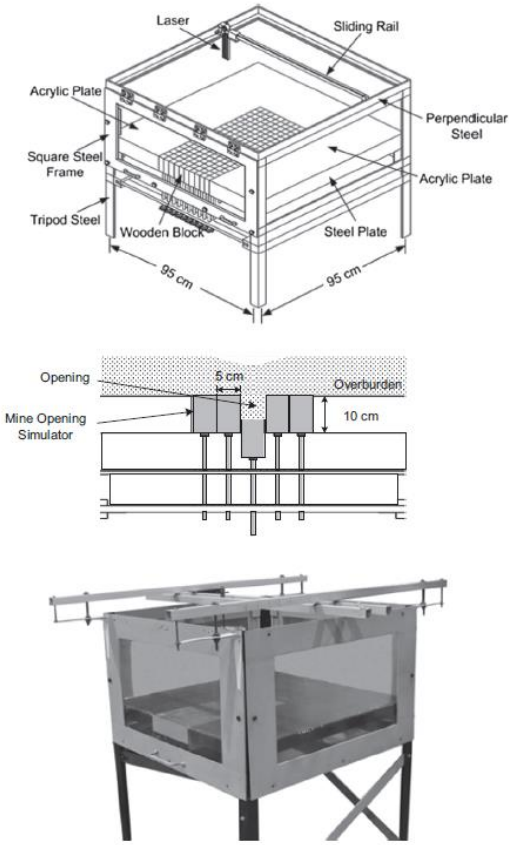


Figure I-29 – Système de trappe utilisé par Thongprapha et al.,2015

I.4.4.2 Modèle 2D pour l'étude des déplacements autour d'une section courante

Dans les années 70, de nombreuses études en centrifugeuse ont été effectuées pour simuler le creusement d'un tunnel. Un modèle, en particulier, a été développé à l'université de Cambridge (Potts [1976], Mair et al., [1982]). Ce modèle dit de « perte de volume » permet de simuler l'effet de l'avancement du tunnelier en contrôlant les pertes de volume autour d'une section courante (hypothèses de déformations planes). Une membrane cylindrique à la dimension d'une section courante du tunnel est remplie d'air. La pression d'air étant variable, elle permet de contrôler la pression de maintien à l'équilibre du tunnel. Avant excavation et pendant l'accélération de la centrifugeuse l'équilibre entre la pression de la membrane et la pression des terres est conservé. Ce système de tubes pressurisés permet l'étude des convergences, voire des mécanismes de rupture en paroi, des reports de contrainte par effet de voûte dans la direction transversale et des cuvettes transverses de tassement. Cependant, ils ne permettent pas la prise en compte de l'avancée du front. Le creusement du tunnel est seulement simulé en diminuant la pression interne de cette membrane. Cette technique sera réutilisée par la suite notamment par Chambon et al., (1991), König et al., (1991) et Lee et al., (2000).

Pour maintenir l'équilibre entre la membrane et le sol, il est nécessaire d'appliquer une pression égale aux contraintes des terres au repos. Ce maintien ne peut être correctement réalisé avec de l'air sous pression. En effet lors de la rotation de la centrifugeuse, la pression de l'air reste constante sur le front de taille alors que la pression appliquée par les terres augmente avec la profondeur. Ce problème peut être résolu en utilisant un liquide à la place de l'air sous pression. Une solution à base de chlorure de zinc peut être utilisée car sa densité est proche de celle du sol. Mais de l'eau ou de l'huile sont le plus souvent utilisées (Marshall [2009]; Jacobsz et al., [2004] ; Peng et al. [2011]). Au fil du temps des améliorations apparaissent, notamment pour mieux contrôler la perte de volume finale. Loganathan et al., (2000) utilisent une membrane remplie d'huile

positionnée autour d'un noyau en aluminium pour s'assurer d'avoir une réduction uniforme et contrôlé du diamètre du tunnel.

Par ailleurs, en 1998, Ong et al., utilisent la centrifugeuse de l'université de Singapour pour étudier l'influence du creusement d'un tunnel sur le comportement d'un pieu situé à proximité. Dans ces essais, l'excavation des terres est simulée avec le modèle des pertes de volumes, en diminuant le diamètre du tunnel par dissolution du noyau du tunnel constitué de polystyrène. Cette technique sera aussi utilisée plus tard par Sharma et al. (2001) à Cambridge.

D'autres modèles 2D basé sur l'hypothèse de déformations planes existent et permettent de contrôler la perte de volume autour d'une section courante afin de simuler l'avancement du tunnelier (Lee et Yoo [2006], Boonsiri et al., [2015]). Le modèle proposé par Lee et Yoo [2006] (Figure I-30(a)) est composé d'un cylindre en 6 segments qui peuvent se déplacer vers « l'intérieur » et réduire ainsi le diamètre du cylindre. Cette technique permet de connaître en temps réelle et d'imposer de manière très précise une diminution de volume au cylindre. Quant à Boonsiri et al., (2015) (Figure I-30(b)), il propose de faire glisser un noyau conique à l'intérieur d'une membrane en caoutchouc permettant ainsi de modéliser l'évolution des pertes de volume en parallèle de l'avancement du front de taille.

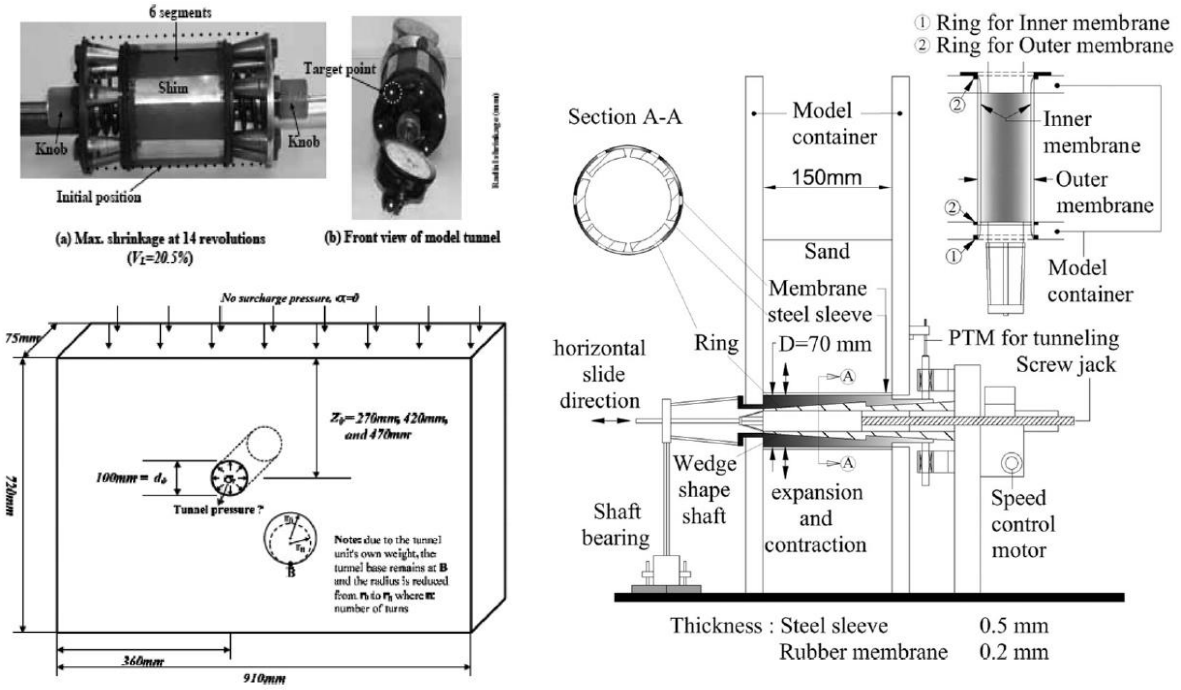


Figure I-30 - Modèle du tunnel à diamètre ajustable (a) Lee et Yoo (2006) et (b) Boonsiri et al., (2015)

I.4.4.3 Modèles 3D quasi statiques pour l'étude de la stabilité du front de taille

Ces modèles ont été utilisés par différents chercheurs (Chambon et al., [1991] ; Sterpi et al., [1996] ; Kamata et Masimo, [2003] ; etc.) pour réaliser des recherches sur la stabilité des fronts de taille pour des tunnels de faible profondeur mais aussi pour évaluer les efforts produits sur le revêtement du tunnel. De par leur mise en œuvre, ces modèles sont limités aux matériaux granulaires, le dispositif rigide placé dans le terrain au préalable de l'essai rendant difficile la consolidation des argiles.

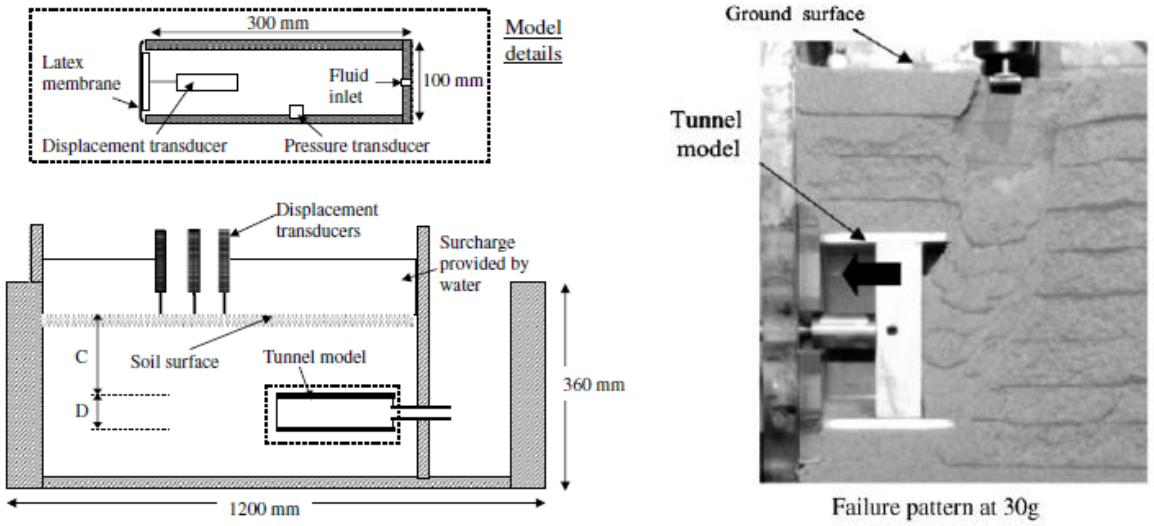
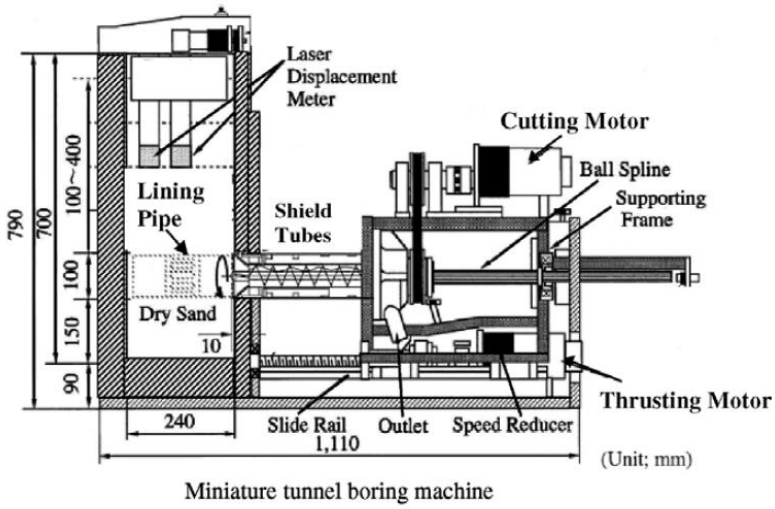


Figure I-31 - (a) Modèle à paroi flexible (Chambon et Corte, (1994)) et (b) modèle à paroi rigide (Kamata et Masimo, (2003)).

I.4.4.4 Modèle 3D reproduisant le processus de creusement

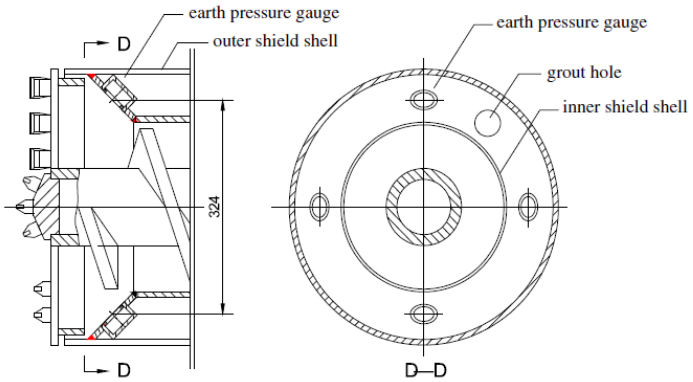
L'incapacité des modèles précédemment cités à modéliser de manière tridimensionnelle la totalité du processus d'excavation ont conduit quelques laboratoires de recherche à développer des modèles réduits tridimensionnels. Les nombreuses capacités de ces dispositifs expérimentaux en font des outils privilégiés de compréhension de la phénoménologie propre à ce mode de creusement, mais ceux-ci restent peu répandus en raison de leur coût de réalisation important et de la lourdeur des campagnes expérimentales. A ce jour, trois modèles réduits sont présentés dans la littérature : celui de l'entreprise Nishimatsu Construction Co. Ltd. (Japon ; décrit par Nomoto et al. [1999]), celui de l'Université de Tongji (Chine) détaillé dans Xu et al. (2011), et celui de l'Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat (France) utilisé dans le cadre de cette thèse. Leurs principales caractéristiques sont listées dans le Tableau I-3. Le modèle réduit de l'ENTPE utilisé dans le cadre de cette thèse sera par ailleurs largement détaillé dans le deuxième chapitre de ce mémoire.

Nomoto et al.,



Miniature tunnel boring machine

Xu et al.,



ENTPE

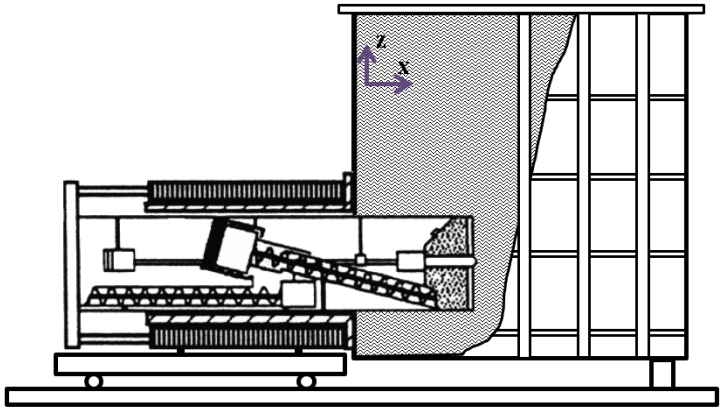


Figure I-32 - Modèle réduit de tunnelier (Nomoto et al.,1999), (Xu et al., 2011) et ENTPE

En particulier, notons que les procédés de modélisation du processus de creusement sont différents sur ces trois modèles. Sur les modèles de Nomoto et al. (1999) et Xu et al. (2011) (Figure I-32(a) et (b)), le modèle de tunnelier est composé de trois tubes, le bouclier formé d'un tube qui abrite une vis sans fin (convoyeur) et la tête de coupe pour l'excavation des terres, un tube de diamètre légèrement inférieur qui correspond au revêtement du tunnel et enfin un tube qui permet de simuler le vide annulaire. L'excavation est donc réalisée

au moyen d'une roue de coupe couplée à une vis sans fin d'extraction alors que ces deux organes de creusement sont indépendants sur le modèle réduit de l'ENTPE conformément aux tunneliers réels. En raison de ce couplage roue de coupe/vis d'extraction, cette dernière occupe une part très importante de la chambre d'abattage sur les modèles de Nomoto et al. (1999) et Xu et al. (2011) alors que les géométries de la chambre d'abattage et de la vis d'extraction du modèle réduit de l'ENTPE sont plus proches de celles existant sur les tunneliers réels. Celles-ci jouant un rôle essentiel sur la qualité du confinement frontal (Mair, [2008]), l'établissement de corrélations fiables entre grandeurs-machines et comportement du terrain est par conséquent assez difficile sur les deux premiers dispositifs cités. Notons également qu'un vide annulaire peut être généré sur le modèle de Nomoto et al. (1999) par coulissement de la jupe en fin d'essai mais que cette procédure semble assez éloignée des conditions réelles de creusement.

	Entreprise Nishimatsu Construction Co. (Japon) (Nomoto et al., 1999)	**Université de Tongji (Chine) (Xu et al., 2011)**	**ENTPE Branque et al., 2002 (France)**
Diamètre Tunnelier	10cm	40cm	55cm
Centrifugé ?	Centrifugé (25g)	1g	1g
Massif de sol modèle	Homogène purement frottant (sable sec)	Homogène cohérent frottant (mélange de différentes poudres humides métalliques ou argileuses).	Homogène ou stratifié purement frottant (sable sec) ou cohérent frottant (sable humide).
Phénomènes physiques modélisés	Excavation Soutènement immédiat Existence du vide annulaire	Excavation Soutènement immédiat	Excavation Confinement frontal Soutènement immédiat
Grandeurs mesurées	Déplacements de surface longitudinaux et transversaux Contraintes horizontales en piédroits Contraintes sur la jupe	Couple sur la roue de coupe Effort total de poussée Vitesse d'avancement Vitesses de rotation roue de coupe et vis d'extraction Pressions chambre d'abattage Déplacements de surface longitudinaux et transversaux Contraintes horizontales en différents points de deux sections courantes.	Couple sur la roue de coupe, Effort total de poussée, Vitesse d'avancement, Vitesses de rotation roue de coupe et vis d'extraction, Pressions chambre d'abattage Déplacements de surface longitudinaux, transversaux, Déplacements internes radiaux, frontaux… Contraintes horizontales ou verticales frontales, radiales, dans la couverture…

Tableau I-3 - Principales caractéristiques des différents modèles réduits de tunnelier à pression de terre existants dans la littérature.

I.4.5 Phénomènes physiques étudiés dans le cadre de la modélisation physique du creusement des tunnels en terrain vierge

I.4.5.1 Tassements de surface

Les essais réalisés par Park et al. (1999) à l'aide d'un système de trappe ont mis en évidence la forte influence de l'orientation des couches de sol sur l'amplitude et le profil des déplacements de surface (Figure I-33). Cela a notamment permis de montrer l'importance de l'angle d'inclinaison des couches de sol sur le tassement de surface. Les tassements de sol les plus importants ne sont pas nécessairement à la verticale de l'ouverture.

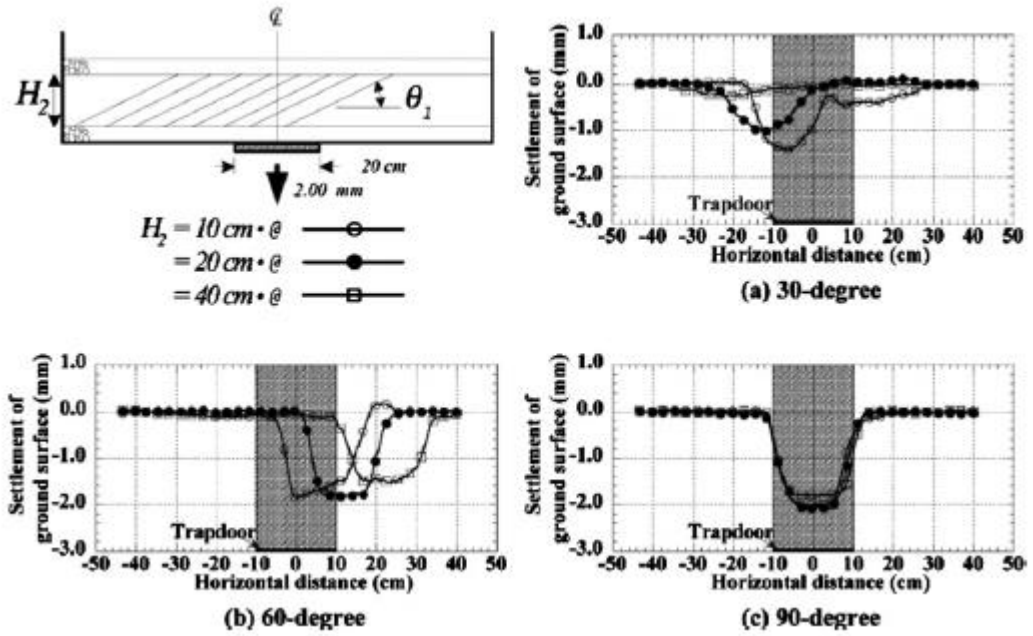


Figure I-33 - Influence de l'orientation des strates de couverture sur les tassements de surface – essais à la trappe door (Park et al.,1999).

En 2015, Thongprapha et al., (2015) ont publié les résultats d'un essai réalisé avec un modèle tridimensionnel afin de simuler l'avancement du tunnelier et les tassements de surface engendrés (Figure I-34). Il a été montré l'importance de la couverture du sol sur les caractéristiques de la cuvette de tassement mais aussi le fait que le volume de la cuvette de tassement est toujours inférieur au volume dit « d'ouverture » de la trappe. On ajoutera aussi la bonne correspondance des solutions empiriques pour modéliser la cuvette de tassement proposées par Rankin (1988) et O'Reilly et New (1982) dans le cas d'un massif de sol purement frottant.

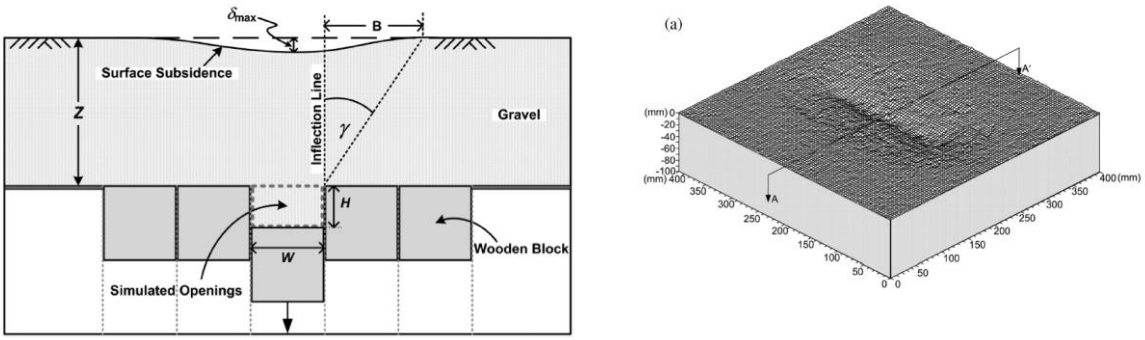


Figure I-34 - Schéma de principe du dispositif et exemple du tassement de surface obtenu par balayage laser (Thongprapha, 2015)

Le modèle réduit de Nomoto et al. (1999) a permis d'étudier l'évolution de la cuvette des tassements de surface en fonction de la progression du tunnelier (Figure I-35). On retrouve un profil transversal de forme Gaussienne comme proposé par Peck (1969), ainsi qu'une augmentation des tassements de surface dans l'axe du tunnelier au cours de sa progression. Comme observé par Bernat (1996) sur chantier, les auteurs ont mis en évidence que la majeure partie du tassement dans la direction longitudinale avait lieu après le passage de la roue de coupe. On peut toutefois à nouveau s'interroger sur la pertinence du modèle de génération du vide annulaire utilisé par Nomoto et al. (1999).

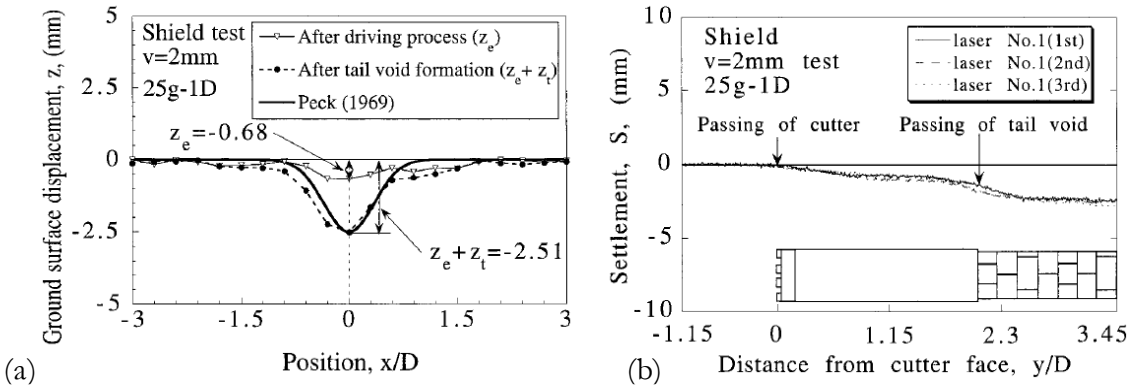


Figure I-35 - Profils transversaux (a) et longitudinaux (b) de tassements issus des essais de Nomoto et al. (1999).

Les essais réalisés sur le modèle réduit 1g de l'ENTPE en massifs homogènes purement frottants (Branque & Boutin, [2002]), cohérents-frottants (Doan, [2007] et Berthoz [2012]) ont également mis en évidence le caractère stationnaire des tassements de surface relativement à la position du tunnelier. Ce résultat est illustré sur la Figure I-36 pour laquelle on observe une superposition des courbes de tassement issues des différents capteurs situés en surface de massif le long de l'axe du tunnel en fonction de la position du front de taille. Ces mêmes auteurs ont également montré que les profils transverses de la cuvette de tassement, de forme gaussienne, vérifiaient ce caractère stationnaire.

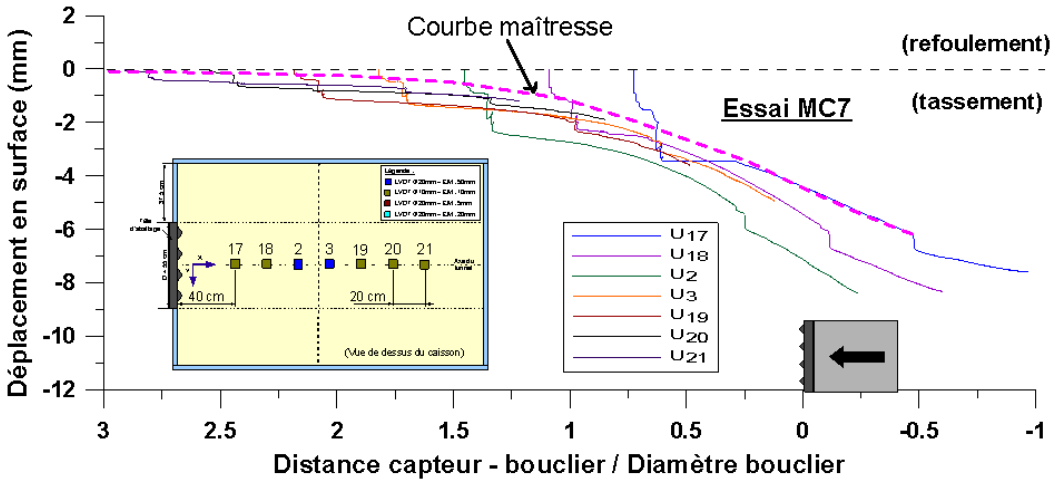


Figure I-36 - Stationnarité des déplacements de surface mesurés à la verticale de l'axe du tunnel et principe de détermination d'une courbe maîtresse d'après Berthoz (2012).

I.4.5.2 Déplacements autour d'une section courante

L'étude de l'influence du creusement sur les champs de déplacements et de contraintes autour d'une section courante est d'une grande utilité pour définir les zones affectées par la construction du tunnel. Ce type d'étude est particulièrement intéressant pour évaluer l'impact du creusement d'un tunnel sur des ouvrages existants enterrés. Avec leur modèle réduit 2D, Boonsiri et al., (2015) étudient entre autres les déplacements du sol générés par la perte de volume dûe au creusement du tunnel. Les mesures réalisées à l'aide de corrélation d'images numériques ont permis une description précise de la cinématique du sol autour d'une section courante de tunnel (Figure I-37). Ces observations semblent être en accord avec celles réalisées par Jacobsz et al., (2004)

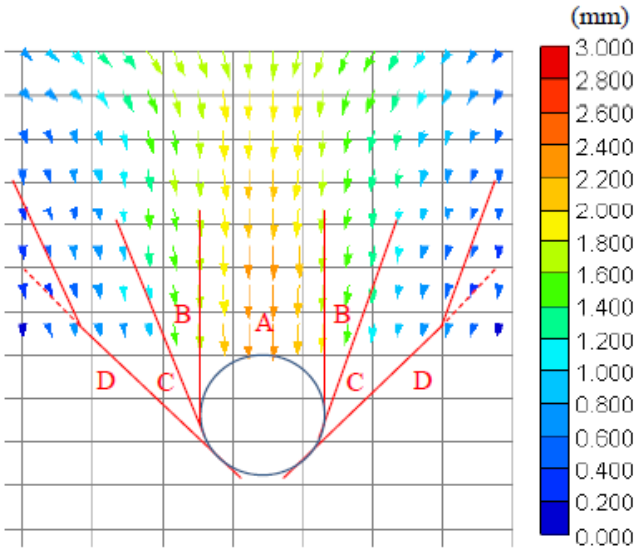


Figure I-37 – Champ des déplacements autour d'une section courante (Vl=15%, massif purement frottant) d'après Boonsiri et al., [2015]

Lors d'essais réalisés sur le modèle réduit de tunnelier à pression de terre de l'ENTPE, Berthoz (2012) a étudié les déplacements du sol en différentes positions autour de la section courante du tunnelier : calotte, piédroits et radier (Figure I-38) pour des massifs frottants ou cohérents- frottants. Les mesures effectuées à l'aide de capteurs de déplacements internes spécialement conçus pour cette étude ont montré une tendance au refoulement du sol en piédroits et radier à l'avant du tunnelier. Un mouvement de convergence du terrain est en revanche observé au passage du bouclier, probablement liée aux efforts de cisaillement mobilisés le long de la jupe coulissante du tunnelier. Dans le même temps, les auteurs observent un refoulement radial en clé plus faible qu'en piédroits et radier et une convergence beaucoup plus importante. Ils expliquent ce comportement différent en calotte par l'action prépondérante de la gravité dans la direction verticale et l'existence d'une zone déconfinée verticalement en clé de tunnel du fait de reports de contraintes verticales par effets de voûte (Berthoz, 2012).

En parallèle de ces mesures de déplacements radiaux, Berthoz (2012) a effectué des mesures de contraintes radiales aux mêmes positions (calotte, piédroits et radier). Celles-ci confirment une augmentation du confinement radial du terrain en piédroits et radier au passage du tunnelier. Dans le même temps, un déconfinement radial est observé en clef (Figure I-39) . Un comportement en contraintes assez similaire a été observé par Nomoto et al. (1999) dans le cadre de ses essais sur modèle réduit tridimensionnel.

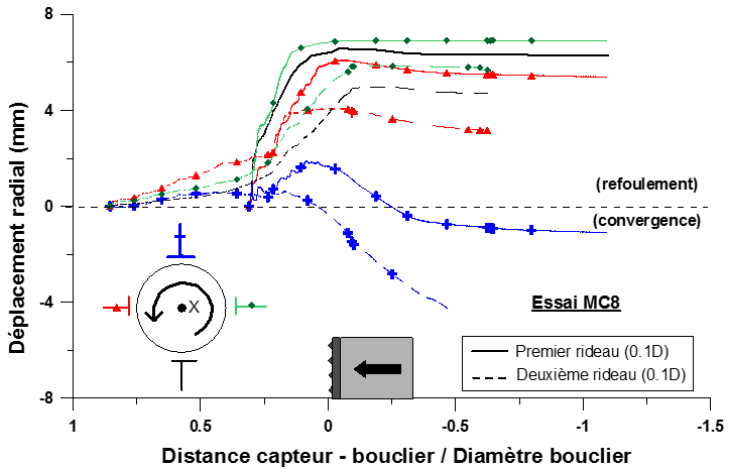


Figure I-38 - Evolution des déplacements radiaux en piédroit, clé et radier en massif cohérent-frottant à une distance de 0.1D de la jupe du tunnelier (P_f=6.5σ_{h0},) d'après Berthoz (2012)

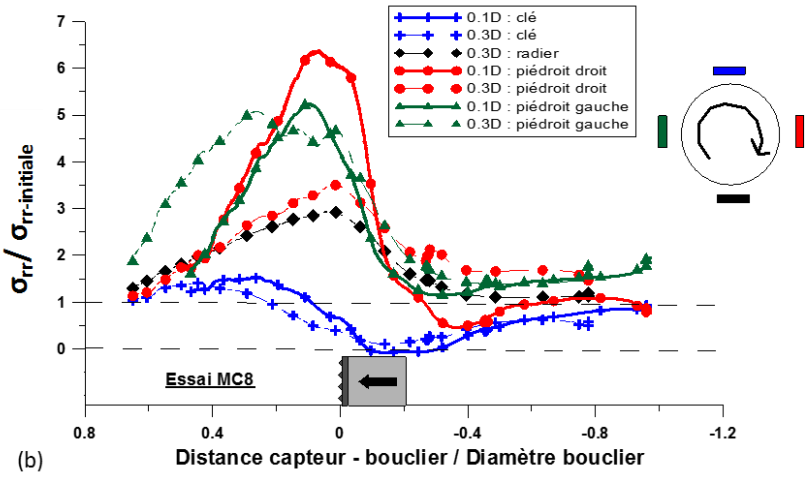


Figure I-39 - Evolution des contraintes radiales lors du creusement en régime d'équilibre en massif cohérent – frottant à une distance de 0.1D de la jupe du tunnelier (P_f=6.5σ_{h0},) d'après Berthoz (2012)

I.4.5.3 Stabilité du front de taille

Les essais réalisés sur des dispositifs centrifugés de tubes rigides à fronts flexibles ont permis d'étudier les mécanismes et pressions limites de rupture par effondrement du front de taille sur des massifs purement cohérents (Casarin & Mair [1981]) et des massifs purement frottants (Chambon, [1990], Chambon & Corté, [1989, 1991])).

Le modèle réduit de tunnelier à pression de terre de l'ENTPE a aussi permis à travers plusieurs études de mettre en évidence les différents mécanismes de rupture en fonction des caractéristiques du sol. Branque & Boutin (2002) concluent à l'existence d'un mécanisme d'écoulement dans un sol purement frottant, prenant naissance en calotte de la chambre d'abattage, et pouvant conduire à l'apparition d'un fontis en surface. Doan (2007) étudia les mécanismes de rupture en massifs cohérents frottants pour une hauteur de couverture égale à un diamètre. Dans un massif de cohésion 0.5kPa, l'auteur propose un mécanisme de rupture « par blocs ». Le bulbe de rupture exhibé dans ces conditions interfère la totalité du front de taille et s'étend jusqu'à 0,3D à l'avant du bouclier et environ 0,1D au-dessus de la clé. En 2012, Berthoz (Figure I-40) réitère des expérimentations en sol purement frottant et cohérent frottant. Ce qui permet de confirmer les résultats et la bonne reproductibilité des essais à l'aide du modèle réduit de l'ENTPE.

Messerli et al. (2010) ont également étudié les mécanismes de rupture en massifs purement frottants par le biais de dispositifs non centrifugés de tubes rigides à fronts déplaçables. Ces auteurs ont confirmé les résultats de Chambon et Corté (1991), à savoir : l'indépendance de la pression limite de rupture à l'égard de

la hauteur de couverture (C) lorsque la hauteur de couverture est supérieure au diamètre (D) du tunnel. La géométrie du mécanisme de rupture est présentée Figure I-41. Ils ont cependant mis en évidence que ce mécanisme initial pouvait conduire à la formation d'une cheminée d'écoulement jusqu'en surface si le déconfinement du front est imposé suffisamment longtemps (Figure I-41).

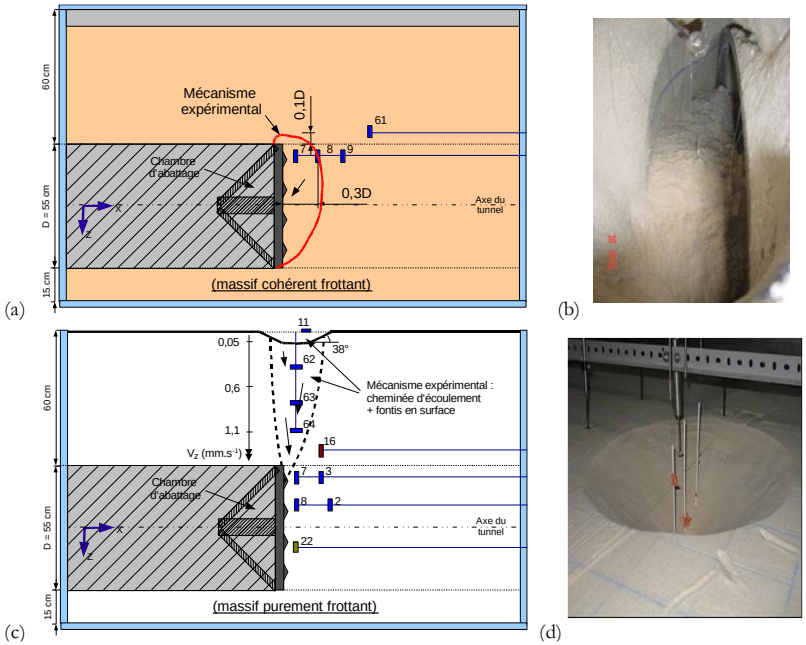


Figure I-40 - Schémas et photographies des mécanismes de rupture en massifs homogènes cohérent frottant (a et b) et purement frottant (c et d) d'après Berthoz (2012)

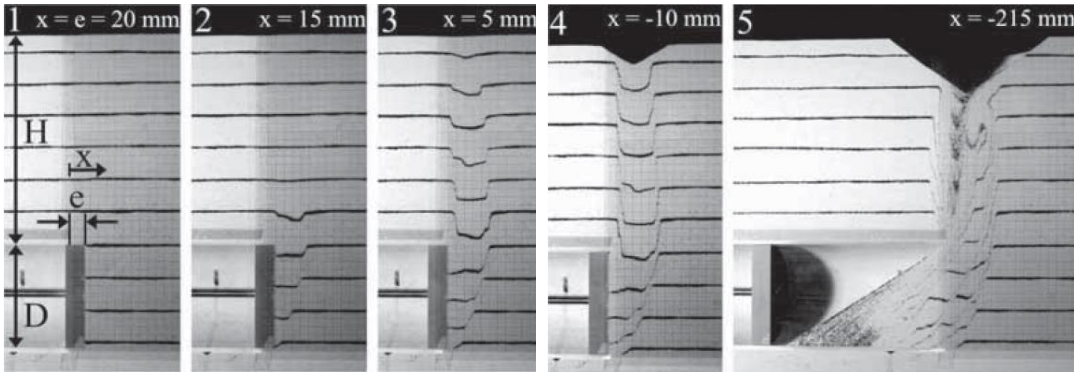


Figure I-41 - Expérience de Messerli et al. (2010) au tube rigide à front déplaçable en massif purement frottant.

I.4.5.4 Effet de voûte

Les effets de voûte ont pu être étudiés aussi bien avec le système de trappe (Paikowsky et al. [2010]) dans la direction longitudinale du tunnel qu'avec les modèles réduits à perte de volume (Lee et al., [2006]) dans la direction transverse au tunnel. Plus récemment, à l'aide du modèle réduit du tunnelier à pression de terre de l'ENTPE, Berthoz (2012) a étudié les effets de voûte grâce à une batterie de capteurs de contraintes placés en différentes positions dans le terrain. Dans le cas d'un massif cohérent – frottant et pour une hauteur de couverture de l'ordre de un diamètre, Berthoz a montré que la zone de sol déconfinée verticalement s'étendait jusqu'à 1D à l'avant du bouclier, environ 1.5D à l'arrière du bouclier et 0.7D de part et d'autre de l'axe du tunnel (Figure I-42). Cette zone déconfinée peut s'étendre quasiment jusqu'à la surface du massif pour de faibles hauteurs de couverture. Les études paramétriques réalisées sur le modèle réduit de l'ENTPE ont aussi permis de conclure que cette zone est fortement dépendante du niveau de la pression frontale

exercée par la machine. Cet effet de voûte qui suppose une réorganisation du champ des contraintes dans le massif autour du tunnelier devra être pris en compte lors de l'étude de l'impact du creusement sur des structures enterrées avoisinantes.

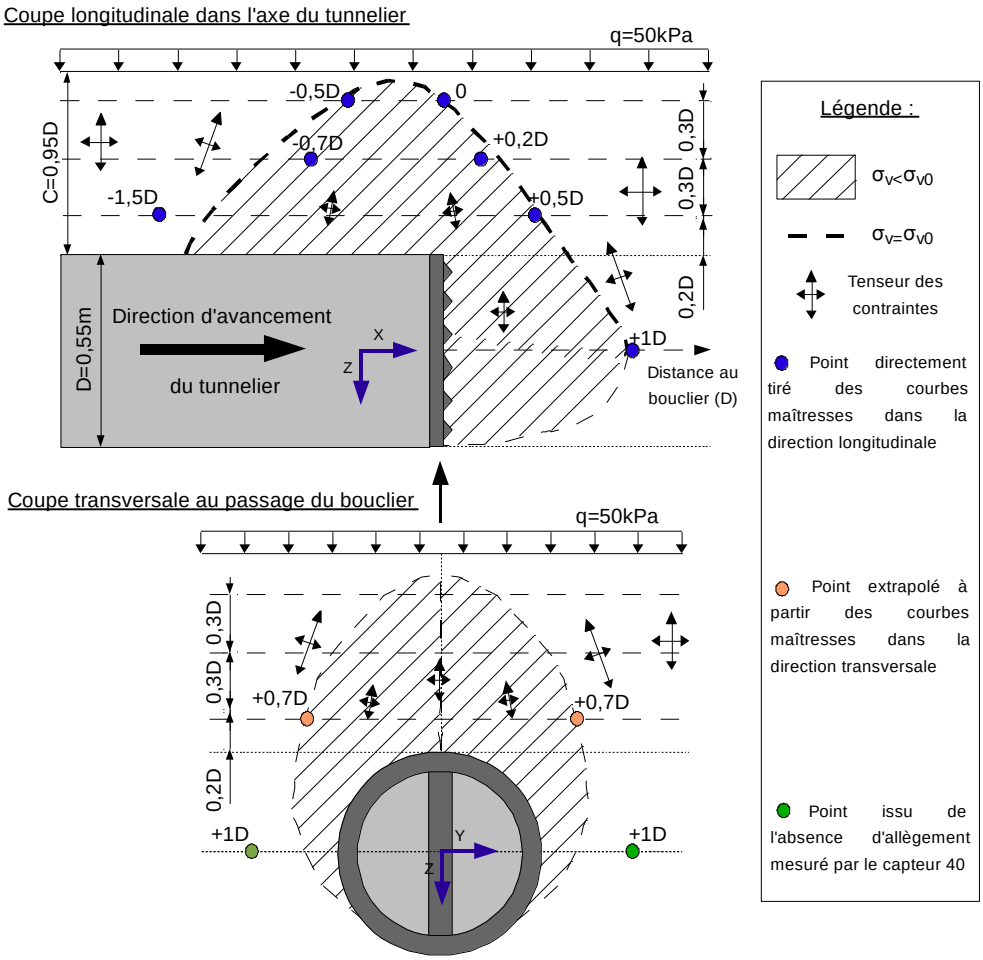


Figure I-42 - Schéma de synthèse de l'effet de voûte tridimensionnel observé en régime d'équilibre lors des essais réalisés avec une pression de surface [Berthoz (2012)].

I.5 CONCLUSION

Les conditions de creusement de tunnels en sites urbains sont souvent difficiles, tant du point de vue géotechnique (terrains meubles et aquifères) que de celui de l'environnement du chantier (bâti existant dense, de vulnérabilité variable). Dans ce contexte, l'utilisation de tunneliers à front pressurisé est généralement nécessaire pour garantir la stabilité de l'ouvrage en cours d'excavation, limiter les tassements en surface et réduire l'impact sur les structures avoisinantes. L'utilisation de tels procédés complexes, en constante évolution technique, posent alors aux concepteurs des problèmes nouveaux, tant du point de vue de la compréhension des phénomènes d'interaction tunnelier-sol-structure que du développement d'outils de calcul adaptés aux situations rencontrées. Des actions de recherche et développement dans ce domaine sont alors indispensables pour analyser et comprendre les mécanismes mis en jeu, pour fiabiliser les techniques de creusement et développer des outils numériques d'analyse et de contrôle de ces méthodes.

Durant les dernières décennies, un nombre important de travaux expérimentaux ont été menés dans ce domaine. Bon nombre d'entre eux concernent l'analyse des champs de contraintes et de déplacements dans le massif de sol vierge au cours de son excavation, et font appel à l'utilisation de modèles réduits sous gravité ou en centrifugeuse. Ces travaux ont montré que le comportement en contraintes / déformations du terrain autour de la galerie était fortement dépendant de la géométrie de l'ouvrage, des caractéristiques mécaniques

du sol et des conditions (pressions ou déplacements) imposées en parois de galerie. Nombre de ces modèles réduits traitent le problème de creusement d'un tunnel en conditions de déformations planes bien que ce processus soit parfaitement tridimensionnel. Ainsi les différentes étapes du processus de creusement liées à la progression de la machine dans le terrain ne sont que très partiellement prises en compte. La modélisation tridimensionnelle du processus de creusement permise par les modèles réduits, dont celui de l'ENTPE, apporte une contribution majeure dans la compréhension et l'étude des phénomènes liés notamment aux conditions de pilotage du tunnelier. Dans le même temps, on notera que les retours d'expériences de chantiers disponibles dans la littérature restent rares, souvent parcellaires, et relativement anciens au vu des améliorations technologiques que les tunneliers à front pressurisé ont connues au cours de ces dernières années.

Chapitre II. Expérimentation sur modèle réduit de tunnelier à pression de terre de l'ENTPE

II.1 CONTEXTE ET OBJECTIFS

Lorsque les tunnels sont construits en zone urbaine, ils se trouvent souvent proches de structures préexistantes dont certaines sont fondées sur pieux. La construction d'un tunnel en zone urbaine peut alors causer de fortes perturbations sur ces structures avoisinantes. Les modifications de l'état de contrainte dans le terrain et les déplacements du sol occasionnés par le creusement du tunnel, ainsi que les perturbations engendrées au niveau des pieux, doivent être prises en compte lors de la conception et la réalisation du tunnel. L'expérience montre que les mouvements de sol dus à l'excavation du tunnel peuvent engendrer un tassement des pieux avoisinants, induire des surcharges latérales et axiales, des moments de flexion, par conséquent des déformations dans ces pieux. Tous ces phénomènes peuvent affaiblir voire mener la structure à la rupture.

L'interaction entre un tunnel en construction et des pieux de fondation profonde est un problème tridimensionnel complexe. Dans le troisième chapitre de ce mémoire, plusieurs approches expérimentales concernant les effets de l'excavation d'un tunnel sur des pieux avoisinants sont répertoriées (Loganathan et al.,2000, Jacobsz et al., 2004, Lee et Basset, 2006, Marshall et Mair, 2011, …). Ces essais menés en laboratoire aussi bien sur modèles physiques 1g qu'en centrifugeuses ont pour but de mieux comprendre l'interaction tunnel - sol – pieu et de quantifier l'influence des principaux paramètres du problème sur le comportement de la fondation profonde. Ces paramètres peuvent être relatifs à la nature et aux caractéristiques de la fondations (pieu isolé ou groupe de pieux, mode de mise en place, charge de service, rugosité d'interface), à la géométrie du projet (diamètre du tunnel, hauteur de couverture, distance relative entre le tunnel et les pieux, position de la pointe des pieux par rapport au tunnel, …), aux caractéristiques du sol, au mode de pilotage du tunnelier (amplitude des pertes de volume causées par l'excavation). Toutefois, la plupart de ces essais ont été réalisés avec des modèles physiques en déformations planes dans lesquels le processus de creusement du tunnel est simulé en réduisant la pression radiale ou le diamètre du tunnel afin de reproduire les pertes de volume occasionnées dans le terrain par le creusement du tunnel. Ainsi seuls les déplacements du sol et de la fondation dans le plan de la section courante du tunnel sont considérés. Comme déjà évoqué, ces modèles ne sont pas en mesure de reproduire les effets se produisant dans la direction de creusement du tunnel comme la progressivité des profils longitudinaux de tassements en fonction de l'avancement du tunnelier, lesquels peuvent provoquer en plus des tassements différentiels, de la flexion longitudinale dans les structures. On peut imaginer que cette flexion composée (flexion transverse + flexion longitudinale) dans la fondation profonde peut avoir des conséquences dommageables lorsque celle-ci supporte des structures sensibles comme par exemple des monuments historiques.

Dans le cadre de cette thèse, l'interaction tunnel – sol - structure a été étudiée à partir d'essais en laboratoire réalisés à l'aide du modèle réduit de tunnelier à pression de terre de l'ENTPE. Comme mentionné précédemment, l'intérêt de ce modèle particulièrement sophistiqué est sa capacité à simuler de manière réaliste le processus de creusement à pression de terre. Avec cet équipement, les pertes de volume occasionnées dans le terrain au cours de la progression du tunnelier peuvent être directement contrôlées en fonction de la pression frontale imposée. De plus, cet appareil permet de réaliser une modélisation physique parfaitement tridimensionnelle du processus de creusement du tunnel. Il rend par conséquent possible l'étude des effets longitudinaux du creusement sur la fondation ; ce qui n'avait jamais été réalisé jusqu'à présent.

Dans le cadre de cette thèse, différents modèles physiques de pieux ont été conçus, instrumentés puis testés sur le dispositif de tunnelier à pression de terre de l'ENTPE. Différents paramètres en mesure d'affecter l'interaction tunnel-sol-structure ont été étudiés, tels que le type de fondations (pieu isolé ou groupe de pieux), la géométrie du problème (longueur du pieu, distance relative entre le tunnel et le pieu), les paramètres de pilotage de la machine (en particulier le niveau de la pression frontale appliquée sur le front de taille du tunnel), l'histoire de chargement des pieux (Figure II-1).

Ces essais visent à analyser les mécanismes mis en jeu au niveau de l'interaction tunnelier – sol – pieu. Cette analyse phénoménologique menée à l'échelle du modèle doit permettre d'identifier les paramètres majeurs de ce comportement d'interaction. Au-delà, ces essais réalisés dans des conditions de laboratoire bien contrôlées visent à constituer une base de données et d'analyse qui doit permettre le développement et le calage de modèles théoriques en mesure de reproduire l'impact d'un tunnelier sur des fondations profondes.

Dans le cadre du projet européen NeTTUN support de cette thèse, ces travaux numériques ont été développés par l'université de Rome « Tor Vergata » (Losacco et al., 2014)

Dans une dernière partie de ce travail de thèse (chapitre IV), le modèle réduit de tunnelier à pression de terre de l'ENTPE a été utilisé pour étudier l'efficacité de barrières de protection destinées à limiter l'impact du creusement sur des fondations avoisinantes. Là encore, différents modèles physiques de parois ont été conçus, instrumentés et testés sur le dispositif de modèle réduit de tunnelier. Différents paramètres du problème comme la longueur de la paroi et sa position relative par rapport au tunnel ont été étudiés. Comme précédemment, l'analyse phénoménologique menée à l'échelle du modèle dans le cadre de ces travaux de thèse a été associée à des développement théoriques et numériques menés par l'Université de Rome « Tor Vergata ».

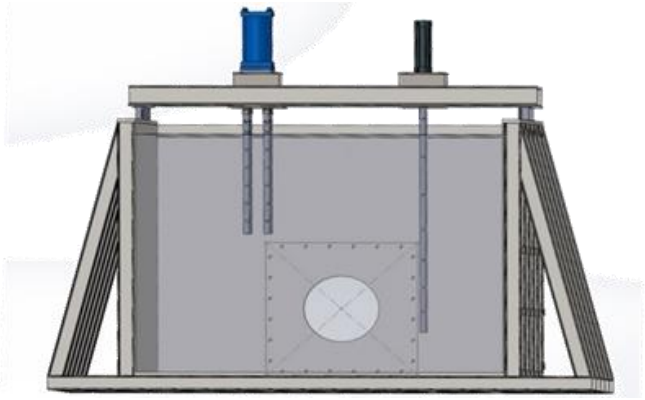


Figure II-1 – Schéma d'installation du pieu simple et du groupe de pieux dans le caisson du modèle réduit du TBM de l'ENTPE

II.2 LE MODELE REDUIT DE TUNNELIER A PRESSION DE TERRE DE L'ENTPE

II.2.1 Préambule

Le modèle réduit de tunnelier à pression de terre de l'ENTPE est un dispositif qui a été conçu et mis en service dans les années 2000. Durant la période 2000-2012, il a été utilisé dans le cadre de deux thèses (Doan, 2007, Berthoz, 2012) ainsi que dans le cadre de plusieurs programmes de recherche contractuels : projet national Eupalinos 2000 (Branque et al., 2002), actions de recherche ENTPE - Centre d'Etudes des Tunnels. Les essais réalisés lors de cette période visaient à comprendre les mécanismes mis en jeu au niveau de l'interaction entre le tunnelier et le terrain dans le cas du mode à pression de terre et à constituer une base de données exhaustive pour le développement et la calibration d'outils numériques de modélisation de ce procédé de creusement. Les essais réalisés concernaient les massifs de sol vierges, homogènes, purement frottants (Doan, 2007), cohérents-frottants (Berthoz, 2012) ou stratifiés (Berthoz, 2012). Comme présenté au chapitre I de ce mémoire, ces différentes campagnes d'essais ont permis de produire une analyse détaillée de l'évolution des champs de contraintes et de déplacement du terrain autour de la machine dans le cas de sols homogènes ou stratifiés (Berthoz et al., 2012a, 2013). Ils ont également fourni une description précise des mécanismes de rupture du front de taille lors des régimes extrêmes de fonctionnement du tunnelier (régimes de sur- extraction et de sous extraction). Ces mécanismes de rupture observés sur modèle réduit et les pressions limites associées ont en particulier été utilisés pour la validation de modèles théoriques de calcul de stabilité du front de taille, développés en parallèle de ces essais, et basés sur la théorie du calcul à la rupture (Berthoz et al., 2012b).

Afin de mener à bien l'étude prévue dans le cadre de cette thèse concernant l'impact du creusement au tunnelier sur des fondations profondes, le modèle réduit de tunnelier à pression de terre de l'ENTPE a dû être fortement modifié au préalable de ces essais (Figure II-2 et Figure II-3). D'une part, le caisson contenant le sol a été élargi afin de limiter les effets de bords en mesure de perturber le comportement des fondations modèles qui seront placées de part et d'autre du tunnel. D'autre part, ce caisson a été rehaussé afin de pouvoir tester des configurations proches de celles rencontrées dans la pratique (hauteur de couverture d'au moins deux diamètres) et de pouvoir mobiliser suffisamment de frottement le long des pieux modèles testés. Par ailleurs, le dispositif hydraulique alimentant les différents moteurs et vérins du tunnelier a été modifié au préalable des essais menés dans cette thèse compte tenu d'un certain nombre de dysfonctionnements constatés lors des thèses précédentes. En particulier, l'ensemble du système de commande de ce dispositif hydraulique a été modernisé pour accroitre la précision du pilotage de la machine indispensable à l'obtention d'essais de qualité. A noter que la conception et la validation de ces nouveaux dispositifs (caisson, dispositif hydraulique) ont été réalisées dans le cadre de cette thèse. En revanche, leur fabrication et leur installation ont été sous-traitées.

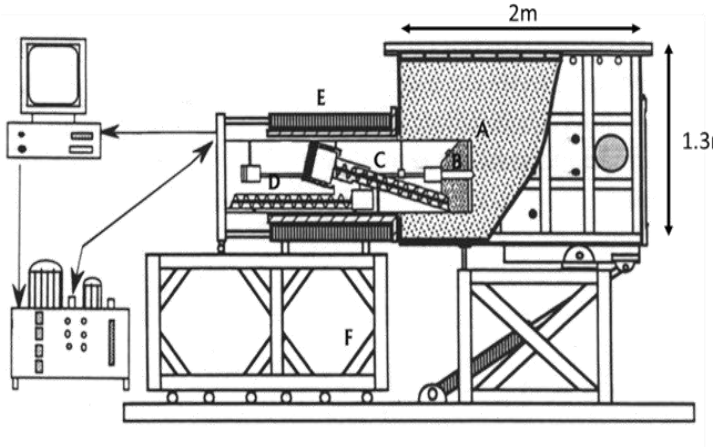


Figure II-2 - Schéma en coupe du modèle réduit de tunnelier à pression de terre de l'ENTPE dans son ancienne configuration

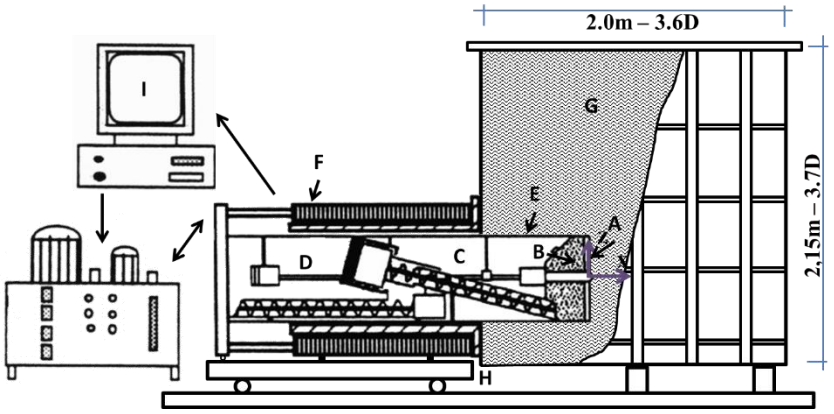


Figure II-3 - Schéma en coupe du modèle réduit de tunnelier à pression de terre de l'ENTPE dans sa nouvelle configuration

II.2.2 Le dispositif expérimental

Le modèle réduit de tunnelier à pression de terre de l'ENTPE a été conçu à une échelle géométrique comprise entre 1/4 et 1/20ème, si l'on se réfère aux diamètres des tunneliers réels existants. Au même titre que les tunneliers réels, le modèle réduit est composé (Figure II-3) :

- D'une roue de coupe (A) de diamètre 550 mm qui assure la découpe du terrain. Le modèle réduit peut-être équipé de deux roues de coupe de taux d'ouvertures différents (35 et 80%) en fonction de la nature des terrains excavés. (Figure II-6).
- D'une chambre d'abattage (B) de forme conique (parois inclinées à 45° par rapport à l'horizontale) qui permet le stockage du matériau abattu servant au confinement du front de taille.
- D'une vis d'extraction (C) inclinée de 10° qui assure l'évacuation du matériau de la chambre d'abattage,
- D'une vis d'évacuation (D) horizontale, située après la vis d'extraction, qui permet l'évacuation du matériau hors du tunnelier,
- D'une jupe cylindrique rigide (E), de diamètre extérieur 550 mm, garantissant le soutènement immédiat des parois radiales de la galerie,
- De quatre vérins hydrauliques (F) assurant la poussée de l'ensemble (bouclier + jupe) à l'intérieur du massif.
- D'un caisson en acier, rigide, contenant le massif de sol modèle (G). Les dimensions du massif de sol lors des essais réalisés dans cette thèse sont : longueur : 2.0 m, largeur : 2.7 m, hauteur : 2.15 m



Figure II-4 - Vue d'ensemble du dispositif expérimental (tunnelier + caisson)



Figure II-5 - Le modèle réduit de tunnelier à pression de terre de l'ENTPE

II.2.3 Principe de fonctionnement

Ces différents organes permettent de simuler le processus réel d'excavation d'un tunnel à l'aide d'un tunnelier à pression de terre. Le TBM entre dans le sol à travers une ouverture circulaire située dans la face avant du caisson contenant le massif de sol reconstitué. Son déplacement est réalisé au moyen des quatre vérins hydraulique (F) avec une vitesse d'avancement finement contrôlée. Les principales étapes du processus du creusement simulé sont les suivantes :

- Excavation du tunnel à l'aide de la rotation de la roue de coupe.
- Confinement du front de taille avec le matériau excavé contenu dans la chambre d'abattage.
- Extraction du matériau de la chambre d'abattage à l'aide d'une vis inclinée
- Evacuation de ce matériau par le convoyeur à l'arrière du tunnelier
- Soutènement immédiat du tunnel à l'aide de la jupe métallique du TBM.

Avec ce dispositif, l'excavation du tunnel est réalisée sur une longueur maximale de 1m. Dans sa configuration actuelle, notons que le dispositif expérimental ne permet pas de simuler une excavation sous nappe en raison d'une absence d'étanchéité le long du circuit de marinage.

II.2.4 Les roues de coupe

Deux roues de coupe avec des taux d'ouverture différents sont disponibles et peuvent être utilisées sur le modèle réduit. La première possède un faible taux d'ouverture (35%) ; elle est adaptée pour le creusement dans des matériaux à faible cohésion ou sans cohésion. La seconde roue présente un fort taux d'ouverture (80%) ; elle est adaptée aux sols cohésifs (Figure II-6). Notons que ces deux roues de coupe génèrent une surcoupe de 2mm en périphérie du bouclier (soit environ 0.4% du diamètre) du fait de leur diamètre légèrement supérieur à celui du bouclier.

Notons que les essais réalisés dans le cadre de cette thèse ont tous été menés avec la roue de coupe à faible taux d'ouverture étant donné que, comme nous le verrons plus tard, le sol modèle excavé est un sable sec.

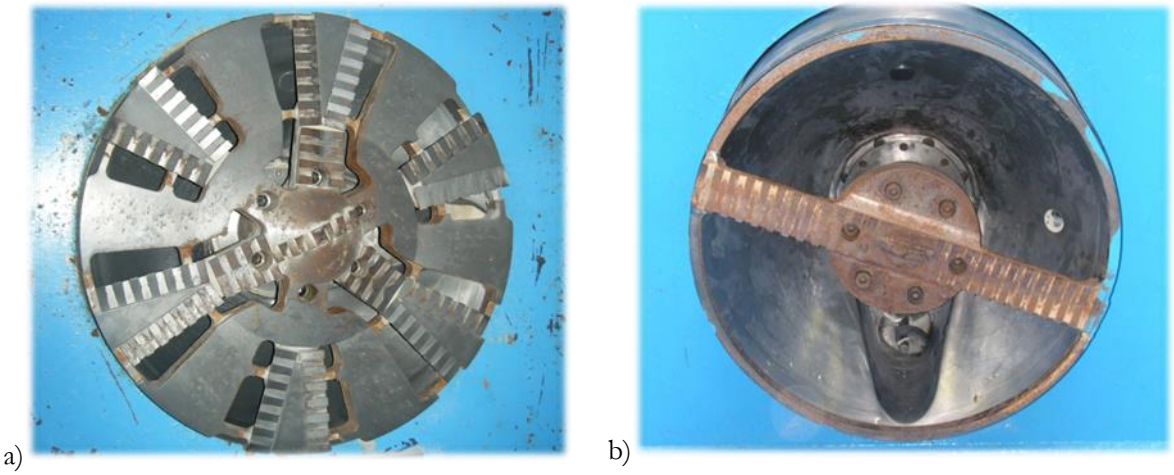


Figure II-6 - Les roues de coupe utilisées sur le modèle réduit de l'ENTPE – (a) Taux d'ouverture 35% - (b) Taux d'ouverture 80%

II.2.5 Instrumentation du tunnelier

A l'image des tunneliers réels, le modèle réduit de tunnelier de l'ENTPE est équipé de capteurs mesurant les paramètres machines essentiels au pilotage du tunnelier ; ceux-ci pouvant être suivis et ajustés en temps réel.

II.2.5.1 Mesure des contraintes dans la chambre d'abattage

La chambre d'abattage de forme conique du modèle réduit de tunnelier est équipée de trois capteurs de contraintes totales fixés sur ses parois de manière parfaitement rigide aux reins (capteurs 33 et 35) et en calotte (capteur 34) (Figure II-7). Les capteurs placés aux reins mesurent la contrainte normale agissant sur deux facettes verticales faisant un angle de 45° avec l'axe du tunnel. Le capteur situé en calotte mesure la contrainte normale s'exerçant sur une facette située dans le plan vertical passant par l'axe du tunnel et faisant un angle de 45° avec l'horizontale.

Ces capteurs de contrainte sont de marque Kyowa et de type BE2KC. Ils sont identiques aux capteurs de contraintes placés dans le massif de sol qui sont décrits plus en détails au paragraphe II.6.1. Préalablement aux essais, ces trois capteurs sont étalonnés selon une procédure similaire à celle décrite au paragraphe II.6.1.2. Notons toutefois que dans le cas des capteurs de contraintes équipant la chambre d'abattage,

l'étalonnage est effectué en positionnant le capteur sur l'embase de la cellule triaxiale, de manière à reproduire le comportement rigide de la paroi de la chambre d'abattage.

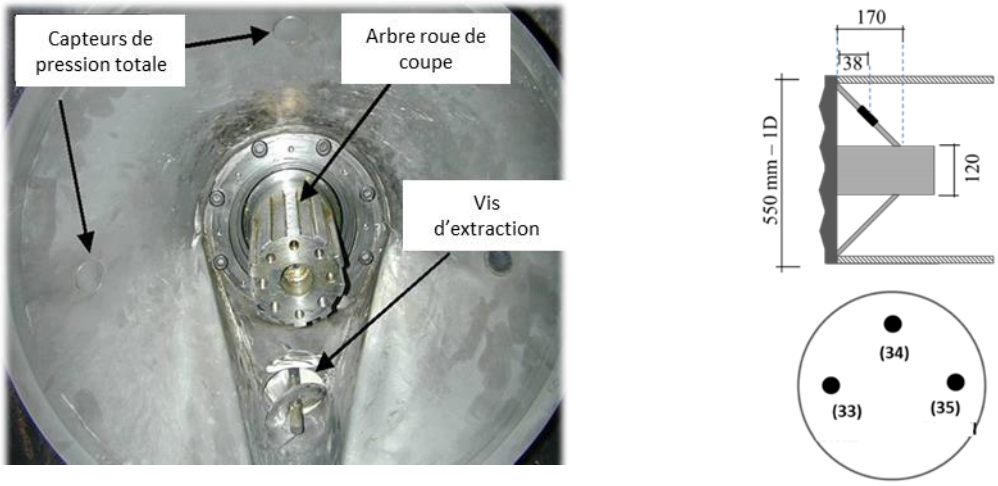


Figure II-7 – Chambre d'abattage du modèle réduit du tunnelier de l'ENTPE avec positions des capteurs de contraintes

II.2.5.2 Mesure de l'effort de poussée du tunnelier

L'effort de poussée total du tunnelier est mesuré grâce à quatre axes dynamométriques fixés aux extrémités de chacun des quatre vérins servant au fonçage du tunnelier dans le terrain. L'étendue de mesure des axes utilisés est de ±5000daN et leur précision est de ±2daN (Figure II-8). L'étalonnage de ces axes est réalisé au préalable des essais sur une presse hydraulique du laboratoire. Lors de cet étalonnage, les capteurs sont fixés sur des embases inférieures et supérieures spécifiques permettant de reproduire la sollicitation exercée par les vérins sur le modèle réduit. Un exemple de courbe d'étalonnage obtenue est donnée Figure II-9.

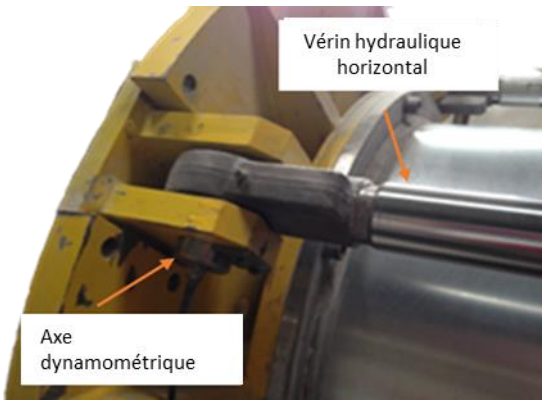


Figure II-8 - Mesure de l'effort de poussé des vérins

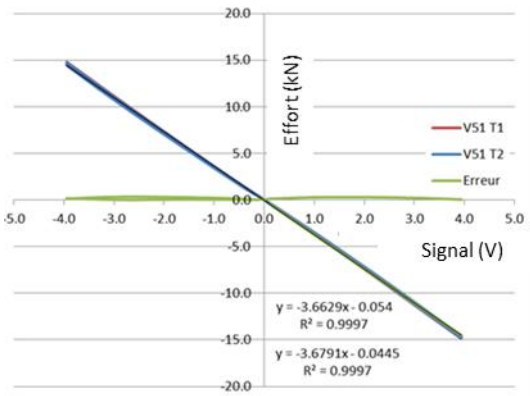


Figure II-9 - Exemple de courbe d'étalonnage obtenue pour un axe dynamométrique

II.2.5.3 Calcul de la pression au front de taille

Sur le modèle réduit de de tunnelier, la force totale de poussée (F_T) développée par les quatre vérins hydrauliques du tunnelier est équilibrée par trois forces de sens opposé :

- Fg : la résultante des forces de guidage en particulier induite par le frottement des galets sur les rails de guidage ainsi que par le frottement du corps du bouclier sur des bagues de guidage en laiton à l'entrée du caisson. Cette résultante de guidage ne peut être mesurée que lors d'un essai à vide d'avancement du tunnelier, c'est-à-dire sans matériau dans le caisson. Ce type d'essai est réalisé avant chaque essai de creusement. Les mesures de l'effort de guidage ainsi réalisées présentent une bonne reproductibilité (Figure

II-10). La valeur moyenne de la force de guidage peut être estimée à 630 daN. Toutefois, cet effort n'est pas constant lors de la progression du tunnelier dans le caisson. En particulier on observe une augmentation significative de l'effort de guidage en fin de course (x/D>1.6) qui peut être due à un effet « tiroir » au niveau des bagues laiton. Les mesures présentées Figure II-10 montrent en revanche que l'effort de guidage à vide est quasi-indépendant de la vitesse d'avancement de la machine. En conclusion, notons qu'il n'existe aucun moyen pour mesurer la force de guidage pendant les essais de creusement, en particulier pour prendre en compte l'influence de la présence de matériau dans le caisson et un éventuel « cabrage » de la machine qui pourrait modifier cet effort. Dans la suite, l'effort de guidage sera considéré au moyen d'une fonction de lissage (fonction polynomiale) des mesures de l'effort de guidage à vide en fonction de la position du tunnelier.

- FF : La résultante des forces de frottement du sol le long de la jupe pendant la progression du tunnelier dans le terrain. Cet effort ne peut être directement mesuré sur le modèle réduit de l'ENTPE. Cependant, Branque et al. (2002) ont proposé une méthode pour son estimation. Cette méthode est basée sur le fait que lorsque que le régime de creusement est permanent (caractérisé par la conservation de la quantité de matériau dans la chambre d'abattage), l'augmentation de la force totale de poussée (après retranchement de l'effort de guidage à vide) peut être directement liée à l'augmentation des efforts de frottement le long de la jupe du fait de la pénétration du bouclier dans le terrain.

- Fp : La résultante des forces dues à la poussée active du sol sur la tête de coupe. Cette force peut être déduite à partir de la relation suivante.

$$F_P(x) = F_T(x) - F_g(x) - F_F(x)$$

Nous pouvons ainsi définir la poussée frontale (P_F) correspondant à la pression de support des terres par la face avant du tunnelier par la formule suivante

$$P_F(x) = \frac{F_P(x)}{S}$$

Avec S la section du tunnel (S=2375 cm²).

Berthoz (2012) a montré que cet effort de poussée frontale se décomposait en la somme d'un effort repris par les parties métalliques fermées de la roue de coupe (rôle d'écran joué par la roue de coupe) et d'un effort transmis par le matériau abattu jusqu'au parois de la chambre d'abattage. Il a pu montrer que sur modèle réduit, comme sur chantier, le rapport entre ces deux efforts était directement fonction du taux d'ouverture de la roue de coupe.

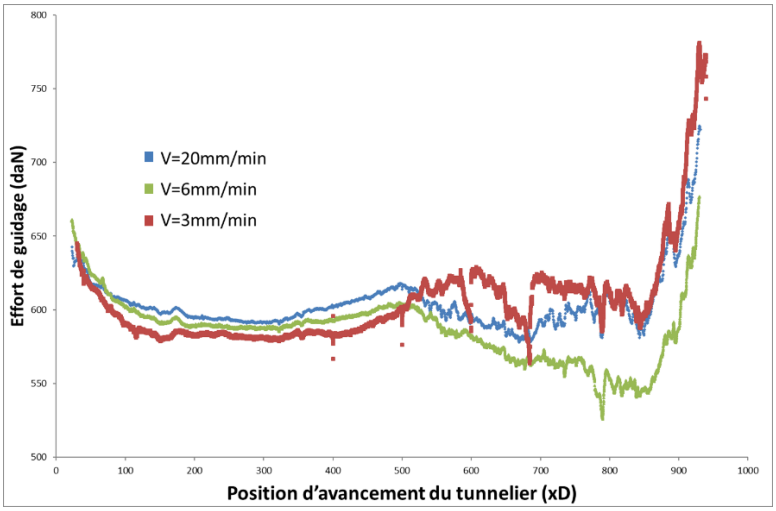


Figure II-10 - Variations de l'effort de guidage du tunnelier en fonction de sa position d'avancement dans le caisson (mesures effectuées sans matériau dans le caisson et à différentes vitesses d'avancement)

II.2.5.4 Mesure des couples résistants sur la vis d'extraction et la roue de coupe

Les pressions en entrée et sortie des moteurs hydrauliques entraînant la vis d'extraction et la roue de coupe sont mesurées grâce à quatre capteurs de pression d'étendue de mesure 400 bars et de précision ±1 bar. Ces capteurs sont étalonnés à l'aide d'un dispositif adapté de mise en pression d'un circuit hydraulique (Figure II-11). Les couples exercés par les moteurs hydrauliques sur la roue de coupe et la vis d'extraction peuvent ensuite être déterminés à partir de l'expression suivante.

$$Couple_{moteur_hydraulique} = \frac{q.V.\Delta p}{\omega} = \frac{1}{2\pi} q.\Delta p$$

Où :

- q est la cylindrée du moteur ; c'est-à-dire le volume d'huile expulsé par tour du moteur (en litre/tour) : 290cm³ pour le moteur de la roue de coupe et 115cm³ pour celui de la vis d'extraction ;
- V est la vitesse de rotation du moteur (en tour/min) ;
- Δp est la différence de pression entre l'entrée et la sortie du moteur (en bars) ;
- ω est la vitesse angulaire de rotation du moteur (en rad/min).

On en déduit les expressions suivantes pour les couples sur la roue de coupe et sur la vis d'extraction :

(II-1) $$C_{roue} = 1.59 \times 0.29 \times (P_{entrée_roue} - P_{sortie_roue})$$

(II-2) $$C_{vis} = 1.59 \times 0.115 \times (P_{entrée_vis} - P_{sortie_vis})$$

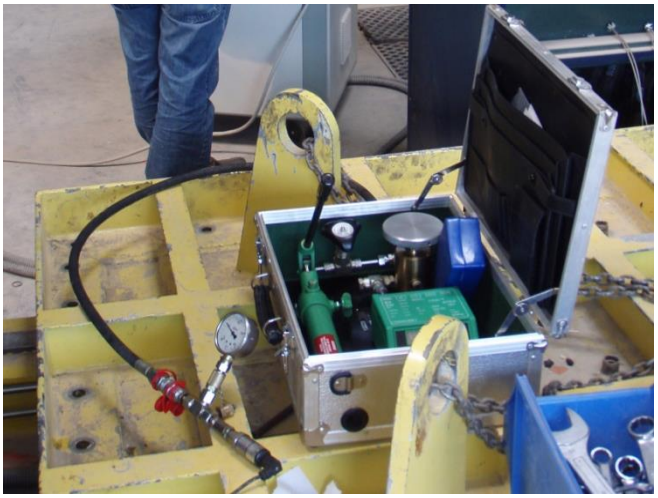


Figure II-11 - Dispositif manuel d'étalonnage des capteurs de pression hydraulique.

Les valeurs des constantes d'étalonnage des capteurs de pression ainsi déterminées sont les suivantes :

Roue de coupe (entrée) :	39.49 Bars/Volts
Roue de Coupe (sortie) :	39.37 Bars/Volts
Vis extraction (entrée) :	42.87 Bars/Volts
Vis extraction (sortie) :	45.49 Bars/Volts

Les mesures en temps réel des couples sur la roue de coupe et sur la vis d'extraction donnent des informations importantes sur le régime de creusement entretenu (Berthoz, 2012). En particulier, compte tenu de l'homogénéité des massifs de sol reconstitués sur modèle réduit, toute variation de ces couples en

cours de creusement est censée traduire un changement de nature de régime de creusement. Bien que les variations de ces deux grandeurs soient étroitement surveillées lors des essais de creusement, l'exploitation de ces couples ne sera pas présentée dans ce mémoire car jugée d'importance secondaire par rapport à celle des autres grandeurs machine.

II.2.5.5 Mesure de la masse de matériau évacué

Le matériau excavé est évacué de la chambre d'abatage par une vis d'extraction puis par le convoyeur (vis horizontale). A la sortie du convoyeur, le marin tombe dans une caisse posée sur une balance. Cette balance électronique d'une capacité de 150 kg avec une précision de 10^{-2} kg donne en temps réel la masse du matériau extrait et déchargé à l'arrière du tunnelier. Cette mesure de masse est un paramètre important, elle fait partie des éléments nous permettant de contrôler et garantir un régime d'excavation permanent sous condition de l'homogénéité des massifs de sol reconstitués.

A noter que dans le cadre de cette thèse, nous avons développé une boucle d'acquisition à l'aide du logiciel Labview afin d'automatiser la mesure en continu de la masse de matériau évacué à l'arrière du tunnelier ; mesure qui au préalable s'effectuait manuellement.

II.2.5.6 Mesure de la vitesse d'avancement

Dans le cadre de cette thèse, le dispositif de mesure et de contrôle de la vitesse d'avancement du tunnelier a été remplacé afin d'améliorer la précision de cette vitesse. Initialement, le tunnelier n'était pas équipé d'un dispositif d'asservissement de sa vitesse d'avancement. Celle-ci était imposée à partir d'une tension de consigne d'alimentation des électrovannes de commande des vérins de poussée. Au cours des essais, il était observé que la vitesse d'avancement de la machine, pour une même tension de consigne, pouvait varier de façon significative en particulier en fonction de l'effort développé par les vérins, mais aussi en fonction des variations de température de l'huile du système d'hydraulique.

Pour pallier ce problème, nous avons décidé d'équiper le tunnelier d'un capteur de déplacement à haute précision qui permet de mesurer la vitesse d'avancement du tunnelier en temps réel et de prendre en compte cette mesure dans une boucle d'asservissement de commande des électrovannes des vérins de poussée (Figure II-12). Ce capteur (LS388C) est un encodeur incrémental linéaire étanche fixé le long du rail de guidage du tunnelier. Ce capteur permet de mesurer le déplacement du tunnelier sur une longueur de 1m avec une précision de 100µm. Le dispositif d'asservissement ainsi mis en œuvre permet d'imposer des vitesses d'avancement de la machine comprises entre 0 et 80mm/mn et une précision de l'ordre de 10^{-2} mm/min.



Figure II-12 – le capteur de déplacement linéaire (LS388C)

II.3 PRINCIPE DE PILOTAGE DU TUNNELIER

II.3.1 Paramètres de pilotage

Dans le cas du modèle réduit de tunnelier de l'ENTPE, la roue de coupe, la vis d'extraction et la vis d'évacuation sont équipées de trois moteurs hydrauliques indépendants alimentés par une même pompe. Ainsi le contrôle des vitesses de rotation de ces trois organes du tunnelier peut se faire en temps réel et de manière indépendante. La vitesse de rotation de ces trois moteurs est régulée depuis un pupitre de

commande analogique qui fournit une tension proportionnelle à la vitesse de rotation du moteur considéré. (Figure II-13). A noter que les quatre vérins de poussée horizontale du tunnelier sont alimentés par un circuit hydraulique différent de celui des moteurs hydrauliques et équipé de sa propre pompe hydraulique.

Au même titre que sur chantier, le pilote du modèle réduit dispose de trois paramètres de pilotage pour maintenir le régime de creusement souhaité :

- La vitesse de sortie des vérins (vitesse d'avancement du tunnelier)
- La vitesse et le sens de rotation de la roue de coupe
- La vitesse de rotation de la vis d'extraction

On notera que pour l'ensemble des essais présentés dans ce mémoire de thèse, la vitesse de rotation du convoyeur est délibérément maintenue à sa vitesse maximale dans le but de faciliter l'évacuation du sol à l'arrière du tunnelier. En conséquence, la vitesse de rotation du convoyeur ne doit pas être considérée comme un paramètre de pilotage du TBM.

Notons également que le modèle réduit de l'ENTPE n'est pas équipé de capteurs permettant de mesurer en temps réel les vitesses de rotation des différents moteurs hydrauliques. Par conséquent, un ensemble d'essais de calibration de la vitesse de rotation de ces différents moteurs a été effectué avant chaque campagne expérimentale, en l'absence de sol dans la machine et le caisson (tunnelier vide). Il est toutefois possible (mais difficilement vérifiable) que ces vitesses de rotation soient affectées en présence de matériau dans le caisson et dans le circuit de marinage.

La Figure II-13 montre un exemple de courbe de calibration de la vitesse de rotation de la roue de coupe. Ainsi, il apparaît que la roue de coupe peut être pilotée dans les deux sens de rotation en fonction de la tension appliquée au distributeur hydraulique. Lors de nos essais, nous travaillerons principalement avec un sens de rotation horaire de la roue de coupe ; ce qui correspond à une tension inférieure à 4 Volts.

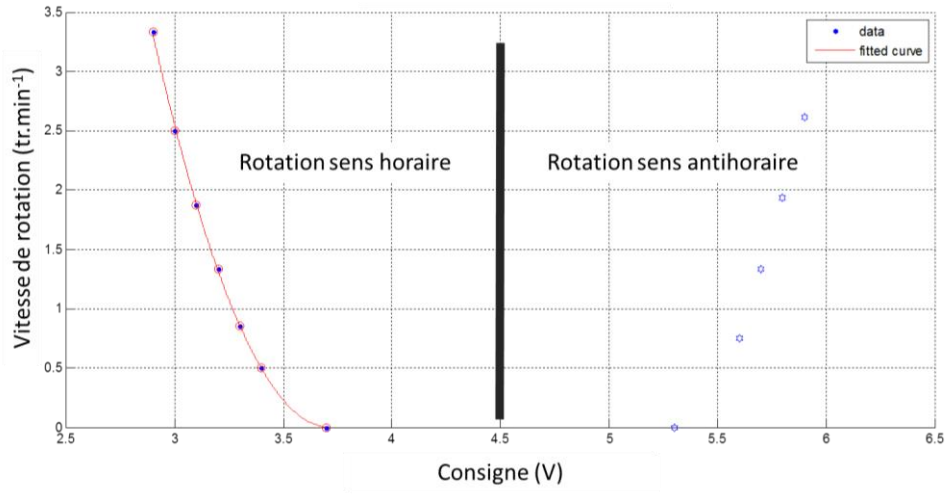


Figure II-13 - Courbe de calibration de la vitesse de rotation de la roue de coupe

La Figure II-14 présente le résultat d'un essai d'étalonnage de la vis d'extraction en présence de matériau dans la chambre d'abattage (condition d'essai de creusement). Cette figure présente l'évolution du débit massique d'extraction en fonction de la tension de consigne de vitesse de rotation de la vis d'extraction. Sur cette figure, les marqueurs bleus représentent les valeurs mesurées lors de la calibration, la courbe rouge est la courbe de tendance obtenue avec les points de mesure précédents. Les points noirs représentent les variations de tension de consigne de la vis d'extraction nécessaires pour maintenir et un régime de creusement stationnaire (c'est-à-dire pour maintenir une quantité de matière constante dans la chambre d'abattage) en tenant compte des variations de densité du sol à l'avant de la machine (poids volumique compris entre 13.3kN/m^3 et 13.6kN/m^3). On notera qu'une faible variation de la consigne entraîne une importante variation du débit massique et vice-versa.

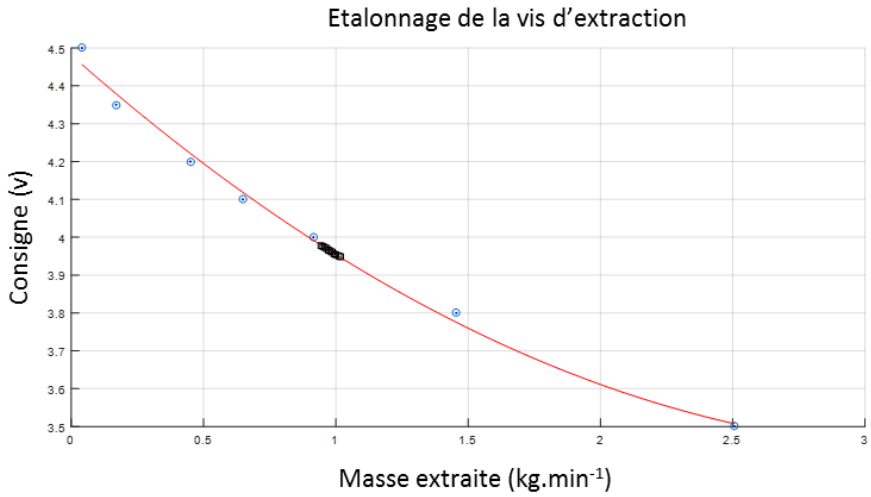


Figure II-14 - Courbe de calibration entre consigne de rotation de la vis d'extraction et débit massique d'extraction (ϱ=13.3 kN.m-3)

II.3.2 Régimes de creusement stationnaires

Tous les essais de creusement présentés dans ce mémoire ont été menés dans le cadre de régimes de creusement stationnaires (ou permanents). Ces régimes d'excavation sont caractérisés par le fait que les déformations et les contraintes du sol observé en une position donnée du terrain sont uniquement fonction de la distance relative entre cette position et le front de taille (X_{ST}).

Quelle que soit la nature du sol excavé, les précédents tests réalisés avec le modèle réduit de tunnelier à pression de terre de l'ENTPE (Branque et Boutin, 2002, Doan, 2007, Berthoz, 2012) ont montré que pour atteindre et maintenir un régime d'excavation stationnaire, il nécessaire de satisfaire les deux conditions ci-dessous :

- **Condition C2** : Maintenir une quantité de matériaux constante dans la chambre d'abattage. Une interruption durable de vérification de cette condition mènera à la formation de larges et irréversibles mouvements de sol, lesquels peuvent à terme conduire à une rupture généralisée du massif. Un effondrement peut se produire en cas de sur-extraction (vidange abusive de la chambre d'abattage) ou un refoulement ascendant du sol en cas de sous-extraction du sol (remplissage excessif de la chambre d'abattage).
- **Condition C3** : Appliquer une vitesse de rotation de la roue de coupe suffisamment élevée pour garantir l'homogénéité des contraintes au front de taille du tunnel. Cette condition permet d'éviter une mise en butée du massif de sol à l'avant du tunnelier et l'apparition d'un refoulement ascendant. La vitesse minimale de rotation de la roue de coupe qui permet d'éviter ce phénomène dépend de la vitesse d'avancement du tunnelier.

Si les conditions C2 et C3 nécessaires à l'obtention d'un régime stationnaire sont vérifiées, la stabilité du front de taille n'est toutefois pas garantie. Une troisième condition doit être ajoutée pour assurer la stabilité du front de taille et minimiser les déformations du terrain autour du tunnelier. Cette condition de stabilité qui peut être vue comme la condition initiale est décrite ci-après :

- **Condition C1** : Appliquer une pression de confinement sur le front de taille adéquate pour assurer un état d'équilibre initial stable du massif. Cette valeur de pression frontale dépend principalement des caractéristiques mécaniques du sol et de la configuration géométrique du tunnel (diamètre du tunnel et hauteur de couverture). Berthoz (2012) a montré que dans le cas d'un sol purement frottant, la pression initiale horizontale appliqué au front de taille doit au moins être égale au double de la poussée horizontale des terres au repos. Avec ce type de sol, il est important de démarrer l'excavation avec une chambre d'abattage pleine afin de minimiser les déformations du sol et rapidement atteindre un régime stationnaire. Lors des campagnes d'essais réalisées dans le cadre de cette thèse, la chambre d'abattage du tunnelier a toujours été pré remplie pendant la confection du

massif de sol. Pour cela, la roue de coupe est mise en rotation pendant cinq à dix minutes, deux à trois fois pendant le remplissage du caisson.

II.3.3 Pilotage effectif du tunnelier

Aussi bien en laboratoire que sur chantier, afin de satisfaire ces trois conditions, la bonne conduite du tunnelier à pression de terre se fait en optimisant les trois paramètres machine que sont la vitesse d'avancement du tunnelier, la vitesse de rotation de la roue de coupe et la vitesse de rotation de la vis d'extraction.

Lors des essais réalisés dans le cadre de cette thèse, une même procédure de pilotage a été appliquée. Elle consiste à :

- Maintenir constante la vitesse de rotation de la roue de coupe (de l'ordre de 3tr/mn)
- Maintenir constante la vitesse d'avancement du tunnelier (égale à 3mm/mn)
- Ajuster la vitesse de rotation de la vis d'extraction (vis inclinée) afin de maintenir les valeurs de pressions dans la chambre d'abattage aux niveaux souhaités. Ainsi l'ajustement de la vitesse de rotation de la vis d'extraction se fait en fonction des variations de pressions mesurées par les capteurs de contraintes placés sur les parois de la chambre (cf. paragraphe II.2.5.1).

II.4 MODIFICATIONS APPORTEES AU MODELE REDUIT DE TUNNELIER

Comme indiqué précédemment, le modèle réduit de tunnelier à pression de terre de l'ENTPE est un dispositif expérimental opérationnel depuis les années 2000. Les précédentes études menées en terrain vierge ont montré la capacité de ce dispositif à reproduire sous conditions contrôlées les principaux mécanismes physiques en lien avec le mode d'excavation à pression de terre (Branque et al., 2002, Doan, 2007, Berthoz, 2012).

Bien que ce modèle réduit dans sa configuration initiale a donné entière satisfaction, le programme expérimental de cette thèse, dont l'objectif est l'étude de l'impact du creusement d'un tunnel sur des fondations profondes, a nécessité d'importantes modifications du dispositif expérimental initial. Les études préalables à ces modifications ont été menées lors des six premiers mois de cette thèse. Les opérations planifiées (reconfiguration du caisson, rétrofit du système hydraulique, modification du système de commande du TBM) ont été réalisées par des prestataires extérieures tout au long de la première année de thèse. Les premiers tests de validation du dispositif dans sa nouvelle configuration ainsi que les ajustements qui ont suivi ces tests ont été menés durant les treizième et quatorzième mois de cette thèse. Ces différentes opérations sont décrites ci-après.

II.4.1 Reconfiguration du caisson

II.4.1.1 Zones d'influence

Concernant l'impact du creusement d'un tunnel sur des fondations profondes, l'étude bibliographique réalisée à ce sujet et présentée au chapitre III de ce mémoire a montré que plusieurs auteurs (Jacobsz et al., (2004), Lee et Bassett (2006), Jongpradist et al., (2013)) ont proposé, sur la base d'observations faites sur modèles physique 2D ou à partir de simulations numériques, différentes « zones d'influence ». Pour une position donnée, ces zones d'influence sont définies en fonction de la valeur du rapport (R) entre le déplacement vertical du sol en surface (S_g) et le déplacement vertical du pieu (S_p). Notons que les valeurs de ce ratio ne semblent pas dépendre du diamètre des pieux et du diamètre du tunnel ainsi que de l'amplitude des pertes de volume autour de l'ouvrage : $R=S_p/S_g$

La Figure II-15 déduite des travaux de Lee et Basset (2006) illustre les trois principales zones définies par ces auteurs. Sur cette figure, la zone I correspond à la zone ou les pieux tassent plus que le sol (R>1). La zone II est encore mal connue, on suppose que les pieux peuvent encore avoir de grands déplacements (R~1) où des analyses numériques plus poussées sont recommandées. Quant à la Zone III, les pieux tassent

moins que le sol (R<1). Par conséquent, l'état de l'art qui sera présenté de manière plus exhaustive au chapitre III nous a conduit à privilégier dans le cadre de cette thèse l'étude des zones I et II pour lesquelles des mesures de protection peuvent être nécessaires.

II.4.1.2 Définition de la largeur du nouveau caisson

Les nouvelles dimensions du caisson ont été définies en tenant compte de la géométrie des zones d'influence décrites précédemment et tirées de la bibliographie. Sur la Figure II-15, outre les zones d'influence proposées par Lee et Basset (2006), sont reportées les géométries du caisson du modèle réduit de l'ENTPE avant modifications (couleur rouge: 2m de long, 1.3m de large et 1.3m de haut) et après modifications (couleur verte: 2m de long, 2.70m de large et 2.1m de haut).

La largeur du nouveau caisson a été définie avec l'objectif de contenir les deux zones critiques (I et II) précédemment définies dans la littérature et de limiter les effets de bords dans la direction transverse, en particulier en ce qui concerne les profils transversaux de cuvette de tassement.

Les essais menés sur le modèle réduit de l'ENTPE dans sa précédente configuration ont montré que les tassements de surface à une distance horizontale Y de l'axe du tunnel pouvaient être estimé à partir de la forme gaussienne suivante (Berthoz, 2012) :

$$U_{x,y} = U_{x,0}.e^{\frac{-y^2}{2.I_Y^2}}$$

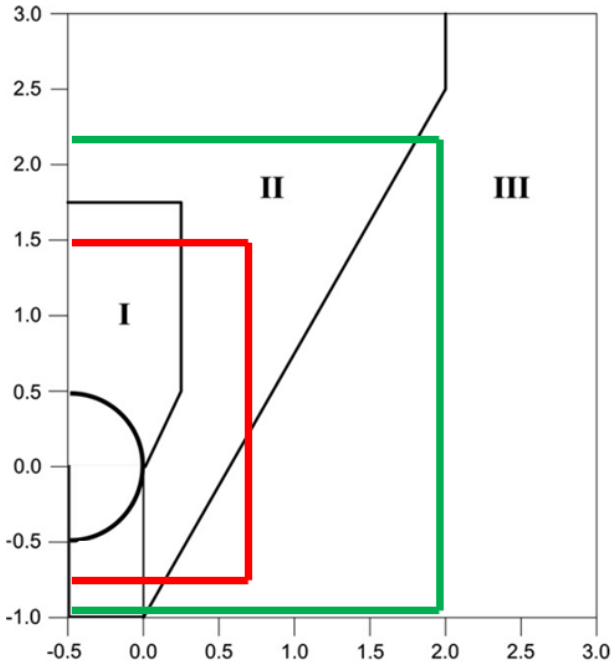
Avec :

- $U_{x,0}$: le tassement de surface au-dessus de l'axe du tunnel à une distance x du front de taille
- Iy : la distance horizontale normalisée par le diamètre du tunnel entre l'axe du tunnel et le point d'inflexion du profil transverse

En considérant cette forme gaussienne de cuvette de tassement, la largeur totale de la cuvette est alors donnée par l'expression suivante :

$$L_B = 2.(2{,}5 \,.\, I_Y \,.\, D)$$

Avec D le diamètre du tunnel (i.e. D=55cm)



Zone d'influence

I – R>1 Le pieu tasse plus que le sol

II – R=1 Des grands déplacements du pieu sont à prévoir

III – R<1 Le sol tasse plus que le pieu

Ancien caisson (Rouge)

Nouveau caisson (Vert).

Figure II-15 – Comparaison entre zones d'influence définies par Lee et Basset (2006) concernant l'interaction tunnel – pieux et géométries du caisson du modèle réduit de l'ENTPE avant et après modifications (dimensions xD)

Les essais précédents réalisés sur le modèle réduit ont montré que le point d'inflexion est situé à une distance horizontale normalisée (Iy) comprise entre 0.6 et 0.8 (Berthoz, 2012). En conséquence, la largeur totale de la cuvette de tassement devrait être de l'ordre de 2.2m. Pour ne pas interférer avec le profil de tassement transverse de la surface du sol et limiter les effets de bords autour des pieux placés de part et d'autre du tunnel, la largeur du nouveau caisson a été prise égale à 2.7m, soit environ 2.5D. Comme le montre la Figure II-15, cette largeur permet de pleinement inclure les zones d'influence I et II tirées des travaux de Lee et Basset (2006).

II.4.1.3 Définition de la hauteur du nouveau caisson

La hauteur du nouveau caisson a été définie avec l'idée d'être en mesure de reproduire une couverture de sol (C) que l'on peut retrouver dans la pratique. En zone urbaine, la couverture des tunnels creusés au tunnelier est rarement inférieure à 1.5D afin de pouvoir limiter les tassements de surface. Dans le cas du modèle réduit, il a été fait le choix d'une couverture de 2.2D. Cette couverture est un compromis afin de mobiliser suffisamment de frottement latéral le long des pieux modèles qui seront testés, et donc d'avoir une distribution d'efforts dans ces fondations comparables à celle rencontrée dans la pratique, mais aussi pour limiter les opérations de manipulation lors du remplissage et de la vidange du caisson entre chaque essai.

En ce qui concerne la distance entre le radier du tunnel et le fond du nouveau caisson, celle-ci a été prise égale à 30 cm (soit 0.55D) contre 15cm pour l'ancien caisson. Cette distance peut être considérée comme suffisante pour limiter les effets de bord à la base du tunnel étant donné que la précédente distance de 15cm n'avait pas permis d'identifier d'effets de bords notables.

II.4.1.4 Définition de la longueur du nouveau caisson

Dans la direction longitudinale, une longueur de 2m, identique à celle du précédent caisson, a été retenue. Les études précédentes (Doan, 2007, Berthoz, 2012) ont en effet montré que cette longueur était suffisante pour éviter les effets de bords lorsque le tunnelier avait atteint en fin d'essai de creusement sa position d'avancement maximale (i.e. L_{max}=1m).

II.4.1.5 Mise en place du nouveau dispositif

En résumé, les dimensions du nouveau caisson sont : longueur : 2m, largeur : 2.7m, hauteur : 2.1m ; ce qui correspond à un volume total de 11.34 m^3. Etant donnée la hauteur limitée du bâtiment accueillant le dispositif, il a été décidé de positionner le nouveau caisson très proche du sol. Un nouveau support métallique pour le tunnelier a été réalisé pour prendre en compte cette nouvelle configuration et permettre d'abaisser le chemin de roulement du tunnelier (Figure II-16 et Figure II-17). De plus, il a été décidé de créer une ouverture à l'arrière du caisson par l'intermédiaire d'une porte basculante afin de faciliter les opérations de mise en place des capteurs au préalable du remplissage du caisson, ainsi que les opérations de vidange du caisson (Figure II-17).



Figure II-16 – Désassemblage de l'ancien dispositif de tunnelier à pression de terre de l'ENTPE avant reconfiguration.

A noter que l'ensemble des modifications du caisson et du chemin de roulement du tunnelier a nécessité une analyse mécanique de la structure afin de garantir une rigidité suffisante de l'ensemble du nouveau dispositif. Celle-ci a été réalisée dans le cadre de cette thèse à l'aide des logiciels Autocad et Solidworks.



Figure II-17 – Assemblage du nouveau du nouveau dispositif de tunnelier à pression de terre conçu dans le cadre de cette thèse.

II.4.2 Rétrofit du dispositif de commande des circuits hydrauliques

Au préalable des essais conduits dans le cadre de cette thèse, un rétrofit de l'ensemble du système de commande des différents circuits hydrauliques du tunnelier a été réalisé. Dans un premier temps, les nourricières des moteurs hydraulique (roue de couple, vis d'extraction, convoyeur) et celles des quatre vérins hydrauliques ont été remplacées. Ensuite, un nouvel équipement de commande électronique des électrovannes des différents moteurs hydrauliques a été intégré afin d'augmenter la précision et la fiabilité du contrôle de la vitesse de rotation de ces moteurs.

Par ailleurs, un système d'asservissement a été conçu et mis en place pour le contrôle de l'avancement du tunnelier afin d'obtenir une régulation plus précise de sa vitesse. Cette asservissement est réalisé à l'aide d'un

encodeur linéaire incrémental (LS388C) décrit au paragraphe II.2.5.6 et un contrôleur numérique (DOLI). Grace à ce nouvel équipement, la vitesse d'avancement du tunnelier peut être ajustée de 0 à 100mm/min avec une précision de 10^{-2} mm.min^{-1}.

Le bon fonctionnement de l'ensemble de ces nouveaux dispositifs de commandes des circuits hydrauliques du tunnelier a été vérifié au travers de plusieurs tests de validation réalisés dans le cadre de cette thèse.

II.5 Le sol modèle

II.5.1 Application des lois de similitude

Le choix d'un matériau destiné à jouer le rôle du sol modèle sur la maquette de tunnelier de l'ENTPE a fait l'objet de nombreuses études (Branque et al., 2002, Branque et al.,2007, Doan, 2007). Pour définir ce matériau modèle, les auteurs de ces travaux ont tenu compte des conditions de similitudes déduites de l'analyse dimensionnelle, ceci dans le but de reproduire au mieux sur modèle réduit les mécanismes observés à l'échelle de l'ouvrage.

Dans le cas des modèles physiques sous gravité (modèles 1g) utilisant un massif de sol, il est toutefois connu qu'il est impossible de satisfaire toutes les conditions de similitudes relatives aux paramètres mécaniques du sol. Ceci est dû, en partie, au fait que le comportement du sol présente une dépendance non linéaire en fonction de l'état de contraintes appliqué (cf § I.4.3). Pour cette raison, les auteurs cités précédemment (Branque et al., 2002, Branque et al.,2007, Doan, 2007) ont décidé de privilégier les conditions de similitude associées à certains paramètres mécaniques du sol, ceci en fonction de la nature du problème considéré et des mécanismes physiques étudiés (Mandel, 1962).

Par la suite, et comme au paragraphe I.4.2 , le facteur d'échelle adimensionnel U* de la quantité physique U est défini comme suit :

$$U^* = \frac{U_m}{U_p}$$

avec U_m et U_p qui représentent respectivement les valeurs de U à l'échelle du modèle réduit et de l'ouvrage en vraie grandeur.

Par conséquent, L* est le facteur d'échelle géométrique qui correspond au ratio des dimensions géométriques. Dans notre étude, le facteur d'échelle des longueurs (L*) sera pris par référence égal au rapport des diamètres des roues de coupe des tunneliers :

$$L^* = \frac{D_m}{D_p}$$

avec D_m : diamètre de la roue de coupe du modèle réduit de tunnelier et D_p : diamètre de la roue de coupe du tunnelier réel considéré.

Les conditions de gravité terrestre ($g^*=1$) étant imposées dans le cas du dispositif expérimental de l'ENTPE, il a par ailleurs été décidé dans la continuité des travaux précédents de travailler avec un matériau sableux naturel dont la masse volumique peut être considérée comme proche des masses volumiques des matériaux rencontrés sur chantier ($\varrho^* \approx 1$). De ces différentes conditions, l'Équation I-14 conduit alors à la condition de similitude suivante :

$$\sigma^* \approx L^*$$

En ce qui concerne les caractéristiques mécaniques du sol modèle, toujours dans la continuité des travaux antérieurs menés à l'ENTPE, il a été décidé de privilégier les conditions de similitudes relatives à la rigidité du sol ($E^*=L^*$) ainsi qu'à ses paramètres de résistance au cisaillement que sont la cohésion ($c^*=L^*$) et l'angle de frottement ($\varphi^*=1$). De plus, il est connu que le faible état de contrainte autour du modèle réduit de tunnelier, comparé à celui régnant autour de l'ouvrage en vraie grandeur, tend à induire une plus forte dilatance du massif de sol reconstitué. Pour minimiser cet effet d'échelle indésirable, le sol sélectionné sera volontairement mis en place dans un état lâche par rapport à celui que l'on peut retrouver sur chantier *(i.e.*

$e_m > e_p$ avec e_m et e_p les indices des vides du sol modèle et du sol sur site). Cette dernière condition vise à satisfaire au mieux les conditions de similitude relatives au comportement volumique du sol (Scott, 1989).

L'ensemble des relations entre facteurs d'échelle prises en compte dans le cas des essais sur modèle réduit de l'ENTPE sont rassemblées dans le Tableau II-1.

Grandeurs	Relations entre facteurs d'échelle prises en compte dans le cas des essais sur modèle réduit de tunnelier (Similitude partielle)	Caractéristiques mécaniques du matériau « sol »	
		Sol réel	Sol modèle
Pesanteur	$g^* = 1$	$9.81 m.s^{-2}$	$9.81 m.s^{-2}$
Longueur	$0.04 \leq L^* = D_M/D_P \leq 0.2$	D_P	D_M
Masse volumique	$\rho^* \approx 1$	ρ_P	$\rho_M \approx \rho_P$
Contrainte	$\sigma^* \approx L^*$		
Indice des vides	e^*	e_p	$e_M > e_p$
Déplacement	$\delta^* = L^*$		
Déformation	$\varepsilon^* = 1$		
Module de déformation	$E^* \approx L^*$	$E_P \approx 100 MPa$	$4 MPa \leq E_M \leq 10 MPa$
Cohésion	$c^* \approx L^*$	$0 \leq c_P < 40 kPa$	$0 \leq c_M \leq 8 kPa$
Angle de frottement	$\varphi^* \approx 1$	$30° \leq \varphi_P \leq 40°$	$\varphi_m \approx \varphi_P$

Tableau II-1 - Caractéristiques mécaniques requises pour le matériau sol modèle utilisé sur modèle réduit de tunnelier de l'ENTPE (Doan, 2007)

II.5.2 Choix du matériau

Les différentes campagnes d'essais réalisées dans le cadre de cette thèse ont toutes été menées à l'aide d'un massif de sol modèle de nature purement frottant. Ce choix a été fait en discussion avec les partenaires du projet européen NeTTUN support de cette thèse. L'idée retenue est d'adopter une démarche progressive de recherche traitant dans un premier temps les massifs de sol purement frottants puis ultérieurement le cas des massifs de sol cohérents – frottants.

Matériau	w (%)	e	c (kPa)	ν	E_{50} (MPa)	φ (°)	ψ (°)
Sable HN31	0	0.9	0	0.28[1]	5	39	2

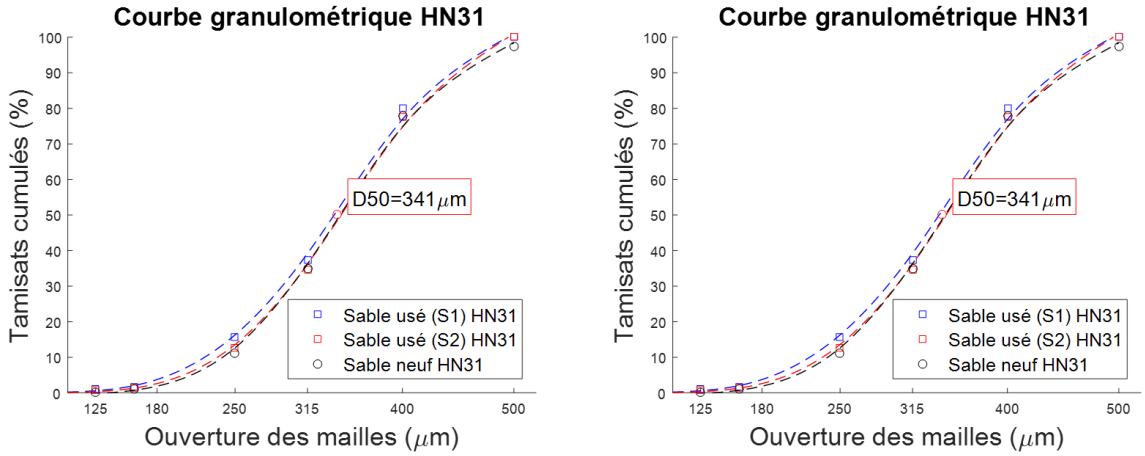
Tableau II-2 – Synthèse des caractéristiques mécaniques du sable Hostun HN31 utilisé.

Pour l'ensemble des essais présentés dans ce mémoire, le sols modèle a été préparé à partir du sable Hostun HN31 pris dans un état sec. Ce sable fin siliceux est caractérisé par une densité granulaire de 2.65, un diamètre moyen de 0,35mm et une granulométrie étalée (d_{60}/d_{10}=1,4) comme en atteste sa courbe granulométrique (Figure II-18). Ce sable, qui est considéré comme un sable de référence pour les laboratoires français de mécanique des sols, a été étudié par différents auteurs (Gay *et al.*,2003, Doanh *et*

[1] Branque et al. (1997)

*al.,*1997). Les valeurs des principales caractéristiques mécaniques de ce sable sont données dans le Tableau II-2 . Il a par ailleurs été largement utilisé lors des précédents essais réalisés avec le modèle réduit de TBM de l'ENTPE (Berthoz, 2012).

Au cours de cette thèse, une grande partie du sable a été réutilisée lors des différents essais menés avec le modèle réduit de tunnelier. Par précaution, des analyses granulométriques du matériau ont été réalisées par tamisage (Figure II-18.a) et par analyse laser (Figure II-18.b) tous les 5 essais. Ces analyses ont montré les faibles abrasion et usure du sable pendant les essais.



(a) (b)

Figure II-18 - Distributions granulométriques du Sable Hostun HN31 obtenue par tamisage (a) et par analyse laser (b)

II.5.3 Reconstitution du massif

Comme indiqué au paragraphe II.5.1, en raison du faible niveau de contraintes régnant dans le sol sur modèle réduit, le massif de sol reconstitué est préparé dans un état lâche dans le but satisfaire la similitude du comportement volumique du terrain.

Pour déposer le sable dans le caisson à la densité souhaitée et de manière homogène, un dispositif de vis d'Archimède (diamètre= 0.25m, longueur= 6m) équipée d'une trémie à sa base (volume 75l) et d'un tuyau flexible en caoutchouc à son extrémité a été conçu et fabriqué pour cette thèse (Figure II-19). Ce dispositif mécanisé présente l'avantage de réduire les opérations de manutention lors du remplissage du caisson. Ainsi les 16 tonnes de sable peuvent être acheminées dans le caisson par le biais de la vis sans fin et du tuyau en caoutchouc.

Toutefois, des essais préliminaires ont été nécessaires pour s'assurer de l'homogénéité et de la densité des massifs de sol ainsi reconstitué. Dans un caisson spécialement conçu, de taille réduite et de volume connu, des remplissages tests à différentes hauteurs de chute et différentes vitesses de rotation de la vis sans fin ont été réalisés (Figure II-20). Ces essais ont montré qu'une variation de la hauteur de chute du sable en sortie du tuyau en caoutchouc de 0 à 60cm n'avait que très peu d'effet sur la densité du massif de sol. En revanche, cette densité est affectée par le débit massique de la vis sans fin lorsque le débit massique du convoyeur est inférieur à 80 kg/min (Figure I-20).

Sur la base de ces essais préliminaires et des contraintes techniques, une hauteur de chute de 30cm et un débit massique de 90kg/min est imposée pendant le remplissage du caisson pour obtenir une densité proche de 1350 kg/m^3. Pour le sable d'Hostun, on note qu'un poids volumique sec de 1350kg/m3 correspond à un état lâche avec un indice des vides égal à 0.96 et un indice de densité (I_D) de 6%.

La densité du massif et son uniformité sont contrôlées en prélevant des échantillons pendant le remplissage du caisson à l'aide de bols placés dans le massif. La Figure II-21 illustre les résultats de ces prélèvements

pour l'un des essais. Nous pouvons noter qu'une bonne homogénéité de la densité du massif est obtenue avec la méthode de remplissage retenue. A noter que cette uniformité est cruciale pour satisfaire la répétabilité de nos études et mener à bien l'analyse des essais réalisés sur modèle réduit de TBM.



Figure II-19 – Remplissage du "bac" à sable pour la reconstitution du massif de sol à excaver à l'aide d'une vis sans fin et d'un tuyau en caoutchouc

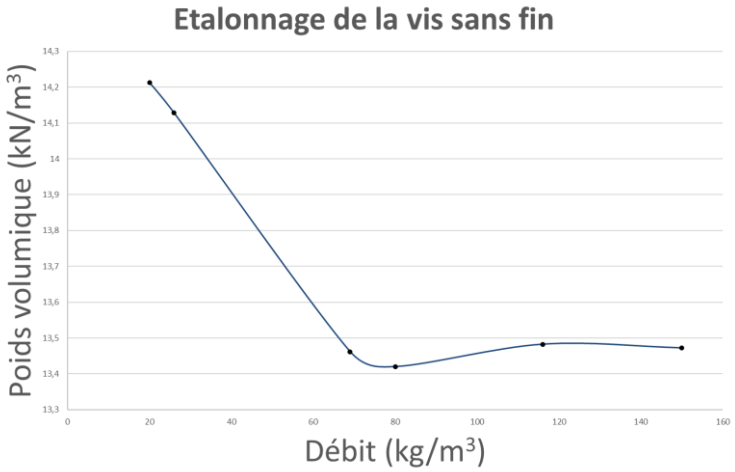


Figure II-20 – Représentation graphique de la masse volumique du massif de sol reconstitué en fonction du débit de la vis sans fin

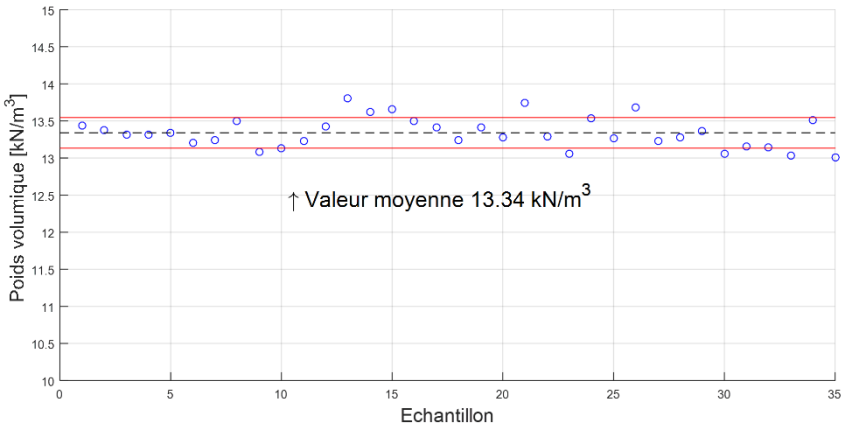


Figure II-21 - Masse volumique moyenne du massif de sol déduite des mesures effectuées par prélèvement lors du remplissage du caisson.

II.6 INSTRUMENTATION DU SOL

Le modèle expérimental de l'ENTPE offre l'opportunité de pouvoir instrumenter le sol en parallèle de l'instrumentation embarquée sur la machine (cf. paragraphe II.2.5). Ainsi le comportement du massif de sol peut être suivi en temps réel en fonction des valeurs des paramètres de pilotage du tunnelier imposées. Pendant la reconstitution du massif de sol modèle, des capteurs de pression totale et des capteurs de déplacement interne sont mis en place dans le terrain. Ces capteurs permettent donc de suivre et d'analyser les évolutions des champs de contraintes et de déplacements du sol en des positions particulières du massif, selon des directions préalablement choisies.

Une attention particulière est portée lors du positionnement des capteurs afin d'éviter tout phénomène d'interaction entre capteurs ainsi que des effets de renforcement du sol dus à leur simple présence (Berthoz, 2012). L'absence d'une quelconque influence de l'instrumentation sur le comportement global du massif est en particulier vérifiée à travers la reproductibilité des différents mécanismes observés au cours des essais pour des conditions expérimentales identiques mais avec des positions de capteurs différentes.

A noter qu'au préalable de chaque essai, le bon fonctionnement des capteurs est vérifié ; ceux-ci sont par ailleurs régulièrement ré-étalonnés (cf paragraphe II.6.1.2).

II.6.1 Mesure des contraintes dans le terrain

II.6.1.1 Les capteurs à mesure indirecte (BE2KC)

Jusqu'à dix capteurs de contraintes totales peuvent être positionnés dans le sol pendant le remplissage du caisson du modèle réduit. Ces capteurs permettent de suivre l'évolution des contraintes horizontales (σ_{xx}, σ_{yy}) et verticales (σ_{zz}) selon les directions relatives au référentiel du caisson (X,Y,Z) défini sur la Figure II-3.

Ces mesures de pressions totales sont réalisées à l'aide de capteurs à diaphragme BE-2KC de marque KYOWA (Figure II-22). Ces capteurs permettent de mesurer une contrainte normale à leur surface sensible allant jusqu'à 200kPa, avec une précision de l'ordre de 0.2 kPa. Les spécifications données par le fabriquant sont synthétisées sur la Figure II-23**.**

Ces capteurs fonctionnent en mode de mesure indirect. La surface sensible, en contact avec le sol, est séparée du diaphragme instrumenté par un film de mercure comme en atteste la Figure II-22, de manière à moyenner l'action discontinue des contacts granulaires. L'instrumentation du second diaphragme consiste en 4 jauges de déformations formant un pont de Wheatstone (Figure II-23 (a)). Ce pont de jauges est alimenté aux points A et B du diagramme électrique. La variation de tension générée par l'application d'un chargement extérieur est détectée aux points C et D puis filtrée et amplifiée par un conditionneur pour donner le signal électrique de sortie utilisé en pratique. Les caractéristiques géométriques de ces capteurs de contraintes

(épaisseur e, diamètre appartenant D et diamètre de la cellule DC) sont données sur la Figure II-22 (b) et au Tableau II-3. Certaines de leurs caractéristiques techniques (non linéarité, tension d'alimentation…) sont rappelées en Figure II-23 (b). Ces valeurs sont en accord avec les recommandations que l'on peut trouver dans la littérature (Berthoz et al.,2013).

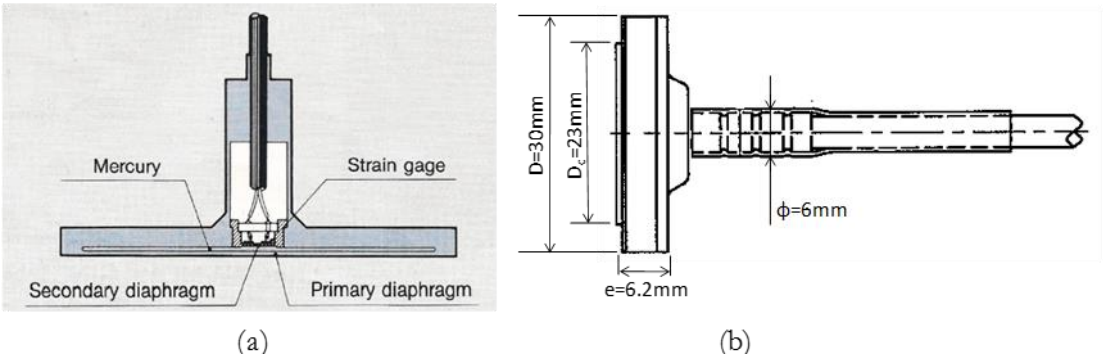
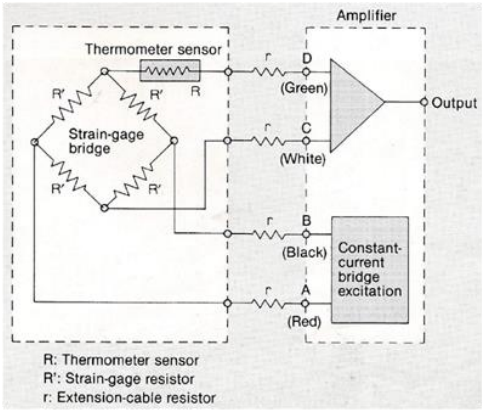


Figure II-22 – Kyowa BE-2KC sensors: (a) working principle, (b) cross-sectional diagram.



Type	Kyowa BE-2KC
Capacity	200kPa
Rated output (R.O.)	0.25mV/V
Non-linearity	2% R.O.
Excitation voltage (max)	4V
Bridge resistance	120.4Ω
Safe temperature range	-10° to +60°C

(b)

Figure II-23 – Spécification et schéma électrique du capteur Kyowa BE-2KC.

	D (mm)	e/D	Dc/D	Dc/d50*	δmax/Dc
KYOWA (BE-2KC)	30	0.33	0.90	77	3.10^{-6}

Tableau II-3 – Caractéristiques géométrique du capteur Kyowa BE-2KC

II.6.1.2 Etalonnage des capteurs de contraintes

Il est bien connu que la mesure des contraintes dans un sol, que ce soit in-situ ou en laboratoire, reste une tâche délicate dépendante de nombreux paramètres relatifs aux caractéristiques mécaniques et géométriques aussi bien du sol que du capteur lui-même (Berthoz et al., 2013).

Etant donné le nombre de paramètres qui peuvent influencer cette mesure, l'utilisation de capteurs de contraintes sur un dispositif expérimental en présence de sol sec doit nécessairement être précédée par un étalonnage du capteur dans des conditions les plus proches possibles de celles de son utilisation (nature du sol, densité, état de contraintes).

Pour cette raison, les capteurs de contraintes utilisés sur le dispositif expérimental de l'ENTPE sont vérifiés et régulièrement ré-étalonnés (en moyenne tous les trois essais de creusement). Lors de cet étalonnage, le

capteur de contrainte est préalablement positionné au sein d'un échantillon cylindrique de sol, lui-même placé à l'intérieur d'une cellule pour essais triaxiaux de laboratoires afin de reproduire un état de contraintes isotropes autour du capteur (Figure II-24). Les dimensions de l'échantillon du sol sont de 100mm de diamètre pour 200mm de haut. Comme lors des essais triaxiaux, l'échantillon de sol (sable sec dans le cas présent) est préparé à l'intérieur d'une membrane en latex, puis mis sous vide afin de maintenir sa forme cylindrique initiale. La membrane imperméable est fixée à l'aide de quatre joints toriques autour des embases de la cellule fabriquée à partir de disque d'aluminium. L'installation d'une pierre poreuse sur l'embase inférieure permet la circulation de l'air contenu dans l'échantillon vers l'extérieur de la cellule, donc son maintien à la pression atmosphérique durant l'essai. Ce système d'étalonnage présente l'avantage d'appliquer un chargement isotrope et contrôlé sur l'échantillon de sol contenant le capteur de pression. Ainsi, l'incertitude sur les contraintes transmises au capteur, que l'on peut rencontrer dans le cas de dispositif de cellules d'étalonnage à parois rigides en raison des frottements le long des parois, est éliminée.

Lors de cet étalonnage, l'échantillon de sol est constitué de sable sec Hostun HN 31, identique à celui utilisé sur modèle réduit de tunnelier. L'échantillon cylindrique est préparé en fines couches successives afin d'obtenir une densité de sable égale à celle utilisé sur la maquette de TBM. La pression de confinement est appliquée par air comprimé et contrôlée à l'aide d'un capteur de pression ATM-231 (STS France), d'une étendue de mesure de 400kPa et une précision de 0.8 kPa. Lors de l'étalonnage, deux cycles de mise en charge et décharge d'une amplitude de 100kPa est appliquée avec des paliers de 5kPa. Un exemple de courbe d'étalonnage est présenté Figure II-25. L'étalonnage des capteurs montre une excellente linéarité avec une faible hystérésis lors des cycles (6% lors de cet essai) obtenu pourtant sur des mesures indirectes. Pour chaque essai réalisé, la sensibilité du capteur est déterminée par une régression linéaire des courbes obtenues lors des deux cycles de charge/décharge. La pente de la courbe, exprimée en mV/kPa, nous donne le coefficient de proportionnalité entre la tension de sortie du capteur et la pression appliquée.

Pour compléter ces informations, Berthoz et al., (2013) a mené d'importantes campagnes d'étalonnage sur ces capteurs de pression (Kyowa BE2KC) pour étudier l'influence des paramètres du sol, tel que la taille des grains, la densité relative ou encore la teneur en eau du sable sur la réponse du capteur. Sur la base de ces essais, l'auteur a conclu que le capteur Kyowa BE-2KC possède une excellente linéarité et une faible hystérésis lors des cycles de charge/décharge. Il a aussi montré la bonne répétabilité des mesures mais aussi la faible influence de l'orientation spatiale du capteur dans le sol. De plus, l'auteur a souligné que la sensibilité du capteur BE-2KC noyé dans le sable sec diminue avec la diminution de la densité du sol. A partir de ces conclusions, il estime que l'incertitude sur les contraintes obtenues pendant les essais est de l'ordre de ± 10% de la valeur mesurée.

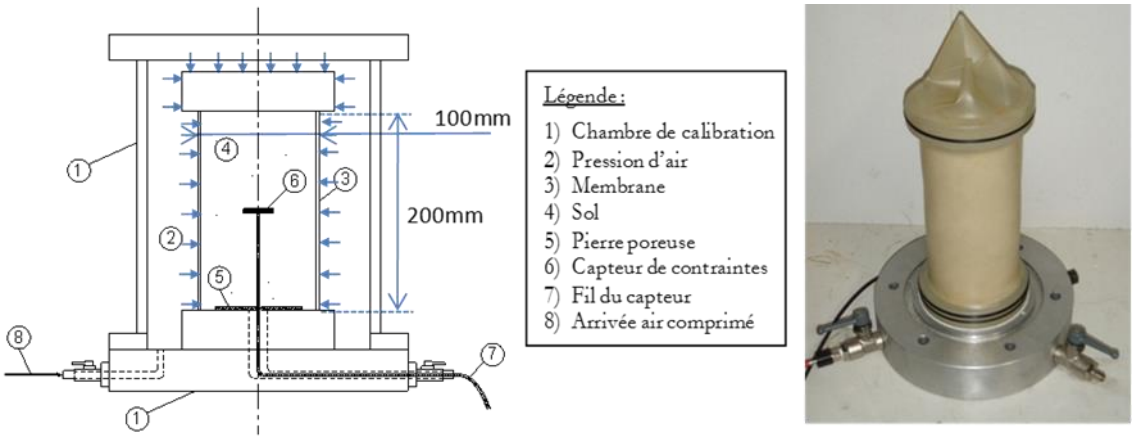


Figure II-24 – Dispositif utilisé pour la calibration des capteurs de contrainte totale BE 2KC

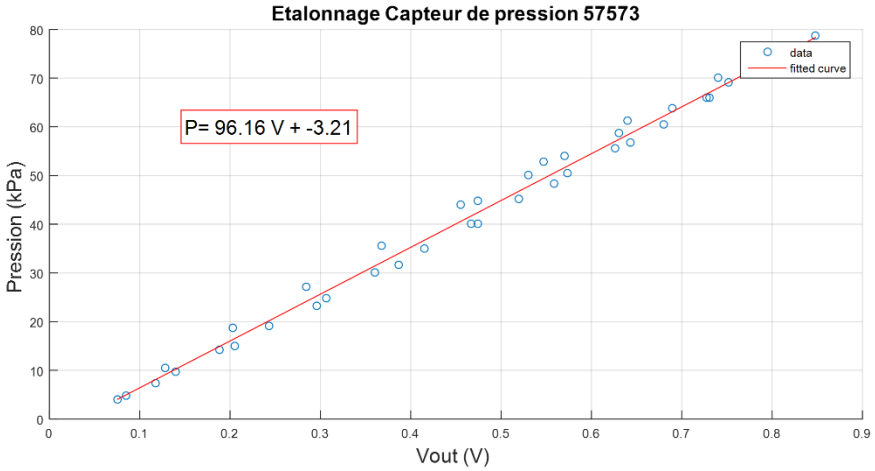


Figure II-25 – Exemple de réponse d'un capteur de contrainte totale BE2KC lors de sa calibration

II.6.1.3 Positionnement des capteurs de contraintes

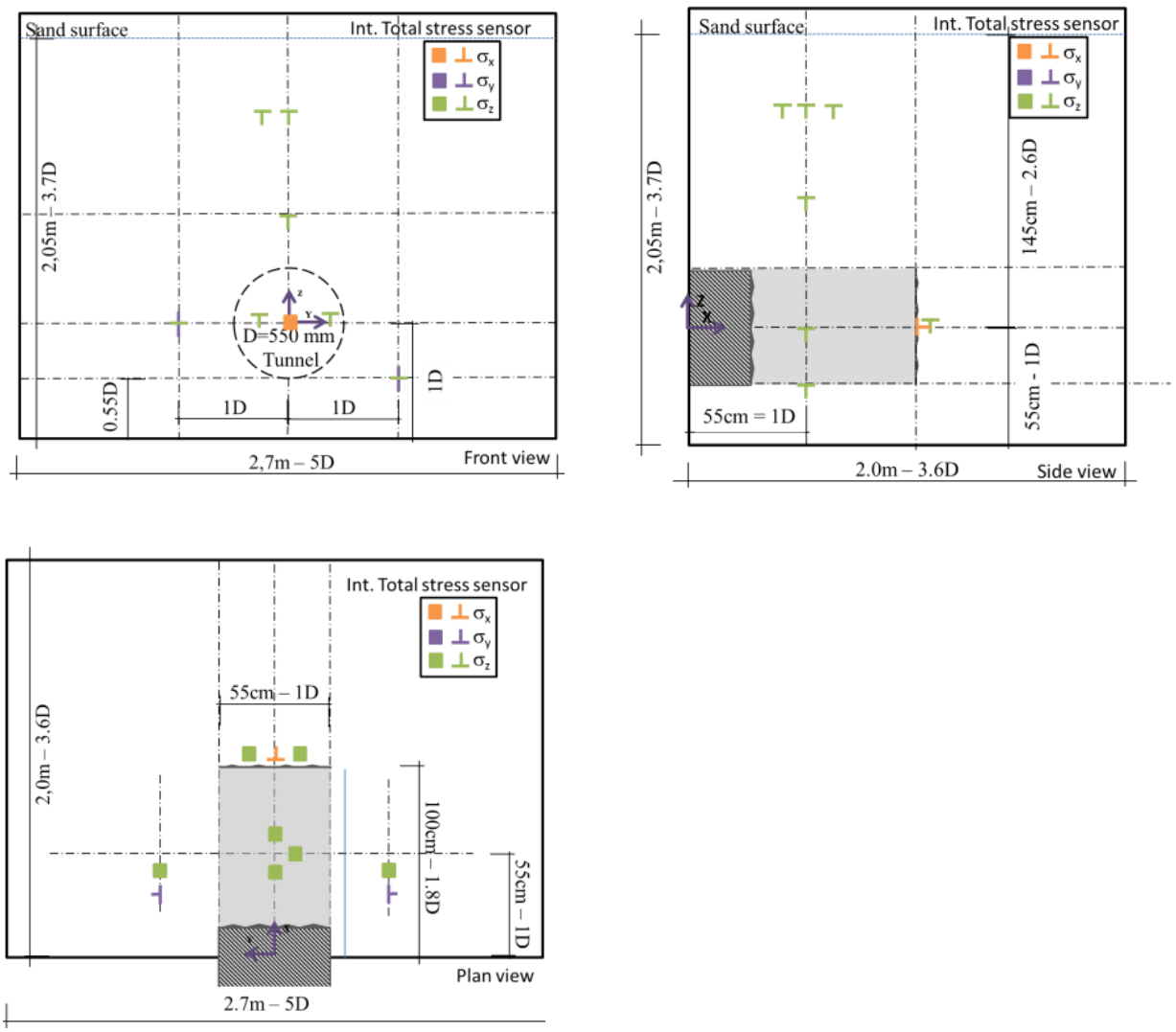


Figure II-26 - Positions génériques des capteurs de contrainte totale

Jusqu'à dix capteurs de pression peuvent être utilisés simultanément sur le modèle réduit de tunnelier de l'ENTPE, placés à diverses positions clefs par rapport au tunnel; dans la couverture du tunnel, sur chaque côté et à hauteur de l'axe du tunnelier mais aussi en face de la roue de coupe (Figure II-26). A noter que ces capteurs sont toujours placés en dehors de la zone de sol excavée par le tunnelier afin de ne pas les endommager. Ces capteurs sont mis en place avant la reconstitution du massif de sol et maintenus en position à l'aide de fils de nylon (de diamètre de 0.4mm, 8daN) tendus entre les parois verticales opposées du caisson. Nos mesures permettent d'obtenir les contraintes dans trois directions différentes relatives au repère de la Figure II-26:

- σ_{zz} : contrainte verticale correspondant à la contrainte normale agissant sur une surface élémentaire horizontale avec un vecteur normal dirigé vers la surface
- σ_{xx} : contrainte frontale horizontale définie comme la contrainte horizontale agissant sur une surface élémentaire verticale avec un vecteur normal de sens opposé à celui de l'avancement du tunnelier
- σ_{yy} : contrainte horizontale radiale correspondant à la contrainte horizontale agissant sur une surface élémentaire verticale et avec un vecteur normal orthogonal et dirigé vers l'axe du tunnel

II.6.1.4 Influence de la température

La préparation d'un essai (mise en place des capteurs, confection du massif) puis sa réalisation s'effectuant sur plusieurs jours, une étude de l'influence des variations de la température ambiante sur la mesure de contrainte à l'aide des capteurs de pression totale BE2KC a été réalisée dans le cadre de cette thèse. Pour ce faire, nous avons enregistré les signaux de ces capteurs de contraintes mis en position dans le caisson vide, sans présence de sable, ainsi que le signal simultané de la température ambiante mesurée dans le caisson. Cette acquisition de données a été menée sur une période de 20 heures. La Figure II-27 montre que la variation des capteurs est en adéquation avec la variation de la température (jour-nuit). Toutefois, on note un déphasage d'environ 1h30min entre la variation de la température extérieure et celle du signal donné par le capteur de pression.

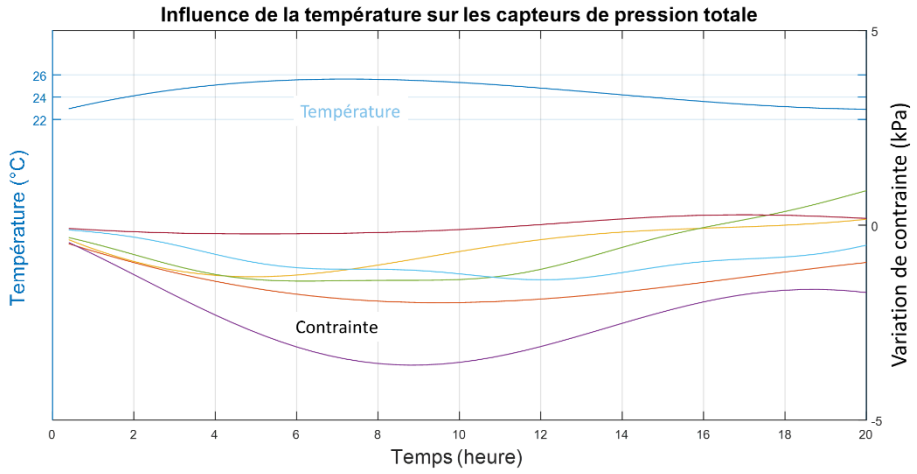


Figure II-27 - Variation en fonction du temps de la température ambiante et du signal délivré par les capteurs de contraintes BE2KC

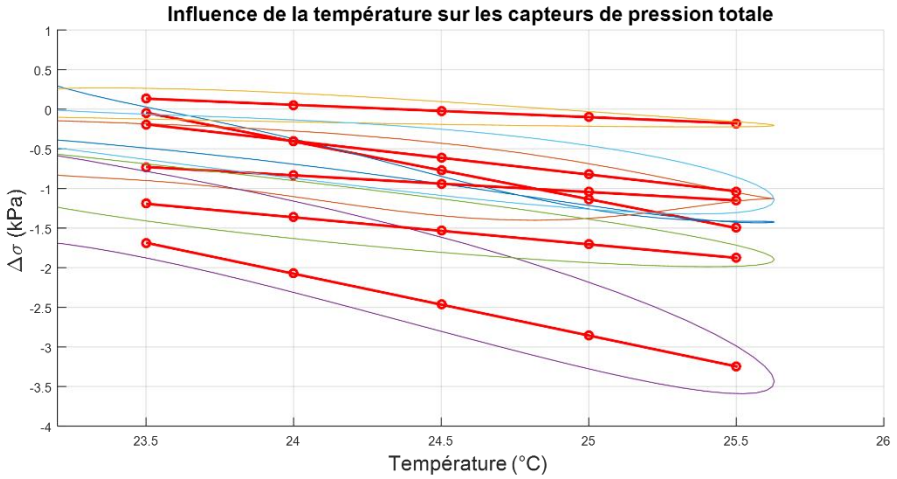


Figure II-28 - Variations relatives du signal donné par le capteur de contrainte BE2KC en fonction de la température ambiante

En représentant graphiquement les variations de contraintes en fonction de la température ambiante (Figure II-28), on note une variation moyenne de -0.44kPa/°C à vide. Lors des essais sur modèle réduit, nous travaillerons avec des pressions de l'ordre de 15kPa, on peut, à juste titre, considérer ces variations comme relativement faibles. Ajoutons, que lors des essais les capteurs seront noyés dans le sable, avec l'inertie thermique du sable, les fluctuations de température à l'intérieure du massif seront fortement limitées. On peut aussi supposer que le déphasage des températures sera fortement amplifié et les variations de contrainte dues aux variations de température fortement atténuées. Toutefois, En présence de sable, il est possible que la contraction ou la dilatation des parois métalliques du caisson avec les variations de température ambiante entraîne de plus fortes variations de contraintes dans le terrain que celles observées à l'air libre.

II.6.2 Mesure des déplacements internes

Pour mesurer les mouvements internes du sol, quinze capteurs de déplacement interne sont disponibles sur le modèle réduit de tunnelier de l'ENTPE. Ces capteurs ont été spécifiquement conçus, testés et étalonnés dans le cadre de la thèse de Doan (2007) réalisée sur le modèle réduit de TBM de l'ENTPE (Figure II-29). Ces capteurs sont fabriqués à partir de LVDT (Linear Variable Differential Transformer) dans lesquels la tige du palpeur du LVDT a été prolongée à l'aide d'une tige métallique (corde de piano), de diamètre 0.6 mm, coulissant à l'intérieur d'une gaine protectrice en nylon (diamètre : 2mm). A son autre extrémité, cette tige est équipée d'une pastille métallique de 1cm² permettant de suivre les mouvements du sol. Ces LVDT modifiés sont positionnés au fur et à mesure de la reconstitution du massif de sol. L'ensemble tige, gaine et pastille métalliques sont noyés dans le sable, mais le corps du LVDT est fixé de manière rigide à l'extérieur du caisson. Les LVDT utilisés ont une course de ±5mm.

Comme pour les capteurs de contraintes totales, trois directions ont été privilégiées pour la mesure des déplacements internes du sol (Figure II-30):

- Le déplacement vertical (Uz) mesuré dans la couverture du tunnel ainsi que sur ses côtés,
- Le déplacement horizontal frontal (Ux) mesuré à l'avant du front de taille, dans la direction parallèle à l'axe du tunnel,
- Le déplacement horizontal radial (Uy) mesuré de chaque côté du tunnel, à hauteur de l'axe, dans la direction orthogonale à l'axe du tunnel.

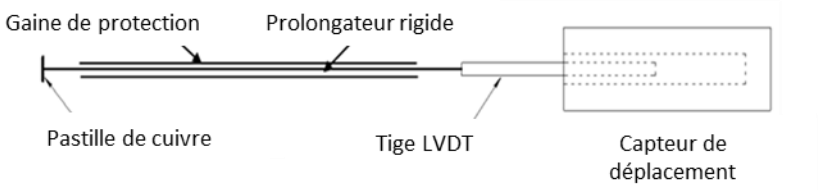


Figure II-29 – Schéma de principe des capteurs LVDT modifiés pour la mesure des déplacements internes (Doan, 2007)

II.6.3 Mesure des déplacements de surface

Lors des essais de creusement réalisés sur modèle réduit de tunnelier de l'ENTPE, une vingtaine de capteurs LVDT peuvent être installés et utilisés pour mesurer en temps réel les déplacements verticaux de la surface du sol (déplacements Uz) (Figure II-31). Ces capteurs ont une course comprise entre 10 mm et 30 mm. Lors de nos essais, les capteurs présentant la plus grande étendue de mesure sont placés au-dessus de l'axe du tunnelier, zone dans laquelle la cuvette de tassement sera la plus profonde. A l'extrémité des tiges des LVDT, une pastille métallique de 1cm² est fixée afin d'éviter le poinçonnement du sol. Ce montage de mesure a été vérifié et validé par Branque & Boutin (2002) au cours de précédentes campagnes expérimentales menées dans le cadre du projet national « Eupalinos ».

Ces capteurs de déplacement de surface sont fixés et répartis de manière régulière sur deux rails solidaires du caisson (Figure II-30). Le premier rail est placé dans la direction longitudinale du tunnel, de telle sorte que les capteurs mesurent les déplacements de surface à la verticale de l'axe du tunnel. Le second rail est placé dans le sens transversal à l'axe du tunnel, à une distance d'environ 55cm (1D) du bord aval du caisson (bord d'entrée du tunnelier). Cette seconde batterie de capteurs permet d'obtenir le profil transverse de la cuvette de tassement. A noter qu'au fil de nos essais, les capteurs mesurant les déplacements de surface selon l'axe longitudinal ont été remplacés par des mesures de champs par corrélation d'images numériques.

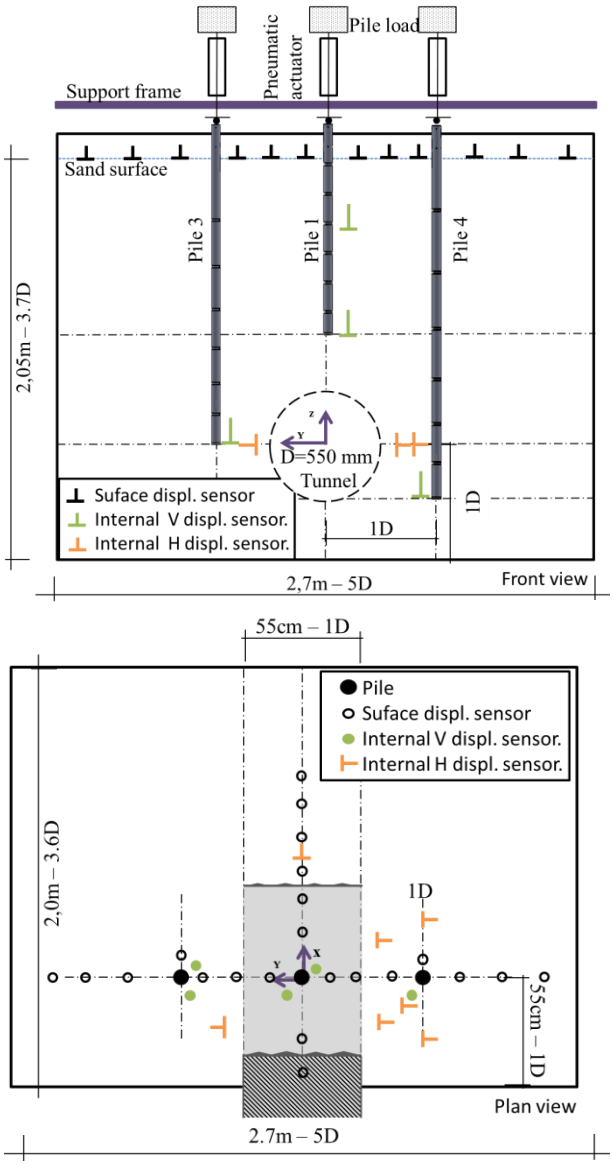


Figure II-30 – Positions génériques des capteurs de déplacements internes et de surface



Figure II-31 – Capteurs de déplacements de la surface du sol

II.6.4 Corrélation d'images numériques

II.6.4.1 Intérêts du dispositif

Lors de cette thèse, un dispositif de mesure de champs par corrélation d'images numériques, récemment acquis par le laboratoire, a été utilisé pour suivre l'évolution des déplacements de la surface du massif en cours d'excavation. L'avantage d'un tel système est de pouvoir obtenir une mesure globale et tridimensionnelle du champ des déplacements de la surface de massif observée, contrairement aux moyens traditionnels (cas des capteurs LVDT) qui fournissent des valeurs de déplacement de la surface en un nombre limité de points (égal au nombre de capteurs disponibles) et selon une seule direction. Ce système doit en outre permettre d'obtenir une représentation continue des profils transversaux et longitudinaux de la cuvette de tassement lors de la progression du tunnelier dans le terrain. La corrélation d'image numérique repose sur le principe de comparaison d'images numériques. De plus le système stéréoscopique permet d'obtenir les déplacements dans les trois directions (Brémand *et al.,*2011).

Cependant, le système étant nouveau, il a fallu résoudre plusieurs problèmes avant d'obtenir des mesures de qualité. En particulier, le sable utilisé étant très réfléchissant et sans contraste, il a été nécessaire de générer un contraste artificiel au niveau de la surface de sol pour permettre l'analyse des images numériques par corrélation (DIC), celle-ci fonctionnant sur le principe de la comparaison de contraste (niveau de gris) entre deux images. Pour ce faire, un mouchetis contrasté est réalisé en surface de massif avant chaque essai (Figure II-32). La solution retenue pour créer ce mouchetis a été de déposer sur la surface du sol des marqueurs sombres, constitués de lentilles alimentaires noires d'un diamètre d'environ 2mm. Un bâti support amovible et réglable permet de maintenir en position les caméras durant l'essai (Figure II-32). Ainsi les caméras peuvent être positionnées dans un plan parallèle et compris entre 60 et 160 cm à la surface du massif de sol reconstitué.

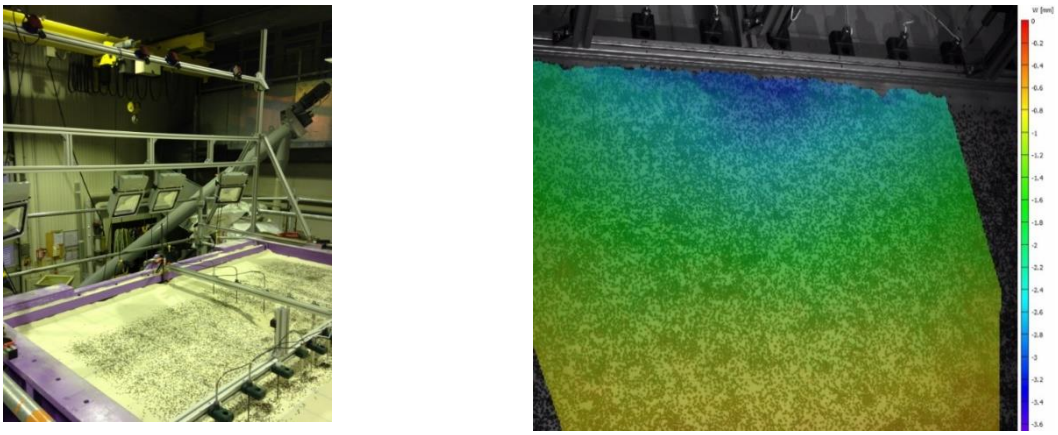


Figure II-32 – Préparation de la surface du sol et bâti support des caméras utilisé pour la corrélation d'images (DIC) sur modèle réduit de tunnelier

II.6.4.2 Matériel et logiciel utilisés

Le système de corrélation d'image utilisé est composé de deux paires de caméras Pike F421 (avec une résolution vraie de 4 millions de pixels chacune, Figure II-33 et Tableau II-4) accompagnées d'un logiciel de traitement VIC-3D. La calibration du dispositif se fait au préalable de son utilisation à l'aide d'une mire de calibration composée de 12 x 9 repères d'un pas de 20mm (Figure II-34). Le dispositif de caméras permet aussi de réaliser au cours des essais du suivi ponctuel de marqueurs (PTV). Ainsi des cibles ont été collées sur les tiges des LVDTs pour vérifier que les déplacements issus de la corrélation numérique étaient bien analogues aux déplacements mesurés par les capteurs « physiques » de déplacement.



Figure II-33 – Caméra Pike F-421 utilisée pour la mesure du champ des déplacements par corrélation d'images numériques sur modèle réduit de tunnelier

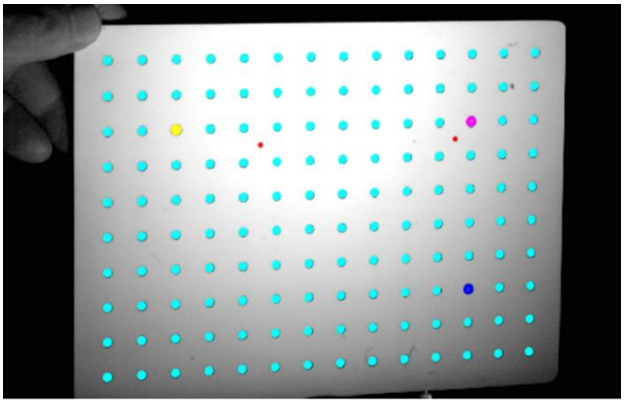


Figure II-34 – Mire de calibration 12 x 9 pas de 20mm

Model	**Pike F-421**
Sensor	1.2 " progressive Scan CCD Sensor
Resolution	2048 x 2048
Pixel Size	7.4µm x 7.4µm
Video Output	FireWire (IEEE-1394b)
Max. Line/Frame Rate	15 fps
Gain	0-24 db
Lens Mount	C-Mount, M39-Mount
Operating Temp	+5°C to +50°C
Power	8 - 36V DC, 5.5W
Dimensions	96.8 x 44 x 44mm
Weight	250g

Tableau II-4 - Caractéristiques techniques des caméras Pike F-421

II.6.4.3 Essais de calibration

Plusieurs essais préliminaires de calibration du dispositif ont été réalisés. Ces essais ont tout d'abord permis de vérifier la faisabilité de la corrélation avec les lentilles noires. Ils ont également permis de définir les positions optimales en terme d'inclinaisons (35°) et de distances (entre 1.0 et 1.4 m) des caméras (Figure II-36). Au travers d'essais, il a été possible de montrer que les déplacements verticaux de la surface du massif de sol déduits de la corrélation d'images (DIC) présentaient une bonne concordance avec les mesures réalisées avec les capteurs LVDT (Figure II-35). On estime, grâce à ces essais préliminaires, que l'ordre de précision des mesures de champs dû au bruit est de ±0.05mm. Sur la base de ces conclusions, une partie des capteurs de déplacements de surface (capteurs situés le long de l'axe longitudinal à x>55cm) ont été

retirés, le suivi des déplacements de surface dans cette zone étant alors réalisé à l'aide du système de corrélation d'images (DIC).

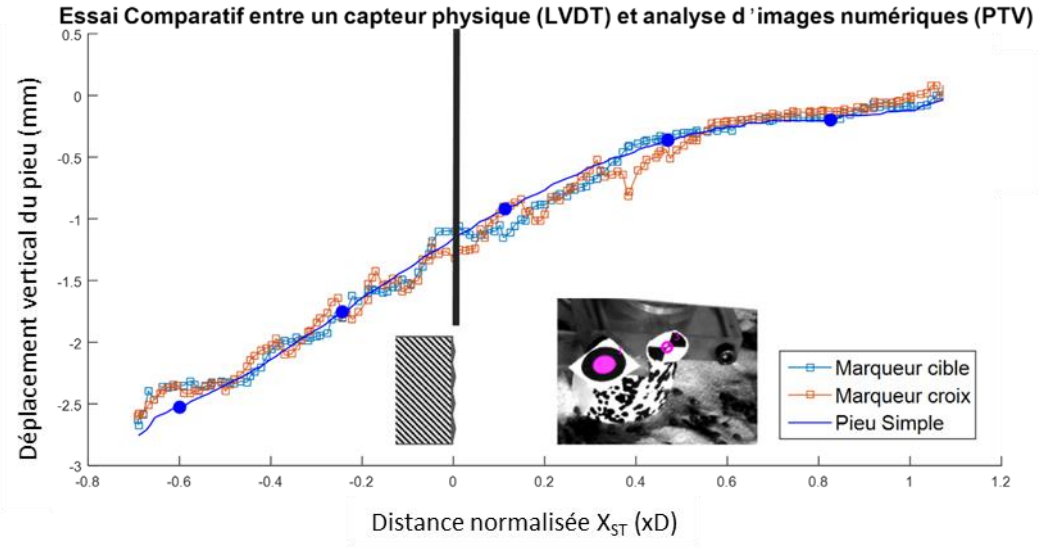


Figure II-35 Essai Comparatif LVDT vs DIC

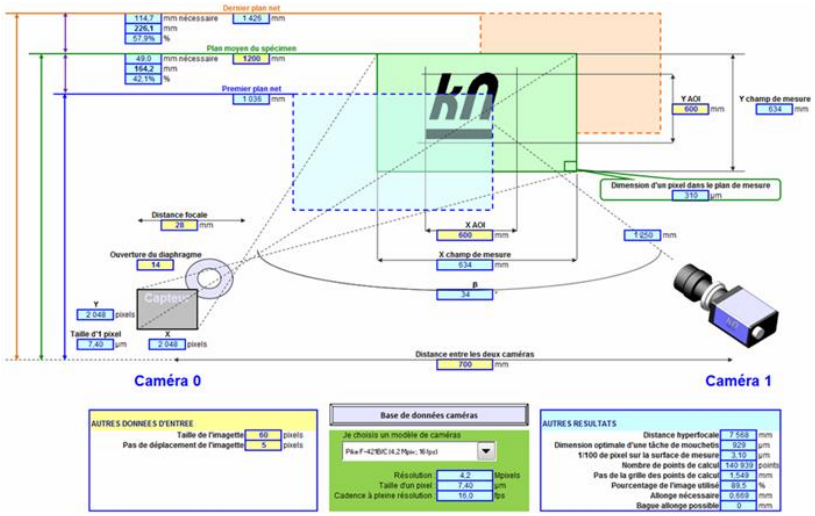


Figure II-36 – Feuille de calcul pour le positionnement des caméras (fournis par KNewtons)

II.7 LES MODELES DE FONDATIONS PROFONDES

II.7.1 Conception des pieux modèles

Comme pour la conception du modèle réduit de TBM et du choix du modèle de sol, la définition des dimensions et des caractéristiques des pieux modèles a été réalisée en prenant en compte les lois de similitudes déduites de l'analyse dimensionnelle du problème, ceci afin de pouvoir transposer les résultats du modèle réduit au prototype en vraie grandeur.

Comme décrit au paragraphe II.2, le modèle réduit de tunnelier de l'ENTPE peut être considéré avec un facteur d'échelle des longueurs (L^*) compris entre 1/20 et 1/4, si l'on se réfère au diamètre de la roue de coupe. Ces mêmes valeurs ont été considérées pour le choix du sol modèle (paragraphe II.5). Dans une démarche similaire, les dimensions des modèles réduits de pieux ont été choisies en considérant le facteur d'échelle L* pour définir la longueur des pieux (L_P) et leur diamètre extérieur (D_P). De plus, les facteurs

d'échelle de la rigidité de flexion (E*. I*) et de la rigidité axiale (E*. A*) ont été pris en compte dans le choix du matériau constitutif des pieux modèles. Dans la pratique, les rigidités de flexion de pieux simple reportées dans la littérature sont comprises entre 1400MN.m² (Loganathan et al.,2000) et 5627NM.m² (Ng et al.,2013), tandis que la rigidité axiale est comprise entre 1700kN (Lee et Chiang, 2007) et 30640 kN (Ong et al.,2007).

Pour la conception des pieux modèles, un facteur d'échelle géométrique (L*) égale à 1/11(donc compris entre ¼ et 1/20) a été adopté. Pour assurer la validation des conditions de similitudes concernant les facteurs de rigidité (E*, E*. I* et E*. A*), il a été décidé de fabriquer les pieux modèles à partir de tube (50x5) d'alliage d'aluminium (nuance 2017). Les pieux modèles présentent donc un diamètre extérieur de 50mm ; ce qui modélise un pieu de 0.55m de diamètre à l'échelle du prototype. Leur épaisseur (e_p) égale à 5mm a été sélectionnée afin de satisfaire les conditions de similitude en termes de rigidité de flexion et de rigidité axiale. Cette épaisseur permet également l'usinage de rainurages le long du pieu pour la mise en place d'une instrumentation constituée de jauges d'extensométrie.

II.7.2 Caractéristiques des pieux modèles

Afin d'étudier le comportement de fondations profondes dans les différentes zones d'influence décrites dans la littérature et schématisées sur la Figure II-15, des pieux de quatre longueurs différentes ont été usinés (Figure II-37). Le pieu le plus court (pieu P1) présente une longueur de 107cm. Ainsi sa pointe peut atteindre une profondeur située à 1D (55cm) au-dessus de l'axe du tunnel. Le pieu 2 (P2) présente une longueur de 137cm et sa pointe pourra être positionnée à la profondeur de la clef du tunnel. Le pieu 3 (P3), de longueur 164.5cm, pourra être installé à la profondeur de l'axe du tunnel. Enfin le pieu 4 (P4), de longueur 192cm, pourra être foncé jusqu'à la profondeur du radier du tunnel.

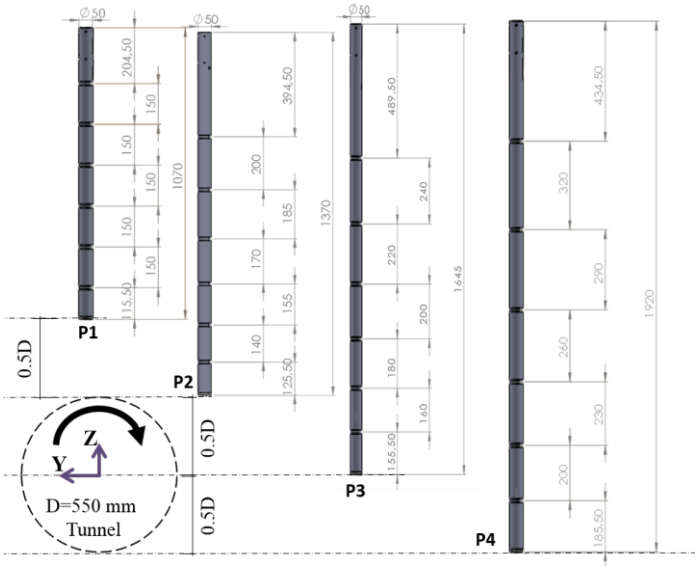


Figure II-37 Schéma des pieux du numéro 1 à 4 (de gauche à droite)

Comme illustré Figure II-37 , six rainurages à différentes hauteurs du pieu ont été usinés afin de pouvoir instrumenter le pieu avec des jauges d'extensométrie sans créer de surépaisseur au pieu. Par ailleurs, afin de transmettre les efforts de compression entre la tête et le pied du pieu sur toute sa section (tube circulaire), un bouchon permettant la fermeture du pieu à sa base est encastré au niveau de la pointe de chaque pieu.

Le Tableau II-5 donne les caractéristiques mécaniques et géométriques des modèles de pieux utilisés dans le cadre de cette thèse. Dans ce tableau, les caractéristiques géométriques et mécaniques du prototype et du pieu modèle sont données pour un facteur d'échelle L*=1/11. Les pieux modèles ont une rigidité de flexion de 12.6 kN.m² (E_MI_M) et une rigidité axiale (E_MA_M) de 198 MN ; ce qui correspond pour le pieu prototype à un une rigidité de flexion (E_PI_P) et une rigidité axiale (E_PA_P) de 2040 MN.m² et 263 GN respectivement. Notons que ces valeurs sont du même ordre de grandeur et comparables à celles rencontrées dans la pratique.

		Facteur d'échelle	Pieu modèle	Pieu prototype (L* = 1/11)	Pieux tubés (pratique)
Dp	mm	L*	50	550	600-1200
ep	mm	L*	5	55	10
L	m	L*	1.1 – 1.9	11 – 19,8	10 – 35
A	cm^2	L^{*2}	7.2	$3{,}40E^{+03}$	
I	cm^4	L^{*4}	18.1	$2{,}70E^{+05}$	/
E	GPa	L*	70	770	
EI	$GN.m^2$	L^{*5}	$1{,}30E^{-05}$	2,1	0,34 -4,3
EA	GN	L^{*3}	0.049	65,2	12,1 - 41, 1

Tableau II-5 - Caractéristiques des pieux modèles, des prototypes et comparaison avec les pieux rencontrés dans la pratique (E: module d'Young, I : Moment d'inertie, A: Section)

II.7.3 Les groupes de pieux modèles

Dans le cadre de cette thèse, il est prévu que les pieux simples puissent aussi être utilisés et assemblés afin de simuler un groupe de pieux. Pour cela, les pieux P1 et P3 ont été réalisés en quatre exemplaires afin de pouvoir réaliser des groupes de 2x2 pieux. Par ailleurs, une platine d'assemblage (dimensions : 300mm x 300mm, épaisseur : 12mm) en acier de construction S355 avec 4 manchons soudés a été réalisée pour permettre l'assemblage d'un groupe de 2x2 pieux (Figure II-38). Cette platine permet d'assurer la verticalité et garantit la rigidité du groupe au niveau de la tête des pieux. Compte tenu du montage serré au niveau des manchons, il est légitime de considérer les pieux encastrés au niveau de la platine. La distance entre les axes des pieux est de 150mm ; ce qui correspond à une distance égale à 3 fois le diamètre du pieu.

Afin de transmettre uniquement l'effort vertical au groupe de pieux et ne pas contraindre ses mouvements durant l'excavation du tunnel, une rotule mécanique est placée entre le vérin de chargement et la platine. Ainsi il sera possible d'observer les mouvements angulaires en tête du groupe de pieux lors de la progression du tunnelier dans le terrain. Pour ce faire, un inclinomètre à deux axes (X, Y) est collé directement sur la platine et permet une mesure en continue des angles d'inclinaison θ_X et θ_Y de la platine.

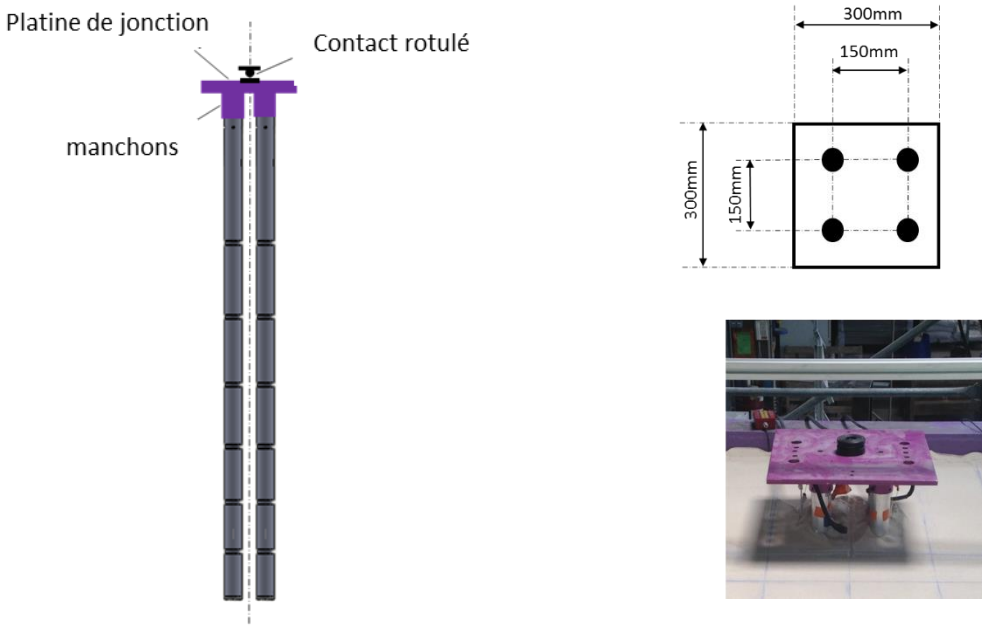


Figure II-38 – Schéma du montage du groupe de (2x2) pieux

II.7.4 Instrumentations des pieux

II.7.4.1 Principe

Pour étudier l'évolution de l'effort axial et des moments de flexion longitudinaux et transversaux dans les pieux au cours du creusement du tunnel, chaque pieu est instrumenté de six cellules de mesure positionnées le long du pieu au niveau des six rainurages (Figure II-39). Chaque cellule de mesure comprend (Tableau II-6) :

- 4 jauges d'extensométrie montées en pont complet de Wheatstone (N2A-06-S64L-350) pour la mesure de l'effort axial (N)
- 4 jauges d'extensométrie montées en pont complet de Wheatstone pour la mesure du moment de flexion transverse Mx (N2A-06-S61P-350)
- 4 jauges d'extensométrie montées en pont complet de Wheatstone pour la mesure du moment de flexion longitudinale My (N2A-06-S61P-350)



N2A-06-S064L-350 N2A-06-S061P-350

Ref	Gage length (mm)	Overall length (mm)	Grid width (mm)	Overall width (mm)	Matrix size (mm)	Resistance (Ω)
N2A-06-S064L-350	0.062	0.133	0.075	0.168	0.24L x 0.25W	350 ± 0.2%
N2A-06-S061P-350	0.060	0.12	0.065	0.015	0.19L x 0.21W	350 ± 0.2%

Tableau II-6 - Caractéristiques des jauges de déformations utilisées pour l'instrumentation des modèles de pieux

Au niveau de chacun des rainurages, il y a donc douze jauges de déformations qui sont protégées à l'aide d'une couche d'époxy, en particulier vis-à-vis des frottements avec le sol. Ainsi chaque pieu est instrumenté de trente-six ponts complets qui seront connectés au système d'acquisition (DAQ) « MGCplus ».

Au total, dix pieux ont été usinés. Parmi ceux-ci, sept pieux ont été instrumentés pour permettre l'étude des différentes configurations retenues dans le cadre de cette thèse. La répartition entre pieux instrumentés et non instrumentés est la suivante :

- Quatre pieux P1 dont 3 instrumentés,
- Un pieu P2 non instrumenté
- Quatre pieux P3 dont 3 instrumentés
- Un pieu P4 instrumenté

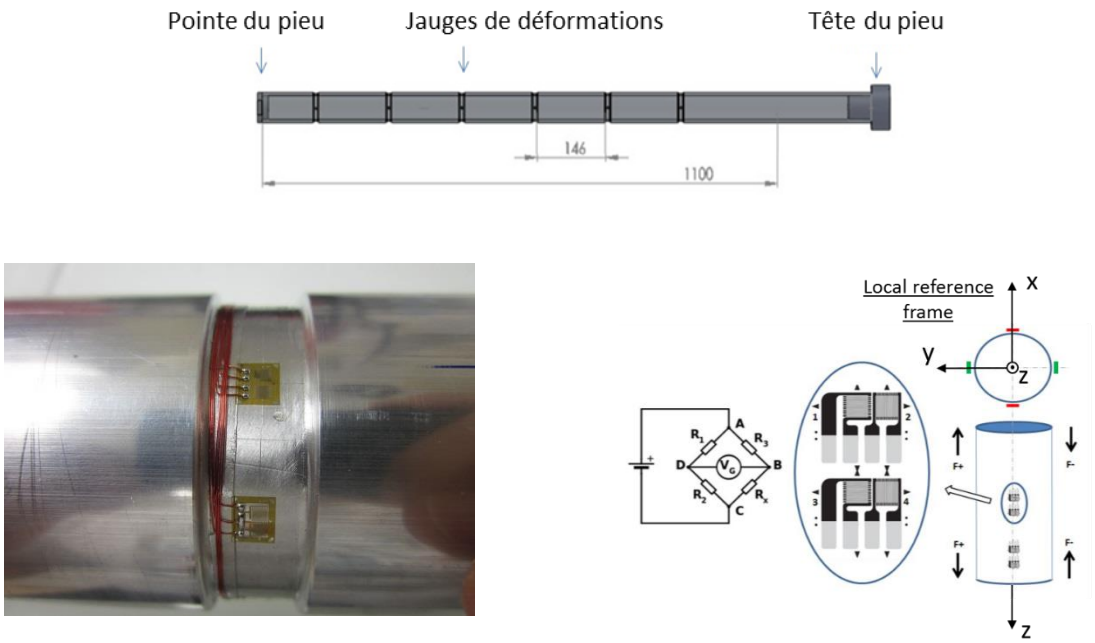


Figure II-39 – Schéma des positions du pont de jauges sur le pieu (sans protection)

II.7.4.2 Mesure de l'effort axial

Comme indiqué précédemment, l'effort axial dans le pieu est mesuré en six positions le long du pieu à l'aide de jauges d'extensométrie. Chacun des capteurs d'effort axial est réalisé à l'aide d'un montage en pont complet de Wheatstone en vue de mesurer les déformations axiales et de garantir une sensibilité maximale du dispositif de mesure. Avec ce montage, les déformations liées aux variations de température et aux flexions sont compensées et n'influent donc pas sur la mesure de l'effort axial.

Dans le cas de ce montage, dit « pont de Poisson » (Figure II-40), le signal de sortie du pont théorique (ΔE_m) dépend du coefficient de Poisson (ν) du matériau testé. On obtient alors le signal de sortie théorique suivant :

$$\Delta E_m = \frac{V}{4}.S_G.[\,2\,(1+\nu)\,\varepsilon]$$

Avec S_G le coefficient de jauge (2.09 pour les jauges N2A-06-S64L-350).

Etant donné la longueur de câble entre les capteurs et la station d'acquisition, un montage pont complet à six fils a été réalisé. En effet, il est bien connu que les longueurs de câble importantes (~cinq mètres dans le

cas présent) génèrent des résistances parasites créant des pertes en ligne d'autant plus importantes que le câble est long. Dans ce cas du montage à six fils, deux fils de retour viennent pendre la tension d'alimentation qui arrive au capteur et la retournent vers un comparateur qui agit alors sur le générateur de tension pour augmenter la tension d'alimentation et compenser la perte en ligne. Ce montage permet ainsi de pallier l'ensemble des influences de câblage sur le résultat de mesure : les pertes en ligne, la variation de la résistance des câbles en fonction de la température et l'influence de la température sur les jauges. Le raccordement à six fils permet aussi de simplifier les procédures d'étalonnage. Comme les influences du câble sont compensées, l'unité d'étalonnage peut en effet être directement connectée à l'amplificateur.

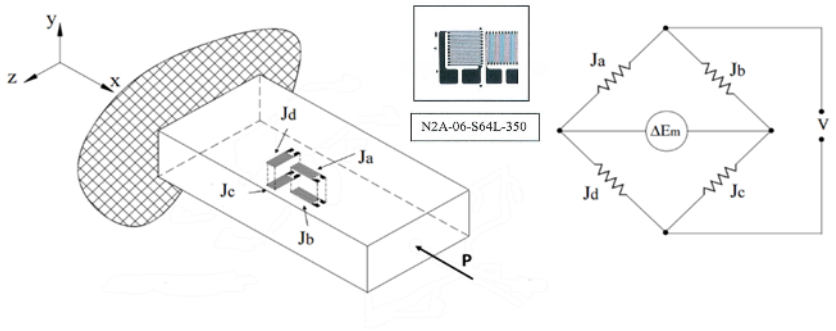


Figure II-40 - Principe de montage en pont complet dit "de Poisson" pour la mesure de l'effort axial dans les pieux

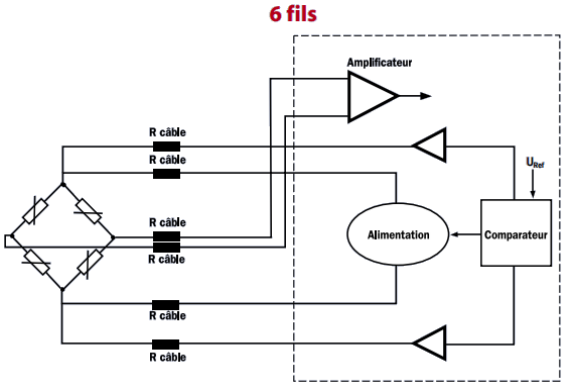


Figure II-41 - Montage en pont complet 6 fils (HBM)

II.7.4.3 Mesure des moments de flexion

En complément des capteurs d'efforts axiaux décrits précédemment, chaque pieu est équipé de dispositifs de mesure permettant l'obtention des moments de flexion transversale Mx et longitudinale My en chacun des 6 niveaux d'instrumentation situés le long du pieu. La mesure des moments de flexion Mx et My est réalisée à l'aide de jauges d'extensométrie montées en pont complet comme illustrée sur la Figure II-42. Dans ce montage, la présence de deux fois deux jauges actives permet de doubler la sensibilité du capteur. De la même manière que pour l'effort axial, un montage à 6 fils (Figure II-41) est utilisé pour éliminer les effets parasites (température, traction/compression). Le signal de sortie théorique peut être exprimé par l'équation suivante :

$$\Delta E_m = V.S_G.\ \varepsilon$$

Avec S_G le coefficient de jauge (2.16 pour les jauges N2A-06-S64P-350).

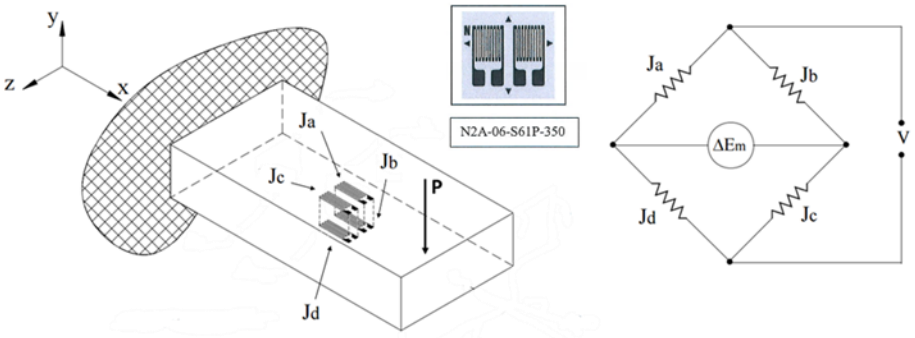


Figure II-42 - Principe de montage en pont complet pour la mesure du moment de flexion dans les pieux

II.7.5 Calibration des pieux

Avant chaque campagne d'essais, une calibration soigneuse des ponts de jauges est nécessaire pour connaître la relation entre les déformations mesurées et les contraintes mécaniques sollicitant le pieu. Ces calibrations sont réalisées en utilisant des poids étalons afin d'imposer des sollicitations connues (i.e. effort axial et moments de flexion). La tension de sortie délivrée par le pont de jauges est mesurée puis directement convertie en déformation (μm/m) grâce au logiciel d'acquisition Catman de la société HBM. On notera que les essais de calibration des pieux ont été effectués dans les mêmes conditions (chaîne d'instrumentation, câblages) que celles des essais avec le modèle réduit de tunnelier.

Afin d'identifier les moments Mx et My un repère local de référence est assigné à chaque pieu. Lors de la mise en place des pieux avant le remplissage du caisson, les axes « x » et « y » des pieux sont positionnés afin d'être colinéaires avec ceux du modèle réduit de tunnelier (cf repère de la Figure II-3). L'axe longitudinal des pieux correspond à l'axe vertical « z » et est orienté vers le haut. Les axes « x » et « y » sont orthogonaux et ont été identifiés sur chaque pieu avant le collage des jauges. Ainsi l'axe « x » sera positionné de telle manière à correspondre à l'axe du tunnel, quant à l'axe « y », il sera donc orthogonal aux précédents.

Dans la suite de ce rapport de thèse, nous respecterons les conventions de signes pour les moments (positif pour une rotation de « x » vers « y ») et les efforts de compression auront une valeur positive.

II.7.5.1 Effort axial

La calibration des jauges de déformation permettant de mesurer l'effort axial à différentes hauteurs du pieu est réalisée en plaçant le pieu instrumenté verticalement entre deux platines rotulées (Figure II-43). La platine inférieure est posée sur le sol et la platine supérieure est liée à un vérin pneumatique. Avec ce montage, le pieu est seulement sollicité en compression. Une charge maximale de 160 kg est appliquée afin de rester dans le domaine élastique du matériau pour ne pas endommager les pieux. Ainsi, nous pouvons fournir une relation directe et linéaire entre la déformation mesurée à chaque niveau de jauge et la contrainte axiale résultante de notre chargement.

II.7.5.2 Moment de flexion

Les essais de calibration des moments de flexion le long des pieux ont été réalisés à partir d'essais de flexion 3 points (Figure II-44). Sur le banc d'essai utilisé, le pieu est installé à l'horizontal entre deux supports. Des charges verticales variant de 0 à 20 kg sont appliquées à mi travée. Notons que les charges appliquées ont été choisies de telle manière à rester dans le domaine élastique du matériau. Trois cycles de charge et décharge sont réalisés dans les quatre directions de chaque pieu, afin d'obtenir les coefficients de calibration des capteurs de moments de flexion : M_{x+}, M_{x-}, M_{y+} et M_{y-}.

A partir des équations issues de la RDM, on obtient alors une relation entre le moment de flexion théorique appliqué et la déformation mesurée à chaque niveau de jauge. Dans le domaine d'utilisation du pieu, le

moment de flexion s'exprime avec la relation linéaire $M_i=k_i\varepsilon$. L'instrumentation étant correctement réalisée, par symétrie du problème, les coefficients k_{Mx+} et k_{Mx-} (resp. k_{My+} et k_{My-}) sont identiques (Figure II-44)

D'une manière générale, notons que les efforts axiaux et les moments de flexion mesurés pendant les essais de calibration des pieux instrumentés présentent un comportement parfaitement linéaire et réversible avec les chargements appliqués (Figure II-43 et Figure II-44)

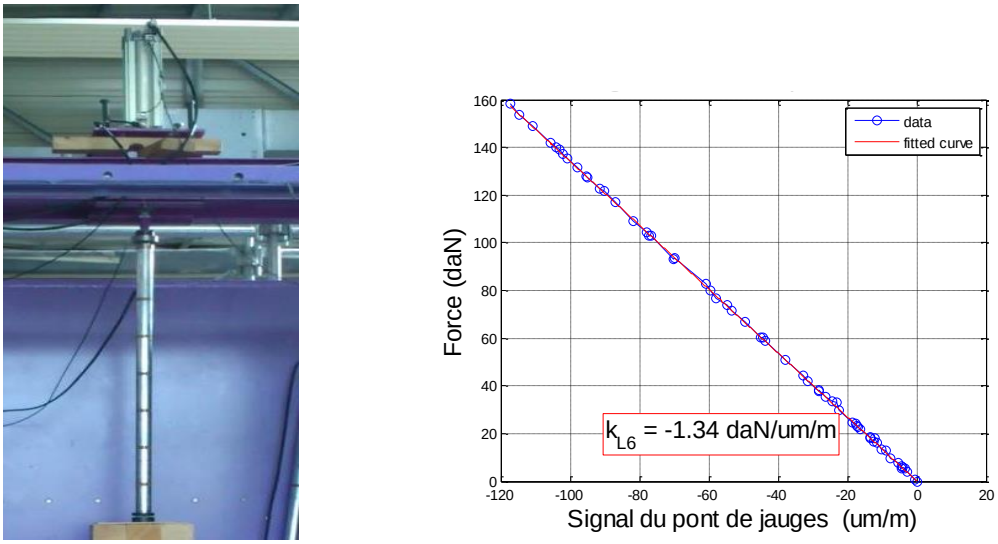


Figure II-43 - Dispositif expérimental pour la calibration de l'effort axial dans les pieux

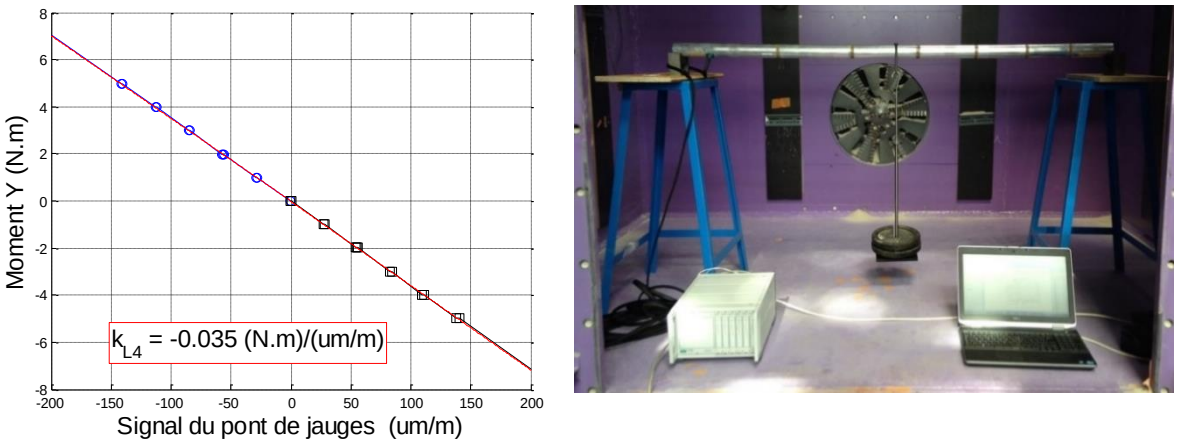


Figure II-44 – Dispositif de flexion 3 points pour la calibration des moments de flexion dans les pieux

II.8 DISPOSITIF DE CHARGEMENT DES PIEUX

II.8.1 Dimensionnement des vérins

Pendant l'excavation du tunnel, il est prévu qu'un poids mort (constant) soit appliqué sur le pieu modèle afin de simuler le poids de la structure supportée (charge de service). Afin de dimensionner les vérins à utiliser sur modèle réduit pour appliquer cette charge de service, une estimation de la capacité portante des différents pieux modèles a été préalablement réalisée.

La capacité portante ultime d'un pieu, Q_u, peut être exprimée ainsi :

$$Q_u = Q_b + Q_s$$

Avec Q_b la résistance de pointe du pieu et Q_s le frottement latéral mobilisé le long du pieu.

La résistance de pointe, Q_b, peut être estimée avec l'équation de Terzaghi. Dans le cas des fondations superficielles circulaires, la résistance par unité de surface est donnée par l'équation suivante

$$q_b = 1.3cN_c + \gamma HN_q + 0.3\gamma \mathrm{B}N_\gamma$$

Avec c la cohésion du sol, B : le diamètre de la fondation, H : la hauteur de fiche, γ: poids volumique du sol, Nc, Nq, Nγ: les coefficients de capacité portante de Terzaghi.

Ainsi dans le cas de notre pieu, l'équation de Terzaghi devient :

$$q_b = 1.3cN_c + \gamma L_p N_q + 0.3\gamma D_p N_\gamma$$

- Le terme $0.3\gamma D_p N_\gamma$ peut être ignoré, le diamètre du pieu (D_p) peut être considéré comme petit devant la profondeur du pieu L_P.
- Le terme $1.3cN_c$ est nul, en effet, les essais seront effectués avec du sable sec sans cohésion.

On obtient la résistance de pointe par unité de surface suivante

$$q_b = L_p \gamma N_q$$

Et la résistance de pointe totale comme suit

$$Q_b = A_p L_p \gamma N_q$$

Avec

- L_p = La longueur du pieu modèle
- A_p = La section de notre pieu modèle

Notons aussi que plusieurs études sur le comportement des pieux (Philipponnat et Hubert, 1997) ont montré que la proportionnalité entre la résistance de pointe (Q_B) et la longueur du pieu (L_P) est seulement vérifiés pour de faibles profondeurs. Toutefois, au vu de l'état lâche du sable, nous utiliserons cette approche pour le dimensionnement de nos vérins.

En parallèle, l'estimation du frottement latéral maximal, $q_{s,}$ peut être définie de la manière suivante:

$$q_s = K_0 \gamma z \tan(\delta)$$

Avec

- K_0 = Coefficient des terres au repos
- δ = Angle de friction à l'interface sol – pieu et prenant en compte les matériaux et l'angle de frottement du sol φ'
- z = profondeur à laquelle qs est calculé.

La résistance du frottement latéral peut alors être exprimé ainsi :

$$Q_s = \frac{1}{2} L_p^2 \pi D_p (K_0 \gamma \tan(\delta))$$

Avec

- πD_p = Le périmètre du pieu modèle

Le poids propre du pieu modèle peut être ignoré, en effet le poids du pieu est quasi-équivalent à celui du volume de sol déplacé. En conclusion, nous pouvons exprimer la capacité portante ultime du pieu avec l'équation suivante :

$$Q_u = A_p L_p \gamma N_q + \frac{1}{2} L_p^2 \pi D_p (K_0 . \gamma \tan(\delta))$$

En considérant les valeurs suivantes pour les différents paramètres de l'équation précédente :

- A_p = $2.10^{-3}\ m^2$
- γ = $13.3\ KN.m^{-3}$
- N_q = 33.3
- K_0 = 0.5
- δ = $\frac{2}{3}\phi = 25°$ (Sable - acier)
- $\pi\Phi$ = $0.16m$

Il vient pour le plus long pieu modèle (L_p = 2m): $Q_s = 0.97\ KN\ et\ Q_b = 1.7\ KN$
Ainsi dans ce cas idéal, la capacité portante ultime du pieu modèle N°4 peut être estimée à 2.7kN.

II.8.2 Choix des vérins

Sur la base des calculs précédents, quatre vérins pneumatiques ont été choisis dans le commerce pour le chargement des pieux modèles. Deux types de vérins ont été sélectionnés.

Les premiers sont trois vérins CP96 SMC double tige, avec un alésage de 100mm permettant de développer un effort de 620daN avec le réseau d'air comprimé de l'ENTPE (8bars). Ils permettront d'une part de foncer les pieux simples grâce à l'air comprimé. Grace à leur double tige, une masse morte constituée de poids étalon (poids constant) sera appliquée durant l'essai pour simuler la superstructure en s'affranchissant de l'air comprimé.

Un second vérin CS1 SMC, avec un alésage de 200mm permettant de développer 2500daN de chargement sous 8 bars de pression d'air, a été choisi pour le fonçage des groupes de pieux.

La Figure II-45 montre les différents vérins pneumatiques utilisés lors des essais sur modèle réduit de tunnelier. La Figure II-45.c illustre la présence des masses mortes montées sur les tiges des vérins pour simuler les charges de service reprises par les pieux lors du creusement.

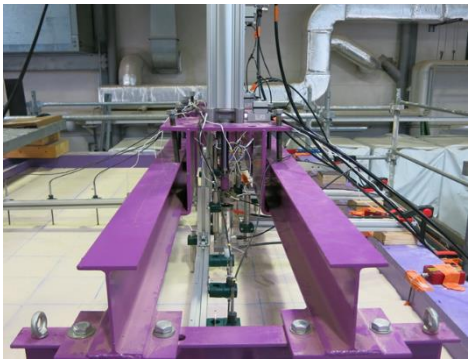
II.8.3 Bâti de chargement

Afin de positionner les vérins à la verticale des pieux modèles installés dans le terrain et reprendre la charge exercée sur ces pieux, un bâti support a été spécialement conçu dans le cadre de cette thèse. Celui-ci est fixé au caisson du modèle réduit de tunnelier de l'ENTPE (Figure II-45). Cette structure a été dimensionnée et conçue pour permettre l'application de charges variables à l'aide des vérins sur les pieux alignés et positionnés dans le sol. Ce bâti est constitué de deux IPN 200 de 300cm de long. Il est positionné dans le sens transversal du caisson et fixé par boulonnage sur ses parois latérales. La position du bâti peut être ajustée selon l'axe longitudinal $\vec{X}$ du caisson. Les vérins sont fixés au bâti par l'intermédiaire d'une platine autobloquante lors de leur mise en charge (Figure II-46). Cette platine peut être déplacée selon l'axe transversal « y » permettant l'ajustement parfait entre le vérin et la tête du pieu. A noter que la tête du pieu est équipée d'une rotule permettant de transmettre uniquement l'effort de poussée et le chargement dû à la masse morte tout en s'affranchissant des moments parasites.

a)



b)



c)



Figure II-45 - Dispositif de chargement des pieux : bâti de chargement et vérins pneumatiques à double tiges.

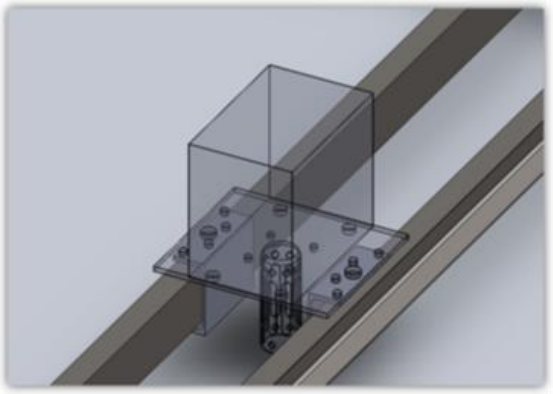


Figure II-46 - Schéma du bâti support des vérins de chargement des pieux modèle avec platine autobloquante

II.8.4 Principe de mise en place des pieux

Les pieux modèles sont positionnés dans le caisson au préalable du remplissage. La position des pieux et leur verticalité sont contrôlées à l'aide d'une visée laser. Après remplissage du caisson mais avant creusement du tunnel, les pieux sont foncés dans le sol sur une longueur de 50mm correspondant à un diamètre de pieu (D_P). Ce fonçage a pour but de mobiliser le frottement latéral et l'effort de pointe. Les vérins pneumatiques montés sur le bâti de chargement décrit précédemment permettent de foncer les pieux à une vitesse de pénétration quasi-constante (de l'ordre de 2mm/mn). Une fois la position finale du pieu atteinte, la pression pneumatique est diminuée pour laisser uniquement la charge de service durant l'excavation du tunnel ; celle-ci étant appliquée à l'aide d'une masse morte.

Dans cette étude, la capacité portante maximale du pieu est définie comme étant le chargement responsable d'un tassement du pieu égal à 5% de son diamètre (O'Neil & Reese, 1999) et la charge de service correspond à 50% de cette capacité portante maximale.

II.8.5 Instrumentation additionnelle des pieux

En plus des ponts de jauges décrits dans les paragraphes précédents, chaque pieu est équipé de capteurs supplémentaires durant les essais d'excavation du tunnel :

- D'un capteur d'effort situé entre le piston du vérin et la tête du pieu, ce capteur est capable de mesurer des efforts de compression de 0 daN à 500 daN (0 à 2500 daN pour le plus gros vérin) avec une précision de +/- 0.5 daN
- Un capteur de déplacement vertical (LVDT) avec une double utilité. Dans un premier temps il permet de suivre le fonçage du pieu. Puis au démarrage de l'excavation, il est réinitialisé pour suivre le mouvement vertical du pieu chargé lors de l'excavation. Ce capteur à une course de 50mm avec une précision de de 0.1mm
- Les pieux sont aussi équipés d'un inclinomètre à deux axes pour mesurer les rotations longitudinales et transversales au niveau des têtes des pieux. Ces capteurs permettent de mesurer des rotations de 30° avec une précision de l'ordre de 0.1°

Tous ces capteurs sont vérifiés et calibrés avant chaque essai (**Figure** II-47).

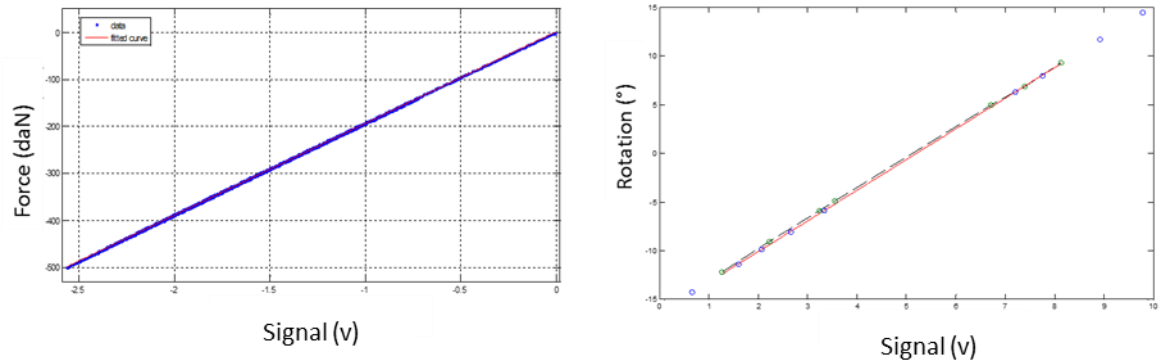


Figure II-47 – Exemple de calibration du capteur de force (a) et de l'inclinomètre (b)

II.9 SYSTEMES D'ACQUISITION

Notre dispositif expérimental est équipé de trois systèmes d'acquisition permettant d'enregistrer les réponses du sol, des structures et du tunnelier. Ces trois systèmes d'acquisition disposent d'un référentiel temps commun. Ainsi les mesures liées au comportement du sol et aux paramètres du tunnelier sont enregistrées à l'aide d'un système d'acquisition distinct de celui utilisé pour suivre le comportement des pieux. Enfin un système d'acquisition d'images numériques, décrit au paragraphe II.6.4, est utilisé en parallèle des mesures physiques pour réaliser des mesures du champ des déplacements de la surface du sol par corrélation d'images.

II.9.1 Comportement du sol et paramètres machine

L'ensemble des mesures analogiques délivrées par les différents capteurs placés dans le sol et sur le tunnelier sont traitées et amplifiées à l'aide des conditionneurs adéquats. Ces données analogiques sont ensuite multiplexées (multiplexeur SCXI 1100 Texas instruments) puis convertis en données digitales. Le dispositif électronique et informatique en place, piloté à l'aide du logiciel LabVIEW, permet l'acquisition des 64 voies de mesure (dont 62 utilisées) à une fréquence de 1kHz, une valeur moyenne par seconde étant ensuite déterminée.

II.9.2 Comportement des pieux

Les mesures permettant de suivre le comportement des pieux ; à savoir les efforts axiaux le long des pieux, les moments de flexion longitudinale et transverse, mais aussi l'évolution de la charge appliquée en tête de pieu ainsi que le déplacement vertical et les rotations (Rx et Ry) du pieu sont traitées par 2 stations d'acquisition MGC+ et le logiciel propriétaire Catman. Ces stations permettent de traiter jusqu'à 64 ponts de Wheatstone (quart, simple, et complet) et possèdent aussi 20 voies 0/10V. Là encore, l'enregistrement des données se fait à une fréquence de 1Hz sur la valeur moyenne d'une fréquence d'acquisition de 600Hz. A noter que l'ensemble des systèmes d'acquisition sont reliés et possèdent comme donnée commune de référence la position d'avancement du tunnelier.

II.10 CONCLUSION

Les modifications réalisées sur le modèle réduit du tunnelier à pression de terre de l'ENTPE dans le cadre de cette thèse et du projet NeTTUN support de cette thèse, ainsi que l'exhaustivité de l'instrumentation disponible, que ce soit pour suivre le comportement du massif de sol excavé, de la machine ou des fondations profondes avoisinantes, font de ce dispositif expérimental un outil particulièrement original pour étudier l'interaction tunnelier - sol – structure et réaliser une étude paramétrique du problème. En particulier, ce dispositif doit permettre d'étudier le caractère tridimensionnel des phénomènes liés à cette interaction ; ce qui n'a encore jamais été réalisé dans le cadre d'études antérieures. Ce dispositif de modèle réduit est par ailleurs parfaitement adapté à une étude paramétrique du problème dont les résultats doivent permettre une meilleure compréhension des mécanismes mis en jeu ainsi que la constitution d'une base de données pour le développement et la calibration de modèles numériques.

Les améliorations apportées au système de commande du tunnelier doivent permettre un contrôle plus fin de ses paramètres de pilotage et une meilleure maîtrise des régimes de creusement, donc favoriser l'analyse croisée des différents essais. Par ailleurs, le dispositif de mesure du champ des déplacements par corrélation d'images mis en place sur le modèle réduit de tunnelier pour la première fois dans le cadre de cette thèse doit permettre une analyse tridimensionnelle des mouvements de sol en surface de massif. Au-delà, ce dispositif doit permettre un suivi en continu des pertes de volume occasionnées par la progression du tunnelier dans le terrain.

Enfin, il convient de garder à l'esprit que les essais sont réalisés sur un modèle réduit qui demeure de taille importante (massif de sol de 11 m^3). La nouvelle configuration du dispositif expérimental a toutefois été pensée de telle manière à réduire au maximum les opérations de manutention. Il n'empêche que les opérations de mise en place des capteurs, de positionnement des pieux et de remplissage du caisson restent des opérations lourdes qui doivent être réalisées avec précaution et minutie afin de garantir la reproductibilité des essais et la pertinence des mesures.

Chapitre III. Impact du creusement d'un tunnel sur des fondations profondes

III.1 MODELISATION PHYSIQUE DE L'INTERACTION TUNNEL – SOL - FONDATIONS PROFONDES (PIEU SIMPLE, GROUPE DE PIEUX) : ETAT DE L'ART.

III.1.1 Revue des modèles physiques existants

Le problème de l'interaction entre un tunnel en cours de creusement et des fondations profondes avoisinantes a fait l'objet d'un nombre important d'études, tant expérimentales que théoriques. L'une des premières études sur l'interaction tunnel - fondations profondes utilisant un modèle expérimental fut menée par Morton & King en 1979. Ceux-ci réalisèrent des essais en laboratoire, sous gravité, pour examiner les effets du creusement d'un tunnel sur la capacité portante et le tassement de fondations sur pieux. Ils conclurent que les effets du creusement sur des pieux de fondation situés au voisinage du tunnel, dans un sol meuble, doivent être pris en compte lors de la conception et de la réalisation des travaux souterrains. Ces premiers essais ont montré qu'un modèle « 1g » était tout à fait pertinent pour étudier le problème d'interaction tunnel – fondations profondes. En particulier, ces essais permettaient de traiter un problème complexe dans un environnement bien contrôlé, et souvent de manière plus économique que dans le cas d'essais centrifugés ou in-situ. Toutefois, les modèles sous gravité rapportés dans la littérature traitant du problème d'interaction tunnel – fondations profondes restent limités à quelques études (Morton et King, [1979], Lee et Yoo (2006), Lee et Bassett, [2006]).

A partir des années 70, des modèles centrifugés ont été utilisés pour étudier les mouvements de sol induits par l'excavation d'un tunnel (Cairncross, [1973] ; Orr, [1976] ; Potts, [1977] ; Mair, [1979] ; Seneviratne, [1979] ; Chambon et al., [1991] ; Bolton et al., [1994] ; Yoshimura et al., [1994] ; Nomoto et al., [1999] ; etc.). La plupart de ces modèles traitent le problème en condition de déformations planes (cf. paragraphe I.4). Ces modèles bidimensionnels ont également été utilisés pour étudier l'impact du creusement d'un tunnel sur des fondations profondes (Bezuijen et van der Schrier, [1994] ; Hergarden et al., [1996], Loganathan et al., [2000] ; Jacobsz et al., [2004] ; Lee et Chiang, [2007]). Dans la plupart de ces modèles, le creusement du tunnel et les pertes de volume occasionnées autour de l'ouvrage sont simulés par la réduction du diamètre du tunnel. Plus récemment, Peng et al., (2011) ont réalisé des essais en centrifugeuse pour connaître la réponse d'un pieu lors du creusement d'un tunnel dans du sable avec un dispositif original permettant de simuler l'avancement du front de taille, et donc de prendre en compte le caractère tridimensionnel du problème.

En parallèle de ces essais de laboratoire, il convient de noter qu'un certain nombre d'études menées directement sur sites avec des pieux en vraie grandeur sont également rapportées dans la littérature (Mair et al., [1993], Forth et Thorley, [1996], Kaalberg et al., [1999], Coutts et Wang, [2000], Selemetas et al., [2005], Standing et Selemetas [2013],).

Enfin, notons que ces études expérimentales ont pour la plupart servi au développement et à la validation de travaux théoriques basés sur des approches analytiques ou numériques (Vermeer et Bonnier, [1991], Loganathan et Poulos, [1998], Chen et al., [1999], Mroueh et Shahrour, [1999] et [2002],).

Dans la suite de cette partie « état de l'art », nous avons volontairement décidé de ne présenter que les travaux relatifs aux essais sur modèles réduits ; ceci en relation avec notre propre étude. Après une brève description des principaux modèles physiques reportés dans la littérature, une synthèse des résultats issus de ces études expérimentales est présentée. Ces résultats concernent d'une part l'analyse des cinématiques du sol et des pieux observées lors du creusement du tunnel, d'autre part la redistribution des efforts dans les pieux enregistrée lors de ce creusement.

III.1.1.1 Bezuijen et al., (1994)

En 1994, les essais réalisés par Bezuijen et al., représentent probablement la première étude expérimentale sur l'interaction tunnel – pieu utilisant un modèle réduit centrifugé. Cet essai a été réalisé en centrifugeuse sous une accélération de '40g', dans un sol composé de couches superposées d'argile saturée et de sable. Les pieux en aluminium ont été positionnés suffisamment éloignés pour minimiser les effets de groupe. Les six

pieux seront foncés en même temps à l'aide d'un seul vérin permettant ainsi d'avoir un état de force similaire entre chaque pieu. Ils ont été instrumentés de jauges de déformation et d'une cellule de chargement afin de pouvoir déterminer le frottement généré le long du fût. Les pieux sont positionnés dans le caisson à 1.5 diamètre de pieu (d_p) au-dessus de leurs positions finales. Une fois le modèle réduit en vol et le massif consolidé à 95%, les pieux sont foncés à leur profondeur finale et un chargement égal à 75% de la force maximale de pénétration atteinte est maintenu durant l'essai. Durant ces essais, les pertes de volume occasionnées par l'excavation du tunnel sont simulées par réduction du diamètre extérieur du cylindre modélisant le tunnel. Les auteurs montrent en particulier que le tassement des pieux peut être significatif si le pieu se trouve à une distance inférieure à un diamètre de tunnel (1D) de l'axe du tunnel, ou si la perte de volume générée autour de l'ouvrage par l'excavation du terrain est supérieure à 1%.

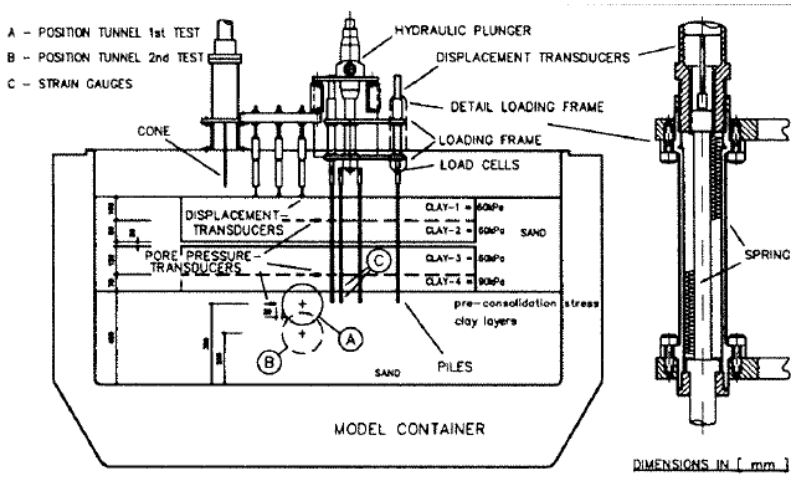


Figure III-1 - Vue en coupe du dispositif expérimental de Bezuijen et al., 1994.

III.1.1.2 Loganathan et al., (2000)

Loganathan et al., [2000] ont mené trois essais sur la centrifugeuse de l'Université of Western Australia (UWA) afin d'étudier le comportement de pieu isolé et de groupe de pieux (2x2) lors du creusement d'un tunnel. Ces trois essais ont été menés sous une accélération de 100g. Ils ont réalisé des essais avec trois profondeurs de tunnel différentes (15 ,18 et 21m) afin d'étudier l'influence de la distance relative tunnel - pieu sur les mouvements de sol, les déplacements et déformations des pieux et les sollicitations mécaniques générées dans les pieux.

Ces essais ont été réalisés en condition de déformations planes permettant le suivi des particules (PTV) d'une section courante de tunnel au travers d'une vitre en plexiglass. Le modèle de tunnel est constitué d'une membrane cylindrique en Latex préalablement gonflée à l'eau et installée dans le terrain. Ce modèle est censé représenter un tunnel de six mètres de diamètre, creusé dans de l'argile de cohésion 75kPa. Le diamètre et la longueur des pieux prototypes sont respectivement de 0.8m et 18m. Un pieu isolé et le groupe de pieux (2x2) sont espacés de 2.5 mètres et foncés de chaque côté du tunnel (Figure III-2). Les pieux sont préalablement foncés sous gravité puis une charge équivalente à 50% de leur chargement ultime est appliquée durant la simulation de l'excavation du tunnel. Pendant les essais, les moments de flexion transverses et les efforts axiaux développés dans les pieux sont enregistrés à l'aide de huit niveaux de jauges installées le long des pieux. Les caractéristiques de ces essais sont données dans le Tableau III-1.

Lors de ces essais en centrifugeuse, l'excavation du tunnel est simulée par diminution progressive du volume de liquide contenu dans la membrane en latex. La modélisation de l'excavation du tunnel est réalisée en simulant l'équivalent d'une perte de volume de l'ordre de 1%. Cette étude expérimentale a permis de mettre en évidence que l'excavation du tunnel engendre des déplacements des pieux ainsi que des moments de flexion à l'intérieur des pieux. Notamment une relation linéaire a été mise en lumière entre la perte de volume et le moment de flexion transverse maximal sollicitant le pieu dans cette configuration d'essai.

Test No.		Tunnel depth, H: m
1	Pile length, $L_p = 18$ m Pile diameter, $d = 0{\cdot}8$ m	15
2	$EI = 1400$ MN m^2 Tunnel diameter, $D = 6$ m	18
3	Stiff kaolin clay, ~ 75 kPa	21

Tableau III-1 – Caractéristiques du prototype modélisé lors des essais centrifugés menés par Loganathan et al., (2000)

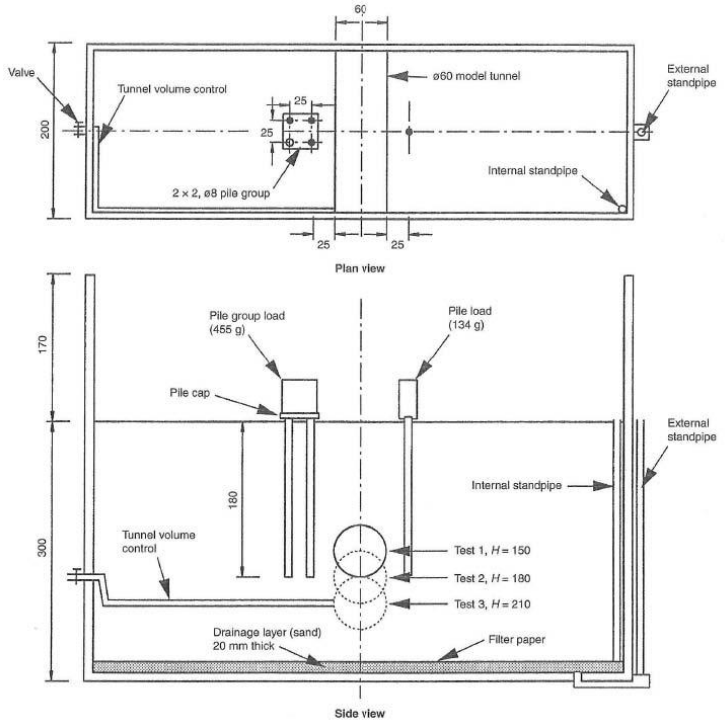


Figure III-2 - Configuration de base des essais centrifugés réalisés par Loganathan et al., (2000) (dimension en mm)

III.1.1.3 Jacobsz et al., (2004)

Jacobsz et al., [2004] ont utilisé un modèle similaire à celui de Loganathan & Poulos dans le cadre d'essais menés sur la centrifugeuse de Cambridge sous une accélération de « 75g ». L'objectif de ces essais est d'étudier le tassement de pieu isolé occasionné par le creusement du tunnel en fonction de la distance relative tunnel/pieu (Figure III-3). L'instrumentation des pieux permettra aussi de suivre la redistribution des efforts axiaux pendant les essais.

Le dispositif utilisé simule l'excavation d'un tunnel de 4.5 m de diamètre à une profondeur de 21.5 m. Cette excavation est simulée par la réduction du diamètre d'une membrane cylindrique en latex placée autour d'un noyau en laiton. L'intervalle entre le noyau et la membrane est rempli d'eau et permet grâce au contrôle de la pression d'eau une simulation de la perte de volume comprise entre 0 et 23%. L'ensemble est préalablement placé dans le terrain et mis sous pression lors de la mise en rotation de la centrifugeuse. Durant l'essai, la perte de volume simulée varie entre 0 et 5%. Les pieux instrumentés réalisés à partir de tube d'aluminium sont installés dans le container avant son remplissage à différentes profondeurs, et différentes distances du tunnel (Figure III-3). Les pieux ont un diamètre de 0.9m à l'échelle du prototype. Des vérins pneumatiques permettant de foncer les pieux afin de mobiliser pleinement le frottement latéral

et l'effort de pointe sont embarqués sur le dispositif en rotation. Une fois le fonçage terminé, les vérins sont déchargés afin de solliciter les pieux uniquement avec un chargement égal à la charge de service (50% du chargement ultime).

Le container est rempli avec du sable sec. Il est déposé avec un débit et une hauteur constante afin d'obtenir une densité moyenne de 1570 kg/m^3 .

Lors de ces essais, les auteurs ont en particulier analysé les déplacements relatifs entre le pieu et le sol environnant ; ceci en fonction de la position relative pieu / tunnel. Sur la base de cette analyse, ils ont défini différentes zones d'influence qui seront décrites dans le paragraphe III.1.3.1.

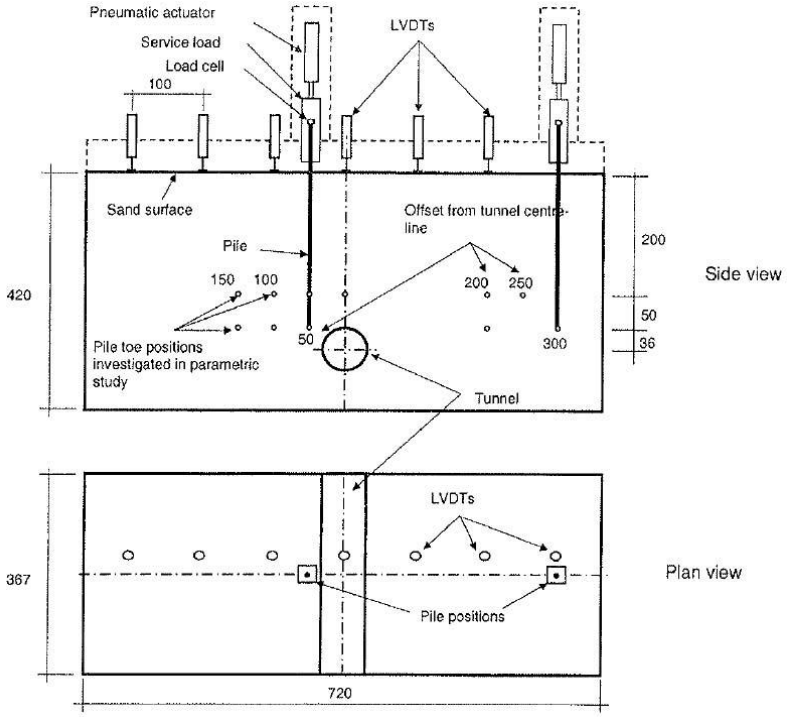


Figure III-3 - Schéma du dispositif expérimental utilisé par Jacobsz et al., (2004) (dimensions en mm)

III.1.1.4 Lee et Yoo (2006) et Lee et Bassett (2006)

A la différence des études expérimentales précédentes, ces deux études réalisées en laboratoire sur modèle « 1g » se focalisent sur l'analyse des mouvements de sol autour du tunnel (Lee et Yoo, 2006) et autour d'un pieu situé à proximité du tunnel (Lee et Bassett, 2006) pendant l'excavation du terrain. Ces essais visent en particulier à définir des zones d'influence du processus d'excavation sur le déplacement du pieu.

Dans ces essais réalisés en condition de déformations planes (2D), le dispositif expérimental utilisé est un modèle réduit bidimensionnel. Pour ces séries de tests, le sol est modélisé à l'aide de petits rouleaux métalliques de Schneebeli de cinq dimensions différentes : 2 et 3 mm dans les zones sensibles et de 6, 9 et 12 mm près des bords du modèle. Les pieux modèles sont réalisés à l'aide de profilés rectangulaires en alliage d'aluminium. Ils sont positionnés de telle sorte à représenter une rangée de pieux parallèlement à l'axe longitudinal du tunnel. Tous les pieux ont la même longueur (Lp=370mm) et supportent une même charge correspondant à 77% du chargement ultime. L'excavation du tunnel est simulée par réduction du diamètre du tube représentant le tunnel afin de modéliser ainsi la perte de volume liée à l'excavation. La Figure III-5 illustre les différentes configurations géométriques étudiées. Un traitement par corrélation d'images numériques permet de visualiser le champ des déplacements autour du tunnel obtenu au cours des essais.

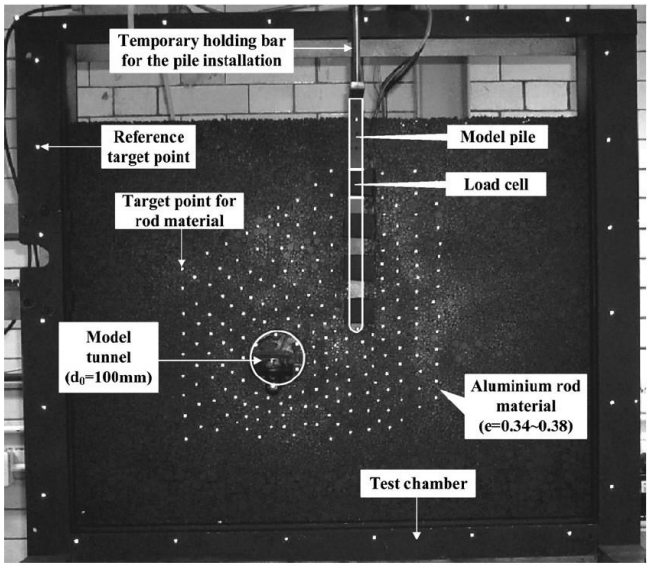


Figure III-4 - Dispositif expérimental « 1g » utilisé lors des essais de Lee et Bassett, (2006).

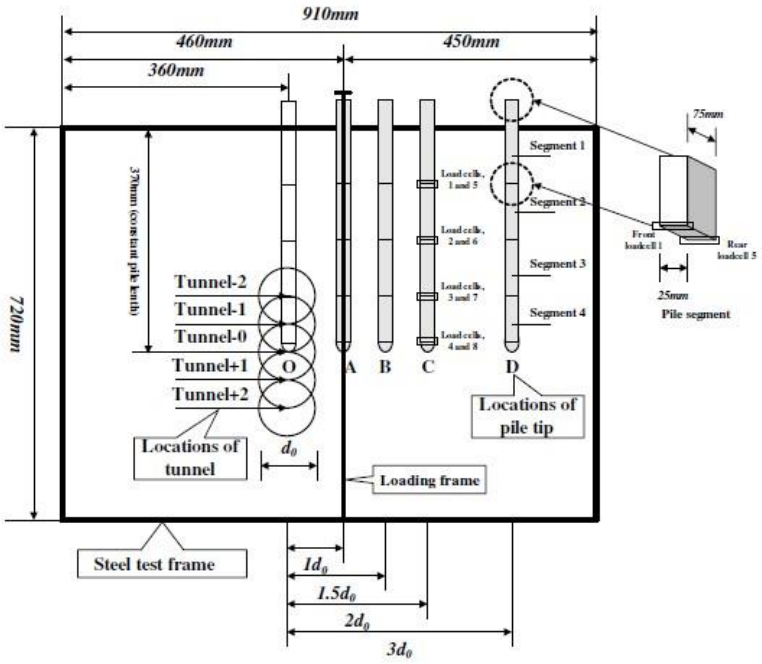


Figure III-5 - Configurations géométriques étudiées lors des essais réalisés par Lee et Bassett, (2006)

III.1.1.5 Lee et Chiang (2007)

En 2007, les modèles semi-empiriques basés sur des développements analytiques ne permettent toujours pas de prévoir avec précision les mouvements de sols induits lors du creusement du tunnel en présence de fondations profondes. Même si plusieurs études sur modèles centrifugés ont été conduites, elles n'ont pas encore été suffisantes pour donner une image exhaustive de l'ensemble des phénomènes mis en jeu. Partant de ce constat, Lee & Chiang [2007] ont réalisé une campagne d'essais en centrifugeuse à la National Central University de Taiwan. Les essais destinés à étudier l'interaction tunnel – sol – fondations profondes sont menés sous une accélération de 100g en sol saturé. Cette étude est impressionnante par le nombre d'essais réalisés puisqu'elle comptabilise vingt-six essais. Trois phénomènes sont plus particulièrement étudiés : les tassements des pieux, les mécanismes de transfert de charge axiale dans les pieux et enfin la distribution du moment de flexion transverse dans ces pieux.

Lors de ces essais, la surface du sol est instrumentée avec des LVDTs et le revêtement du tunnel est instrumenté à l'aide de jauges de déformations positionnées en clef, aux reins et au radier. Le diamètre du tunnel à l'échelle du prototype est de 6 m. Celui-ci est constitué d'une membrane cylindrique gonflable. Deux pieux en alliage d'aluminium de 1.06m de diamètre (à l'échelle du prototype) sont positionnés de part et d'autre du tunnel et à une profondeur de 27 mètres. Les deux pieux sont instrumentés de jauges de déformations réparties à sept hauteurs différentes pour mesurer respectivement l'effort axial le long du premier pieu et le moment de flexion dans le cas du second. Avant la reconstitution du massif de sol, les deux pieux sont positionnés de chaque côté du tunnel et à égale distance horizontale de son axe (y=3.5, 4.5, et 6 m) (Figure III-7). Plusieurs hauteurs de couverture (C) du tunnel seront étudiées pour une même longueur de pieu ; le rapport C/D variant d'un à quatre.

Après avoir positionné le modèle de tunnel et les pieux, le container est rempli de sable déposé à débit et à hauteur de chute constante. Le sable est alors saturé en eau avant le début de l'expérimentation et les pieux sont mis en place afin de simuler des pieux forés. Après mis en rotation de la centrifugeuse et consolidation du massif de sol reconstitué, les pieux sont chargés à l'aide d'un vérin pneumatique à des chargements ultime (3200k) et de service (1600kN) définis dans un essai réalisé à cet effet. L'excavation du tunnel peut alors être simulée en réduisant le diamètre de la membrane modélisant le tunnel. Plusieurs valeurs de pertes de volume ont été étudiées : 1%, 2%, 3% et celles correspondant à l'état de rupture du tunnel.

Lee et Chiang (2007) ont cherché à déterminer l'influence du creusement d'un tunnel sur la capacité portante d'un pieu. Pour cela, quatre types de tests ont été conduits.

(a) Le pieu est foncé en continu pour déterminer sa capacité portante en absence du tunnel. Son instrumentation permet de connaître la distribution de la charge axiale le long du pieu.

(b) Le creusement du tunnel est simulé sans la présence de pieu et à différentes profondeurs (C/D) pour obtenir une référence de la cuvette de tassement de la surface en terrain vierge (i.e. sans pieux).

(c) Les deux pieux sont positionnés de part et d'autre du tunnel avec différents niveaux de chargement et pour différentes profondeurs de tunnel.

(d) Les essais de type (c) sont reproduits sans chargement appliqué sur les pieux.

Dans cette étude, la capacité portante maximale du pieu est définie comme la charge correspondant à un tassement de la tête du pieu égal à 10% du diamètre du pieu. L'une des particularités de l'étude de Lee & Chiang est de disposer d'essais de référence permettant d'une part de connaître la capacité portante des pieux en terrain vierge, d'autre part d'avoir une estimation des profils de cuvette de tassement pour différentes pertes de volume autour du tunnel et différentes hauteurs de couverture ; ceci en absence de pieu. Ainsi dans leur étude, Lee et Chiang (2007) seront en capacité d'analyser l'influence de la présence du tunnel sur la capacité portante du pieu ainsi que l'influence de la présence du pieu sur les profils de tassement de surface.

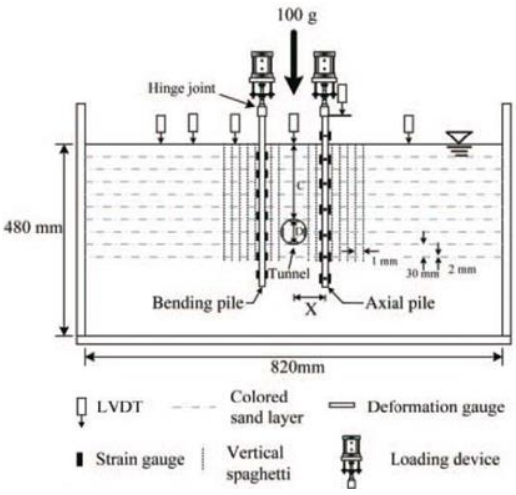


Figure III-6 - Schéma du dispositif expérimental de Lee et Chiang (2007)

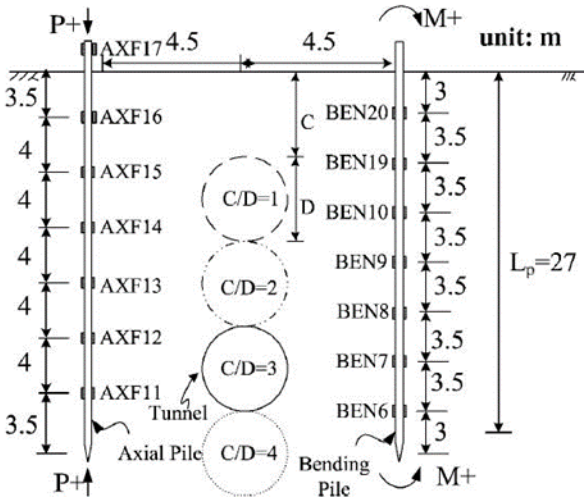


Figure III-7 Différentes configurations géométriques étudiées par Lee et Chiang (2007) et représentées à l'échelle du prototype (facteur d'échelle 1/100)

III.1.1.6 Ong et al., (2007)

Ong et al., (2007) ont conduit des essais centrifugés pour évaluer le déplacement du sol et la redistribution des contraintes le long d'un pieu non chargé et positionné à côté du tunnel. Ils évaluèrent la redistribution des efforts induits par la réalisation du tunnel à court terme (immédiatement après la réalisation du tunnel) et à long terme (après dissipation des pressions interstitielles dans le sol après la réalisation du tunnel). Deux essais en condition de déformations planes (2D) ont été réalisés sur la centrifugeuse à une accélération de « 100g ». Le premier essai est conduit sans la présence de pieux afin d'analyser les mouvements de sol lors du creusement du tunnel. Le second essai est réalisé pour connaître la réponse du pieu au creusement du tunnel distant de 1D.

Lors de ces essais, le diamètre du tunnel à l'échelle du prototype est de 6m. La clef de voûte du tunnel se trouve à une profondeur de 12m par rapport à la surface (C/D=2). L'excavation du tunnel est simulée par la réduction du diamètre du tunnel en dissolvant la mousse polyuréthanne contenue entre un noyau métallique et une membrane en latex modélisant l'ouvrage jusqu'à l'obtention d'une perte de volume de 6.6% (Sharma et al., [2001]). Les pieux sont fabriqués avec un profilé rectangulaire d'alliage d'aluminium (1.26m x 1.26m) et ont une longueur de 23.5m à l'échelle du prototype. Dix paires de jauges de déformations sont positionnées le long des pieux. Un pieu servira à définir l'évolution des moments tandis que l'autre servira à définir la redistribution axiale le long du pieu.

Le modèle de sol est préparé à base d'argile (Kaolin) sous forme de pâte (teneur en eau de 120%). Le massif de sol est dans un premier temps soumis à l'accélération centrifuge pour être consolidé. Pour ce faire, une première rotation sous 100g de la centrifugeuse est imposée jusqu'à la stabilisation des pressions interstitielles dans le massif. Une fois la consolidation du massif réalisée, la centrifugeuse est arrêtée afin de procéder à la mise en place du modèle de tunnel et les pieux ainsi que leurs instrumentations. Le modèle expérimental est alors soumis à une reconsolidation avec une accélération à « 100g ». Une fois les pressions interstitielles stabilisées, l'essai peut commencer avec la dissolution de la mousse par de l'acétone. Les effets à long terme sont étudiés toujours à sous une accélération de « 100g » pendant une durée de 2 heures correspondante à une durée de 2.3 ans à l'échelle du prototype.

A partir de ces essais, Ong et al., (2007) ont mis en évidence l'influence des effets du creusement du tunnel sur les déplacements et sur la distribution des sollicitations mécaniques dans le pieu. Ces essais ont par ailleurs servi à la calibration de modèles numériques (Figure III-8).

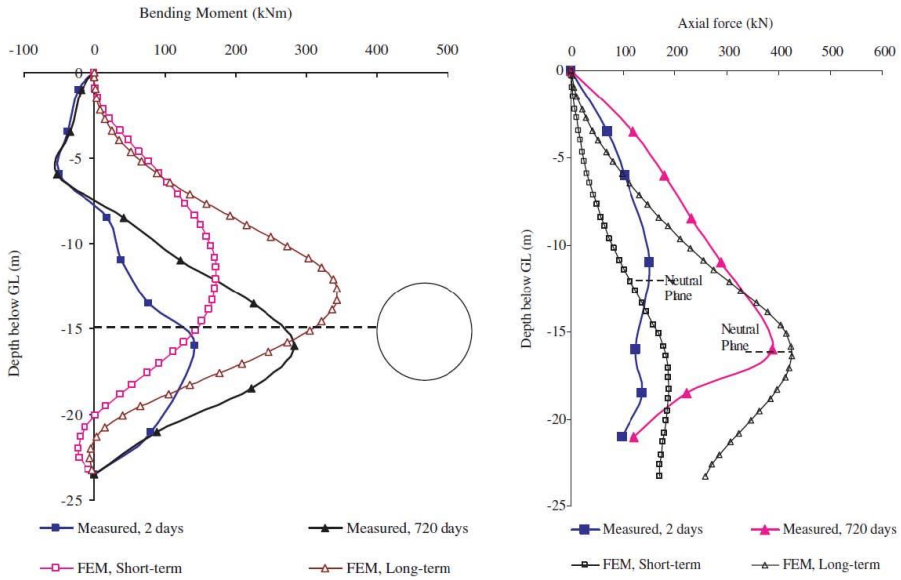


Figure III-8 - Evolution des efforts mesurés dans le pieu en fonction de l'état de consolidation du massif (Ong et al., 2007)

III.1.1.7 Marshall et Mair (2011)

En 2011, Marshall et Mair ont complété l'étude de Jacobsz et al., (2004) réalisée sur la centrifugeuse de Cambridge. Le modèle réduit utilisé considère des conditions de déformations planes. Lors de cette étude menée sous une accélération de «75g», différentes positions transversales du pieu par rapport à l'axe du tunnel sont étudiées (Figure III-9). L'objectif de cette étude est d'analyser les mécanismes mis en jeu d'une part lors du fonçage du pieu, d'autre part lors de l'excavation du tunnel. Un dispositif de prise d'images et d'analyse par corrélation est utilisé pour suivre les déplacements du sol et des pieux dans l'épaisseur du massif. Pour cela, les pieux sont positionnés près de la paroi transparente du caisson. Le massif de sol est reconstitué de sable sec avec une densité moyenne de 1490 $kN.m^{-3}$.

A l'échelle du prototype, ce modèle réduit simule l'excavation d'un tunnel de 4.65m de diamètre, à une profondeur de 13.65m (C/D=2.4). La pointe des pieux de 0.9m de diamètre se situe à une profondeur telle que la profondeur normalisée (Z_{pieu}/Z_{tunnel}) soit d'environ 0.5. L'excavation du tunnel est simulée par la méthode de « perte de volume » (V_L=0 à 2.9%). Dans cette étude, les pieux ne sont pas équipés de jauges de déformations.

Au préalable du remplissage du caisson, les pieux sont positionnés à 70% de leur profondeur finale. Le positionnement des pieux a été défini par les auteurs en fonction des zones d'influence proposées par Jacobsz et al., (2004). Une fois la centrifugeuse mise en rotation, les pieux sont foncés à l'aide de vérins pneumatiques jusqu'à leur profondeur finale. L'objectif de ce fonçage est de recréer l'état de contrainte du sol autour de la pointe du pieu. Une charge de service (1kN soit 5.6MN à l'échelle du prototype) est appliquée sur le pieu durant l'essai à l'aide de masse en laiton. Dans cette étude, un grand déplacement de pieu est défini comme étant un tassement du pieu supérieur à 2.2% de son diamètre.

A travers cette étude, les auteurs ont pu analyser le déplacement du sol et des pieux au cours de l'essai à l'aide d'un système de corrélation d'images numériques. Il a aussi été mis en lumière l'importance des perturbations apportées dus à la mise en place des pieux sur le comportement du sol : les mouvements de sol en présence de pieux ne peuvent pas être assimilé à ceux obtenus d'un essai en terrain vierge. Les déplacements des pieux en fonction de leurs positions relatives avec l'axe du tunnel et la perte de volume ont aussi étudiés. L'analyse d'image a aussi permis d'observer les phénomènes de compression et dilatation au niveau de la pointe du pieu et autour du tunnel.

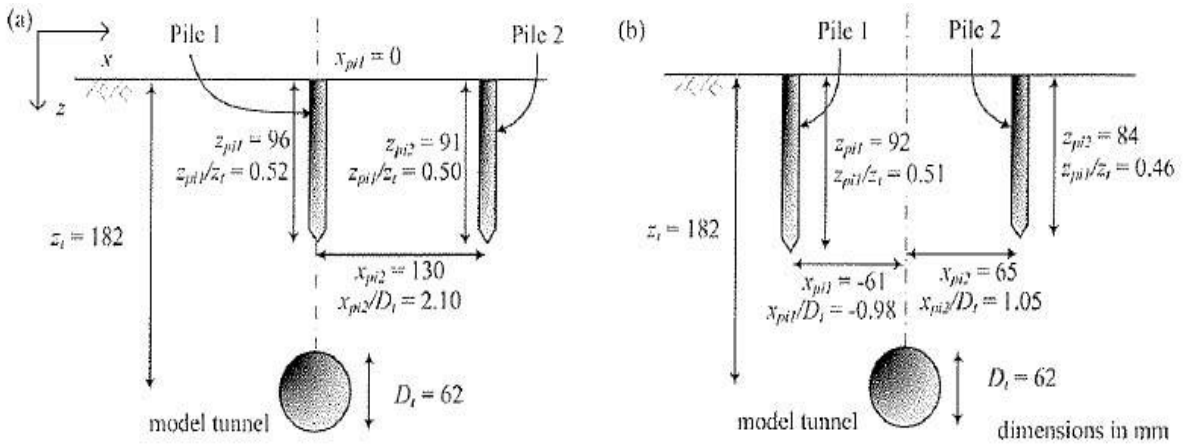


Figure III-9 - Schéma de principe de l'étude de Marshall et Mair (2011)

III.1.1.8 Peng et al., (2011)

Les modèles centrifugés décrits précédemment considèrent tous des conditions de déformations planes. En conséquence, les effets tridimensionnels de l'excavation d'un tunnel sur les pieux ne peuvent être analysés. En 2011, Peng et al., proposent d'étudier la réponse de pieux simples de 0.8m de diamètre à l'échelle du prototype lors de l'excavation d'un tunnel à l'aide d'un dispositif original censé reproduire l'avancement du front de taille. Les essais sont réalisés à l'aide de la centrifugeuse de l'Université de Science et Technologie de Hong Kong sous une accélération de « 40g » (Ng et al., 2002). Le massif de sol est reconstitué en déposant à hauteur constante du sable sec afin d'obtenir un massif homogène de masse volumique moyenne de 1506 $kN.m^{-3}$.

Lors de ces essais, différents niveaux de chargement des pieux (ultime et de service) sont appliqués. Le tunnel de 6.1m de diamètre à l'échelle du prototype est modélisé à l'aide de trois cylindres en caoutchouc, de 0.5D de long et remplis avec de l'eau désaérée. Une fois le modèle réduit en vol, l'excavation du tunnel est modélisée en diminuant par étapes le volume d'eau de chaque cylindre afin de modéliser l'avancement du front de taille. La perte de volume finale est imposée égale à 1%. Ainsi, l'excavation du tunnel est réalisée sur une longueur de 1.5 diamètre de tunnel (D), en trois étapes de 0.5D. Les pieux sont positionnés au niveau.

Les pieux sont disposés à côté du tunnel, à une distance de 0.75 D de son axe. La pointe des pieux est positionnée à la profondeur de l'axe du tunnel, soit l'équivalent d'une profondeur de 19.6m à l'échelle du prototype (Figure III-10). Une fois le dispositif en vol, le pieu N est chargé afin de déterminer les chargements ultime et de service qui seront appliqués respectivement aux pieux U (3500kN) et W (1700kN) (Figure III-10). La capacité portante ultime du pieu N est déterminée comme la charge nécessaire pour provoquer un déplacement vertical équivalent à 5% de son diamètre.

Sur la base de ces essais, Peng et al., (2011) ont pu mettre en évidence l'influence du chargement du pieu sur son tassement pendant l'excavation du tunnel. Les résultats obtenus à partir du pieu W montrent que la charge de service ne provoque pas de rupture du pieu lors de l'excavation du tunnel. En effet, dans cette situation, le tassement du pieu atteint 2% de son diamètre pour une perte de volume de 1%. Ce modèle 3D a aussi permis d'observer l'évolution du tassement des pieux en fonction de l'avancement du front du tunnel. Il a été montré qu'une part importante du tassement du pieu à lieu lors de la « seconde tranche » d'excavation à proximité du pieu.

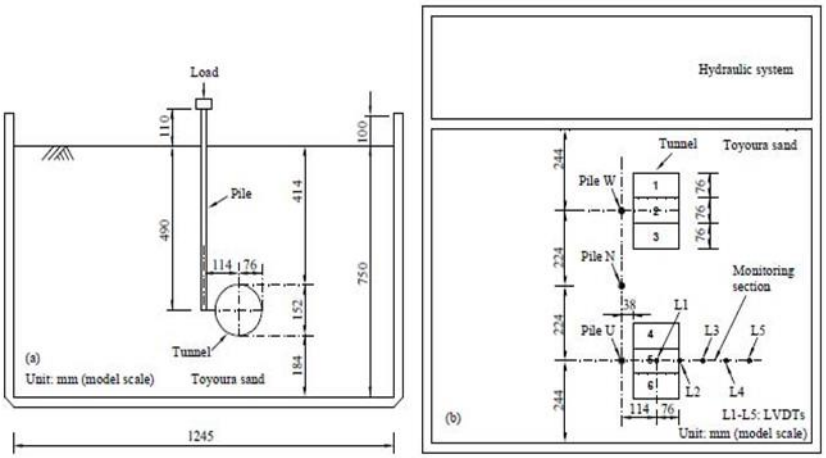


Figure III-10 - Schéma en coupe (a) et en plan (b) du dispositif expérimental de Peng et al., (2011)

III.1.1.9 Boonsiri et al., (2015)

Boonsiri et al., ont réalisé en 2015 une étude paramétrique assez exhaustive de l'influence du creusement d'un tunnel sur des groupes de pieux positionnés à proximité de l'ouvrage souterrain. Ces essais ont été réalisés sur la centrifugeuse de Tokyo mark III sous une accélération de « 100g ». Le modèle réduit utilisé considère des conditions de déformations planes (2D). Le massif de sol modèle (sable sec de densité moyenne de 1480kN.m^{-3}) est reconstitué dans un container (550x150x600mm) dont les faces avant et arrière sont constituées de vitres en Perspex (Figure III-11). Des caméras numériques installées à l'avant du modèle permettent de prendre des photos des mouvements de sol pour une analyse post-essai par corrélation d'images numériques.

Les modèles réduits de pieux sont réalisés en tube plastique instrumenté de sept niveaux de jauges de déformation afin de suivre l'évolution de l'effort axial et du moment de flexion transversale au cours de l'excavation du tunnel. Afin de former un groupe de 2x2 pieux, les pieux sont espacés entre eux de cinq fois leur diamètre pour minimiser l'effet de groupe. Ils sont reliés entre eux par une platine en laiton et mis en position préalablement au remplissage du caisson. Pendant la simulation de l'excavation du tunnel, les groupes de pieux sont chargés avec des masses égales à leur chargement ultime ou de service. Dans cette étude, le chargement ultime est défini comme la charge provoquant un tassement du groupe égale à 10% du diamètre du pieu.

Une fois le dispositif en vol, l'excavation du tunnel est modélisée par la réduction de son diamètre pour simuler une perte de volume de 0 à 15%. Lors de ces essais, les paramètres étudiés sont la distance horizontale relative entre le tunnel et le groupe de pieux, la profondeur relative de la pointe des pieux par rapport à celle du tunnel, le chargement appliqué sur le groupe de pieux, et enfin l'amplitude des pertes de volume du sol générées par l'excavation du tunnel.

A partir de cette campagne expérimentale composée de treize essais, Boonsiri et al., ont en particulier montré que le comportement mécanique du groupe de pieux était fortement dépendant de la position relative entre le tunnel et le groupe de pieux.

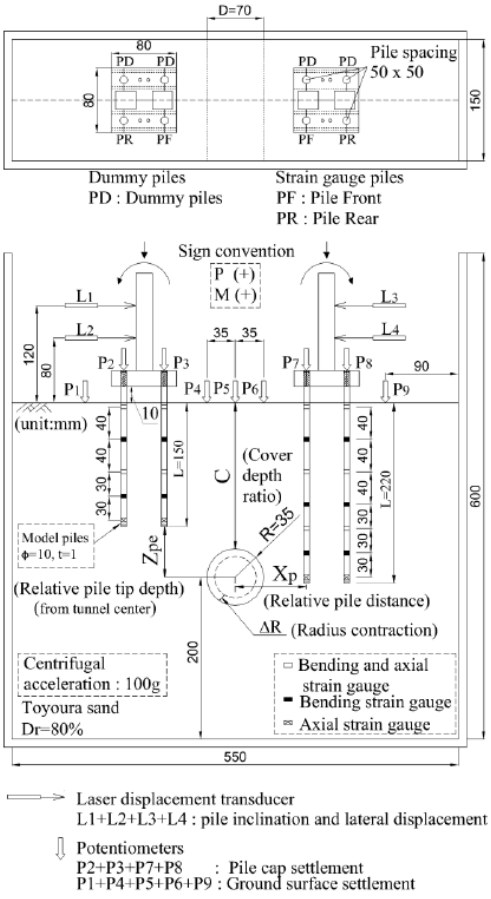


Figure III-11 – Schéma du dispositif expérimental utilisé par Boonsiri et al., (2015)

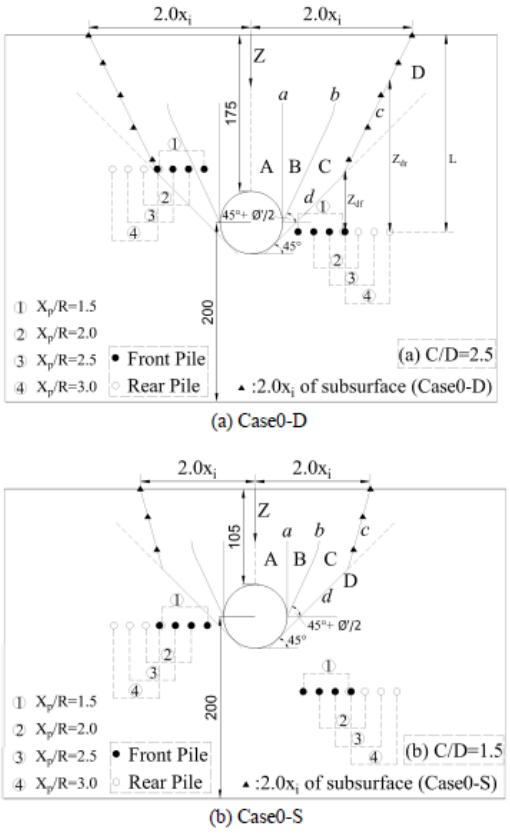


Figure III-12 – Schéma des différentes positions des groupes de pieux étudiées par Boonsiri et al., (2015)

Test Series	Test Code	D_r (%)	C/D	X_p/R @ Front pile	Short pile			Long pile			x_i/R	
					Z_{pe}/R	Loading mass* (kg)	Load per pile** (kN)	Z_{pe}/R	Londing Mass* (kg)	Load per pile** (kN)	$\Delta V/V_0$ 2%	$\Delta V/V_0$ 15%
A	Case0-D	80	2.5	Without pile groups installation							2.6	2.2
	Case0-S		1.5								1.8	1.5
B(1)	Case2.0-DH		2.5	2.0	-1.72	1.04	2600	0.28	2.03	5070	3.3	2.6
	Case2.5-DH		2.5	2.5	-1.72	1.04	2600	0.28	2.03	5070	3.2	2.5
	Case3.0-DH		2.5	3.0	-1.72	1.04	2600	0.28	2.03	5070	2.9	2.2
B(2)	Case1.5-DL		2.5	1.5	-1.72	0.76	1900	0.28	1.04	2600	3.1	2.5
	Case2.0-DL		2.5	2.0	-1.72	0.76	1900	0.28	1.04	2600	3.0	2.4
	Case2.5-DL		2.5	2.5	-1.72	0.76	1900	0.28	1.04	2600	2.9	2.4
	Case3.0-DL		2.5	3.0	-1.72	0.76	1900	0.28	1.04	2600	2.7	2.3
C	Case1.5-SL		1.5	1.5	0.28	0.76	1900	2.28	1.04	2600	2.1	1.7
	Case2.0-SL		1.5	2.0	0.28	0.76	1900	2.28	1.04	2600	2.0	1.7
	Case2.5-SL		1.5	2.5	0.28	0.76	1900	2.28	1.04	2600	1.9	1.6
	Case3.0-SL		1.5	3.0	0.28	0.76	1900	2.28	1.04	2600	1.8	1.6

* : model, ** : prototype for 100g

Figure III-13 – Caractéristiques des essais réalisés par Boonsiri et al., (2015)

III.1.1.10 Synthèse des caractéristiques des études réalisées sur modèle réduit

Le Tableau III-2 présente une synthèse des caractéristiques des principales études réalisées sur modèle réduit concernant l'étude de l'impact du creusement d'un tunnel sur des fondations profondes. Une synthèse des résultats de ces différentes études est présentée dans les paragraphes suivants par phénomènes étudiés.

	Morton et King, 1979	Lee and Yoo, 2006 Lee et Bassett, 2007	Bezuijen et van der Schrier, 1994	Loganathan et al., 2000	Ong et al., 2007
	Essais 1g		***Essais centrifugés, Argiles***		
Accélération	Essai 1g	Essai 1g	Essai 40g	Essai 100g	Essai 100g
Agencement pieux	Pieu seul	Pieu seul	Groupe de pieux et pieu seul	Groupe de pieux et pieu seul	Pieu seul
Dimension	2D	2D	2D	2D	2D
Matériaux et conditions de l'essai	sables et limons	rouleaux de schneebeli de différents diamètres (2,3,6,9,12 mm)	couche surconsolidée d'argiles kaolinites et fines couches de sables et deux couches de sable et argile normalement consolidés.	argiles kaolinites pré-consolidés à 600kPa	argiles kaolinites
Modélisation du tunnel	Tube creux foncer dans le sol avec vis d'extraction	Simulation d'une perte de volume jusqu'à 20%, six segments coniques coulissent à l'intérieur d'un cylindre souple	Simulation d'une perte de volume jusqu'à 8%, quatre segments d'un cylindre coulissent autours d'un noyau	Simulation d'une perte de volume en contrôlant la pression de l'huile contenue entre un noyau rigide et une membrane extérieure en caoutchouc.	Simulation d'une perte de volume jusqu'à 6.6%, de la mousse est dissoute entre un membrane en caoutchouc et un noyau rigide en acier
Diamètre du tunnel (D)	D=7m	D=100mm	D=7m	D=6m	D=6m
profondeur du tunnel (h)	h=4.8D et 3.3D	h=3,3.5,4,5D	h=4.8 et 3.3D	h=2.5, 3 et 3.5D	h=2 et 2.5m
Modélisation du/des pieu(x)	Pieux en bois	Pieux en aluminium	Pieux en aluminium	Pieu en laiton fermé avec un bouchon plastique et recouvert de résine époxy.	Pieux en aluminium de section rectangulaire
Longueur des pieux (Lp)		Lp=370mm	Lp=2.8m	Lp=3D	Lp=3.9D
Diamètre du pieu (dp)		dp=25mm	dp=0.4m	dp=0.8m	dp=1.26m
Rigidité EA et EI				EI=1400MN.m^2, AI=/	
Procédure	Pieux foncés	Pieux foncés	Pieux positionnés puis foncés à leurs positions finales pour mobiliser le frottement. Début de l'essai après dissipation des contraintes interstitielles	Pieux installés sous gravité normale après consolidation. Début de l'essai après dissipation des pressions interstitielles. Augmentation des pertes de volumes après stabilisation des pressions interstitielles	Installation des pieux sous gravité
Chargement des pieux	Constant : 33% de la charge ultime	Constant : 77% de la charge ultime de fonçage	Constant : 70% de la charge ultime	Constant : 50% de la charge ultime	Sans chargement

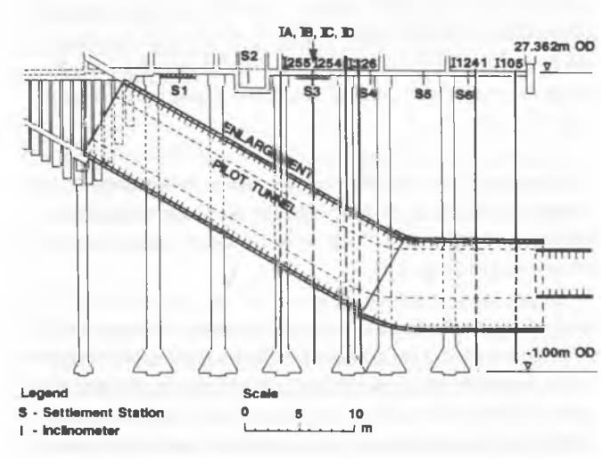
	Jacobsz, 2004	Lee et Chiang, 2007	Marshall, 2011	Peng et al., 2011	Boonsiri et Takemura, 2015
	Essais centrifugés, Sable				
Accélération	Essai 75g	Essai 100g	Essai 75g	Essai 40g	Essai 100g
Agencement pieux	Barriére de pieux	Pieu seul	Pieu seul	Pieu seul	Groupe de pieux
Dimension	2D	2D	2D	3D	2D
Matériaux et conditions de l'essai	sable sec E SILICA avec une densité relative de 75%	sable quartz saturé avec une densité relative de 65%	sable sec avec une densité relative de 80%	sable sec de Toyoura avec une densité relative de 60%	sable sec de Toyoura avec une densité relative de 80%
Modélisation du tunnel	Simulation d'une perte de volume en contrôlant le volume d'eau contenu entre une membrane extérieure en caoutchouc et un noyau centré. 0%<VL<20%.	Simulation d'une perte de volume en contrôlant la pression de l'air contenue dans une membrane en caoutchouc.	Simulation d'une perte de volume en contrôlant le volume d'eau contenu entre une membrane extérieure en caoutchouc et un noyau excentré.	Trois cylindres en caoutchouc rempli d'eau avec contrôle de la perte de volume (1%)	Simulation d'une perte de volume en contrôlant le mouvement d'une bague conique dans une membrane en caoutchouc $0\%<V_L<15\%$.
Diamètre du tunnel (D) profondeur du tunnel (h)	D=5.5m	D=6m	D=4.65m	D=6.1m	D=7m
	h=3.9D	h=1,2,3,4D	h=2.9D	h=2.7D	h=2 et 3D
Modélisation du/des pieu(x)	Pieux en tube d'aluminium avec une pointe conique à 60°	Pieux en tube d'aluminium avec une pointe conique	Cylindre en aluminium	Tube d'aluminium	Groupe de pieux 2x2 en acrylique espacé de 5m
Longueur des pieux (Lp)	Lp=3.4D	Lp=4.5D	Lp=1.5D	Lp=3.2D	Lp=15 et 22m
Diamètre du pieu (dp)	dp=0.9m	dp=1.06m	dp=0.9m	dp=0.8m	dp=1m
Rigidité EA et EI		EI=1780MN.m^2, AI=1730kN		EI=5627MN.m^2, AI=/	EI=93MN.m^2, AI=9000kN
Procédure	Pieux positionnés puis foncés en vol à leurs positions finales pour mobiliser le frottement.	Installation des pieux avant la reconstitution du massif	Pieux positionnés puis foncés en vol à leurs positions finales pour mobiliser le frottement.	Les pieux sont mis en charge en vol, l'excavation du tunnel est simulée par la perte de volume successive des cylindres en caoutchouc	Installation des pieux avant la reconstitution du massif
Chargement des pieux	Constant : 50% de l'effort max. de fonçage	Sans chargement, et chargement ultime et de service ultime*	Constant : 63% de l'effort max. de fonçage	Sans chargement, et chargement ultime et de service ultime*	Chargement ultime et de service ultime*

*Chagement Ultime: charge permettant un tassement de 10% de dp

Tableau III-2 - Principales caractéristiques des études sur modèles réduits rapportées dans la littérature concernant l'impact du creusement d'un tunnel sur des fondations profondes

III.1.2 Retours d'expériences de chantiers et essais en vraie grandeur

En 1989, un tunnel de 8,25m de diamètre (Figure III-14



) a été construit pour relier « Islington High Street » à la station Londonienne « Angel » au travers de pieux « élargis » qui reprennent les charges de Angel Square, dont un immeuble de sept étages avec deux niveaux souterrains (Lee et al., 1994). Des essais sur des pieux à l'échelle 1 ont été réalisés (Dp=0,75m et Zp=12,1m) et ont montré qu'une couche de bitume sur le fût du pieu permettait une réduction de 75% du frottement latéral, diminuant ainsi le possible développement de frottement négatif le long du pieu (Whitworth et al., 1993). Cette solution a été utilisée à Angel Square et les mesures réalisées montrent que les pieux suivent principalement les déplacements horizontaux du sol (Figure III-15) .

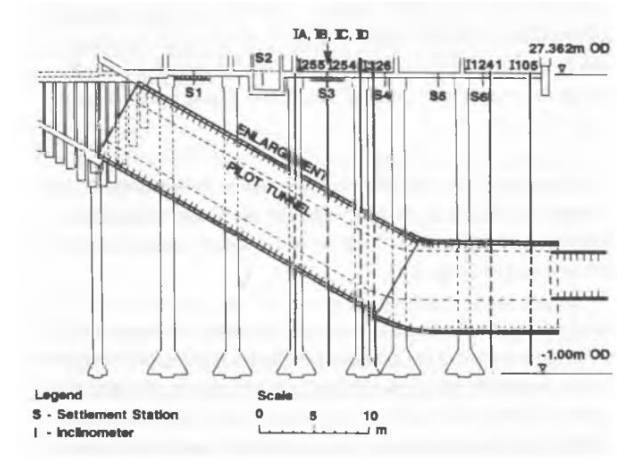


Figure III-14 - Section du tunnel (Lee et al., 1994)

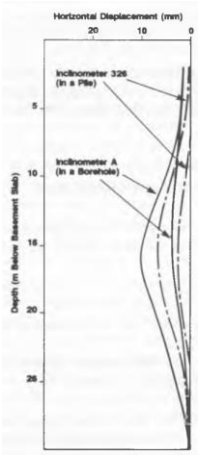


Figure III-15 – Profils des déplacements horizontaux du sol (trait plein) et du pieu (trait pointillé) (Lee et al., 1994).

Sur la Island Line du « MTR » de Hong Kong, les excavations profondes et la construction du tunnel ont induit des tassements et des mouvements de sol d'amplitudes variables causant des dommages sur les multiples bâtiments fondés sur pieux et instrumentés (Forth et Thorley, 1996). Des tassements allant jusqu'à 12mm ont été mesurés.

A Londres, le projet de l'extension de la « Jubilee Line » se compose de la construction de trois tunnels parallèles de diamètre compris entre 8,7m et 11,7m à proximité du « Bridge House ». Cet ouvrage d'art est fondé sur pieux forés et élargis (Selemetas et al., 2002). La construction du tunnel de reconnaissance et la consolidation ont provoqué de faibles tassements. Cependant l'élargissement des stations a demandé des opérations de compensation. De plus le long de la JLE, une autre mesure de protection a aussi largement été utilisée, les « gravels » étaient injectés depuis la surface pour augmenter la rigidité de cette strate (Figure III-16)

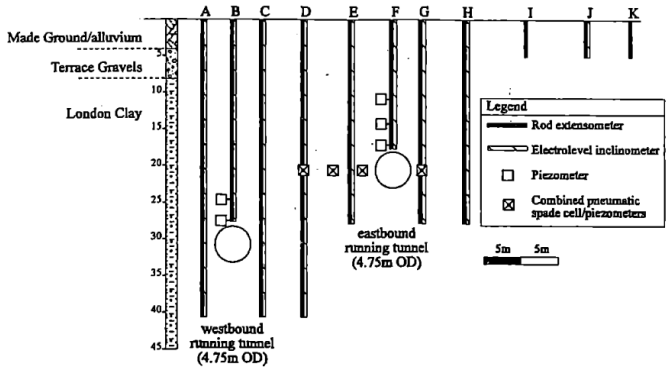


Figure III-16 – Section instrumentée St Jame's park – Standing et al., (1996)

Les deux tunnels (D=7,25 et Zt=29m) de la « Rinkai Line Railway » de Tokyo ont été excavés seulement à 3m en dessous de la base des pieux du pont de Higashi-shinagawa (Takahashi et al., 2004). Les deux tunnels étaient excavés en décalé avec une distance entre fronts d'une centaine de mètres entre le premier tube et le second. Dans le cadre du contrat limitant le tassement absolu du pont à 9mm avec un tassement différentiel inférieur à 1 :15000, des systèmes de surveillance de la surface et de la subsurface, des pressions dans la chambre d'abattage ainsi que les contraintes et déformation du revêtement ont été installés et utilisés. De plus, le sol a été traité par jet-grouting depuis le premier tube pour limiter et compenser les pertes de volume dues à l'excavation du second tube. Ainsi le tassement du pont fut seulement de 4mm et celui de la surface du sol de 4,3mm.

A Londres, trois ponts fondés sur pieux situés sur le tracé du Channel tunnel rail link ont été étudiés (Jacobsz et al., 2006). Ce chantier a permis de comparer les mesures de tassements du sol et des structures avec les valeurs obtenues à partir de méthodes de calcul (New & Bowers, 1994). Cette étude s'est aussi intéressée aux différents modes de travail des pieux et à l'influence de l'amplitude des pertes de volume (Selemetas et al., 2005). Le Renwick Road Bridge est fondé avec des pieux travaillant principalement en effort de pointe sur des « terrace gravel » denses, positionnées au-dessus d'une couche d'argile de Londres dans laquelle le tunnel a été excavé (Figure III-17) . Les pieux étaient à différentes distances du tunnel, ainsi la principale cause de dommage aurait pu être le tassement différentiel entre les différents pieux. Il a été supposé que les pieux tasseraient de la même amplitude que le sol situé à la base des pieux ; ce qui a été confirmé ultérieurement. Aucune intervention n'a été nécessaire. En revanche, dans le cas du Ripple road Flyover (Figure III-18) fondé sur des pieux travaillant par frottement latéral, la longueur des pieux étant inconnue, la couche de « terrace gravel » a été injectée pour augmenter la capacité de frottement et créer une zone rigide directement sous la pile du pont. Enfin, la pointe des fondations des piles du Viaduc A406 (Figure III-19) étaient potentiellement dans la zone d'influence et de déconfinement du sol autour du tunnel. Deux piles de pont sont fondées sur des pieux forés de 23.5m de long. La distance entre le tunnel et la base des pieux n'est alors que de 4 mètres. Sans mesure de protection, les fondations des piles du pont ont tassé d'une amplitude équivalente à celle de la surface du sol.

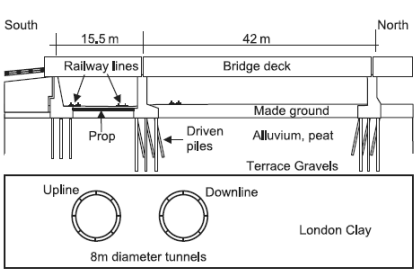


Figure III-17 - Renwick Road Bridge, Jacobsz et al., (2006)

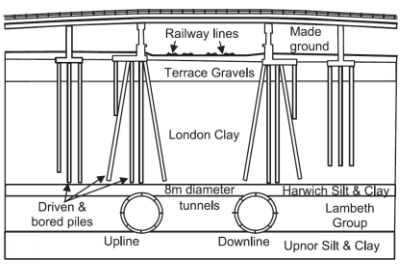


Figure III-18 - Ripple road flyover, Jacobsz et al., (2006)

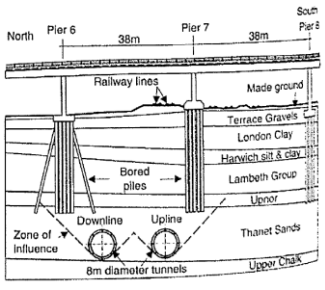


Figure III-19 – Viaduc A406, Jacobsz et al., (2006)

Un des rares ouvrages réels où des pieux ont été instrumentés est le cas du viaduc de la « North East Mass Rapid Transit (MRT) line » de Singapour (Figure III-20). Le tunnel envisagé est un bitube (D=6.3m) réalisé à l'aide d'un schéma de construction inhabituel où les pieux ont été construits avant mais mis en charge après l'excavation du tunnel (Coutts et Wang, 2000). Les efforts axiaux des pieux des trois piles du pont ont augmenté en raison de l'excavation du tunnel. Les efforts maximaux dans les pieux ont été observés quand le front du tunnel était juste à l'aplomb des pieux puis ont diminué au fur et à mesure que l'excavation progressait. Ce phénomène est d'autant plus prononcé que les pieux sont proches du tunnel excavé. Sur le même projet, la pile 20 du pont a aussi été étudiée. Pour cette pile les pieux étaient significativement plus profonds que le tunnel (Zp=62m et Zt=26m) (Pang et al., 2005 ; Pang 2006). Le premier tube a été construit (Vl= 1.38%) 300m devant le second (Vl=1.67%). Pour le premier tube les efforts axiaux des pieux ont commencé à croître quand le front de taille était 4 diamètres avant la section transversale comprenant les pieux. L'auteur fait aussi remarquer que le passage du premier tunnelier a engendré par frottement négatif la mobilisation de près de 50% de la capacité portante théorique du pieu. Le moment transversal était tourné vers le tunnel. Quant aux moments longitudinaux, ils étaient tournés en direction de la section creusée mais toujours avec une amplitude plus faible que celle du moment transversal. On a observé une réduction généralisée des moments après que le front de taille eut dépassé la section transversale contenant les pieux. Quand les pieux ont été mis en charge, les moments ont été faiblement impactés mais les efforts axiaux ont augmenté. De manière générale, les effets de l'excavation du tunnel sur les pieux augmentent avec l'amplitude des pertes de volume mais diminuent avec l'augmentation de la distance horizontale entre le tunnel et le pieu.

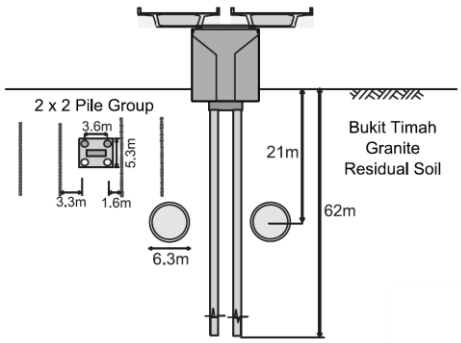


Figure III-20 - MRT North East Line viaduct bridge, Singapore – (Pang et al., 2005)

Des essais en vraie grandeur ont été préparés le long du second tube du tunnel de « Heinenoord Tunnel » à Heinenoord, Pays-Bas (Kaalberg et al., 2005). Un ensemble de pieux en bois et en béton a été installé dans des colonnes d'argile créées sur le site pour reproduire les conditions typiques que l'on trouve à Amsterdam. Le sol est principalement composé d'une couche d'argile de 10 à 12m d'épaisseur, reposant sur une couche de sable dense. Sur le site d'essais, les couches d'argile sont de 4 à 5 mètres d'épaisseur (Kaalberg et al., 2005). L'ouvrage bitube (D=8.3m Vl=1-2%) a une couverture d'environ 15m et les pointes des pieux sont situées à des distances comprises entre 0.5D et 2.5D (Figure III-21). Les tassements des pieux ont permis de définir trois zones d'influence. Par ailleurs, les auteurs ont observé que pour une distance horizontale entre les pieux et l'axe du tunnel (YTP) supérieure à la profondeur du tunnel (Z), il n'y a pas de soulagement important de l'effort de pointe par apparition de frottement positif, ni déchargement de l'effort de pointe du pieu par déconfinement du sol autour de la pointe.

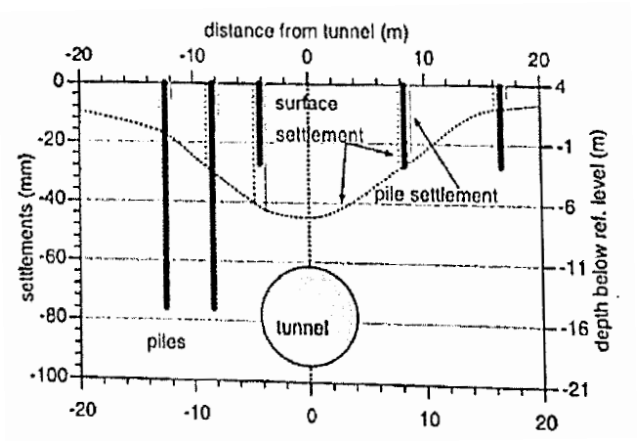


Figure III-21 - Mesure des tassements des pieux vs surface du sol lors du premier tunnel – (Kaalberg et al., 2005)

Une campagne expérimentale en vraie grandeur a également été réalisée le long du nouveau « Channel Tunnel Rail Link » dans l'Essex, UK. La construction de ce bitube à l'aide d'un EPM TBM (D=8m, Zt=18.9m et Vl=0.2-0.5%) est réalisée dans des argiles de Londres à environ 19.5m de profondeur sous le niveau de la nappe (Z=-4m) (Selemetas et al., 2005). Quatre pieux foncés coulés en place (Dp=48cm) ont été installés et chargés à 50% de leur capacité portante : deux pieux travaillent en effort de pointe (Zp=8.5m) dans les « terrace gravel » et deux autres travaillent en frottement latéral (Zp=13m) dans les argiles de Londres. Les quatre pieux sont instrumentés afin de connaître l'effort de pointe. Les tassements enregistrés permettront de définir trois zones de tassement relatif entre le pieu et la surface du sol autour du tunnel. Même si l'analyse des efforts le long du pieu a été entravée par la variation des charges en tête de pieux, des tendances générales ont pu être observées ; à savoir l'effort de pointe diminue jusqu'au passage du front sous le pieu (Selemetas & Standing, 2017) puis augmente avec l'injection du coulis de bourrage. Cette étude montre aussi particulièrement l'importance de la réserve de la capacité de frottement pieu/sol (Selemetas & Standing, 2017) et du mode de travail du pieu.

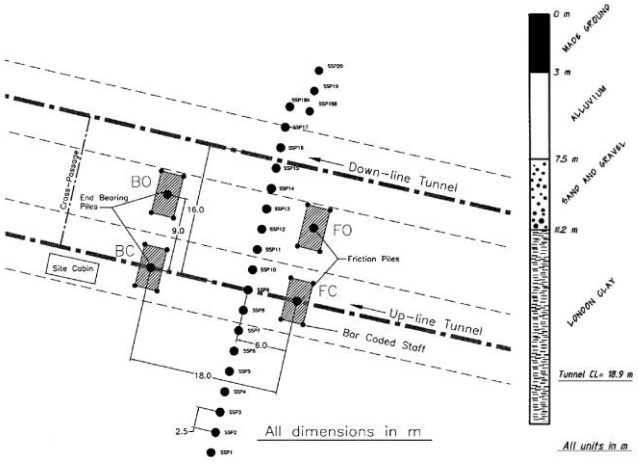


Figure III-22 – Plan d'implantation des pieux et composition du sol – Selemetas et al., (2005)

Ces études en vraie grandeur ont permis de mettre en évidence la nécessité d'analyses et de recherches plus approfondies pour avoir une meilleure connaissance et appréhension des phénomènes. En règle générale, des mesures préventives sont nécessaires pour prévenir les désordres. Ces essais ont mis en lumière des tassements relatifs entre le sol et les pieux mais aussi une redistribution des contraintes dans le sol et dans les structures. Ces deux phénomènes sont apparus dépendre fortement de l'amplitude des pertes de volume générées dans le terrain par le creusement et également de la position relative du pieu par rapport au tunnel (distance latérale, profondeur de la pointe).

III.1.3 Tassement de la fondation au cours du creusement

III.1.3.1 Définition des zones d'influence

La zone d'influence géotechnique d'un tunnel (ZIG) peut être définie comme la partie de terrain autour du tunnel qui subit des modifications en ce qui concerne les champs de contraintes et de déplacements. Dans cette zone, des mouvements de sol sont susceptibles d'apparaître et d'impacter le bâti de surface (Figure III-23). C'est pourquoi une part importante du travail, lors de la conception d'un tunnel, est d'identifier et d'estimer cette zone d'influence. Des outils existent pour la plupart issus d'observations faites sur modèles réduits ou numériques. Dès lors, ils dépendent des conditions limites, des lois de comportement et du processus de modélisation du creusement pour les modèles numériques ; et du sol modèle, des lois de similitude ainsi que de la modélisation du processus d'excavation pour les modèles physiques.

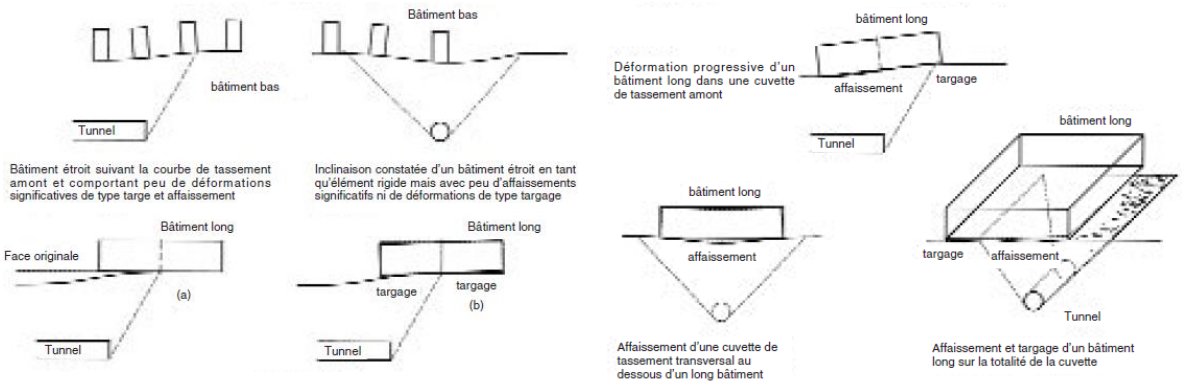


Figure III-23 - Mouvements de la surface du sol - Divers comportements idéalisés de bâtiments d'après Attewel et al., (1986)

Concernant les effets du creusement d'un tunnel sur le tassement de pieux adjacents, plusieurs auteurs se sont penchés sur cette définition de zones d'influence. Les premières zones d'influence utilisées forment un angle $\beta=45-(\varphi'/2)$ avec la verticale, φ' étant l'angle de frottement du sol (Figure III-24). La ligne d'influence dessinée par β s'appuie sur les plans de cisaillement proposés par Morton et King (1979). Ces surfaces peuvent aussi être définies grâce à une ligne entre le point à la surface du sol d'abscisse $\pm 2.5i$ et le rein du tunnel (Cording et Hansmire, [1975], Attewell, [1977], Attewell et al., [1986]) (Figure III-24).

Dès lors, le tassement relatif entre le sol et le pieu est utilisé comme critère d'évaluation de zone à risque (i.e. déplacement vertical du pieu important). Ces études ont proposé que la réduction de la capacité portante du pieu soit corrélée au ratio $R = S_p/S_g$ avec S_p le tassement du pieu et S_g le tassement à la surface du sol.

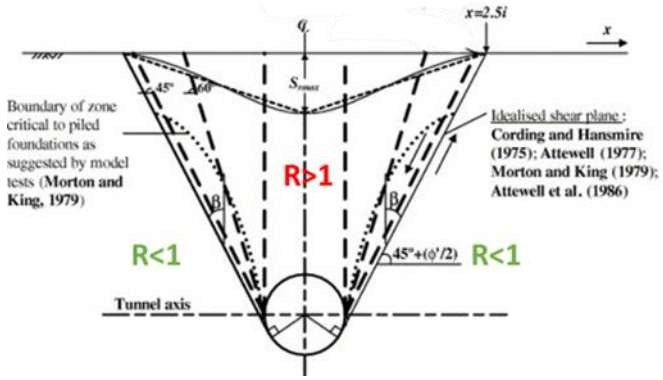


Figure III-24 - Premières zones d'influence définies sur la base des résultats d'essais menés sur modèles réduits dans les années 1970 – 1980.

III.1.3.2 Identification des zones d'influence

De nos jours, ce sont les zones d'influence proposées par Jacobsz et al., (2004) qui font référence. Lors de sa campagne d'essais en centrifugeuse, Jacobsz et al., (2004) a réalisé une étude paramétrique avec un pieu installé en différentes positions relatives au tunnel (Figure III-25). Lors de ces essais menés en conditions de déformations planes sur des massifs de sable sec (cf. paragraphe III.1.1.3), l'amplitude des pertes de volume imposée est comprise entre 0 et 5% (Figure III-26). L'étude des tassements du pieu en fonction des pertes de volume et du tassement de la surface du sol révèle des zones d'influence dans lesquelles des tassements différentiels entre le pieu et la surface du sol ont lieu.

La Figure III-25 illustre par les symboles circulaires les différentes positions de la pointe des pieux testées par Jacobsz et al., (2004). La Figure III-26 présente le tassement des pieux numérotés de 1 à 5 (Figure III-25) en fonction de la perte de volume imposée autour de l'ouvrage souterrain (réduction du diamètre du tunnel dans le cas des essais de Jacobsz et al.,). On remarque que les positions 1, 2 et 3 sont des positions critiques pour lesquelles le pieu tasse de manière importante et continue avec l'augmentation des pertes de volume autour du tunnel. Pour ces trois positions, on observe une rupture du sol porteur et une perte totale de capacité portante de la fondation profonde pour des valeurs de perte de volume inférieures à 2%. A contrario, il apparaît que les pieux situés en position 4 et 5, davantage excentrés par rapport au tunnel, tassent de manière assez régulière avec l'augmentation des pertes de volume sans toutefois atteindre la rupture pour des valeurs de perte de volume de l'ordre de 5%. Remarquons logiquement sur cette figure que le tassement du pieu tend à diminuer lorsque la distance latérale au tunnel augmente.

Sur la base de ces mesures, Jacobsz et al., (2004) ont défini quatre zones distinctes (zones A, B, C et D de la Figure III-25) pour caractériser l'amplitude des tassements du pieu générés par le creusement du tunnel relativement au tassement de la surface du sol. Ainsi pour une perte de volume relativement significative (de l'ordre de 1.5%), les pieux situés en zone D sont censés tasser moins que la surface du sol tandis qu'en zone B, leur tassement est plus important que celui du sol de surface. En zone C, le tassement du pieu et celui de la surface du sol sont considérés du même ordre mais les auteurs notent que cette zone reste à explorer. Enfin, la zone A caractérise la zone où le pieu tasse de manière significative par rapport au sol.

Les déplacements des pieux ont aussi été étudiés dans les deux essais menés par Marshall et Mair (2011). Rappelons que ces essais réalisés en terrain vierge et en présence pieux ont été menés en centrifugeuse, dans des conditions de déformations planes, au sein d'un sol purement frottant (cf. paragraphe III.1.1.7). La Figure III-27 présente la configuration géométrique des deux essais de Marshall et Mair (2011). Notons que ces essais correspondent à la modélisation de pieux dit « courts » par rapport à la position du tunnel puisque la pointe des pieux testés est généralement située à environ 1 diamètre de tunnel au-dessus de la clef de l'ouvrage souterrain. La Figure III-27 donnent les déplacements verticaux de la surface du sol et celui du sol à l'emplacement de la position de la pointe des pieux obtenus lors du creusement du tunnel en terrain vierge. Ces déplacements sont comparés aux déplacements verticaux des pieux obtenus dans les mêmes conditions de creusement.

Sur cette Figure III-27, il apparaît que dans le cas du pieu situé directement au-dessus de l'axe du tunnel (Y=0D), une perte de volume (V_L)de l'ordre de 1% conduit à un tassement important de la fondation dont le caractère brutal atteste de la rupture du terrain au voisinage de la pointe de pieu, et de la perte totale de capacité portante du pieu. Dans cette zone de massif située au-dessus de l'axe du tunnel, le sol en surface de massif et en pointe du pieu ont tendance à plus tasser que le pieu au préalable de la perte brutale de capacité portante du pieu ($V_L < 1\%$).

Dans le cas des pieux situés à des distances de l'ordre d'un diamètre de l'axe du tunnel (Y≈±1D), on note un tassement progressif et de faible amplitude de ces deux pieux jusqu'à environ 2% de perte de volume. Au-delà ($V_L > 2\%$), le pieu excentré P1 présente un comportement similaire à celui du pieu axial ; à savoir un tassement brutal et une perte brutale de capacité portante attestant de la rupture du sol en pointe de pieu. Ce résultat montre que le creusement d'un tunnel est en mesure d'impacter des pieux situés à une distance latérale de l'axe du tunnel de l'ordre d'un diamètre (1D).

Dans le cas du dernier pieu testé par Marshall et Mair (2011), celui-ci a été positionné à une distance de plus de deux diamètres de tunnel de l'axe de l'ouvrage (2.1D). A cette distance, il apparaît que le pieu ne subit

aucun tassement significatif. Dans le même temps, le sol situé dans cette zone présente en surface et au voisinage de la pointe du pieu des tassements de très faibles amplitudes comparables à celui du pieu.

Sur la base de ces résultats expérimentaux, Marshall et Mair (2011) ont cherché à évaluer l'influence de la distance relative tunnel/pieu et de l'amplitude des pertes de volume sur l'obtention de la rupture du pieu. Pour cela, ils ont reporté les points correspondants à la rupture des pieux dans le graphe de la Figure III-25. Sur ce graphe, l'axe des abscisses correspond à la valeur de perte de volume autour de l'ouvrage observée au moment de la rupture du pieu, l'axe des ordonnées donne la valeur du rapport d_{lp}^2/r^2 pour le pieu considéré, avec r le rayon du tunnel et d_{lp} la distance entre l'axe du tunnel et la pointe du pieu. Dans le cas des pieux « courts » testés, Marshall et Mair obtiennent une relation linéaire entre ces deux grandeurs qui montre que la rupture du pieu est directement liée à cette distance relative entre le pieu et l'axe du tunnel et à la perte de volume du sol (Figure III-29). Sur la base de ce résultat, Marshall et Mair préconisent donc des distances de sécurité pour les tunnels passant sous des pieux foncés ou battus notamment dans des sables et sols meubles.

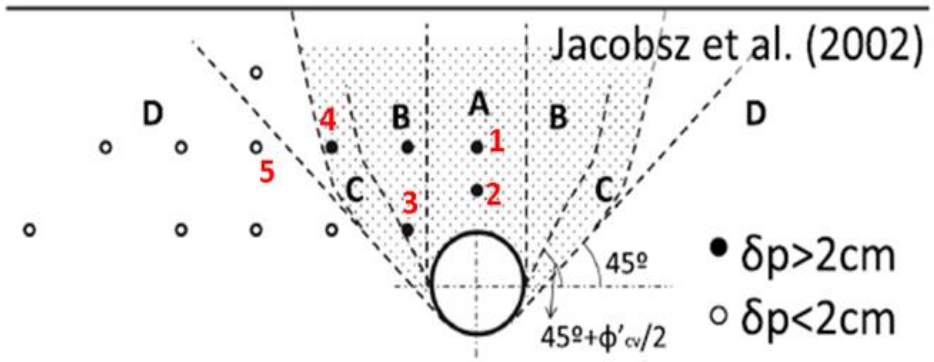


Figure III-25 - Positions des pieux testés et zones d'influence définies par Jacobsz et al., (2002) avec δ_p le tassement du pieu à l'échelle du prototype

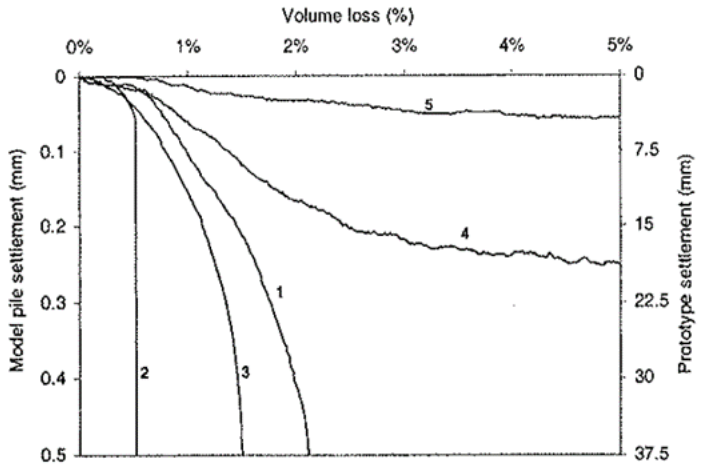


Figure III-26 - Tassements des pieux en fonction de la perte de volume (Jacobsz et al., 2004)

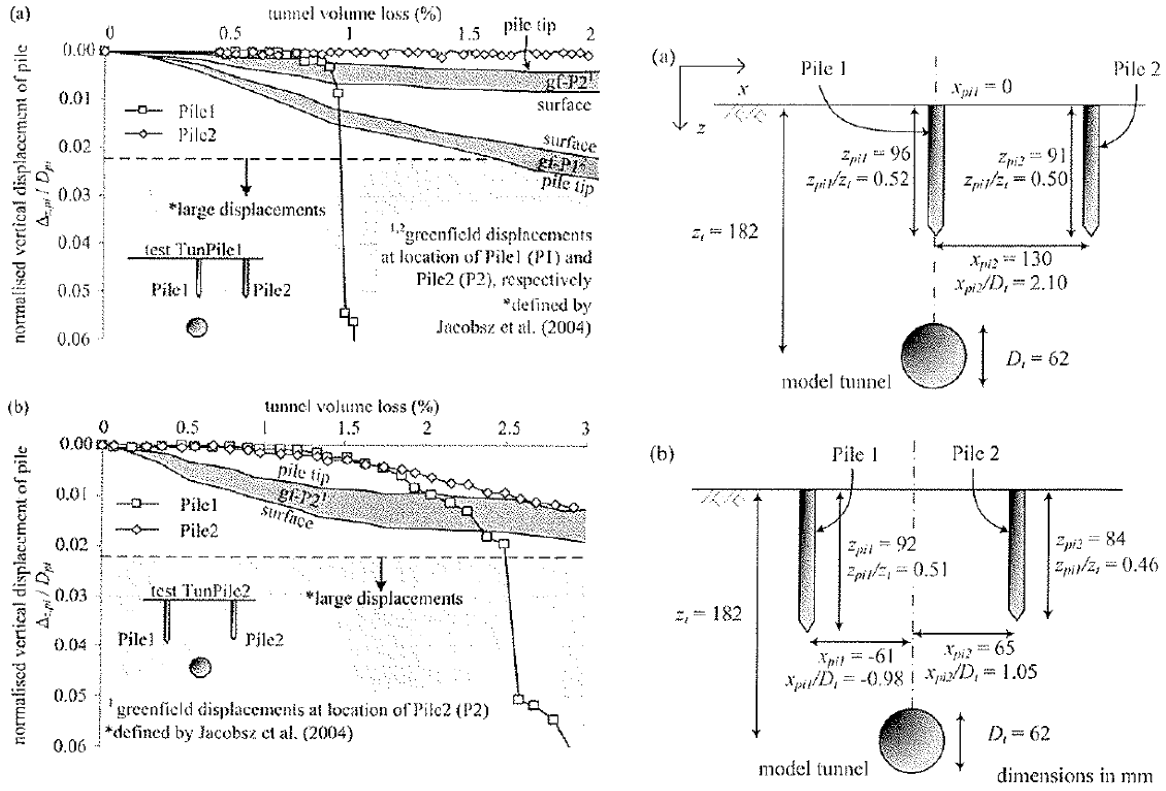


Figure III-27 - Configurations géométriques des essais en centrifugeuse de Marshall et Mair (2011) et résultats comparés du tassement des pieux et du sol obtenus lors de ces essais.

Les zones d'influence décrites précédemment ont été définies à partir d'essais réalisés dans un nombre fini de configurations géométriques et de conditions de réalisation. Or outre la position relative du tunnel et du pieu et l'amplitude des pertes de volume engendrées par l'excavation des terres, l'interaction tunnel-sol-pieu est censée dépendre de nombreux facteurs comme la nature du sol, le type de pieu, son histoire de chargement…. Ces zones d'influence doivent donc être complétées en prenant en compte l'ensemble de ces facteurs. Par exemple, des essais en vraie grandeur ont montré l'importance des conditions géotechniques sur site sur la définition des zones d'influence. Des essais ont été effectués lors de la construction du Tunnel Rail link dans l'Essex (U.K) creusé à l'aide d'un tunnelier à pression de terre de 8m de diamètre et à une profondeur de 18.9m dans les argiles de Londres (Selemetas et al., [2005]). Quatre pieux (D_p=48cm) ont été foncés et chargés à 50% de leur capacité portante (Figure III-28). Deux pieux travaillent en résistance de pointes dans les « terrace gravel » et deux autres travaillent par frottement dans les argiles. La mesure de leurs tassements au cours du creusement ont permis de définir trois zones en fonction des déplacements relatifs entre le sol et le pieu (Figure III-30). La zone A est définit comme la zone où le pieu tasse plus que le sol. A l'inverse dans la zone C, les mouvements du sol sont plus importants que ceux du pieu lors du passage du tunnelier. En revanche dans la zone B, les tassements du sol et du pieu semblent être similaires. Selemetas et al., [2005] montrent aussi que les pieux travaillant en effort de pointes ont un tassement plus important lors du passage du tunnelier. En effet, pour équilibrer la charge appliquée en tête de pieu, son déplacement vertical est plus important afin de mobiliser du frottement latéral et ainsi contrebalancer la dégradation de l'effort de pointe.

Si l'on compare les zones d'influence obtenues par Selemetas et al., (2005) avec celles définies dans les argiles d'Amsterdam par Kaalberg et al., (2005), on note une différence significative concernant la géométrie des zones A et B (Figure III-30). Ce résultat prouve que la géométrie de ces différentes zones d'influence est sans nul doute fortement dépendante des caractéristiques géologiques du terrain.

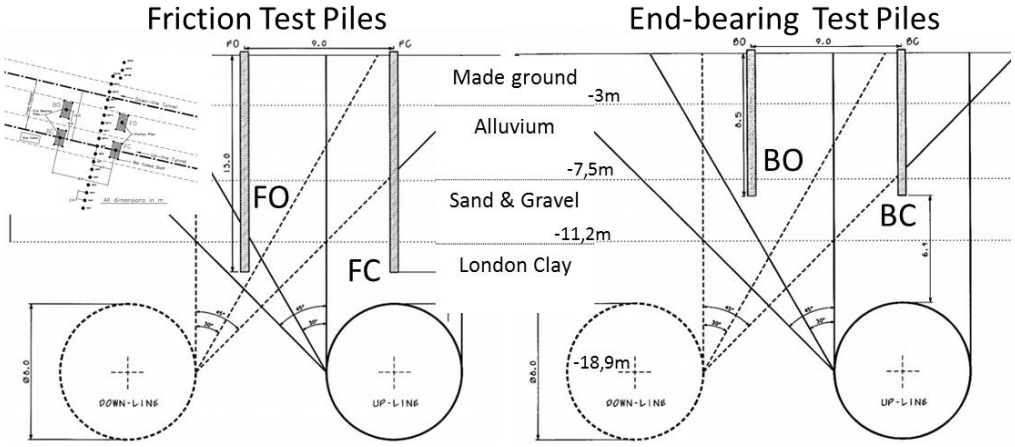


Figure III-28 - Vue en coupe de l'installation des pieux lors de l'essai sur site réalisé par Selemetas et al., (2005). Les pieux F et B travaillent respectivement par frottement et par effort de pointe. L'indice O et C précise la position du pieu, O : excentré et C : Centré

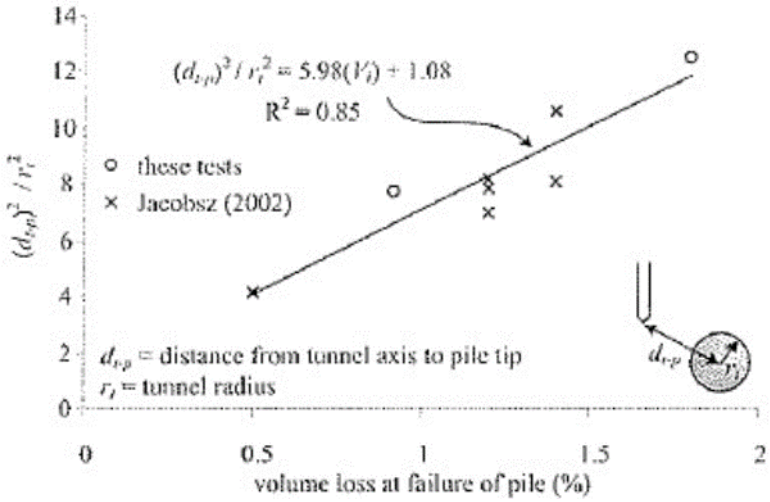


Figure III-29 - Tassement des pieux observés en fonction de la distance au tunnel et de la perte de volume, (Marshall et Mair, 2011)

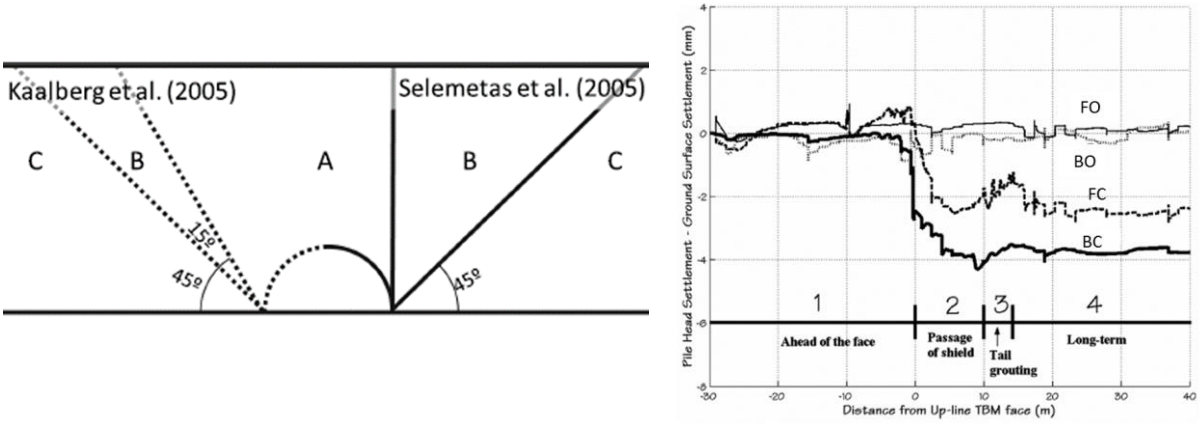


Figure III-30 - Zones d'influence déduites d'essais réalisés in situ dans les argiles d'Amsterdam (Kaalberg et al., 2005), dans les argiles de Londres et les tassements des pieux au cours de la progression du tunnelier (Selemas et al., 2005)

Plus récemment, Boonsiri et al., (2015), sur la base d'essais menés en centrifugeuse dans des conditions de déformations planes sur des groupes de pieux installés dans des massifs de sable sec (cf. paragraphe III.1.1.9), ont cherché à préciser la géométrie des quatre zones d'influence initialement proposées par Jacobsz et al., (2004) (Figure III-25). Ainsi les auteurs ont proposé d'utiliser la position du point d'inflexion de la cuvette de tassement de surface (xi représente la distance à l'axe du point d'inflexion de la cuvette supposée de forme Gaussienne) pour définir la frontière (ligne c) entre les zones C et D ; frontière qui n'avait pas été pleinement définie dans le cadre des travaux de Jacobsz et al., (2004) (Figure III-31)

III.1.3.3 Synthèse générale des zones d'influence

La Figure III-31 réalisées par Jongpradist et al., (2013) établit une synthèse des zones d'influence déduites des essais sur modèles réduits de laboratoire (Morton et King, 1979 ; Atewell et al., 1986 ; Jacobsz et al., ,2004 ; Lee et Bassett, 2006) des essais en vraie grandeur (Kaalberg et al., 1999) et de modélisations numériques (Lee et Bassett, 2006 ; Jongpradist et al., 2013). On retrouve sur cette figure les quatre zones d'influence (A, B, C, D) basées sur les plans de cisaillement initialement proposés par Morton et King (1979) et affinées lors des campagnes expérimentales de Jacobsz et al., (2004) puis Lee et Bassett (2006). On note que les zones d'influence proposées par Lee et Bassett (2006) sont plus larges et plus profondes que celles proposées par Jacobsz et al., (2004) mais en bon accord avec les observations faites sur site par Kaalberg et al., (1999). Toutefois, l'ensemble des auteurs s'accordent sur le fait que la définition de la zone C présente une forte dépendance vis-à-vis des caractéristiques géotechniques du terrain.

Notons enfin que les zones d'influence déduites des travaux numériques de Jongpradist et al. (2013) se limitent à la définition de trois zones (I, II, III) correspondant respectivement au ratio R=δpieu/δsol supérieur à 1.6 pour la zone I, inférieur à 1 pour la zone III et 1<R<1.6 pour la zone II. On remarquera que le découpage diffère légèrement de ceux observés sur des manipulations expérimentales (Figure III-32).

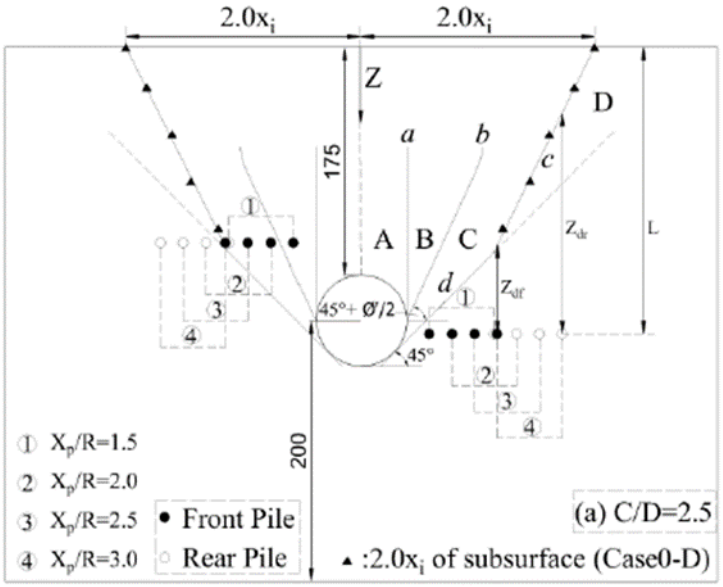


Figure III-31 – Zones d'influence définies par Boonsiri et al., (2015) sur la base d'essais en centrifugeuse sur des groupes de pieux

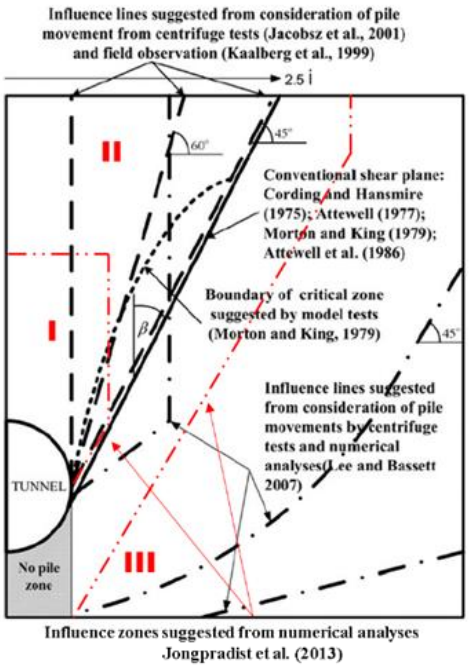


Figure III-32 – Synthèse des zones d'influence déduites des essais sur modèles réduits, des essais en vraie grandeur et des calculs numériques (Jongpradist et al., , 2013).

III.1.4 Evolution de l'effort axial dans la fondation au cours du creusement

III.1.4.1 Principe d'équilibre de la fondation profonde

Une fondation est un ouvrage qui se trouve en contact avec le terrain d'assise et dont la fonction est de transmettre à ce terrain les charges de la structure et toutes les surcharges potentielles ou accidentelles auxquelles l'ouvrage peut être soumis. Les fondations profondes permettent de reporter depuis la surface les charges de l'ouvrages sur des couches de terrain situées à plusieurs mètres de profondeur, lorsque le sol de surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter ces charges dans le cas d'une fondation dite « superficielle ». On appelle fondation profonde (Figure III-33), les fondations dont la longueur de l'encastrement (D), généralement la longueur du pieu, est dix fois supérieure à la largeur (B) ou au diamètre du pieu. Un pieu est composé de trois parties, la tête, la pointe et le fût qui est compris entre la tête et la pointe.

Un pieu transmet au terrain les efforts dus à la structure (effort Qc) par deux réactions : l'appui de sa base sur le sol résistant (effort de pointe noté Qp) et le frottement latéral le long de son fût entre le sol et le pieu (effort de frottement latéral noté Qs). L'effort de pointe est proportionnel à la section de la base du pieu et à la résistance du substratum. Quant à l'effort de frottement latéral, celui-ci est proportionnel à la surface de contact entre le pieu et le sol et au coefficient de frottement pieu-sol (rugosité du pieu, pression latérale, coefficient de frottement interne du sol). Le frottement latéral du pieu n'est mobilisable que s'il y a déplacement relatif entre le pieu et le sol. Si le pieu a tendance à s'enfoncer dans un sol stable, le frottement sol-pieu génère un effort vertical ascendant sur le pieu (frottement positif). Si au contraire, le pieu étant immobile et que le sol à tendance à tasser, le frottement sol-pieu est négatif. Cela a pour conséquence de surcharger le pieu.

L'équilibre du pieu est vérifié si $Q_c=Q_s+Q_p$

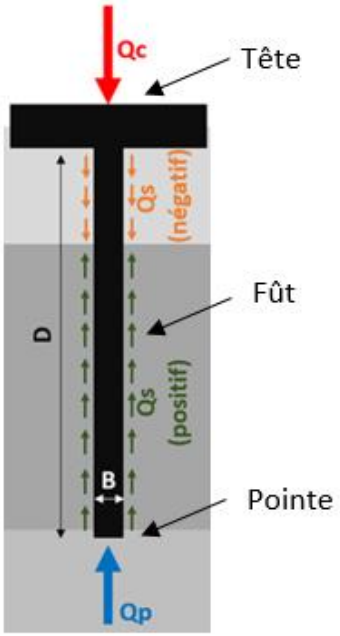


Figure III-33 - Schéma de principe de la reprise des charges axiales dans un pieu de fondation

La Figure III-34 illustre l'évolution de la résistance du pieu (Qc) en fonction de son tassement. La transmission du chargement du pieu au sol est décomposée entre l'effort de pointe (Qp) et le frottement latéral (Qs). On note que l'effort de pointe croît progressivement avec le tassement du pieu avant d'atteindre un palier. Dans le même temps, le frottement latéral le long du pieu est mobilisé très rapidement pour un faible déplacement vertical du pieu (coefficient de frottement statique), puis diminue progressivement avant d'atteindre un palier (coefficient de frottement dynamique). La capacité portante d'un pieu et son évolution en fonction du tassement du pieu dépendra fortement du mode de travail du pieu, par conséquent de la géologie du terrain et des caractéristiques de l'interface sol-pieu (rugosité du pieu, densité du sol à l'interface,).

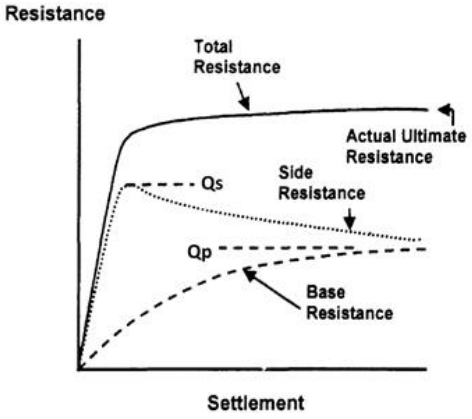


Figure III-34 - Schéma de principe de la mobilisation des efforts de pointe (Qp) et de frottement (Qs) dans un pieu en fonction de son tassement (O'Neil et Reese, 1999)

III.1.4.2 Capacité portante, charge ultime et charge de service

La capacité portante d'un pieu étant liée à la résistance de pointe mobilisée (Qp) et à la résistante mobilisée par frottement (Qs), elle dépend intrinsèquement de nombreux paramètres tels que le type de sol, les conditions d'interface sol-pieu, la méthode de mise en place du pieu, son histoire de chargement…. A la suite d'études expérimentales, des formules empiriques ont été mises au point afin d'évaluer les résistances

de pointe et de friction d'un pieu pour une situation donnée (Meyerhof [1976]), mais dans la pratique, des essais de chargement préalables restent cependant fortement conseillés.

Les principes de justification des fondations profondes sont conformes à la théorie générale du calcul aux états limites qui consiste, pour un état limite donné, à vérifier que la charge axiale de calcul reste égale ou inférieure à la capacité portante ultime de la fondation. On distingue :

- Les états limites ultimes (ELU) qui ont pour objet de s'assurer que la probabilité de ruine de l'ouvrage est acceptable,
- Les états limites de service (ELS) qui ont pour objet de s'assurer qu'un seuil de déplacement jugé critique est acceptable. La charge de service résulte, pour une situation donnée, de la détermination de la sollicitation de calcul à partir d'une combinaison d'actions. Ces actions sont multipliées par des coefficients de pondération.

Dans le cadre de ces travaux de thèse, on définira arbitrairement la charge de service égale à la capacité portante ultime avec un facteur de sécurité de deux. Par convention, la capacité portante du pieu sera définie comme la charge qui induit un tassement du pieu égal à 5% de son diamètre (Figure III-35). Cette définition est semblable à celle utilisée par O'Neil et Reese (1999).

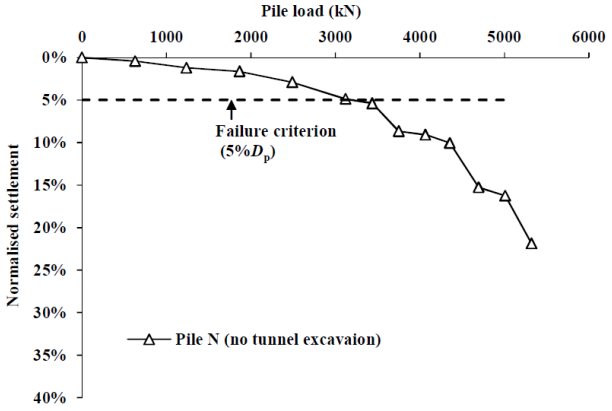


Figure III-35 - Critère de rupture de la fondation profonde retenu par O'Neil et Reese (1999) dans leur étude sur l'interaction tunnel- pieu. (Peng *et al.,* [2011])

III.1.4.3 Evolution de la résistance de pointe et de l'effort de frottement au cours du creusement : cas d'un pieu simple situé à la verticale du tunnel

Lors du creusement d'un tunnel à proximité de pieux de fondation, les déplacements de sol générés par le processus de creusement de l'ouvrage souterrain (pertes de volume) peuvent affecter la distribution des efforts dans le pieu. Les études expérimentales réalisées dans ce domaine montrent que la redistribution de l'effort axial et de l'effort de frottement le long du pieu en cours de creusement est directement liée aux déplacements relatifs sol – pieu. Par conséquent, cette redistribution est fortement dépendante de la position relative tunnel – pieu. Les résultats présentés dans la littérature permettent de distinguer deux situations.

La première situation fait référence au cas où le pieu est situé à la verticale du tunnel (zone A définie par Jacobsz et al., (2004), Figure III-25). Lors de l'excavation, la résistance en pointe du pieu est susceptible de diminuer du fait d'un déconfinement du sol autour de la pointe du pieu en raison des pertes de volume générées par le processus de creusement de l'ouvrage souterrain et de mouvements de sol en direction du tunnel. Pour maintenir l'équilibre, le frottement latéral le long du pieu augmentera avec le tassement du pieu. Si le maximum de frottement latéral pouvant être mobilisé est atteint, le pieu ne sera plus en équilibre. Il surviendra alors une rupture du pieu comme observé sur la Figure III-26 (pieux 1 et 2) tirées des essais de Jacobsz et al., (2004). Dans le cas de pieux situés à la verticale du tunnel, retenons que cette rupture peut survenir plus rapidement, pour des valeurs de pertes de volume du sol autour du tunnel (V_L) relativement faibles (comprises entre 0 et 2%). Si l'on se base sur un critère de rupture en termes de déplacement, la zone située à l'aplomb du tunnel est donc plus sensible.

Comme indiqué précédemment, une diminution de la résistance de pointe en raison d'un déconfinement du terrain autour de la pointe du pieu dû au creusement va entraîner un tassement du pieu, donc la mobilisation de frottement latéral le long du pieu. La contrainte tangentielle (τ_s) due au frottement latéral le long du pieu peut être définie par l'expression suivante :

$$\tau_s = \sigma'_n \tan \delta$$

Avec σ'_n : la contrainte normale au pieu et δ : l'angle de frottement à l'interface sol - pieu.
Le frottement latéral du pieu est donc directement lié au confinement du pieu, donc à la contrainte régnant dans le sol.

Lors de leurs essais, Jacobsz et al., (2004) ont analysé les mécanismes de transfert de charge du pieu vers le sol au cours du creusement du tunnel. En particulier, ils ont étudié comment évoluait la part de chargement axial reprise par frottement le long du pieu en fonction des pertes de volume de sol générées autour de l'ouvrage souterrain. La Figure III-36 qui illustre ces résultats montre que dans le cas de pieux situés à la verticale du tunnel (pieux 1 et 2), le maximum de frottement latéral est très rapidement mobilisé, à savoir pour un tassement du pieu de l'ordre de 0.05mm correspondant à une perte de volume inférieure à 1.5%. Au-delà, les pieux 1 et 2 continuent de tasser sans pouvoir mobiliser davantage de frottement latéral. Ainsi les pieux ont atteint l'état de rupture.

III.1.4.4 Evolution de la résistance de pointe et de l'effort de frottement au cours du creusement : cas d'un pieu simple situé sur le côté du tunnel

Dans le cas de configurations géométriques où le pieu est situé sur le côté du tunnel (zones B et C définies par Jacobsz et al., (2004), Figure III-25), les résultats de la littérature tendent à montrer que la redistribution de l'effort axial le long du pieu dépendra de la position du pieu par rapport au tunnel. En particulier si le pieu est suffisamment excentré par rapport à l'axe du tunnel, les mouvements de sol générés en raison de la convergence du sol peuvent entraîner la mobilisation de frottement négatif le long du pieu surchargeant l'effort repris par la pointe du pieu. Ainsi dans le cas des pieux 4 et 5 de la Figure III-25, une partie du sol situé au contact du pieu près de la surface tasse davantage que le pieu dans le cas de pertes de volume suffisamment faibles (VL<6.2%). Par conséquence, du frottement négatif se développe le long de ces pieux comme l'illustre la Figure III-36.

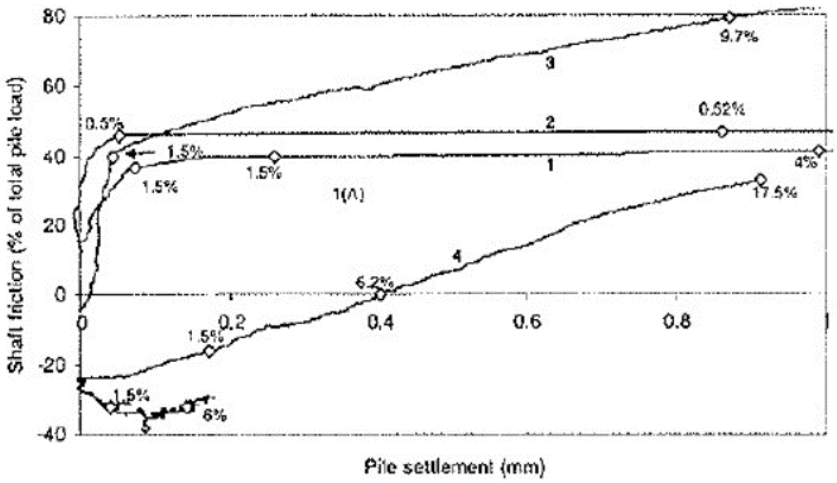


Figure III-36 - Mobilisation du frottement latéral lors du tassement du pieu (Jacobsz et al., 2004)

Dans le cas de pieux simples excentrés, les travaux expérimentaux de Lee et Chiang (2007) complètent ceux de Jacobsz et al., (2004) en termes d'étude de la redistribution de l'effort axial le long du pieu. Lee et Chiang (2007) ont étudié le comportement de pieux excentrés, soumis à des chargements verticaux d'intensités variables, et dont la pointe est située à différentes profondeurs par rapport au tunnel.

La Figure III-37 représente l'évolution de la distribution de l'effort axial le long du pieu en fonction de la profondeur pour des pieux situés à une distance latérale de 0.75D de l'axe du tunnel, et dont la pointe est positionnée à trois profondeurs relatives différentes par rapport au tunnel (Lp/h = 1.28, 1.8 et 3 avec Lp : longueur du pieu et h : profondeur de l'axe du tunnel). Dans le cas de la Figure III-37, aucune charge extérieure n'est appliquée en tête des pieux étudiés et la perte de volume imposée est augmentée jusqu'à la rupture du tunnel.

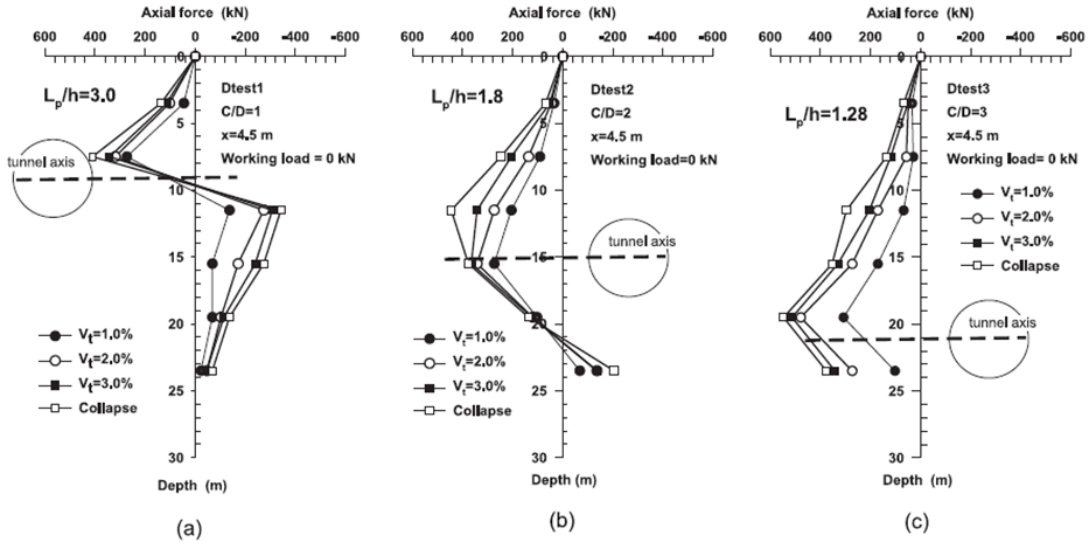


Figure III-37 - Evolution de l'effort axial mesuré le long d'un pieu (longueur Lp), non chargé en tête, en fonction de la perte de volume pour 3 profondeurs de tunnel (h) (Lee et Chiang, 2007).

Comme déjà observé par Jacobsz et al., (2004), les mesures de Lee et Chiang (2007) montrent que la distribution de l'effort axial le long du pieu évolue de manière significative pendant le creusement (Figure III-37). Ce phénomène résulte de la mobilisation dans le même temps de frottement latéral le long du pieu causé par les déplacements relatifs sol - pieu.

Pour les trois configurations géométriques testées, il apparaît une augmentation de la charge axiale le long du pieu avec la profondeur dans la zone de sol située au-dessus de la clef du tunnel. Cette augmentation de l'effort axial le long du pieu traduit la mobilisation de frottement négatif le long du pieu induit par les mouvements de sol dus à l'excavation du tunnel. Ainsi dans cette zone, on peut imaginer que le sol a tendance à converger vers le tunnel avec des amplitudes de déplacements verticaux plus grandes que celle de tassement du pieu. Les mesures de Lee et Chiang (2007) montrent également que la présence de ce frottement négatif le long du pieu au-dessus de la clef du tunnel est indépendante de la position de la pointe du pieu, donc de la valeur du ratio Lp/h.

Ces mêmes mesures montrent par ailleurs que la zone de sol située en dessous de la clef du tunnel est favorable à la mobilisation de frottement positif le long du pieu, là encore quelle que soit la valeur du ratio Lp/h. Ce résultat suggère que dans cette zone le sol tasse moins que le pieu.

Lors de leur campagne expérimentale, Lee et Chiang (2007) ont également étudié l'influence de l'état de chargement en tête de pieu sur la redistribution de l'effort axial en cours de creusement. Les Figure III-38 et Figure III-39 illustrent sous forme schématique les résultats obtenus pour deux configurations géométriques distinctes : l'une où la pointe du pieu est située à hauteur d'axe du tunnel (Lp/h=1, Figure III-38), l'autre où la pointe du pieu est située en dessous du radier du tunnel (Lp/h=1.28, Figure III-39).

Dans le cas du pieu « court » (Lp/h=1), il apparaît clairement que le comportement du pieu soumis à un chargement externe en tête diffère de celui du pieu libre installé dans la même position. En particulier, il convient de noter que le pieu court chargé axialement ne mobilise que du frottement positif alors que le pieu « court » libre est en mesure de mobiliser du frottement négatif dans la zone de sol située au-dessus de

la clef du tunnel (cf. Figure III-37c). Cette différence peut s'expliquer par le fait que le pieu « court » chargé en tête tasse davantage que le sol qui l'entoure sous l'effet du chargement externe ; ce qui n'est plus le cas pour le pieu libre qui aura tendance à moins tasser que le sol avoisinant.

Cette différence de comportement entre pieu chargé en tête et pieu libre est moins significative dans le cas du pieu « long » (Lp/h=1.28) puisque la présence de frottement négatif au-dessus de la clef du tunnel et la mobilisation de frottement positif à hauteur du tunnel sont observées dans les deux cas. Dans le cas du pieu « long », le fait que sa pointe soit ancrée en dessous du radier du tunnel, dans une zone de sol qui demeure confinée pendant le creusement, va avoir tendance à limiter les effets du chargement sur les déplacements relatifs sol – pieu, donc sur la mobilisation du frottement le long du pieu.

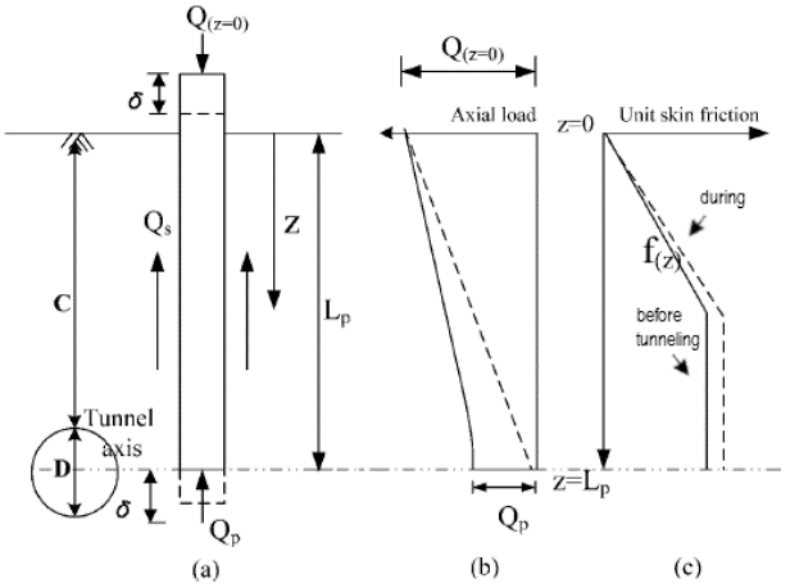


Figure III-38 - Evolution de l'effort axial et de l'effort de frottement mobilisés le long d'un pieu "court" (Lp/h=1), chargé en tête, avant et après creusement du tunnel (Lee et Chiang (2007)

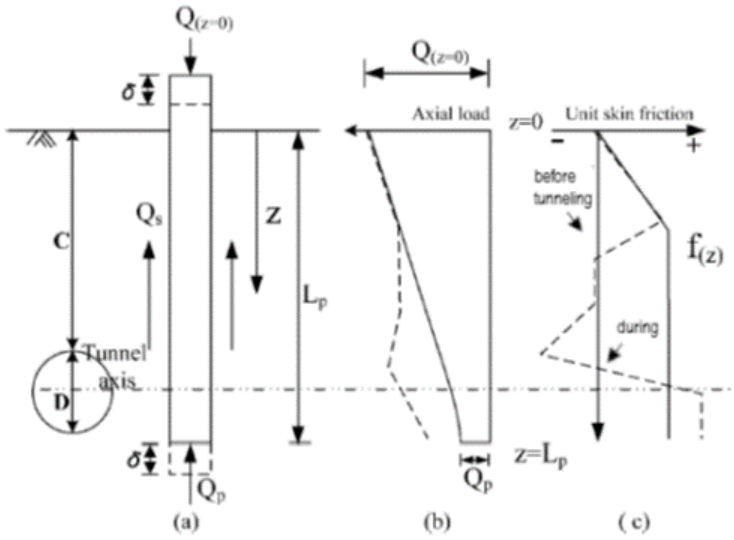


Figure III-39 - Evolution de l'effort axial et de l'effort de frottement mobilisés le long d'un pieu "long" (Lp/h=1.28), chargé en tête, avant et après creusement du tunnel (Lee et Chiang (2007)

III.1.4.5 Evolution de la résistance de pointe et de l'effort de frottement au cours du creusement : cas d'un groupe de pieux

Les résultats expérimentaux concernant la redistribution des efforts mécaniques au sein de groupes de pieux pendant le creusement d'un tunnel restent très rares dans la littérature. Récemment, Boonsiri et al., (2015) ont mené une campagne expérimentale en centrifugeuse sur des groupes de 2x2 pieux, de différentes longueurs, positionnés à côté du tunnel (cf. Figure III-11). Durant ces essais, les sollicitations mécaniques (en particulier l'effort axial) développées au sein des différents pieux ont été mesurées à l'aide de jauges d'extensométrie positionnées à différentes hauteurs le long du pieu.

La Figure III-40 illustre l'évolution de l'effort de pointe des pieux avant et arrière du groupe en fonction de la perte de volume de sol (V_L) imposée au niveau de l'ouvrage souterrain. L'effort de pointe initial correspond à l'effort enregistré pour V_L=0%. La distance Xp représente la distance latérale entre l'axe du tunnel et le pieu avant.

Dans le cas du groupe de pieux longs (Figure III-40b), l'effort de pointe des pieux avant et arrière du groupe évolue de manière similaire quelle que soit la distance latérale entre le groupe de pieux et l'axe du tunnel (Xp), et quel que soit aussi le niveau de chargement appliqué en tête de groupe. Ainsi pour le groupe de pieux longs, on note une augmentation de l'effort de pointe d'amplitude quasi-similaire dans les pieux avant et arrière lorsque les pertes de volume du sol autour du tunnel augmentent. La charge en tête étant constante, l'augmentation de la charge en pointe révèle soit la mobilisation de frottement négatif le long du pieu, soit la diminution du frottement positif, soit les deux à la fois. On notera que pour les différentes configurations de pieux longs testées, les pieux se trouvent dans la zone d'influence D définie par Jacobsz et al., (2004), dans laquelle un pieu simple est censé moins tasser que le sol de surface.

Concernant le groupe de pieux courts (Figure III-40a), notons que pour les essais à Xp/R=1.5, les pointes des pieux avant se situent dans la zone d'influence B de Jacobsz et al., (2004) alors que les pieux arrière se situent en zone C (cf. Figure III-12). Dans le cas des essais à Xp/R=2 et Xp/R=3, les pointes des pieux avant se situent en zone d'influence C alors que les pointes des pieux arrière se situent en zone d'influence D (cf. Figure III-12). La Figure III-40a montre que dans le cas des groupes pieux courts les plus proches du tunnel (Xp/R=1.5 et Xp/R=2), les efforts en pointe des pieux avant et arrière du groupe présentent des variations de sens opposés durant le creusement du tunnel. Ainsi si l'on excepte le cas à faible hauteur de couverture (Xp/R=1.5, C/D=1,5), on observe une diminution de la résistance de pointe du pieu avant et une augmentation simultanée de la résistance de pointe du pieu arrière. Ce comportement témoigne probablement d'un plus fort déconfinement du terrain autour des pointes des pieux avant pendant le creusement, et donc un transfert progressif de la charge appliquée en tête de groupe sur les pieux arrières. Pour s'assurer d'un tel comportement, il faudrait analyser les frottement le long des différents pieux afin de s'assurer que la diminution de l'effort en pointe des pieux avant n'est pas partiellement repris par frottement le long de ces mêmes pieux. Cette information n'a toutefois pas été donnée par les auteurs.

Toujours pour les groupes de pieux courts, notons que dans le cas d'une distance d'installation du groupe de pieux (par rapport au tunnel) plus élevée (Xp/R=3), les efforts de pointe dans les pieux avant et arrière du groupe présentent des variations de même sens, témoignant un accroissement de l'effort de pointe lorsque les pertes de volume autour du tunnel augmentent. Cette augmentation de la charge en pointe révèle soit la mobilisation de frottement négatif le long des pieux avant et arrière, soit la diminution du frottement positif le long de ces pieux, soit les deux à la fois. Remarquons que ces pieux courts positionnés en zone d'influence D présentent un comportement analogue à celui des pieux longs positionnés dans la même zone (cf. Figure III-40b). Rappelons que la zone D définie par Jacobsz et al., (2004) est la zone dans laquelle un pieu simple est censé moins tasser que le sol de surface.

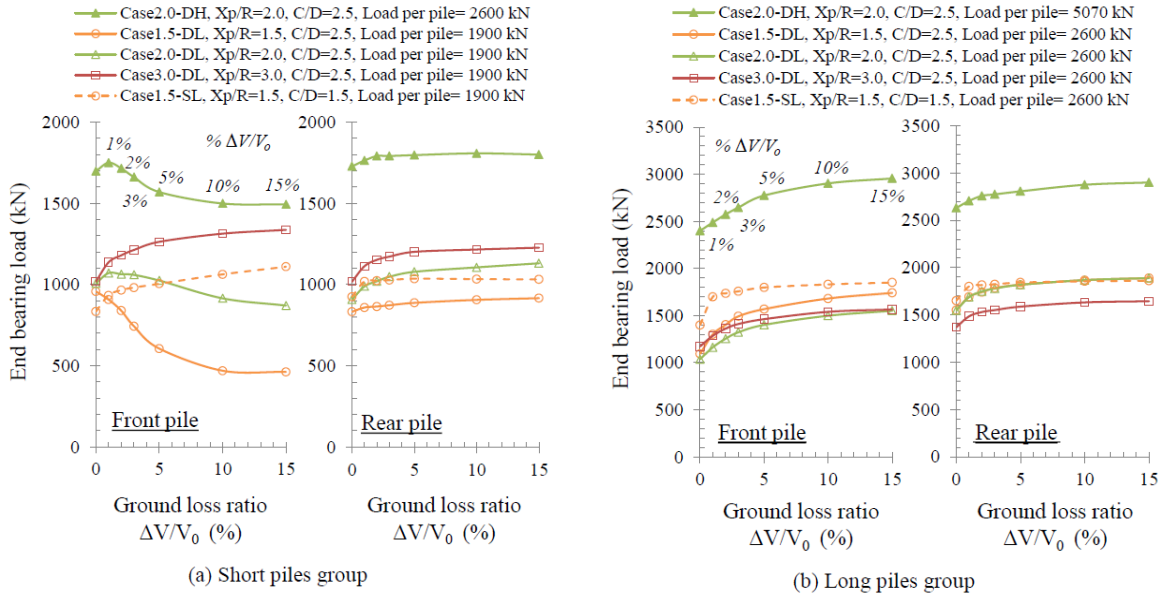


Figure III-40 - Evolution de l'effort de pointe mesuré dans les pieux avant et arrière d'un groupe de 2x2 pieux en fonction de la perte de volume imposée au niveau du tunnel ; (a) : groupe de pieux courts, (b) ; groupe de pieux longs (Boonsiri et al., 2015)

III.1.5 Evolution des moments de flexion dans la fondation au cours du creusement

III.1.5.1 Moment de flexion transversale et moment de flexion longitudinale

Considérons le vecteur unitaire $\vec{X}$ de direction colinéaire à l'axe du tunnel et orienté dans le sens d'avancement du front de taille, le vecteur unitaire $\vec{Z}$ de direction verticale et de sens ascendant, et le vecteur unitaire $\vec{Y}$ orthogonal aux vecteurs $\vec{X}$ et $\vec{Z}$ et permettant de former un repère orthonormé direct $(\vec{X},\vec{Y},\vec{Z})$ (Figure III-41). Dans ce repère, il résulte que l'axe des pieux, et par conséquent les efforts axiaux, sont orientés dans la direction du vecteur $\vec{Z}$.

Dans ce repère à trois dimensions et du point de vue des moments, les pieux peuvent être sollicités lors du creusement du tunnel par un moment de flexion dans le plan Y-Z transversal au tunnel, que l'on appellera moment de flexion transversale (noté M_X) et enfin un moment de flexion dans le plan longitudinal au tunnel X-Z que l'on appellera dorénavant moment de flexion longitudinale (noté M_Y). Nous utiliserons la convention de signe présentée sur la Figure III-41 Nous n'étudierons pas le moment de torsion selon l'axe Z que l'on considèrera comme négligeable devant les deux autres.

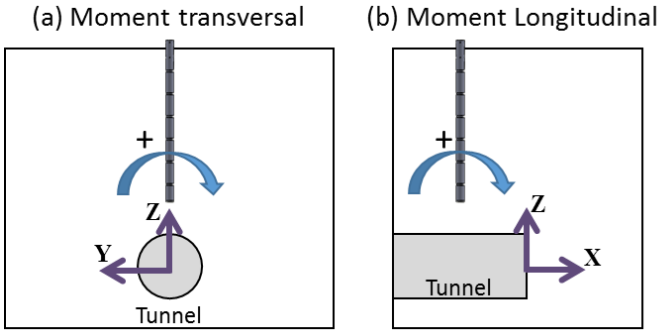


Figure III-41 - Schéma de principe de définition des moments de flexion dans les pieux

III.1.5.2 Evolution des moments de flexion : cas d'un pieu simple

Comme vu précédemment, l'excavation du tunnel génère des mouvements de sol entraînant des sollicitations mécaniques dans les pieux situés à proximité du tunnel. Outre les variations de l'effort axial le long du pieu présentées au paragraphe précédent, ces mouvements de sol peuvent entraîner l'apparition de moments de flexion dans la fondation profonde. Une analyse de l'amplitude de ces moments de flexion dans les directions longitudinale et transversale est nécessaire pour s'assurer qu'ils ne mettent pas en péril la durabilité et l'intégrité du pieu lui-même.

Comme nous avons pu le voir au paragraphe III.1.1, les nombreuses études expérimentales menées sous gravité ou en centrifugeuse dans le domaine ont été réalisées en condition de déformations planes (2D). Par conséquent, les auteurs utilisant ces dispositifs expérimentaux se sont limités à l'étude du moment de flexion transversale (M_X) dans des pieux installés en des positions excentrées par rapport à l'axe du tunnel. Pour pouvoir étudier le moment de flexion longitudinale (M_Y), il est nécessaire de pouvoir simuler l'avancement du front de taille du tunnel dans la direction $\vec{X}$, donc de modéliser le caractère parfaitement tridimensionnel du problème. Notons aussi que compte tenu du procédé de modélisation du creusement de tunnel utilisé sur ces dispositifs 2D (les pertes de volume induites par le creusement du tunnel sont généralement simulées par réduction du volume du cylindre modélisant le tunnel), les auteurs considèrent que le problème étudié est symétrique par rapport au plan vertical passant par l'axe du tunnel, et que par conséquent le moment de flexion transverse dans un pieu positionné à la verticale de l'axe du tunnel est d'amplitude nulle, donc jamais étudié.

Parmi les études les plus exhaustives dans l'étude des moments de flexion, notons les travaux de Lee et Chiang (2007) qui analysent l'évolution du moment de flexion transversale dans un pieu isolé excentré en fonction de la perte de volume générée autour du tunnel. Lors de leurs essais, Lee et Chiang (2007) étudient différentes configurations géométriques dans lesquelles la pointe du pieu (longueur Lp) est positionnée à différentes distances verticales par rapport à l'axe du tunnel (profondeur h). Ainsi le ratio L_p/h varie entre 1 et 3 durant ces essais (cf. Figure III-42).

Les mesures réalisées par Lee et Chiang (2007) conduisent tout d'abord à remarquer que pour une configuration géométrique donnée (ratio L_p/h fixé), les profils de distribution du moment de flexion transverse le long du pieu ont une forme qui n'évolue que très peu au cours du creusement. En revanche, l'amplitude de ces profils (c.à.d. la norme du moment transversal) augmente lorsque les pertes de volume du sol autour du tunnel sont plus importantes.

Concernant la forme des profils de distribution du moment de flexion transverse, celle-ci est significativement influencée par la profondeur relative de la pointe du pieu par rapport à celle de l'axe du tunnel. Pour un ratio $L_p/\mathrm{h} \geq 1.8$, la Figure III-42 montre que le pieu est soumis à un moment de flexion positif au-dessus de l'axe du tunnel et négatif en dessous de cet axe. Pour ces configurations, le moment maximal (en valeur absolue) se situe légèrement en dessous du niveau du radier du tunnel. La double courbure des profils de distribution du moment transverse observée peut s'expliquer par le fait que le pieu se comporte comme s'il était encastré en partie inférieure en raison du confinement environnant qui est peu perturbé par l'excavation. Figure III-43, Loganathan et al., (2000), illustrent la même double courbure pour le cas $\frac{L_p}{\mathrm{h}} = 1.2$, ce qui confirme les hypothèses et les observations : les principaux mouvements de sol ont lieu au-dessus de l'axe du tunnel. Lorsque la pointe du pieu se situe en dessous, on peut faire l'hypothèse que cette extrémité est fixée dans le sol. Dans le cas d'un ratio $L_p/h \leq 1.28$, les Figure III-42 et Figure III-43 illustrent des profils de distribution du moment de flexion transverses ne présentant plus qu'une simple courbure. Dans ce cas, le moment de flexion est maximal au niveau de la clef du tunnel et la pointe du pieu se comporte comme une extrémité libre. Pour ces configurations, on peut supposer que les mouvements de sol induits par le creusement du tunnel sont en mesure de produire un déconfinement du terrain autour de la pointe du pieu. Dès lors, on remarquera, Figure III-43, que lorsque que l'intégralité du tunnel est sous la pointe du pieu, la norme du moment de flexion tend à diminuer. A cette profondeur, le creusement du tunnel a moins d'impact sur les moments de flexion parasites du pieu.

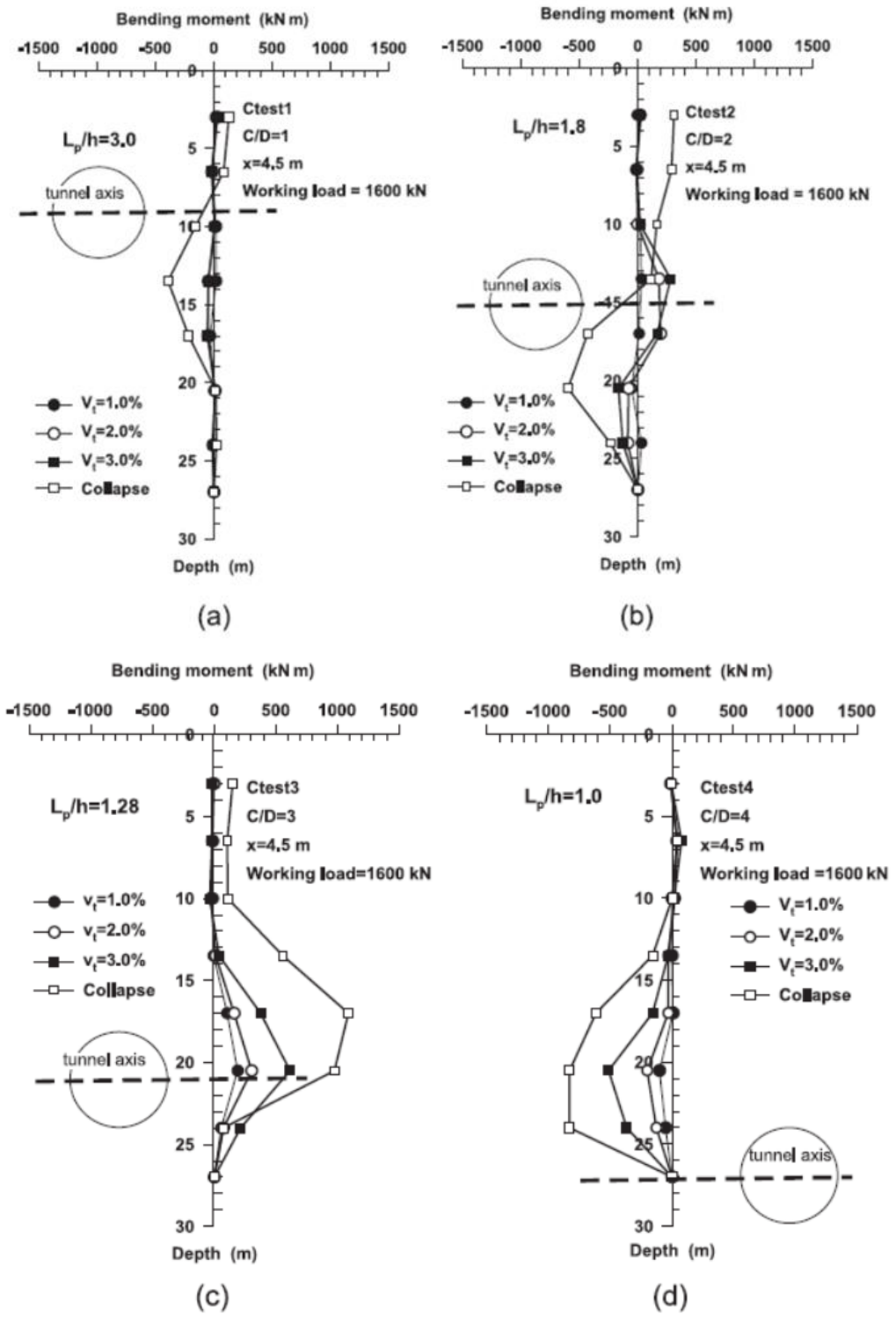


Figure III-42 - Profils de distribution du moment de flexion transversale le long d'un pieu chargé en tête (Q=1600kN) pour différentes configurations géométriques (Lp/h=3, 1.8, 1.28, 1.0) d'après Lee et Chiang (2007)

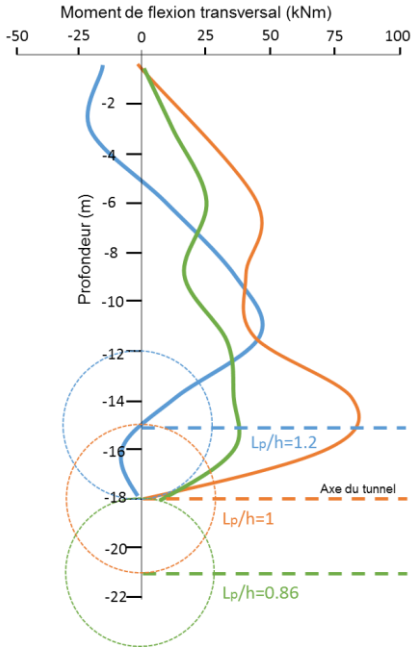


Figure III-43 - Moment de flexion transversale induit par le creusement d'un tunnel sur un pieu simple (Loganathan et al.,2000)

Sur la base de leurs essais en centrifugeuse, Loganathan et al., (2000) ont montré que le moment de flexion transverse maximal mesuré dans un pieu simple variait de manière quasi linéaire avec la perte de volume, lorsque celle-ci est inférieure à 5% (Figure III-44). Cette observation suggère qu'une analyse en élasticité peut être utilisée pour prévoir le comportement du pieu sous de faible perte de volume.

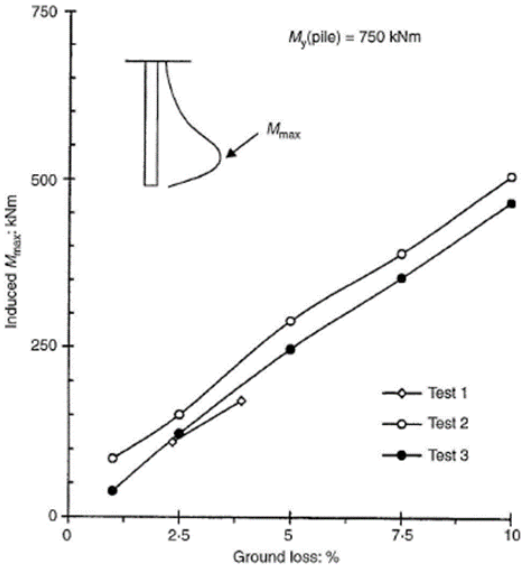


Figure III-44 - Evolution du moment de flexion transverse maximal en fonction de la perte de volume d'après Loganathan et al., (2000)

III.1.5.3 Evolution des moments de flexion : cas d'un groupe de pieux

Loganathan et al., (2000) ont également étudié les moments de flexion transverses se développant dans des pieux constituant un groupe de 2x2 pieux positionné sur le côté du tunnel. Comme pour les essais de Lee et Chiang (2007), plusieurs hauteurs relatives entre la pointe des pieux et l'axe du tunnel ont été étudiées (Lp/h=1.2, 1, 0.87) (cf. Figure III-2) .

Les résultats de ces mesures sont présentés Figure III-44. Remarquons tout d'abord, au niveau de la tête des pieux de groupe, un moment de flexion important probablement dû à la rigidité de la jonction pieu – platine de chargement qui n'existe généralement pas dans le cas des pieux simples. Par ailleurs, notons comme dans le cas des pieux simples, l'influence du ratio L_p/h sur les profils de distribution du moment de flexion transverse dans les pieux du groupe

Ainsi dans le cas des groupes de pieux « courts » ($L_p/h \leq 1$), les profils de distribution des moments de flexion mesurés dans les pieux du groupe, pour une même configuration géométrique (ratio Lp/h fixé), sont assez similaires à celui observé dans le pieu simple installé à la même position. Pour l'ensemble de ces pieux, on note qu'il n'y a pas de variation de signe du moment de flexion le long des pieux (moment positif). Notons aussi que pour les deux configurations « pieux courts » étudiées, le moment transverse maximal est toujours observé dans le cas du pieu simple. Ce résultat peut traduire l'influence de l'effet de groupe qui tend à limiter les mouvements de sol autour des pieux, donc à limiter la valeur des moments de flexion dans les pieux du groupe.

Dans le cas du groupe de pieux « longs » ($L_p/h = 1.2$), la forme des profils de distribution du moment de flexion transverse dans les pieux du groupe se distingue assez nettement de la forme du profil de distribution observé dans le pieu simple installé à la même position. Ainsi, si le profil de moment du pieu simple présente une double courbure avec des valeurs de moment négatives près de la surface et positives en profondeur, les moments de flexion mesurés dans les pieux du groupe demeurent positifs sur toute la hauteur des pieux. Ce résultat traduit probablement l'influence d'un effet de groupe en mesure de modifier les mouvements de sol et l'état des contraintes autour des pieux.

Si l'on s'intéresse à présent à ce qui se passe à l'intérieur d'un même groupe de pieux pour une configuration géométrique donnée, on note que le maximum de moment de flexion se développe généralement dans le pieu avant. Celui-ci étant plus proche du tunnel, il est donc davantage soumis aux effets du déconfinement. Cet effet d'écran n'est plus visible dans le cas où la pointe des pieux est située au-dessus de l'axe du tunnel ($L_p/h = 0.87$). Dans ce dernier cas, les mouvements de sol en direction du tunnel (convergence) semblent en mesure d'affecter de manière assez uniforme l'ensemble des pieux du groupe.

Boonsiri et al., (2015) ont réalisé en centrifugeuse (cf. Figure III-11) des essais sur des groupes de pieux qui confirment assez bien les résultats de Loganathan et al. (2000) décrits précédemment. En plus de l'influence du ratio L_p/h, Boonsiri et al., (2015) ont également étudié l'influence de la hauteur de couverture (ratio C/D) et de la position latérale du groupe de pieu par rapport au tunnel sur les profils de moment de flexion développé dans les pieux du groupe (Figure III-45).

Comme dans le cas des essais de Loganathan et al. (2000), on observe un moment relativement important au niveau de la tête des pieux probablement induit par la rigidité de la platine de liaison des pieux. De plus, une double variation du signe du moment (double courbure) est observée dans le cas des pieux « longs » alors qu'une simple courbure (moment de flexion négatif traduisant une flexion du pieu vers le tunnel) est observée pour les pieux « courts ».

On notera par ailleurs que pour les différentes valeurs de ratio Xp/R testées (Xp/R=1.5, 2, 3 avec Xp : la distance latérale entre l'axe du tunnel et le pieu avant et R : le rayon du tunnel), le creusement du tunnel (augmentation des pertes de volume) induit une augmentation du moment de flexion dans les différents pieux du groupe. Notons toutefois que fort logiquement cette augmentation du moment de flexion décroît lorsque la distance latérale au tunnel (Xp) augmente.

Le profil du moment de flexion des groupes de pieux est le résultat d'une interaction complexe entre le sol et les pieux. Il est affecté de nombreux facteurs tels que la perte de volume de sol, la hauteur de couverture du tunnel, la position transversale du groupe et la profondeur d'ancrage du groupe. Parmi ces facteurs, il semblerait que la longueur du pieu (L_p) et la position latérale du groupe relativement au tunnel soient des facteurs critiques du moment de flexion.

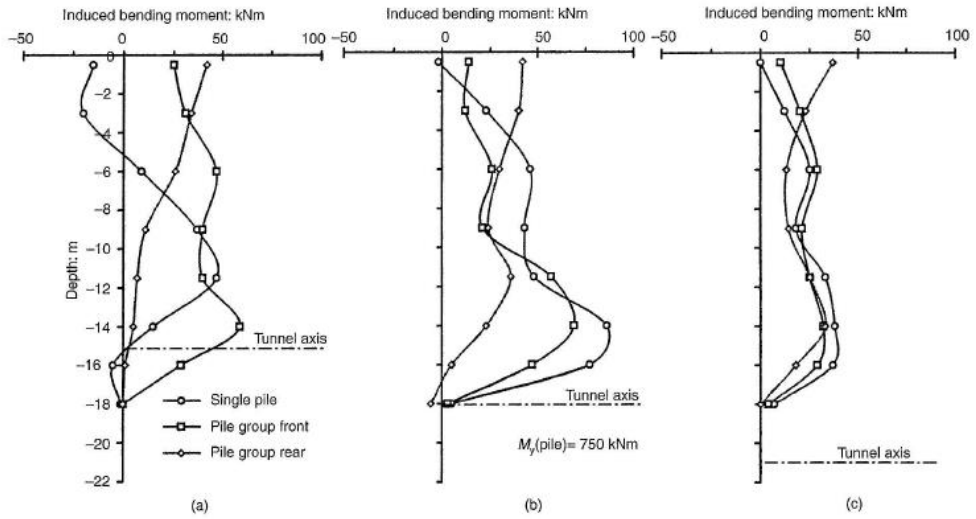
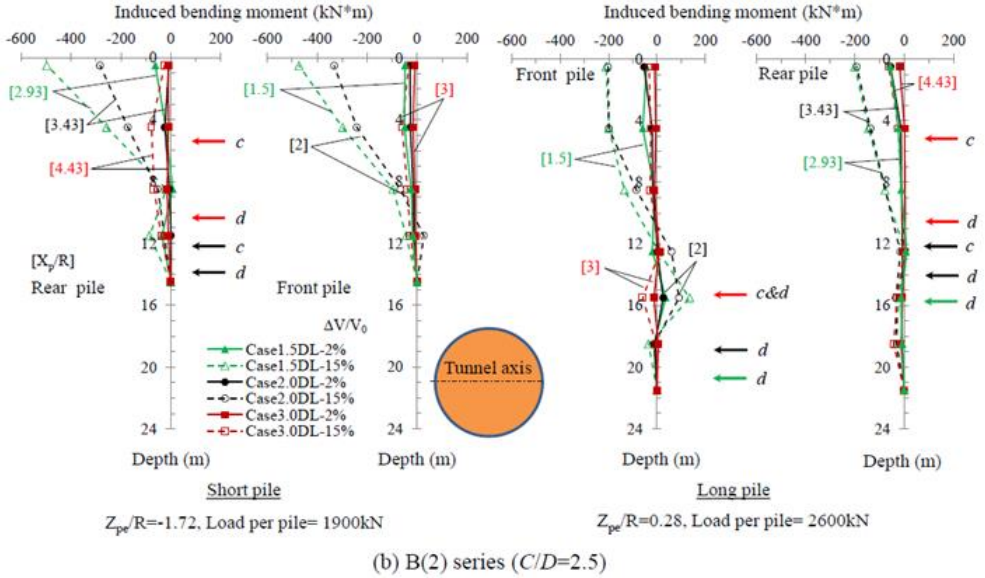


Figure III-45 - Moments de flexion transverses mesurés au sein d'un pieu simple et de groupe de pieux pour une perte de volume de 1%, pour trois configuration géométriques différentes (Lp/h=1.2, 1, 0.87) (d'après Loganathan et al., 2000)



(b) B(2) series (C/D=2.5)

Figure III-46 - Moments de flexion transverses mesurés dans des groupes de 2x2 pieux de longueurs différentes et positionnés à différentes distances latérales du tunnel (Xp/R=1.5, 2, 3) (d'après Boonsiri et al., 2015)

III.1.6 Conclusion

L'étude de l'interaction entre un tunnel en construction et des fondations profondes avoisinantes est un sujet qui a toute son importance en milieu urbain et dont la nécessité n'est plus à démontrer. De nombreuses études expérimentales ont été effectuées en laboratoire sous gravité ou sur modèles centrifugés mais principalement en conditions de déformations planes, par conséquent sans tenir compte du caractère parfaitement tridimensionnel du processus de creusement des tunnels à faible profondeur.

Ces études expérimentales ont notamment révélé que le comportement du pieu (ou du groupe de pieux) sous l'action des mouvements de sol induits par l'excavation du tunnel dépendait de nombreux facteurs dont en premier lieu la position relative de la fondation profonde par rapport au tunnel. Deux grandeurs sont à prendre en compte pour définir cette position relative : la distance latérale entre l'axe du tunnel et

l'axe du pieu (ou l'axe du groupe de pieu) et la distance verticale entre l'axe du tunnel et la position de la pointe du pieu (ou la pointe des pieux du groupe).

L'influence de la position relative entre le pieu et le tunnel sur le comportement de l'interaction entre ces deux éléments a conduit plusieurs auteurs à définir des zones dites « d'influence », généralement au nombre de quatre, en partie définies en fonction du tassement relatif entre le pieu et le sol de surface avoisinant (Jacobsz et al., (2004). Ces mêmes auteurs ont pensé pouvoir caractériser via ces zones d'influence les mécanismes associés à la redistribution des efforts dans le pieu pendant l'excavation du tunnel.

Ainsi il a été clairement établi que la dégradation de l'effort de pointe du pieu observée dans certaines zones d'influence (A, B et C notamment) était directement liée au déconfinement du terrain induit par le creusement du tunnel. A l'opposé, l'augmentation de l'effort de pointe observée dans certaines zones (D en particulier) témoigne soit de la mobilisation de frottement négatif le long du pieu, soit la diminution du frottement positif, soit des deux à la fois. Dans le même temps, ces expériences ont montré que le profil de distribution du moment de flexion transverse observé le long des pieux pouvait présenter une simple courbure (moment de signe constant sur toute la hauteur du pieu) ou une double courbure (moment qui change de signe le long du pieu) selon la position verticale de la pointe du pieu par rapport à l'axe du tunnel. De même, la valeur maximale du moment de flexion transverse dépendait directement de la distance relative pieu – tunnel et de l'amplitude des pertes de volume du sol autour de l'ouvrage souterrain. Compte tenu du caractère bidimensionnel de la plupart de ces études, rappelons que ces informations concernent exclusivement le moment de flexion transverse dans le pieu, et que très peu d'informations ne semblent à ce jour disponibles sur l'évolution des profils de distribution du moment de flexion longitudinale le long du pieu lors de la progression du tunnelier dans le terrain.

III.2 CAMPAGNE EXPERIMENTALE REALISEE A L'ENTPE

III.2.1 Objectifs

Dans le cadre de cette thèse et du projet européen NeTTUN support de cette thèse, le modèle réduit de tunnelier de l'ENTPE a été utilisé dans le but d'améliorer la compréhension des mécanismes physiques mis en jeu dans l'interaction entre un tunnel en cours d'excavation et des fondations profondes avoisinantes. Dans ce travail, le comportement du massif de sol excavé comme celui de la fondation profonde sont analysés. Dans le même temps, les informations collectées à l'échelle du modèle doivent permettre de constituer une base de données exhaustive qui servira au développement et à la calibration de modèles numériques en mesure de reproduire au mieux le comportement d'interaction tunnel – sol – fondation profonde. Ces modèles numériques pourront dans un premier temps être validés à l'échelle du modèle réduit, puis dans un second temps utilisés pour la transposition du problème en vraie grandeur (Losacco et al., 2014 ; Losacco et al., 2015 ; Viggiani et al., 2016).

L'étude bibliographique présentée au paragraphe III.1 a montré que le comportement d'interaction tunnel – sol – fondation profonde dépendaient d'un nombre important de paramètres de natures différentes. Dans le cadre de ces travaux de thèse, et sur la base de l'état de l'art précédemment exposé, la campagne expérimentale réalisée à l'aide du modèle réduit de tunnelier à pression de terre de l'ENTPE vise plusieurs objectifs.

Le premier de ces objectifs est de mettre à profit la conception particulièrement sophistiquée du modèle réduit de l'ENTPE pour étudier l'influence des effets tridimensionnels sur le comportement de l'interaction tunnel – sol – fondation. En effet, la capacité du dispositif expérimental de l'ENTPE à reproduire le processus tridimensionnel de creusement d'un tunnel fait qu'il se distingue fondamentalement des modèles réduits utilisés jusqu'à présent sous gravité ou en centrifugeuse qui considèrent pour la plupart le problème en conditions de déformations planes. Dans le cadre de la présente étude, on cherchera en particulier à analyser si les mouvements de sol générés dans la direction longitudinale du tunnel lors de la progression de la machine dans le terrain sont en mesure de produire des sollicitations mécaniques significatives dans la fondation, comme par exemple de la flexion longitudinale. On étudiera également si la prise en compte des mouvements de sol dans la direction longitudinale (direction de progression du TBM) sont en mesure de modifier la géométrie des zones d'influence décrites dans la littérature pour la plupart déduites d'essais en déformations planes. Pour cette étude des effets tridimensionnels et des zones d'influence, deux types de fondations profondes seront considérées (pieu simple et groupe de 2x2 pieux) ainsi que différentes positions relatives du pieu par rapport au tunnel.

Un autre objectif de la campagne expérimentale est l'étude de l'influence de la pression frontale de soutènement exercée par la machine sur le terrain. Une étude paramétrique sera réalisée pour évaluer la réponse du sol et de la fondation profonde aux variations de ce paramètre de pilotage. Rappelons que ce paramètre n'est logiquement pas considéré dans le cas des essais en déformations planes présentés dans la littérature alors que les études antérieures réalisées avec le modèle réduit de l'ENTPE en terrain vierge (Berthoz, 2012) montre qu'il affecte directement l'amplitude des pertes de volume générées dans le terrain lors du creusement.

La campagne expérimentale réalisée à l'ENTPE visera aussi à interpréter le comportement de la fondation profonde sous l'effet du creusement du tunnel (déplacement de la fondation, redistribution des efforts dans la fondation) relativement aux déplacements du sol et aux variations de contraintes mesurés dans le terrain autour de la machine. Cette analyse croisée est censée s'appuyer d'une part sur l'instrumentation exhaustive des modèles de pieux (effort axial, moments de flexion transverses et longitudinaux), d'autre part sur les mesures de contraintes et de déplacements réalisées dans le terrain en des positions et selon des directions judicieusement choisies.

III.2.2 Programme expérimental

Durant cette thèse, onze essais de creusement ont été réalisés à l'aide du modèle réduit de l'ENTPE dans le cadre de ce chapitre III consacré à l'étude de l'impact du creusement d'un tunnel sur des fondations profondes. Notons que ces essais de creusement ont été réalisés soit en terrain vierge (c.à.d. sans fondation profonde) afin de servir d'essai de référence, soit en présence de pieux isolés (les pieux P1, P3 et P4 de la Figure II.36 ont été testés durant ces essais avec la possibilité d'installer jusqu'à trois pieux isolés dans un même caisson), soit en présence d'un groupe de 2x2 pieux (groupe de 2x2 pieux P1 ou groupe de 2x2 pieux P3).

Lors de ces essais de creusement, différentes positions relatives des pieux (respectivement des groupes de pieux) par rapport au tunnel ont été étudiées (Figure III-49 à Figure III-53). De plus trois niveaux de pression frontale ont été imposés durant ces essais : un niveau faible (L) correspondant à une pression frontale moyenne dans l'axe du tunnel égale à la contrainte verticale due au poids des terres au niveau de cet axe ($\Upsilon.h_0$), un niveau intermédiaire (I) correspondant à une pression frontale moyenne dans l'axe du tunnel égale à deux fois la contrainte verticale due au poids des terres au niveau de cet axe ($2\Upsilon.h_0$), et enfin un niveau élevé (H) correspondant à une pression frontale moyenne dans l'axe du tunnel égale à trois fois la contrainte verticale due au poids des terres au niveau de cet axe ($3\Upsilon.h_0$).

Dans la suite de ce rapport, les essais seront désignés à l'aide de la nomenclature suivante : TX_{nY}
Avec : T pour Test,
X = V lorsque l'essai de creusement est réalisé en sol vierge,
X = P lorsque l'essai de creusement est réalisé avec un pieu simple,
X = G lorsque l'essai de creusement est réalisé avec un groupe de 2x2 pieux,
n = le numéro d'essai,
Y = L si la pression frontale appliquée par le TBM sur le terrain est faible ($Pf_{moyen} \approx \Upsilon.h_0$) ,
Y = I si la pression frontale appliquée par le TBM sur le terrain est intermédiaire ($Pf_{moyen} \approx 2\Upsilon.h_0$),
Y = H si la pression frontale appliquée par le TBM sur le terrain est forte ($Pf_{moyen} \approx 3\Upsilon.h_0$).

La Figure III-47 synthétise l'ensemble des configurations étudiées lors des 11 essais de creusement réalisés dans le cadre de cette thèse. Ces 11 essais ont permis d'étudier 2 configurations en terrain vierge, 12 configurations avec pieux simples et 2 configurations avec groupes de pieux.

Les programmes de ces différents essais sont résumés ci-après :

- Le premier essai (T0) peut être vu comme un essai de validation du dispositif expérimental pris dans sa nouvelle configuration. Il a été réalisé afin de vérifier le bon fonctionnement des nouveaux équipements installés sur le modèle réduit lors de cette thèse : nouveaux composants du circuit hydraulique du TBM, dispositif de régulation de la vitesse d'avancement du TBM, bâti de chargement des pieux, (cf paragraphe II.4). Cet essai a également permis de vérifier la pertinence du nouveau mode opératoire de remplissage du caisson (utilisation de la vis sans fin et d'un tuyau souple en caoutchouc) pour reconstituer à grande échelle à partir du sable Hostun sec un massif de sol homogène, purement frottant, dans un état lâche. Cet essai a également été le cadre de 4 essais de fonçage réalisés sur les pieux instrumentés P1 (x2), P3 et P4. Ces essais de fonçage ont permis de mesurer les capacités portantes des différents pieux ; ceci afin d'en déduire la charge de service qui sera imposée en tête de ces pieux au cours des essais de creusement.
- Deux essais de creusement en sol vierge (TV_{1I}, TV_{2I}) ont été réalisés pour servir d'essais de référence lors des comparaisons et analyses des essais avec pieux. Le premier essai a été réalisé avec une faible vitesse de rotation de la roue de coupe (0.4tpm) et une pression frontale appliquée au front de taille dite intermédiaire ($Pf_{moyen} \approx 2\Upsilon.h_0$). Le second essai a été mené avec une rotation de la roue de coupe plus élevée (3tpm) et une pression frontale intermédiaire équivalente ($Pf_{moyen} \approx 2\Upsilon.h_0$).
- Les essais de creusement TP_{1I}, TP_{2L}, TP_{3H} ont été réalisés avec trois pieux de trois longueurs différentes, placés à trois positions différentes situées à proximité du tunnel (Figure III-47). Notons que les pieux sont positionnés suffisamment loin les uns des autres ($\approx 10d_P$) pour se prémunir de toutes interactions et perturbations entre eux. Ces essais ont été menés en régime de creusement

stationnaire avec trois niveaux de pressions frontales différents : faible pour l'essai TP_{2L} ($Pf_{moyen} \approx \Upsilon.h_0$), intermédiaire pour l'essai TP_{1I} ($Pf_{moyen} \approx 2\Upsilon.h_0$), forte pour l'essai TP_{3H} ($Pf_{moyen} \approx 3\Upsilon.h_0$). Ces trois essais correspondent donc à l'étude de 9 configurations différentes.

- Un essai (TP_{4H}) a été réalisé avec un seul pieu « court » situé à la verticale de l'axe du tunnelier. Cet essai a été réalisé en régime de creusement stationnaire, avec une pression frontale forte et un sens de rotation de la roue de coupe inversé (antihoraire) par rapport aux essais précédents. Cet essai directement comparable à l'essai TP_{3H}, doit permettre de vérifier la reproductibilité des essais, de vérifier l'absence d'interaction entre les pieux lors des essais réalisés avec 3 pieux dans le même massif de sol (essais TP_{1I}, TP_{2L}, TP_{3H}), et enfin d'étudier l'influence du sens de rotation de la roue de coupe sur les moments de flexion transversaux mobilisés le long du pieu axial.
- L'essai TP_{5I} a été conduit avec le pieu simple P3 dont la pointe atteint la profondeur de l'axe du tunnelier. Lors de cet essai, le pieu P3 a été placé à une distance d'un diamètre de tunnel (1D) de l'axe du tunnel, dans une position symétrique à la position qu'il occupait lors de l'essai TP_{1I}. L'objectif de cet essai est d'étudier la reproductibilité des essais et d'éventuellement identifier une influence du sens de rotation de la roue de coupe sur les efforts développés dans le pieu. Lors de cet essai, le régime de creusement est stationnaire et le niveau de pression frontale imposé par le tunnelier est intermédiaire.
- L'essai TP_{6I} a été réalisé avec le pieu simple P1. Lors de cet essai, le pieu court P1 a été positionné de façon excentrée par rapport à l'axe longitudinal du tunnel. Il a été installé à une distance horizontale de 0.5D de cet axe dans le but de vérifier la géométrie des zones d'influence décrites dans la littérature (cf paragraphe III.1.2). Lors de cet essai, le régime de creusement est stationnaire et le niveau de pression frontale imposé par le tunnelier est intermédiaire.
- Pour finir, les essais TG_{1I} et TG_{2I} ont été réalisés en présence d'un groupe de 2x2 pieux. L'essai TG_{1I} a été réalisé avec un groupe de pieux courts (P1) dont l'axe du groupe est positionné à l'aplomb du tunnel. Quant à l'essai TG_{2I}, il a été réalisé avec un groupe de pieux (P3) situé à une distance horizontale de 1D de l'axe du tunnelier.

N.B : Trois essais de creusement additionnels ont été réalisés dans le cadre de cette thèse et concernent l'étude de l'efficacité d'un rideau de protection. Ils seront présentés dans le Chapitre IV de ce présent mémoire.

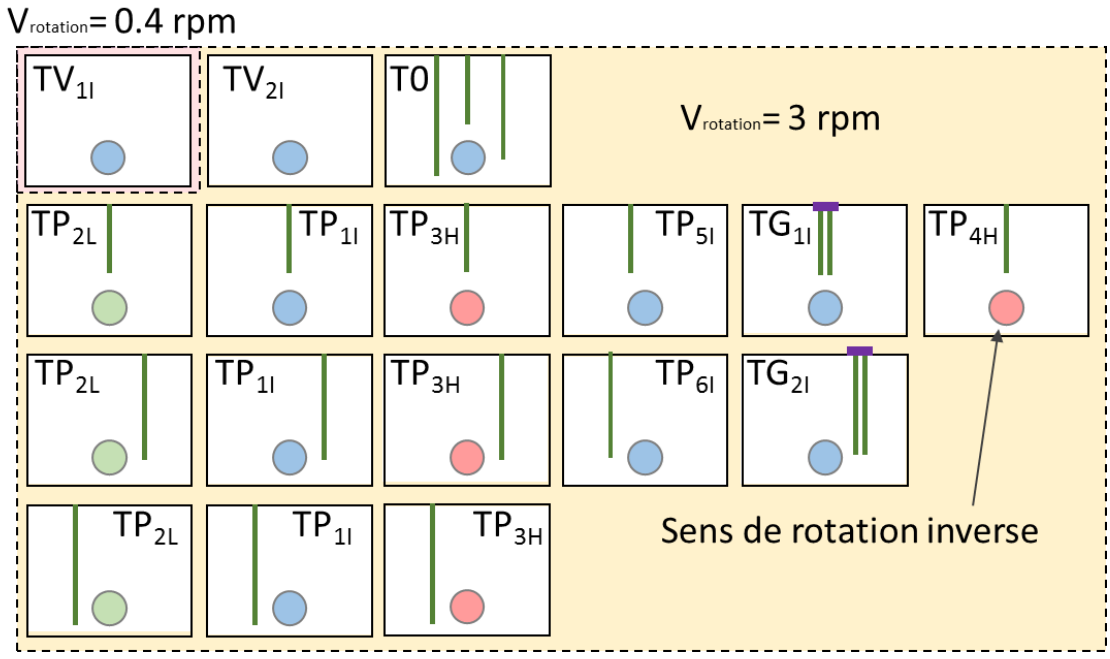
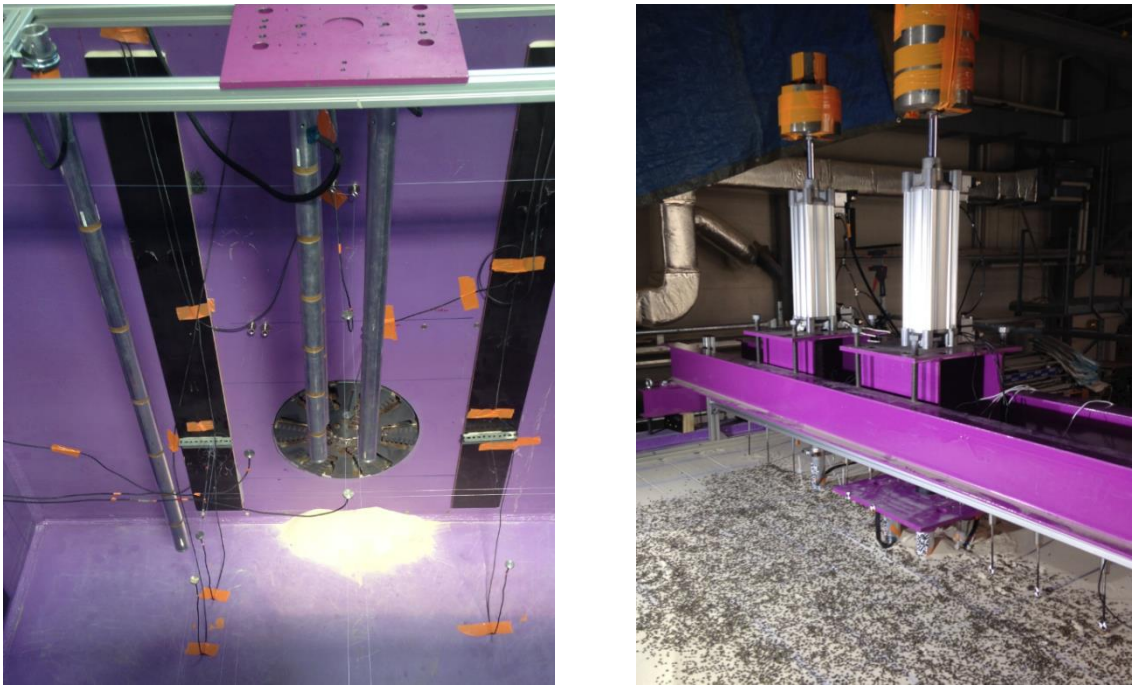


Figure III-47 – Configurations géométriques des essais réalisés à faible (vert), intermédiaire (bleu) et forte (rouge) pression frontale

III.2.3 Procédure d'installation des pieux et groupes de pieux

Lors des essais de creusement réalisés avec le modèle réduit de tunnelier à pression de terre de l'ENTPE, les différents pieux et groupes de pieux sont positionnés dans le caisson du modèle réduit avant son remplissage. Les pieux sont installés aux différentes positions prédéfinis grâce à un bâti support (Figure III-48a). Celui-ci repose sur les bords du caisson et sera retiré dès que le caisson sera rempli. Le contrôle de la verticalité des fondations profondes est réalisé régulièrement pendant le remplissage du caisson à l'aide d'une visée laser et d'un niveau numérique.



a) **b)**

Figure III-48 – a) : Positionnement des pieux avant remplissage du caisson grâce à un support métallique ; b) : Bâti support des vérins utilisés pour foncer les pieux et appliquer une masse morte en tête des fondations

A la fin du remplissage du caisson et avant le démarrage de l'essai de creusement, les pieux sont foncés dans le sol sur une longueur d'environ 50mm équivalente à un diamètre de pieu (Dp). L'objectif de ce fonçage est la mobilisation d'un effort de frottement le long du pieu et d'un effort de pointe dans le but d'être représentatif des conditions rencontrées en pratique dans le cas de pieux forés - coulés. Pour ce chargement préliminaire, les vérins pneumatiques installés sur le bâti horizontal de poussée sont utilisés et permettent de foncer les pieux à une vitesse constante (environ 2mm/min). Une fois que le pieu [respectivement le groupe de pieux] a atteint sa position finale, la pression pneumatique est progressivement diminuée jusqu'à son annulation. Dans le même temps, une masse morte est positionnée sur la tige traversante du vérin afin de simuler la charge de service s'exerçant sur le pieu durant l'excavation du tunnel (Figure III-48b). Notons que le choix d'utiliser une masse morte pour simuler la charge de service a permis de s'affranchir des problèmes de stabilité de la pression pneumatique rencontrés lors de l'essai de qualification (T0).

Dans le cas de la présente étude, la capacité portante ultime des pieux est définie comme le chargement correspondant à un tassement du pieu égal à 5% de son diamètre (O'Neil et Reese, 1999). La charge de service est définie comme égale à 50% de la capacité portante ultime du pieu. La capacité portante ultime de chacun des pieux (P1, P3, P4) a été mesurée lors de l'essai préliminaire T0.

III.2.4 Positionnement des pieux et des groupes de pieux

Les positions des pieux et des groupes de pieux lors des différents essais de creusement sont données aux Figure III-49, Figure III-50, Figure III-51, Figure III-52 et Figure III-53. Sur ces figures, D représente le diamètre du tunnelier (D= 55cm).

Pour l'ensemble des essais, notons tout d'abord que les pieux ou groupes de pieux ont été positionnés à une distance longitudinale du bord aval du caisson d'au moins un diamètre (D) de tunnel. Cette distance permet de s'affranchir des effets de bord ; ceux-ci sont généralement perceptibles en surface de massif (profils de tassement perturbés) jusqu'à environ 0.3D du bord aval du caisson (Berthoz, 2012). Cette distance est par ailleurs un bon compromis pour étudier la réponse de la fondation à la progression du TBM dans le terrain puisqu'elle permet d'analyser le comportement de la fondation à partir d'un diamètre à l'avant du front de taille et jusqu'à 0.8 diamètre à l'arrière de ce front. Rappelons en effet que sur le modèle réduit de l'ENTPE, le tunnelier a une course maximale de l'ordre de 100cm (1.8D).

Comme indiqué au paragraphe III.2.2, les essais TP_{1I}, TP_{2L}, TP_{3H} (Figure III-49) ont été réalisés avec les 3 pieux P1, P3 et P4 positionnés dans le massif de sol. Pour ces essais, le pieu court P1 est positionné à l'aplomb de l'axe du tunnel. Après le fonçage et avant le début de l'excavation, la pointe du pieu P1 est située à une profondeur de 1.6D par rapport à la surface et à une distance verticale de 1D par rapport à l'axe du tunnel (Z=1D). Les coordonnées de sa pointe dans le repère (O, X, Y, Z) de la Figure III-49 sont (1D, 0, 1D). Les pieux P3 et P4 sont positionnés de chaque côté du tunnel, à une distance horizontale de 1D de l'axe du tunnel (Y=+/-1D). Après le fonçage des pieux, la pointe du pieu P3 est située au niveau de l'axe du tunnelier. Les coordonnées de sa pointe dans le repère (O, X, Y, Z) de la Figure III-49 sont (1D, 1D, 0). La pointe du pieu P4 est quant à elle située au niveau du radier du tunnel. Ses coordonnées dans le repère (O, X, Y, Z) de la Figure III-49 sont (1D, -1D, -0.5D)

Lors de l'essai TP_{4H}, seul le pieu court P1 est utilisé. Pour cet essai, ce pieu est placé à l'aplomb de l'axe du tunnel, dans une position identique à celle occupée lors des essais TP_{1I}, TP_{2L}, TP_{3H}. Les coordonnées de sa pointe dans le repère (O, X, Y, Z) de la Figure III-50 sont (1D, 0, 1D).

Dans le cas de l'essai TP_{5I}, le pieu P3 est positionné dans une position symétrique à celle qu'il occupait lors des essais TP_{1I}, TP_{2L}, TP_{3H}, par rapport au plan vertical longitudinal passant par l'axe du tunnel. Les coordonnées de sa pointe dans le repère (O, X, Y, Z) de la Figure III-51 sont (1D, -1D, 0).

Lors de l'essai TP_{6I}, le pieu court P1 a été volontairement placé dans une position excentrée par rapport à l'axe du tunnel. Après fonçage, les coordonnées de sa pointe dans le repère (O, X, Y, Z) de la Figure III-51 sont (1D, 0.5D, 1D).

En ce qui concerne les essais avec les groupes de pieux, l'essai TG_{1I} a été réalisé avec un groupe de (2x2) pieux P1 (Figure III-52). L'axe du groupe est positionné à une distance longitudinale de 1.05D du bord aval du caisson, directement à l'aplomb de l'axe du tunnel. Après fonçage du groupe de pieux, les pointes des 4 pieux P1 sont situées à une profondeur de 1.6D ; ce qui correspond à une distance verticale de 1D de l'axe du tunnel.

Dans le cas de l'essai TG2I, le groupe de (2x2) pieux installé dans le terrain est constitué de 4 pieux P3 (Figure III-53). L'axe du groupe de pieux est situé à une distance longitudinale de 1.05D du bord aval du caisson et à une distance transverse de 1D par rapport à l'axe du tunnel. Après fonçage du groupe de pieux, les pointes des 4 pieux P3 sont situées à la profondeur de l'axe du tunnel.

III.2.5 Etat de contraintes initial dans le massif de sol

Lors de chaque reconstitution de massif de sol dans le caisson du modèle réduit de tunnelier, des mesures du coefficient de pression des terres au repos (K_0) sont effectuées. En un point donné du massif, ce coefficient correspond au rapport entre la contrainte effective horizontale et la contrainte effective verticale. Ce coefficient joue un rôle important dans le calcul de la stabilité des tunnels et il est une donnée essentielle pour la modélisation numérique.

Dans le cas des massifs reconstitués sur le dispositif de modèle réduit de tunnelier de l'ENTPE, la valeur de K_0 est déduite des mesures réalisées à l'aide de paires de capteurs de pression totale positionnés dans le sol pendant le remplissage (paragraphe II.6.1). Chaque paire est constituée de deux capteurs orientés respectivement dans les directions horizontale et verticale. Ces deux capteurs sont positionnés à la même profondeur, suffisamment proches l'un de l'autre (quelques centimètres) et à des distances significatives (de l'ordre du mètre) des parois du caisson afin d'éviter les effets de bords induits.

Pour chaque paire de capteurs, deux valeurs de K_0 sont calculées. La première correspond au ratio du taux d'augmentation des contraintes horizontales et verticales pendant le remplissage du caisson. La seconde correspond au ratio des contraintes horizontale et verticale mesurées à la fin du remplissage du caisson (paragraphe II.6.1).

Toutes les valeurs obtenues dans les différents tests sont rassemblées dans le Tableau III-3. Ces valeurs de K_0 sont comprises entre 0.25 et 0.6 et sont en accord avec celles observées lors de précédents essais réalisés sur le modèle réduit de l'ENTPE (Berthoz, 2012). Elles sont aussi représentatives de valeurs de K_0 que l'on peut rencontrer dans la pratique pour des sols normalement consolidés.

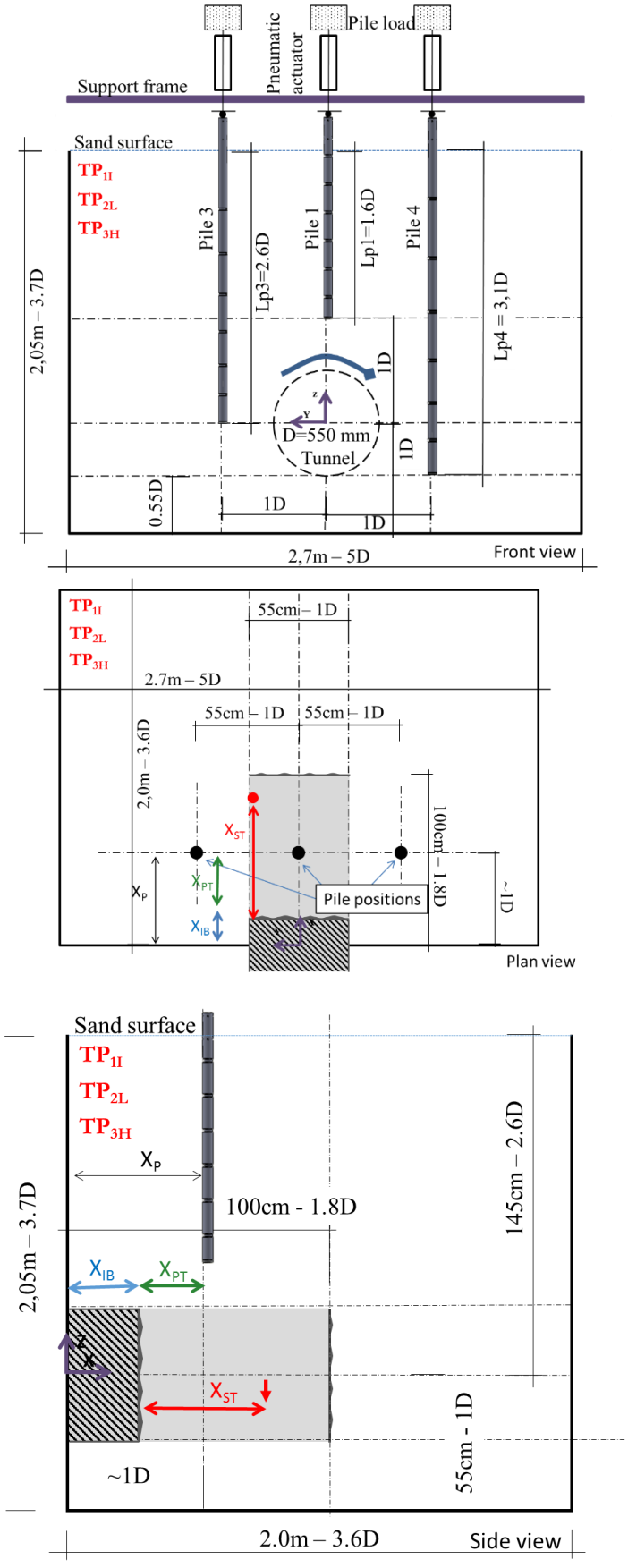


Figure III-49 - Configuration géométrique des essais TP1I, TP2L, TP3H

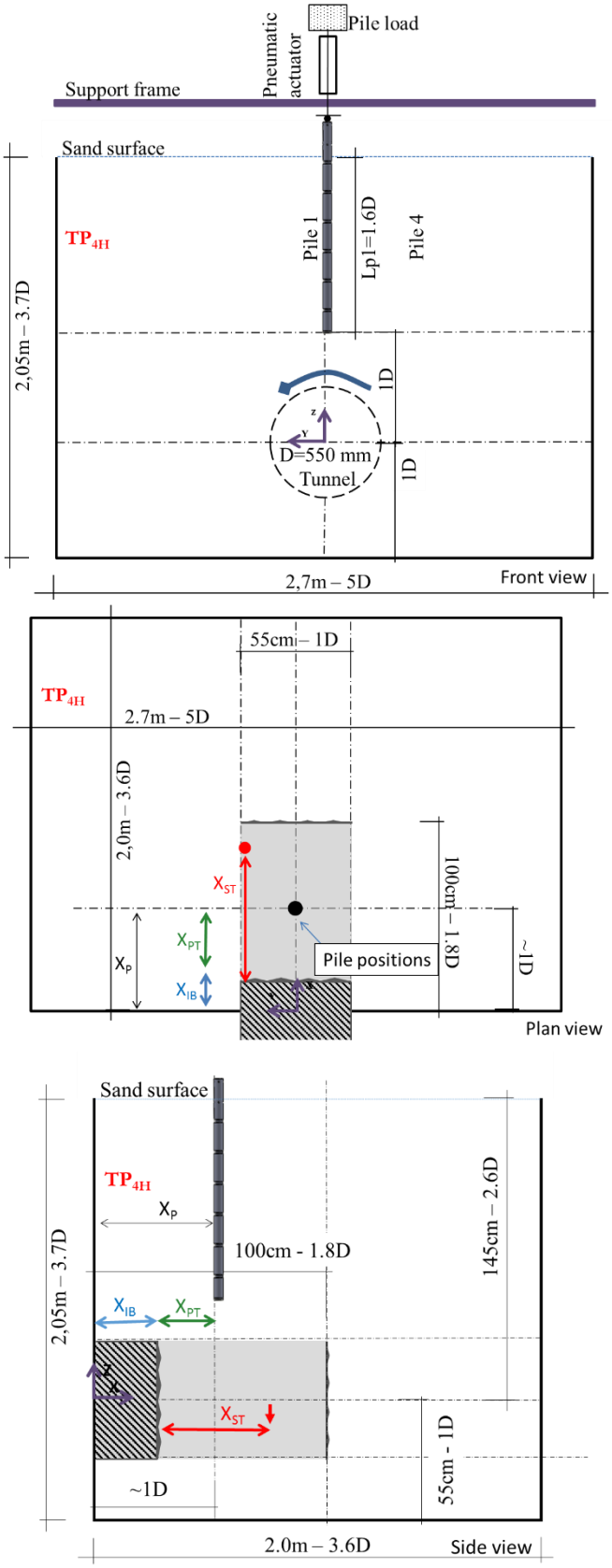


Figure III-50 - Configuration géométrique de l'essai TP4H

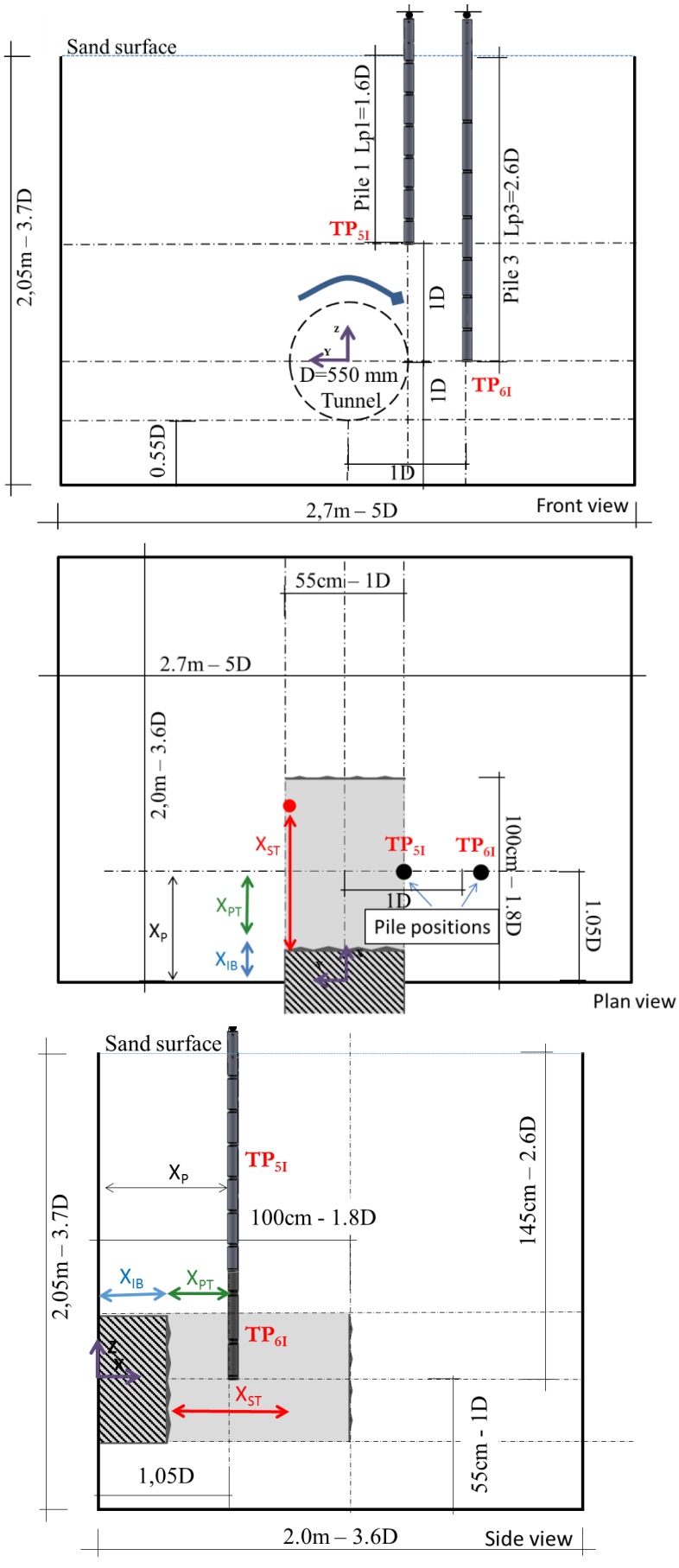


Figure III-51 - Configurations géométriques des essais TP5I et TP6I,

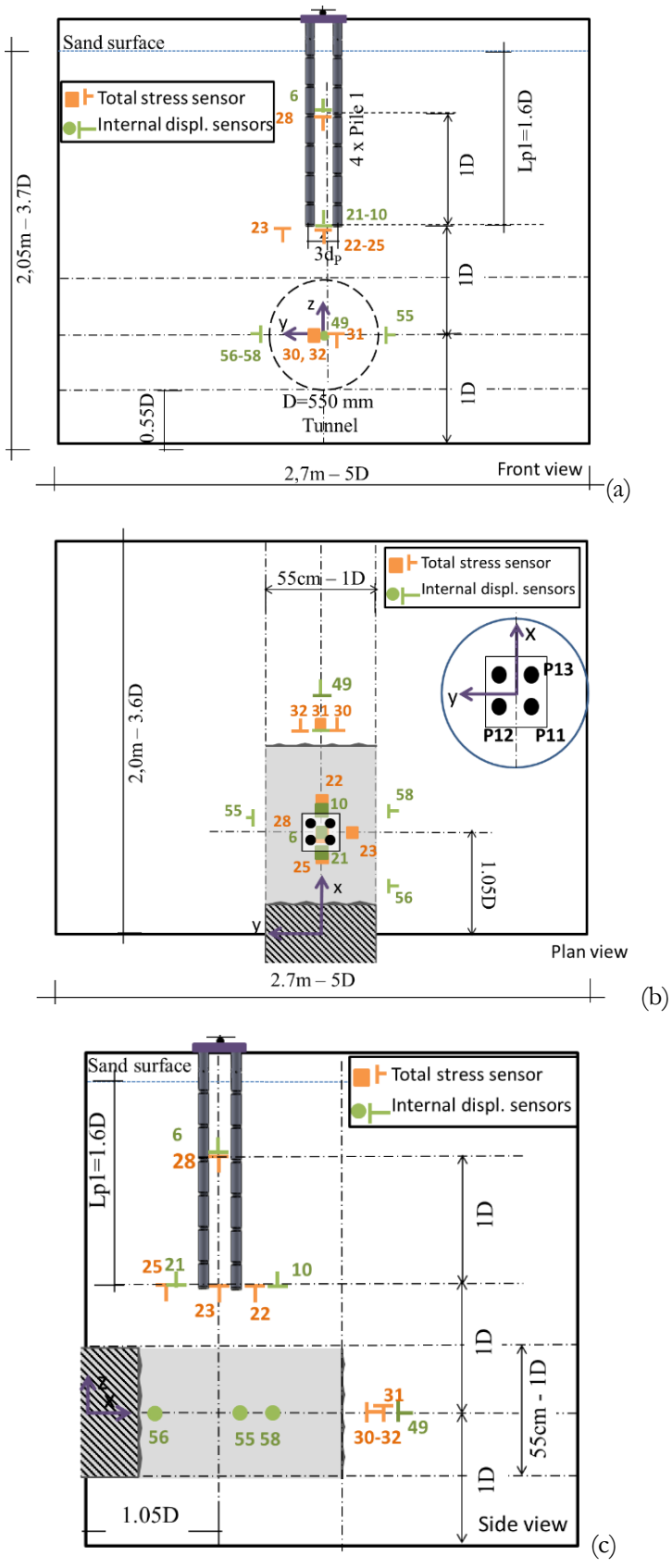


Figure III-52 – Configuration géométrique et instrumentation de l'essai TG_{II}

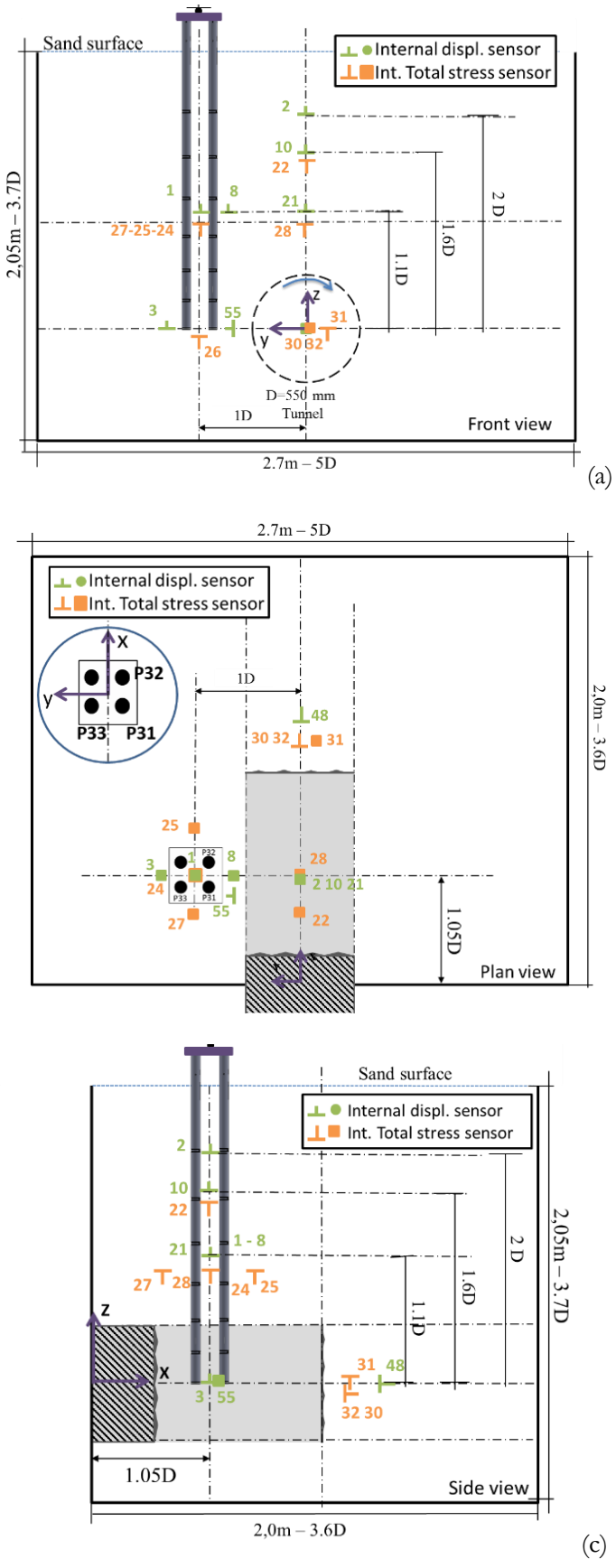


Figure III-53 - Configuration géométrique et instrumentation de l'essai TG2I

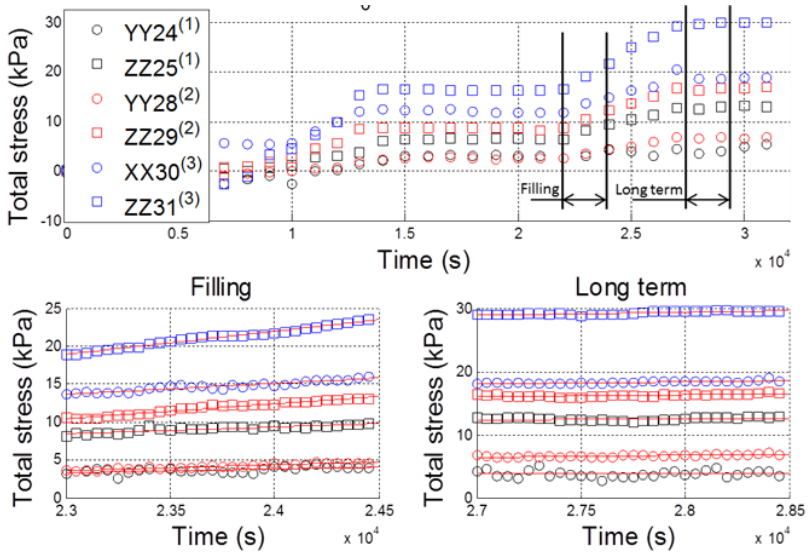


Figure III-54 - Evolution des contraintes horizontales (σ_{xx} et σ_{yy}) et verticales (σ_{zz}) dans le sol pendant le remplissage du caisson et à long terme

Essai	K_0 - Remplissage	K_0 - à long terme
T_0	/	0.28 – 0.34
T_{V1I}	0.23 – 0.55	0.27 – 0.49
T_{V2I}	0.39 – 0.53	0.35 – 0.57
T_{P1I}	/	0.21 – 0.60
T_{P2L}	0.34	0.23 – 0.43
T_{P3H}	/	0.21 – 0.62
T_{P4H}	/	0.49 – 0.69
T_{G1I} - T_{P6I}	0.56	0.54 – 0.66
T_{G2I} – T_{P5I}	0.22 – 0.75	0.31 – 0.64

Tableau III-3 - Valeurs du coefficient des terres au repos (K0) mesurées au sein des différents massifs de sol reconstitués lors des essais sur modèle réduit de tunnelier.

III.2.6 Procédure de creusement du tunnel

Une fois que les pieux ont été foncés et qu'ils ont atteint leur position finale, la pression pneumatique dans les vérins de fonçage est progressivement réduite jusqu'à annulation et la charge de service est imposée à l'aide d'une masse morte placée sur la tige traversante des vérins. Une fois que la charge de service est en place et que la stabilité du pieu est vérifiée, l'excavation du tunnel peut commencer.

Pendant cette opération, le TBM entre dans le sol par l'intermédiaire d'une ouverture circulaire située sur le côté aval du caisson. Le TBM est poussé dans le sol par quatre vérins hydrauliques avec une vitesse contrôlée de 3mm/min dans le cadre de nos essais. Ensuite, les principales étapes du processus d'excavation à l'aide d'un tunnelier à pression de terre sont simulées comme décrit au paragraphe II.2.3 : excavation du sol avec la roue de coupe, confinement du front de taille avec le matériau excavé contenu dans la chambre d'abattage, extraction du matériau de la chambre d'abattage vers le convoyeur et évacuation du marin à l'arrière du tunnelier. Le soutènement radial immédiat du massif de sol excavé est réalisé à l'aide de la jupe métallique du tunnelier. Cette opération d'excavation du tunnel est réalisée sur une longueur maximale d'un mètre. Notons qu'afin d'éviter les à-coups lors du démarrage du tunnelier et de son entrée dans le terrain, sa vitesse

d'avancement est augmentée progressivement lors des premières minutes de creusement, par incrément de 1mm.min^{-1} pour atteindre la vitesse désirée de 3 mm.min^{-1} au bout de 5minutes de creusement.

III.2.7 Le régime de creusement stationnaire

III.2.7.1 Les conditions requises

Tous les essais de creusement présentés dans cette thèse ont été réalisés en régime de creusement stationnaire. Les caractéristiques de ce régime et ses conditions d'obtention ont été largement décrits au paragraphe II.3.2. Rappelons simplement que ce régime de creusement est caractérisé par le fait que le comportement en contraintes – déformations du sol est seulement dépendant de la distance relative au tunnelier. De plus, le comportement en contraintes – déformations du terrain et les paramètres machine sont indépendants de la vitesse d'avancement du tunnelier.

III.2.7.2 Contrôle de la quantité de matériaux dans la chambre d'abattage

Dans la pratique, pour garantir un régime stationnaire en terrain homogène, une quantité constante de matériau doit être contenue dans la chambre d'abattage (condition C2). Par conséquent, le débit massique de sol extraite de la chambre d'abattage par la vis d'extraction doit être égal à celui du sol excavé entrant dans la chambre d'abattage. Dans le cas des sols homogènes tels qu'ils sont utilisés avec le modèle réduit, le ratio R qui est le rapport entre le débit de sol extrait de la chambre d'abattage et celui du sol excavé (entrant de la chambre d'abattage) peut être exprimée comme suit :

$$R = \frac{Q_t}{Q_c} = \frac{Q_t}{v \cdot S \cdot \rho_{soil}}$$

Avec :

- Q_t : le débit massique du sol évacué de la chambre d'abattage par unité de temps (débit d'extraction)
- Qc : le débit massique théorique du sol entrant dans la chambre d'abattage par unité de temps (débit d'excavation)
- v est la vitesse d'avancement du tunnelier,
- S est la section du tunnelier,
- ρ_{soil} est la densité du sol mesurée.

Dans ce cas, la condition (C2) qui est nécessaire mais pas suffisante pour obtenir et maintenir un régime d'excavation stationnaire (cf paragraphe II.3.2) est vérifiée quand le ratio R est égal à 1.

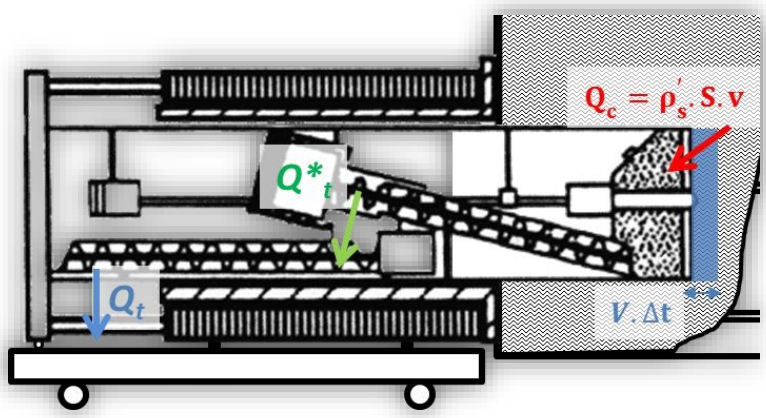


Figure III-55 – Principe de calcul du ratio R entre le débit massique de sol extrait de la chambre d'abattage (Qt) et le débit massique de sol excavé (Qc).

Sur chantier, ce ratio est difficile à mesurer de par les variations de densité du sol excavé mais aussi de par les faibles précisions des mesures de la masse de sol excavé.

Dans ce contexte, les paramètres de la machine qui permettent d'indiquer en temps réel si la condition C2 est vérifiée ont été étudiés lors des précédentes recherches menées sur le modèle réduit de l'ENTPE (Berthoz, 2012). Ces essais réalisés en sol homogène ont montré que la valeur moyenne des pressions mesurées dans la chambre d'abattage (paragraphe II.2.5) peut être corrélée au ratio R. En effet, la conservation d'une masse constante de matériau dans la chambre d'abattage (R=1) se caractérise par la stabilisation des contraintes moyennes mesurées par les trois capteurs positionnés sur les parois de la chambre d'abattage (clef et reins).

Aussi, une transition entre un régime permanent (R=1) et un régime de sur extraction (R>1) se caractérise par une baisse immédiate des pressions moyennes mesurées. A l'inverse, un passage à un régime de sous extraction (R<1) mène à une augmentation immédiate de ces contraintes.

Cependant, en l'absence de système actif pour la régulation de la pression dans la chambre d'abattage (comme cela peut être le cas sur certains tunneliers grandeur réelle équipés de système de régulation de pression par pression d'air), la pression mesurée dans la chambre d'abattage peut être affectée par des phénomènes locaux. En particulier, les pressions mesurées dans la chambre d'abattage du modèle réduit de tunnelier présentent des profils oscillatoires dus à l'action de compression du sol lors des passages alternatifs des ouvertures du bouclier devant les capteurs de pression (Figure III-56).

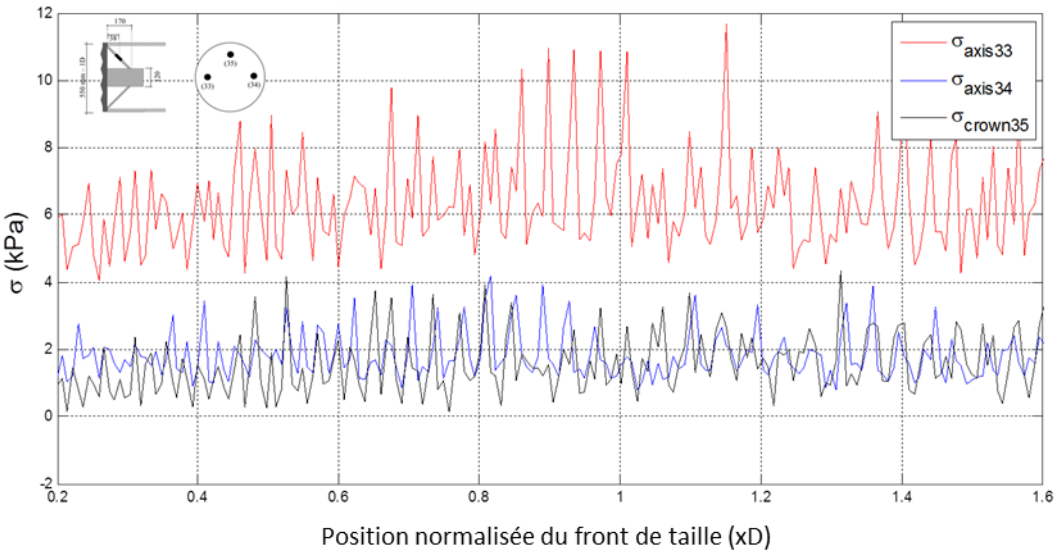


Figure III-56 – Exemple de profils oscillatoires des contraintes mesurées sur les parois de la chambre d'abattage lors d'un régime de creusement stationnaire

III.2.8 Synthèse des caractéristiques des essais

Le Tableau III-4 rassemble les principales caractéristiques des onze essais de creusement réalisés dans le cadre de cette thèse à l'aide du modèle réduit de tunnelier de l'ENTPE pour étudier le comportement de l'interaction tunnelier – sol – fondations profondes.

Nom de l'essai	Date	Description de l'essai	Paramètre de creusement	Caractéristiques du sol
1 / T_0	06/2014	Détermination des capacités portantes des 3 pieux de différentes longueurs (P1, P3, P4) suivie d'un essai d'excavation de control	Vitesse d'avancement : 3mm/min Roue de coupe: 2.7 tpm	Sable sec d'Hostun (HN31), Etat lâche, Densité moyenne : γ_d=13.6kN/m^3, e = 0.96, I_D=6%
2 / TV_{1I}	10/2014	Excavation en sol vierge avec une faible vitesse de rotation de la roue de coupe	Vitesse d'avancement : 3mm/min Roue de coupe : 0,4 tpm Taux d'excavation : 0,944kg/min Ratio : 0.90 ≤ R ≤ 1.02 (Régime permanent) Press. front. moyenne: P_F = 37kPa	Sable sec d'Hostun (HN31) γ_d=13.5kN/m^3, K0 = 0.23 à 0.55
3 / TP_{1I}	07/2014	3 Pieux sont foncés dans le sol (P1, P3, P4), Excavation avec une pression frontale intermédiaire	Vitesse d'avancement : 3mm/min Roue de coupe : 2,7 tpm Taux d'excavation : 0,97kg/min Ratio : 0.97 ≤ R ≤ 1.04 (Régime permanent)) Press. front. moyenne: P_F = 38kPa	Sable sec d'Hostun (HN31) γ_d=13.5kN/m^3, K0 = 0.2 à 0.6
4 / TP_{2L}	01/2015	3 Pieux sont foncés dans le sol (P1, P3, P4), Excavation avec une faible pression frontale	Vitesse d'avancement : 3mm/min Roue de coupe : 2,7 tpm Taux d'excavation : 0,97kg/min Ratio : 0.97 ≤ R ≤ 1.04 (Régime permanent) Press. front. moyenne: P_F= 13kPa	Sable sec d'Hostun (HN31) γ_d=13.4kN/m^3, K0 = 0.23 à 0.43
5 / TP_{3H}	02/2015	3 Pieux sont foncés dans le sol (P1, P3, P4), Excavation avec une forte pression frontale.	Vitesse d'avancement : 3mm/min Roue de coupe : 2,6 tpm Taux d'excavation 0,97kg/min Ratio : 0.83 ≤ R ≤ 1.04 (Régime permanent) Press. front. moyenne: P_F= 57kPa	Sable sec d'Hostun (HN31) γ_d=13.3kN/m^3, K0 = 0.21 à 0.62
6 / TV_{2I}	04/2015	Excavation en sol vierge avec une pression frontale intermédiaire et une vitesse rotation de la roue de coupe « normale »	Vitesse d'avancement : 3mm/min Roue de coupe : 2,7 tpm Taux d'excavation 0,97kg/min Ratio : 0.92 ≤ R ≤ 1.06 (Régime permanent) Press. front. moyenne: P_F= 36kPa	Sable sec d'Hostun (HN31) γ_d=13.3kN/m^3, K0 = 0.3 à 0.57
8 / TP_{4H}	11/2015	1 Pieu court foncé (P1) Excavation avec une forte pression frontale. Sens de rotation de la roue de coupe inversé	Vitesse d'avancement : 3mm/min Roue de coupe : 2,7 tpm (sens inversé) Taux d'excavation 0,93kg/min Ratio : 0.72 ≤ R ≤ 1.1 (Régime permanent) Press. front. moyenne: P_F=80 kPa	Sable sec d'Hostun (HN31) γ_d=13.6kN/m^3, K0 = 0.49 à 0.69
9 / TP_{5I}	02/2016	1 Pieu court foncé (P1) Excentré P/R à l'axe du tunnel Y =-0.5D Pression frontale intermédiaire	Vitesse d'avancement : 3mm/min Roue de coupe : 2,7 tpm Taux d'excavation 0,97kg/min Ratio : 0.97 ≤ R ≤ 1.04 (Régime permanent) Press. front. moyenne: P_F= 30kPa	Sable sec d'Hostun (HN31) γ_d=13.3kN/m^3, K0 = 0.21 à 0.6

10/ TP_{6I}	07/2015	1 Pieu long foncé (P3) Y =1D Pression frontale intermédiaire	Vitesse d'avancement : 3mm/min Roue de coupe : 2,7 tpm Taux d'excavation 0,95kg/min Ratio : 0.82 ≤ R ≤ 1.15 (Régime permanent) Press. front. moyenne: PF= 34kPa	Sable sec d'Hostun (HN31) γ_d=13.5kN/m^3, K0 = 0.3 à 0.57
7 / TGP_{1I}	07/2015	Groupe de Pieux (2x2) courts foncés (4xP1) dans à l'axe du tunnel Y =0D Pression frontale intermédiaire	Vitesse d'avancement : 3mm/min Roue de coupe : 2,7 tpm Taux d'excavation 0,95kg/min Ratio : 0.82 ≤ R ≤ 1.15 (Régime permanent) Press. front. moyenne: PF= 34kPa	Sable sec d'Hostun (HN31) γ_d=13.5kN/m^3, K0 = 0.3 à 0.57
11 / TGP_{2I}	02/2016	Groupe de Pieux (2x2) longs foncés (4xP3) Excentré P/R à l'axe du tunnel Y =1D Pression frontale intermédiaire	Vitesse d'avancement : 3mm/min Roue de coupe : 2,7 tpm Taux d'excavation 0,97kg/min Ratio : 0.97 ≤ R ≤ 1.04 (Régime permanent) Press. front. moyenne: PF= 30kPa	Sable sec d'Hostun (HN31) γ_d=13.3kN/m^3, K0 = 0.21 à 0.6

Tableau III-4 - Caractéristiques principales des essais réalisés avec le modèle réduit de tunnelier à pression de terre pour l'étude de l'interaction tunnelier – sol – fondations profondes (V: sol vierge – P: pieu – H: forte pression – I: pression intermédiaire – L: faible pression)

III.3 RESULTATS DE L'ESSAI PRELIMINAIRE (T0)

L'essai préliminaire (T0) a été réalisé avec deux objectifs principaux concernant les modèles de pieux :

- Déterminer la capacité portante ultime de chaque pieu (P1, P3 et P4) dans le but de définir dans un second temps la charge de service qui sera appliquée sur les pieux pendant les essais d'excavation
- Evaluer la longueur de fonçage nécessaire pour mobiliser le frottement latéral le long du pieu, ceci pour chacun des trois pieux. En effet, dans le cas des essais sur le modèle réduit de l'ENTPE, les pieux ne peuvent pas être foncés sur toute leur longueur en raison des problèmes d'espace et de hauteur sous plafond dans le laboratoire. Les pieux sont mis en position dans le caisson avant son remplissage, il est alors nécessaire de les foncer sur une longueur suffisante pour mobiliser du frottement latéral et obtenir un comportement représentatif de pieux forés - coulés.

III.3.1 Capacité portante ultime et charge de service

Au cours de l'essai T0, les quatre pieux étudiés (deux pieux P1, un pieu P3 et un pieu P4) ont été foncés sur une longueur de 50mm avec une vitesse verticale de 2mm/min. La Figure III-57 donne le profil de chargement vertical des quatre pieux en fonction de leur déplacement vertical. Ces profils sont cohérents avec ceux généralement données dans la littérature (Balachowski et al., 2002). Typiquement, la capacité portante des pieux augmente avec la longueur des pieux grâce à l'augmentation de la surface de frottement mais aussi avec l'augmentation du niveau de contrainte sous la pointe du pieu. Pour les quatre pieux, la charge verticale appliquée augmente progressivement avec le déplacement vertical observé. Il n'y a pas de véritable palier observé lorsque les 50 mm de fonçage sont atteints. Ce comportement est typique des fondations profondes pour lesquelles le mécanisme de rupture ne remonte pas jusqu'à la surface du sol.

Etant donné ces dernières observations, la capacité portante ultime qui sera considérée dans notre étude est déterminée par convention, et en accord avec la littérature (O'Neil et Reese, 1999), comme la charge qui induit un tassement du pieu égal à 5% de son diamètre (pour rappel, le diamètre des pieux D_p est égal à 50mm). Quant à la charge de service, elle est définie dans notre étude comme la moitié de la capacité portante ultime.

Sur la base des résultats de l'essai T0, le Tableau III-5 présente une synthèse des valeurs de capacités portantes ultimes obtenues lors de cet essai, ainsi que les charges de service retenues pour les essais de creusement réalisés dans le cadre de cette thèse.

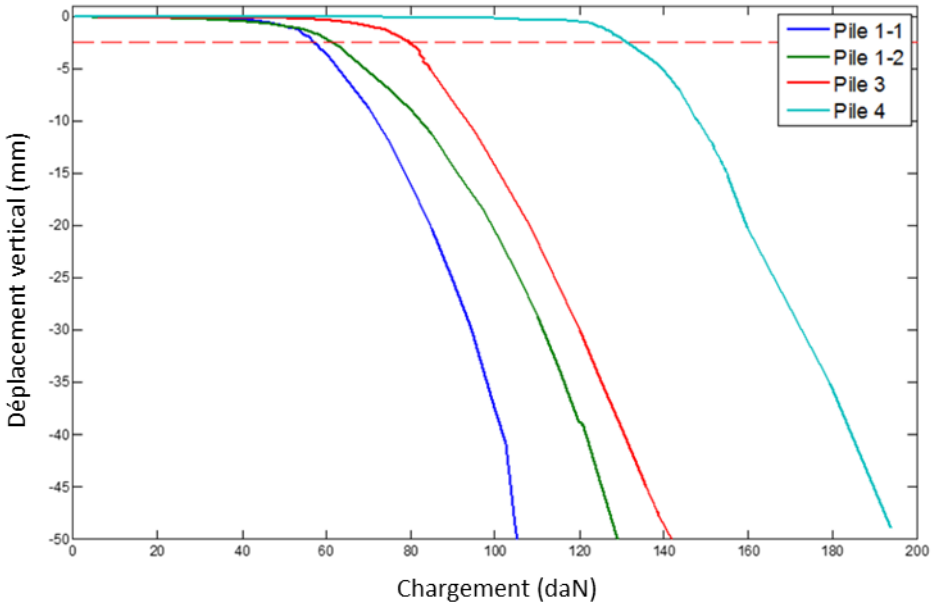


Figure III-57 – Détermination de la capacité portante ultime des trois pieux de différentes longueurs utilisés lors de notre campagne d'essai

	Pile 1-1	Pile 1-2	Pile 3	Pile 4
Capacité portante ultime	58 daN	62 daN	80 daN	132 daN
Charge de service	29 daN	31 daN	40 daN	66 daN
Capacité théorique	95 daN	95 daN	178 daN	224 daN
Effort exp. repris par la pointe	95%	85%	81%	79%
Effort théorique repris par la pointe	81%	81%	72%	68%

Tableau III-5 - Capacités portantes ultimes et charges de service utilisées dans le cadre de la présente campagne d'essais sur modèle réduit de tunnelier de l'ENTPE

III.3.2 Frottement latéral le long du pieu

La Figure III-58 présente pour chacun des pieux le frottement moyen mobilisé le long du pieu pendant son fonçage. Cette contrainte moyenne de frottement latéral est déduite de la charge appliquée en tête du pieu et de l'effort axial mesuré le long du pieu.

Les résultats de cet essai T0 montrent qu'une longueur de fonçage de 40mm est suffisante pour obtenir une contrainte moyenne de frottement quasi-constante le long du pieu. Sur la base de ces résultats, la solution retenue pour les essais de creusement est de foncer les pieux sur une distance de 50mm afin de s'assurer d'une mobilisation maximale du frottement latéral le long de celui-ci, tout en minimisant l'emprise spatiale du dispositif expérimental.

En conséquence et préalablement à la reconstitution du massif de sol, les pieux seront positionnés dans le caisson à une distance de 50mm au-dessus de leur position finale. Une fois le caisson rempli, les pieux seront foncés dans le sol à l'aide de vérins pneumatiques sur une longueur de 50 mm en augmentant graduellement la pression dans les vérins. A la fin du fonçage, la charge verticale sera progressivement diminuée afin d'atteindre la charge équivalente à la charge de service précédemment définie. Cette charge de service est alors maintenue constante pendant toute la durée de l'essai à l'aide d'une masse morte.

Toutefois, malgré le fait que nous faisons en sorte de mobiliser le maximum de frottement latéral, la faible hauteur « réelle » de fiche des pieux et par conséquent leur faible confinement, seulement 20 à 30% de la charge est reprise par le frottement latéral.

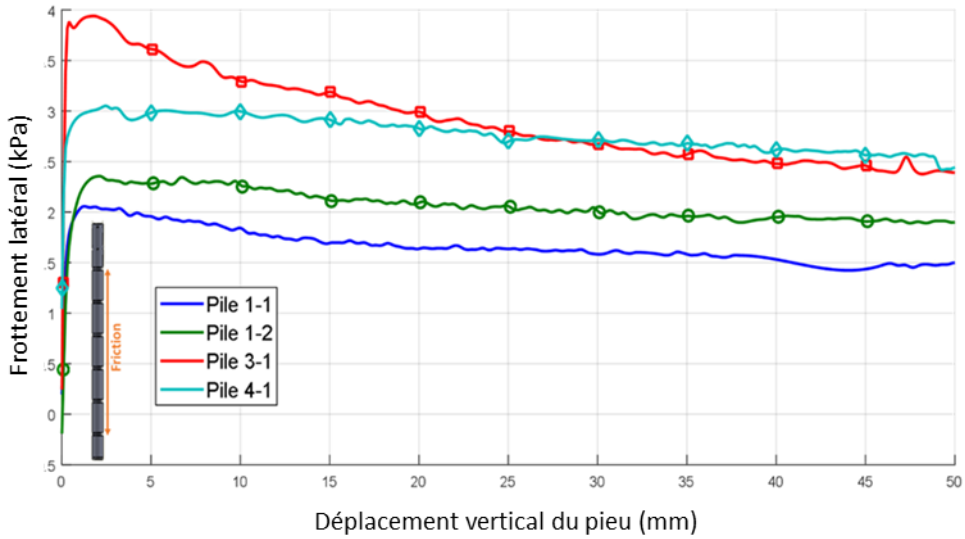


Figure III-58– Frottement moyen mobilisé le long des différents pieux étudiés pendant la procédure de fonçage (essai T0)

III.4 ESSAIS DE CREUSEMENT EN TERRAIN VIERGE (TV)

III.4.1 Contexte et objectifs

Deux essais de creusement en terrain vierge (TV_{1I}, TV_{2I}), c'est-à-dire en absence de fondations profondes dans le massif de sol, ont été réalisés afin de fournir pour la suite de l'étude des données de référence dans le cadre de l'analyse de l'interaction tunnel / pieux. Le premier essai a été réalisé avec un faible niveau de pression frontale (pression moyenne dans l'axe de l'ordre de 16kPa) et le second essai a été réalisé avec une pression frontale intermédiaire (pression moyenne dans l'axe de l'ordre de 36kPa). Ces deux niveaux de pression frontale qui seront réutilisés lors des essais avec pieux ont été définis en fonction de la contrainte verticale régnant au niveau de l'axe du tunnel (σ_{z0} ≈20kPa) et des résultats obtenus lors des précédentes campagnes d'essais réalisées sur le modèle réduit de l'ENTPE (Berthoz, 2012). Sur la base de ces précédents essais réalisés en massif de sable sec, la pression frontale intermédiaire définie dans cette présente étude est considérée correspondre à la pression de confinement qui garantit la stabilité du front de taille tout en minimisant les déformations autour du tunnel pendant son excavation (cf § II.3.2.).

Par ailleurs, en raison d'un problème de calibrage de la vitesse de rotation de la roue de coupe au préalable de l'essai TV_{1I}, il convient de noter que les essais TV_{1I} et TV_{2I} ont été menés avec deux vitesses de rotation de la roue de coupe différentes. L'essai TV_{1I} a été réalisé avec une faible vitesse de rotation (0,4 TPM) alors que l'essai TV_{2I} a été mené avec une vitesse de rotation de la roue de coupe plus élevée (2,7 TPM). D'après les précédents essais réalisés par Berthoz (2012), ces vitesses de rotation doivent être suffisantes pour garantir l'homogénéité des contraintes au niveau du front de taille et ainsi garantir la condition C3 décrite au paragraphe II.3.2.

Les objectifs de ces deux essais sont :

- D'analyser à l'échelle du modèle réduit les mécanismes physiques mis en jeu tout en vérifiant que le modèle réduit dans sa nouvelle configuration permet de retrouver des mécanismes physiques analogues à ceux observés lors des campagnes expérimentales précédentes (Berthoz, 2012)

- D'étudier et de quantifier les effets du creusement sur le comportement en contrainte-déformation du sol autour du tunnelier, en particulier aux emplacements où seront installés les différents pieux lors des essais de creusement avec pieux.
- De fournir des données détaillées pour le développement et la calibration de modèles numériques pour les partenaires du projet NeTTUN concernant l'interaction tunnel-sol dans le cas de terrain vierge.

III.4.2 Evolution des paramètres machine

Avant d'analyser les évolutions des champs de contraintes et de déformations observées dans le sol pendant le creusement du tunnel, une analyse de l'évolution des paramètres machine pendant l'avancement du tunnelier est donnée afin de qualifier la nature du régime de creusement.

La Figure III-59 donne les valeurs du ratio R mesurées de manière discontinue pendant les essais TV_{1I} et TV_{2I}. Cette figure montre que durant les deux essais, la masse de sol extraite de la chambre d'abattage par unité de temps est quasi égale à la masse théorique entrante dans la chambre d'abattage par unité de temps. La valeur moyenne du ratio R est égale à 0,96 pour TV_{1I}, et de 0,97 pour TV_{2I} avec un écart type respectif de 6% et 3%.

Les pressions exercées par le sol contenu dans la chambre d'abattage sur les parois de cette chambre (en clef et aux reins) sont illustrées sur la Figure III-60. Ces mesures confirment que l'essai TV_{1I} a été réalisé en maintenant une quantité de matériaux quasi-constante dans la chambre d'abattage (condition C2 pour obtenir un état permanent). En effet, les pressions du sol mesurées au niveau des trois capteurs situés dans la chambre d'abattage restent constantes tout au long de l'essai de creusement. D'un autre côté, les pressions du sol mesurées dans la chambre d'abattage pendant l'essai TV_{2I} augmentent au démarrage de l'excavation et deviennent constantes à partir d'une position d'avancement de 0,6D (33cm). Cette observation indique que le régime permanent d'excavation a été atteint au moins sur les deux tiers finaux de l'essai. Cette dernière observation devra être prise en compte pour les analyses futures.

D'un point de vue quantitatif, on remarque que pour une même position du tunnelier, les pressions mesurées dans la chambre d'abattage pendant l'essai TV_{2I} sont plus élevées que celles mesurées lors de l'essai TV_{1I}. Rappelons que ces deux essais ont été conduits avec des pressions frontales quasi identiques (36 kPa et 37 kPa, Figure III-61) mais des vitesses de rotation de la roue de coupe différentes (0.4 tr/mn lors de TV_{1I} et 2.7 tr/mn pour TV_{2I}). Il semble donc que la vitesse de rotation de la roue de coupe ait une influence sur la transmission des efforts entre le front de taille et les parois de la chambre d'abattage. A ce sujet, Branque et al. (2002) ont montré qu'en dessous d'une certaine vitesse de rotation de la roue de coupe, le rôle d'écran tenu par les parties fermées de la roue de coupe s'amplifiait et limitait la transmission de la contrainte horizontale entre le terrain et les parois de la chambre d'abattage.

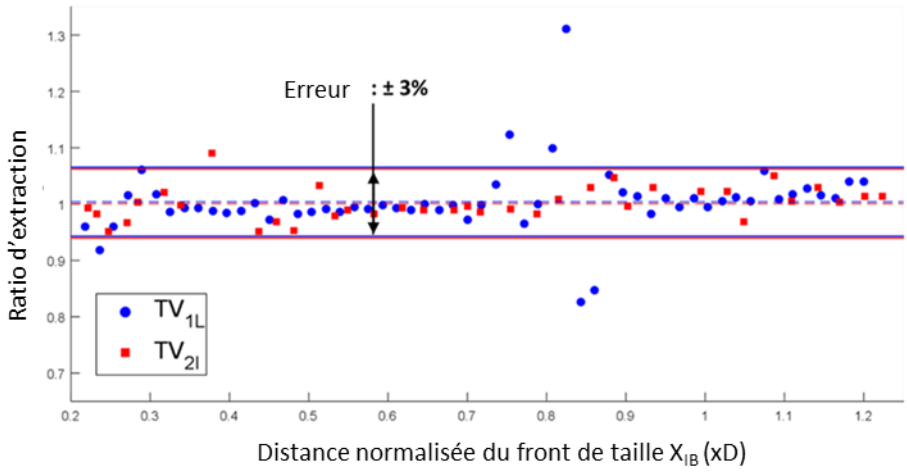


Figure III-59 - Valeurs du ratio R, rapport entre le débit massique extrait (Qt) et le débit massique excavé (Qc) pendant les essais TV_{1I} et TV_{2I}

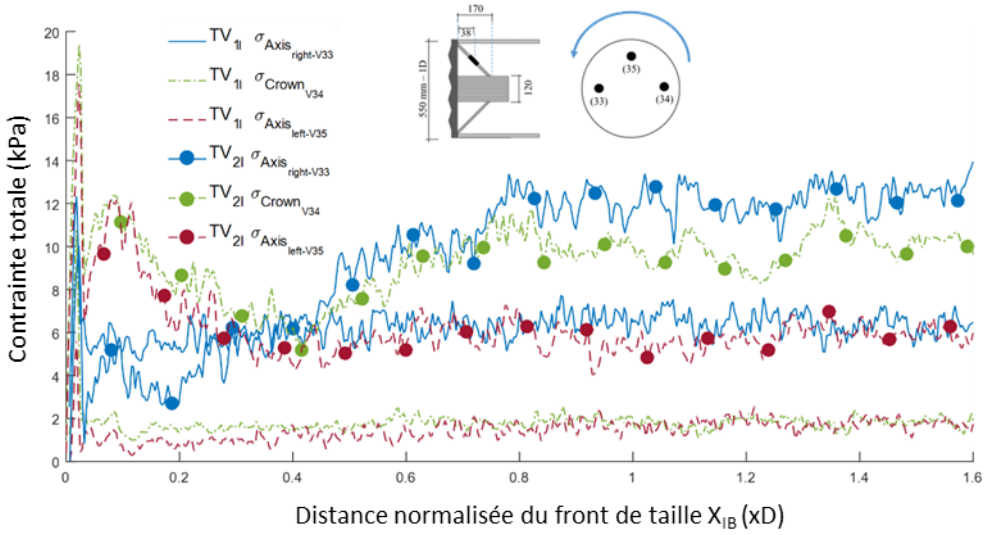


Figure III-60 - Pressions de sol mesurées sur les parois de la chambre d'abattage durant les essais TV_{1I} et TV_{2I}.

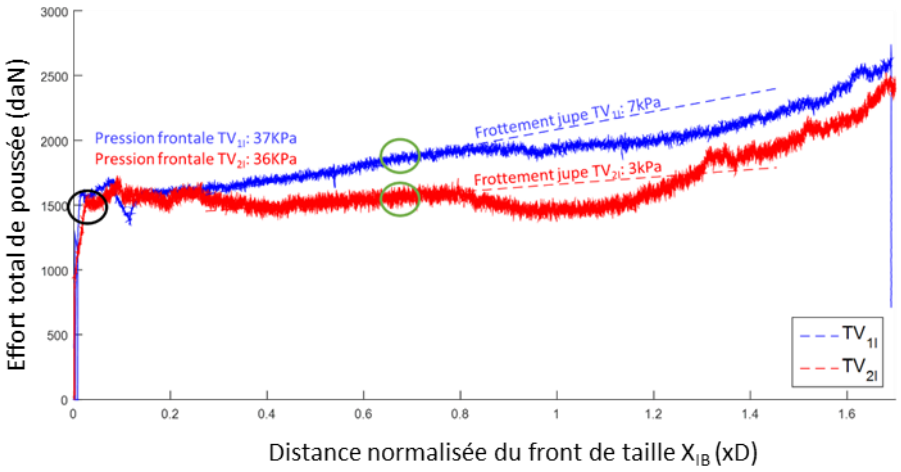


Figure III-61 - Evolution de la poussée du tunnelier (pression frontale et effort de frottement) pour les essais en sol vierge

III.4.3 Profils transversaux des cuvettes de tassement de surface

La Figure III-62 représente les profils transversaux des cuvettes de tassement observées en surface de massif pendant les essais TV_{1I} et TV_{2I} ; ceci à différentes distances du front de taille (comme précédemment mentionné, le paramètre X_{ST} représente la distance relative entre le front de taille et le capteur de déplacement vertical de surface. Pour $X_{ST}>0$, le capteur est à l'avant du front de taille et pour $X_{ST}=0$, le capteur est situé à l'aplomb du front de taille). Sur cette figure, les pertes de volume sont aussi données pour chaque profil de tassement. Pour rappel, la perte de volume correspond au rapport entre la surface de la cuvette de tassement et celle de la section du tunnel.

La Figure III-62 confirme tout d'abord que les amplitudes de tassement et les pertes de volume (V_L) sont largement influencées par le niveau de pression du matériau contenu dans la chambre d'abattage, ainsi que par la position du tunnelier. Au-delà, ces résultats montrent que les pertes de volume observées sur le modèle réduit sont en bon accord avec les valeurs généralement retrouvées sur chantier. Ainsi, dans le cas d'une

pression frontale intermédiaire et à vitesse de rotation dite « conventionnelle », on mesure des pertes de volumes comprises entre 1,1% à l'aplomb du tunnel (X_{ST}=0) et 2% à 0,6 D à l'arrière du tunnelier (fin de notre essai).

De plus, les profils transversaux des cuvettes de tassement observées sur le modèle réduit présentent tous une forme Gaussienne (Tableau III-6) en accord avec les observations connues de Peck (1969). Avec les notations précédemment utilisées, le tassement de surface à une distance transversale y depuis le plan vertical médian passant par l'axe du tunnel peut être estimé avec la formule modifiée suivante (Berthoz, 2012) :

$$U(x,y) = U_{x,y=o}.e^{\frac{-(y-\alpha)^2}{2I_y^2}}$$

Avec :

- $U_{x,,y=0}$: tassement de surface à l'aplomb de l'axe du tunnelier et à la distance x du front de taille
- I_Y : distance normalisée (divisée par le diamètre du tunnelier) du point d'inflexion de la Gaussienne par rapport au plan vertical médian passant par l'axe du tunnel
- y : distance du point considéré au plan vertical médian passant par l'axe du tunnel
- α : abscisse du point de déflection de la gaussienne modifiée (paramètre d'excentrement - Berthoz, 2012)

Les valeurs du paramètre I_Y obtenues au cours des essais TV_{1I} et TV_{2I} sont données dans le Tableau III-6 pour différentes distances au front de taille. Tout d'abord, les valeurs obtenues du paramètre I_Y pour les deux essais réalisés en sol purement frottant (sable Hostun sec) sont en bon accord avec celles obtenues dans les campagnes précédentes menées à l'ENTPE sur ce même matériau ($I_Y \approx 1.2$, Berthoz, 2012). De plus pour le niveau de pression frontale donné, ces valeurs tendent à montrer que la position du point d'inflexion (I_y) est indépendante de la distance relative au front de taille (X_{ST}).

En revanche, on note que malgré des niveaux de pression frontale identiques entre les essais TV_{1I} et TV_{2I}, la position du point d'inflexion du profil transverse des tassements de surface diffère fortement entre ces deux essais. Ainsi le point d'inflexion est davantage éloigné du plan médian passant par l'axe du tunnel dans le cas de l'essai TV_{2I} que dans celui de l'essai TV_{1I} (Tableau III-6). En d'autres termes, la cuvette de tassement est plus élancée pour l'essai TV_{2I} que pour l'essai TV_{1I}. Cette observation doit être complétée par le fait que pour un même niveau de perte de volume, le tassement maximal observé lors de l'essai TV_{2I} est toujours inférieur à celui observé lors de l'essai TV_{1I} (Figure III-62).

Il semble donc que la faible vitesse de rotation de la roue de coupe imposée lors de l'essai TV_{1I} ait fortement impacté le comportement en contraintes – déformations du massif autour du tunnelier. Ce résultat est à rapprocher des observations faites par Branque et al. (2002) qui montraient qu'en dessous d'un certain seuil de vitesse de rotation de la roue de coupe (fonction de la vitesse d'avancement du tunnelier), le creusement à pression de terre pouvait s'apparenter à un fonçage quasi-statique du tunnelier dans le terrain. Dans le cas d'une rotation de roue de coupe trop faible, l'homogénéisation des contraintes au niveau du front de taille n'est plus garantie et la mise en butée du massif de sol par les parties fermées de la roue de coupe est possible. Dans ce cas, les tassements de surface sont moins diffus.

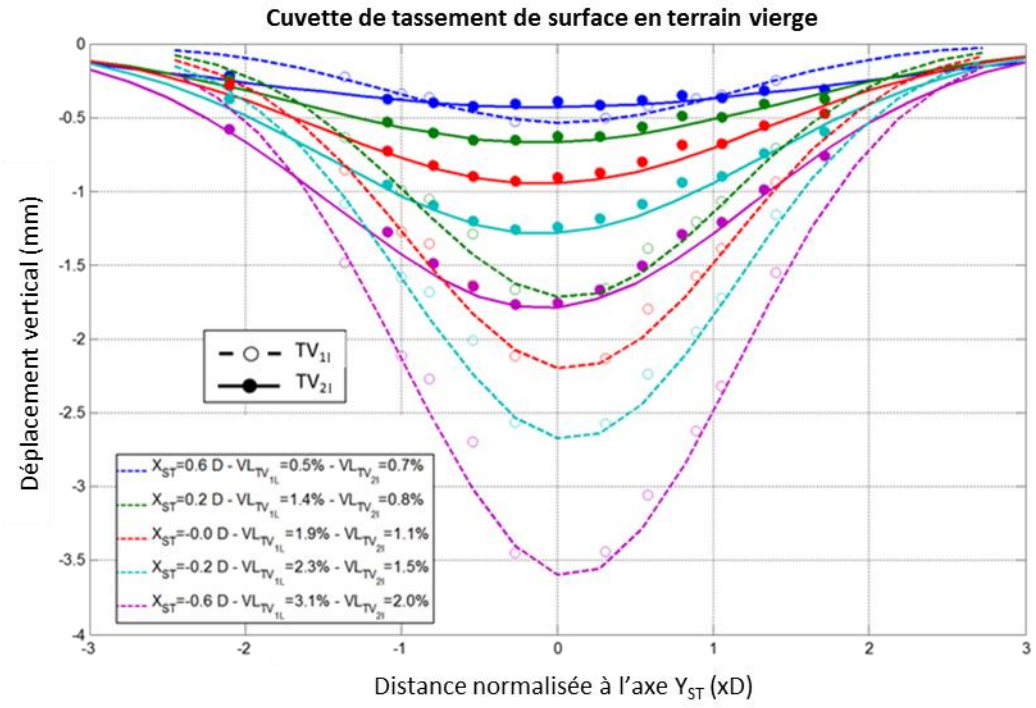


Figure III-62 – Profils transversaux des cuvettes de tassement de surface mesurés lors des essais TV_1 et TV_{2I} (X_{ST}: distance longitudinale relative au front de taille. Pour X_{ST}>0, le capteur considéré est à l'avant du front de taille)

Test	Distance depuis le front de taille (X_{ST})	U_{max} (mm)	I_Y/D	α/D
Essai TV_{1I} (0.4TPM)	0,6D (à l'avant du front de taille)	-0,5	1,10	0,05
	0,2D (à l'avant du front de taille)	-1,7	1,02	0,07
	0,0D (Au niveau du front de taille)	-2,2	1,06	0,08
	-0,6D (à l'arrière du front de taille)	-3,6	1,06	0,08
Essai TV_{2I} (2.7 TPM)	0,6D (à l'avant du front de taille)	-0,2	1,30	-0,07
	0,2D (à l'avant du front de taille)	-0,49	1.29	-0,14
	0,0D (au niveau du front de taille)	-0,80	1,29	-0,17
	-0,6D (à l'arrière du front de taille)	-1,53	1,28	-0,17

Tableau III-6 - Paramètres obtenus à partir des régressions sous modèle gaussien pour le profil transversal des cuvettes de tassement mesurées sur modèle réduit lors des essais TV_{1I} et TV_{2I}.

III.4.4 Comportement du massif de sol autour du tunnelier

III.4.4.1 Déplacements radiaux autour d'une section courante de tunnel (future position du pieu P3)

Lors des essais TV_{1I} et TV_{2I} réalisés en régime permanent, les déplacements radiaux (U_y) du sol mesurés à hauteur de l'axe du tunnel (future position de la pointe du pieu P3) présentent un profil d'évolution commun aux deux essais et qui varie en fonction de la distance au front de taille (Figure III-63). A partir d'une distance d'environ 0.8D à l'avant du front de taille, un refoulement radial du terrain est observé qui semble causé par l'action compressive des parties fermées de la roue de coupe couplée aux effets de la pression frontale de soutènement transmise par le matériau contenu dans la chambre d'abattage. Notons toutefois que les résultats des essais TV_{1I} et TV_{2I} tendent à montrer que l'amplitude de cette phase de refoulement est très peu sensible à la différence des deux niveaux de pression frontale imposés. Cette phase de refoulement est

suivie par une convergence radiale du sol à l'arrière du tunnelier probablement dues aux contraintes de cisaillement se développant à l'interface entre la jupe coulissante du tunnelier et le massif de sol.

En ce qui concerne les amplitudes des déplacements radiaux observés, elles diminuent logiquement lorsque la distance radiale par rapport à l'axe du tunnel augmente et passe de 0,6D à 1D (Figure III-64). Dans les deux cas, seul un déplacement relativement faible (< 0.5mm) est observé à une distance de 1D de l'axe du tunnel (emplacement futur de la pointe du pieu P3). Pour une même position, on note également que ces amplitudes ne sont que très peu influencées par les différents paramètres de creusement imposés lors des essais TV_{1I} et TV_{2I} (vitesse de rotation de la roue de coupe, niveau de pression frontale). En outre, les résultats de l'essai TV_{2I} montrent que les déplacements radiaux sont presque similaires des deux côtés du tunnelier (pour une même distance et au niveau de l'axe), ce qui tend à montrer que le sens de rotation de la roue de coupe aurait un faible impact sur l'amplitude de ces déplacements horizontaux radiaux.

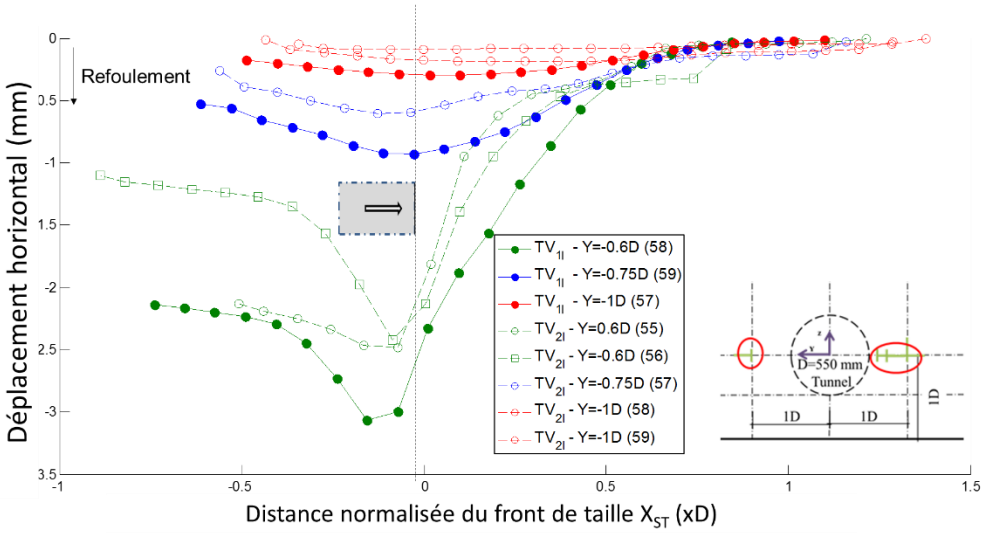


Figure III-63 – Déplacement radiaux (U_y) du sol mesuré lors des essais TV_{1I} et TV_{2I} à hauteur de l'axe du tunnel et à différentes distances radiales de cet axe.

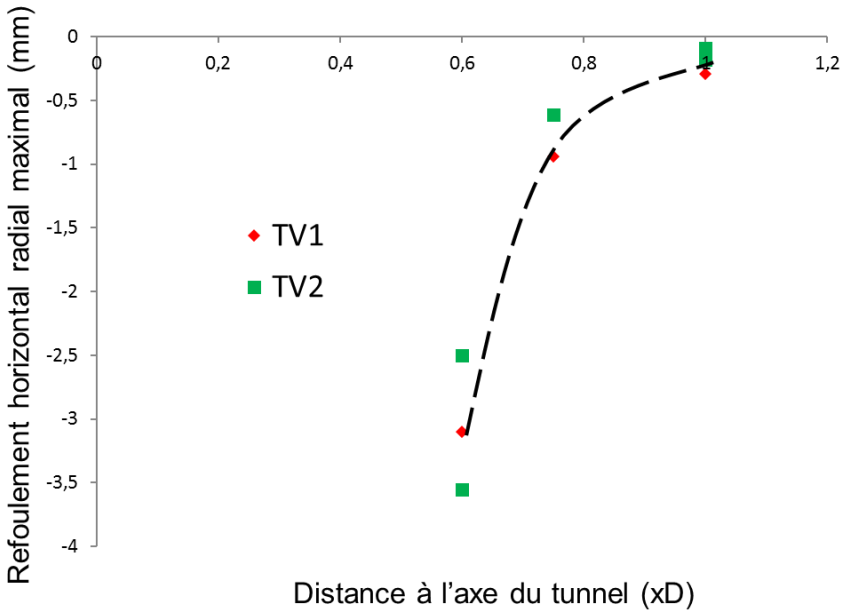


Figure III-64 – Evolution de l'amplitude maximale des déplacements radiaux du sol à hauteur d'axe du tunnel en fonction de la distance à cet axe pour les essais TV1 et TV2

III.4.4.2 Contraintes horizontales radiales et verticales à hauteur de l'axe du tunnel (future position de la pointe du pieu P3)

La Figure III-65 présente les profils de variation des contraintes horizontale radiale (σ_{yy}) et verticale (σ_{zz}) mesurée dans le terrain à hauteur de l'axe du tunnel, à une distance de un diamètre (1D) de cet axe. Rappelons que cette position correspond à la future position de la pointe du pieu P3. Ces mesures de contraintes ont été effectuées à proximité des mesures de déplacements radiaux présentés dans le paragraphe précédent (paragraphe III.4.4.1).

Il apparaît que les profils de variation de la contrainte horizontale radiale (σ_{yy}) sont en concordance avec ceux des déplacements horizontaux radiaux (Uy) précédemment observés (Figure III-63). Ils présentent une évolution en deux étapes en fonction de la distance au front de taille. A l'avant du front de taille (zone de refoulement radial du terrain), les contraintes radiales mesurées sur les côtés du tunnel augmentent progressivement à l'approche du tunnelier grâce à l'effet combiné de la pression du front de taille et de l'action de compression de la roue de coupe. A l'arrière du front de taille (zone de convergence), les contraintes radiales diminuent progressivement pour atteindre une valeur généralement inférieure à sa valeur initiale. Ces résultats sont en accord avec ceux observés par Berthoz (2012) lors des essais réalisés avec le modèle réduit de l'ENTPE pris dans son ancienne configuration.

Notons par ailleurs que les amplitudes de variation de la contrainte horizontale radiale (σ_{yy}) mesurées en deux positions symétriques par rapport à l'axe du tunnel (capteur 24 et 28 de l'essai TV_{2I}) sont quasi similaires et confirment la faible influence du sens de rotation de la roue de coupe sur les contraintes à cette position.

La Figure III-65 montre par ailleurs que la contrainte verticale (σ_{zz}) mesurée toujours en cette position (futur emplacement de la pointe du pieu P3) n'est que très peu affectée par l'excavation du tunnel. Seule une faible augmentation de la contrainte verticale est observée après passage du front de taille. Cette tendance est due à la présence d'effets de voûtes autour du TBM qui seront décrits au paragraphe III.4.5.

III.4.4.1 Contraintes horizontales et verticales au niveau du radier (future position de la pointe du pieu P4)

La Figure III-66 présente l'évolution des contraintes horizontale (σ_{yy}) et verticale (σ_{zz}) mesurées lors de l'essai TV_{1I} à la profondeur du radier, au niveau de la future position de la pointe du pieu P4 qui sera installé lors des essais avec pieux. Dans cette position, les variations des contraintes horizontales et verticales apparaissent fortement atténuées par rapport à celles enregistrées à hauteur de l'axe du tunnelier (future position de la pointe du pieu P3), bien que la distance au plan vertical médian passant par l'axe du tunnel soit la même (1D). Notons toutefois que les variations des contraintes horizontale (σ_{yy}) et verticale (σ_{zz}) suivent des tendances assez proches de celles observées à hauteur de l'axe. En particulier après passage du front de taille, notons un déconfinement du terrain dans la direction horizontale ($\vec{e}_y$) probablement induit par les contraintes de cisaillement se développant le long de la jupe coulissante du tunnelier, couplé à une augmentation de la contrainte verticale caractéristique de la présence d'un report du poids des terres dans cette zone par effet de voûte.

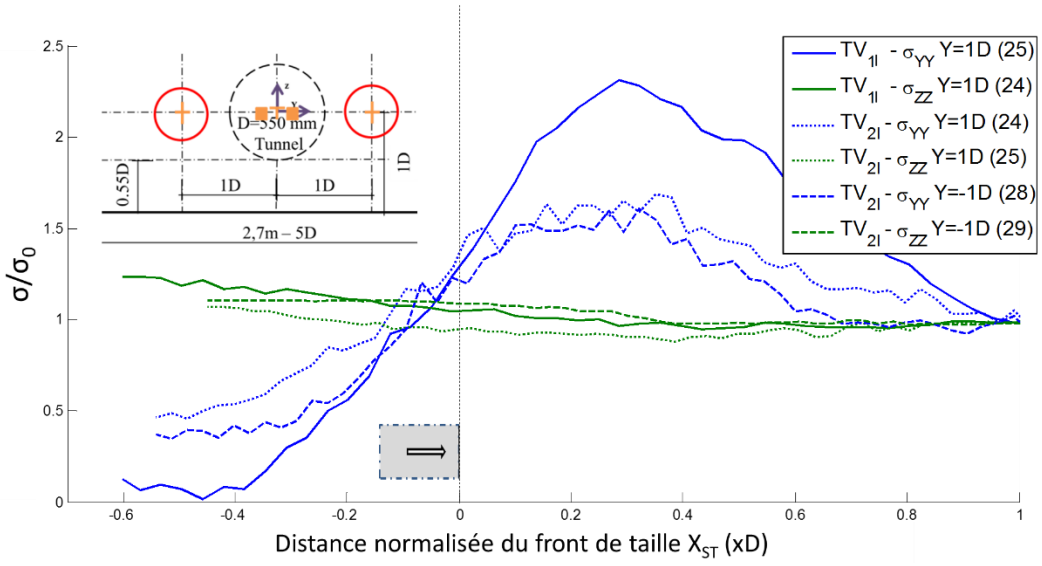


Figure III-65 – Contraintes verticales et radiales mesurées dans le sol lors des essais TV_{1l} et TV_{2l} au niveau de la future position de la pointe du pieu P3

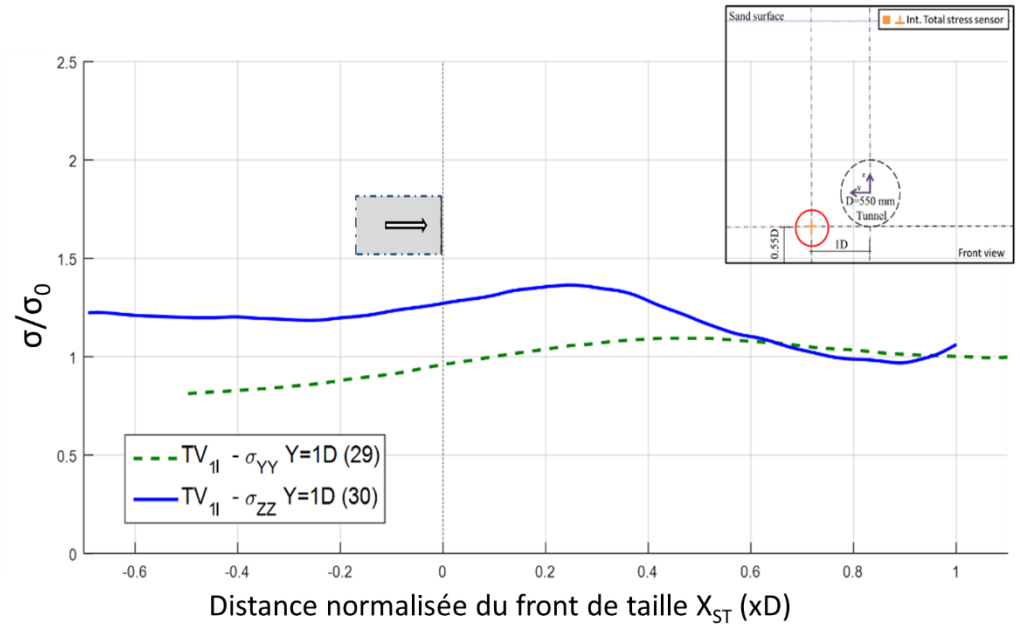


Figure III-66 – Contraintes verticale et radiale mesurées dans le sol pendant l'essai TV_{1l} au niveau de la future position de la pointe du pieu P4

III.4.5 Effet de voûte autour d'une section courante de tunnel

Au cours des précédentes campagnes réalisées à l'ENTPE, les effets de voûte générés dans le terrain lors du creusement ont particulièrement été étudiés à l'aide du modèle réduit de tunnelier (Branque et al., 2002, Berthoz, 2012). Dans la pratique, ces effets de voûte peuvent avoir un impact significatif, aussi bien sur les infrastructures souterraines existantes que sur les efforts repris par le TBM et sa conduite. Au cours de ces travaux antérieurs, les auteurs ont mis en évidence des effets arches longitudinaux et transversaux autour du tunnelier grâce aux mesures de contraintes verticales et horizontales réalisées dans le sol au voisinage de la machine.

Au cours des essais TV_{1I} et TV_{2I}, ces effets de voûte ont de nouveau été observés à l'aide de capteurs de contraintes placés dans la couverture du tunnel à la verticale de l'axe du tunnel , ainsi que de part et d'autre du plan vertical médian passant par l'axe du tunnel (Figure III-67) .

La Figure III-67 montre tout d'abord que les contraintes verticales mesurées dans la couche de couverture du tunnel présentent un comportement stationnaire lors des deux tests TV_{1I} et TV_{2I} réalisés en régime permanent. Ce comportement stationnaire est illustré par la superposition des profils de variation de ces contraintes lorsque celles-ci sont représentées en fonction de la distance relative au front de taille (Figure III-67).

Cette même figure illustre également la présence d'effets de voûte dans les directions longitudinale et transversale autour du front de taille du tunnel. Ainsi les capteurs de contrainte verticale situés dans la couche de couverture au-dessus de l'axe du tunnel attestent de la présence d'une zone de sol décomprimée verticalement au voisinage du front de taille. Cette zone déconfinée s'étend dans la direction longitudinale du tunnel jusqu'à environ 0,2D à l'avant du front de taille, et à au moins 1D à l'arrière de ce front. Dans le même temps, ces mesures montrent que les contraintes verticales mesurées en amont de cette zone ($0.8>X_{ST}>0.2$) sont généralement supérieures à la contrainte verticale géostatique initiale (σ_{z0}). Ce comportement est caractéristique d'un effet de voûte longitudinal avec présence d'un bulbe de sol déconfiné verticalement au voisinage du front de taille et report du poids des terres en amont de cette zone déconfinée.

Dans le même temps, notons que les mesures de contrainte verticale réalisées dans la couche de couverture située à l'extérieur de l'emprise verticale du tunnel peuvent témoigner (cas du capteur 23 de la Figure III-67), d'une augmentation continue de la contrainte verticale lors de la progression du tunnelier dans le terrain. Cette observation montre que le déconfinement vertical observé au voisinage du front de taille est le résultat combiné entre effet de voûte longitudinal et effet de voûte transverse.

Notons que ces observations concernant la présence d'effets de voûte autour du tunnelier sont en bon accord avec les observations faites à ce sujet lors des campagnes expérimentales précédentes menées sur le modèle réduit de l'ENTPE (Branque et al., 2002, Berthoz, 2012). Les résultats obtenus dans le cadre de cette thèse confirment que les profils de variation et les amplitudes de variations des champs de contraintes observés par ces auteurs n'étaient pas influencés par la géométrie plus exiguë du caisson alors utilisé.

Rappelons enfin que dans le cas de la modélisation physique du creusement mécanisé des tunnels, peu d'auteurs ont mis en évidence l'existence combinée d'effets de voûtes transverses et longitudinaux lors de l'excavation du tunnel. Seuls Nomoto et al. (1999) ont pu montrer un comportement similaire sur un modèle centrifugé.

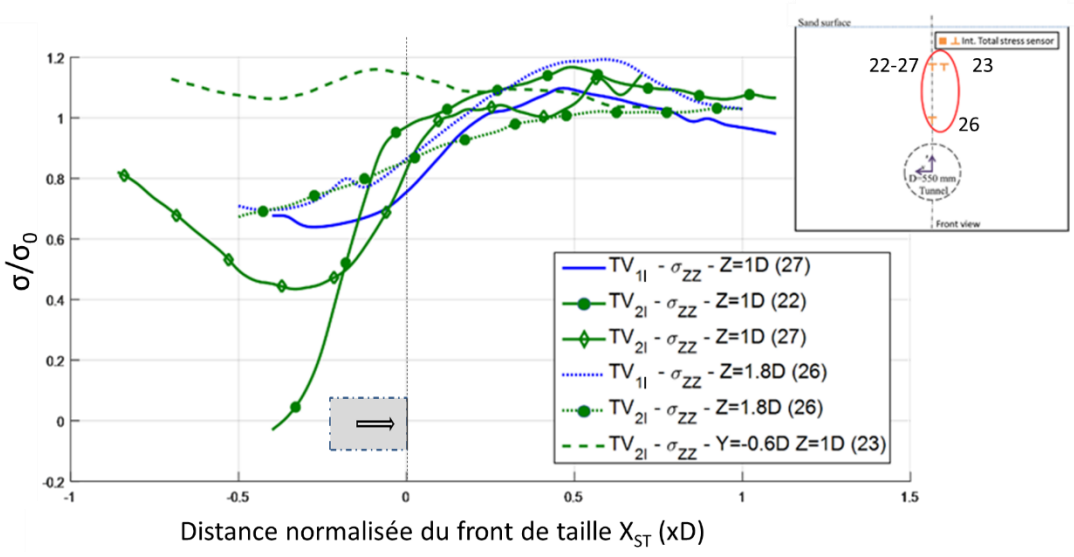


Figure III-67 – Evolution des contraintes verticales dans le sol pendant l'excavation du tunnel pour diverses positions autour du TBM

III.5 ESSAIS DE CREUSEMENT AVEC PIEUX SIMPLES (TP)

III.5.1 Rappel des objectifs

Dans le cadre de cette thèse et du projet NeTTUN support de cette thèse, six essais de creusement ont été réalisés à l'aide du modèle réduit de tunnelier à pression de terre de l'ENTPE en présence de pieux simples (cf § III.2.2). Ces six essais destinés à l'étude de l'interaction tunnelier-sol-fondation profonde correspondent à douze cas de figure différents au travers desquels les influences de plusieurs paramètres du problème ont pu être étudiées. Comme indiqué au paragraphe III.2.2, les paramètres considérés dans la présente étude sont : la longueur des pieux et leur position relative par rapport au tunnel, le niveau de pression frontale appliquée par le tunnelier sur le terrain, le sens de rotation de la roue de coupe. Rappelons que dans le cas du modèle réduit de tunnelier de l'ENTPE, le taux de perte de volume dans le terrain autour de la machine est corrélé aux valeurs de pression frontale exercée par le tunnelier.

L'objectif principal de ces essais est de réaliser à l'échelle du modèle une analyse des mécanismes tridimensionnels mis en jeu dans l'interaction tunnelier – sol – fondation profonde. Cette analyse 3D porte sur les déplacements du sol et des pieux lors de la progression du tunnelier dans le terrain ainsi que sur les variations des efforts mécaniques à l'intérieur des pieux (effort axial, moments de flexion transversale et longitudinale). Une étude de l'influence du mouvement de rotation de la roue de coupe sur la distribution des efforts dans les pieux (en particulier la distribution du moment de flexion transverse) a été produite. Au cours de cette étude, la répétabilité des essais, la non interférence entre les différentes fondations placées dans un même caisson ainsi que l'absence d'effets de bords ont été vérifiées.

III.5.2 Evolution des paramètres machine

III.5.2.1 Pression frontale

La Figure III-68 illustre l'évolution après lissage de la force totale de poussée des vérins du tunnelier pour les essais avec pieux simples (TP_{1I}, TP_{2L}, TP_{3H}, TP_{4H}, TP_{5I} et TP_{6I}). L'essai TV_{2I} conduit en sol vierge a été rajouté pour servir de référence. Comme indiqué au paragraphe II.2.5.3, il est possible à partir de la mesure de l'effort de poussée totale du tunnelier (F_T) d'avoir une estimation de l'effort résistant dû aux frottements du sol sur la jupe cylindrique du tunnelier (F_F), et d'en déduire dans un second temps l'effort de poussée appliqué par la machine sur le front de taille (F_P). Les valeurs moyennes de la pression frontale appliquée par le TBM sur le terrain (celle-ci est prise égale à l'effort de poussée frontale F_P divisé par la section du tunnelier) et la contrainte de cisaillement le long de la jupe (prise égale à l'effort de frottement F_F divisé par la surface de jupe en contact avec le sol) sont synthétisées dans la Figure III-68. Ces valeurs confirment que les essais ont été réalisés avec trois pressions frontales différentes qui correspondent à des valeurs de pression frontale fortes (essais TP_{3H} et TP_{4H}), intermédiaires (TP_{1I}, TP_{5I} et TP_{6I}) et faibles (TP_{2L}).

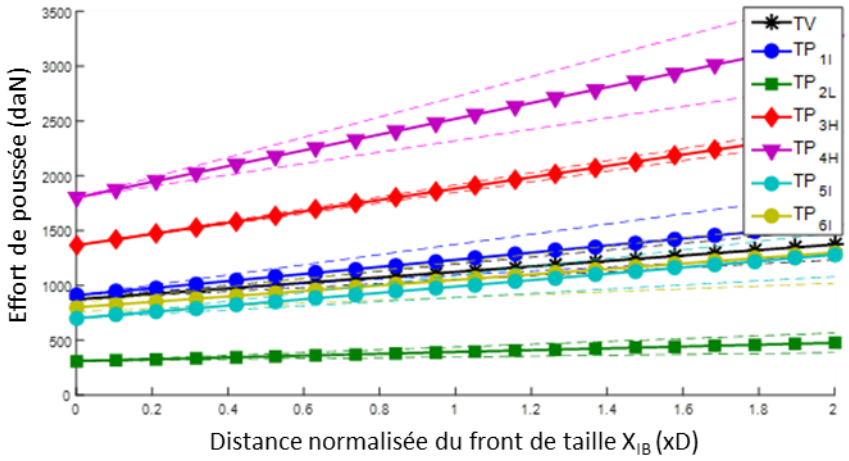


Figure III-68 – Evolution de l'effort de poussée totale du tunnelier pour l'ensemble des essais avec pieux simples et pour l'essai de référence en sol vierge ($TV2_I$).

	TP_{1I}	TP_{2L}	TP_{3H}	TP_{4H}	TP_{5i}	TP_{6i}	TV_{2I}
Pression frontale moyenne (kPa)	38	13	57	76	30	34	36
Contrainte de cisaillement (kPa)	3.4 ± 1.4	0.8 ± 0.5	5,4 ± 0.4	7.5± 2.3	1.7 ± 0.6	1.5 ± 0.7	3.0 ± 0.7

Tableau III-7 – Pression frontale et contrainte de cisaillement (frottement) le long de la jupe calculées à partir de l'effort de poussée total du tunnelier

La Figure III-68 montre par ailleurs que l'essai de référence en sol vierge (TV_{2I}) a été conduit avec une pression frontale intermédiaire (courbe noire) comparable à celles des essais (TP_{1I} , TP_{5I} et TP_{6I}) réalisés avec des pieux simples.

En parallèle de ces mesures indirectes obtenues *a posteriori* des essais, la Figure III-69 donne les valeurs moyennes des pressions mesurées en temps réel dans la chambre d'abattage (en clef et aux reins de la chambre) en fonction de la position d'avancement du tunnelier. Pour la plupart des essais, une courte période de stabilisation des paramètres machine ($0< X_{IB}<0.2D$) est nécessaire avant d'atteindre le régime stationnaire caractérisé par une stabilisation des pressions dans la chambre. Pour certains essais (TP_{3H} et TP_{4H}), cette stabilisation a été obtenue plus tardivement ($X_{IB} \geq 0.6D$). Logiquement compte tenu de la hauteur de matériau contenu dans la chambre d'abattage, notons que les pressions mesurées aux reins de la chambre d'abattage sont généralement plus élevées que celles mesurées en clef. Par ailleurs, les variations de contraintes décelées en clef de chambre, même parfois faibles (essai TP2L), confirment que la chambre d'abattage du tunnelier est maintenue pleine pour l'ensemble de ces essais. Enfin, remarquons que la gradation des niveaux moyens de pression mesurée aux reins de la chambre entre les différents essais est en bon accord avec celle des pressions frontales moyennes déduite de la mesure de l'effort de poussée total du tunnelier (Tableau III-7). Il apparaît toutefois pour un même essai que les valeurs de pression mesurées sur les parois de la chambre sont généralement plus faibles que les valeurs de pression frontale moyenne déduites de l'effort de poussée totale. Berthoz (2012) a expliqué cette différence par la combinaison de deux effets : d'une part le rôle d'écran joué par les parties fermées de la roue de coupe sur la transmission des efforts entre le terrain et les parois de la chambre d'abattage, d'autre part l'erreur qui accompagne la mesure d'une contrainte dans un sol avec des capteurs de pression. Sur ce dernier point, Berthoz et al. (2013) ont montré la capacité des capteurs de pression utilisés sur le modèle réduit (BE2KC) à rendre compte des variations relatives de la contrainte régnant dans le sol, mais notent dans le même temps une erreur de +/- 10% sur la mesure de la valeur absolue de cette contrainte.

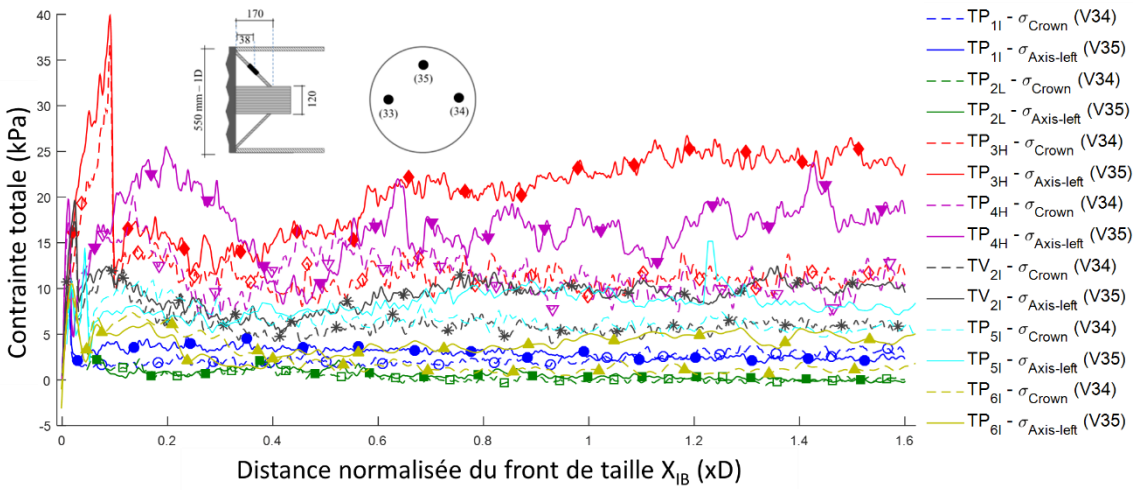


Figure III-69 – Mesures échantillonnées des contraintes dans la chambres d'abattage pour les essais TP_{1I}, TP_{2L}, TP_{3H}, TV_{2I}.

III.5.2.1 Rapport entre débit d'extraction et débit d'excavation

Lors du creusement, une attention particulière est portée à la valeur du ratio (R) entre le débit massique d'extraction (masse de matériau par unité de temps extraite de la chambre d'abattage) et le débit d'excavation (masse de matériau par unité de temps entrant dans la chambre d'abattage) (cf paragraphe II.2.5.5). Les valeurs de ce ratio fournissent un élément de contrôle additionnel sur la nature et la stabilité du régime d'excavation (Figure III-70).

Les mesures du ratio R montrent que pour les différents essais réalisés, la masse de sol théorique extraite de la chambre d'abattage par unité de temps (débit d'extraction) est sensiblement égale à la masse de sol entrante dans la chambre d'abattage par unité de temps (débit d'excavation). En accord avec les mesures des pressions faites sur les parois de la chambre d'abattage (Figure III-69), une distance d'avancement du tunnelier comprise entre 0 et 0.2D est généralement nécessaire pour obtenir un ratio R proche de 1. Il s'agit de la partie transitoire d'ajustement des paramètres de pilotage de la machine pour atteindre le régime de creusement stationnaire. Remarquons que dans le cas de l'essai TP_{3H}, cette distance d'ajustement des paramètres de pilotage est de l'ordre de 0.6D en accord avec les résultats de la Figure III-69.

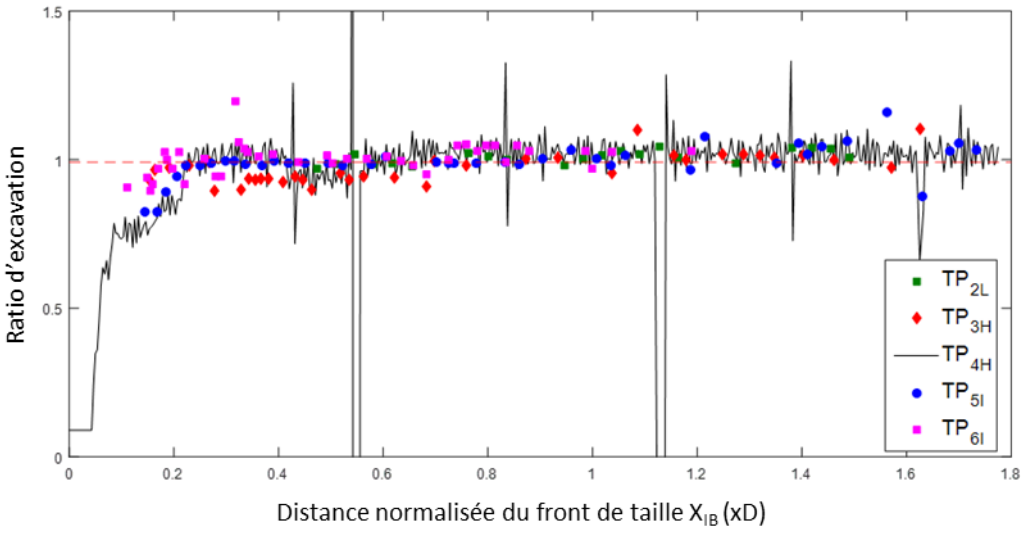


Figure III-70 – Ratio d'excavation (R) mesuré pendant l'excavation du tunnel

III.5.3 Cuvettes de tassement et pertes de volume

Les Figure III-71a et III-58b présentent les profils transversaux de la cuvette de tassement observée en surface de massif lors des différents essais conduits avec des pieux simples. Les profils donnés à la Figure III-71a sont ceux observés à l'aplomb du front de taille (X_{ST} = 0D), alors que ceux présentés à la Figure III-71b sont observés 0.65D à l'arrière du front de taille (X_{ST} = -0.65D).

Comme pour les essais en terrain vierge, ces profils transversaux de cuvette de tassement présentent une forme Gaussienne (courbes en pointillé des Figure III-71a et b). Le Tableau III-8 donne les différents coefficients de ces courbes de Gauss modifiées (cf § III.4.3). Parmi les paramètres de ces fonctions Gaussiennes, il apparaît que pour un même essai conduit en régime stationnaire, seule la valeur de l'optimum correspondant au tassement maximal (U_{max}) évolue en fonction de la distance au front de taille. Ce résultat confirme les observations faites dans la pratique qui considèrent que les paramètres Iy et α de la distribution Gaussienne dépendent prioritairement de la nature du terrain excavé.

A partir du lissage des profils transversaux expérimentaux des cuvettes de tassement par une fonction Gaussienne, il est alors possible de calculer l'aire de la cuvette transverse pour une position longitudinale donnée (X_{ST} fixé). Il est alors possible de déduire, pour cette position d'avancement donnée, la perte de volume (V_l) occasionnée dans le terrain par le creusement en rapportant l'aire de la cuvette ainsi calculée à la section du tunnel (cf Figure III-71).

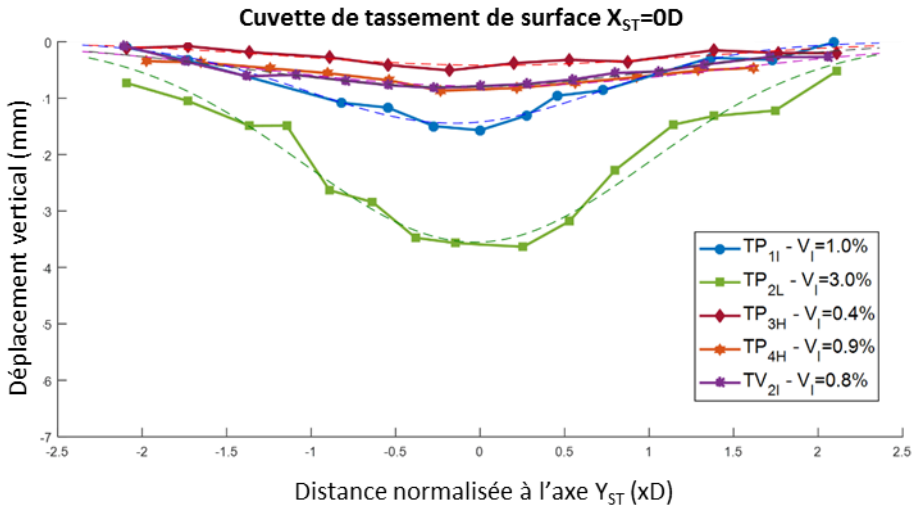
Comme déjà observé lors des essais en sol vierge, il apparaît que l'amplitude des pertes de volume augmente logiquement avec l'avancement de la machine. De plus, les résultats de la Figure III-71 montrent clairement que ces amplitudes sont fortement influencées par le niveau de pression frontale appliquée par la machine sur le terrain.

Dans le cas des essais réalisés avec une pression frontale intermédiaire, la perte de volume observée au passage du tunnelier (X_{ST}=0D) est de l'ordre de 1%, elle atteint 2.5% à 0.65D à l'arrière du front de taille (fin de l'essai). Notons que ces valeurs de perte de volume sont du même ordre de grandeur que celles généralement observées sur chantier dans le cas d'un creusement au tunnelier (de l'ordre de 1 % pour un creusement bien maîtrisé). En conséquence, même si l'origine des pertes de volume générées sur modèle réduit peut être différente de celle des pertes de volume observées dans le cas d'un tunnelier réel (en particulier les convergences du terrain associées à l'existence d'un vide annulaire autour de la machine ne sont pas directement reproduites dans le cas du modèle réduit de l'ENTPE), ces résultats confirment la pertinence du modèle réduit à reproduire l'amplitude des mouvements de sol générés dans le terrain autour du TBM pendant l'excavation.

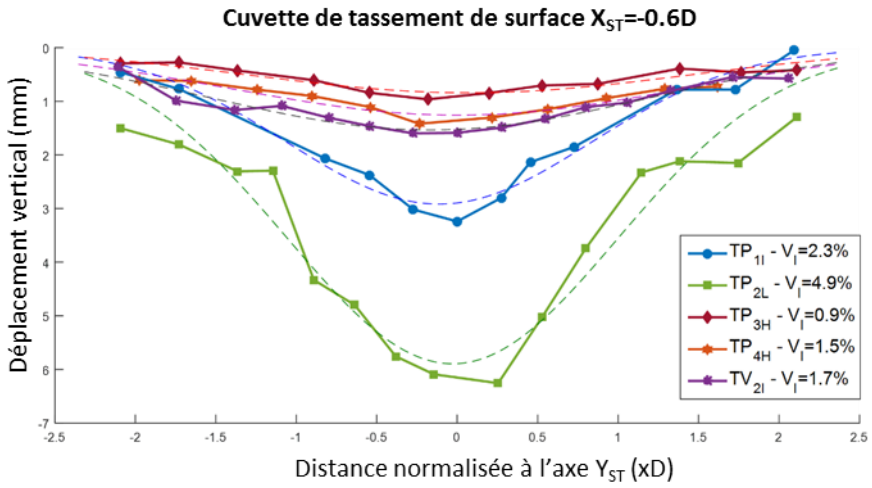
Sur la base des résultats des essais TV_{2I} (sol vierge) et TP_{1I} (essai avec pieux) réalisés avec des niveaux de pressions frontales quasi analogues (36kPa pour TV_{2I} et 38kPa pour TP_{1I}), il est intéressant de noter que la présence de pieux dans le terrain (en particulier pieu P1 placé dans l'axe du tunnel) tend à augmenter le volume de la cuvette de tassement observée en surface de massif (cf Figure III-71a et b). Cette augmentation des pertes de volume se caractérise par une augmentation de la valeur du tassement maximal au centre de la cuvette et par un resserrement de cette cuvette dans la direction transverse (cf Figure III-72). L'origine de ce phénomène semble pouvoir être accordée au transfert de charge du pieu (en particulier du pieu central) vers le sol avoisinant.

Test	Distance depuis le front de taille (X_{ST})	U_{max} (mm)	I_Y (D)	α (D)
Essai TP_{1I}	0D (Au front de taille)	-0.42	1,0	-0.03
	-0.6D (A l'arrière du tunnelier)	-2.92	0,9	-0.11
Essai TP_{2L}	0D (Au front de taille)	-1.44	0,9	-0.16
	-0.6D (A l'arrière du tunnelier)	-5.89	1,0	-0.03
Essai TP_{3H}	0D (Au front de taille)	-0.42	1,2	-0.07
	-0.6D (A l'arrière du tunnelier)	-0.84	1,4	0.07
Essai TP_{4H}	0D (Au front de taille)	-0.79	1,4	0.07
	-0.6D (A l'arrière du tunnelier)	-1.26	1,4	0
Essai TV_{2I}	0D (Au front de taille)	-0.80	1,3	-0.13
	-0.6D (A l'arrière du tunnelier)	-1.53	1,2	-0.17

Tableau III-8 Coefficients de la fonction de Gauss modifiée (cf paragraphe III.4.3) déduits des essais avec pieux simples



a)



b)

Figure III-71 – Profils transversaux des cuvettes de tassement observées en surface de massif lors des essais avec pieux simples et pertes de volume (V_l) associées: (a) à la verticale du front de taille (X_{ST} = 0D), (b) à 0.65D à l'arrière du front de taille (X_{ST} = -0.65D)

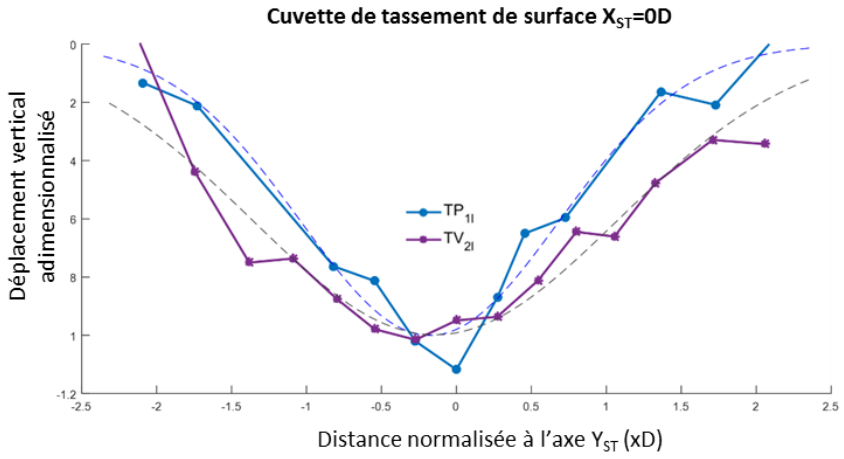


Figure III-72 - Profils transversaux des cuvettes de tassements adimensionnelles observées à la surface du massifs lors des essais TP_{1I} et TV_{2I}

III.5.4 Comportement du massif autour du tunnelier

III.5.4.1 Déplacements horizontaux radiaux du sol à hauteur de l'axe du tunnel

Pour compléter les résultats issus des essais en sol vierge (§ III.4), la Figure III-73 donne pour les essais avec pieux simples l'évolution des déplacements horizontaux radiaux du sol mesurés au niveau de l'axe du tunnelier au cours du creusement ; ceci pour différentes distances horizontales à l'axe du tunnelier. Sur cette figure, les déplacements horizontaux radiaux sont présentés en fonction de la distance au front de taille.

Ces mesures confirment la tendance observée en terrain vierge : les déplacements horizontaux radiaux (Uy) mesurés sur les côtés du tunnel présentent une évolution en deux phases distinctes en fonction de la distance du front de taille. A l'avant du front de taille, une phase de refoulement radial du sol est observée. Elle est due à l'action compressive de la roue de coupe et de la pression appliquée au front. Après passage du front de taille, une convergence horizontale radiale du sol est observée probablement induite par les contraintes de cisaillement développées le long de la jupe coulissante du tunnelier.

De plus, les essais réalisés avec pieux à différentes pressions frontales permettent de souligner l'influence de la pression frontale sur les amplitudes de ces déplacements horizontaux radiaux. Comme illustré à la Figure III-74, l'amplitude du refoulement radial du sol est ainsi d'autant plus importante que la pression frontale est élevée.

Dans le même temps, l'amplitude de ces déplacements décroît logiquement avec l'augmentation de la distance à l'axe du tunnel (Figure III-73). Sur la base de ces résultats, il convient de retenir que ces mouvements horizontaux radiaux du sol restent perceptibles jusqu'à au moins une distance de 1D par rapport à l'axe du tunnel. Ce résultat est conforme aux observation faites en terrain vierge ainsi que lors des essais de Berthoz (2012). Ces déplacements sont donc en mesure d'affecter le sol situé autour de la pointe du pieu P3.

Par ailleurs, il est intéressant de noter que la Figure III-74 donne des informations quant à la reproductibilité des essais conduits sur le modèle réduit de l'ENTPE. Elle montre en particulier que les déplacements horizontaux radiaux mesurés en une même position, pour une pression frontale quasi-identique, dans des massifs de sols différents mais confectionnés selon la même procédure, présentent des profils de variations quasi identiques en formes et en amplitudes (exemple des essais TV_{2I}, TG_{1I} et TG_{2I} réalisés à pression frontale intermédiaire ou des essais TP_{3H} et TP_{4H} réalisés à pression frontale élevée).

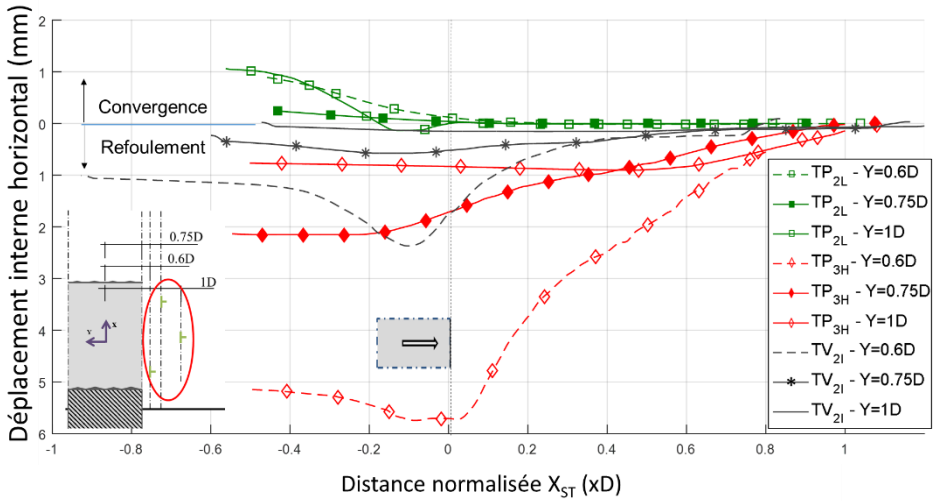


Figure III-73 – Déplacements horizontaux radiaux du sol (Uy) mesurés au niveau de l'axe du tunnel, à différentes distances (Y) de cet axe.

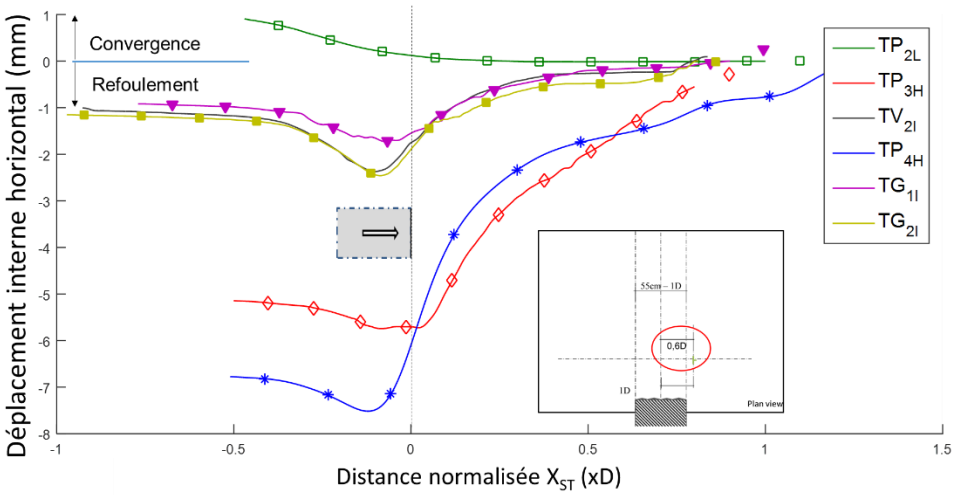


Figure III-74 – Déplacements horizontaux radiaux du sol (Uy) mesurés au niveau de l'axe du tunnel, à une distance de 0.1D de la jupe (Y=-0.6D) pour différents niveaux de pression frontale (L: faible, I: intermédiaire, H: élevé)

Dans le même ordre d'idée, les essais de creusement avec pieux simples ont été utilisés pour étudier l'éventuelle influence du mouvement de rotation de la roue de coupe sur les déplacements horizontaux radiaux décrits précédemment. Ainsi des capteurs de déplacements internes ont été placés de part et d'autre du tunnelier, à hauteur de l'axe, à une distance de 0.1D de la jupe. La Figure III-75 présente les résultats de ces mesures. Il apparaît que pour un niveau de pression frontale donnée, les profils de variations des déplacements horizontaux radiaux mesurés à gauche et à droite du tunnelier sont quasi identiques. Il est par conséquent possible d'affirmer que le mouvement de rotation de la roue de coupe n'affecte pas les déplacements radiaux du sol situé à hauteur d'axe du tunnel et à faible distance du bouclier ; ce qui n'avait jamais été démontré jusqu'alors dans le cadre des essais réalisés à l'ENTPE.

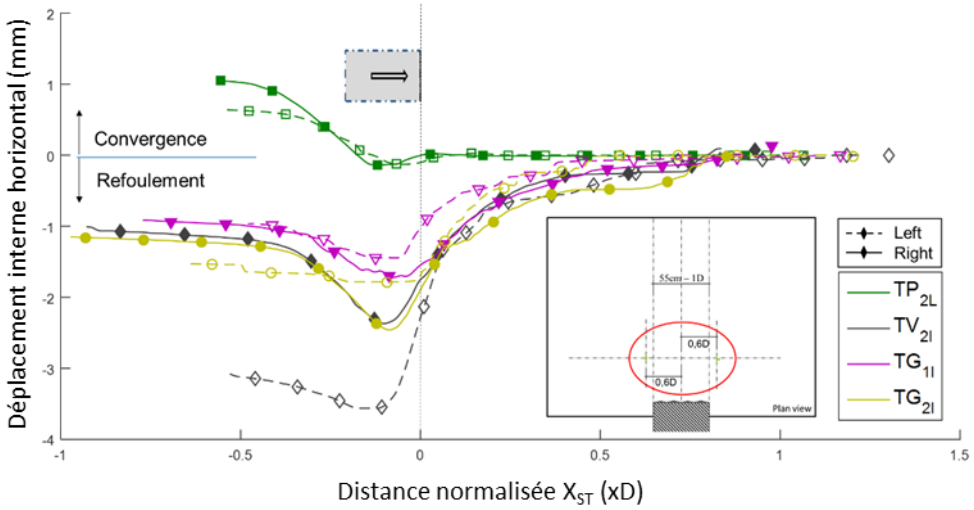


Figure III-75 - Déplacements horizontaux radiaux du sol (Uy) mesurés en deux positions situées à droite et à gauche du tunnel, à hauteur de l'axe, à une distance de 0.1D de la jupe (Y=-0.6D) pour différents essais de creusement (L: pression frontale faible, I: pression frontale intermédiaire)

III.5.4.2 Contraintes horizontales frontales et verticales mesurées dans l'axe du tunnel.

La Figure III-76 illustre les contraintes horizontales frontales (σ_{xx}) et verticales (σ_{zz}) mesurées dans l'axe du tunnel, à l'avant de la machine, pendant l'excavation du terrain. Sur cette figure, les valeurs de contraintes sont normalisées par la valeur de la contrainte initiale correspondante mesurée avant le début de l'excavation. Comme déjà observé en terrain vierge, les contraintes horizontales frontales et verticales mesurées dans l'axe du tunnel sont fortement impactées par le creusement du tunnel.

D'une manière générale, les variations de la contrainte horizontale frontale (σ_{xx}) sont directement liées à la valeur de la pression de soutènement appliquée par le tunnelier sur le front de taille. Pour des raisons d'équilibre, l'augmentation de la contrainte horizontale frontale à l'approche du tunnelier est d'autant plus importante que la pression frontale est élevée. Pour cette même raison, notons que pendant l'essai TP_{2L} réalisé à faible pression de confinement, la contrainte horizontale frontale diminue à l'approche de la machine pour atteindre à partir d'une distance de 0.5D à l'avant du front de taille, des valeurs inférieures à sa valeur initiale d'avant creusement. En parallèle et quel que soit le niveau de pression frontale, la contrainte verticale (σ_{zz}) mesurée le long de l'axe du tunnelier a tendance à diminuer à l'approche de la machine. Ce comportement peut être directement associé aux phénomènes d'effet de voûte observés dans le cas des terrains vierges et décrits au paragraphe III.4.5.

Notons enfin les variations de l'état de contraintes du sol dans l'axe du tunnel apparaissent à partir de distances variables à l'avant de la machine, en fonction du niveau de la pression frontale imposée. D'une manière générale, il peut être retenu pour une application pratique que ces variations de contraintes sont susceptibles d'apparaître à partir d'une distance de 2D à l'avant du tunnelier. Notons également que la contrainte horizontale frontale (σ_{xx}) est généralement impactée avant la contrainte verticale (σ_{zz}).

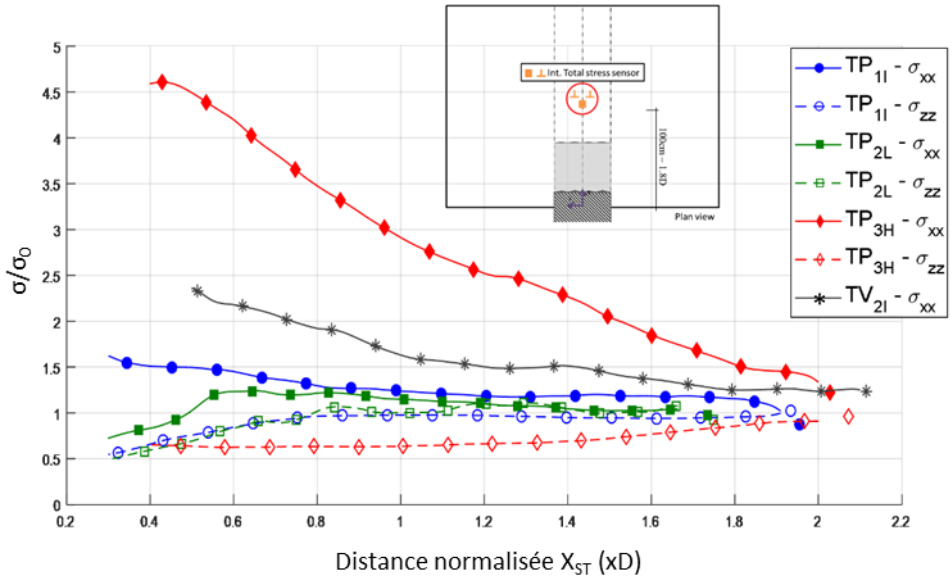


Figure III-76 – Contraintes horizontales frontales (σ_{xx}) et verticales (σ_{zz}) mesurées dans l'axe du tunnel lors du creusement (X_{ST}: distance relative entre le capteur et le front de taille, X_{ST}>0 à l'avant du tunnelier).

III.5.5 Déplacements verticaux des pieux

Les Figure III-77a, b et c présentent les tassements des différents pieux (P1, P3 et P4) mesurés durant le processus d'excavation des trois essais (TP_{1I}, TP_{2L}, TP_{3H}) en fonction de la distance longitudinale (X_{ST}) entre le front de taille et le pieu considéré. Sur ces figures, les tassements des pieux obtenus pour les différents niveaux de pression frontale imposés sont comparés au tassement de la surface du sol situé à proximité du pieu considéré.

D'une manière générale, notons tout d'abord que pour les trois niveaux de pression imposés, le processus de creusement au tunnelier entraîne dans tous les cas un tassement des différents pieux étudiés ainsi qu'un tassement de la surface de sol situé à proximité des pieux. Pour un pieu donné, l'amplitude de son tassement diminue logiquement lorsque le niveau de pression frontale imposée par le tunnelier sur le massif augmente. Il en est de même pour l'amplitude des tassements de la surface du sol au voisinage du pieu considéré.

III.5.5.1 Tassements du pieu axial P1

Quel que soit le niveau de pression frontale considéré, le pieu P1 installé directement au-dessus de l'axe du tunnel présente toujours des tassements significativement plus élevés (entre 2 et 10 fois) que ceux des pieux P3 et P4 positionnés de part et d'autre du tunnel. Cette différence est d'autant plus grande que le niveau de pression frontale imposée est faible.

Dans ce contexte, le pieu P1 est toujours le premier pieu affecté par le creusement lors de la progression du tunnelier dans le terrain ; ceci quel que soit le niveau de pression frontale imposé. A titre indicatif, les premiers déplacements verticaux du pieu P1 apparaissent à partir d'une distance de 0.6D à l'avant du tunnelier dans le cas de la pression intermédiaire (Figure III-77a). Le tassement du pieu P1 augmente ensuite continuellement jusqu'à la fin de l'essai (excavation totale de 1m de long). Si la rupture du pieu est définie par un tassement du pieu supérieur à 10% du diamètre du pieu (i.e. 5mm), on peut considérer que la rupture du pieu P1 a été atteinte pour les essais TP_{1I} et TP_{2L}.

La Figure III-77a montre par ailleurs que le pieu P1 et le sol situé en surface de massif à proximité du pieu ont des tassements de même amplitude loin à l'avant du front de taille (X_{ST}>0.5D dans le cas des pressions frontales intermédiaire et faible, X_{ST}>0.3D dans le cas de la pression frontale élevée). Toutefois à l'approche du tunnelier, puis après passage du front de taille, le pieu P1 tasse toujours davantage que le sol avoisinant.

III.5.5.2 Tassements des pieux excentrés P3 et P4

Dans le même temps, les amplitudes de tassement des pieux P3 et P4 restent très limitées (de l'ordre de 1mm pour le niveau intermédiaire de pression frontale) et quasi similaires. Notons que l'apparition du tassement des pieux P3 et P4 est quasi concomitante avec le passage du front de taille au travers du plan transverse des pieux (X_{ST}=0).

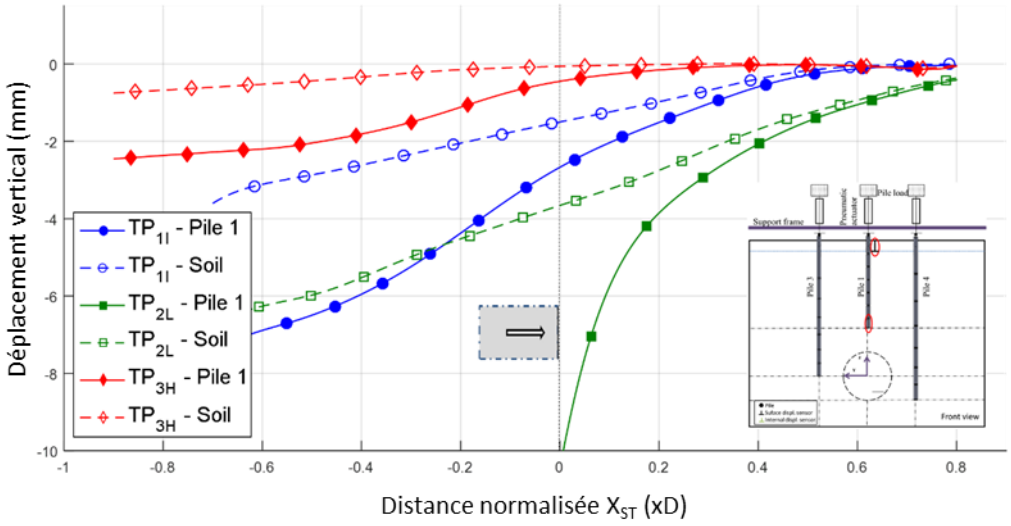
Quel que soit le niveau de pression frontale appliqué, remarquons que les pieux P3 et P4 présentent des amplitudes de tassement quasi analogues à l'amplitude des tassements de la surface du sol situé à proximité des pieux. A l'exception de l'essai à pression frontale élevée (essai TP3H), on peut noter pour ces deux pieux excentrés que la surface du sol commence toujours à tasser avant les pieux. Ainsi le tassement du sol apparaît généralement à partir d'une distance de 0.5D à l'avant du front de taille. Pour ces positions d'avancement, (0<X_{ST}<0.5D), il est alors possible d'envisager la mobilisation de frottement négatif le long des pieux.

III.5.6 Déplacements du sol le long des pieux

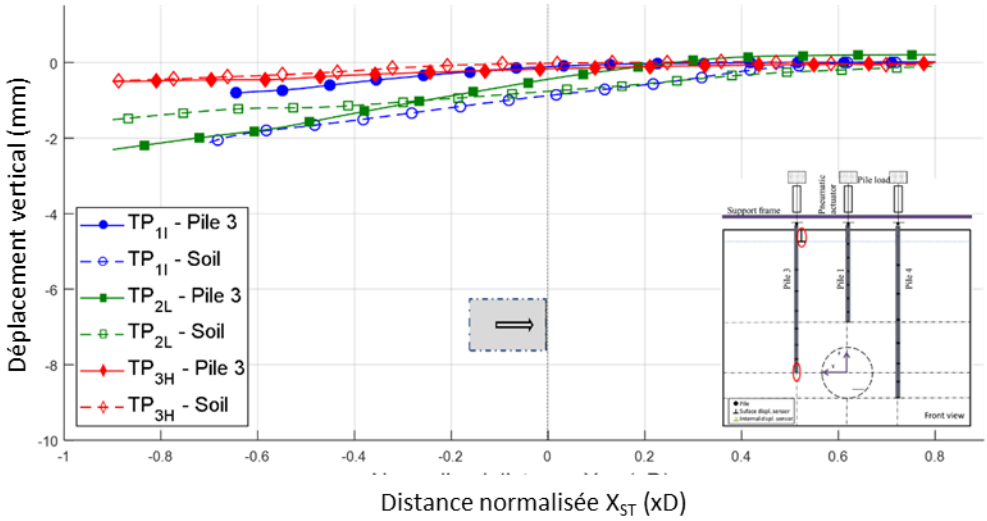
Pour compléter les résultats du paragraphe précédent, la Figure III-79 présente les résultats des mesures de déplacement verticaux internes du sol réalisées en deux positions le long des pieux: l'une proche de la pointe, l'autre à mi-distance entre la pointe et la surface du massif. Ces mesures ont été réalisées à l'aide des capteurs de déplacements internes décrits au paragraphe II.6.2. A noter qu'aucune mesure de déplacements du sol le long de pieux pendant l'excavation du tunnel n'a été trouvée dans la littérature.

Dans le cas du pieu P1 installé au-dessus de l'axe du tunnel, il apparaît que ce pieu tasse toujours davantage que le sol environnant situé au niveau de sa pointe et à mi-hauteur, ceci quelle que soit la pression frontale appliquée. Cette observation est en accord avec celles faites dans le paragraphe précédent qui notaient que le tassement du pieu axial P1 était toujours supérieur à celui de la surface du sol situé à proximité du pieu. Ce comportement suggère que du frottement positif est mobilisé le long du pieu P1 pendant l'excavation du tunnel.

a)



b)



c)

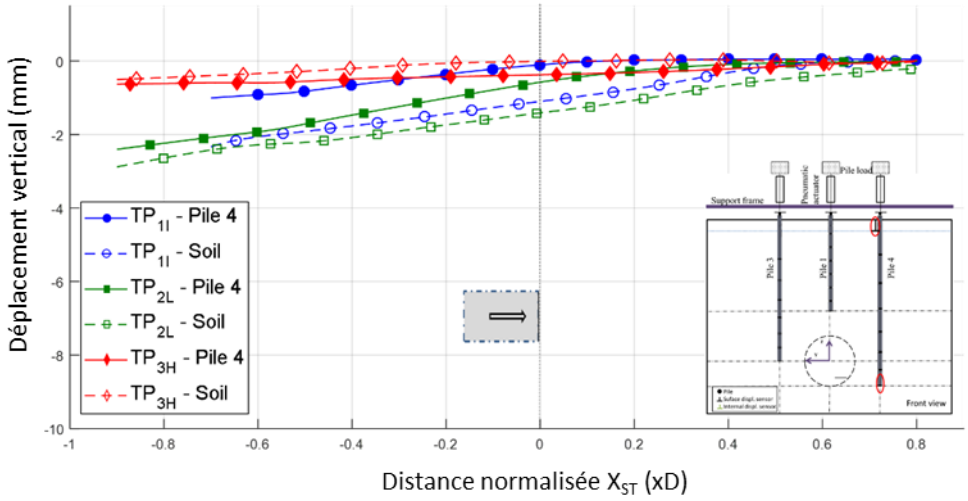


Figure III-77 - Déplacements verticaux des pieux et tassement de la surface du sol avoisinant mesurés lors des différents essais avec pieux simples: (a): pieu P1, (b): pieu P3, (c): pieu P4

Il est intéressant de noter que pour le pieu axial P1, l'amplitude des déplacements verticaux du sol situé au voisinage de la pointe du pieu est particulièrement sensible au niveau de pression frontale imposée, du fait de sa proximité avec le tunnelier. Ainsi dans le cas de l'essai à faible pression (TP_{2L}), pour une distance au front de taille donnée (X_{ST} fixé), le sol près de la pointe tasse davantage que le sol situé à mi-hauteur de pieu. En revanche, dans le cas de l'essai à forte pression (TP_{3H}), le sol situé près de la pointe est refoulé dans un mouvement ascendant alors que le sol situé à mi-hauteur du pieu tasse.

Ces observations montrent que la cinématique des particules de sol dans la couche de couverture est relativement complexe. Celle-ci dépend à la fois du niveau de pression frontale imposée et de la position relative au front de taille. Lors de ces essais de creusement en terrain vierge, Berthoz (2012) a observé le même type de comportement. Ainsi, il note que le long d'une ligne verticale située au-dessus de l'axe du tunnel, les premiers capteurs à mesurer des tassements lors de la progression du tunnelier dans le terrain sont ceux situés le plus proche de la surface. Ainsi le long de cette verticale, l'amplitude des déplacements verticaux mesurés avant passage du front de taille augmente lorsque l'on se rapproche de la surface. Cette tendance s'inverse après passage du front de taille. Il explique ce comportement par le fait que les pertes de volume générées au front de taille se transmettent dans le massif par le biais d'un « cône d'écoulement cinématique» qui progresse dans le terrain en même temps que le tunnelier (Figure III-78).

Notons par ailleurs que du frottement positif peut se développer le long du pieu P1 dès lors que celui –ci tasse davantage que le sol avoisinant ; ce qui est le cas pour tous les essais. Notons toutefois que dans le cas de l'essai à forte pression frontale (TP_{3H}), il est possible que le frottement positif soit accentué à la base du pieu en raison du refoulement ascendant du sol autour de la pointe.

Les Figure III-79b et c montrent que dans le cas des pieux excentrés P3 et P4, les déplacements verticaux du sol situé le long des pieux sont du même ordre de grandeur que les déplacements des pieux. Ce résultat est par ailleurs en accord avec les mesures de déplacements du sol situé en surface à proximité de ces deux pieux (cf § III.5.5). Dans ce contexte, et compte tenu des faibles déplacements relatifs observés entre le sol avoisinant et les pieux P3 et P4, il est difficile de définir *a priori* le sens du frottement le long de ces deux pieux. Seules les mesures effectuées le long des pieux à l'aide des cellules de jauges d'extensométrie pourront apporter une réponse à cette question (cf § II.8.5).

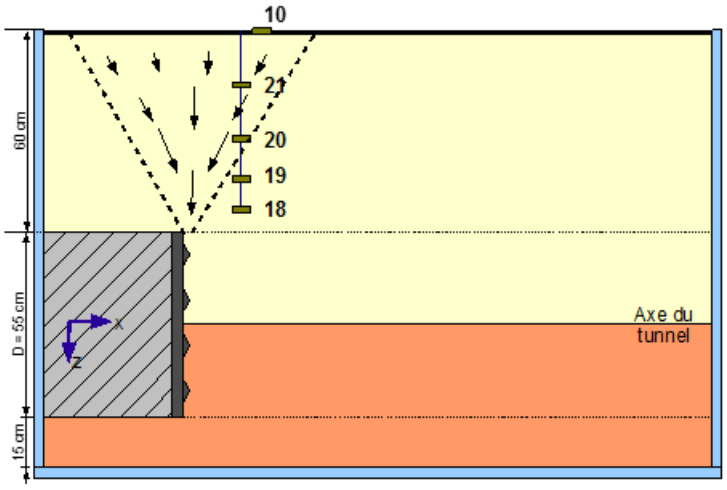
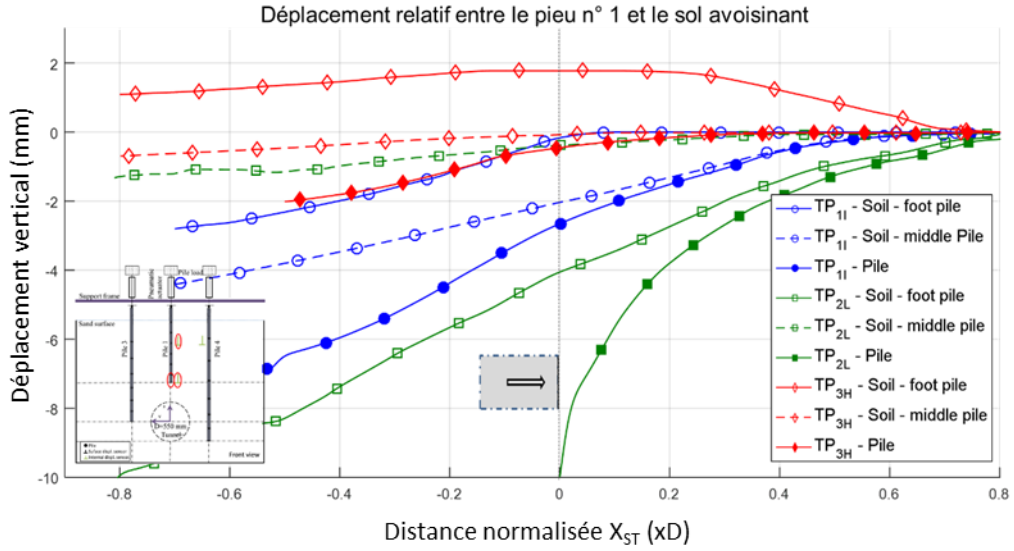
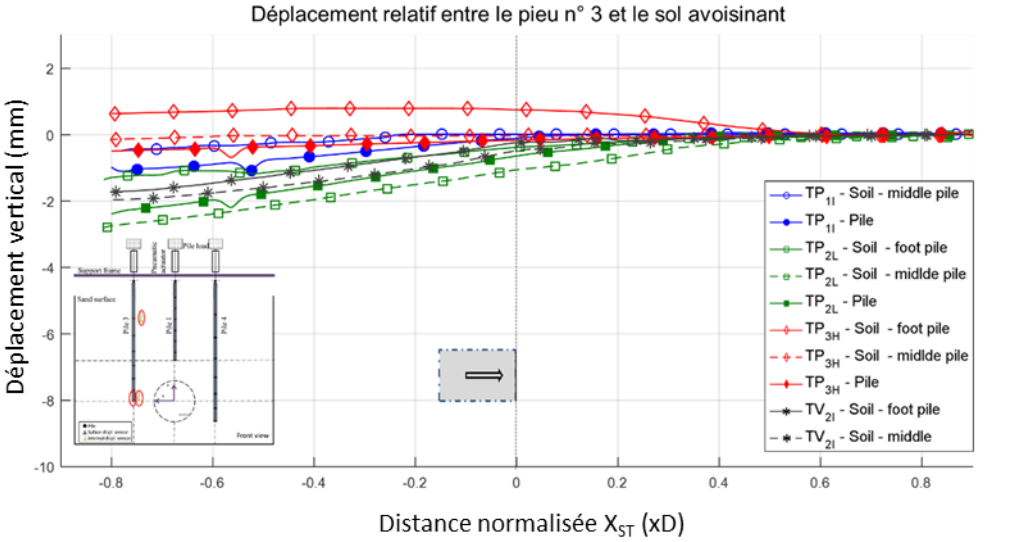


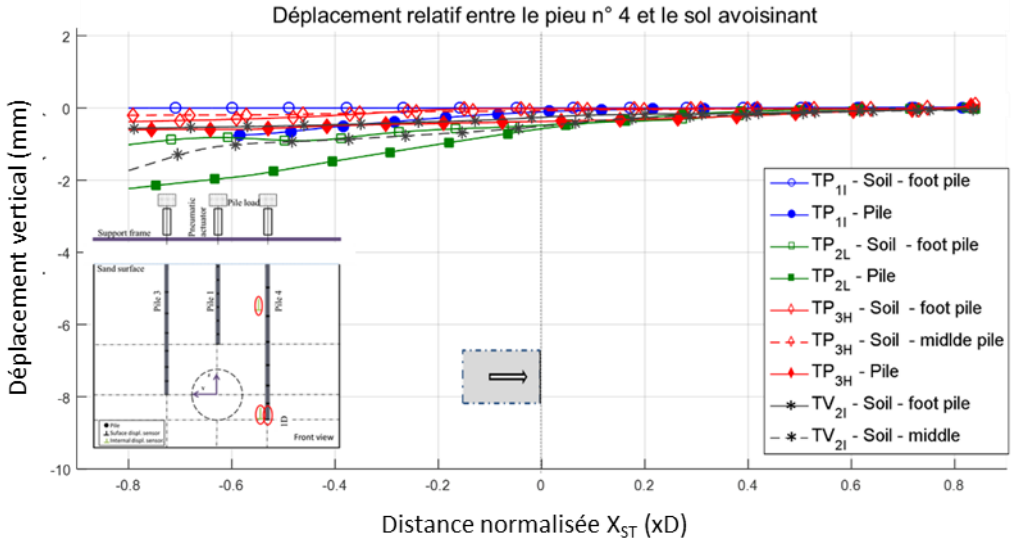
Figure III-78 – Schéma du "cône d'écoulement" proposé par Berthoz (2012)



a)



b)



c)

Figure III-79 – Comparaison entre déplacements verticaux du pieu et déplacement verticaux du sol situé à deux profondeurs différentes le long du pieu: (a): pieu P1, (b): pieu P3, (c): pieu P4.

III.5.7 Essais complémentaires

III.5.7.1 Cas du pieu P1 excentré

L'essai TP5I a été réalisé avec le pieu court P1 placé en position excentrée par rapport à l'axe du tunnel (Y=0.5D). Dans cette configuration, la pointe du pieu P1 se trouve au sein de la zone d'influence A définie par Kaalberg et al., (2005) et en limite des zones d'influence A et B définies par Selemetas et al., (2005) (cf §III.1.2). Rappelons que les essais in situ de Kaalberg et al., et de Selemetas et al., ont été réalisés en massif argileux. L'essai TP5I vise entre autres à vérifier la pertinence de ces zones d'influence dans le cas d'un massif de sol purement frottant.

La Figure III-80 présentent le tassement du pieu excentré P1 lors du creusement en fonction de sa distance au front de taille. Sur cette figure, sont également représentés les déplacements verticaux du sol mesurés en différentes positions dans la couche de couverture. Notons que trois capteurs de déplacements verticaux internes (n° 2, 10 et 21) ont été placés le long d'une ligne verticale située à l'aplomb de l'axe du tunnel. Trois autres capteurs (18, 19, 20) ont été placés le long du pieu P1 à une distance de 0.5D (Y=0.5D) du plan vertical médian passant par l'axe du tunnel.

Lors de cet essai réalisé avec une pression frontale intermédiaire, il apparaît que le pieu excentré P1 tasse toujours davantage que le sol avoisinant ; ceci quelle que soit la distance le séparant du front de taille. Ce comportement est par conséquent similaire à celui observé dans le cas du pieu P1 centré, et laisse penser que du frottement positif est mobilisé le long du pieu. Toutefois remarquons que pour une distance au front de taille donnée le tassement du pieu P1 excentré est approximativement deux fois inférieur à celui du pieu P1 centré. En revanche, ces deux pieux commencent à tasser pour des distances au front de taille quasi analogues et comprises entre 0.6D et 0.8D à l'avant du front.

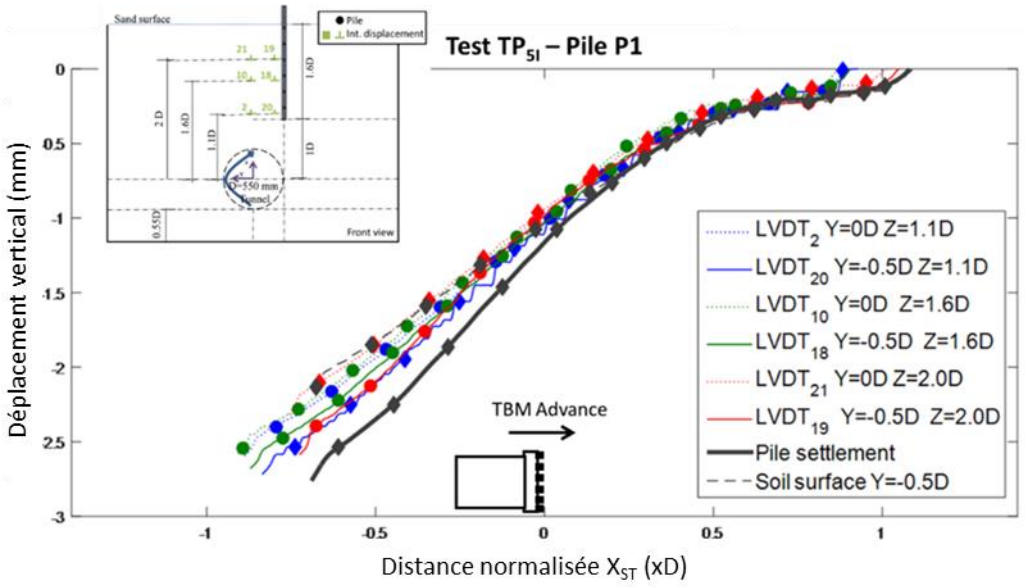


Figure III-80 – Déplacements verticaux du pieu P1 et du sol avoisinant en fonction de l'avancement du tunnelier lors de l'essai TP_{5I}

III.5.7.2 Cas du pieu P3 avec instrumentation complémentaire

L'essai de creusement TP_{6I} a été réalisé avec un seul pieu simple P3 placé dans le terrain. La position occupée par ce pieu est identique à celle occupée lors des essais TP_{1I}, TP_{2L} et TP_{3H} ; à savoir une position excentrée de 1D (Y=1D) par rapport à l'axe du tunnel. L'essai TP_{6I} a été conduit avec une pression frontale de niveau intermédiaire (P_F= 38kPa) comparable à celle imposée lors de l'essai TP_{1I} (P_F= 34kPa). L'un des objectifs de cet essai est d'étudier la reproductibilité des essais conduits avec le modèle réduit de l'ENTPE en confrontant les résultats obtenus lors des essais TP_{1I} et TP_{6I}. Cette analyse comparative est présentée au

paragraphe III.5.7.3. Un second objectif de l'essai TP_{6I} est d'étudier plus en détails les déplacements verticaux relatifs entre le pieu et le sol qui l'entoure ; ceci en fonction de la position d'avancement du tunnelier. Cette analyse de la cinématique du sol autour du pieu sera dans un second temps utilisée pour expliquer l'évolution des efforts de frottement à l'interface sol/ pieu mesurés à l'aide des jauges d'extensométrie placées le long du pieu.

Dans le cas de l'essai TP_{6I}, cinq capteurs de déplacements internes ont été positionnés dans le terrain à différentes profondeurs pour mesurer les déplacements verticaux du sol le long du pieu (Figure III-81). Deux capteurs ont été positionnés au voisinage de sa pointe (capteurs n°1et 3), un capteur a été placé à une distance de 1D au-dessus de la pointe (n°19) et deux capteurs ont été positionnés à une distance de 2D au-dessus de cette pointe (n°18 et 20).

Les mesures de déplacements verticaux effectués lors de l'essai TP_{6I} montrent que le pieu P3 tasse moins que le sol avoisinant ; ceci quelle que soit la distance séparant le pieu du front de taille. Ce déplacement relatif entre le pieu et le sol laisse supposer que du frottement négatif est mobilisé le long du pieu. Il est également intéressant de noter que pour cette position excentrée, l'amplitude des déplacements verticaux du sol augmente lorsque l'on se rapproche de la surface du massif. En d'autres termes, le sol situé au niveau de la pointe du pieu (dont le tassement est quasi analogue à celui du pieu) tasse moins que celui situé près de la surface du massif. Ce comportement peut selon nous s'expliquer à l'aide du cône d'écoulement proposé par Berthoz (2012) et évoqué au paragraphe III.5.6 (Figure III-78). Ce cône cinématique « inversé » a pour des raisons de symétrie son sommet centré sur l'axe du tunnel et une base située en surface de massif. En conséquence, si l'on considère une ligne verticale excentrée (par exemple située le long du pieu P3), les déplacements verticaux du sol seront davantage mobilisés près de la surface du massif qu'en profondeur.

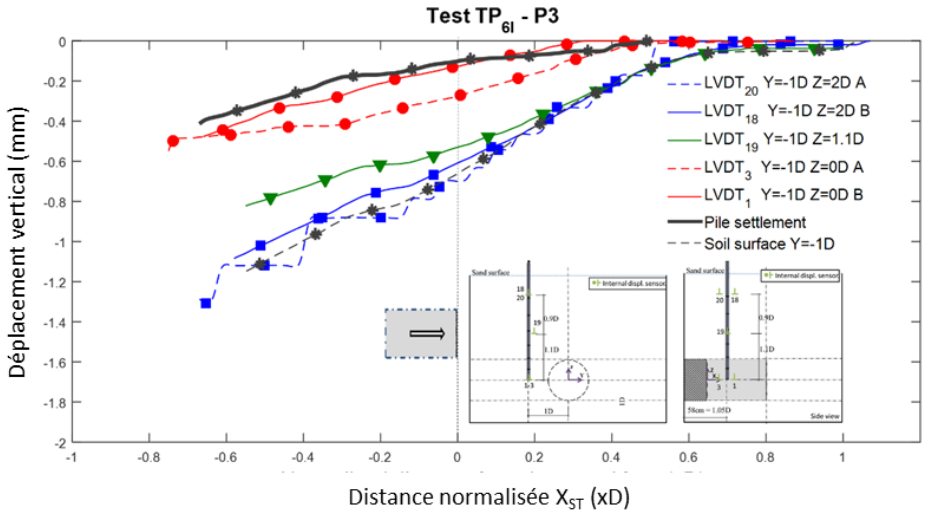


Figure III-81 – Déplacements verticaux du pieu P3 et du sol avoisinant en fonction de l'avancement du tunnelier lors de l'essai TP_{6I} (A: avant le pieux, B: après le pieu)

III.5.7.3 Reproductibilité des essais

La reproductibilité des essais conduits avec le modèle réduit de tunnelier à pression de terre de l'ENTPE a été vérifiée en ce qui concerne les déplacements verticaux des pieux simples au travers des quatre essais suivants réalisés dans des massifs de sols différents mais confectionnés selon la même procédure :

- Les essais TP_{1I} et TP_{6I} conduits avec des pressions frontales de niveaux intermédiaires assez proches (P_F= 34kPa pour TP_{1I} et P_F= 38kPa pour TP_{6I}) permettent de comparer les amplitudes de tassement du pieu P3 installé en position excentrée à une distance de 1D de l'axe du tunnel (Figure III-82).
- Les essais TP_{3H} et TP_{4H} réalisés avec des pressions frontales de niveaux élevés (P_F= 57kPa pour TP_{3H} et P_F= 76kPa pour TP_{4H}) permettent de comparer les amplitudes de tassement du pieu P1 en position centrée au-dessus de l'axe du tunnel (Figure III-83).

Grâce à la Figure III-82, nous pouvons remarquer que l'excentrement droite ou gauche semble ne pas avoir beaucoup d'influence à une distance ±1D. En effet, les courbes de tassements des pieux et de la surface du sol avoisinante au pieu sont très similaires pour les essais TP_{1I} et TP_{6I}. Une des différences notables est l'amplitude de ces tassements mais celle-ci peut s'expliquer probablement par la différence de pression frontale entre les deux essais. La pression frontale de l'essai TP_{6I} étant supérieure à celle de l'essai TP_{1I}, on remarque une amplitude de tassement moindre à la surface du sol mais aussi un déplacement vertical du pieu atténué. Dans les deux essais, concernant le pieu celui-ci commence à se déplacer pour X_{PT}≈0.3D et le sol commence à tasser pour X_{PT}≈0.6D. Ces observations ont donc tendance à illustrer la bonne reproductibilité spatiale des essais.

Deux essais avec une pression frontale élevée ont aussi été effectués avec le pieu P1 situé dans l'axe du tunnel. On notera aussi que le sens de rotation de la roue de coupe a été changé entre les deux essais afin de pouvoir observer l'influence du sens de rotation de la roue de coupe sur les sollicitations mécaniques du pieu (paragraphe III.5.11). Concernant les déplacements, la Figure III-83 illustre de la même manière que précédemment les mouvements verticaux du pieu et de la surface du sol à proximité. Des remarques identiques peuvent aussi être faites. La différence notable est l'amplitude des tassements qui est expliquée par la différence de la pression frontale atteinte lors des essais. On notera aussi qu'une pression frontale excessive (TP_{4H}) génère un tassement supplémentaire à l'avant du front de taille (de l'ordre de 0.5mm dans notre cas). Mis à part ces deux phénomènes, on observe un comportement identique avec un point d'inflexion similaire (X_{ST}≈0.2D) pour les tassements du pieu et de la surface du sol entre les deux essais. Une accélération du tassement du sol et du pieu est à noter respectivement pour X_{ST}≈-0.2D et X_{ST}≈-0.1D dans les deux essais. Ces comportements semblables entre les deux essais, nous confirment une fois de plus la bonne reproductibilité de nos essais et témoigne de l'influence de la pression frontale sur le tassement du sol et de la structure avoisinante.

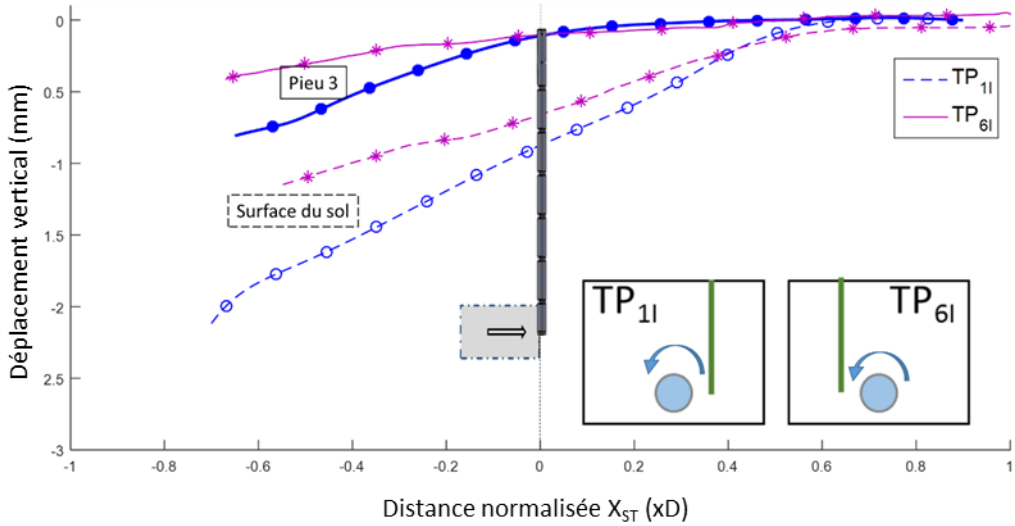


Figure III-82 – Evolution du déplacement du pieu P3 et de la surface du sol avoisinante pour les essais TP_{1I} et TP_{6I}

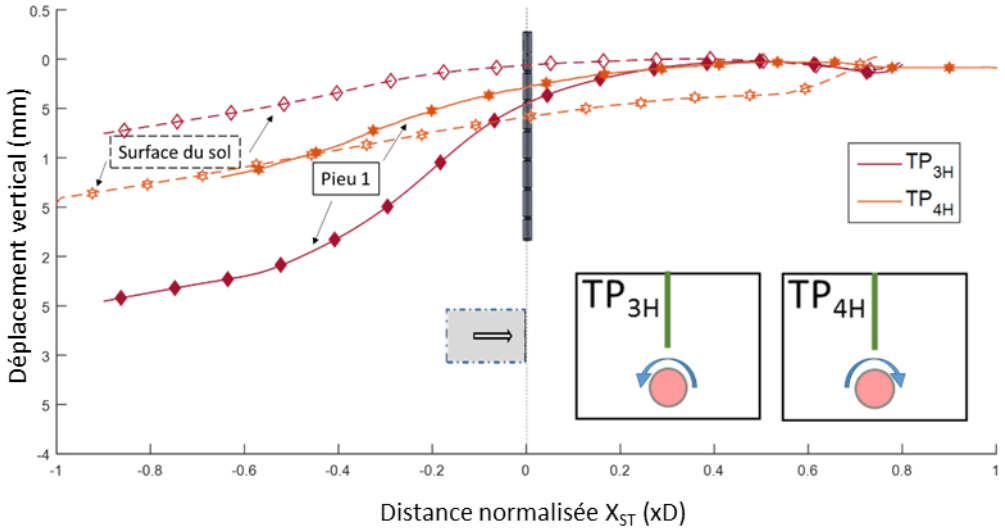


Figure III-83 - Evolution du déplacement du pieu P1 et de la surface du sol avoisinante pour les essais TP_{3H} et TP_{4H}

III.5.8 Evolution des contraintes dans le sol au voisinage des pieux

III.5.8.1 Contraintes verticales le long du pieu P1 centré

La Figure III-84 illustre pour les essais TP_{1I}, TP_{2L} et TP_{3H} réalisés avec les pieux simples, l'évolution de la contrainte verticale (σ_{zz}) mesurée dans la couverture du tunnel le long du pieu centré P1. Des mesures similaires réalisées lors de l'essai en terrain viergeTV$_{2I}$ sont également reportées sur cette figure. Pour certains essais, deux capteurs de contraintes ont été positionnés à une même profondeur au-dessus de l'axe du tunnel avant et après le pieu afin de détecter un possible effet d'écran généré par la présence du pieu.

Quel que soit le niveau de la pression appliquée par le tunnelier sur le front de taille, les profils de variation des contraintes verticales mesurées dans la couverture au-dessus de l'axe du tunnel sont relativement similaires. Ces profils mettent en évidence un déconfinement vertical du sol à partir d'une distance de l'ordre de 0.2D (X_{ST}=0.2D) à l'avant du front de taille. Cette zone de sol déconfinée s'étend jusqu'à au moins 1D (X_{ST}=-1D) à l'arrière de ce front de taille. Dans la direction verticale, elle est décelée jusqu'à une distance d'au moins 1.5D au-dessus de l'axe du tunnel. En parallèle de ce déconfinement, des valeurs de contraintes verticales supérieures aux valeurs initiales d'avant creusement sont observées en avant de cette zone déconfinée (0.2D<X_{ST}<1D).

Cette redistribution des contraintes verticales dans la couverture au-dessus de l'axe du tunnel est sans aucun doute le reflet de l'existence d'un effet de voûte longitudinal autour du front de taille, comme déjà observé dans le cas des terrains vierges. Il semble par conséquent que la présence du pieu centré P1 ne soit pas en mesure de perturber de manière significative cet effet de voûte.

Les essais de creusement avec pieux simples réalisés à différents niveaux de pression frontale montrent par ailleurs que l'amplitude du déconfinement vertical décrit précédemment augmente lorsque le niveau de pression frontale diminue (Figure III-84). On peut penser qu'une réduction de la pression frontale entraîne un accroissement des déplacements du sol, par conséquent une augmentation des contraintes de cisaillement se développant dans la couche de couverture, et donc une intensification de l'effet de voûte. Inversement dans le cas de l'essai TP_{3H} réalisé à forte pression frontale, la contrainte verticale mesurée reste toujours supérieure à sa valeur initiale. Dans ce cas, il semble que la forte pression exercée « surcomprime » le sol et n'autorise donc pas sa décompression verticale.

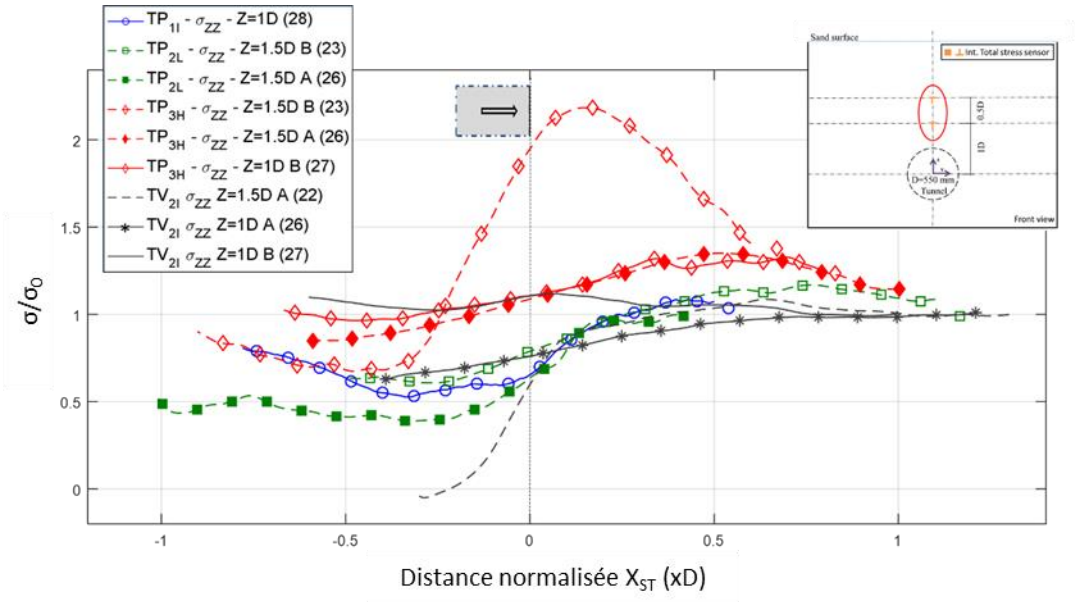


Figure III-84 – Contraintes verticales (σ_{zz}) mesurées dans le terrain, à différentes profondeurs le long du pieu P1 centré (A: Apres le pieu, B: Avant le pieu).

III.5.8.2 Contraintes verticales le long du pieu P1 excentré

La Figure III-85 donne, dans le cas de l'essai TP_{5I} réalisé avec le pieu P1 excentré (Y=0.5D), l'évolution des contraintes verticales (σ_{zz}) mesurées en différentes positions au sein de la couverture du tunnel : à l'aplomb de l'axe du tunnel (capteurs 28 et 22) et le long du pieu P1 excentré (Capteurs 23 et 29). Notons que la paire de capteurs 23 et 28 (trait pointillé) est située à une hauteur de 0.9D au-dessus de l'axe du tunnel (soit une profondeur de 1.2D sous la surface) et que la paire de capteurs 22 et 29 (trait continu) est positionnée à une hauteur de 1.5D au-dessus de l'axe (soit une profondeur de 0.6D sous la surface).

Les résultats présentés sur cette figure montrent que les profils de variations de la contrainte verticale (σ_{zz}) dans la couche de couverture située directement à la verticale du tunnel évolue avec la profondeur. Ainsi dans le cas d'un creusement à pression frontale intermédiaire, le déconfinement vertical du sol apparaît d'autant plus prononcé que l'on se rapproche de la clef du tunnel. De même, la zone de sol déconfinée verticalement est davantage étendue dans la direction longitudinale pour des positions proches du tunnel.

Il est par ailleurs intéressant de noter que dans le cas du capteur 29 situé le long du pieu P1 excentré, la contrainte verticale mesurée reste, durant tout le creusement, supérieure à la contrainte verticale initiale d'avant creusement, même si l'on observe une légère diminution de cette contrainte verticale au passage du front de taille. Selon nous, ce comportement peut s'expliquer par l'action couplée de deux mécanismes : d'une part la reprise d'une partie du poids des terres par effet de voûte transverse et/ou longitudinal mobilisé avec le creusement, d'autre part la reprise d'une partie des efforts de frottement du pieu sur le sol. Rappelons que dans cette zone, le pieu tasse davantage que le sol et par conséquent du frottement positif est censé être mobilisé le long du pieu pendant le creusement.

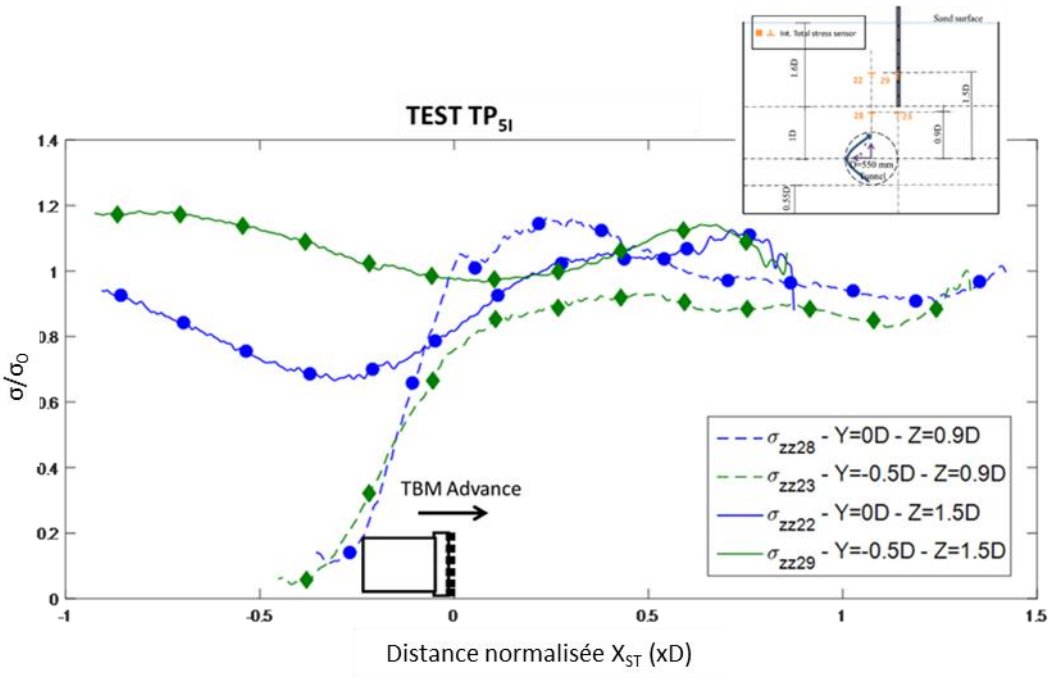


Figure III-85 – Contrainte verticale (σzz) mesurée à différentes hauteurs dans la couverture du tunnel et le long du pieu P1 excentré (essai TP_{5I})

III.5.8.3 Contraintes verticales et horizontales radiales autour de la pointe du pieu P3

Les Figure III-86 et Figure III-87 illustrent pour les différents essais l'évolution des contraintes verticales (σ_{zz}) et horizontales radiales (σ_{yy}) mesurées à proximité de la pointe du pieu P3 (Y=1D) pendant le creusement du terrain. Ces profils sont très similaires à ceux observés en cette même position lors des essais en terrain vierge (paragraphe III.4.4.2, essai TV_{2I}). Ainsi concernant la contrainte horizontale radiale (σ_{yy}), ces essais mettent en avant deux phénomènes, en fonction de la distance au front. A l'avant du tunnelier, la contrainte horizontale (σ_{yy}) mesurée à proximité de la pointe du pieu P3 augmente progressivement sous l'action compressive de la roue de coupe et de la pression de confinement exercée par le tunnelier sur le front de taille. Comme pour les essais en terrains vierges, les amplitudes de variations de cette contrainte horizontale radiale sont influencées par le niveau de pression appliquée au front de taille. Pour cette même position, l'augmentation relative de cette contrainte est d'autant plus grande que la pression au front est élevée. A l'arrière de la roue de coupe (zone de convergence), la contrainte horizontale diminue lentement pour atteindre une valeur inférieure à sa valeur initiale d'avant creusement. La zone de sol avoisinant la pointe du pieu P3 se trouve alors déconfinée dans la direction horizontale radiale après passage du front de taille.

Les contraintes verticales (σ_{zz}) mesurées dans le même temps au voisinage de la pointe du pieu P3 semblent moins affectées par le creusement du tunnel. Notons toutefois une légère augmentation de la contrainte verticale avec l'avancement du tunnelier (Figure III-87) qui semble plus accentuée en présence du pieu P3 que dans le cas du terrain vierge (essai TV_{2I}). Comme pour le pieu P1 excentré, cette augmentation pourrait être la combinaison de deux phénomènes : d'une part un report du poids des terres situées au-dessus du tunnel par effet de voûte transverse, d'autre part une redistribution dans le terrain de l'effort de frottement positif exercé par le sol le long du pieu si celui-ci était avéré.

Notons enfin que les mesures de contraintes verticales effectuées de part et d'autre du pieu (capteur 29 : avant le pieu ; capteur 24 : après le pieu) tendent à montrer que la présence du pieu n'induit pas un effet d'écran significatif sur la contrainte verticale (σ_{zz}).

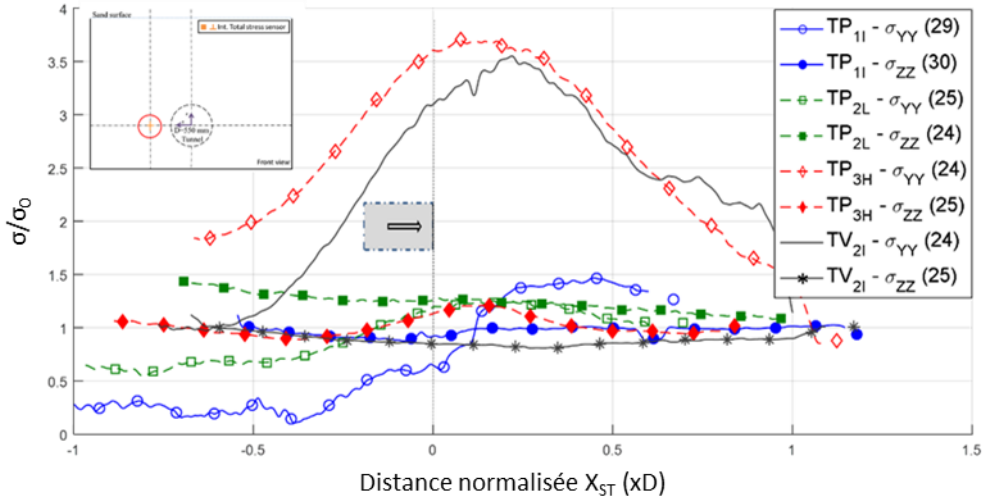


Figure III-86 – Contraintes horizontales radiales (σ_{yy}) et verticales (σ_{zz}) mesurées en une même position située au voisinage de la pointe du pieu P3 lors des essais TP_{1I}, TP_{2L}, TP_{3H} et en terrain vierge (TV_{2I})

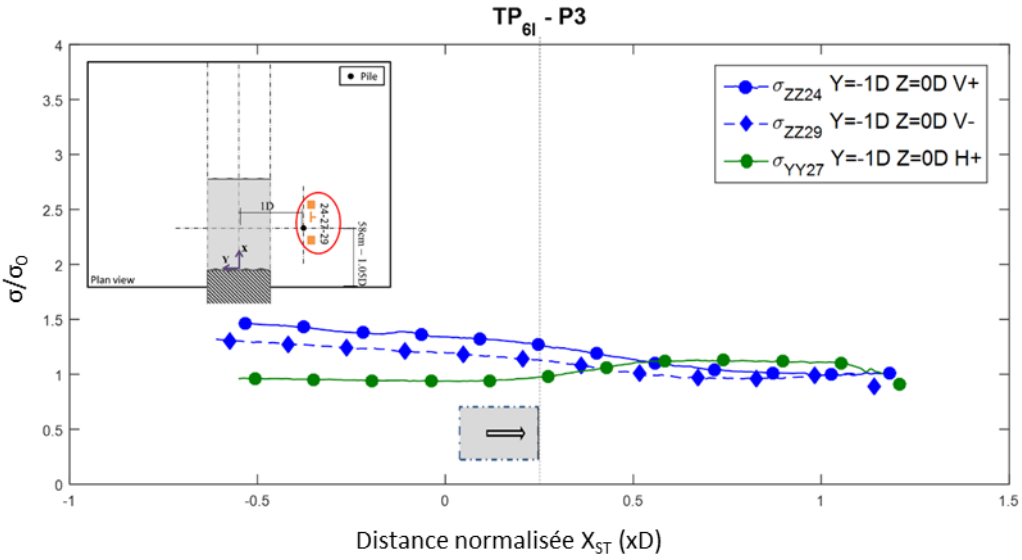


Figure III-87 – Contraintes horizontales radiales (σ_{yy}) et verticales (σ_{zz}) mesurées au voisinage de la pointe du pieu P3 lors de l'essai TP_{6I}

III.5.8.4 Contraintes verticales et horizontales autour de la pointe du pieu P4

Dans le cas du pieu P4 excentré (Y=1D) et dont la pointe est située au niveau du radier du tunnel, les profils de variations des contraintes horizontales radiales (σ_{yy}) et verticales (σ_{zz}) mesurées à proximité de la pointe de ce pieu sont très similaires à ceux observés au voisinage de la pointe du pieu P3. En particulier, notons une augmentation de la contrainte horizontale (σ_{yy}) à l'avant du tunnelier d'autant plus prononcée que la pression frontale de soutènement appliquée par le tunnelier sur le terrain est forte. Puis après passage du front de taille, remarquons un déconfinement du sol au voisinage de la pointe du pieu P4 dans cette même direction horizontale transverse ($\overrightarrow{e_y}$).

Un autre phénomène intéressant à remarquer est la quasi-similitude de comportement des pressions entre les essais TP_{3H} et TV_{1I}. A l'avant du front de taille (X_{ST}≈0.5D), on observe une augmentation des contraintes horizontales et verticales avant une diminution de celles-ci à X_{ST}≈0.1D puis leur stabilisation à l'arrière du tunnelier (X_{ST}≈-0.3D). Ces confinements similaires entre les essais TP_{3H} et TV_{1I}, s'expliquent par la faible

vitesse de rotation de la roue de coupe de l'essai TV_{1I}. Dans cet essai, les mouvements de sol sont semblables à un essai à pression frontale intermédiaire voire à faible pression mais le comportement de mise en contrainte s'apparente plus à un essai à pression frontale élevée. Malheureusement, le sol à la base du pieu P4 n'a pas été instrumenté lors de l'essai de référence en terrain vierge TV_{2I}, utilisé comme notre essai de référence en terrain vierge. Nous n'avons donc pas de point de comparaison en termes de contrainte du sol entre un sol vierge et un sol en présence de pieu pour une pression frontale dite intermédiaire.

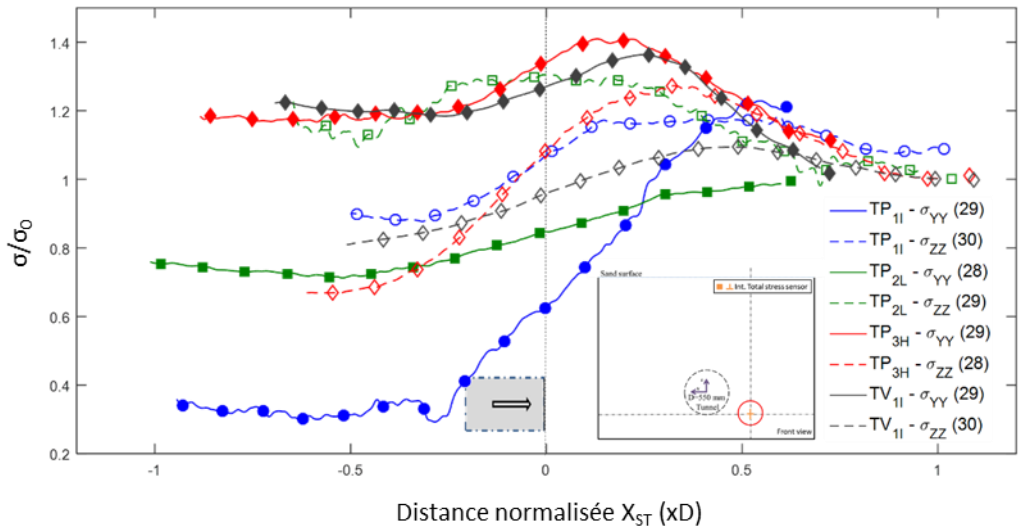


Figure III-88 – Contraintes horizontales (σ_{yy}) et verticales (σ_{zz}) mesurées à proximité de la pointe du pieu P4 lors des essais TP_{1I}, TP_{2L}, TP_{3H}

III.5.9 Retour sur les zones d'influence

Notons que les résultats présentés dans le paragraphe III.5.5 sont en bon accord avec ceux que l'on peut retrouver dans la littérature. Rappelons que ces derniers sont principalement basés sur des observations faites sur des modèles en déformations planes ou des simulations numériques. Les résultats obtenus avec le modèle 3D de l'ENTPE sont en particulier en très bonne adéquation avec les zones d'influence décrites par plusieurs auteurs (Jacobsz et al., 2004, Lee et Bassett, 2006 ; Jongpradist et al., 2013) et définies en fonction des tassements relatifs entre la pointe du pieu et la surface du sol située à proximité des pieux.

Le Tableau III-9 donne à titre indicatif le coefficient R_X qui est le rapport entre le déplacement vertical du pieu X et le déplacement de la surface du sol à proximité du pieu X ; ceci pour une position donnée du front de taille. Dans notre cas, nous avons considéré une position située à un demi diamètre de tunnel à l'arrière du front de taille (X_{PT}=-0.5D).

La Figure III-89 représente dans le cadre de nos essais expérimentaux, les zones d'influence les plus couramment utilisées (Jacobsz et al., 2002) mais aussi issues d'observations sur site (Kaalberg et al., 2005 ; Selemetas et al., 2005). Sur cette figure, il est aussi représenté la position de la pointe des pieux étudiés lors de nos essais et pour différentes pressions frontales. De toute évidence et quelle que soit la pression au front, le rapport R_{P4} reste inférieur à 1 ; ce qui coïncide avec les zones définies dans la littérature. Concernant le pieu P3, le coefficient R_{P3} est supérieur à 1 mais inférieur à 2, toutefois le rapport R_{P3} diminue pour des pressions frontales basses ou élevées. Enfin le rapport $R_{P1\ est}$ lui aussi compris entre 1 et 2 lorsque le pieu P1 est excentré mais devient supérieur à 2 lorsque ce pieu est positionné à l'aplomb du tunnel. A l'inverse du pieu P3, le rapport R_{P1} augmentent lorsque les pressions frontales sont soit faibles soit élevées.

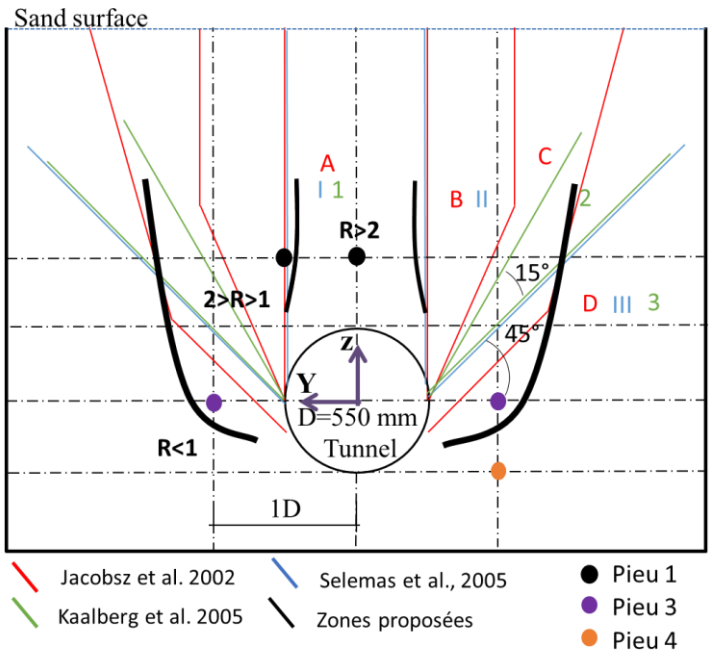


Figure III-89 – Zones d'influence issues des essais avec pieux simples

R (X_{TP}=-0,5D)	P1	P3	P4
TP_{1I}	2.3	2	0.3
TP_{2L}	4	1.4	0.8
TP_{3H}	2.7	1.2	0.4
TP_{4H}	1.1		
TP_{5I}	1.2		
TP_{6I}		0.4	

Tableau III-9 – Valeur du rapport entre tassement du pieu et tassement de la surface du sol située à proximité du pieu observés lors des différents essais ENTPE (cas d'une section distance de O.5D à l'arrière du front de taille)

III.5.10 Effort axial et frottement latéral le long des pieux

La Figure III-90 présente l'évolution de l'effort axial dans chacun des pieux étudiés (P1, P3 et P4) lors des différents essais de creusement réalisés avec différentes pressions frontales. L'effort axial est calculé à différentes hauteurs du pieu grâce aux six niveaux de jauges de déformation installées le long des pieux. Sur les graphiques présentés, l'effort axial pour chacun des pieux est normalisé par la charge de service définie au paragraphe III.3.1. De plus, la distribution de cet effort axial dans le pieu est donnée pour différentes positions relatives entre le tunnelier et le pieu. Ainsi sur ces figures, X_{PT} représente la distance longitudinale (c'est-à-dire selon $(\overrightarrow{e_x})$) qui sépare le front de taille du pieu considéré avec $X_{PT}>0$: le pieu est en avant du front de taille et $X_{PT}<0$: le pieu est situé à l'arrière du front de taille.

En parallèle, la Figure III-91 donne, pour les différents essais de creusement, l'évolution du frottement latéral le long des pieux. Ces valeurs de contraintes de frottement latéral sont également déduites des mesures effectuées à l'aide des jauges d'extensométrie placées le long des pieux. Elles correspondent à la différence des valeurs d'effort axial mesurées entre deux niveaux de jauges consécutifs, divisée par la surface latérale du pieu située entre ces deux niveaux de jauges. Par convention, le frottement positif est dirigé vers la tête du pieu et a tendance à diminuer l'effort de pointe du pieu.

III.5.10.1 Cas du pieu P1 centré

Dans le cas du pieu P1 centré au-dessus de l'axe du tunnelier, la distribution de l'effort axial à l'intérieur du pieu est rapidement modifiée à l'approche du tunnelier. Au cours du creusement, et parallèlement au tassement du pieu décrit au paragraphe III.5.5.1, l'effort axial le long du pieu P1 décroît de manière quasi continue entre la surface et la pointe du pieu. Il est généralement minimal au niveau de la pointe du pieu en raison du déconfinement du sol dans cette zone qui entraîne une réduction de la résistance de pointe. Pour maintenir l'équilibre des forces, cette diminution de l'effort axial avec la profondeur est compensée par la mobilisation de contraintes de cisaillement (frottement) à l'interface sol/pieu. Le pieu tassant plus que le sol avoisinant, du frottement positif est alors mobilisé le long du pieu en accord avec les observations faites au paragraphe III.5.5.1III.5.6.

Logiquement, il apparaît que la mobilisation du frottement positif est d'autant plus rapide que la pression frontale appliquée au front de taille est faible et le déplacement relatif sol-pieu est élevé. Ainsi, on remarque

sur les profils de l'effort axial du pieu P1 pour les essais réalisés à pressions frontales faibles (essai TP_{2L}) et intermédiaire (essais TP_{1I} et TP_{5I}) l'obtention d'un palier de frottement mobilisé à la base du pieu lorsque le pieu est situé à 0.65D (X_{PT}=-0.65D) derrière le front de taille. Aussi, il est concevable de penser que dans ces trois cas la rupture du pieu a été atteinte. Cette affirmation est en accord avec la notion de rupture de pieu développée dans le paragraphe III.5.5.1 sur la base des analyses de déplacements des pieux faites pour ces trois essais.

Dans le cas des essais de creusement réalisés à pressions frontales élevées (essais TP_{3H} et TP_{4H}), il peut être noté l'existence de frottement négatif le long de la partie inférieure du pieu P1. Ce frottement négatif est décelé lorsque le pieu est situé à l'avant du front de taille (X_{PT}= 0.8D et 0.2D) et disparait après passage du front de taille à la verticale du pieu. Cela supposerait que pour ces positions, le sol avoisinant tasse davantage que le pieu. Cette tendance n'a toutefois pas été observée dans le cadre des mesures de déplacements verticaux internes réalisés autour du pieu P1 (cf § III.5.6)

III.5.10.2 Cas du pieu P1 excentré

Dans le cas du pieu P1 excentré (Y=0.5D, essai TP5I), les Figure III-90 et Figure III-91présentent la distribution de l'effort axial et de l'effort de frottement le long du pieu P1 mesurés au cours de l'essai TP5I conduit avec une pression frontale intermédiaire. Plusieurs phénomènes sont remarquables. Dans un premier temps on note que, tout comme le cas précédent, l'effort du pieu axial le long du pieu décroît de manière quasi-continue entre la surface du sol et la pointe du pieu. Toutefois, l'amplitude de variation de cet effort le long du pieu excentré est moindre que celle du pieu situé dans l'axe du tunnel. On remarque aussi que l'amorce de la diminution de l'effort axial est plus tardive (X_{PT}=-0.2D) mais aussi plus progressive dans le temps et le long du pieu. On remarquera que dans le cas du pieu centré, il y a une rupture de l'effort axial à la profondeur Z~450mm, cette rupture se situe à une profondeur de Z~600mm dans le cas du pieu excentré comme on peut l'observer sur la Figure III-90. Ce phénomène est directement visible sur la Figure III-91 représentant le frottement latéral le long du pieu. En effet, dans un premier le temps, un frottement positif se mobilise uniquement à la pointe du pieu, puis progressivement décroît (X_{PT}=0D) avec probablement le déconfinement du sol sous la pointe du pieu. Alors que le frottement en partie haute du pieu ne cesse d'augmenter. On notera que cette augmentation est progressive entre la profondeur Z=-600mm et la surface du sol pour atteindre environ 3 kPa.

La mobilisation du frottement le long du pieu excentré est moins brutale que celle du pieu situé à l'aplomb du tunnel, ce qui est en accord avec les observations faites sur les tassements des pieux.

III.5.10.3 Cas des pieux P3 et P4

Concernant les pieux P3 et P4, les variations de l'effort axial le long du pieu pendant le creusement présentent des amplitudes plus faibles que celles observées dans le cas du pieu P1. Ce comportement est lié au fait que les des déplacements relatifs entre le pieu P3 (respectivement P4) et le sol environnant sont plus faibles que dans le cas du pieu P1 positionné dans la couverture du tunnel (cf § III.5.6). En conséquence, le frottement latéral mobilisé le long des pieux pendant l'avancement du tunnelier reste modéré.

Notons toutefois, sur la base des mesures rapportées sur la Figure III-91, une différence notable sur la mobilisation du frottement latéral le long du pieu P3 en fonction de la pression frontale. En effet, pour les essais à faibles pressions frontales (TP_{2L}) et à pressions frontales intermédiaires (TP_{1I}, TP_{6I}), du frottement positif est mobilisé en partie basse du pieu alors que du frottement négatif est mobilisé en partie haute du pieu. Ce phénomène est en parfaite adéquation avec les mouvements de sol mesurés autour du pieu P3 dans le cas de l'essai TP6I et décrits au paragraphe III.5.7.2. Ainsi, le sol situé au voisinage du pieu P3 en partie haute du pieu (au-dessus de la clef du tunnel) a tendance à tasser plus que le pieu, d'où la présence de frottement négatif. En revanche, le sol situé le long du pieu P3 en partie basse du pieu (en dessous de la clef du tunnel) a tendance à moins tasser que le pieu, d'où la présence de frottement positif le long du pieu.

Dans le cas des essais conduits avec des pressions frontales élevées (TP_{3H}), il a été montré que le sol au voisinage du pieu P3 avait tendance à être refoulé (Figure III-79); ce qui conduit à une accentuation de la mobilisation de frottement positif le long du pieu bien que le tassement du pieu dans ce cas reste minime .

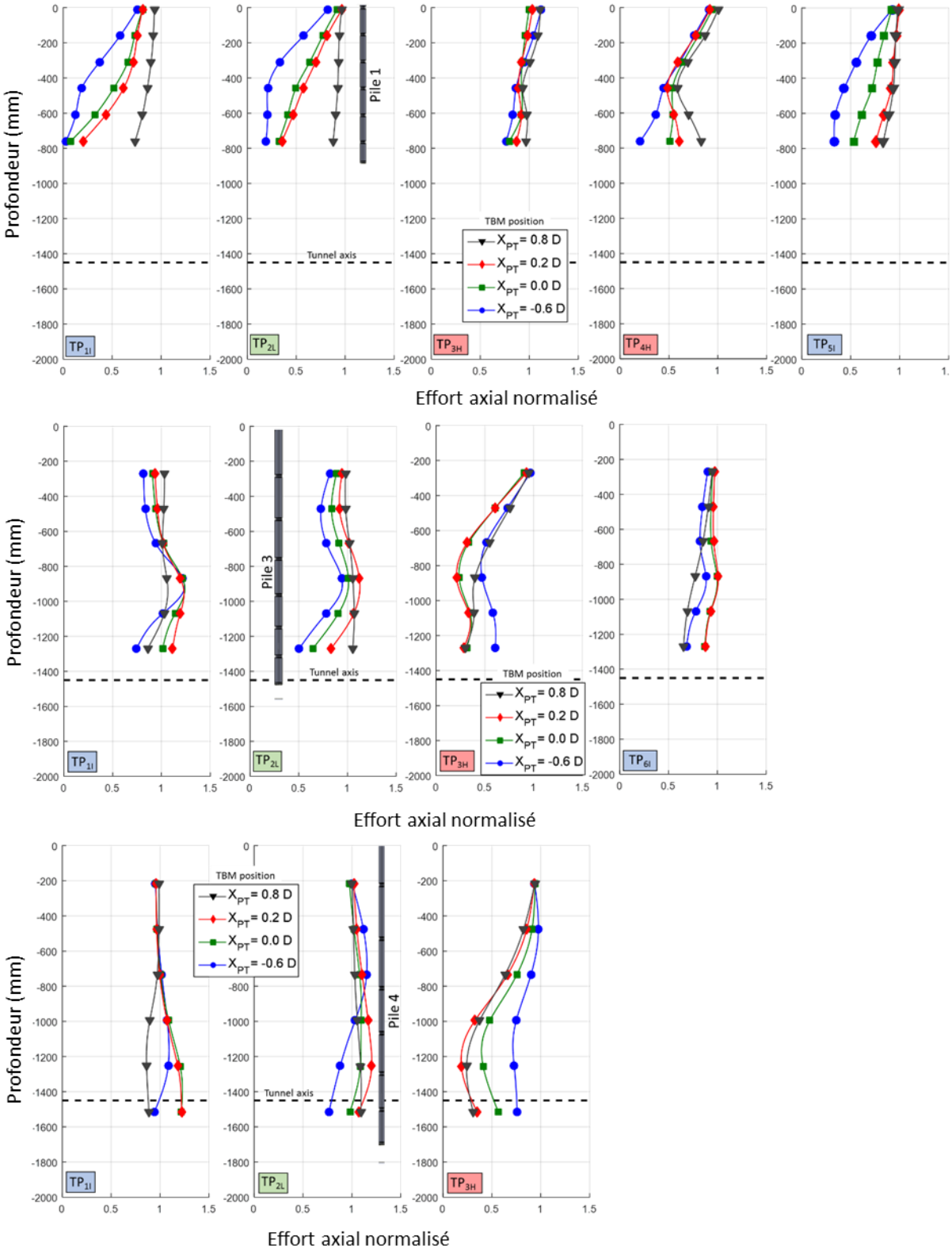


Figure III-90 – Evolution des efforts axiaux mesurés le long des pieux, pour les différents essais et pour différentes distances relatives entre le pieu et le front de taille (X_{PT}> : pieu situé à l'avant du front de taille, X_{PT}<0 : pieu situé à l'arrière du front de taille)

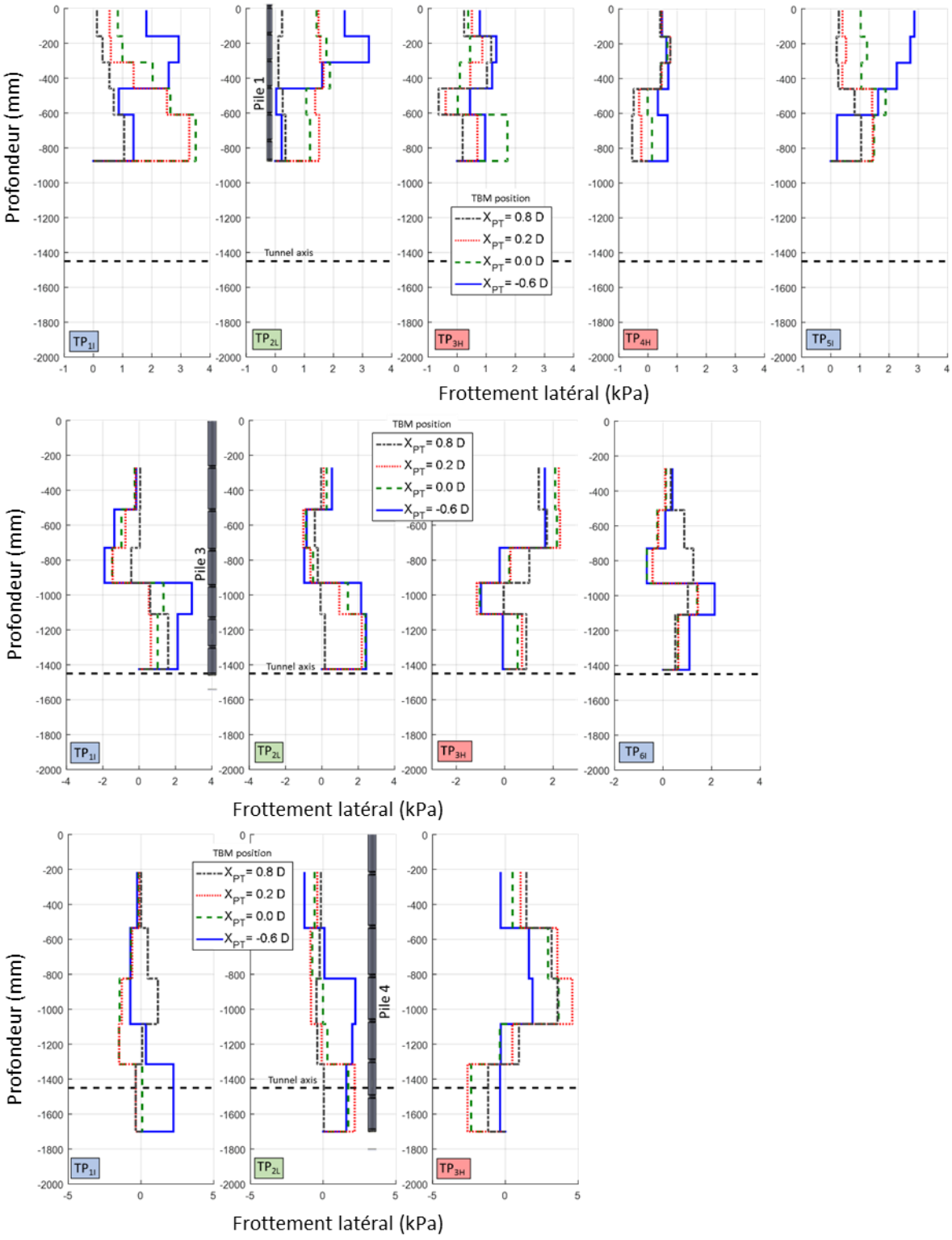


Figure III-91 - Evolution du frottement latéral le long des pieux pour les différentes pressions frontales et pour différentes distances relatives entre le pieu et le front de taille (X_{PT}> : pieu situé à l'avant du front de taille, X_{PT}<0 : pieu situé à l'arrière du front de taille).

III.5.10.4 Evolution des efforts de pointe

Par ailleurs, les Figure III-92a, b et c montrent l'évolution des efforts de pointe mesurés dans les différents pieux simples lors des différents essais de creusement. De manière générale, et hormis le pieu P4 dans l'essai TP_{3H} (courbe rouge de la Figure III-92c) qui témoigne d'une surcharge de l'effort de pointe en fin d'essai, une diminution de l'effort de pointe est observée pour l'ensemble des pieux en fin d'essai de creusement, quel que soit le pieu considéré et le niveau de pression frontale imposé par le TBM sur le terrain. Notons toutefois que le pieu P1 situé à l'aplomb du tunnel est le pieu dont l'effort de pointe subit la plus forte diminution (de l'ordre de 65% de sa valeur initiale pour les différents essais).

Pour expliquer l'évolution de ces efforts de pointe, il convient de se reporter aux paragraphes d'analyse des déplacements relatifs entre le pieu et le sol avoisinant (§ III.5.5, III.5.6 et III.5.7) ainsi qu'au paragraphe traitant des mesures de contraintes dans le terrain au voisinage de la pointe des pieux (§ III.5.8). Ainsi il semble que la diminution de l'effort de pointe dans les différents pieux peut avoir des causes différentes selon la position du pieu et selon la pression frontale appliquée.

Dans le cas du pieu P1 situé à l'aplomb du tunnel, il semble que la réduction de l'effort de pointe est dans un premier temps induit par le déconfinement du terrain autour de la pointe. Il est en effet démontré que la pointe du pieu P1 se situe dans la zone de sol qui subit, lors de la progression du tunnelier dans le terrain, un déconfinement vertical par effet de voûte (§ III.4.5, Figure III-84, Figure III-85). Pour des raisons d'équilibre, le déconfinement observé en pointe du pieu P1 entraîne un tassement du pieu généralement plus important que celui du sol avoisinant (Figure III-77a, Figure III-79a, Figure III-80); ce qui conduit à la mobilisation de frottements positifs le long du pieu (Figure III-91a). Si le frottement positif mobilisé est suffisant pour compenser la réduction d'effort de pointe, le pieu retrouvera un état d'équilibre sinon le pieu atteindra la rupture.

Dans le cas des pieux P3 et P4 excentrés, l'analyse de l'évolution de l'effort de pointe est plus complexe. Pour ces pieux, il a été d'une part observé que ces pieux présentaient des amplitudes de tassements quasi-analogues à celles du sol avoisinant situé en surface de massif (Figure III-77b,c) et le long du fût du pieu (Figure III-79b,c et Figure III-81). D'autre part, les mesures de contraintes horizontale radiale (σ_{yy}) et verticale (σ_{zz}) réalisées lors des essais de creusement montrent globalement que le niveau de pression moyenne de confinement du sol autour de la pointe est augmenté à l'approche du tunnelier (pieu situé à l'avant du front de taille) puis tend à diminuer après passage du front de taille pour retrouver un niveau proche de sa valeur initiale, voire légèrement inférieur (Figure III-86, Figure III-87 et Figure III-88). Cette diminution de la pression moyenne autour de la pointe après passage du front de taille est toutefois fonction du niveau de pression frontale imposé.

En conséquence, on peut penser que les variations d'effort de pointe des pieux P3 et P4 sont la combinaison de deux phénomènes : d'une part, les variations de confinement du sol autour de la pointe des pieux caractérisées par une augmentation du confinement à l'avant du front de taille et une diminution du confinement après passage du front ; d'autre part la mobilisation de contraintes de frottement le long des pieux dont le sens est fonction du déplacement relatif sol/pieu.

Sur la base de ce raisonnement, on peut affirmer :

- que toute augmentation de l'effort de pointe à l'avant du front de taille peut être induite par une augmentation du confinement de la pointe, éventuellement rehaussée par la présence de frottement négatif le long du pieu (cas de la partie haute du pieu 3 lors des essais TP_{1I}, TP_{6I} et TP_{2L} et des parties médiane et basse du pieu 4 lors des essais TP_{1I} et TP_{3H}, cf Figure III-91b et c).
- que toute diminution de l'effort de pointe à l'arrière du front de taille peut être induit par une diminution du confinement de la pointe, rehaussée par la présence de frottement positif le long du pieu (cas de la partie basse du pieu 3 lors des essais TP1I, TP6I et TP2L et des parties médiane et basse du pieu 4 lors des essais TP1I et TP2L, cf. Figure III-91b et c).
- que toute diminution de l'effort de pointe à l'avant du front de taille est nécessairement induite par la présence de frottement positif le long du pieu. A ce sujet, soulignons le cas particulier de l'essai TP_{3H} pour lequel le frottement positif mobilisé le long des pieux 3 et 4 est produit par le mouvement de refoulement ascendant du sol le long du pieu occasionné par le niveau élevé de pression frontale appliquée (cf Figure III-91b et c et Figure III-79b et c).

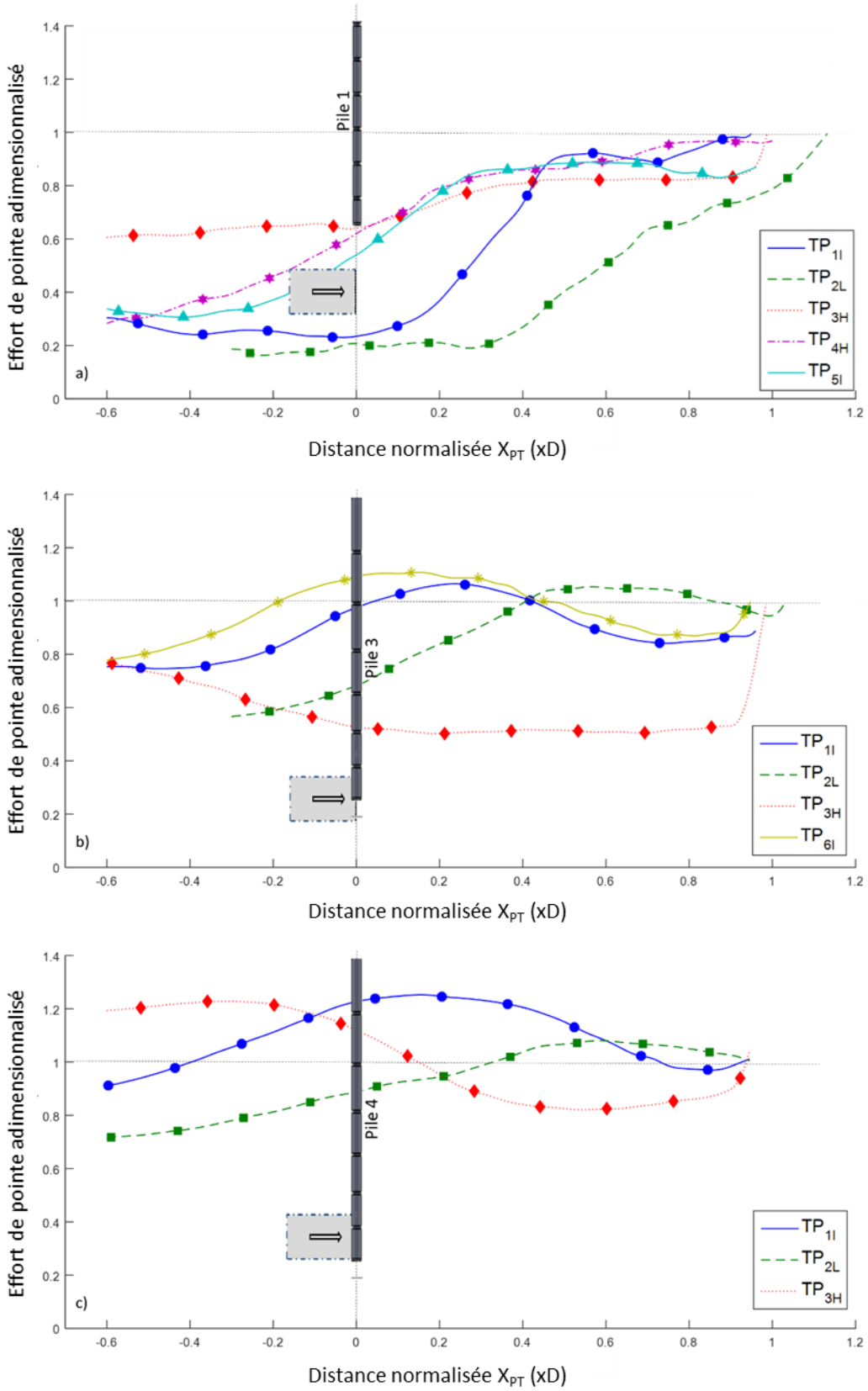


Figure III-92 - Evolution de l'effort de pointe normalisé par l'effort de pointe initiale pour les différents pieux simples étudiés en fonction de la position du front de taille (X_{PT} est la distance normalisée entre l'axe du pieu et le front de taille, $X_{PT}>0$: le pieu est situé à l'avant du front de taille)

III.5.11 Moments de flexion transversaux

La Figure III-93 présente les moments de flexion transversaux (Mx) mesurés à l'aide des cellules de jauges d'extensométrie le long des pieux P1, P3 et P4 au cours des différents essais de creusement réalisés à différentes pressions frontales. Sur cette figure, les profils de moments de flexion transverse sont donnés pour différentes distances longitudinales relatives entre le pieu et le front de taille ($X_{PT}>0$: le pieu est situé à l'avant du front de taille, $X_{PT}<0$: le pieu est situé à l'arrière du front de taille).

III.5.11.1 Cas du pieu P1 centré

Dans le cas du pieu P1 situé à l'aplomb de l'axe du tunnel, on pourrait ne pas supposer observer la mobilisation de moments de flexion transverse étant donné la symétrie du problème. Ce résultat est généralement rapporté dans la bibliographie relative aux essais en centrifugeuse menés en conditions de déformations planes. Notons que dans le cas des essais réalisés avec des niveaux de pression frontale faible (TP_{2L}) et intermédiaire (TP_{1I}), l'absence de moment de flexion transverse dans le pieu P1 placé au-dessus de l'axe du tunnel est retrouvée. En revanche, cette observation n'est plus vraie pour les essais réalisés à fortes pressions frontales (tests TP_{3H} et TP_{4H}). Dans ce cas, le moment de flexion transversale augmente à l'approche du tunnelier. Il atteint une valeur maximale lorsque le front de taille se situé à proximité du pieu ($X_{PT}=0.2D$ et $X_{PT}=0$). Ces résultats montrent que la forte pression appliquée au front de taille, couplée avec le mouvement de rotation de la roue de coupe, a pour effet de générer des moments de flexion dans le pieu centré. Le rôle de la roue de coupe dans ce phénomène est confirmé grâce à l'analyse croisée des essais TP_{3H} et TP_{4H} pour lesquels le sens de rotation de la roue de coupe a été délibérément inversé. Pour ces deux essais, les moments de flexion transversaux mesurés le long du pieu P1 sont d'amplitudes comparables et de signes opposés. On notera que dans la littérature ce résultat n'a jamais été reporté étant donné que la plupart des essais ont été réalisés dans des conditions de déformations planes ou bien avec des procédures d'excavation qui ne considèrent pas le mouvement de rotation de la roue de coupe.

III.5.11.2 Cas du pieu P1 excentré

Dans le cas du pieu court P1 placé en position excentrée par rapport à l'axe du tunnel ($Y=0.5D$, essai TP_{5I}), la Figure III-93a montre que de par sa position, ce pieu est davantage soumis à des moments de flexion transverse que lorsqu'il est placé à la verticale de l'axe du tunnel. Ainsi dans le cas de l'essai TP_{5I} réalisé avec une pression frontale de niveau intermédiaire analogue à celle de l'essai TP_{1I}, le moment de flexion augmente de manière significative dans le pieu P1 excentré à l'approche du tunnelier alors qu'il reste quasi nul dans le cas du pieu P1 centré lors de l'essai TP_{1I}. Notons que le maximum de moment de flexion dans le pieu P1 excentré est obtenu en partie inférieure du pieu, à environ deux tiers de sa hauteur. Enfin, remarquons que dans le cas du pieu P1 excentré, les moments de flexion transversaux mesurés le long du pieu augmentent continûment après passage du front de taille. Cette observation confirme que les déplacements de sol générés dans la couverture du tunnel par les contraintes de cisaillement développées le long de la jupe du tunnelier sont en mesure d'affecter la distribution des efforts dans ce pieu.

III.5.11.3 Cas des pieux P3 et P4

Concernant les pieux P3 et P4 installés de chaque côté du tunnel (Figure III-93 b et c), la forme du profil du moment de flexion apparaît significativement influencée par la profondeur relative de la pointe des pieux vis-à-vis de l'axe du tunnel.

Dans le cas du pieu P4 (Figure III-93c) dont la pointe est située au niveau du radier du tunnel, on observe à la fois un moment négatif et positif le long du pieu. Le moment négatif se situe dans la partie supérieure du pieu, proche de la surface, tandis que le moment de flexion positif se situe dans la partie basse du pieu, au niveau du tunnel. Ce profil du moment de flexion transverse à double courbure peut s'expliquer par le fait que la partie basse du pieu P4 se comporte comme si la pointe du pieu était encastrée, confinée par le sol. Les mesures de contraintes réalisées à l'emplacement de cette pointe lors des essais en sol vierge, et présentées au paragraphe III.4.4.1, ont montré le faible déconfinement du terrain en cette position dans la direction horizontale transverse ($\overrightarrow{e_y}$).

Dans le cas du pieu P3 dont la pointe est située à la profondeur de l'axe du tunnel, seul un moment de flexion transverse positif est mobilisé le long du pieu. Dans ce cas, il semble que la partie basse du pieu puisse davantage se déplacer avec le sol et se comporte alors comme une extrémité libre. On note que ces tendances ont pu être aussi observées par Lee et Chiang (2007) au cours d'essais 2D centrifugés.

Les Figure III-93b et c montrent par ailleurs que les moments de flexion transverses mesurés dans les pieux P3 et P4 augmentent à l'approche du tunnelier. Comme dans le cas du pieu P1 excentré, pour une même pression frontale, le moment de flexion maximal est généralement obtenu lorsque le pieu se situe dans la position la plus éloignée à l'arrière du front de taille (X_{PT}=-0.6D). Cette position correspond à l'obtention du maximum de perte de volume dans le terrain au voisinage du pieu. Ce résultat apparaît en bon accord avec les observations faites par Lee et Chiang (2007) qui mettaient en évidence une augmentation des moments de flexion avec une augmentation de la perte de volume sur modèle 2D centrifugé. Les essais réalisés avec le modèle réduit de tunnelier de l'ENTPE apportent une information supplémentaire. Ils montrent que l'amplitude des moments de flexion transverses générés dans les pieux est sensible au niveau de pression frontale imposé. Ainsi dans le cas des essais à forte pression frontale, bien que l'amplitude des pertes de volume occasionnées dans le terrain reste minime, les amplitudes des moments de flexion transverses mesurés le long des différents pieux sont nettement supérieures à celles mesurées lors des essais à faible pression frontale et à pression frontale intermédiaire. Ce comportement peut s'expliquer par la possible mise en butée du terrain dans la direction horizontale transverse ($\overrightarrow{e_y}$) dans le cas des essais à forte pression frontale, comme l'atteste l'augmentation de la contrainte horizontale (σ_{yy}) mesurée au voisinage des pieux P3 et P4 à l'approche du tunnelier (Figure III-86 et Figure III-88).

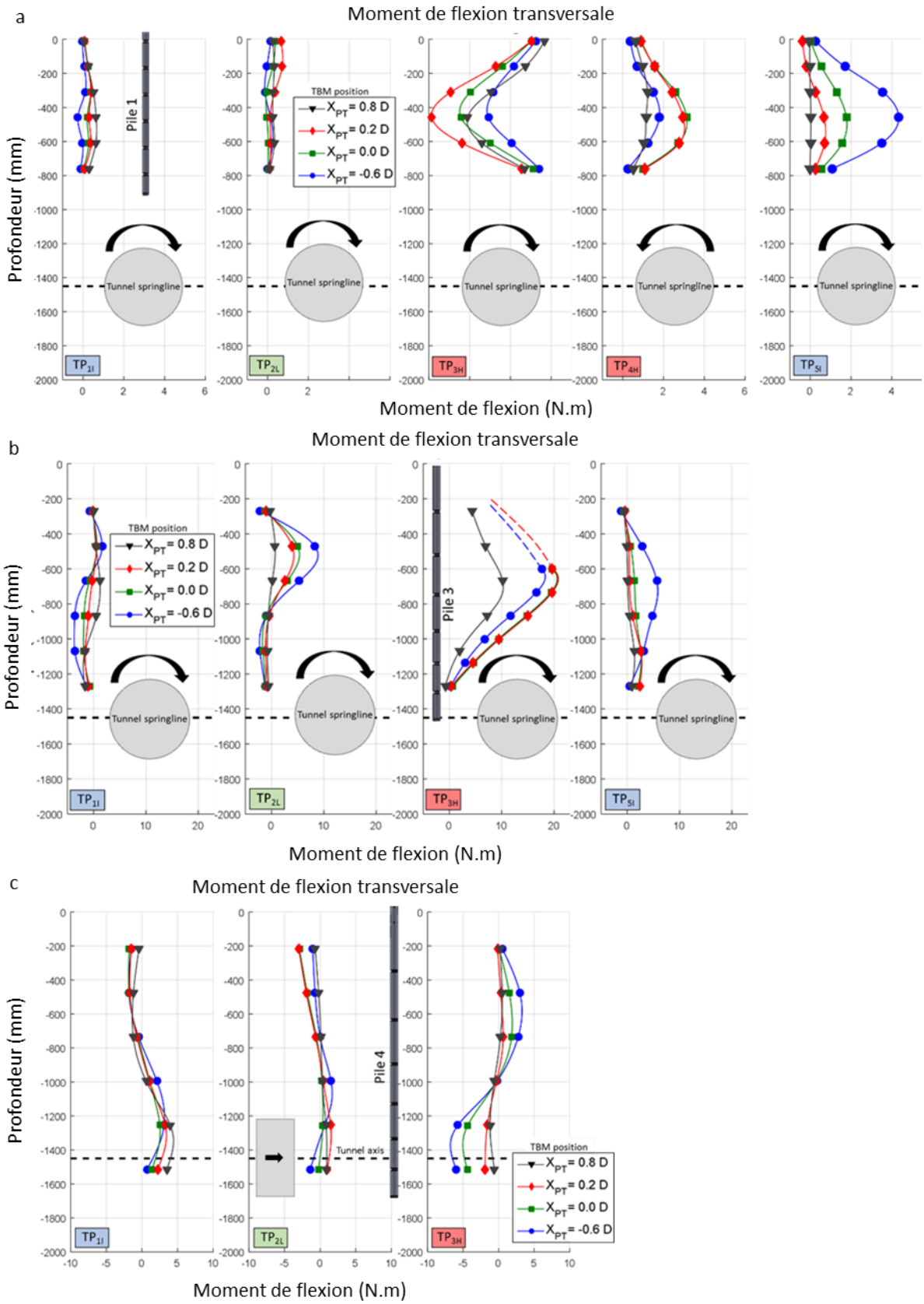


Figure III-93 – Evolution des moments de flexion transversaux mesurés le long des pieux en fonction de leur position relative au front de taille lors des différents essais de creusement ((a): pieu P1 centré (essais TP_{1I}, TP_{2L}, TP_{3H}, TP_{4H}) et excentré (essai TP_{5I}), (b): pieu P3, (c): pieu P4).

III.5.12 Moments de flexion longitudinaux

La Figure III-94 présente les moments de flexion longitudinaux (My) mesurés le long des pieux (P1, P3 et P4) pour les différents essais réalisés à différentes pressions frontales et pour différentes distances relatives pieu - front de taille ($X_{PT}>0$: le pieu est situé à l'avant du front de taille, $X_{PT}<0$: le pieu est situé à l'arrière du front de taille).

A la différence des modèles 2D rapportés dans la littérature, les essais menés avec le modèle réduit de tunnelier de l'ENTPE sont en mesure de mettre en évidence la mobilisation de moments de flexion longitudinaux à l'intérieur des pieux pendant l'excavation du terrain. Ces moments de flexion longitudinaux évoluent significativement avec l'avancement du tunnelier. Pour les trois pieux étudiés (P1 centré ou excentré, P3 et P4), il apparaît que le niveau de pression frontale appliqué influe indéniablement sur l'amplitude du moment de flexion longitudinale des pieux tant que le pieu se situe à l'avant du front de taille. En revanche, lorsque les pieux sont à l'arrière du tunnelier (X_{PT} = -0.6D), les moments de flexion longitudinaux mesurés dans un même pieu semblent être indépendants de la pression frontale appliquée. A partir d'une certaine distance à l'arrière du front de taille, seuls les effets dus à la contrainte de cisaillement le long de la jupe semblent avoir une influence sur les moments de flexion longitudinaux.

III.5.12.1 Cas du pieu P1

Dans le cas du pieu court P1 centré (Figure III-94a, essais TP_{1I}, TP_{2L}, TP_{3H}, TP_{4H}), il apparaît que la progression du tunnelier dans le terrain a tendance à générer de la flexion longitudinale dans le pieu en entraînant sa pointe dans la direction de creusement du tunnel. Dans le cas des essais à faible pression de soutènement frontal (essai TP2L), ce mouvement est visible après passage du front de taille (X_{PT}=-0.6D) ; il semble donc dans ce cas majoritairement induit par les contraintes de cisaillement se développant le long de la jupe coulissante du tunnelier. Dans le cas des essais à fortes pressions de soutènement frontal, ce mouvement de flexion du pieu est en revanche davantage perceptible à l'avant du front de taille (X_{PT}= 0.2D ou 0.8D). Dans ce cas, il semble induit par la pression de soutènement exercée par la machine sur le front de taille et dont l'action est en mesure de se propager jusqu'au voisinage du pieu. Dans tous les cas, remarquons que les profils de moment de flexion le long du pieu P1 centré présentent une simple courbure qui tend à prouver que la pointe du pieu se comporte comme une extrémité libre.

Dans le cas du pieu P1 excentré (Y=0.5D, essai TP_{5I}), les amplitudes du moment de flexion longitudinale mesuré dans ce pieu sont inférieures à celles du moment de flexion longitudinale mesuré dans le pieu P1 centré pour des niveaux de pression frontale analogues (essai TP_{1I}). Cette observation tend à montrer que la mobilisation d'un moment de flexion longitudinale dans un pieu situé en couverture de tunnel s'atténue assez rapidement lorsque l'on s'écarte du plan vertical médian passant par l'axe du tunnel.

III.5.12.2 Cas des pieux P3 et P4

Comme dans le cas du pieu P1, il apparaît que seul un moment de flexion longitudinale négatif est mobilisé dans le pieu P3 dont la pointe est située à la profondeur de l'axe du tunnel (Figure III-94b). Là encore, il semble que la pointe du pieu se comporte comme une extrémité libre qui est poussée vers l'avant (dans le sens de progression du tunnelier) à l'approche de la machine. Cet effort de poussée vers l'avant exercé par le terrain au niveau de la base du pieu est d'autant plus fort que la pression de soutènement frontal exercé par le tunnelier sur le terrain est grande.

Dans le cas du pieu P4 dont la pointe est située à la profondeur du radier du tunnel, le moment de flexion longitudinale mobilisé le long du pieu présente une double courbure : moment négatif en tête de pieu et positif à la base du pieu. Ce comportement, déjà observé pour le pieu P4 dans le cas du moment de flexion transverse, semble confirmer que la pointe du pieu P4 se comporte comme une extrémité fixe en raison de l'absence d'altération du confinement de cette pointe pendant le creusement du tunnel.

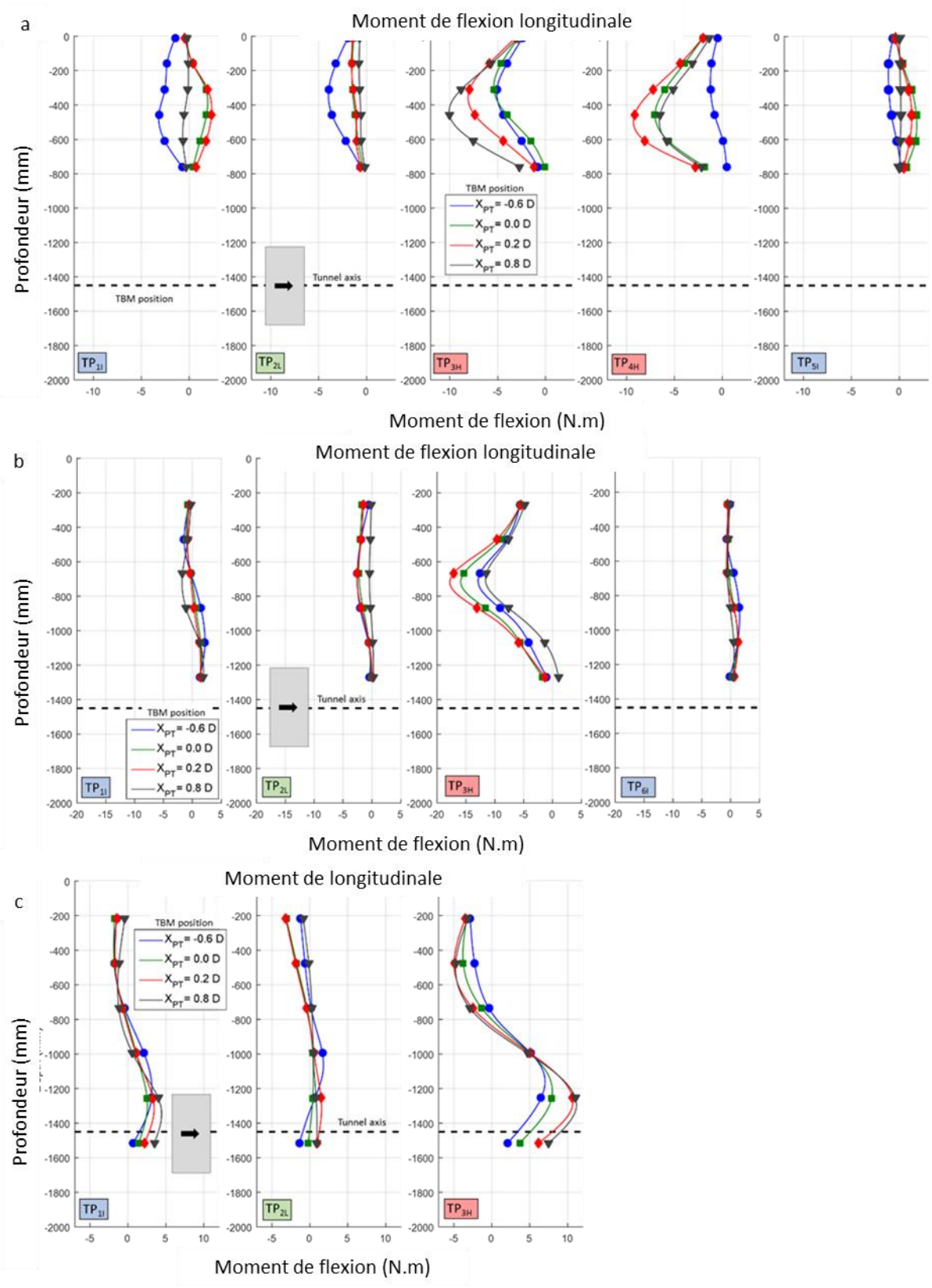


Figure III-94 – Evolution des moments de flexion longitudinaux mesurés le long des pieux en fonction de leur position relative au front de taille lors des différents essais de creusement ((a): pieu P1 centré (essais TP_{1I}, TP_{2L}, TP_{3H}, TP_{4H}) et excentré (essai TP_{5I}), (b): pieu P3, (c): pieu P4).

III.5.12.3 Moment de flexion longitudinale vs moment de flexion transverse

La présente étude a mis en lumière la mobilisation de moments de flexion longitudinaux dans les différents pieux lors de la progression du tunnelier dans le terrain. Il est important de noter que ces moments de flexion longitudinaux n'ont à ce jour jamais été considérés dans les études expérimentales reportées dans la littérature. Certaines études numériques 3D ont toutefois montré qu'ils pouvaient être du même ordre de grandeur que les moments de flexion transversaux (Mroueh et al., 2002) ; ce que confirment les essais réalisés avec le modèle réduit de l'ENTPE. Dans le cas bien particulier du pieu P1 situé à l'aplomb de l'axe du tunnel, ces mêmes essais montrent que le moment de flexion longitudinale est prédominant sur le moment de flexion transverse, quel que soit le niveau de pression frontale appliqué, comme l'illustre la Figure III-95.

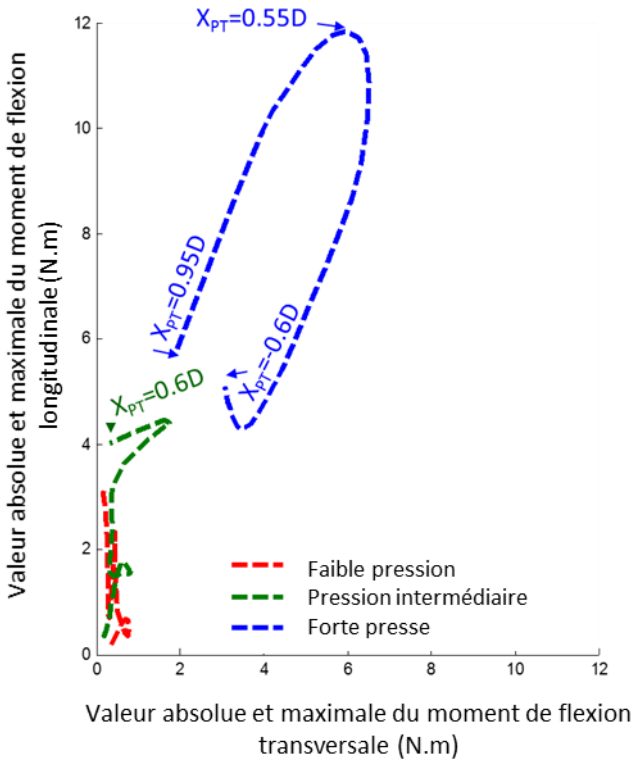


Figure III-95 – Moment de flexion longitudinale en fonction du moment de flexion transversale dans le cas du pieu P1 situé dans l'axe du tunnel.

III.6 ESSAIS DE CREUSEMENT AVEC GROUPE DE PIEUX (TG)

III.6.1 Rappel des objectifs

Nous présentons dans ce paragraphe, les résultats des deux essais de creusement réalisés avec le modèle réduit de tunnelier de l'ENTPE en présence de groupes de (2x2) pieux installés dans le massif de sol. Les positions de ces deux groupes de pieux et celles de l'instrumentation utilisés lors de ces deux essais sont présentées en détail sur les Figure III-52 et Figure III-53.

Comme indiqué au paragraphe III.2.2, l'essai TG_{1I} a été réalisé avec un groupe de pieux courts (P1). L'axe du groupe est positionné à une distance longitudinale de 1.05D du bord aval du caisson, directement à l'aplomb de l'axe du tunnel. Après fonçage du groupe de pieux, les pointes des 4 pieux P1 sont situées à une profondeur de 1.6D ; ce qui correspond à une distance verticale de 1D de l'axe du tunnel.

Dans le cas de l'essai TG2I, le groupe de (2x2) pieux installé dans le terrain est constitué de 4 pieux P3. L'axe du groupe de pieux est situé à une distance longitudinale de 1.05D du bord aval du caisson et à une distance transverse de 1D par rapport à l'axe du tunnel. Après fonçage du groupe de pieux, les pointes des 4 pieux P3 sont situées à la profondeur de l'axe du tunnel.

Rappelons qu'au sein d'un même groupe, les pieux sont reliés entre eux par une platine d'assemblage décrite au paragraphe II.7.3. La liaison platine / pieu est de type encastrement. L'entraxe entre deux pieux voisins est de 150mm (soit trois diamètres de pieux). Rappelons également que parmi les quatre pieux composant chacun des groupes, seulement trois pieux sont instrumentés : P11, P12 et P13 pour l'essai TG_{1I} ; P31, P32, et P33 pour l'essai $TG_{2I.}$ Les positions de ces différents pieux au sein du groupe sont données Figure III-52 et Figure III-53

Rappelons également que lors de ces deux essais, la pression frontale de soutènement exercée par le tunnelier sur le front de taille est de niveau intermédiaire : P_F égale 34kPa pour l'essai TG_{1I} et P_F égale 30kPa pour l'essai TG_{2I}. Les autres caractéristiques de ces deux essais ont été données dans le Tableau III-4

L'objectif principal de ces deux essais est, comme pour les essais avec pieux simples, l'analyse à l'échelle du modèle des mécanismes tridimensionnels régissant l'interaction tunnelier- sol – groupe de pieux. Cette analyse est censée porter sur les déplacements relatifs du sol et des groupes de pieux ainsi que sur la redistribution des efforts mécaniques à l'intérieur du groupe de pieux (effort axial, moments de flexion transversale et longitudinale) lors de la progression du tunnelier dans le terrain.

III.6.2 Comportement des groupes de pieux lors du fonçage

Comme ce fût le cas pour les pieux simples, les pieux du groupe sont positionnés dans le caisson avant son remplissage. Les quatre pieux sont mis en place préalablement assemblés par l'intermédiaire de la platine métallique. Une fois le massif de sol reconstitué et avant que l'excavation du tunnel commence, le groupe de pieux est foncé verticalement sur une profondeur de 50mm (soit un diamètre de pieu). L'objectif de ce fonçage est de mobiliser pleinement le frottement le long des pieux et l'effort de pointe. L'idée est de reproduire ainsi le comportement d'un pieu foré coulé.

Lors de la procédure de fonçage du groupe de pieux, le chargement vertical est appliqué au centre de la platine d'assemblage par l'intermédiaire d'un vérin pneumatique. Une rotule est préalablement placée entre l'extrémité du vérin et la platine (cf § II.7.3). Le vérin utilisé pour ce fonçage a une capacité totale de 2500 daN sous une pression de 8 Bars.

Les Figure III-96 et Figure III-97 donnent, pour les différents pieux instrumentés des essais TG_{1I} et TG_{2I} , les évolutions en cours de fonçage de l'effort axial mesuré en tête du pieu (courbe bleue), de l'effort axial mesuré au voisinage de la pointe du pieu (courbe verte), du frottement latéral moyen le long du pieu (courbe violette). Les variations de ces différentes grandeurs sont données en fonction de la longueur de fonçage du

groupe de pieux considéré. Sur ces mêmes figures et à titre indicatif, l'effort total de fonçage appliqué sur la platine du groupe de (2x2) pieux, mais divisé par 4, a également été reporté (courbe rouge).

Pour chaque groupe de pieux, l'effort total de fonçage atteint un palier (i.e. charge constante) à la fin du fonçage avant d'atteindre les 50mm de déplacement. Ces profils sont en accord avec ceux que l'on retrouve dans la littérature. La capacité portante du groupe de pieux P1 est égale à 300daN et celle mesurée pour le groupe de pieux P3 est de 520 daN. Logiquement, le groupe de pieux P3 constitué des pieux les plus longs présente la capacité portante la plus importante. Rappelons, que la capacité portante mesurée pour un pieu seul P1 est de 60 daN et celle d'un pieu seul P3 est de 80daN (cf § III.3.1). Par conséquent, il apparaît qu'un effet de groupe non négligeable est mobilisé pour les essais TG_{1I} et TG_{2I}.

Les mesures reportées sur les Figure III-96 et Figure III-97 montrent par ailleurs que pour un même groupe de pieux, les efforts verticaux transmis au niveau de la tête de chacun des pieux (courbe bleue) est hétérogène. Cette valeur varie de l'ordre de +/- 25% du quart de la charge totale appliquée pour le fonçage du groupe de pieux (courbe rouge). Les origines de ces variations seront discutées ci-après.

Les contraintes moyennes de frottement le long des pieux (courbe violette) sont calculées à partir des efforts axiaux mesurés en tête de pieu et au voisinage de la pointe. Les mesures présentées Figure III-96 et Figure III-97 confirment les résultats obtenus dans le cas des pieux simples ; à savoir qu'une longueur de fonçage de 40mm est suffisante pour mobiliser une contrainte de frottement constante le long du pieu

Le Tableau III-10 donne les valeurs des capacités portantes ultimes et de service des deux groupes de pieux étudiés lors des essais TG_{1I} et TG_{2I}. Afin d'être cohérent avec les essais sur pieux simples, pour les essais TG_{1I} et $TG_{2I,}$ nous avons considéré la charge de service du groupe de pieux comme étant égale à la somme de la capacité portante de service des quatre pieux simples composant le groupe de pieux.

Après fonçage du groupe de pieux, celui-ci est progressivement déchargé jusqu'à l'obtention de la charge de service précédemment déterminée. Le Tableau III-10 donne les valeurs de l'effort axial mesurées au niveau de la tête de chacun des pieux instrumentés après application de la charge de service, donc juste avant le début de l'excavation. Ces valeurs montrent une distribution particulièrement hétérogène de l'effort vertical appliqué dans le cas du groupe de pieux P1. La cause de cette distribution hétérogène n'est pas clairement identifiée. Il est possible qu'elle provienne d'un mouvement de rotation (basculement) de la platine rigidifiant le groupe de pieux pendant le processus de fonçage, dont les effets n'auraient pas été effacés lors du déchargement du groupe P1.

Pour conforter cette explication, notons que les mesures réalisées avec l'inclinomètre deux axes (axes longitudinal (X) et transversal (Y)) installé sur la platine du groupe, indique que pendant le processus de fonçage, le groupe de pieux courts (P1) est davantage soumis à des rotations que le groupe de pieux plus longs (P3) (Figure III-98). Dans la suite de cette partie, les variations des efforts dans les pieux durant le processus d'excavation seront analysées relativement à l'état de chargement initial décrit précédemment, et correspondant à l'application de la charge de service sur le groupe de pieux considéré.

	Groupe de (2x2) pieux P1	**Groupe de (2x2) pieux P3**
Capacité portante ultime	300 daN	512 daN
Charge verticale de service	120 daN (test TG_{1I})	170 daN (test TG_{1I})
Effort axial mesuré en tête de chaque pieu avant le début de l'excavation (chargement initial)	Pieu P11 : 5 daN Pieu P12 : 12daN Pieu P13 : 56daN Pieu P14 : 47daN	Pieu P31 : 48 daN Pieu P32 :34 daN Pieu P33 : 37 daN Pieu P34 : 51 daN

Tableau III-10 Caractéristiques de chargement des groupes de pieux utilisés lors des essais de creusement TG_{1I} et TG_{2I}

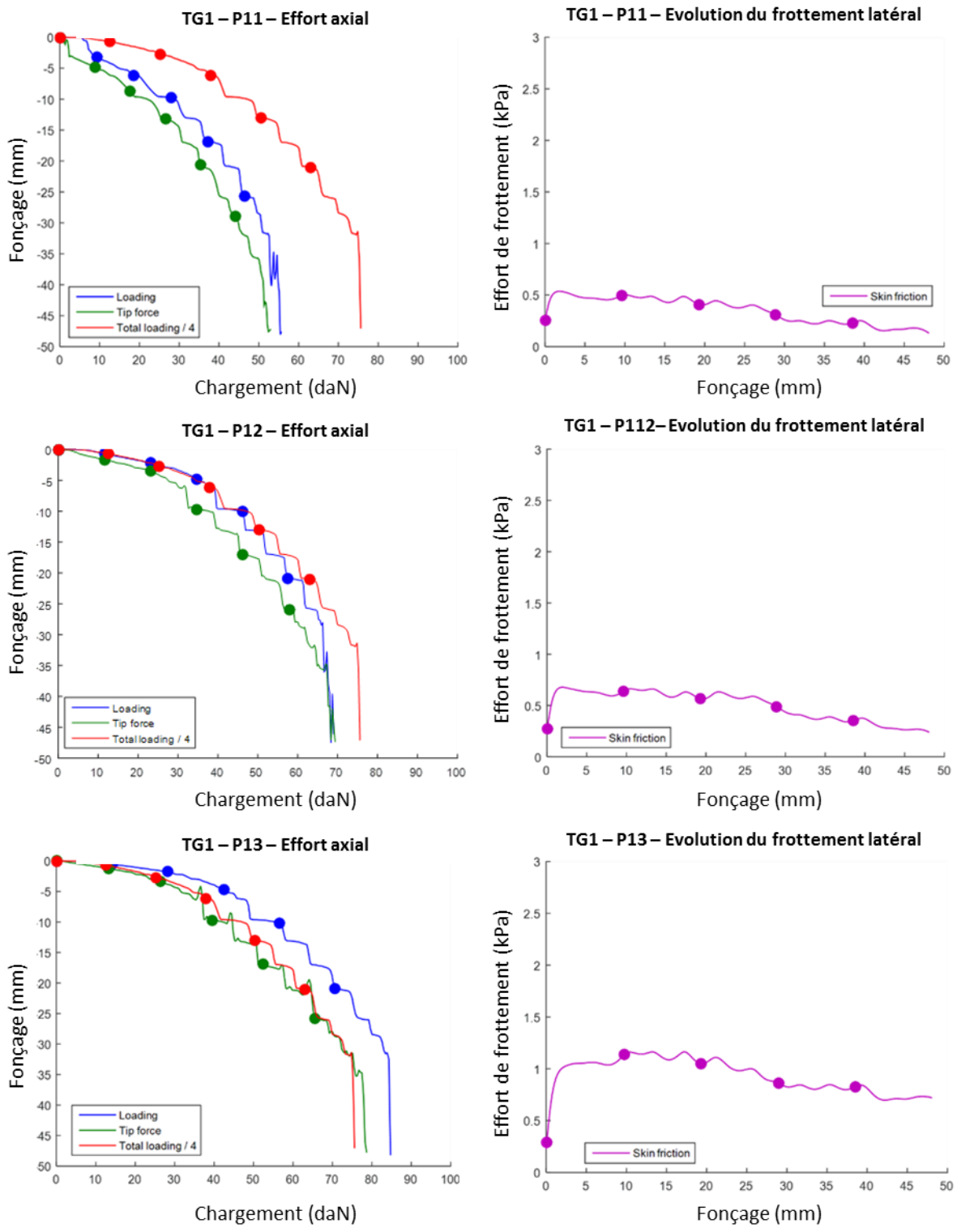


Figure III-96 – Evolution de l'effort axial en tête de pieu (bleu), de l'effort de pointe (vert) et du frottement moyen (violet) mesurés pour chaque pieu instrumenté pendant le processus de fonçage du groupe de pieux P1 (essai TG_{II}) – (En rouge : effort total exercé par le vérin divisé par 4)

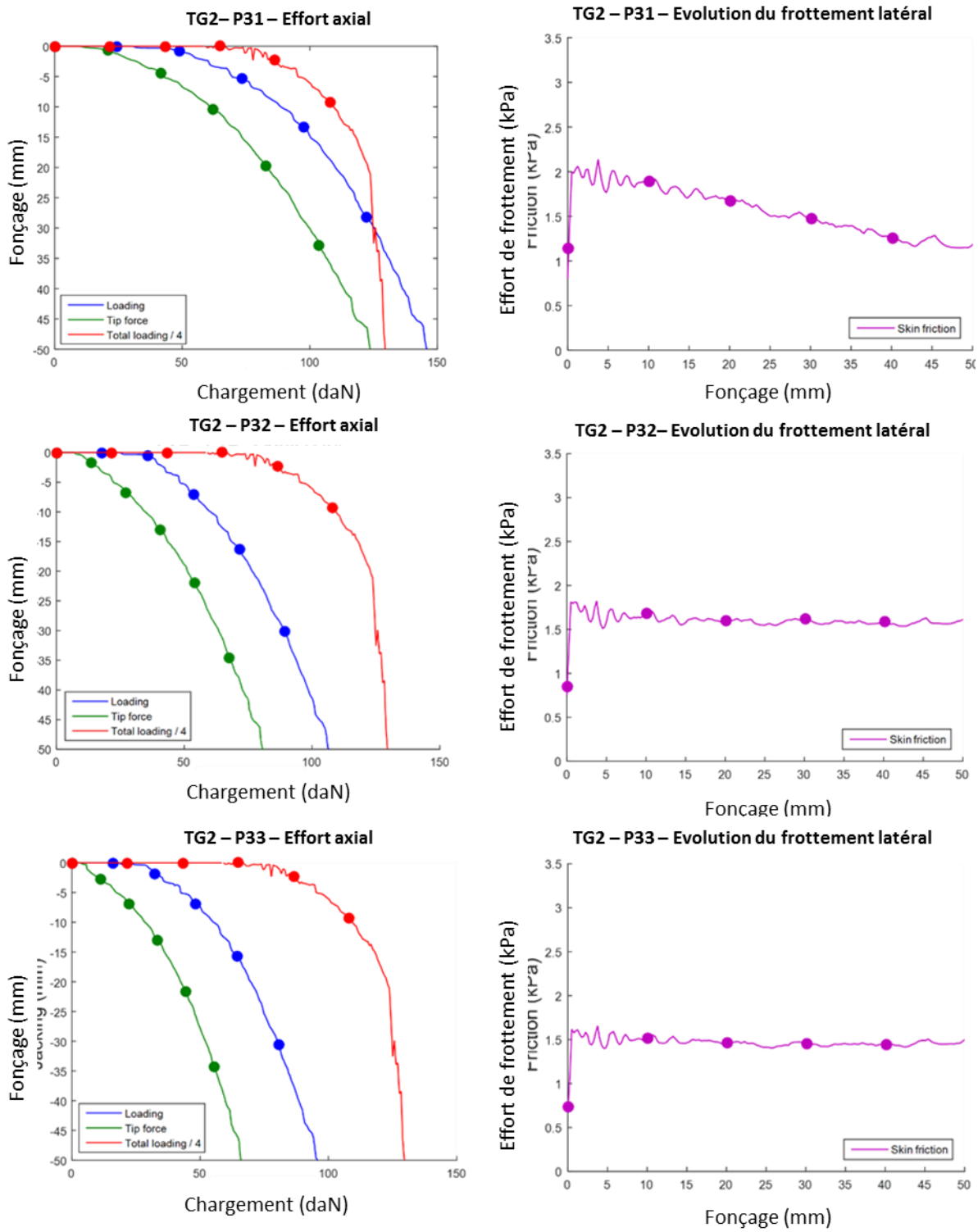


Figure III-97 – Evolution de l'effort axial en tête de pieu (bleu), de l'effort de pointe (vert) et du frottement moyen (violet) mesurés pour chaque pieu instrumenté pendant le processus de fonçage du groupe de pieux P3 (essai TG_{2I}) – (En rouge : effort total exercé par le vérin divisé par 4)

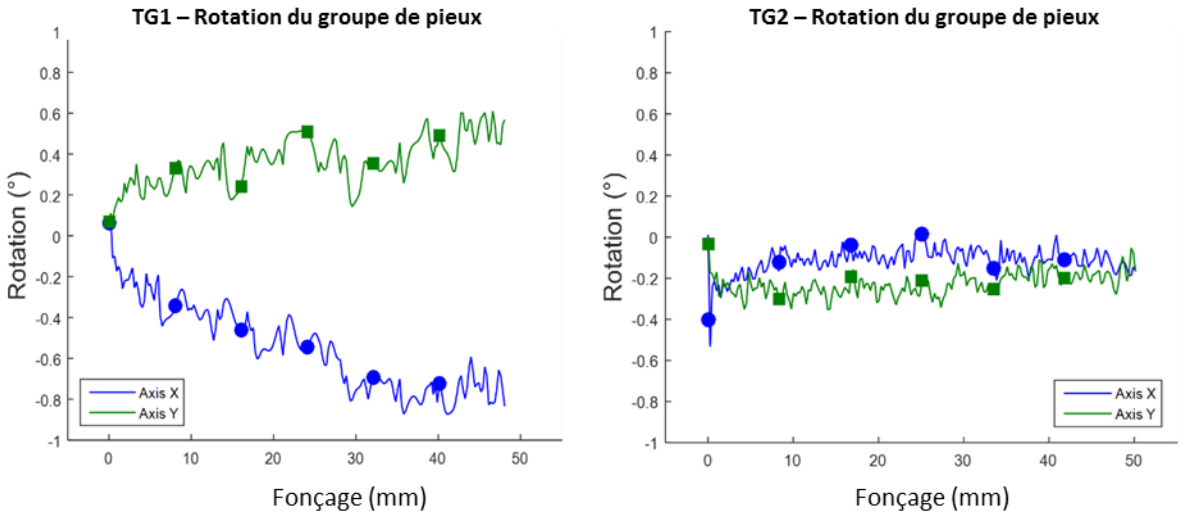


Figure III-98 – Mesure des rotations de la platine pendant le processus de fonçage des groupes de pieux P1 et P3

III.6.3 Evolution des paramètres machine

III.6.3.1 Pression frontale

La Figure III-99 illustre les efforts de poussée totale développés par les vérins du tunnelier au cours des deux essais avec groupes de pieux. A des fins de comparaison, l'effort de poussée exercé au cours de l'essai TV_{2I} réalisé en sol vierge et à pression frontale intermédiaire est également donné sur la Figure III-99.

Comme décrit au paragraphe II.2.5.3, la pression frontale exercée par le tunnelier et le frottement le long de la jupe sont déduits de la mesure de l'effort de poussée total. Les valeurs moyennes de ces deux grandeurs mesurées *a posteriori* des deux essais avec groupes de pieux sont données au Tableau III-11. Elles sont en bon accord avec celles mesurées lors de l'essai TV_{1I} conduit en sol vierge, à pression frontale intermédiaire.

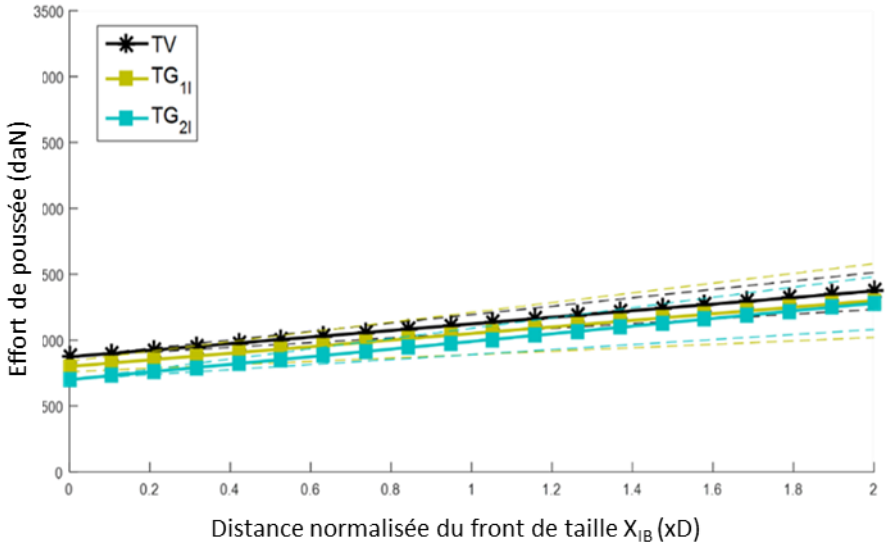


Figure III-99 Evolution de l'effort de poussée total du tunnelier en fonction de la longueur de creusement (TG_{1I} et TG_{2I} : essais avec groupe de pieux à pression frontale intermédiaire, TV_{2I} : essai en sol vierge à pression frontale intermédiaire)

	TV_{2I} Essai de référence en sol vierge	TG_{1I} Essai avec groupe de pieux P1	TG_{2I} Essai avec groupe de pieux P3
Pression frontale (kPa)	36	34	30
Frottement le long de la jupe (kPa)	2.6 ± 0.7	1.5± 0.7	1.7± 0.6

Tableau III-11 Pression frontale moyenne et frottement moyen le long de la jupe déduits de la mesure de l'effort de poussée total du tunnelier

III.6.3.2 Nature du régime de creusement

Les essais avec groupe de pieux TG_{1I} et TG_{2I} ont été réalisés avec une vitesse de rotation de la roue de coupe constante et fixée à 2.7 tpm. Ces deux essais ont par ailleurs été réalisés en régime de creusement stationnaire à partir d'une certaine distance d'avancement nécessaire à l'ajustement des paramètres de pilotage du tunnelier. A ce sujet, la Figure III-100 donne pour ces deux essais les variations des pressions de terre mesurées sur les parois de la chambre d'abattage du tunnelier (aux reins et en clef) en fonction de l'avancement du tunnelier. Sur la base de ces mesures de pressions, retenons que le régime de creusement permanent correspondant à une stabilisation de la quantité de matière contenue dans la chambre d'abattage a été atteint à partir d'une distance d'avancement de l'ordre de 180mm (≈0.3D) pour l'essai TG_{1I} et de 220mm (≈0.4D) pour l'essai TG_{2I}.

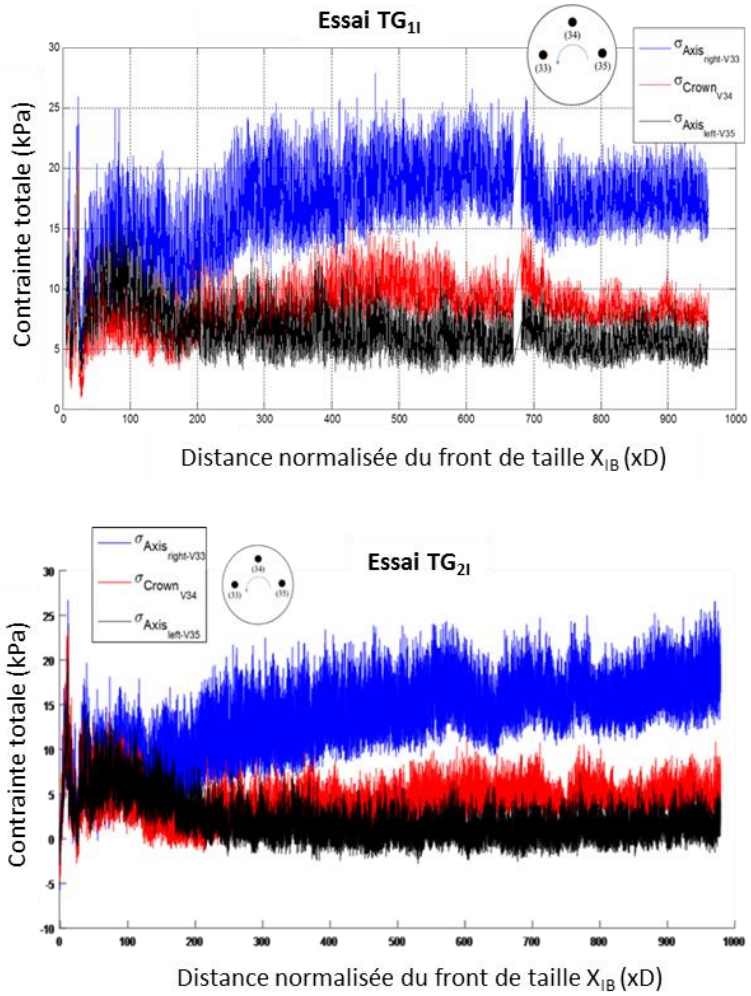


Figure III-100 – Contraintes totales mesurées sur les parois de la chambre d'abattage en fonction de l'avancement du tunnelier au cours des essais TG_{1I} et TG_{2I}

III.6.4 Cuvettes de tassement et pertes de volume

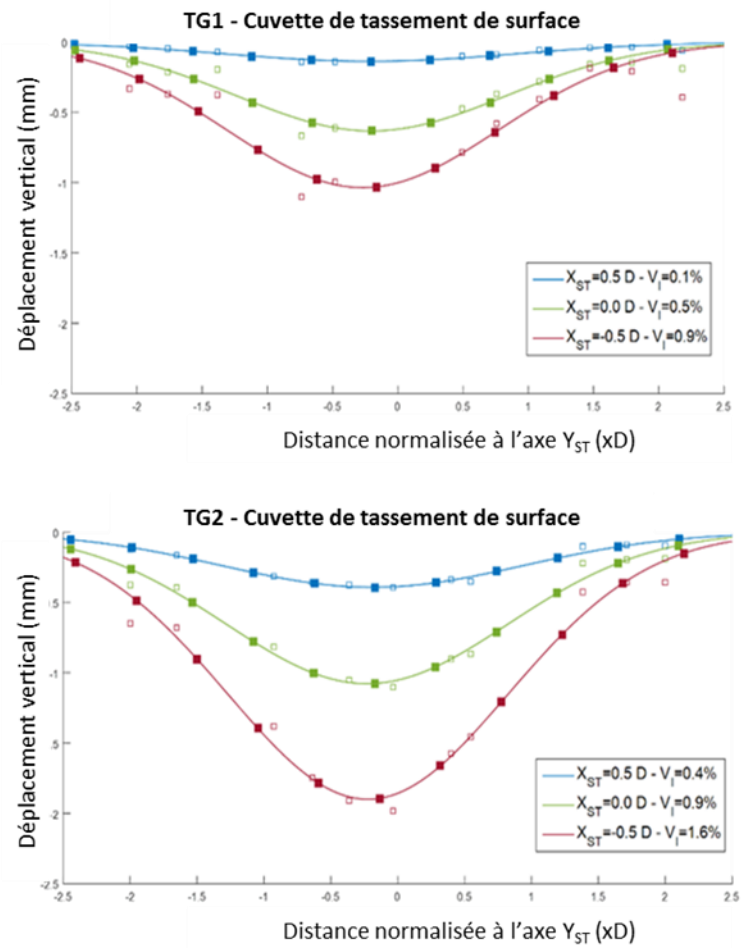


Figure III-101 – Profil transversal de la cuvette de tassement à la surface du sol et perte de volume correspondante pour différents avancements du tunnelier au cours des essais TG_{1I} et TG_{2I}.

La Figure **III-101** présente les profils transversaux des cuvettes de tassement de la surface du sol. Ces profils transversaux ont été mesurés dans le plan vertical transverse passant par l'axe du groupe de pieux. Pour les deux essais TG_{1I} et TG_{2I}, ces profils transverses sont donnés pour différentes distances au front de taille : $X_{ST}>0$: le profil transverse est mesuré à l'avant du front de taille, $X_{ST}=0$: le profil transverse est mesuré à l'aplomb du front de taille, $X_{ST}<0$: le profil transverse est mesuré à l'arrière du front de taille. Par ailleurs, les valeurs de perte de volume correspondant à chacun des profils mesurés sont également reportées sur la Figure **III-101**. Rappelons que cette perte de volume est calculée comme le rapport entre l'aire de la section transverse de la cuvette de tassement et la section du tunnel.

Les pertes de volume mesurées pendant les essais avec groupes de pieux et conduits avec un niveau de pression de soutènement frontal intermédiaire sont du même ordre de grandeur que celles mesurées lors des essais en terrain vierge (essai TV2I, Figure III-62) ou avec pieux simples (essai TP_{1I}, Figure III-71) réalisés à pression frontale identique. Pour une même distance au front de taille, notons toutefois que les pertes de volumes mesurées lors de l'essai de creusement TG_{2I} sont légèrement supérieures à celles mesurées lors de l'essai TG_{1I} en raison du fait que la pression frontale moyenne imposée lors de l'essai TG_{2I} (F_P=30kPa) est légèrement inférieure à celle imposée lors de l'essai TG_{1I} (F_P=34kPa). Cette influence directe de la pression frontale sur les valeurs de perte de volume a déjà été mise en évidence lors des essais de creusement en terrain vierge et avec pieux simples.

Notons par ailleurs que les profils transverses des cuvettes de tassement observées pendant les essais TG_{1I} et TG_{2I} présentent une forme Gaussienne légèrement affectée par la présence des groupes de pieux. Ainsi

les valeurs du paramètre Iy, qui représente la distance horizontale normalisée par le diamètre du tunnelier entre le point d'inflexion de la Gaussienne et l'axe du tunnel, s'avèrent légèrement plus faibles que celles observées en terrain vierge à pression frontale équivalente (cf Tableau III-12). Cette observation tend à montrer que les efforts transmis par les pieux au sol ont tendance à « resserrer » les profils transverses des cuvettes de tassement (Figure III-102), cependant, l'effet du au groupe de pieux est moins prononcé que l'effet d'un pieu simple .

Essai	Distance depuis le front de taille (X_{ST})	U_{max} (mm)	I_Y (D)	α (D)
Essai TG_{1I} (2,7 TPM)	0,5D (à l'avant du front de taille)	-0,14	1,12	-0,20
	0 D (à l'aplomb du front de taille)	-0,63	1,03	-0,20
	-0,5D (à l'arrière du front de taille)	-1,48	1,03	-0,23
Essai TG_{2I} (2.7 TPM)	0,5D (à l'avant du front de taille)	-0,39	1,12	-0,18
	0 D (à l'aplomb du front de taille)	-1,07	1,05	-0,23
	-0,5D (à l'arrière du front de taille)	-1,90	1,05	-0,23
Essai TV_{2I} (2.7 TPM)	0,6D (à l'avant du front de taille)	-0,2	1,30	-0,07
	0 D (à l'aplomb du front de taille)	-0,80	1,29	-0,17
	-0,6D (à l'arrière du front de taille)	-1,53	1,28	-0.17

Tableau III-12 Coefficients des courbes de Gauss associées aux profils transverses des cuvettes de tassement (TG_{1I} et TG_{2I} : essais avec groupe de pieux à pression frontale intermédiaire, TV_{2I} : essai en sol vierge à pression frontale intermédiaire)

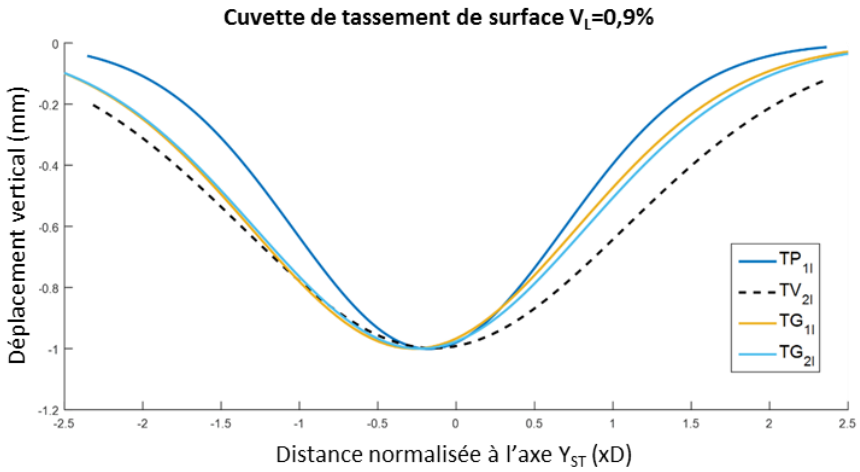


Figure III-102 - Profils transversaux des cuvettes de tassements adimensionnelles observées à la surface du massif lors des essais TP_{1I}, TV_{2I}, TG_{1I} et TG_{2I} pour une perte de volume de 0.9%

III.6.5 Déplacements verticaux des groupes de pieux

III.6.5.1 Cas du groupe de pieux P1 centré

La Figure III-103 présente le tassement du groupe de pieux courts P1 positionné à l'aplomb du tunnel mesuré au cours de l'essai de creusement TG_{1I}. Sur cette figure, le tassement du groupe de pieux est comparé aux déplacements verticaux internes du sol mesurés en plusieurs positions au voisinage du groupe de pieux : près de la pointe (capteurs 9 et 10 pour TG_{1I}), à l'intérieur du groupe de pieux et à mi-hauteur des pieux (capteurs 6 pour TG_{1I}), en surface (capteurs 4 et 8 pour TG_{1I}).

Ces mesures montrent qu'au cours du creusement, le groupe de pieux P1 centré au-dessus du tunnel tasse de manière continue avec la progression du tunnelier. Dans le cas d'une pression frontale de niveau

intermédiaire, les premiers déplacements verticaux du groupe de pieux P1 apparaissent à une distance d'environ 1D à l'avant du tunnelier. Ce tassement s'accentue significativement à partir d'une distance de 0.5D à l'avant du front de taille.

Si l'on compare l'amplitude de tassement du groupe de pieux avec celles des déplacements verticaux du sol entourant le groupe de pieux, il apparaît que le groupe de pieux P1 tasse davantage que le sol avoisinant, à l'exception du sol situé au niveau de la pointe des pieux qui a tendance à tasser de la même amplitude que le groupe de pieux. Ce comportement est similaire à celui observé dans le cas du pieu simple P1 positionné à l'aplomb de l'axe du tunnel (cf § III.5.10.1). Ainsi, ce comportement suggère que du frottement positif est mobilisé le long du groupe de pieux P1 pendant le processus de creusement. Notons aussi que le sol à « l'intérieur » du groupe de pieux (capteur 6) tasse moins que le sol situé en surface, à l'extérieur du groupe (capteurs 4 et 8). Cette observation conforte l'idée que l'effet de groupe permet de mobiliser davantage de frottement latéral le long des pieux comparativement au cas de quatre pieux P1 pris isolément.

III.6.5.2 Cas du groupe de pieux P3 excentré

La Figure III-104 donne le profil de tassement du groupe de pieux P3 en fonction de sa distance relative au front de taille. Comme précédemment, les déplacements verticaux du sol avoisinant le groupe de pieux sont reportés sur cette même figure : près de la pointe (capteur 3 pour TG_{2l}), à l'intérieur du groupe de pieux et à mi-hauteur des pieux (capteurs 8 pour TG_{2l}), en surface (capteurs 4 et 6 pour TG_{2l}).

Sur cette figure, il apparaît clairement que le comportement du groupe de pieux P3 installé sur le côté du tunnel (Y=1D) se distingue de celui du groupe de pieux P1 directement positionné à l'aplomb du tunnel. Si comme pour le groupe de pieux P1, le groupe de pieux P3 tasse de manière continue à partir d'une distance d'environ 1D à l'avant du front de taille, le tassement du groupe de pieux P3 reste toujours d'amplitude inférieure à celle du groupe de pieux P1. De plus, notons que le tassement du groupe de pieux P3 n'est significativement impacté par le creusement qu'à partir du passage du front de taille dans le plan transversal du groupe de pieux ; à la différence du groupe de pieux P1 qui commence à tasser significativement à une distance de 0.5D à l'avant du front de taille.

Dans le cas du groupe de pieux P3, il apparaît que celui-ci tasse davantage que le sol avoisinant. Toutefois, notons que l'amplitude des tassements relatifs sol – pieux du groupe de pieux P3 est plus faible que celle du groupe P1. Le frottement latéral mobilisé par le groupe P3 devrait par conséquent être plus faible que celui du groupe P1 situé directement au-dessus du tunnel. Ces observations sont similaires et cohérentes avec celles faites dans le cas des pieux simples.

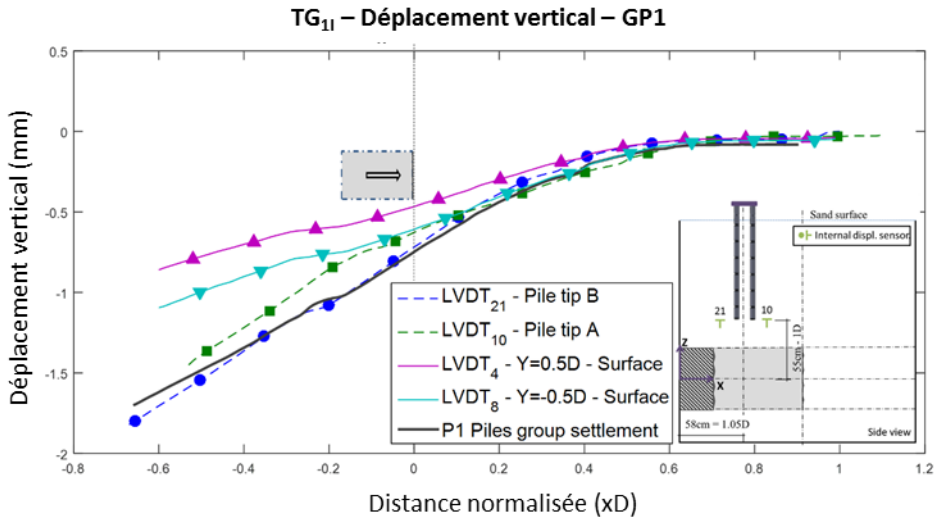


Figure III-103 – Déplacements verticaux du groupe de pieux P1 et du sol situé au voisinage de la pointe des pieux (capteurs 21 et 10), au centre du groupe de pieux (capteur 6) et à la surface du massif (capteurs 4 et 8) en fonction de l'avancement du tunnelier (essai TG_{1l}).

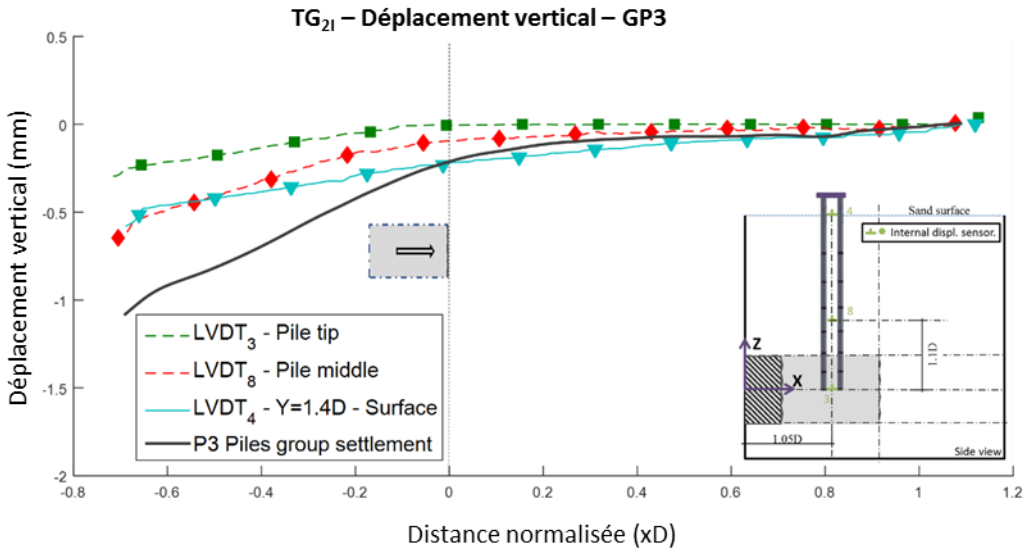


Figure III-104 – Déplacements verticaux du groupe de pieux P3 et du sol situé au voisinage de la pointe des pieux (capteur 3), au centre du groupe (capteur 8) et à la surface du massif (capteurs 4 et 6) en fonction de l'avancement du tunnelier.

III.6.6 Retour sur les zones d'influence

Définir des zones d'influence pour les groupes de pieux comme il a pu être fait pour les pieux simples est un travail plus délicat. De par le manque d'essais réalisés mais aussi de par la difficulté de mesurer le déplacement du sol au niveau de la platine de jonction de notre groupe de pieux, il nous est alors difficile de dresser une cartographie précise des tassements relatifs sol/groupes de pieux. Une alternative est de comparer le tassement des groupes de pieux à celui du sol de surface observé dans le cas d'un essai en sol vierge réalisé dans des conditions de creusement identiques. Les essai TG_{1I} et TG_{2I} sont de pressions frontales sensiblement comparables à celle de l'essai de référence en terrain vierge TV_{2I}, ce qui nous permet de comparer ces trois essais entre eux. Pour calculer le ratio R du tassement relatif sol/pieu, nous utiliserons le déplacement vertical du sol de surface obtenu lors de l'essai TV_{2I} à la position correspondante à l'axe du groupe de pieu. L'analyse est menée pour une position relative tunnel/pieu X_{PT}=-0.5D.

Le Tableau III-13 nous donne les valeurs calculées des coefficients R_{PG1} et R_{PG2}. De toute évidence, ces valeurs sont bien inférieures à celles observées pour les pieux simples placés en des positions identiques. Dans le cas des pieux P1, la diminution du tassement différentiel entre le sol et le groupe de pieux est de l'ordre de 60%, il atteint 75% pour les pieux P3. Force est donc de constater que l'effet de groupe permet de renforcer le sol et de limiter les tassements différentiels sol/pieu indépendamment de la position considérée.

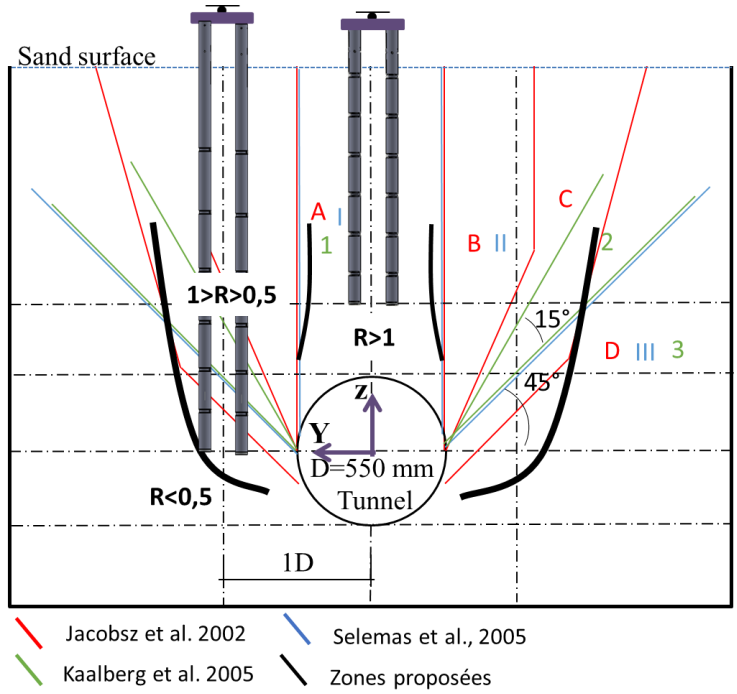


Figure III-105 - Zones d'influence issues des essais avec les groupes de pieux

R (X_{PT}=-0,5D)	GP1	GP3
TG_{1I}	1,48	
TG_{2I}		0,56

Tableau III-13 - Valeur du rapport entre tassement du groupe de pieux et tassement de la surface du sol située à proximité du groupe de pieux (cas d'une section distance de O.5D à l'arrière du front de taille).

III.6.7 Effort axial et frottement latéral le long des pieux du groupe

Les Figure III-107 et Figure III-108 présentent l'évolution de l'effort axial mesuré lors des essais de creusement TG_{1I} et TG_{2I} le long des différents pieux instrumentés composant respectivement les groupes de pieux P1 et P3. Les profils d'effort axial sont donnés pour différentes distances relatives au front de taille (X_{GT} représente la distance longitudinale, normalisée par le diamètre du tunnelier, entre le front de taille et l'axe du groupe de pieux. X_{GT} est positif lorsque le groupe de pieux se situe à l'avant du tunnelier). Rappelons que l'effort axial est mesuré le long des différents pieux grâce aux jauges d'extensométrie qui équipent les pieux. Sur les Figure III-107 et Figure III-108, cet effort axial est adimensionnalisé par l'effort initial mesuré en tête de chaque pieu avant le début du creusement.

III.6.7.1 Cas du groupe de pieux P1 centré

Dans le cas du groupe de pieux P1 situé à l'aplomb du tunnel (Figure III-107), remarquons que la progression du tunnelier sous le groupe de pieux a pour premier effet de modifier l'effort axial en tête de pieu. Cela revient à dire qu'il y a au cours du creusement une redistribution dans les différents pieux de la charge verticale de service appliquée sur le groupe. A titre indicatif, notons que l'effort en tête du pieu P12 demeure quasi inchangé durant le creusement tandis que l'effort en tête du pieu P11 augmente et celui en tête du pieu P13 diminue. Toutefois, il est important de noter que cette redistribution des efforts axiaux a pu être accentuée par le fait qu'à la fin du fonçage du groupe P1, la charge de service appliquée sur le groupe n'était pas reprise de manière homogène par les différents pieux du groupe (cf III.6.2). En particulier, le pieu P13 était le plus chargé et le pieu P11 le moins chargé ; ce qui tend à montrer que le passage du tunnelier tend à rééquilibrer la distribution de la charge axiale dans les différents pieux.

Le second effet mis en évidence sur la Figure III-107 au cours de la progression du tunnelier dans le terrain est la diminution avec la profondeur de l'effort axial mesuré le long des différents pieux du groupe P1. Cette

diminution apparaît relativement homogène pour les trois pieux P1 instrumentés. Elle traduit la mobilisation de frottement positif le long des pieux de ce groupe. Cette mobilisation de frottement positif est en accord avec les mesures cinématiques rapportées au paragraphe III.6.5.1 qui notaient que le groupe de pieux P1 tassait davantage que le sol avoisinant.

Pour des raisons d'équilibre et si l'on considère une charge de service quasi-constante, la mobilisation de frottement positif le long des pieux P1 va nécessairement de pair avec une diminution de leur résistance de pointe. Cette diminution de la résistance de pointe des pieux instrumentés du groupe P1 est illustrée sur les Figure III-109a, b et c en fonction de la distance relative au front de taille. Elle s'explique par un déconfinement du sol sous la pointe des pieux, induit par le creusement, de manière analogue à ce qui fut observé dans le cas du pieu simple P1 centré (§ III.5.10.1).

III.6.7.2 Cas du groupe de pieux P3 excentré

Concernant le groupe de pieux P3 (Figure III-108), les mesures de l'effort axial en tête des pieux instrumentés P3 indiquent comme pour les pieux P1 une redistribution de la charge verticale de service dans les différents pieux au cours de l'avancement du tunnelier. Cette redistribution est toutefois moins marquée que dans le cas du groupe de pieux P1 ; probablement du fait que dès la fin du fonçage la répartition de la charge verticale de service dans les différents pieux du groupe P3 était relativement homogène (cf § III.6.2).

Les mesures d'efforts axiaux rapportées sur la Figure III-108 montrent par ailleurs que la mobilisation de frottement le long des pieux du groupe P3 est assez hétérogène. Si la mobilisation de frottement positif est mise en évidence le long du pieu P31, le pieu P32 ne semble pas véritablement affecté par une modification des contraintes de frottement le long de sa surface latérale. Quant au pieu P33, il est pour certaines distances relatives au front de taille (X_{GT}=.2D et X_{GT}=0) soumis à du frottement négatif. Cette mobilisation hétérogène du frottement le long des pieux du groupe P3 va de pair avec les mesures de déplacement rapportées au paragraphe III.6.5.2 qui montraient que le tassement de ce groupe de pieux était du même ordre de grandeur que les déplacements du sol avoisinant.

Les Figure III-109d, e et f montrent par ailleurs que dans le cas du groupe de pieux P3 excentré, la diminution de l'effort de pointe observée pour chacun des pieux de ce groupe au cours du creusement est assez homogène, et dans tous les cas moins importante que celle affectant les pieux du groupe P1 centré au-dessus du tunnel (Figure III-109a, b, c). Ces mesures confirment les observations faites dans le cas des pieux simples ; à savoir que pour une pression frontale identique, la décompression du sol autour de la pointe de pieux situés à la verticale du tunnel est toujours plus forte que pour des pieux installés de part et d'autre du tunnel.

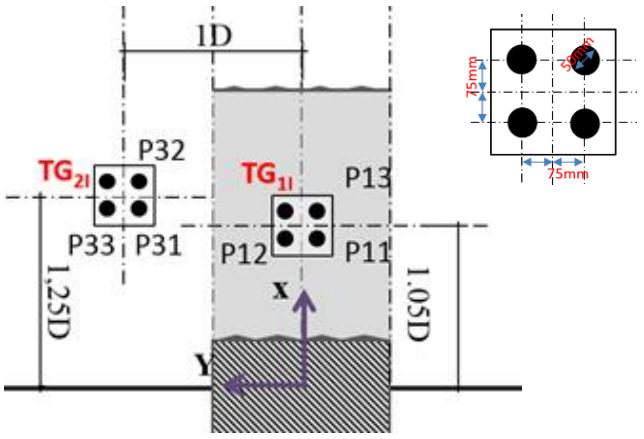


Figure III-106 – Schéma d'implantation et désignation des groupes de pieux lors des essais TG1I et TG2I

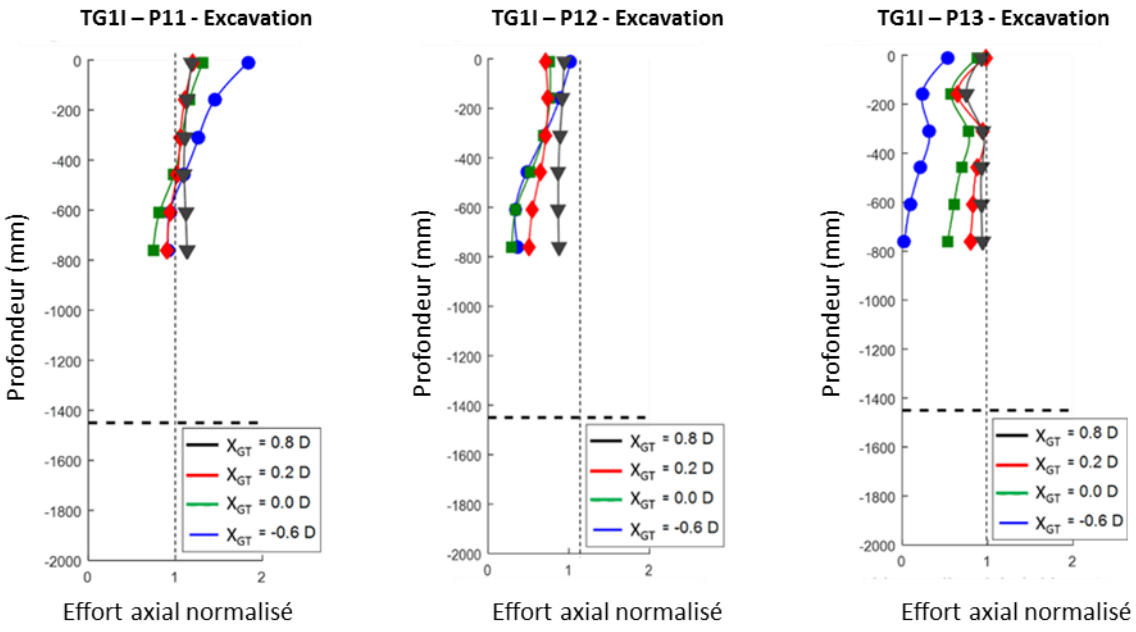


Figure III-107 – Evolution de l'effort axial le long des différents pieux instrumentés du groupe de pieux P1 pour différentes distances relatives au front de taille (X_{GT} est la distance normalisée entre l'axe du groupe de pieux et le front de taille, X_{GT}>0: le groupe de pieux est situé à l'avant du front de taille)

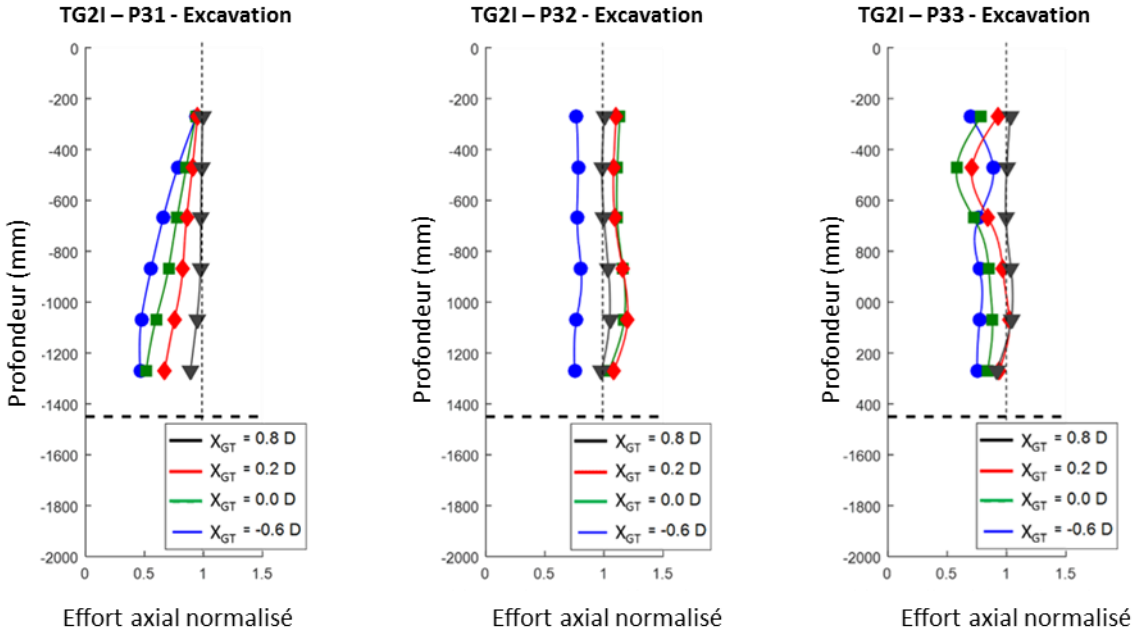


Figure III-108 – Evolution de l'effort axial le long des différents pieux instrumentés du groupe de pieux P3 pour différentes distances relatives au front de taille (X_{GT} est la distance normalisée entre l'axe du groupe de pieux et le front de taille, X_{GT}>0: le groupe de pieux est situé à l'avant du front de taille)

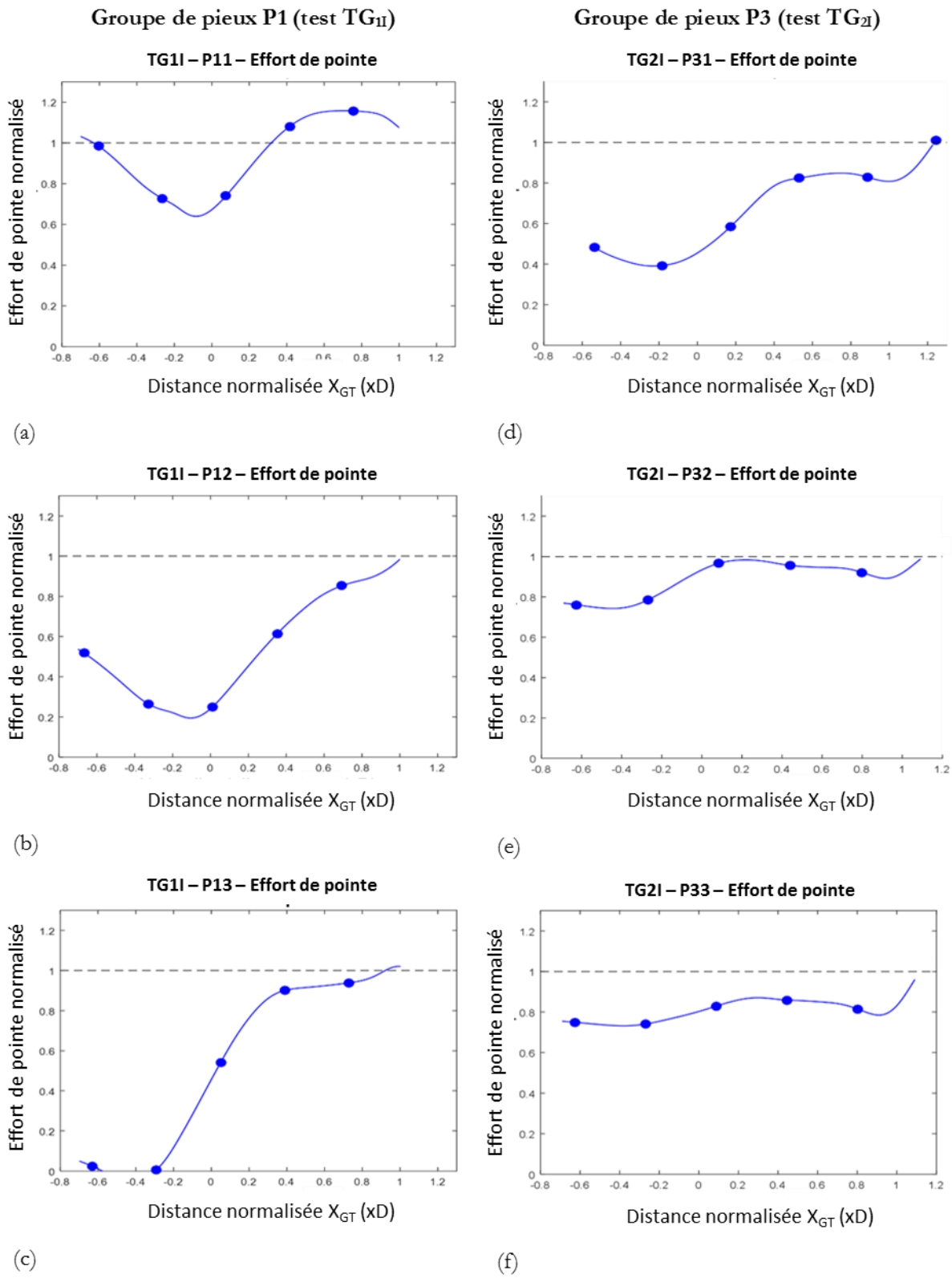


Figure III-109 – Evolution de l'effort de pointe pour les différents pieux composant les groupes de pieux P1 et P3 en fonction de la position du front de taille (X_{GT} est la distance normalisée entre l'axe du groupe de pieux et le front de taille, $X_{GT}>0$: le groupe de pieux est situé à l'avant du front de taille)

III.6.8 Moments de flexion

Dans le cas des essais TG_{1I} et TG_{2I} réalisés avec les groupes de pieux l'analyse des moments de flexion longitudinaux et transverses mobilisés dans les différents pieux lors du creusement s'avère relativement complexe. Il semble que les variations de ces moments de flexion durant le processus d'excavation soient dépendantes de nombreux facteurs parmi lesquels l'état initial de flexion des pieux, suite à la procédure de fonçage du groupe, la redistribution de la charge verticale de service dans les différents pieux lors du creusement, la mobilisation du frottement latéral le long des pieux, la position des pieux au sein du groupe relativement au tunnelier…. De plus, lors des essais sur modèle réduit, plusieurs jours peuvent parfois séparer la mise en place et le fonçage des groupes de pieux de l'essai de creusement à proprement parler. De fait, les données enregistrées ne sont que partielles voire manquantes suite à des problèmes de saturation de mémoire. Pour ces raisons, les Figure III-110 et Figure III-111 présentent l'évolution relative des moments de flexion à l'intérieur des pieux à partir du début de l'excavation.

III.6.8.1 Moment de flexion transversale

La Figure III-110 présente l'évolution du moment de flexion transverse (Mx) le long de chacun des pieux instrumentés des deux groupes pour différentes distances au front de taille. Remarquons tout d'abord qu'au sein d'un même groupe, les profils de variation des moments de flexion transverse sont assez similaires d'un pieu à l'autre. Cette observation ne concerne pas le pieu P12 du groupe de pieux P1 dont les profils de moment de flexion transverse se distinguent très nettement de ceux des pieux P11 et P13 sans qu'aucune véritable explication puisse être trouvée. A noter toutefois que le moment de flexion transverse du pieu P12 est de signe opposé à ceux des pieux P11 et P13 car le pieu P12 et les pieux P11, P13 sont situés de part et d'autre de l'axe du tunnel.

Les profils de variation du moment de flexion transverse des pieux P11 et P13 laissent toutefois penser que ces deux pieux, en raison de leur position légèrement excentrée, subissent une flexion transverse associée à un déplacement de leur pointe en direction du plan vertical médian passant par l'axe du tunnel. Aussi, les faibles valeurs de moment de flexion transverse mesurées au voisinage de la pointe de ces pieux semblent indiquer que cette pointe se comporte comme une extrémité quasi libre. En revanche, notons qu'à la différence de ce qui fut observé dans le cas des pieux simples, le moment de flexion transverse en tête de pieu est non nul en raison des conditions d'encastrement imposées entre la tête du pieu et la platine de chargement.

Pour les pieux du groupe P3, les profils de variation du moment de flexion transverse sont quasi-identiques pour les trois pieux instrumentés et relativement différents de ceux observés dans le cas du pieu P3 isolé (Figure III-93). Dans le cas du groupe de pieux, la distribution du moment de flexion transverse le long des pieux présente une double courbure qui n'était pas observée dans le cas du pieu P3 simple. Ainsi durant l'essai de creusement, la partie haute des pieux du groupe est sollicitée par un moment positif alors que sa partie basse (Z_S <-1000m) est sollicitée par un moment négatif. Dans le cas des groupes de pieux, il semble d'une part que la liaison de type encastrement entre la tête du pieu et la platine induise un moment de flexion non nul en tête de pieu, d'autre part que la zone de sol située autour de la pointe des pieux reste davantage confinée que dans le cas du pieu simple ; ce qui induit un moment non nul à la pointe du pieu.

III.6.8.2 Moment de flexion longitudinale

La Figure III-111 illustre pour les groupe de pieux P1 et P3 l'évolution des moments longitudinaux (My) mesurés dans chacun de pieux instrumentés au cours des essai TG_{1I} et $TG_{2I.}$ Cette figure confirme les observations faites dans le cas des pieux simples ; à savoir que le processus d'excavation au tunnelier est en mesure de générer des moments de flexion transverses et longitudinaux dans les fondations profondes avoisinantes. Comme pour les pieux simples, notons que les moments de flexion longitudinaux mesurés dans les groupes de pieux peuvent être au minimum du même ordre de grandeur que les moments transversaux.

Dans le cas du groupe de pieux P1, notons que le signe du moment de flexion longitudinale évolue en fonction de la position relative du groupe de pieux par rapport au front de taille. Le moment de flexion

longitudinale à tendance à être positif (M_y>0) lorsque le groupe de pieux est situé à l'avant du front de taille, puis devient négatif après passage du front de taille. A la fin de l'essai (X_{PT}=-0.6D), les pieux sont toujours sollicités par un moment résiduel dû au processus d'excavation.

Dans le cas du groupe de pieux P3 excentré, le moment généré dans les pieux du groupe est maximum lorsque le groupe de pieux se situe à l'avant du front de taille (X_{PT}=0.8D) ; il tend à progressivement se dissiper à l'approche du tunnelier probablement parce que le groupe de pieux excentré sort progressivement du cône d'influence du tunnelier. A l'arrière du front de taille (X_{PT}=-0.6D), un très faible moment résiduel persiste à l'intérieur des pieux du groupe P3.

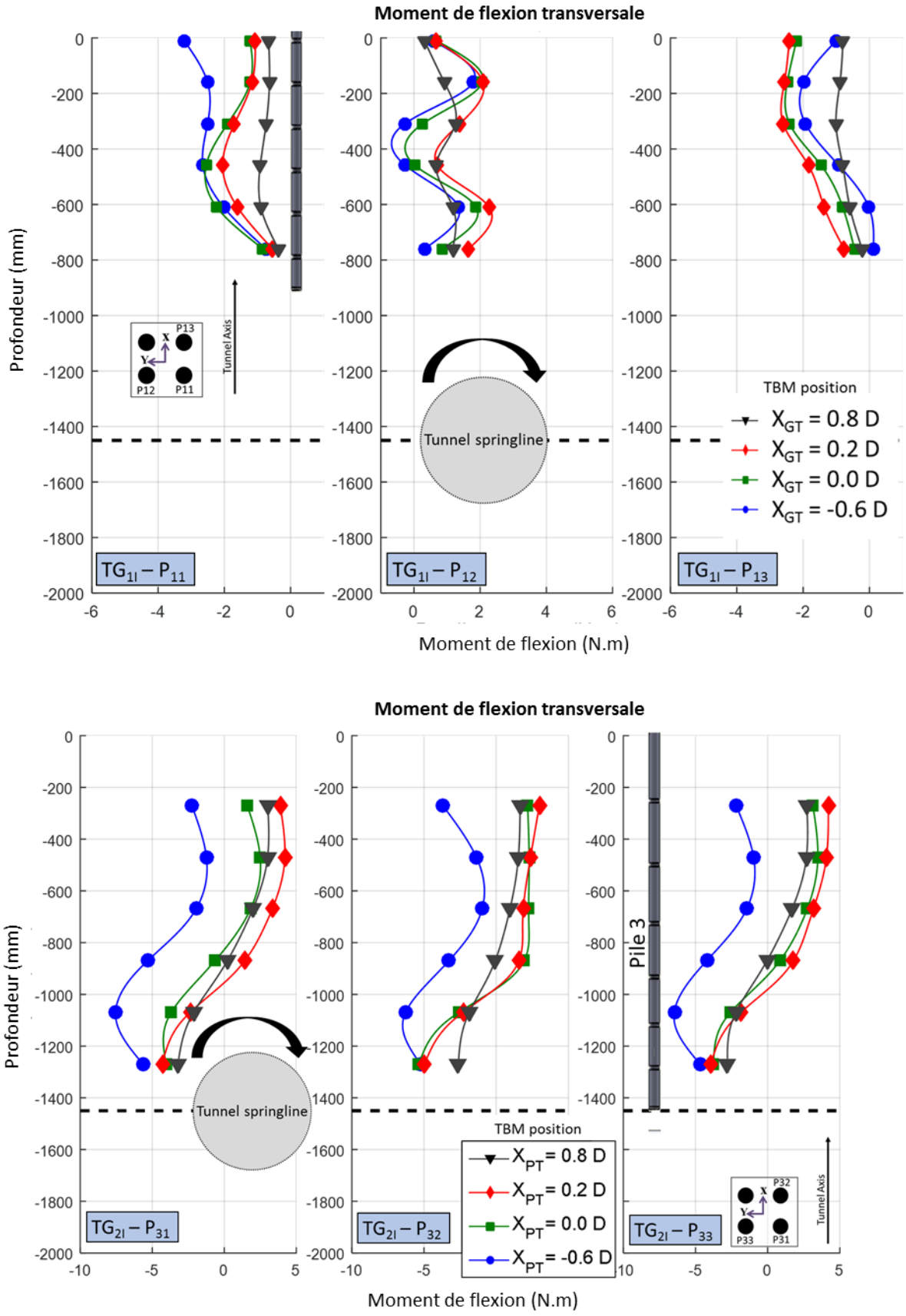


Figure III-110 Evolution du moment de flexion transversale le long des pieux instrumentés composant les groupes de pieux P1 et P3 en fonction de la distance au front de taille (X_{PT} est la distance normalisée entre l'axe du groupe de pieux et le front de taille, X_{PT}>0: le groupe de pieux est situé à l'avant du front de taille)

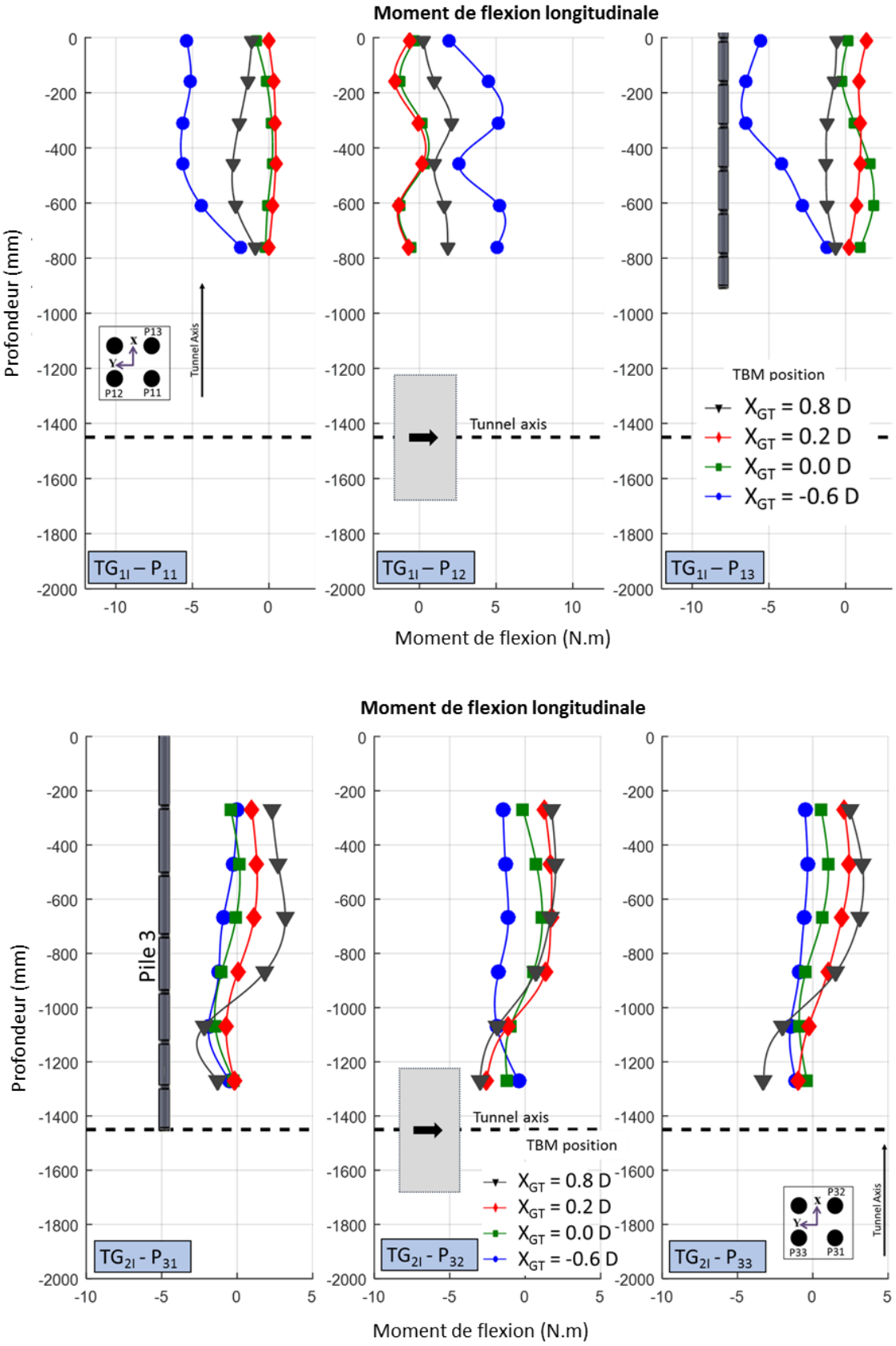


Figure III-111 Evolution du moment de flexion longitudinale le long des différents pieux instrumentés composant les groupes de pieux P1 et P3 en fonction de la distance au front de taille (X_{PT} est la distance normalisée entre l'axe du groupe de pieux et le front de taille, X_{PT}>0: le groupe de pieux est situé à l'avant du front de taille).

III.7 CONCLUSION

Dans ce chapitre III, les principaux résultats des essais de creusement réalisés avec le modèle réduit de tunnelier à pression de terre de l'ENTPE dans le cadre de cette thèse, en terrain vierge (2 essais) et en présence de fondations profondes (6 essais avec pieux simples, 2 essais avec groupe de pieux), ont été présentés. L'objectif principal de ces essais était l'étude et l'analyse à l'échelle du modèle des mécanismes tridimensionnels mis en jeu au niveau de l'interaction tunnelier - sol – pieux de fondation dans le cas du creusement de tunnel en terrain meuble à proximité de fondations profondes. Cette analyse concernait d'une part la variation des champs de contraintes et de déplacements du sol autour de la machine pendant le creusement, d'autre part l'évolution des déplacements relatifs entre les pieux et le sol avoisinant et la redistribution des efforts mécaniques à l'intérieur des pieux (effort axial, moments de flexion transversale et longitudinale) lors de la progression du tunnelier dans le terrain.

Cette étude a bénéficié de la conception particulièrement sophistiquée du modèle réduit de l'ENTPE afin de reproduire le processus tridimensionnel de creusement pressurisé des tunnels. Ainsi plusieurs géométries du problème (positions relatives tunnel / pieu) ont été étudiées et différentes pressions frontales de soutènement ont pu être appliquées. Rappelons que pour ces essais, les caractéristiques mécaniques des massifs de sol modèle (sable sec), comme celles des modèles de pieux, ont été définies dans le cadre des lois de similitude. L'ensemble des essais de creusement ont été conduits en régime de creusement permanent.

Les résultats de la campagne expérimentale présentés dans ce chapitre III conduisent aux conclusions suivantes.

- Les essais réalisés à l'aide du modèle réduit de tunnelier à pression de terre de l'ENTPE ont montré que la nouvelle configuration du dispositif expérimental développée dans le cadre de cette thèse permettait de simuler les principales opérations du processus tridimensionnel de creusement au tunnelier à pression de terre. Ainsi, les essais menés avec différentes pressions frontales appliquées au front de taille ont confirmé la capacité du modèle réduit à contrôler la perte de volume autour de la machine à l'aide de la pression au front. Sur ce point, les résultats des essais ont montré que les amplitudes des pertes de volume mesurées sur le modèle expérimental sont en bon accord avec celles relevées sur chantier. Par ailleurs, les profils longitudinaux et transversaux de la cuvette de tassement observée en surface de massif sur modèle réduit sont de forme Gaussienne comme ceux généralement rencontrés dans la pratique. La position des points d'inflexion (Ix et Iy) de ces profils Gaussiens et les ordres de grandeur des valeurs de tassement maximal observées sur modèle réduit sont également en bon accord (aux facteurs d'échelle près) avec ceux retrouvés sur chantier et dans la littérature.
- Dans le cas des essais en sol vierge conduits avec un régime de creusement permanent, les déplacements verticaux mesurés à la surface du sol, les déplacements de sol mesurés à l'intérieur du massif et les variations de contraintes mesurées dans le terrain autour de la machine présentent tous un comportement stationnaire fonction uniquement de la distance au front de taille. Pour ces essais sur modèle réduit, le niveau de pression de soutènement appliquée sur le front de taille (pression frontale) apparaît comme le paramètre principal du contrôle des tassements de surface et des pertes de volume autour de la machine.
- Toujours pour les essais de creusement en terrain vierge, la zone d'influence du TBM a pu être caractérisée à partir des mesures de contraintes et de déplacements réalisées dans le terrain. Ainsi des déplacements verticaux de surface et des déplacements longitudinaux internes ont pu être décelés à partir d'une distance de l'ordre de deux diamètres de tunnel (2D) à l'avant de la machine. A hauteur d'axe du tunnel, les déplacements horizontaux radiaux du sol sont quant à eux significatifs pour une distance inférieure à un diamètre de tunnel (1D). Par ailleurs, l'analyse croisée des mesures de déplacements internes et de contraintes réalisés en des positions voisines a permis d'identifier un certain nombre de mécanismes induits par le processus de creusement comme le refoulement horizontal radial du terrain à l'avant de la machine, la convergence horizontale radiale du sol le long de la jupe du tunnelier, ou encore les effets de voûte longitudinaux et transversaux observés dans la couverture du tunnel, en avant et en arrière du front de taille. A ce titre, notons que les essais réalisés dans le cadre de cette thèse ont confirmé la plupart des observations faites lors des campagnes

expérimentales précédentes réalisées sur le modèle réduit de l'ENTPE (Berthoz, 2012) alors équipé d'un caisson de taille inférieure.

- Dans le cas des essais de creusement réalisées en présence de pieux installés à proximité du tunnel selon différentes configurations géométriques (4), les résultats confirment la capacité du modèle réduit à produire des résultats permettant d'analyser l'impact du creusement sur des fondations avoisinantes. Une partie de ces résultats sont en bon accord avec ceux rapportés dans la littérature et obtenus pour la plupart lors d'essais 1g ou centrifugés conduits en déformations planes. En particulier, les zones d'influence définies par différents auteurs en fonction du déplacement relatif sol-pieu ont pu être confirmées dans le cas des essais réalisés avec le modèle réduit 3D de l'ENTPE, que ce soit avec pieux simples ou groupes de pieux.
- Les essais de creusement réalisés à l'ENTPE en présence de pieux ont par ailleurs permis d'analyser l'évolution de l'effort de pointe et la mobilisation du frottement latéral le long des pieux lors de la progression du tunnelier dans le terrain ; ceci pour différentes positions relatives tunnel – pieu (4) et différents niveaux de pression frontale (3). Cette analyse rendue possible par l'instrumentation des différents pieux a été enrichie par la mesure des déplacements verticaux du sol à l'aide de capteurs de déplacement interne placés en différentes positions le long des pieux.
- Dans le cas de pieux installés au-dessus du tunnel (P1), les mesures ainsi réalisées montrent que ces pieux subissent lors du creusement un déconfinement significatif du terrain situé autour de leur pointe. Ce déconfinement entraîne une diminution de l'effort de pointe et la mobilisation de frottement positif le long des pieux. Deux scénarios dépendant du niveau de pression frontale sont toutefois possibles. Dans le cas d'une pression frontale « faible », le pieu aura tendance à tasser davantage que le sol avoisinant ; ce qui explique la mobilisation de frottement positif. Dans le cas d'une pression frontale « élevée », le pieu soumis à sa charge de service tasse alors que le sol avoisinant peut-être refoulé dans un mouvement ascendant vers la surface. Ce déplacement relatif sol-pieu engendre également du frottement positif.
- Dans le cas de pieux installés sur les côtés du tunnel (P3, P4), il apparaît que le déconfinement du terrain observé autour de la pointe est moins important que dans le cas de pieux situés à la verticale du tunnel. Par ailleurs, pour des pieux excentrés installés à une même distance du plan médian passant par l'axe du tunnel, le déconfinement du sol autour de la pointe décroît lorsque la position verticale de la pointe du pieu se rapproche de celle du radier du tunnel. Pour des pieux dont la pointe est située à hauteur d'axe du tunnel ou à la profondeur du radier, les essais réalisés sur modèle réduit de tunnelier ont mis en évidence la possibilité de frottements négatifs en partie haute du pieu induits par des déplacements verticaux du sol plus importants que celui du pieu.
- Les essais de creusement (2) réalisés en présence de groupe de (2x2) pieux ont confirmé les cinématiques observées dans le cas des pieux simples. Ainsi dans le cas du groupe de pieux P1 situé à la verticale du tunnel, le groupe de pieux tasse davantage que le sol avoisinant situé en pointe et en surface. Du frottement positif est mobilisé le long des pieux du groupe. Ce frottement est amplifié par rapport au cas d'un pieu P1 isolé en raison de la présence de sol entre les pieux dont le tassement s'avère très limité (effet de groupe). Dans le cas du groupe de pieux P3 positionné sur le côté du tunnel (Y=1D) et dont les pointes atteignent la profondeur de l'axe du tunnel, le tassement du pieu est du même ordre de grandeur que celui du sol avoisinant. En conséquence, le frottement positif mobilisé le long des pieux du groupe P3 est moins important que celui mobilisé le long des pieux du groupe P1 centré. Pour certains pieux du groupe P3, un frottement négatif a pu être observé à mi-hauteur de pieu à l'approche du tunnelier.
- Comme pour les pieux simples, les efforts de pointe mesurés dans le cas du groupe de pieux P1 centré sont davantage affectés par le creusement que ceux mesurés dans les pieux du groupe P3 excentré. Cette diminution de l'effort de pointe s'explique par le déconfinement du sol autour de la pointe des pieux du groupe à l'approche du tunnelier ; déconfinement qui est plus important à l'aplomb du tunnel que sur ses côtés.
- Les essais réalisés avec le modèle réduit de tunnelier à pression de terre de l'ENTPE ont permis de montrer l'existence de moments de flexion longitudinaux dans les différentes fondations profondes étudiées (pieux simples ou groupe de pieux). A la différence des modèles 2D rapportés dans la littérature, la mise en évidence de cette flexion longitudinale a été rendue possible grâce à la capacité

du modèle réduit de l'ENTPE de reproduire le processus tridimensionnel de creusement à front pressurisé, en particulier en simulant la progression du front de taille dans la direction longitudinale

- Les mesures effectuées au sein des différentes fondations profondes montrent que les moments de flexion longitudinaux développés dans les différents pieux sont au moins du même ordre de grandeur que les moments de flexion transversaux. Pour un pieu installé en une position donnée, l'amplitude de ces deux moments de flexion évolue au cours du creusement en fonction de la distance au front de taille. Pour ce même pieu, les valeurs des moments de flexion dépendent aussi du niveau de pression frontale (ou de perte de volume) imposé lors du creusement.
- Dans le cas des pieux simples, la distribution des moments de flexion longitudinaux et transversaux le long des pieux dépend aussi de la position relative du pieu par rapport au tunnel. Ainsi, lorsque le pointe du pieu est située au niveau du radier du tunnel, des moments de flexion positifs et négatifs sont mobilisés le long du pieu. Dans ce cas, la pointe du pieu se comporte comme une extrémité fixe, confinée et maintenue par le sol immobile présent à cette profondeur. A l'inverse, seuls des moments de flexion « positifs » sont observés pour les pieux de plus faible longueur ; la pointe du pieu étant entraînée par le sol sous l'effet de l'avancement du tunnelier lorsque celle-ci se situe au-dessus de l'axe du tunnel.
- L'ensemble des observations et des mesures réalisées pendant cette thèse et rapportées dans ce chapitre III ont permis de fournir une base de données expérimentales exhaustive aux partenaires du projet NeTTUN pour le développement et la calibration des modèles numériques simulant l'excavation à l'aide d'un EPB TBM.

Chapitre IV. Limitation de l'impact du creusement par barrières de protection (TW)

IV.1 INTRODUCTION

La réalisation de travaux souterrains en milieux urbains affecte les constructions et notamment les bâtiments et monuments en maçonneries avoisinants. Comme vu lors des chapitres précédents, des tassements de surface et des pertes de volume dans le terrain sont induits lors de l'excavation des terres et à l'avancement du tunnelier. Les bâtiments anciens et monuments historiques, traditionnellement construits en maçonnerie, sont très sensibles aux tassements différentiels et aux distorsions du sol sur lequel ils reposent. Si l'on considère que le creusement d'un tunnel à faible profondeur conduit à la formation d'une cuvette de tassement de forme Gaussienne en surface de massif, le risque d'endommagement de la structure est étroitement lié à la position du bâtiment par rapport à cette cuvette. Ainsi il apparaît que la position la plus critique se trouve lorsque le « coin » du bâtiment se situe près du point d'inflexion du profil transverse de la cuvette de tassement. Aussi, il convient de réduire ces risques au maximum par la mise en place de mesures de protection. Cette décision n'est pas systématique. Elle dépend de la sensibilité du bâti avoisinant. Elle résulte aussi de la comparaison des coûts de réparation et de la valeur de l'infrastructure existante à protéger. Dans le cas des monuments historiques, il est bien souvent plus raisonnable financièrement d'investir dans des mesures de protection afin d'éviter au maximum les risques structurels et géotechniques dus à la construction d'un tunnel.

Notons qu'il existe deux catégories de mesures de protection, les méthodes de protection dites actives : une solution est prise lorsque les indicateurs de surveillance sont au rouge (soigner) et les méthodes de protection passives qui préviennent le risque géotechnique de survenir (vacciner).

Pour limiter la propagation des mouvements de sol lors du creusement au tunnelier et limiter leur impact sur le bâti avoisinant, différentes techniques ont été développées. Ces techniques peuvent être divisées en trois catégories : les mesures liées au creusement, les mesures de traitement de sol et les mesures structurelles (Harris, 2001). Parmi celles-ci, on citera :

- L'optimisation des paramètres machines
- Le compactage des sols
- Le Jet grouting
- La congélation des sols
- Les injections
- Le renforcement des fondations des bâtiments
- La construction de barrières de protection

Ce chapitre sera exclusivement consacré à l'étude du comportement et de l'efficacité des barrières de protection.

IV.2 ETAT DE L'ART

Des observations sur sites et en laboratoire ont été réalisées pour montrer l'efficacité des injections en tant que mesures de protection dites actives (Mair et al., [1994] et Masini et al., [2014]). Mais l'utilisation de l'injection est une technique très onéreuse, peu écologique avec une emprise spatiale importante sur le chantier. Afin de trouver des alternatives, des études numériques ont été menées pour évaluer la possibilité de réduire les tassements de sol induits par le creusement du tunnel en préinstallant des parois moulées, mesure de protection dite « passives », entre le tunnel et les bâtiments exposés à de possibles dommages. Les mouvements de sol latéraux liés aux pertes de volume du tunnel seront alors fortement limités. Des barrières de protection réalisées à l'aide de pieux et de micro pieux ont été utilisées à Shanghai (Chen et al., [1998], Bai et al., [2014]) ou encore à Barcelone (Di Mariano et al., [2007] et Katzenbach et al., [2013]) pour réduire les mouvements de sol induits par le creusement du tunnel. L'efficacité des barrières de protection a été démontrée en centrifugeuse (Bilotta & Taylor [2005]) et des études numériques ont été réalisées pour connaître le rôle des différents paramètres géométriques et mécaniques des barrières (Bilotta [2008], Bilotta et Russo [2010], Bilotta et Stallebrass [2009], Fantera et al., [2016])

IV.2.1 Catégorie des endommagements

L'objectif des mesures de protection est de garantir le maintien et la non détérioration des bâtiments et des structures sensibles. Burland et al., (1977) synthétisent plusieurs approches pour qualifier l'endommagement des bâtiments. L'aspect visuel d'un immeuble pourrait être affecté lorsque les éléments structurels montrent des déplacements différentiels de l'ordre de 1/250. Les déformations différentielles de 1/100 à 1/250 sont clairement visibles à l'œil nu. Cependant, il a souligné que quantifier des dommages visuels dépend de critères subjectifs. Ils distinguent donc six critères subdivisés en trois catégories pour qualifier les préjudices de bâtiments

- Catégories 0 à 2, correspond aux dommages esthétiques, à l'apparence visuelle
- Catégories 3 et 4, Dégâts d'entretien et de fonctionnement, de service
- Catégorie 5 Atteinte de la stabilité de la structure

L'écart entre la catégorie 2 (dommages visuels) et 3 (maintenabilité) représente un seuil important. Burland (1995) souligne que les dommages liés à des catégories 0 à 2 peuvent résulter de plusieurs causes dans la structure tels que les effets thermiques. En revanche, les catégories 3 et supérieures sont souvent associées à des mouvements de terrain. La Figure IV-1 présente les relations entre les déformations mesurées dans la structure et les dommages potentiels du bâtiment, ce graphique est une base essentielle pour l'évaluations des dommages. Il montre que pour réduire les risques, il faut à la fois réduire les tassements différentiels mais aussi les déformations horizontales du sol. La Figure IV-1 est utilisée lors des études et calculs préliminaires en tunnel pour justifier de la mise en place d'une mesure de protection des bâtiments avoisinants.

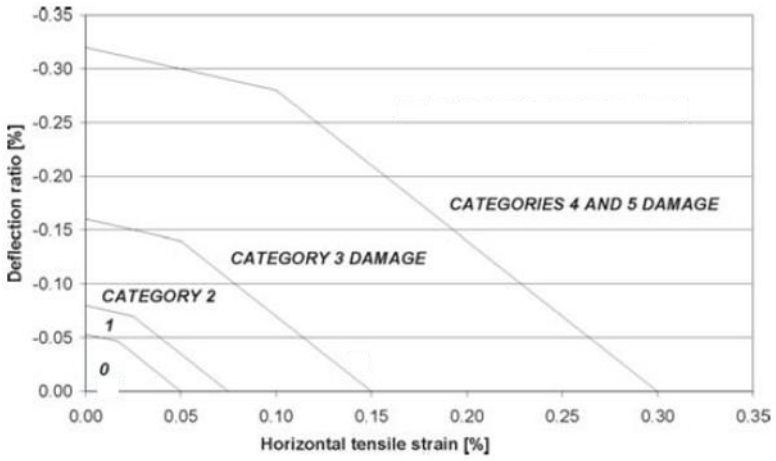


Figure IV-1 Relation entre amplitude des déformations mesurées au sein de la structure et catégorie de dommages (Boscardin & Cording, 1989).

IV.2.2 Les retours d'expérience

IV.2.2.1 Bai, Y., Yang, Z., & Jiang, Z. (2014).

Afin de décongestionner le trafic, un tunnel routier de 14.27m de diamètre a été construit en 2007 en banlieue de Shanghai à une profondeur avoisinant 24m. Long de plus de 3km, une première partie a été construite en tranchée ouverte et la deuxième à l'aide d'un tunnelier EPB. Comme l'illustre la Figure IV-2, l'environnement de construction du tunnel est très dense, il doit passer au-dessus de 2 lignes de métro existantes, sous des passages souterrains et sous des fondations de piles de ponts ainsi que sous un certain nombre de monuments historiques.

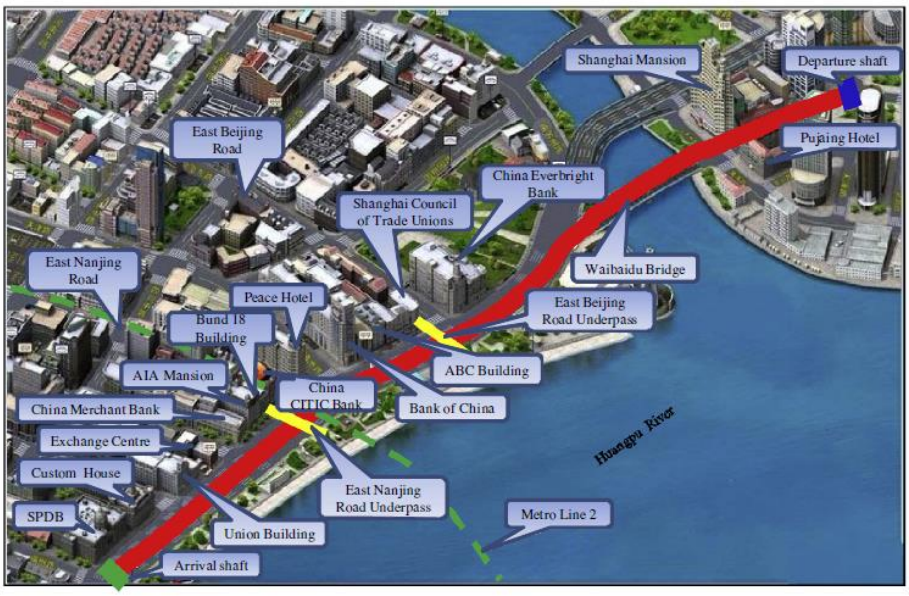


Figure IV-2 Tracé du Bund tunnel (Shanghai), Bai, Y. et al., (2014).

Différentes mesures ont été prises afin de préserver les constructions avoisinantes au tracé choisi. Lors du passage du tunnelier à proximité des constructions, les mesures de préventions traditionnelles étaient insuffisantes (contrôle de la pression dans la chambre d'abattage, réduction de la vitesse d'avancement, injections), il était nécessaire d'isoler le plus possible les infrastructures sensibles. Toutefois, les mesures de protection habituellement utilisées ne sont pas sans risques quand les constructions sont très proches (<5m). Les colonnes de jet-grouting ne sont pas assez résistantes pour protéger des perturbations, le fonçage des palplanches entraîne trop de vibrations pouvant mener à la liquéfaction des sables et les pieux en jet grouting ne peuvent garantir une bonne isolation. C'est pourquoi, comme la distance entre le bâtiment et le tunnel était inférieure à 5m, une barrière de protection a été réalisé à l'aide de pieux forés jointifs. Pour une distance comprise entre 5 et 10m, du jet grouting a été utilisé pour réduire les mouvements potentiels de sol. Toutefois, les paramètres machine étaient ajustés en conséquence pour réduire les effets du passage du tunnelier.

Le Pujiang Hotel (Figure IV-3) qui était un des bâtiments à risque est situé à seulement 0.62D (D : diamètre du tunnel) de l'axe du tunnelier. La barrière de protection construite à l'aide de pieux de 800mm de diamètre était située à 0.55D de l'axe du tunnelier. Les relevés effectués ont montré que le tassement total du bâtiment avait eu deux origines :

i) L'installation des pieux : laquelle a généré un tassement entre 6 et 16mm des fondations (Figure IV-3).
ii) Le passage du tunnelier : le tassement généré par le creusement est seulement de l'ordre de 6mm

Soit au total, un tassement inférieur à 24mm alors que des analyses préliminaires donnaient un tassement de 34mm sans protection. Ce retour d'expérience montre l'efficacité d'une barrière de protection sur la réduction des tassements mais aussi l'importance des perturbations engendrées par la construction du mur de protection lui-même.

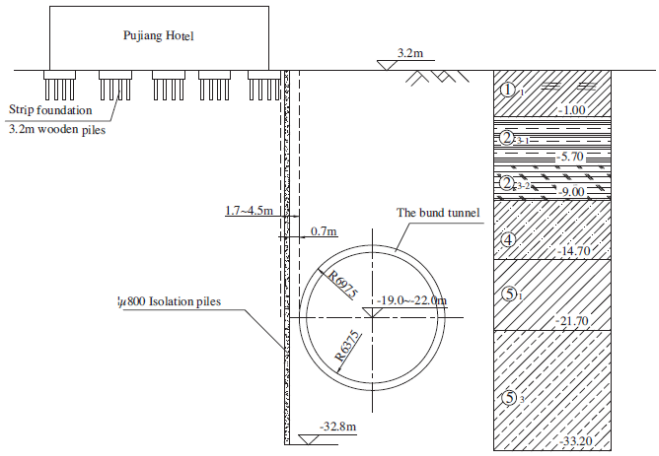


Figure IV-3 Schéma de la coupe transversale du tunnel au niveau du Pujiang Hotel (Bai, Y et al., 2014)

IV.2.2.2 Chen et al., (1998)

Chen et al., (1998) rapportent les performances des mesures prises pour la protection d'un ancien observatoire astronomique à Shanghai lors du creusement du tunnel de Yan An Dong Lu à Shanghai (Figure IV-4). Pour prévenir l'apparition de perturbations indésirables, un mur de protection formé par deux rangées de micro pieux a été installé entre l'observatoire et le tunnel de 11m de diamètre.

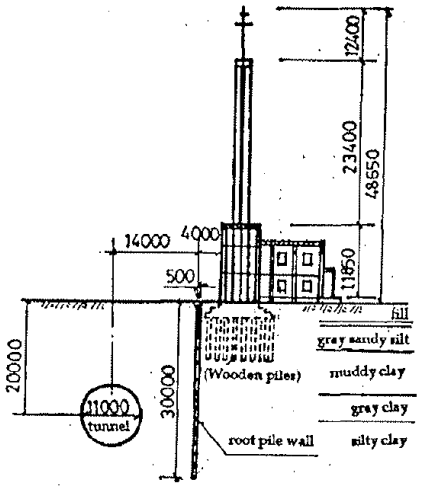


Figure IV-4 Situation de l'observatoire, Chen et al., (1998)

La Figure IV-5 montre que le renforcement de sol à l'aide de micro pieux a été réalisé à 4.3m de l'observatoire et à 1.3D de l'axe du tunnel. Ce mur est composé de deux rangées de 47 pieux de 20cm de diamètre, de 30m de long et espacés axe-à-axe de 30cm. Le mur ainsi créé est plus profond que le tunnel (L=C+1.4D). De plus, pour réduire les mouvements latéraux de la paroi, celle-ci est maintenue par des tirants à une plateforme d'ancrage (Figure IV-5).

Les estimations de tassements du sol à l'aide de la méthode de Peck (Peck, 1969) prévoyaient un déplacement du haut de l'observatoire de 24.6cm pour une perte de volume V_L=5%. Finalement, grâce aux mesures de protections mises en place, le déplacement du sommet du toit a été de seulement 3cm. Ces résultats montrent que des micropieux peuvent aussi être utilisés pour minimiser les propagations et pour réduire les interactions sol-structures en atténuant la cuvette de tassement.

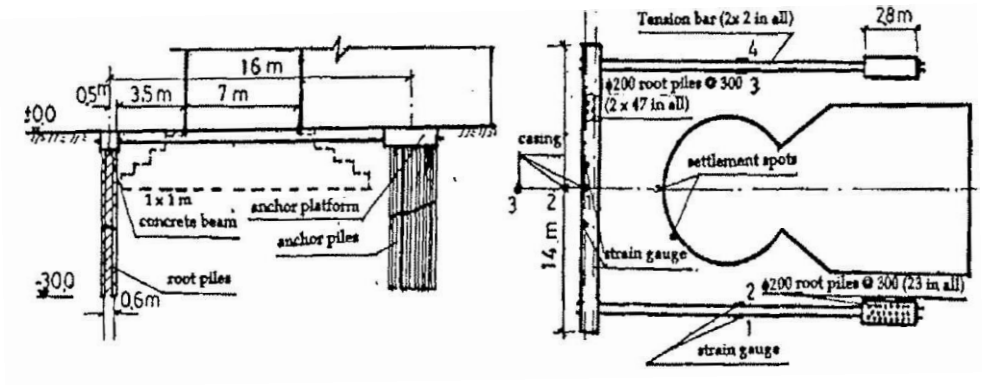


Figure IV-5 Mesure de protection mise en place lors de la construction du Yan An Dong Lu Tunnel, Chen et al., (1998)

IV.2.2.3 Nikiforova, N. S. et al., (2012)

Nikiforova, N. S. et al., (2012) présentent un retour d'expérience sur la construction d'un mur de protection réalisé à partir d'une tranchée ouverte (Figure IV-6). Le tunnel de 3.6m de diamètre a été creusé à une profondeur d'environ 15.5m et est situé à une distance horizontale d'environ 8m des fondations de l'immeuble le plus proche. La couverture du tunnel est composée d'une couche de calcaire fracturé surmontée d'une couche d'argile instable de 2m d'épaisseur et d'une couche de sable moyennement dense mais saturée. La mauvaise qualité des couches de sol nécessite la mise en place de mesures de protection.

Ce mur de protection est réalisé avec des tube d'acier de 159mm de diamètre et 16m de long. Les pieux forés coulés en place sont positionnés en quinconce afin de réaliser une paroi continue.



Figure IV-6 Installation de la paroi de protection réalisée en tranchée ouverte composée de tubes d'acier. 61/67, Pochtovaya Str. à Moscow. Nikiforova, N. S. et al., (2012)

Les auteurs concluent qu'un mur de protection peut être une mesure efficace pour limiter les tassements, toutefois dans ce cas présent, le tassement provoqué par la construction du mur représente entre 20 et 50% du tassement final des fondations du bâtiment. C'est pourquoi le procédé de construction de la barrière doit être particulièrement bien étudié et adapté aux ouvrages et conditions géotechniques en présence.

IV.2.2.4 Katzenbach, R et al., (2013)

Katzenbach, R et al., (2013) présentent les mesures de protection mises en œuvre pour minimiser les impacts de la création d'un tunnel ferroviaire sous la ville de Barcelone, sur des bâtiments de grande hauteur et appartenant au patrimoine mondial de l'UNESCO. Ce tunnel, de 11.5m de diamètre et de 5.6km de longueur, est situé à une profondeur quasi constante de 32m sous une nappe d'eau. Le tracé choisi passe à moins de 4m de l'église Sagrada Familia et de la Mia Casa (Figure IV-7 et Figure IV-8). Notons que l'église Sagrada Familia est fondée sur des pieux de longueur estimée à 20m. Le mur de protection a été réalisé respectivement avec des pieux forés de diamètre 150 cm et 120 cm, de longueur 40 m et 37 m, pour la

Sagrada Familia et la Mia Casa. L'entraxe est de 200cm. Un tassement des bâtiments de l'ordre de 0.1cm a été observé lors de la réalisation des parois et un tassement additionnel de 0.1cm lors du passage du tunnelier à pression de boue. Au niveau de l'axe du tunnelier, les tassements de surface n'excèdent pas 0.5cm. Il semblerait que ces faibles valeurs soient le fruit d'une bonne gestion des paramètres machine comme la pression frontale et le maintien du bon axe et de la bonne direction.

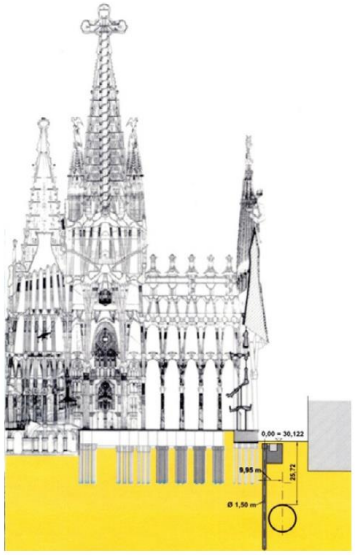


Figure IV-7 Coupe transversale du tunnel à Sagrada Familia, Barcelone. Katzenbach, R et al., (2013)

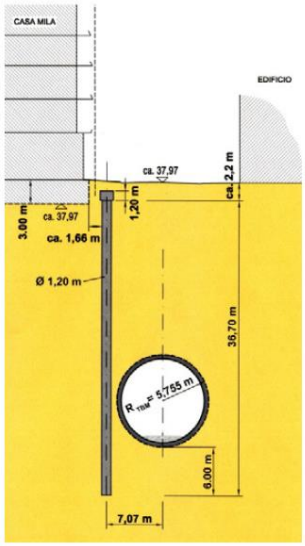


Figure IV-8 Coupe transversale du tunnel à Sagrada Familia, Barcelone à la Casa Milà, Barcelone. Katzenbach, R et al., (2013)

IV.2.2.5 Di Mariano et al., (2007)

Di Mariano et al., (2007) présente deux techniques d'amélioration de terrain qui ont été adoptées lors de la construction du tube de métro ligne 9 de 12m de diamètre sous la rue St Adrià à Barcelone (Figure IV-9). Afin de contrôler les mouvements de sol, une des stratégies consistait en l'exécution de paroi moulée à base de pieux forés.

Le tunnel de 12m de diamètre a une profondeur quasi constante avec une couverture de 17m et un ratio C/D égal à 1.4. L'axe du tunnel est à une distance horizontale de 17m des bâtiments les plus proches (1.4D). Le mur de protection est constitué de pieux forés de 65 cm de diamètre (d), un entraxe de 1d et de 29.3m de profondeur. La distance entre le mur et l'axe du tunnel est de l'ordre de 0.8D.

Les tassements de surface observés après le passage du tunnelier du côté des bâtiments à protéger sont 80% plus faibles que ceux qui avaient pu être estimés sans le mur de protection. A noter que dans le même temps la perte de volume mesurée (1.7%) est proche de celle préalablement estimée (1.9%) (Figure IV-10). Ainsi, les dommages du bâtiment ont diminué de la catégorie 3 à 0 (cf § IV.2.1) ; ce qui atteste de l'intérêt de la construction de cette barrière et de son efficacité vis-à-vis de la protection du bâti avoisinant.

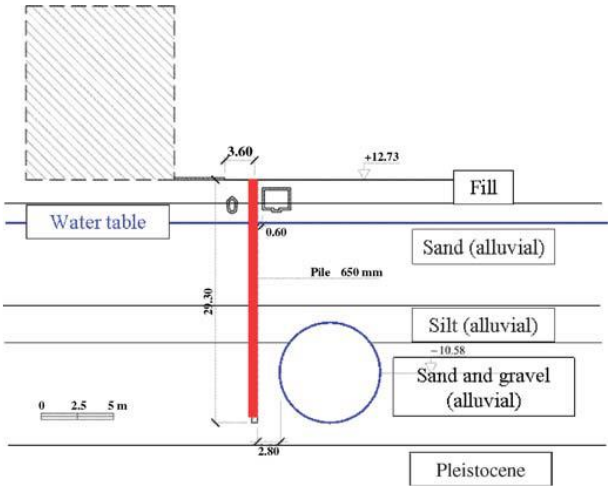


Figure IV-9 Vue en coupe du tunnel (métro ligne 9, Barcelone) et de l'installation de la paroi de protection. Di Mariano et al., (2007)

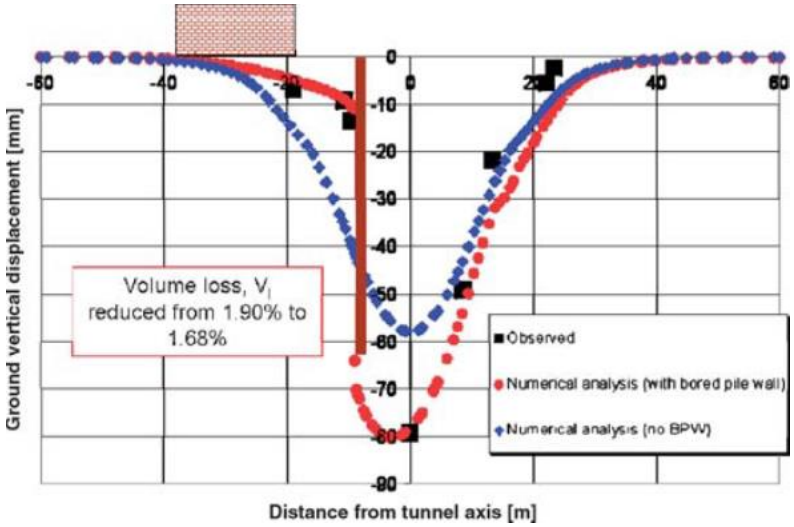


Figure IV-10 Profils transverses de cuvette de tassement de surface observé en présence de barrière de protection et calculé en absence de barrière (section de Adrià Street, Barcelone, Di Mariano et al., (2007))

IV.2.3 Les modèles numériques et expérimentaux

IV.2.3.1 Bilotta et al., (2006) (2008) et (2010)

En 2006, Bilotta et al., ont réalisé des premières analyses numériques 2D en déformations planes pour étudier l'efficacité de l'implantation d'une paroi à proximité d'un tunnel de faible profondeur (Figure IV-11).

Cette étude paramétrique est réalisée avec un tunnel de 8m de diamètre et une couverture variant entre 8 et 16m, ($1 \leq C/D \leq 2$). Dans les différentes configurations géométriques considérées, la longueur et l'épaisseur du mur ainsi que l'état de l'interface sol/mur et le poids propre de mur sont des paramètres qui ont été étudiés.

Cette étude a montré que les paramètres les plus efficaces pour réduire les tassements sont principalement la profondeur du mur, son poids propre et la rugosité de l'interface sol/mur. Dans le but d'obtenir une efficacité suffisante, le mur devra au moins atteindre le niveau du radier du tunnel. L'influence de la rigidité du mur ne semble pas significative dans cette étude. Enfin l'état de surface de l'interface permet d'introduire une discontinuité plus ou moins importante sur la contrainte de cisaillement, ainsi que sur le tassement du sol de part et d'autre du mur quant au poids propre du mur, il amplifie ou non ce phénomène.

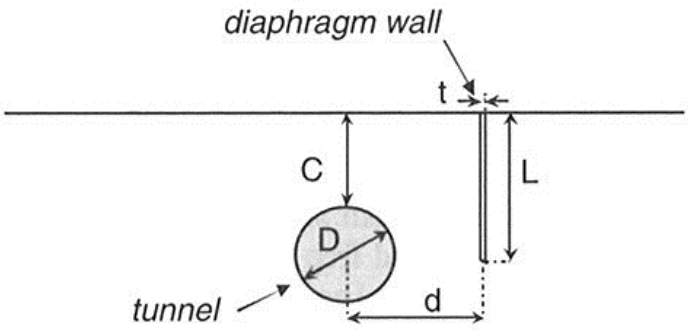


Figure IV-11 Schéma du modèle considéré par Bilotta et al., 2006.

En 2008, Bilotta (Bilotta, 2008) complète son étude en réalisant des études paramétriques expérimentales à l'aide de la centrifugeuse (160g) Acutronic 661 geotechnical de City University à Londres (Schofield & Taylor, 1988). Ces essais ont été réalisés sans modéliser les bâtiments (i.e. leurs poids), mais ont permis d'examiner la réponse du sol lors de la construction d'un tunnel de 8m de diamètre avec un ratio C/D=1 (tunnel de faible profondeur). Le massif de sol modèle utilisé et composé d'argile (kaolin) surconsolidée (OCR=2.3). La contrainte de consolidation maximale utilisée (350kPa) a été choisie pour produire un modèle de sol de consistance moyenne qui conduit à des mouvements de sol importants mais empêchant sa rupture précoce lors de l'essai. Lors de ces essais en centrifugeuse, la paroi moulée en béton armé dite « rigide » (27kN/m³ E=70GPa) est réalisée à partir d'une plaque d'aluminium. Durant l'essai, la paroi est libre de mouvement dans le sol. La simulation de l'excavation du tunnel est réalisée par diminution de la pression radiale en paroi du tunnel (membrane en caoutchouc) censée reproduire les pertes de volume se produisant dans le terrain autour du TBM.

Les principaux paramètres des essais de Bilotta (2008) sont résumés Figure IV-12 et Figure IV-13.

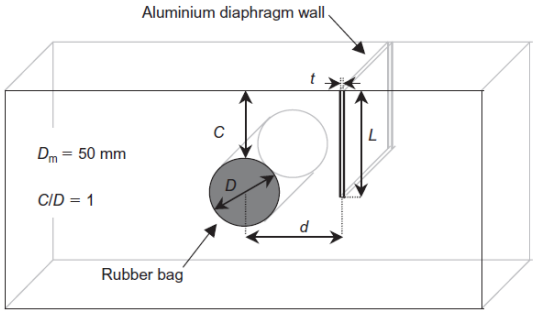


Figure IV-12 Schéma de la disposition de l'essai en centrifugeuse (Bilotta, 2008)

Test	*L*: mm [m]	*t*: mm [m]	*d*: mm [m]	Interface between wall and clay
EB5	70 [11·2]	9·5 [1·52]	50 [8]	Rough
EB6	Reference test without wall			
EB7	70 [11·2]	9·5 [1·52]	75 [12]	Rough
EB8	120 [19·2]	9·5 [1·52]	50 [8]	Smooth
EB9	120 [19·2]	9·5 [1·52]	75 [12]	Smooth
EB10	120 [19·2]	9·5 [1·52]	50 [8]	Rough
EB11	120 [19·2]	9·5 [1·52]	75 [12]	Rough
EB12	70 [11·2]	9·5 [1·52]	50 [8]	Smooth
EB13	120 [19·2]	0·8 [0·128]	50 [8]	Smooth
EB16	70 [11·2]	7·2 [1·15]	50 [8]	Rough (toothed)

Figure IV-13 Tableau de synthèse des paramètres des essais en centrifugeuse (Bilotta, 2008)

En 2010, Bilotta et Russo publient de nouveaux résultats de modélisations numériques 3D réalisés à l'aide de calculs aux éléments finis. Ils ont étudié l'efficacité d'une barrière de protection constituée d'une rangée de pieux en fonction de leur entraxe. Les résultats de ces analyses ont aussi été comparés avec les résultats obtenus sur le modèle expérimental en centrifugeuse (Bilotta, [2008]). La modélisation consiste en un tunnel de diamètre D=8m situé à une profondeur Z_0=12m (C/D =1). La rangée de pieu de 0.25m de diamètre est

située à une distance de 8m de l'axe du tunnel (1D). Les études précédentes ont montré que pour être efficace les parois de protection situées dans un rayon équivalent à 1D autour du tunnel devaient avoir une longueur minimum L=C+D. C'est pourquoi dans cette étude des pieux de longueur L=C+1.5D ont été modélisés. Par ailleurs, dans la réalité, le comportement au niveau de l'interface sol/pieu est fortement dépendant de la procédure de construction et de mise en place du pieu. Dans cette étude, les pieux sont considérés « en place », les éléments d'interface ont les mêmes propriétés que celles du sol utilisé.

Les résultats des simulations numériques de Bilotta et Russo (2010) sont sans appel. La mise en place de protection à l'aide d'une rangée de pieux permet de réduire sensiblement les tassements au-delà de la barrière (Figure IV-14). De plus, il a été observé que quel que soit l'espacement entre les pieux, les déformations (ε_h) horizontales sont réduites. Quant à la réduction de l'entraxe entre pieux, celui-ci permet de réduire le tassement différentiel (discontinuité) au niveau de la paroi de protection.

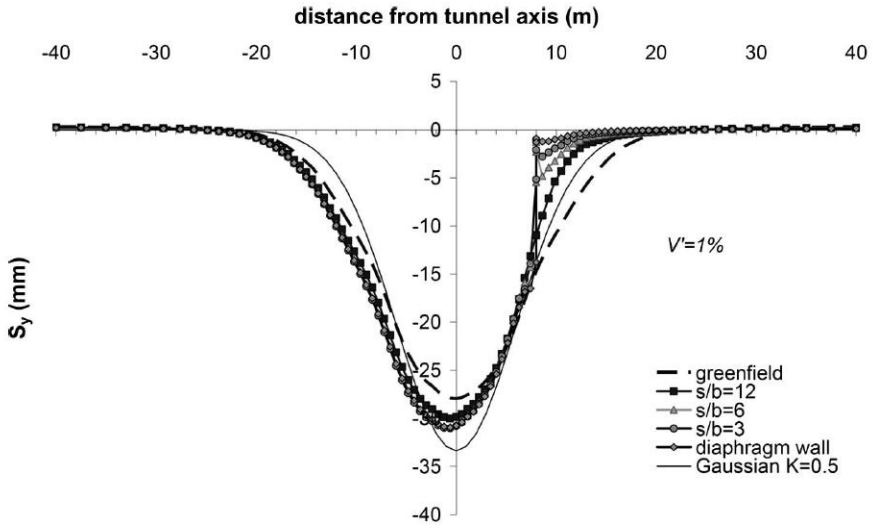


Figure IV-14 Comparaison de la cuvette de tassement pour différentes configurations simulées numériquement (L=C+1.5D, V_L=1% et $E_{50,ref}$=25 MPa). Bilotta et Russo (2010)

IV.2.3.2 Fantera et al., (2016) & Rampello et al., (2016).

Fantera et al., (2016) et Rampello et al., (2016) ont réalisé sous Plaxis des modèles 2D et 3D aux éléments finis. Les conditions géotechniques considérées dans ces analyses sont représentatives de celles rencontrées à proximité du centre historique de Rome, près de mur Aurelian à la Porte Asinaria. Le sol est composé d'une couche de 17m de gravier reposant sur une couche de limons sableux surconsolidés. Comme le montre la Figure IV-15, le modèle de Fantera et al., (2016) consiste en l'excavation d'un tunnel de diamètre D=6.7m situé à 25m de profondeur (C/D=3.6). La paroi de protection constituée de pieux de 0.6m de diamètre (d) est située à une distance horizontale de 0.8D de l'axe du tunnel. Dans cette étude paramétrique, quatre longueurs de pieux, trois entraxes entre pieux [1d, 1.5d, 2d] ainsi que deux rugosités différentes ont été simulés.

Rampello et al., (2016) ont étudié l'influence de la longueur longitudinale de la barrière sur son efficacité de protection et de réduction du tassement à la surface. Pour ce faire, ils ont conduit des études paramétriques en faisant varier le diamètre du tunnel (6.7m et 12 m), la couverture C (C/D = 3.2, 2 et 1.6) ainsi que la rugosité du mur. Ces essais ont été réalisés pour une paroi de 0.6m d'épaisseur et située à une distance horizontale de 0.8D de l'axe du tunnelier et d'une hauteur égale à L=C+D. Les résultats montrent que si l'on souhaite obtenir une efficacité de l'ordre de 90%, il faut prévoir une longueur longitudinale de barrière au moins égale à la couverture C.

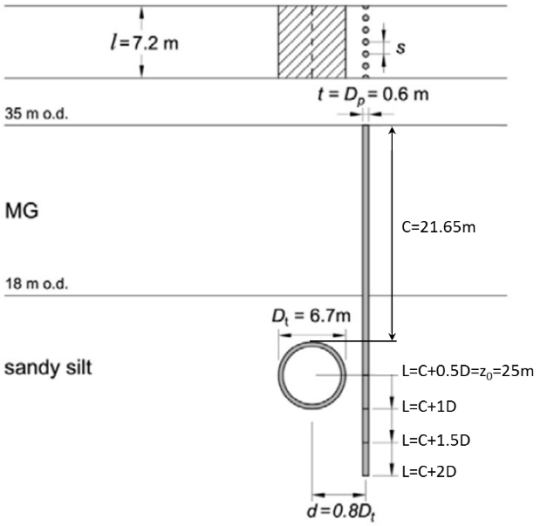


Figure IV-15 Géométrie du modèle Fantera, L et al., (2016).

IV.2.4 Les paramètres étudiés

A travers la littérature existante, des paramètres clefs qui régissent le problème d'efficacité des barrières ont été identifiés. Ces paramètres peuvent être d'ordre géométrique (Figure IV-16), ou bien relatifs aux propriétés de l'interface entre le sol et la paroi, ou bien associés au mode de conception et de mise en place de la barrière.

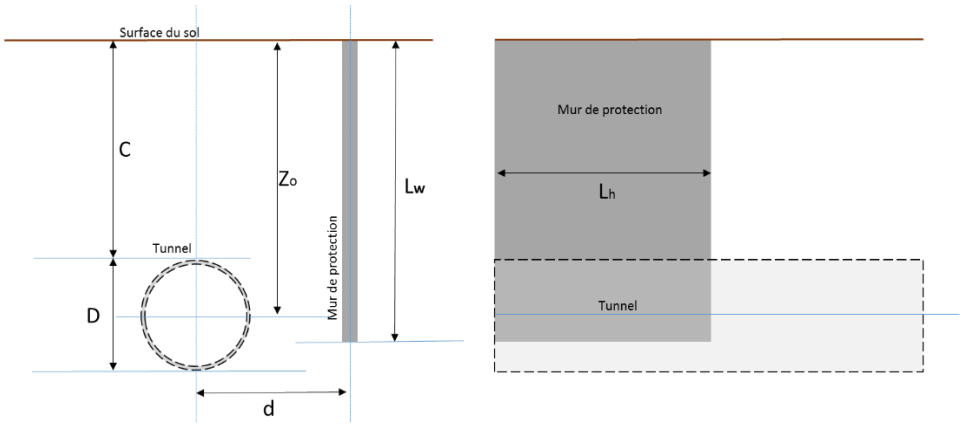


Figure IV-16 Paramètres géométriques considérés dans l'étude de l'efficacité de barrières de protection (coupes transversale et longitudinale)

Les retours d'expérience de chantiers s'accordent à dire que la mise en place d'une paroi moulée ou d'un mur de protection réalisé avec des pieux forés engendre quasi-systématiquement un tassement qui peut être de l'ordre de 50% du tassement final du bâtiment.

Dans le cas du Pujiang Hotel, les valeurs d'alerte de tassement différentiel étaient de 13mm. Une étude préliminaire à l'aide d'une modélisation 3D estimait un tassement différentiel de 23mm sans protection. C'est pourquoi une mesure de protection devait être mise en œuvre. Bai et al. (2014) rapportent que la seule mise en place des pieux a généré un tassement allant par endroit jusqu'à 16mm (Figure IV-17) et un tassement différentiel maximal de 9.8mm. Mais après le passage du tunnelier, les relevés ont montré un tassement additionnel de seulement 6.7mm et un tassement différentiel du Pijiang Hotel de 6.4mm. Dans cette situation, la mise en place de la paroi représente donc près de 70% du tassement final du bâtiment.

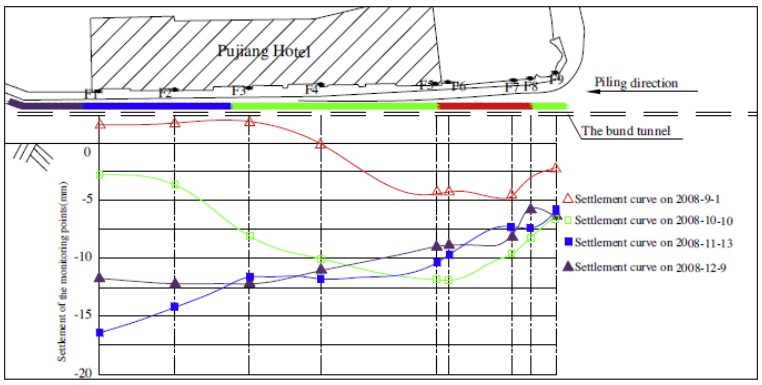


Figure IV-17 Tassement des fondation du Pujiang Hotel lors de l'installation des pieux, Bai, Y et al. (2014)

A Moscou, Nikiforova et al., (2012) rapportent le même phénomène. La seule réalisation d'une tranchée pour la mise en place des pieux a provoqué un tassement des fondations de l'ordre de 7mm sur les 15.5mm observés après le passage du tunnelier (Figure IV-18). La mise en place de la paroi de protection représente plus de 45% du tassement final du bâtiment. Ils concluent que la mise en place d'un mur de protection ne garantit pas systématiquement la réduction du tassement des fondations du bâtiment à protéger et que le tassement réel peut être bien plus important que celui prévu.

Dans les essais en centrifugeuse, Bilotta et Taylor (2005) ont réalisé une étude comparative entre deux modes de mise en place différents. Dans le premier cas, la paroi de protection est déjà positionnée mais fixée sur le banc d'essai pendant le remplissage et la consolidation du massif de sol. Elle sera libérée pour l'essai. Dans la deuxième configuration, une réservation pour la paroi est faite lors du remplissage et lors de la consolidation du massif. Ainsi la paroi est installée juste avant le début de la simulation de l'excavation. Lors de ces essais, des parois présentant divers états de surface ont aussi été réalisées. Les résultats de Bilotta et Taylor (2005) tendent à montrer que le mode de mise en place modifie peu la mobilisation de l'effort de frottement au niveau de l'interface mur – sol. Toutefois, l'état de l'interface prime sur le mode d'installation.

On ne retrouve toutefois dans la littérature que très peu de retours d'expériences et de résultats concernant la thématique du mode de mise en place de la barrière de protection. Il semble toutefois nécessaire de considérer que la phase de mise en place de la barrière (construction) puisse générer des déplacements non négligeables du sol environnant.

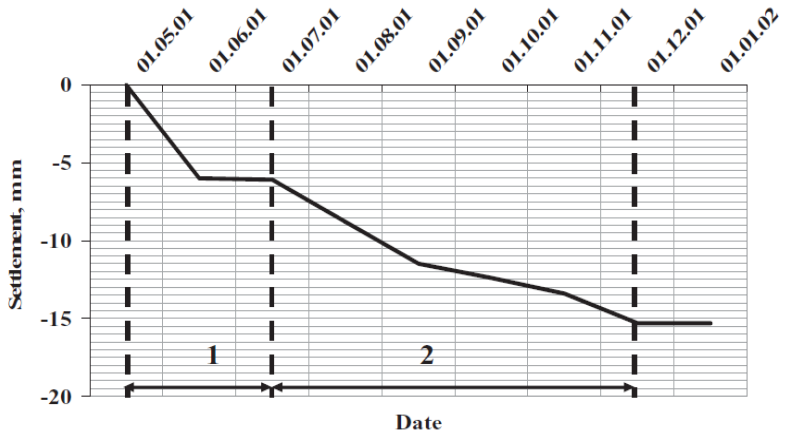


Figure IV-18 Tassement moyen du bâtiment situé au 61/67, Bolshaya Pochtovaya Str. (Moscou), Nikiforova, N. S. et al., (2012) 1 – Installation de la paroi 2 – Excavation du tunnel

Concernant la distance relative entre le tunnel et la barrière de protection (d), on trouve dans la bibliographie des parois de protection installées à une distance comprise entre 0.55D (Bai et al., [2014]) et 1.5D (Bilotta, E. [2008] et Nikiforova et al., [2012]) de l'axe du tunnel. Dans le cas des essais de Chen et al., (1998), la paroi de protection formée d'une double rangée de micro pieux est à une distance de 1.27D de l'axe du tunnelier, soit plus du double que Bai et al., (2014). Lors de ses essais en centrifugeuse, Bilotta, E. (2008) a étudié deux distances relatives tunnel / barrière. Dans un premier cas, la distance relative entre l'axe du tunnel et le mur (d) est égale à 1D ; dans un second cas, cette distance est égale à 1.5D. Ces positions correspondent approximativement à la position du point d'inflexion « i » de la cuvette de tassement de surface. Cette zone est par conséquent sujette à des tassements de sol avec une pente significative pouvant être très dommageable pour les bâtiments. De manière générale, Bilotta, E. (2008) montre que plus la paroi est proche de l'axe du tunnel plus la cuvette de tassement côté tunnel sera importante.

Concernant la hauteur de la barrière (L_w), les murs de protection simulés ou construits ont tous une longueur au moins supérieure à celle permettant d'atteindre l'axe du tunnel (Z_0). Les résultats rapportés dans la littérature montrent que l'efficacité de la barrière pour limiter les déplacements du sol situé à l'extérieur de la barrière augmente lorsque la hauteur de la barrière croît. Toutefois, il semblerait qu'une hauteur supérieure à $L_w>Z_0+1.5D$ n'apporterait plus de grande amélioration (Rampello, S et al., ([2016]). Quand il ne s'agit plus de simulation mais de chantier, nous remarquerons alors que la construction des parois de protection arrive toujours au moins au niveau du radier du tunnel par mesure de précaution. A Barcelone, les pieux forés atteignent une profondeur de $L_w=Z_0+0.5D$ (Di Mariano et al., [2007]) et $L_w=Z_0+1D$ (Katzenbach et al., [2013]), tandis qu'à Shanghai, les longueurs des pieux et micropieux étaient équivalentes à $Lw=Z_0+0.9D$ (Bai et al., [2014]) avec des résultats satisfaisants.

L'influence de la longueur horizontale du mur (L_h) n'a été étudiée que par Rampello et al., (2016). Des simulations numériques ont été réalisées pour étudier l'influence de cette longueur sur l'efficacité du mur de protection. Des essais ont été réalisés pour différentes profondeurs de tunnel et différents diamètres. La Figure IV-19 illustre ces résultats. Cette efficacité semble atteindre un palier à partir de l'instant où $L_h=C$; ceci quelle que soit la profondeur ou le diamètre du tunnel.

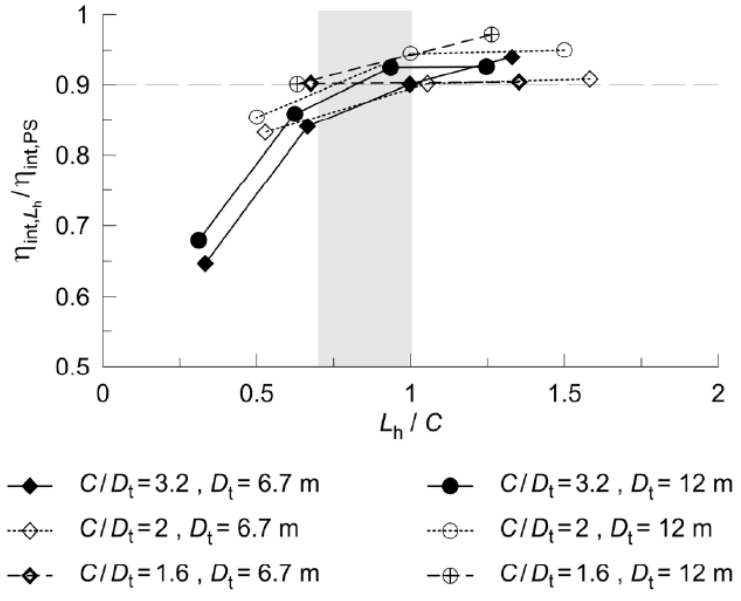


Figure IV-19 Etude de l'efficacité de l'efficacité de protection (ordonnée) en fonction de la longueur longitudinale (abscisse) de la paroi de protection (Lh) (Rampello et al., 2016)

Dans le cas de parois discontinues (rideau de pieux), l'influence de la distance entre les pieux sur l'efficacité de la paroi a été étudiée. Dans le cadre de ces simulations numériques, plusieurs entraxes (s) variant entre 2 à 12 fois le diamètre du pieu (d_P) ont été étudiés par Bilotta & Russo (2010). Ils montrent sur la Figure IV-20, les tassements en surface du massif, le long d'une ligne horizontale passant par l'axe des pieux alignés et parallèle à celui du tunnel. La simulation montre que les pieux tassent moins que le sol avoisinant et que

le tassement du sol entre les pieux diminue à mesure que l'espacement entre les pieux se réduit. Ainsi, l'effet de groupe des pieux de la barrière réduit globalement le tassement du sol.

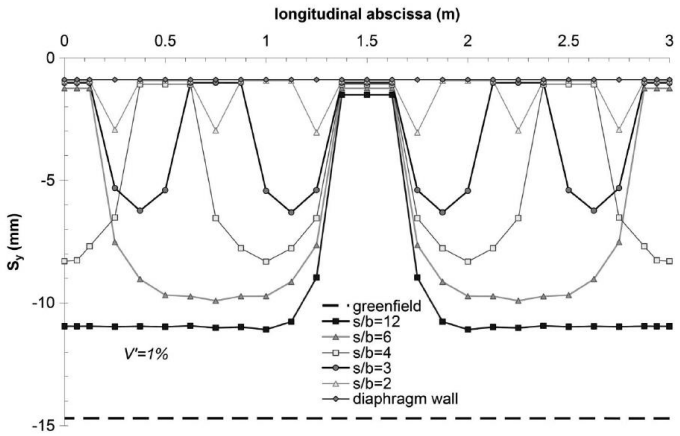


Figure IV-20 Tassement de la surface du massif le long d'une droite (y=1D) passant par les axes des pieux (Lw = C + 1,5D) pour V_L =1% (Bilotta & Russo, 2010)

Sur chantier, les pieux forés ont généralement un entraxe égal à deux fois le diamètre du pieu (Di Mariano et al., [2007], Katzenbach et al., [2013]). Par sécurité et prévention des risques lors de la mise en place des pieux, Bai, Y. (2014) explique que dans son cas le sol entre les pieux a été renforcé par grouting, ce qui nous laisse penser qu'une partie de l'interface sol-pieu est modifiée.

Les essais réalisés par Bilotta et al., (2005, 2008, 2010) (Figure IV-21), montrent que l'état de surface du mur (rugosité) n'a pas pour effet de diminuer les pertes de volumes mais de modifier la répartition des mouvements de sol à proximité du mur. Les déformations liées au cisaillement ont principalement lieu près du mur. Un état de surface de l'interface sol/mur lisse crée une forte discontinuité le long du mur, ce dernier agit alors comme une barrière (Figure IV-22). Rampello et al., (2016) montrent aussi que l'état de l'interface entre le mur et le sol a une influence non négligeable sur l'efficacité du pouvoir de protection de la barrière (Figure IV-23).

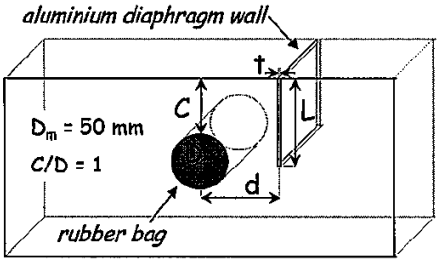


Figure IV-21 Schéma du modèle utilisé dans le cadre des essais de Bilotta et al., (2005, 2008, 2010)

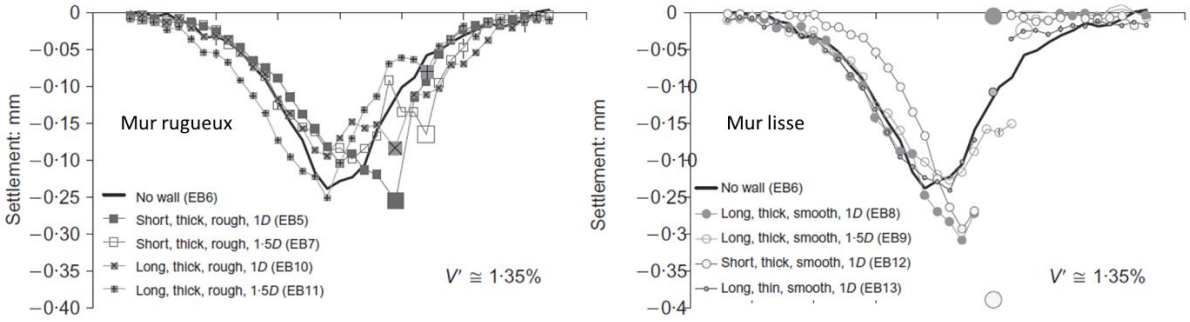


Figure IV-22 tassement transversal de la surface du massif pour une perte de volume de 10.35% (Bilotta 2008)

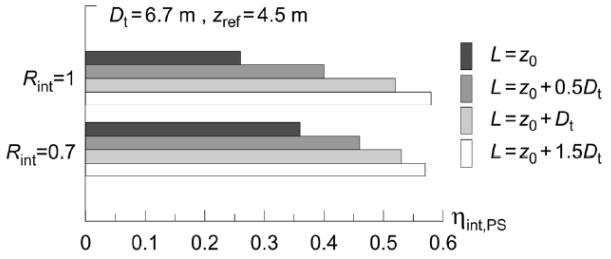


Figure IV-23 Analyses 2D, Efficacité en fonction de la longueur (L_w) et de l'état de surface du mur, Rampello et al., (2016)

A travers ces multiples études, Bilotta (2008) montre par ailleurs que le poids propre du mur a une importance non négligeable sur les tassements du sol avoisinant. Plus le mur est lourd et l'interface sol/mur rugueuse, plus le sol entrainé par le mur aura tendance à tasser. Les analyses numériques montrent qu'une paroi moulée avec une densité supérieure à celle du sol aurait un effet négatif sur la mesure de protection, augmentant plutôt que diminuant les mouvements de sol. De plus, un mur « lourd » proche de l'axe du tunnel peut entraîner une augmentation des efforts sur le soutènement du tunnel à prendre en compte lors de sa justification.

Enfin lors des essais de Bilotta (2008), le poids du mur évolue avec son épaisseur. Une variation du poids du mur est donc associée à une variation de sa rigidité. Il semblerait toutefois que la rigidité de la paroi de protection n'ait pas une grande influence sur les déplacements du sol avoisinant. A ce sujet, les retours d'expérience sur chantiers montrent que des barrières de protection ont été réalisées aussi bien avec des micropieux de 65mm de diamètre (Di Mariano et al., [2007]) qu'avec des pieux de 1.2m de diamètre (Katzenbach et al., 2013).

Près de huit paramètres ont été identifiés et étudiés à ce jour. Certains ont un rôle primordial dans l'efficacité de la barrière, d'autres semblent avoir peu d'influence. Ces différents paramètres ne sont toutefois pas forcément indépendants les uns des autres et il est probable que l'efficacité optimale de la barrière passe par la bonne adéquation entre tous ces paramètres et bien entendu les caractéristiques géotechniques du sol. A partir de ces études, on peut cependant relever deux paramètres clefs pilotant l'efficacité de la barrière de protection ; à savoir l'état de rugosité de sa surface et la position du pied de la barrière par rapport au radier du tunnel.

IV.2.5 Conclusion

Seul un faible nombre d'études ont été menées sur l'efficacité des barrières de protection. Les retours d'expérience des chantiers sont encore trop rares et trop spécifiques pour tirer des tendances et proposer des recommandations. Mais plusieurs observations réalisées à partir de mesures sur chantiers et de simulations numériques montrent que cette technique peut être efficace pour limiter les déplacements du sol au-delà de la barrière. A ce jour, des recommandations de conception pour aider les ingénieurs dans ce domaine sont inexistantes. Les phénomènes physiques mis en jeu sont mal connus et les situations trop spécifiques. Les études rapportées dans la littérature mettent en évidence des paramètres clefs. L'état de l'interface sol – mur ainsi que la longueur de fiche du mur semblent être des paramètres permettant de minimiser fortement les tassements de surface, même si les déplacements horizontaux générés lors de la mise en place de la paroi peuvent avoir leur importance dans les dommages causés aux bâtiments. Des études complémentaires sont nécessaires pour mieux comprendre la phénoménologie. A ce sujet, il nous a semblé intéressant de mettre à profit les capacités du modèle réduit de tunnelier à pression de terre de l'ENTPE pour étudier ce problème. En particulier, ce dispositif doit permettre d'évaluer l'influence des effets tridimensionnels du creusement sur le comportement de la paroi et du sol avoisinant, et par conséquent compléter les études rapportées dans la littérature et menées pour la plupart dans des conditions de déformations planes.

IV.3 CAMPAGNE EXPERIMENTALE REALISEE A L'ENTPE

IV.3.1 Contexte et objectifs

Dans le cadre de cette thèse et du projet européen NeTTUN, il a été décidé d'étudier, sur la base d'essais réalisés avec le modèle réduit « 1 g » du tunnelier à pression de terre de l'ENTPE, l'efficacité de l'utilisation de barrières de protection pour réduire l'impact du creusement au tunnelier sur le bâti avoisinant. Pour cette étude, des barrières de protection de type paroi moulée sont considérées. Trois modèles de parois, de trois hauteurs différentes, ont été réalisée en considérant les lois de similitudes qui régissent la transposition de l'étude sur maquette vers le problème en vraie grandeur. Ces modèles de parois ont été instrumentés à différentes hauteurs à l'aide de jauges d'extensométrie. Les essais ont été réalisés sur des massifs de sable sec analogue à ceux reconstitués lors des essais avec pieux (cf. § III) L'analyse phénoménologique conduite à l'échelle du modèle porte sur les déplacements du sol et de la paroi, observés au cours du creusement ainsi que sur l'évolution des efforts dans la paroi. Cette analyse phénoménologique tient compte du caractère tridimensionnel du processus de creusement au tunnelier. La base de données et d'analyses ainsi constituée a par ailleurs servi à la validation de modèles numériques développés en parallèle par l'Université de Rome, partenaire du projet NeTTUN.

IV.3.2 Programme expérimental

L'étude bibliographique a montré que de nombreux paramètres étaient susceptibles d'influencer l'efficacité d'une barrière de protection. Compte tenu du nombre limité d'essais pouvant être réalisés dans le cadre de cette thèse sur ce sujet (3), des choix ont été faits pour définir le programme expérimental. Tout d'abord, il a été choisi de privilégier l'étude de barrières continues (type paroi moulée) plutôt que de barrières constituées de pieux non jointifs. Par ailleurs, seule l'influence de la profondeur de la barrière (L_w) relativement à la profondeur du tunnel a été étudiée. En conséquence, les barrières modèles testées ont toutes été positionnées à la même distance transverse de l'axe du tunnel (Y=1D), présentent la même longueur dans la direction longitudinale (L_h=1.8m), la même épaisseur (e=40mm), le même poids volumique (640kg.m^{-3}) et le même état de surface (i.e. sa rugosité ϕ=28°).

Trois essais de creusement ont donc été réalisés dans le cadre de cette thèse en présence de trois barrières de hauteurs différentes (Figure IV-24). L'essai TW1 a été réalisé avec une barrière de longueur intermédiaire dont le pied arrive au niveau du radier du tunnel ($L_{w1}=Z_0+0.5C$). La paroi utilisée pour l'essai TW2 est plus

courte et arrive au niveau de l'axe du tunnel. Sa longueur est telle que $L_{w2}=Z_0$. Quant à l'essai TW3, le mur vient reposer sur le fond du caisson ($L_{h3}\approx Z_0+D$). Dans ce cas, le pied de la barrière se trouve en dessous du radier du tunnel et ses déplacements verticaux vers le bas sont empêchés.

Concernant les caractéristiques du sol et les paramètres machine lors des essais de creusement avec barrière, il a été délibérément choisi d'utiliser les mêmes paramètres que ceux imposés lors des essais réalisés à pression frontale « faible » lors des essais de creusement en sol vierge et avec pieux. La raison de ce choix s'explique par la volonté d'étudier l'efficacité des différentes barrières dans des conditions de creusement défavorables, pour lesquelles le niveau de perte de volume autour de la machine est relativement important et les mouvements de sols conséquents.

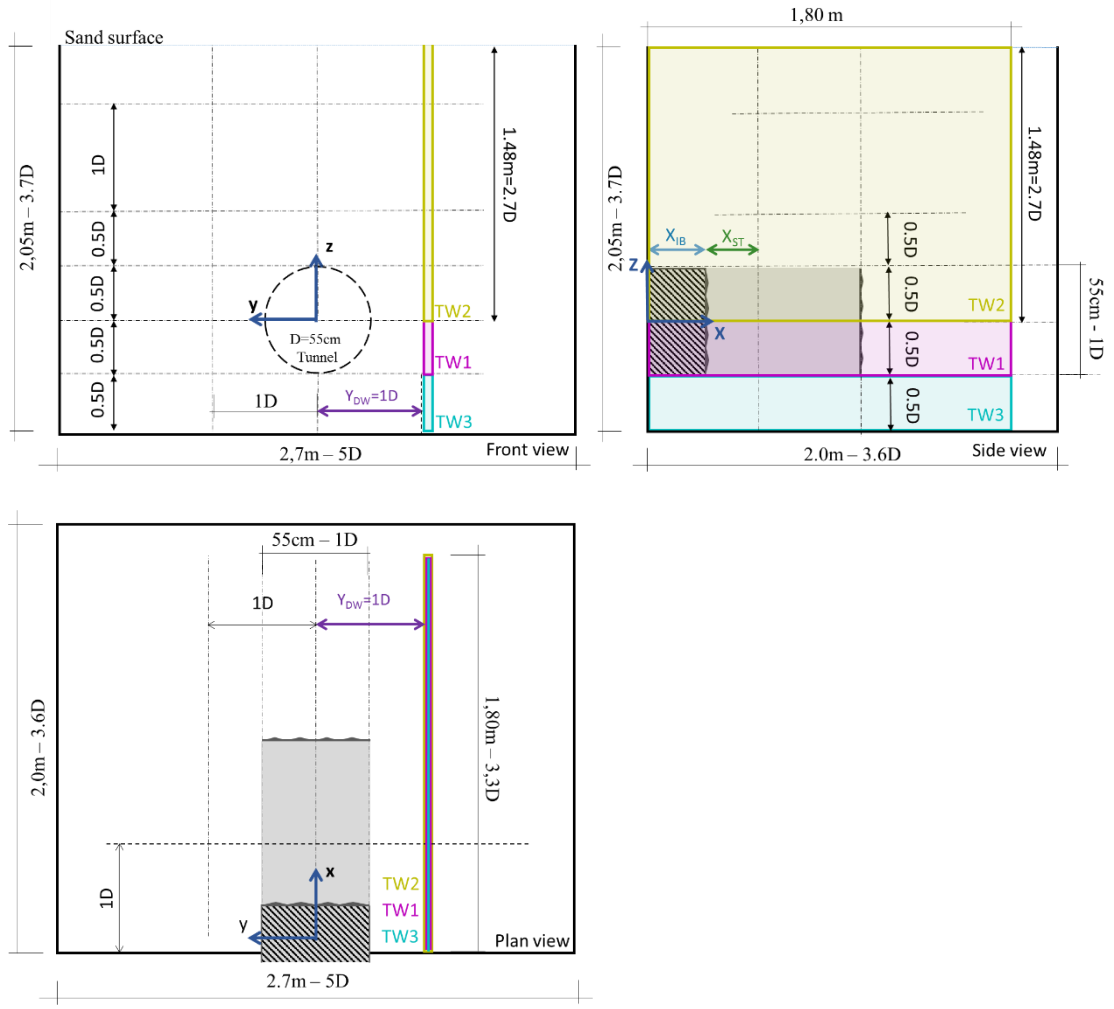


Figure IV-24 Disposition géométrique des barrières relativement au tunnelier lors des essais de creusement TW1, TW2 et TW3 (vue de face, de côté et dessus)

IV.4 LES MODELES DE PAROIS MOULEES

IV.4.1 Choix d'un matériau modèle

Pour réaliser cette campagne expérimentale sur l'efficacité d'une paroi moulée pour la protection des avoisinants, il a fallu dans un premier temps définir comment cette paroi moulée allait être modélisée. Plusieurs paramètres étaient alors à prendre en compte, en particulier : ses dimensions, sa rigidité, sa rugosité, son poids et sa masse volumique.

Comme il l'a été fait avec les pieux, les dimensions et les caractéristiques mécaniques de la paroi moulée ont été choisies en considérant les conditions de similitudes déduites de l'analyse dimensionnelle pour permettre la transposition des résultats obtenus à l'échelle du modèle au problème en vraie grandeur. Un facteur d'échelle des longueurs (L*) compris entre 1/10 et 1/20, analogue à celui considéré pour le TBM, a été considéré pour le choix du modèle de paroi moulée. Toutefois, rappelons que les conditions de similitude géométriques et mécaniques sont difficilement satisfaites simultanément pour des essais sous gravité.

A l'image d'une paroi moulée en béton, il était nécessaire de trouver une plaque homogène et continue, de dimensions relativement importantes (2,10m x 2m), confectionnée à partir d'un matériau aux propriétés mécaniques capable de reproduire le comportement du béton à l'échelle du modèle réduit. Un matériau modèle présentant des propriétés mécaniques homogènes et isotropes a donc été recherché afin de simuler au mieux le comportement du béton.

		Facteur d'échelle	*Modèle expérimental recherché (valeurs cibles)*	*Modèle expérimental choisi*	*Paroi en vraie grandeur correspondante*
L (Longueur horiz.)	*m*	L*	2	2	22
H (Hauteur)	*m*	L*	1,75	1,75	19,25
e (Epaisseur)	*m*	L*	0,05	0,04	0,6
I (Inertie)	m^4	L^4*	2,37E-05	1,07E-05	0,3465
ɣwall (Masse volumique du mur)	$kN.m^{-3}$	L*	2,18	7,5	24
ɣsoil (Masse volumique du sol)	$kN.m^{-3}$	L*	1,64	13,5	18
E (Module d'élasticité)	*GPa*	L*	2,27	3,8	25
EI (Rigidité de flexion)	$GN.m^2$	L^5*	5,38E-05	4,05E-05	8,7
$R_{w/s}$ (ratio des masses)			1,3	0,6	1,3

Tableau IV-1 - Synthèse de caractéristiques de la paroi

Il a fallu également définir l'épaisseur du mur modèle afin de satisfaire les conditions de similitude concernant la rigidité de flexion de la paroi. De plus, une très grande attention a été portée sur les conditions de similitude concernant le rapport des densités entre celle du mur et celle du sol dans le but de reproduire les mécanismes de portance du mur et d'éviter tout poinçonnement du sol au pied du mur. Rappelons que

dans le cas des essais sur modèle réduit de tunnelier, le massif de sol est volontairement reconstitué dans un état lâche.

Après un certain nombre de recherches sur les matériaux et les dimensions disponibles, il a été décidé de réaliser le modèle de paroi moulé à base de matériau bois. A l'état naturel, le bois n'étant pas isotrope, nous avons donc utilisé une planche reconstituée à partir de particules de bois. L'appellation commerciale de ce matériau est « Medium », il est produit par la société Isoroy. Ce matériau est issu d'un procédé industriel continu. Il est constitué de particules de bois et d'un liant synthétique à base de résine urée-formol. Le mélange est soumis à des contraintes de température et de pression lors de la fabrication des panneaux.

Sur la base des caractéristiques mécaniques fournies par le fabricant, nous avons défini la géométrie des panneaux modèle en considérant un facteur d'échelle des longueurs L* de l'ordre de 1/11 (comme dans le cas des pieux modèles). La longueur (L_h) des panneaux de bois a été prise égale à la longueur du massif (L=2m). Leur hauteur (L_w) est un des paramètres du problème qui sera étudié comme décrit précédemment. Trois hauteurs de parois ont été considérées (Lw= 1570mm, 1840mm, 2140mm). L'épaisseur de la paroi modèle (e) a quant à elle été choisie de telle manière à vérifier les conditions de similitude concernant la rigidité de flexion de la paroi (E.I). Une épaisseur de panneau de 40mm a finalement été utilisée correspondant en termes de rigidité à une paroi moulée en béton de 0.6m d'épaisseur. L'ensemble des caractéristiques des parois modèles retenues sont données dans le Tableau IV-1.

IV.4.2 Vérification des caractéristiques mécaniques du matériau modèle

Une fois le matériau choisi, les caractéristiques mécaniques données par le fabricant ont été s en laboratoire. Une série de tests a été réalisée afin de caractériser précisément le comportement mécanique de la planche de medium sélectionnée.

IV.4.2.1 Comportement et module élastique

Une série d'essais sur un banc de flexion 4 points ont été réalisé pour caractériser le comportement en contrainte-déformation du matériau bois choisi et mesurer son module de déformation. La Figure IV-25 montre le dispositif de banc d'essais utilisé. Les dimensions de l'échantillon testé sont de 560mm (L) x 141mm (l) x 40mm (h). Durant ces essais, les déformations longitudinales dans l'axe de l'échantillon et sur les fibres supérieure et inférieure sont mesurées à l'aide de jauges de déformation identiques à celles qui seront installées sur les modèles de parois. Ces tests doivent aussi permettre de s'assurer de la bonne adhérence des jauges choisies et de vérifier la gamme de leur étendue de mesure (sensibilité).

Lors de ces essais de flexion 4 points, des cycles de charge /décharge de faibles amplitudes sont d'abord imposés afin de rester dans le domaine élastique afin de calculer le module d'Young (E) du matériau. Ces cycles ont été réalisé à différentes vitesses de chargement (0.5kN/min et 0.05kN/min) pour évaluer la dépendance en temps du matériau (Figure IV-26).

Dans une seconde phase, un chargement progressif du matériau est appliqué jusqu'à l'obtention de la rupture de l'échantillon. Ce chargement permet ainsi d'analyser le comportement contraintes/déformations du matériau pour de larges déformations (Figure IV-27).

Ces différents essais ont montré que le matériau sélectionné (Medium) présente un comportement globalement élastique linéaire et fragile. Pour la gamme des vitesses de sollicitation testées correspondant plutôt à des faibles vitesses de chargement (0.5kN/min et 0.05kN/min), ce comportement semble être indépendant de la vitesse de chargement. En effet une augmentation de 10 fois de la vitesse de chargement entraîne un écart de réponse en termes de déformation inférieur à 5%.

Le module élastique du matériau (E) a pu être défini à partir de ces tests. Sa valeur moyenne peut être estimée à 3.8 GPa. Au-delà de la limite élastique, notons que le matériau présente un comportement fragile et rompt brutalement. Rappelons que le medium est un complexe de fibres de bois et de colle.

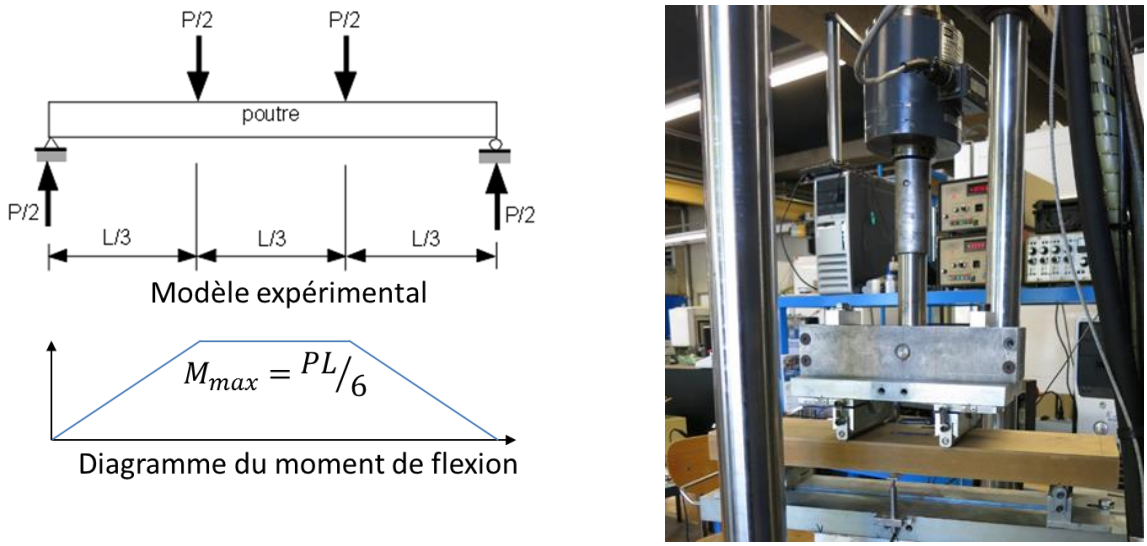


Figure IV-25 – Schéma de principe et photo du banc d'essais de flexion 4 points utilisé à l'ENTPE

IV.4.2.2 Etat de rugosité de la surface

Une seconde batterie d'essais en laboratoire a permis d'étudier et de définir un coefficient de frottement entre la planche de bois et le sable utilisé sur modèle réduit (Sable Hostun fin). Deux types d'essais ont été conduits pour cela : des essais de cisaillement réalisés à l'aide d'une boite de Casagrande et des essais de glissement sur plan incliné.

Les essais à la boite de Casagrande ont été réalisés avec une boite de cisaillement standard (60x60mm) dans laquelle un échantillon de medium (59.8 x 59.8 x 20mm) a été placé dans la demi boite inférieure, la demi boite supérieure étant remplie avec le sable. La charge verticale appliquée variait de 4kPa à 50kPa

Pour l'essai sur plan incliné, un équipement spécifique a été développé (Figure IV-28). Un cylindre en plastique (120 x 80 mm) de poids négligeable, sans fond et rempli de sable est posé sur une planche de médium (500 x 120x 40mm). Cette planche est montée sur un vérin vertical piloté en position. L'essai consiste à soulever une extrémité de la planche afin de l'incliner. Lorsque la boite en plastique commence à glisser l'essai est arrêté. A cet instant, l'angle formé par la planche est mesuré et sera défini comme représentatif de l'angle de frottement entre la surface en bois et le sable. Plusieurs essais ont été réalisés dans les même conditions.

L'angle de frottement à l'interface bois / sable mesuré à la boite de Casagrande a une valeur moyenne de 27°. L'angle de glissement moyen mesuré à l'aide du dispositif de planche inclinée est de 29°. Ces valeurs d'angle de frottement montrent que la surface des panneaux de bois qui seront utilisés comme barrières modèles est de nature « rugueuse ». Ces angles de frottement sont en bon accord avec les angles de frottement béton/sol rencontrés dans la pratique pour des parois moulées (généralement pris égal à 2/3 du frottement du sol dans les calculs de dimensionnement).

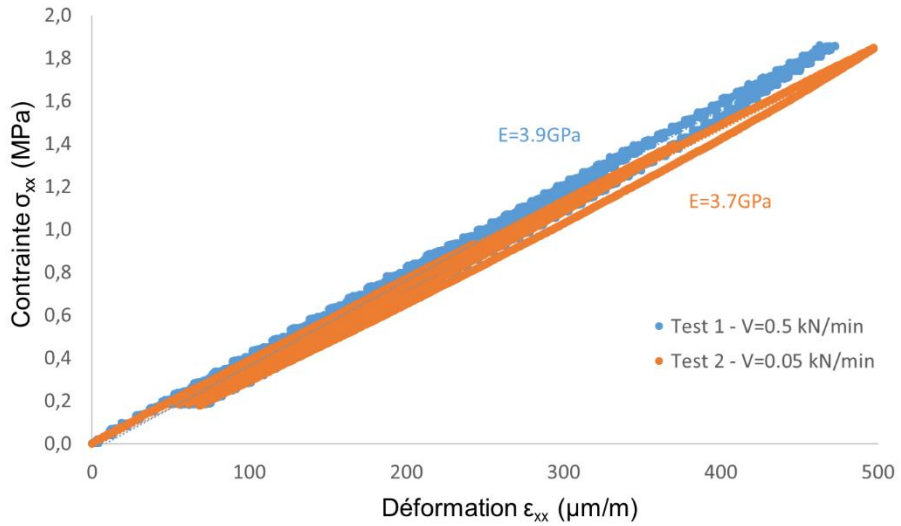


Figure IV-26 – Comportement en contraintes/déformations (fibres extérieures) de l'échantillon de médium au cours des cycles de charge/décharge sur banc de flexion 4 points.

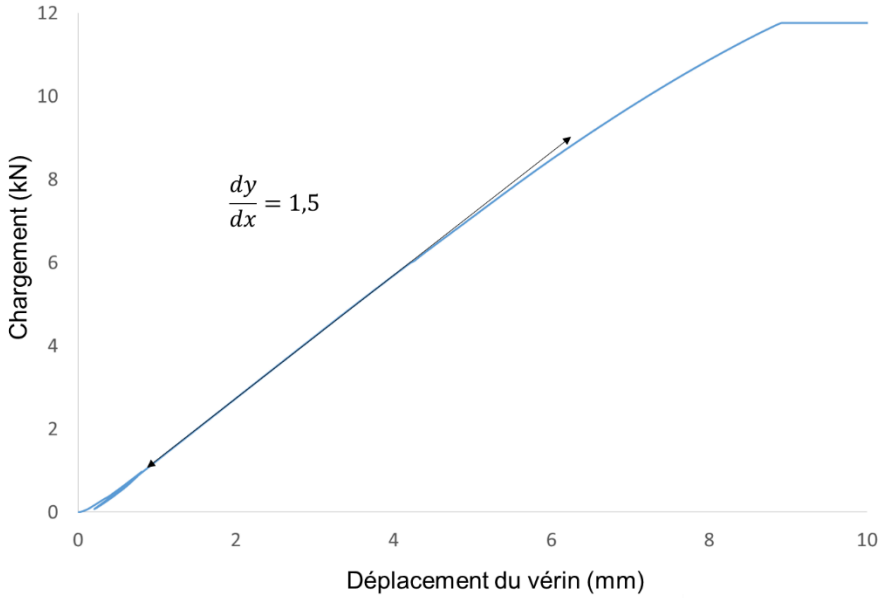
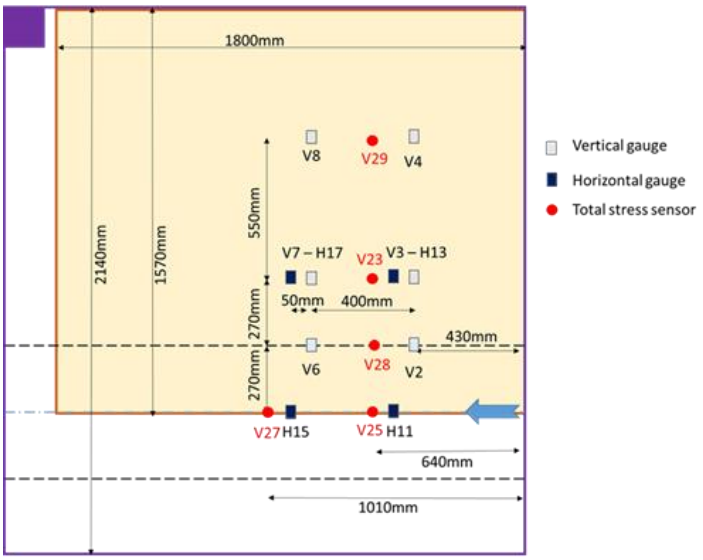


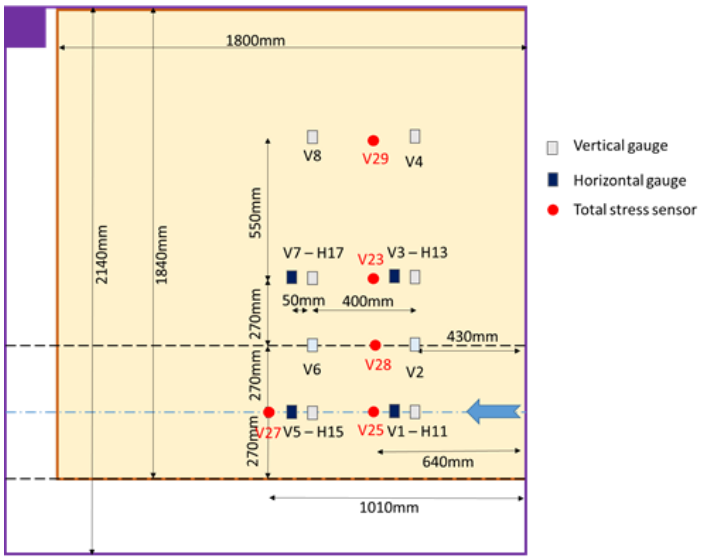
Figure IV-27 – Chargement vertical jusqu'à rupture en fonction du déplacement vertical de la presse au cours d'un essai de flexion 4 points



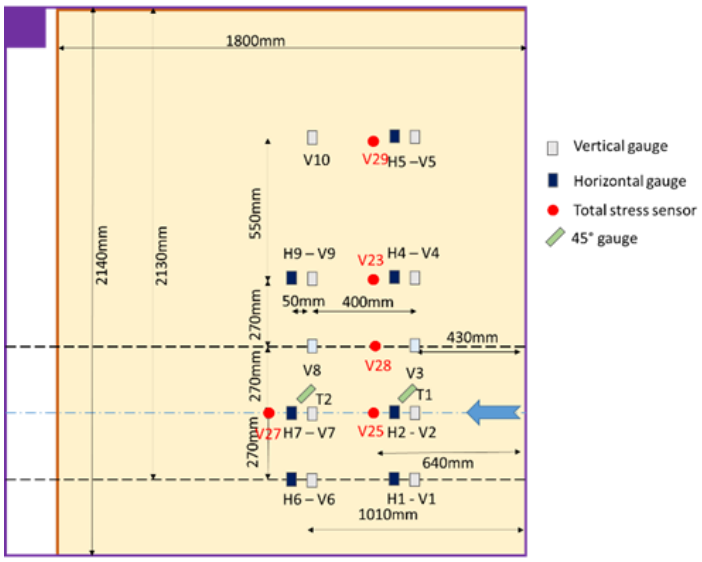
Figure IV-28 – Dispositif de plan incliné pour mesure de l'angle de frottement d'interface Medium/ sable



a)



b)



c)

Figure IV-29 – Géométrie et instrumentation des 3 modèles de parois moulées utilisés lors des essais sur modèle réduit de tunnelier (a: essai TW2; b: essai TW1; c:essai TW3)

IV.4.3 Dimensions des barrières

Trois modèles de parois, dont les dimensions sont données sur les Figure IV-29, ont été fabriqués à partir de panneaux de médium découpés aux dimensions souhaitées.

Comme indiqué au paragraphe IV.3.2, les hauteurs des parois modèles ont été choisies de telle manière que :

- la paroi de plus faible hauteur (L_W=1570mm, Figure IV-29a) descende à hauteur de l'axe du tunnel,
- la paroi de hauteur intermédiaire (L_W=1840mm, Figure IV-29b) atteigne la profondeur du radier du tunnel
- la paroi de plus grande hauteur (L_W=2140mm, Figure IV-29c) descende en dessous du radier du tunnel et repose sur le fond du caisson du modèle réduit de tunnelier.

IV.4.4 Mise en place des barrières

Les barrières sont mises en place dans le caisson au préalable du remplissage du caisson. Pour permettre leur positionnement précis, les barrières sont dans un premier temps fixées en partie supérieure à un portique métallique. Ce portique vient prendre appui sur les bords transverses du caisson et permet de suspendre la barrière dans le caisson pour ajuster sa position (Figure IV-31b). De plus, pour limiter les effets de bords lors du démarrage de l'essai, notamment pour éviter l'écoulement de sable entre le bord latéral du mur modèle et le caisson métallique, une étanchéité souple est réalisée avec du ruban adhésif garantissant le libre mouvement de la planche.

La position de la barrière est contrôlée relativement à la position de l'axe du tunnel. La verticalité de la barrière est contrôlée à l'aide d'un niveau à visée laser. Une fois la barrière mise en place, le caisson est rempli de sable. La mise en place du sable se fait selon la même procédure que celle utilisée pour les essais sur pieux : déversement du sable Hostun fin sec à hauteur de chute nulle à partir d'un dispositif de vis d'Archimède et de tuyau souple (cf § II.5.3). Lors de ce remplissage, il est veillé à ce que les hauteurs de sable déversé de part et d'autre de la barrière soient en permanence quasi-identiques ; ceci afin d'éviter tous mouvements de la barrière ou l'apparition d'efforts parasites dans la paroi.

Le contrôle de la position de la barrière et de sa verticalité est effectué plusieurs fois au cours du remplissage. Une fois le remplissage du caisson achevé, la barrière est libérée du portique (les vis de liaison barrière / portique sont retirées). La barrière est alors libre de tout mouvement durant l'essai de creusement.

IV.5 INSTRUMENTATION DES PAROIS MODELES

IV.5.1 Mesure des moments de flexion transversaux et longitudinaux

Pour étudier les distributions spatiales des moments de flexion transversaux (Mx) et longitudinaux (Mz) pouvant se développer dans la barrière au cours du creusement, les différents modèles de parois ont été équipés de jauges d'extensométrie. Celles-ci ont été positionnées le long de deux lignes horizontales (mesure de Mz) et le long de deux lignes verticales (mesure de Mx) (Figure IV-29). Chaque cellule de mesure du moment de flexion est composée de deux jauges de déformation placées en surface, de part et d'autre de la planche.

Les jauges utilisées (Cf Annexe C) pour ces mesures présentent les caractéristiques suivantes : type : N2A-46-20CBW-350, longueur : 46mm, résistance : 350Ω. Chaque jauge de déformation est branchée selon un montage en quart de pont à 4 fils. Ce montage à l'intérêt de limiter les dérives thermiques du circuit et de réduire les effets dus à la résistance électrique des fils (Figure IV-30). Chaque cellule de mesure est reliée à un système d'acquisition « MGCplus » commercialisé par la société HBM.

Ces jauges de déformations permettent donc de suivre l'évolution des déformations et de calculer localement les contraintes et moments de flexion se développant dans le modèle de paroi moulée. Compte tenu de la géométrie et des dimensions des parois modèles, il n'était toutefois pas possible d'étalonner les différentes cellules de mesure au travers d'un seul essai type permettant de solliciter l'intégralité de la planche. Par conséquent, le calcul des contraintes et des moments de flexion pour les différentes cellules de mesure considère un même coefficient d'étalonnage déduit des essais de flexion 4 points décrits au paragraphe IV.4.2.1 (Tableau IV-2).

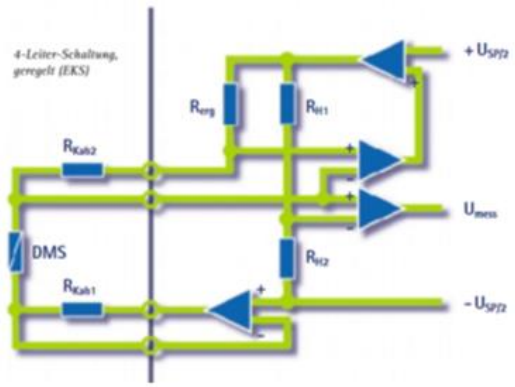


Figure IV-30 - Schéma de principe d'un montage en quart de pont à 4 fils

	Formule	Coefficient
Contrainte normale « homogène »	$\sigma_a=K_a.(\varepsilon_1+\varepsilon_2)/2$	$K_a=E=3.8$ GPa
Contrainte normale « jauge »	$\sigma_1=K_1.\varepsilon_1$	$K_1=E=3.8$ GPa
Moment de flexion	$M=K_{BM}.(\varepsilon_1-\varepsilon_2)/2$	$K_{BM}=1482.10^{-6}$ N.m

Tableau IV-2 Définition des coefficients d'étalonnage pour le calcul des contraintes et moments de flexion dans la barrière modèle.

IV.5.2 Positionnement des cellules de mesure par jauges d'extensométrie sur les modèles de parois

Afin d'avoir des points de comparaison entre les trois modèles de parois moulées utilisés, les cellules de mesure par jauges d'extensométrie utilisées pour la mesure des moments de flexion longitudinaux (Mz) et transversaux (Mx) dans la barrière ont été positionnées sur les parois de telle manière à occuper des positions inchangées par rapport à l'axe du tunnelier lors des différents essais de creusement.

Le mur de longueur intermédiaire (essai TW1) est équipé de 8 capteurs (16 jauges de déformations verticales) pour mesurer les moments Mx à 4 hauteurs différentes et selon deux lignes verticales (**Figure IV-29**b). Il est aussi instrumenté de 4 capteurs (8 jauges de déformations horizontales) pour déterminer les moment Mz selon deux lignes horizontales à deux différentes hauteurs.

Le mur le plus court (essai TW2) est équipé de 6 capteurs (12 jauges de déformations verticales) pour mesurer les moments Mx à 3 hauteurs différentes et selon deux lignes verticales (Figure IV-29a). Il est aussi instrumenté de 4 capteurs (8 jauges de déformations horizontales) pour déterminer les moment Mz selon deux lignes horizontales à deux différentes hauteurs.

Le mur le plus long (essai TW3) est équipé de 10 capteurs (20 jauges de déformations verticales) pour mesurer les moments Mx à 5 hauteurs différentes et selon deux axes verticaux (Figure IV-29c). Il est aussi instrumenté de 4 capteurs (8 jauges de déformations horizontales) pour déterminer les moment Mz selon deux lignes horizontales à deux hauteurs différentes.



a)



b)

Figure IV-31 – Modèle de paroi moulée utilisée pendant les essais sur modèle réduit de tunnelier à pression de terre: (a) instrumentation avec jauges d'extensométrie, (b) en position dans le caisson pendant la confection du massif.

IV.5.3 Mesure de la contrainte totale normale à la paroi

Avant le remplissage du caisson, plusieurs capteurs de pression totale (type Kyowa BE 2KC identiques à ceux décrits au paragraphe II.6.1 ont été collés sur les parois modèles. Ces capteurs mesurent la contrainte horizontale transverse (σ_{yy}) exercée par le sol sur la paroi. Pour les différents modèles de parois, quatre de ces capteurs (n°23, 25, 28, 29) ont été positionnés à différentes profondeurs le long d'une ligne verticale, à des positions relatives à l'axe du tunnel qui demeurent inchangées au cours des trois essais de creusement (**Figure IV-29**). Un cinquième de ces capteurs (n°27) a été positionné à hauteur d'axe du tunnel, en une position longitudinale (X) différente de celle des quatre autres capteurs.

IV.5.4 Instrumentation additionnelle de la paroi moulée

Outre les cellules de mesure par jauges d'extensométrie et les capteurs de contrainte totale présentés précédemment, les parois modèles sont munies d'un capteur de déplacement vertical posé sur leur tranche supérieure et dont l'objet est de suivre les tassements de la paroi à l'avancement du tunnelier lors des essais TW1 et TW2 (Figure IV-32).

Par ailleurs, les déplacements horizontaux des quatre coins des parois modèles sont mesurés à l'aide de quatre capteurs de déplacement horizontaux fixés à chacun des angles (Figure IV-32).

Enfin, les modèles de parois sont équipés d'un inclinomètre 2 axes (X et Y) positionné sur la tranche supérieure de la planche afin de suivre les rotations éventuelles de celle-ci lors de la progression du tunnelier dans le terrain (Figure IV-32).

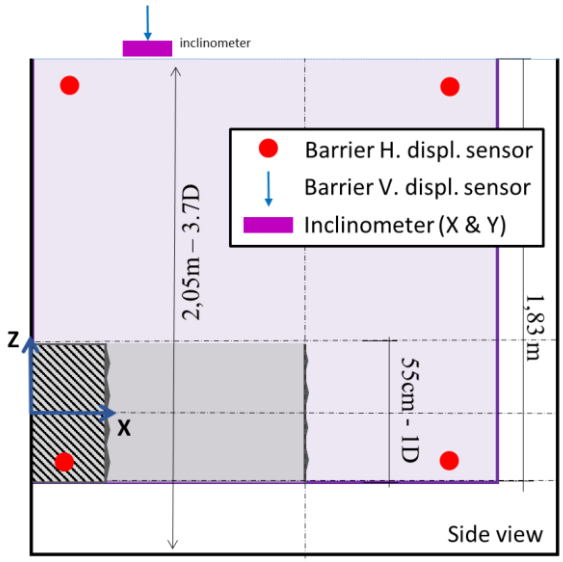


Figure IV-32 Schéma de positionnement des capteurs de déplacement de la paroi pour l'essai TW1

IV.6 INSTRUMENTATION DU SOL AUTOUR DES PAROIS MODELES

IV.6.1 Capteurs de déplacements de surface

Pour les trois essais avec paroi, 14 capteurs de déplacements de 10 à 30 mm de course ont été utilisés afin de pouvoir suivre l'évolution des tassements (Uz) de la surface libre du massif. Parmi ceux-ci, douze ont été disposés le long d'une ligne transverse afin de suivre l'évolution du profil transverse de la cuvette de tassement de part et d'autre de la barrière (Figure IV-33). Notons que pour l'ensemble de ces capteurs de

déplacements de surface, une pastille de laiton (~1cm²) a été fixée à l'extrémité de leur palpeur pour éviter tout poinçonnement du sable comme lors des essais avec pieux.

Ces capteurs de déplacement sont positionnés et maintenus en position à l'aide d'un support plastique coulissant sur un rail en aluminium fixé aux bords longitudinaux du caisson. Le positionnement des capteurs lors des essais avec la paroi moulée sont identiques pour l'ensemble de ces essais afin d'obtenir des données comparables entre les essais.

IV.6.2 Capteurs de déplacements internes

Au cours des essais, dix capteurs de déplacement internes ont été utilisés pour obtenir les mouvements de sol dans le terrain pendant de l'excavation du tunnel (Figure IV-34). Deux capteurs de déplacement interne sont positionnés horizontalement. Le capteur n°55 mesure les déplacements radiaux (Uy) au niveau de l'axe du tunnel sur le côté « libre » du tunnel. Le capteur n°48 mesure le déplacement du sol à l'avant de la machine, à hauteur d'axe du tunnel, dans la direction horizontale et longitudinale (Ux). Enfin huit capteurs de déplacements verticaux (Uz) sont positionnés dans un même plan vertical perpendiculaire à l'axe du tunnel, à différentes profondeurs et différentes distances de la paroi (capteurs n° 1, 3, 19, 20, 2, 10, 21, 18). Parmi ces capteurs, quatre d'entre eux (n°10 et 20 et n°1 et 2) sont positionnés à proximité de la paroi, de part et d'autre de la barrière, afin de déceler d'éventuels mouvements verticaux du sol le long de la paroi, et ainsi pouvoir analyser les déplacements verticaux relatifs sol / paroi.

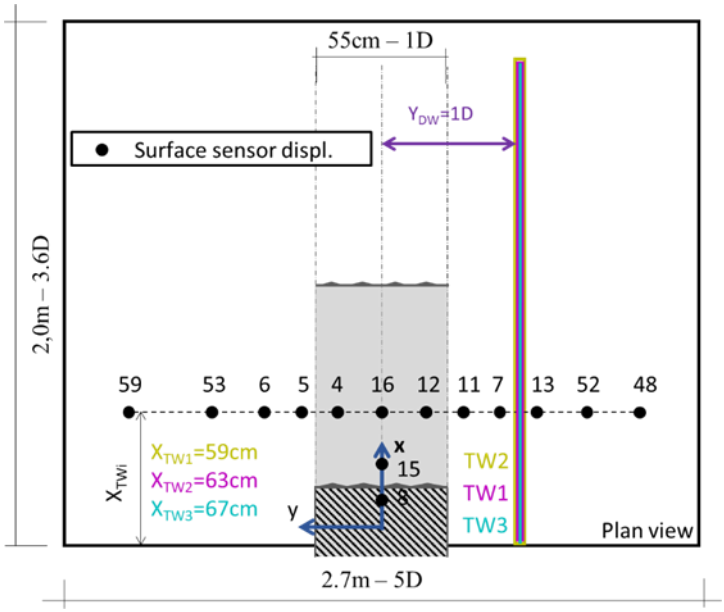


Figure IV-33 - Schéma de principe du positionnement des capteurs de déplacement de surface.

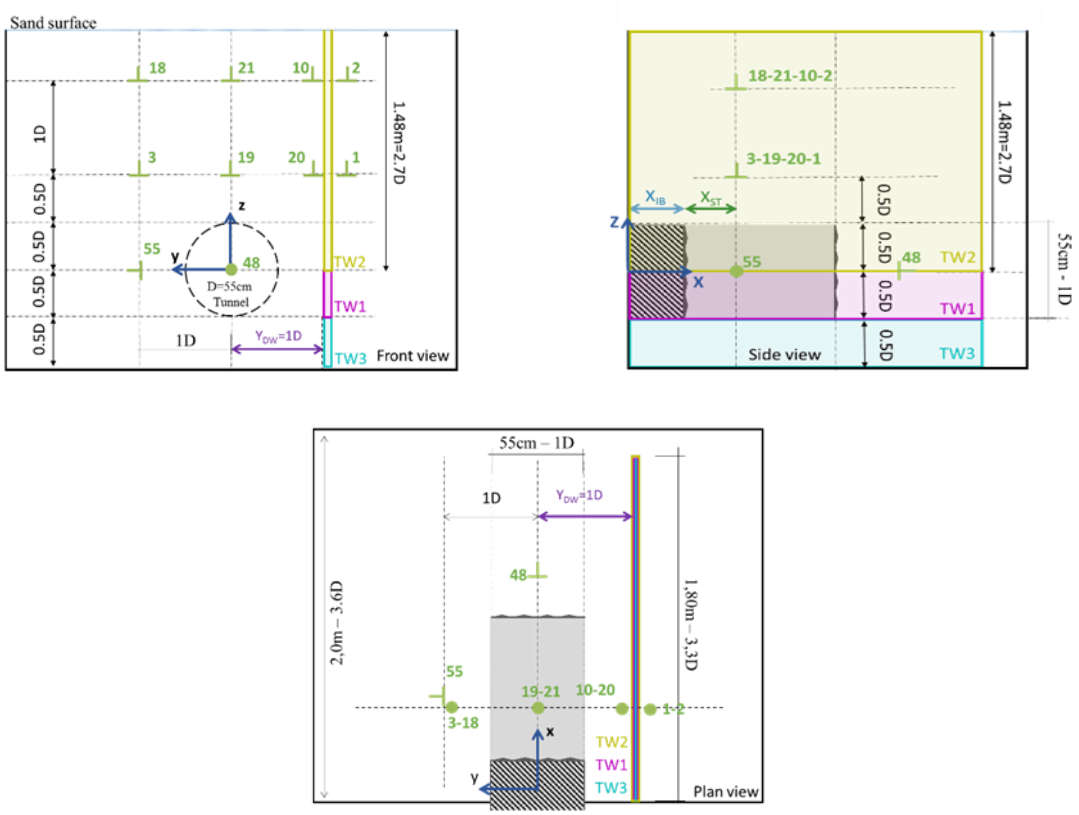


Figure IV-34 - Positionnement des capteurs de déplacements internes lors des essais TW1, TW2 et TW3. (Vue en coupe transverse, vue coupe longitudinale, vue en plan)

IV.6.3 Capteurs de contrainte totale

Lors des trois essais avec barrières, des capteurs de contrainte totale (Kyowa BE2KC) ont également été positionnés dans le massif de sol reconstitué (Figure IV-35), en complément des capteurs de contrainte totale placés directement sur la paroi et décrits au paragraphe IV.5.3.

D'une part, ces capteurs de contraintes ont été positionnés dans le massif, en face du tunnelier, à la profondeur de l'axe du tunnel (capteurs 30 et 31). D'autre part, ils ont été positionnés autour du tunnel et dans sa couverture (capteurs 22,24, 26 et 32).

Comme pour les essais avec pieux, ces capteurs de contraintes sont positionnés dans le sol avant le remplissage du caisson. Ils sont maintenus en position grâce à des fils en nylon suffisamment fins pour ne pas perturber le milieu. Certains de ces capteurs mesurent la contrainte verticale (σ_{zz}) (cas des capteurs 24 26 et 30), d'autres la contrainte horizontale radiale (σ_{yy}) (cas des capteurs 23, 25, 27, 28, 29 et 32), enfin le capteur 31 mesure la contrainte horizontale frontale (σ_{xx}) au niveau de l'axe du tunnelier.

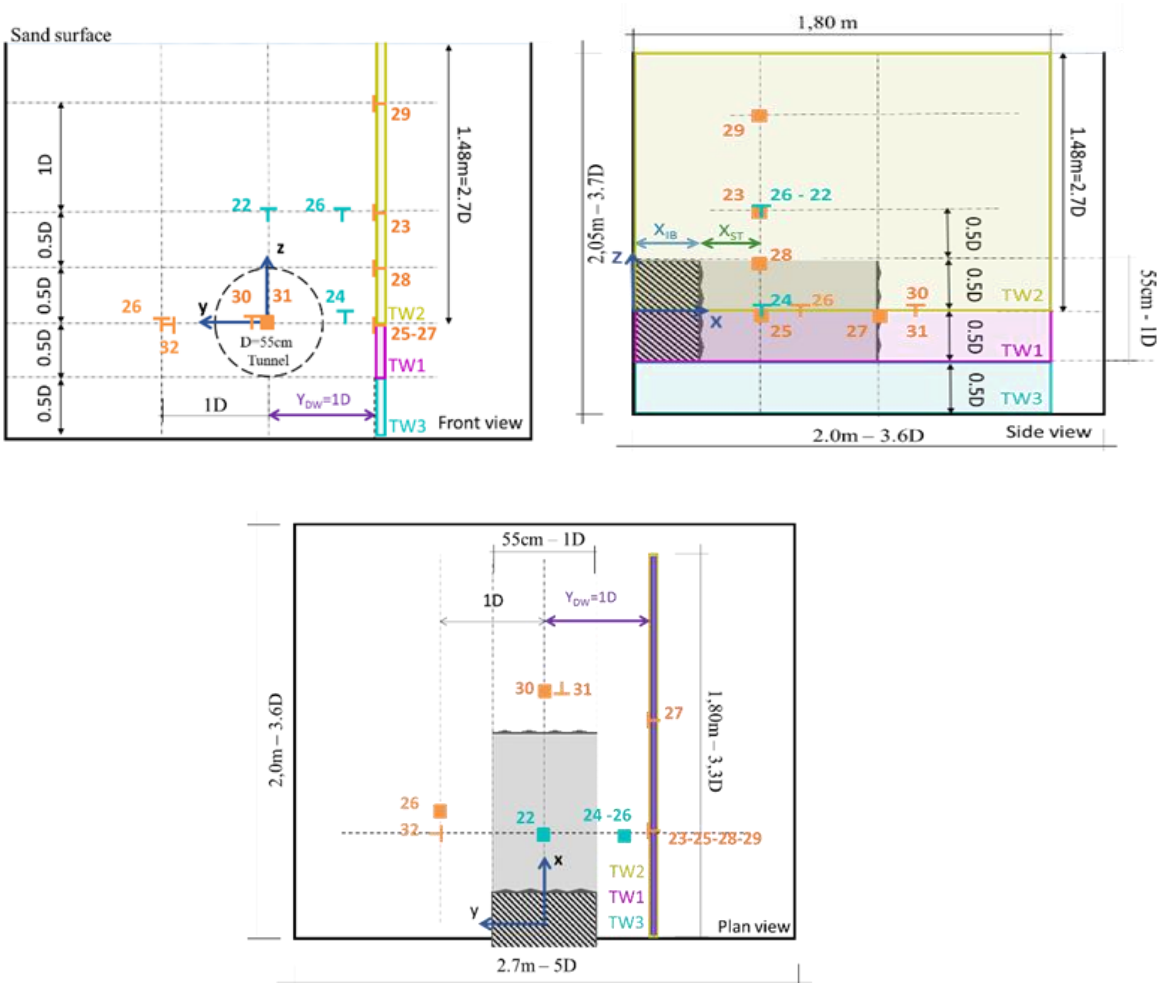


Figure IV-35 - Positions des capteurs de contraintes internes lors des essais TW1, TW2 et TW3. (Vue en coupe transverse, vue coupe longitudinale, vue en plan)

IV.6.4 Corrélation d'images numériques

Afin de compléter le dispositif de capteurs mis en place pour les essais avec barrières, un système de prise de vues (Figure IV-37.a) composé de deux paires de caméras est utilisé pour prendre des photos de deux zones d'intérêt (Figure IV-37.b). La première ZOI est centrée sur l'axe du tunnel, la seconde ZOI est à cheval sur la paroi de protection. Sur la base de ces prises de vues et à l'aide d'un logiciel de traitement d'image (Vic-3D) disponible au laboratoire, l'objectif est d'utiliser le principe de corrélation d'images numériques afin de suivre les déplacements de la surface (Figure IV-37c) du sol dans les 3 directions. Notons que pour réaliser une corrélation d'images numériques, il est nécessaire de disposer d'un bon contraste (mouchetis) au niveau de la zone d'étude, c'est pourquoi des lentilles noires (d = 2mm) ont été dispersées en surface de massif avant l'essai pour réaliser ce mouchetis.

Notons aussi que pour ce type d'analyse par corrélation d'images, le positionnement des caméras a une importance forte sur la qualité des résultats obtenus. Après plusieurs essais, il a été choisi de disposer les caméras de telle manière à obtenir un angle de 41° avec la verticale pour optimiser les déplacements hors plan (Figure IV-36).

Par ailleurs, afin de vérifier la pertinence des résultats fournis par le dispositif de corrélation d'images, des cibles ont été volontairement positionnées à l'extrémité des capteurs LVTD pour pouvoir comparer *a*

posteriori des essais, les valeurs de déplacements verticaux données par le logiciel de traitement d'images et celles mesurées par les capteurs LVDT (Figure IV-37d) .

L'annexe 1 de ce présent mémoire décrit plus en détails les différentes étapes de mise en œuvre de cette méthode ainsi que la procédure de calibration du procédé qui a précédé son utilisation lors des essais avec barrières.

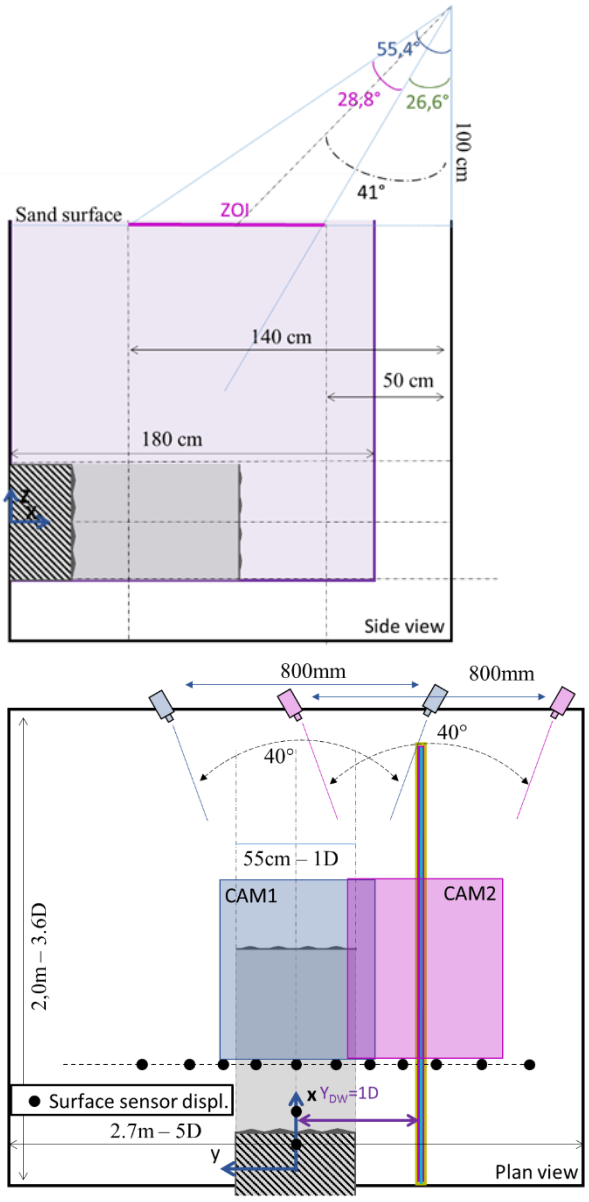
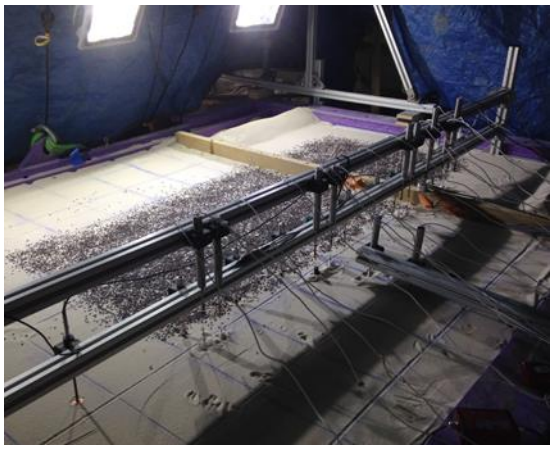
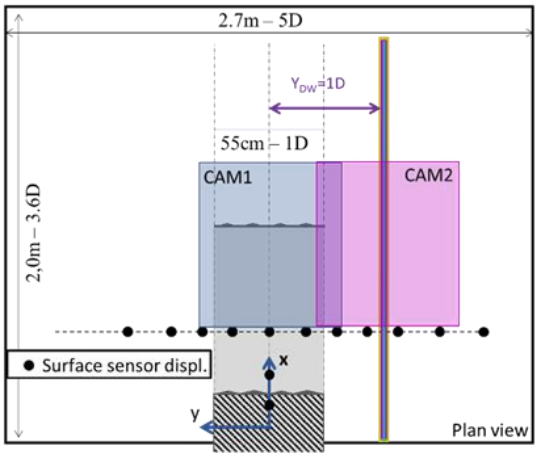


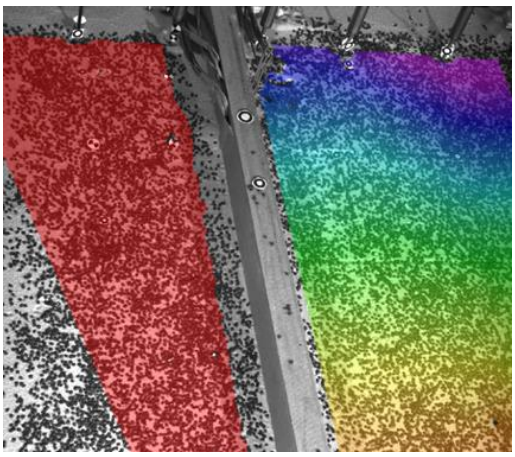
Figure IV-36 Schémas illustrant la position et l'orientation des caméras utilisées pour la corrélation d'images



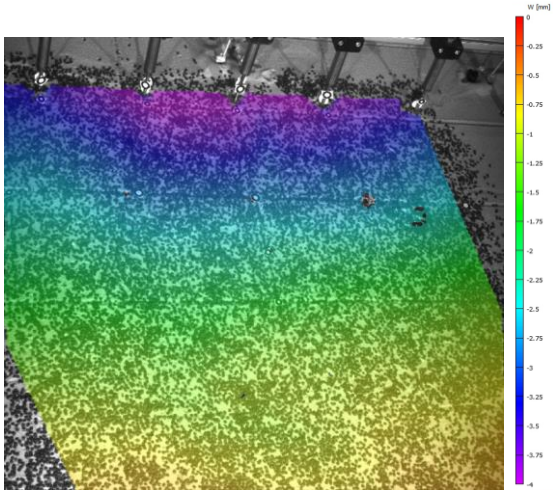
a)



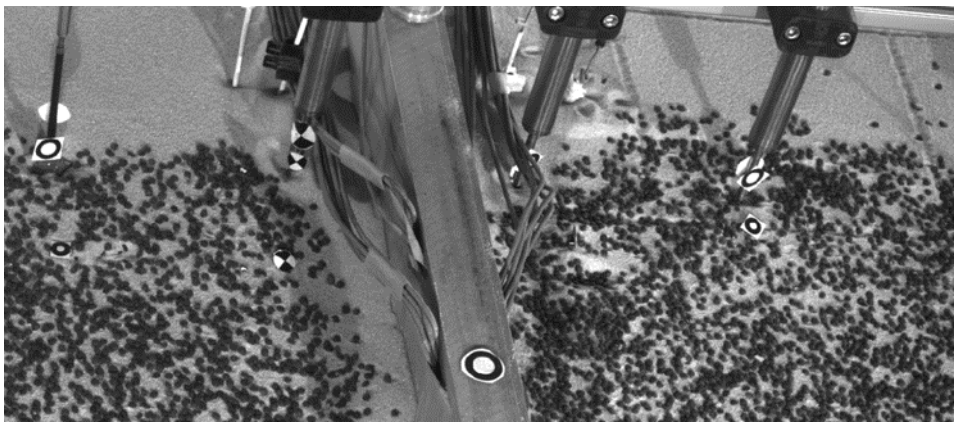
b)



c)



c)



d)

Figure IV-37 - (a) Dispositif utilisé pour les prises de vues, (b) zones de surface de massif sélectionnées pour l'analyse par corrélation d'images, (c) Vue des déplacements verticaux des zones sélectionnées obtenues par DIC, (d) Marqueurs et cibles utilisées pour la calibration du dispositif de prise de vues

IV.7 CONDITIONS DE CREUSEMENT

Comme indiqué en introduction de ce chapitre IV, les trois essais de creusement en présence de barrière de protection ont été réalisés sur des massifs constitués de sable Hostun fin sec, comme l'ensemble des essais conduits dans cette thèse (cf §III).

En ce qui concerne les conditions de pilotage de la machine, les essais de creusement avec barrières doivent être menés en régime de creusement stationnaire avec des niveaux de pression frontale comparables au niveau de pression frontale dit « faible » observé lors des essais du chapitre III de ce mémoire. Ce faible niveau de pression frontale imposé doit permettre d'étudier l'efficacité des barrières de protection en présence de fortes pertes de volume autour de la machine (>2%).

IV.7.1 Caractéristiques des massifs de sol reconstitués

La reconstitution des massifs de sol des essais TW1, TW2 et TW3 a bénéficié de l'expérience acquise lors des essais TPi. Ainsi les caractéristiques des massifs sont stables et régulières. Avec le sable d'Hostun utilisé, on obtient poids volumique sec de 13.4kN/m^3 avec une variation de ±2% qui correspond à un état lâche avec un indice des vides égal à 0.98 et un indice de densité (I_D) d'environ de 5%. Quant au coefficient des terres au repos K0 on obtient une valeur moyenne sur les différents essais de 0.44 (0.62 – 0.34). La régularité et la stabilité de ces paramètres au cours des différents essais permettent de valider le processus et la méthodologie de reconstitution du massif de sol modèle.

IV.7.2 Régimes de creusement

IV.7.2.1 Pression frontale

Afin de nous assurer que les trois essais réalisés avec barrière de protection sont bien comparables en termes de pression frontale, une des premières étapes est d'exprimer la pression frontale et le frottement le long de la jupe. La Figure IV-38 illustre l'évolution lissée de l'effort de poussée total pour les trois essais réalisés avec les modèles de parois. A titre de comparaison, il est aussi représenté celui de l'essai de référence TV_{2I}, réalisé en terrain vierge et à pression frontale dite intermédiaire (3. K_0. Z_0. ϒ=36KPa).

Comme décrit au paragraphe II.2.5.3, la pression frontale appliquée par le tunnelier sur le terrain et le frottement le long de la jupe peuvent être déduits à partir des mesures de l'effort de poussée total et de son évolution au cours de l'avancement du tunnelier. Les valeurs moyennes de ces deux contraintes sont données dans le Tableau IV-3 pour les trois essais avec barrière et l'essai de référence en sol vierge (TV_{2I})

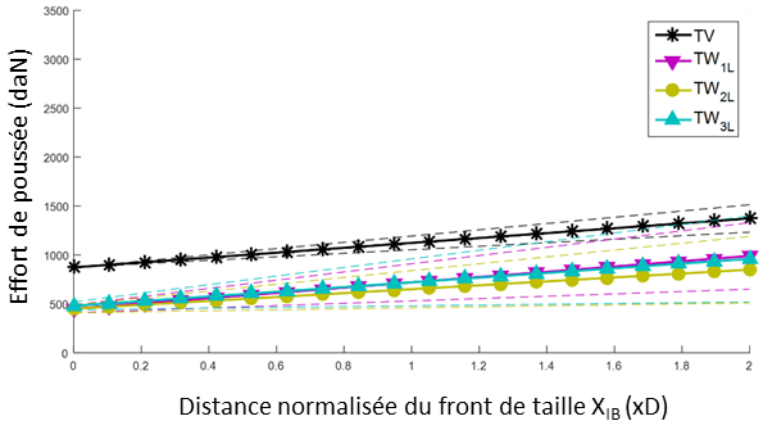


Figure IV-38 Effort total de poussée appliqué par le TBM pendant les essais d'excavation avec barrières

	TV_{2I} (Essai de référence en terrain vierge avec une Pression frontale intermédiaire)	TW_{1L} (Essai avec paroi de protection de longueur intermédiaire et à pression frontale faible)	TW_{2L} (Essai avec paroi de protection de longueur réduite et à pression frontale faible)	TW_{3L} (Essai avec paroi de protection de grande hauteur et à pression frontale faible)
Pression frontale (kPa)	36	19	18	20
Frottement le long de la jupe (kPa)	2.6 ± 0.7	1.6± 0.8	1.2± 0.8	1.4± 1.1

Tableau IV-3 – Estimation de la pression frontale exercée par le TBM sur le terrain et de la contrainte de frottement le long de la jupe à partir des mesures de l'effort de poussée total du tunnelier.

Lors de la réalisation des essais avec barrière, il a été fait le choix de travailler à faible pression frontale afin de maximiser les déplacements de sol et les sollicitations du mur. Travaillant avec une vitesse d'avancement imposée ($3mm.min^{-1}$), la pression frontale appliquée par le TBM sur le terrain est contrôlable en ajustant la pression du matériau abattu et contenu dans la chambre d'abattage par le biais de la vitesse de rotation de la vis d'extraction. La consigne était donc identique pour les trois essais : à savoir une contrainte au niveau du capteur 34 (situé en clef de la chambre d'abattage) comprise entre 1 et 2 KPa ; ce qui atteste d'une chambre d'abattage pleine mais peu confinée (Figure IV-39).

IV.7.2.2 Ratio R entre débit massique d'excavation et débit massique d'extraction

Les conditions d'obtention d'un régime de creusement stationnaire ont été présentées au paragraphe II.3.2. D'une part, la vitesse de rotation de la roue de coupe doit être suffisamment élevée pour garantir l'homogénéité des contraintes appliquées par le TBM sur le front de taille (condition C3). La vitesse de rotation de 3tr/mn imposée lors des essais avec barrière permet par expérience de vérifier cette condition. D'autre part, il est nécessaire de maintenir une quantité de matériaux constante dans la chambre d'abattage. (Condition C2). Pour cela, le ratio R entre le débit massique de matériau excavé et le débit massique de matériau extrait de la chambre d'abattage est contrôlé en temps réel pendant le creusement.

La Figure IV-40 montre l'évolution de ce ratio R en fonction de l'avancement du tunnelier. Rappelons que le débit massique d'excavation est calculé à partir de la masse volumique moyenne du sol en place et de la vitesse d'avancement de la machine, alors que le débit massique d'extraction est déduit de la pesée en temps réel du matériau déchargé à l'arrière de la machine. Notons que lors de l'essai TW1, le calcul du ratio R se faisait manuellement et de manière discontinue. A partir de l'essai TW2, le dispositif de prise de mesure a été automatisé afin d'obtenir en temps réel et de manière continue le taux d'excavation.

La Figure IV-40 montre que le taux d'excavation est plutôt stable avec un écart type compris entre 5 et 8% pour les essais TW1, TW2 et TW3. Ces résultats permettent de faire l'hypothèse d'un creusement en régime permanent. Pour les essais TW2 et TW3, nous pouvons remarquer des « pics » sur les relevés, ces irrégularités sont dues aux périodes d'évacuation des déblais de la balance, entrainant pendant quelques minutes des données erronées sur la mesure du ratio R.

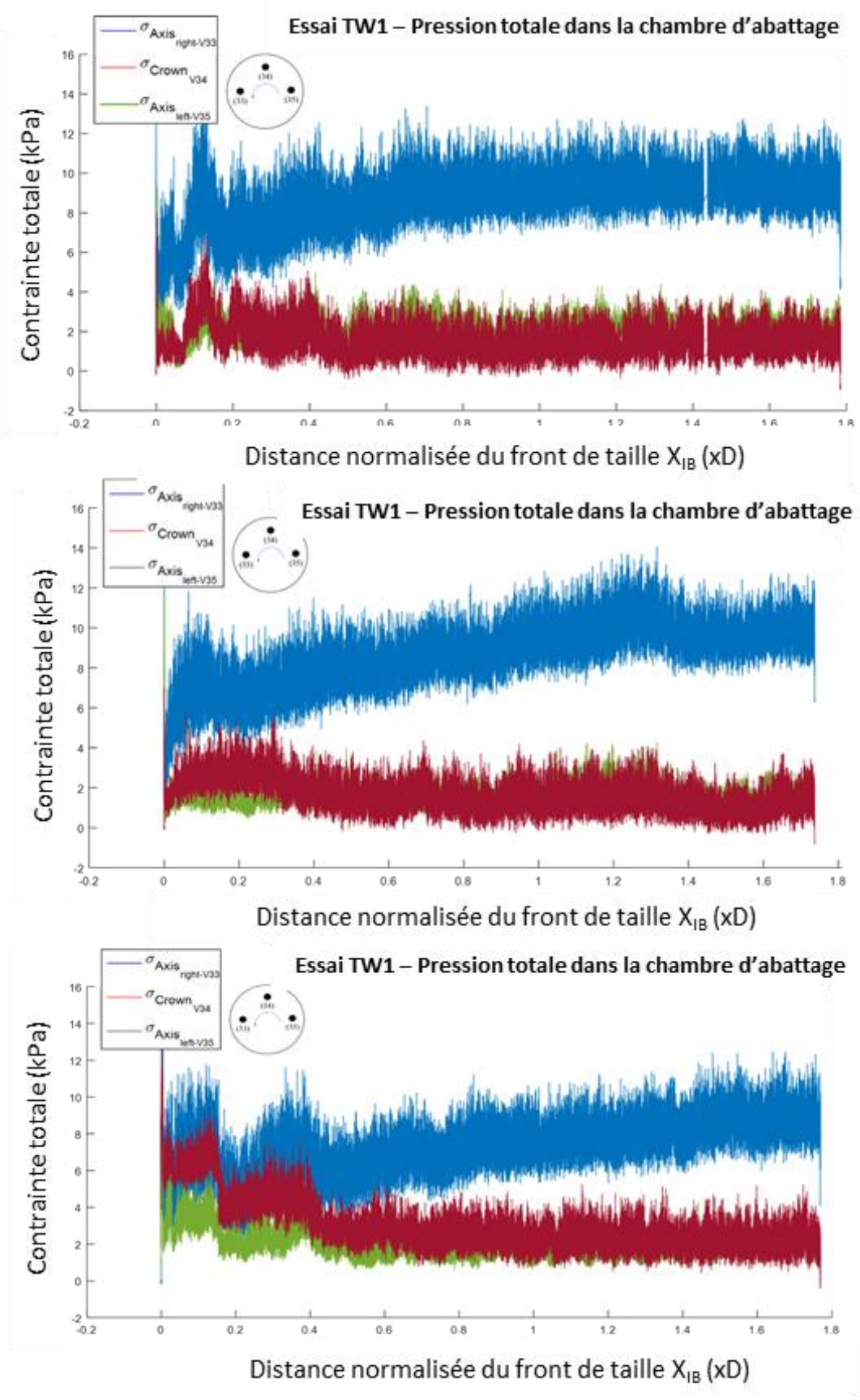


Figure IV-39 – Contrainte totales mesurées dans la chambre d'abattage à l'avancement du tunnelier pour les essais avec barrières

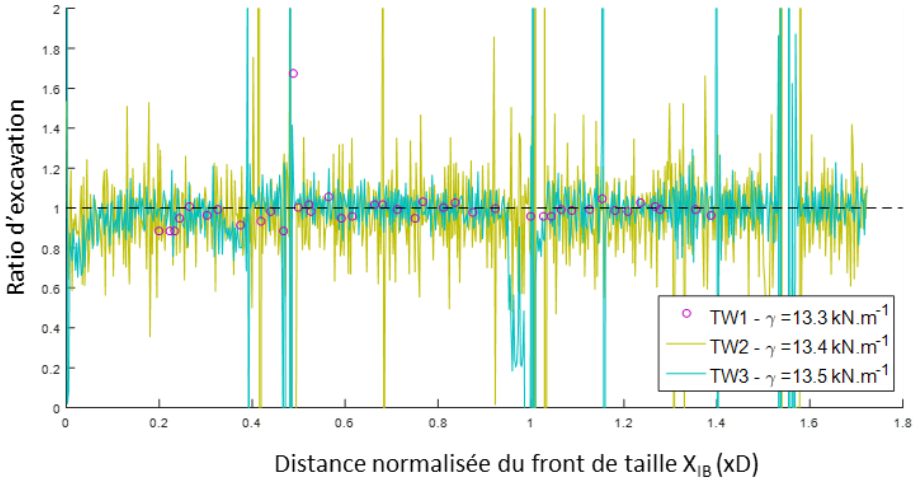


Figure IV-40 Taux d'excavation pour les essais avec barrière TW

IV.8 RESULTATS DES ESSAIS

IV.8.1 Déplacements de la surface du sol (mesures locales)

IV.8.1.1 Profil transversal des cuvettes de tassement

Les Figure IV-41a, b ,c présentent les profils transversaux des cuvettes de tassements observés en surface de massif pour les trois essais réalisés avec paroi de protection. Pour chaque essai, ces profils sont donnés pour trois distances (X_{ST}) au front de taille : à 0.5D à l'avant du tunnelier (X_{ST}=0.5D avec D : diamètre du tunnel), à l'aplomb du front de taille (X_{ST}=0D) et à 0.5D à l'arrière du front de taille (X_{ST}=-0.5D).

Sur ces figures, le déplacement vertical de la barrière correspondant à chacun des profils est également représenté. De plus, les valeurs de perte de volume correspondantes ont également été reportées. Rappelons que pour une position longitudinale donnée, la perte de volume est calculée comme le rapport entre l'aire de la cuvette de tassement et l'aire de la section du tunnel.

Notons tout d'abord que pour les différentes positions d'avancement du tunnelier, les pertes de volumes mesurées sont du même ordre de grandeur que celles obtenues lors des essais avec pieux conduits à faible pression frontale (cf Chapitre III). Elles sont logiquement plus importantes que celles obtenues lors des essais menés à pression frontale intermédiaire.

Les Figure IV-41a, b et c montrent que le profil transversal de la cuvette de tassement est fortement modifié par la présence de la barrière. Alors que le tassement maximal de la surface du sol se trouve toujours à l'aplomb de l'axe du tunnel (Y_{ST}=0D), le profil de tassement en forme de courbe de Gauss observé en terrain vierge n'est plus retrouvé ici. En particulier, la cuvette de tassement observée en présence de la barrière montre une forte dissymétrie par rapport à l'axe du tunnel, caractérisée par un tassement de sol amplifié à proximité de la barrière.

Dans tous les cas, il apparaît que le tassement du sol situé à l'extérieur de la barrière est atténué par la présence de la paroi. A l'exception de l'essai TW3 pour lequel la barrière repose sur le fond du caisson, remarquons aussi que la paroi tasse au cours de la progression du tunnelier dans le terrain. Ainsi le sol situé au contact de la barrière côté extérieur présente un tassement d'amplitude similaire à celle de la barrière. Il semble par conséquent que les mouvements de sol à l'extrados de la barrière soient fortement dépendants des mouvements de la barrière.

Pour illustrer les remarques précédentes, la Figure IV-42 compare les profils transversaux des cuvettes de tassement obtenues lors des trois essais avec barrière a celui observé en terrain vierge pour une pression frontale équivalente et un niveau de perte de volume analogue (V_L=2%). Cette figure montre que le tassement du sol observé côté tunnel est plus important avec paroi de protection que dans le cas d'un terrain vierge. Ce résultat tend à prouver que la présence d'une barrière concentre les pertes de volumes et les tassements de surface du côté tunnel. Aussi, cette figure confirme que pour les deux barrières qui ne sont pas bloquées verticalement (TW1 et TW2), le sol situé au contact de la barrière côté extrados tasse sensiblement de la même amplitude que la paroi. Comme indiqué précédemment, ces observations tendent à montrer que le déplacement du sol à l'extrados de la barrière est fortement lié aux mouvement de la barrière, et par conséquent probablement influencé par l'état de surface de la paroi (état de rugosité), par son mode de mise en place et par son poids.

L'efficacité des barrières pour limiter le tassement du sol à l'extérieur de la paroi peut être caractérisée à l'aide du coefficient d'efficacité η_i tel que :

$$\eta_i = \frac{S_{Tvi} - S_i}{S_{Tvi}}$$

avec : S_{Tvi} : le tassement du sol mesuré à la position transverse (Y=1D) lors d'un essai de creusement en terrain vierge pour une perte de volume i

S_i : le tassement mesuré à la même position transverse (Y=1D) du côté extrados de la paroi pour une même valeur i de perte de volume.

Dans le cas des essais réalisés sur modèle réduit, si l'on considère le cas d'une perte de volume (i) de 2%, les valeurs du coefficient d'efficacité $\eta_{2\%}$ sont données au Tableau IV-4. La réduction du tassement du sol à l'extérieur de la barrière est de 56% dans le cas où la barrière atteint le radier du tunnel (test TW_{1L}), de 73% lorsqu'elle arrive au niveau de l'axe du tunnel (test TW_{2L}) et de 93% lorsque la barrière repose sur le fond du caisson (essai TW3).

Pour expliquer le fait que l'efficacité de la barrière ne croît pas nécessairement lorsque la hauteur (L_W) de la paroi augmente, il est nécessaire d'identifier l'origine des tassements du sol à l'extrados de la barrière. D'ores et déjà, il semble acquis qu'une partie des tassements du sol observés à l'extrados de la barrière sont associés aux mouvements et/ou aux déformations de la barrière. Deux observations l'attestent. Ainsi dans le cas de la barrière de plus grande hauteur reposant sur le fond du caisson, les faibles déplacements du sol mesurés à l'extrados de la barrière ne peuvent s'expliquer que par un mouvement ou une déformation de la barrière. En effet dans ce cas, tout écoulement du sol en dessous de la barrière est empêché. D'autre part, il a déjà été relevé que les déplacements verticaux du sol au contact de la barrière côté extrados sont de même amplitude que le déplacement vertical de la paroi. Rappelons que les essais de caractérisation de l'état de surface de la barrière ont montré que l'on pouvait définir l'état d'interface comme rugueux ($\phi_{mur\text{-}sable}$=28° or ϕ_{Sable}=35°). Ainsi, pendant l'excavation du tunnel, il semble que la modification de l'état de contraintes dans le terrain autour de la paroi soit en mesure d'induire un tassement de la paroi (Figure IV-41 et Figure IV-42). En pénétrant dans le sol, la paroi a tendance à entraîner le sol avec elle, mobilisant du cisaillement à son interface. C'est pourquoi la comparaison des essais TW1 et TW2 tend à montrer que l'amplitude de tassement du sol à l'extrados de la paroi augmente de concert avec les déplacements verticaux du mur.

En ce qui concerne l'amplitude des déplacements verticaux des différentes parois, une analyse est donnée au paragraphe IV.8.5.1.

	Efficacité $\eta_i = \frac{S_{Tvi} - S_i}{S_{Tvi}}$
TV	0
TW_{2L} – Paroi courte (rein)	73%
TW_{1L} – Paroi intermédiaire (radier)	56%
TW_{3L} – Paroi longue (substratum	93%

Tableau IV-4 – Quantification de l'efficacité des différentes barrières de protection testées.

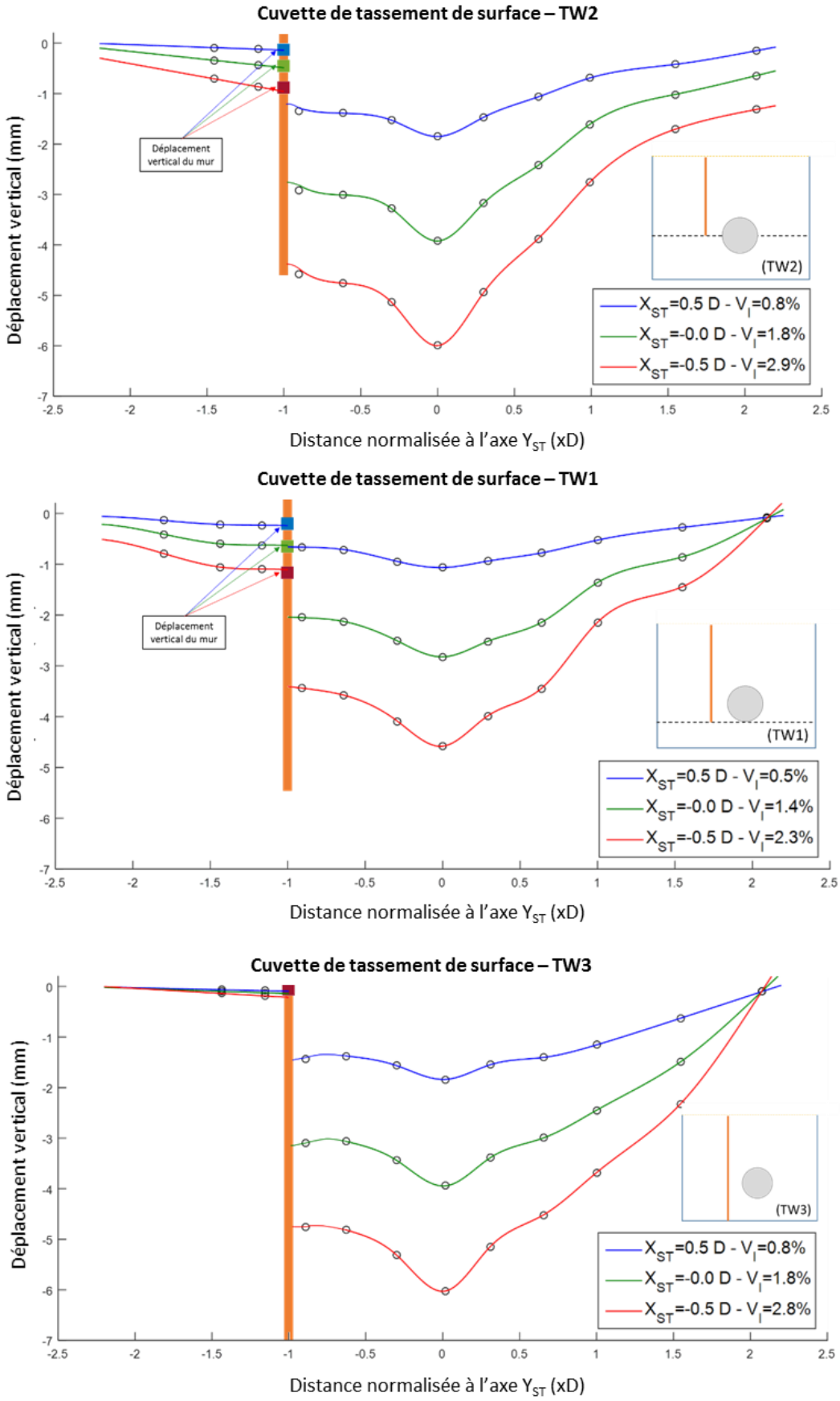


Figure IV-41 – Profils transversaux de cuvette de tassement et perte de volumes correspondantes mesurées au cours des essais avec barrières à différentes distance (X_{ST}) du front de taille

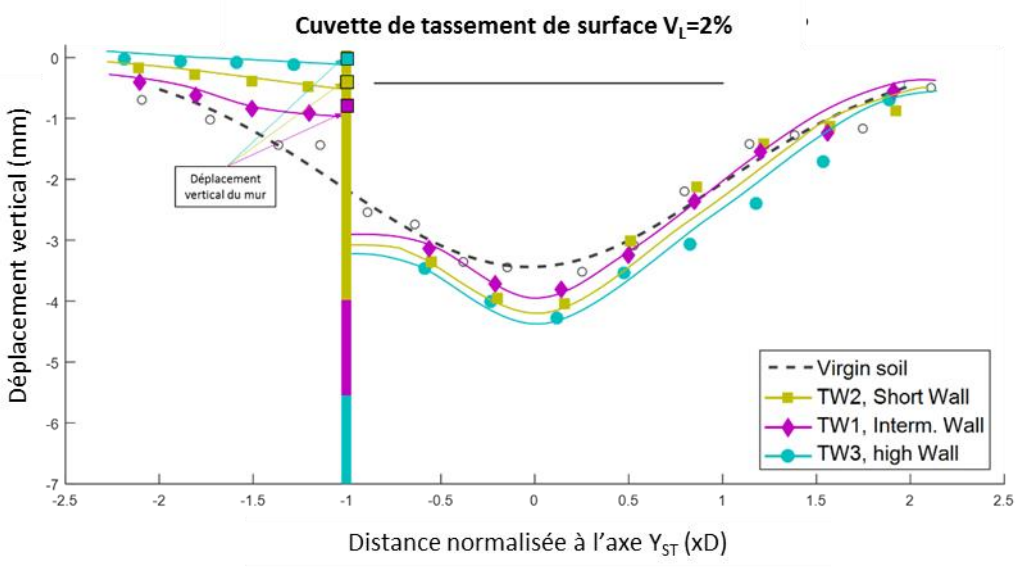


Figure IV-42 Profils transversaux des cuvettes de tassement observés pour les essais de creusement à faible pression frontale avec barrières et sans barrière (représentation pour une perte de volume V_L=2%)

IV.8.1.2 Profils longitudinaux des cuvettes de tassements

Les Figure IV-43a, b, c présentent les profils longitudinaux des cuvettes de tassements observées en surface de massif au cours des trois essais avec barrières. Les profils longitudinaux donnés sur ces figures ont été mesurés le long de lignes horizontales situées à différentes distances transverses (Y) du plan vertical médian passant par l'axe du tunnel ; à savoir à l'aplomb de l'axe du tunnel (Y=0D), de chaque côté de la paroi de protection (Y=-0.9D et Y=-1.1D). Sur ces figures, le tassement du mur est également représenté (trait pointillé).

Les Figure IV-43a, b, et c montrent que les observations faites dans le paragraphe précédent pour trois sections transverses données (X_{ST} fixé) restent vraies quelle que soit la distance au front de taille considérée. En particulier, il est retrouvé sur ces figures le fait que le tassement maximal est toujours observé à l'aplomb de l'axe du tunnel, que la cuvette de tassement ne présente plus de symétrie par rapport à cet axe puisque pour une même distance transverse à l'axe (Y) le tassement du sol est amplifié « côté mur » par rapport au côté « terrain vierge », que le sol situé au contact de la barrière (côté extrados de la barrière) tasse généralement de la même amplitude que la barrière.

Notons par ailleurs que les Figure IV-43a, b et c montrent que si la paroi la plus longue (essai TW3) présente la meilleure efficacité pour limiter les tassements de sol à l'extérieur de la barrière, elle conduit à des tassements plus importants à l'aplomb du tunnel. Ce résultat est la conséquence du fait que dans le cas de la paroi reposant sur le fond du caisson, la quasi-totalité des pertes de volume se retrouve de ce côté-ci de la barrière. En revanche lorsque la barrière ne prend pas appui sur le fond du caisson, une partie de ces pertes de volume est « distribuée » dans le massif, côté extérieur de la barrière, soit en raison d'un mouvement de la barrière (tassement et/ou rotation), soit par un possible écoulement du sable sous la barrière.

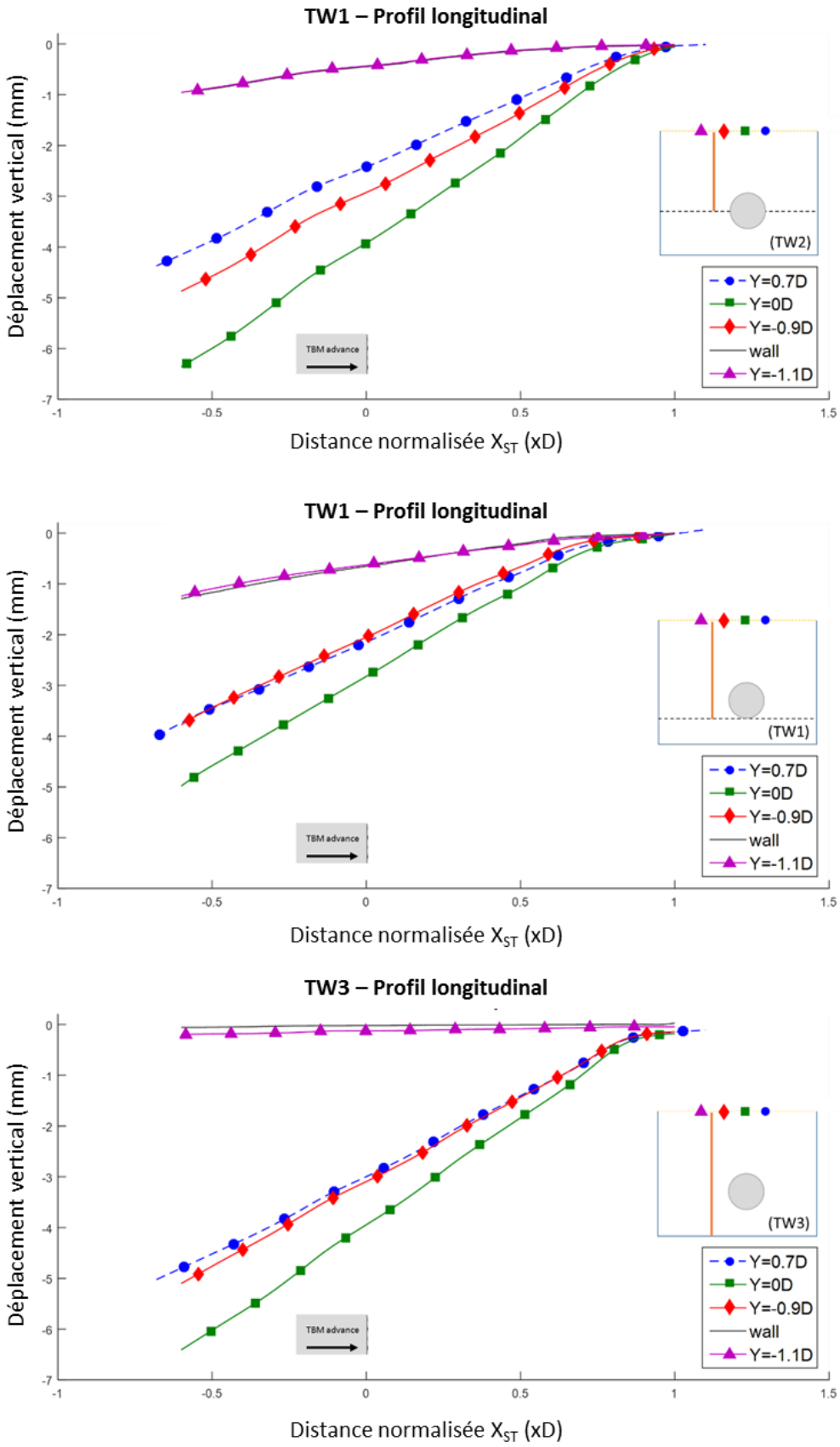


Figure IV-43 – Profils longitudinaux de la cuvette de tassement de surface mesurés pour les différents essais avec barrières et pour plusieurs positions transverses (Y) (X_{ST}: distance relative entre le point de mesure et le front de taille, X_{ST}>0 à l'avant du tunnelier)

IV.8.2 Déplacements de la surface du sol (mesures par corrélation d'images)

La corrélation d'image numérique (DIC) nous permet d'obtenir les déplacements de la surface du sol dans les trois directions. Afin d'analyser les mouvements tridimensionnels de la surface du massif lors du creusement en présence de barrière, nous avons défini une ligne fictive de contrôle, orientée dans la direction transverse du massif, et située à l'abscisse longitudinale X=1D du bord aval du caisson (cf Figure IV-44).

IV.8.2.1 Déplacements longitudinaux (U)

Les Figure IV-44a, b et c illustrent les déplacements longitudinaux (U) du sol situé le long de la ligne de contrôle. L'axe longitudinal (X) étant orienté dans le sens d'avancement de la machine, le déplacement U sera compté positivement lorsque le sol se déplace vers l'avant.

Les résultats présentés Figure IV-44 montrent que du côté intrados de la barrière, le sol en surface se déplace vers l'arrière du tunnelier. Ce mouvement vers l'arrière est observé pour les trois positions relatives au front de taille (à l'avant, à l'aplomb, à l'arrière). Remarquons que la valeur maximale du déplacement horizontale ne se situe pas à l'aplomb de l'axe du tunnel mais décalé d'environ -0.15D côté barrière.

Côté extrados de la barrière, les mouvements horizontaux du sol apparaissent fortement atténués par la présence de la barrière. Ils sont nuls dans le cas de la barrière prenant appui sur le fond du caisson.

IV.8.2.2 Déplacement transversal (V)

Les Figure IV-45a, b, et c présentent les déplacements horizontaux transverses (selon Y) mesurés le long de la ligne de contrôle pour différentes distances au front de taille lors des trois essais avec barrière. A titre comparatif, la Figure IV-45d présente ces mêmes déplacements horizontaux transverses dans le cas d'un essais de creusement en terrain vierge conduit avec le même niveau de pression frontale. Sur ces figures, la valeur algébrique du déplacement est relative à l'orientation de l'axe transverse Y adoptée dans cette thèse (cf Figure IV-45).

Les profils transversaux du champ de déplacement horizontal transverse (v) présentent des formes analogues pour les trois parois. En revanche, ces profils sont différents de ceux observés en terrain vierge. En particulier si dans le cas du terrain vierge, ces profils présentent une symétrie quasi centrée sur le plan vertical médian passant par l'axe du tunnelier ; ce n'est plus le cas en présence de paroi. Ainsi dans le cas des essais TW1, TW2 et TW3, il apparaît que la position pour laquelle le déplacement horizontal transverse est nul se trouve décalée du côté de la paroi (Y_{ST}=-0.3D). Ce résultat confirme la forte modification de la cinématique du sol engendrée par la présence de la barrière. Il semble que celle-ci joue comme un rôle « d'entonnoir », modifiant et même bloquant une partie des déplacements internes du sable. Le centre d'écoulement est alors déplacé du côté intrados de la barrière qui concentre les déplacements de plus fortes amplitudes.

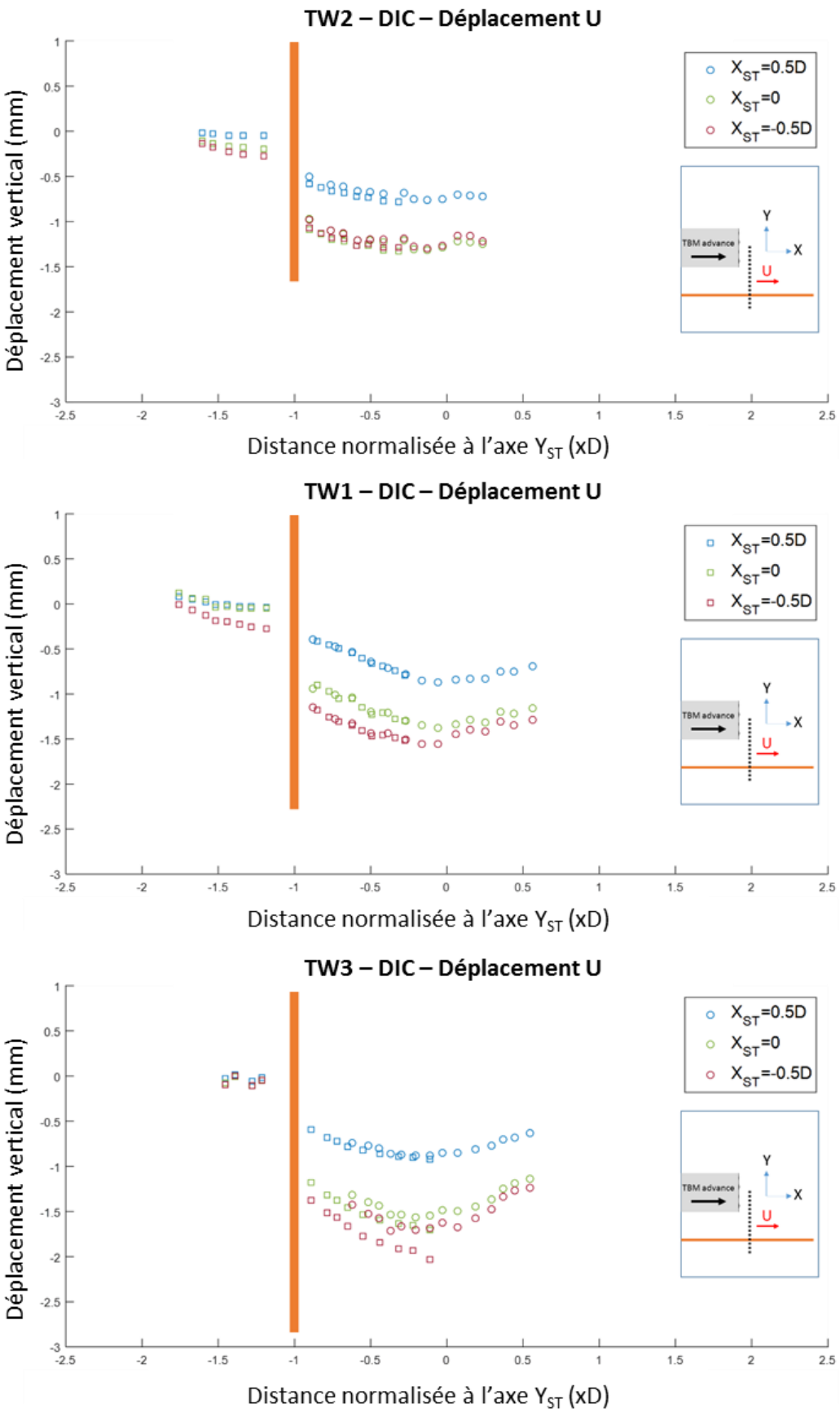


Figure IV-44 Profil transversal du champ de déplacement longitudinal mesuré le long de la ligne de contrôle pour trois distances au front de taille (X_{ST}>0 à l'avant du front de taille)

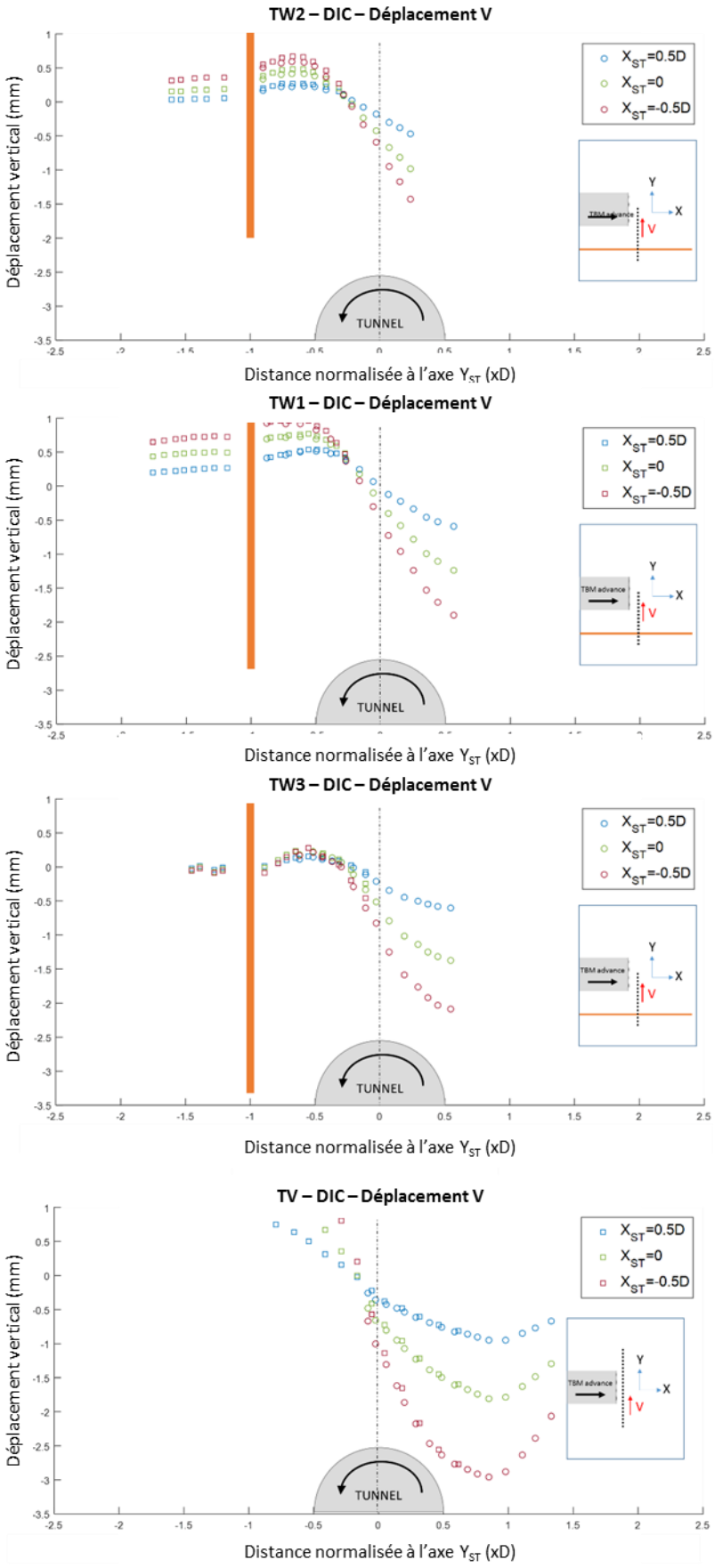


Figure IV-45 Profil transversal du champ de déplacement transverse (selon Y) mesuré le long de la ligne de contrôle pour trois distances au front de taille (X_{ST}>0 à l'avant du front de taille)

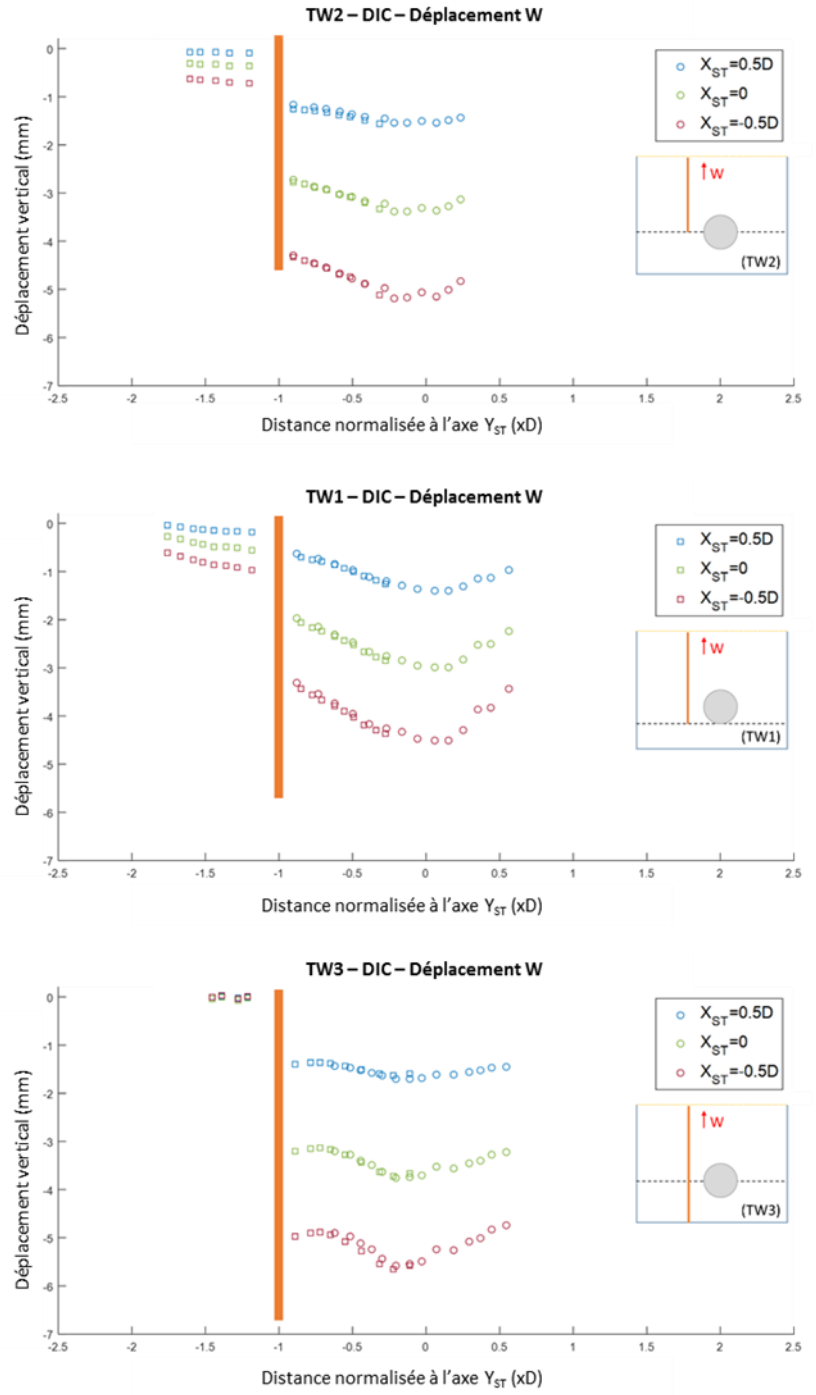


Figure IV-46 Profil transversal du champ de déplacement vertical (selon Z) mesuré le long de la ligne de contrôle pour trois distances au front de taille (XST>0 à l'avant du front de taille)

IV.8.2.3 Tassement de surface (W)

L'analyse stéréoscopique par corrélation d'images numériques nous permet aussi d'obtenir les champs de déplacement de la surface du sol dans la direction normale à cette surface (tassement ou soulèvement).

Figure IV-46a, b et c présentent les déplacements verticaux du sol (selon Z) mesurés le long de la ligne de contrôle pour différentes distances au front de taille lors des trois essais avec barrière. Ces résultats déduits de la corrélation d'images sont en bon accord avec les mesures locales effectuées à l'aide de capteurs de

déplacement LVDT et présentées au paragraphe IV.8.1.1. Les écarts constatés entre les valeurs de tassement mesurées selon les deux méthodes restent inférieurs à 5%.
En conséquence, des conclusions similaires à celles faites au paragraphe IV.8.1.1 peuvent être reprises ici. En particulier, les différentes barrières de protection permettent de réduire de manière drastique les tassements du sol à l'extrados de la barrière. La présence de la barrière a pour effet de modifier le profil de la cuvette de tassement ; celui-ci ne présente plus de forme Gaussienne toutefois le maximum de tassement reste plus ou moins positionné à l'aplomb de l'axe du tunnel.

IV.8.3 Déplacements internes du sol

IV.8.3.1 A l'aplomb du tunnel

Les Figure IV-47a,b et c comparent les déplacements du sol mesurés à l'aplomb de l'axe du tunnel à différentes distances de la clé : 0.5D, 1.5D et en surface de massif pour les trois essais avec barrières.

A l'avant du bouclier, pour une même distance au front de taille, il apparaît les tassements observés en surface de massif sont souvent plus importants que les déplacements verticaux mesurés dans la couverture. La convergence en clé s'accélère par contre davantage que les déplacements de surface juste avant le passage du bouclier (X_{ST}=0.2D).

Rappelons que Berthoz (2012) a observé ce type de cinématique en terrain vierge. Dans son cas, il observe toutefois une inversion des déplacements maximaux avec la progression du tunnelier : à l'avant de la machine, les plus forts tassements sont observés en surface de massif ; à l'arrière de la machine, les plus forts tassements sont observés au voisinage de la clef du tunnel. Une explication donnée à ce comportement est le fait que les pertes de volume générées au front de taille se transmettent dans le massif par le biais d'un « cône d'écoulement ». Ainsi à l'avant du front de taille, les premiers capteurs qui mesurent des déplacements sont ceux situés le plus proche de la surface, puis la tendance s'inverse lorsque l'ensemble des capteurs situés le long d'une même ligne verticale entrent dans le cône d'écoulement (Figure III-78).

Dans le cas des essais avec parois, notons que l'inversion des déplacements maximaux n'est pas aussi significative à l'aplomb du tunnel, et que les valeurs de tassement mesurées à différentes distances de la clef semblent converger vers une même valeur à l'arrière du tunnelier.

IV.8.3.2 Au voisinage de la paroi

Les Figure IV-48 et Figure IV-49 permettent de comparer les déplacements verticaux du sol observés à différentes profondeurs le long de la paroi (intrados et extrados) lors des essais TW1, TW2 et TW3.

Côté intrados (côté tunnel), la Figure IV-48 montre une cinématique légèrement différente de celle observée à l'aplomb du tunnel. A savoir que pour une même ligne verticale située à proximité de la paroi, les tassements du sol observés en surface de massif sont toujours plus importants que ceux mesurés dans la couche de terrain (Z=1D et Z=2D). Ce résultat semble pouvoir s'expliquer par le fait que le long de la ligne verticale considérée, les tassements s'amorcent d'abord en surface (notion de cône d'écoulement décrit précédemment) puis à l'approche du tunnelier, les « vitesses » de tassement du sol aux différentes profondeurs apparaissent quasi-identiques ; comme si la présence de la paroi située à proximité favorisait un déplacement en bloc rigide du matériau.

Côté extrados de la paroi (Figure IV-49), les déplacements verticaux du sol mesurés aux différentes profondeurs (Z=1D et Z=2D) sont du même ordre de grandeur que les tassements du sol en surface et que les déplacements verticaux de la paroi. Ce résultat semble tout d'abord attester de l'absence d'écoulement de matériau au-dessous de la paroi en direction du tunnel, en particulier dans le cas de la paroi la plus courte (pied de paroi situé à la profondeur de l'axe du tunnel) pour laquelle une interrogation subsistait.

Comme indiqué plus haut, si les différentes parois de protection testées jouent globalement bien leur rôle d'atténuation des tassements, il semble établi que les déplacements verticaux mesurés dans le terrain à l'extrados de la paroi sont en grande partie induits par les mouvements et les déformations de la paroi.

IV.8.3.3 Côté terrain vierge

Les Figure IV-50a, b, c présentent les profils longitudinaux de déplacements verticaux du sol mesurés à différentes profondeurs le long d'une ligne verticale située dans la partie de terrain vierge excentrée du tunnel (Y=0.7D). En cette position, il est intéressant de noter que l'on retrouve parfaitement la cinématique observée par Berthoz (2012) lors des essais de creusement en terrain vierge. A savoir que le long de cette ligne verticale, les déplacements verticaux du sol apparaissent d'abord en surface de massif (à partir d'une distance d'environ 1D à l'avant du tunnelier) puis se développent dans l'épaisseur du terrain. Au passage du front de taille, les déplacements verticaux en profondeur (Z=1D) deviennent supérieurs à ceux observés en surface. Cette cinématique dans cette partie vierge du terrain semble pouvoir s'expliquer par le mécanisme de cône d'écoulement décrit par Berthoz (2012).

En conclusion, les résultats décrits dans ce paragraphe IV.8.2 tendent à montrer que le mécanisme de cône d'écoulement se déplaçant avec le tunnelier est bien retrouvé dans la partie de terrain vierge excentrée du tunnel. En revanche côté paroi, ce mécanisme de cône semble perturbé. En particulier, il semble que la présence de la barrière tend à uniformiser l'amplitude des déplacements verticaux dans la couche de terrain située entre le plan vertical médian passant par l'axe du tunnel et la paroi.

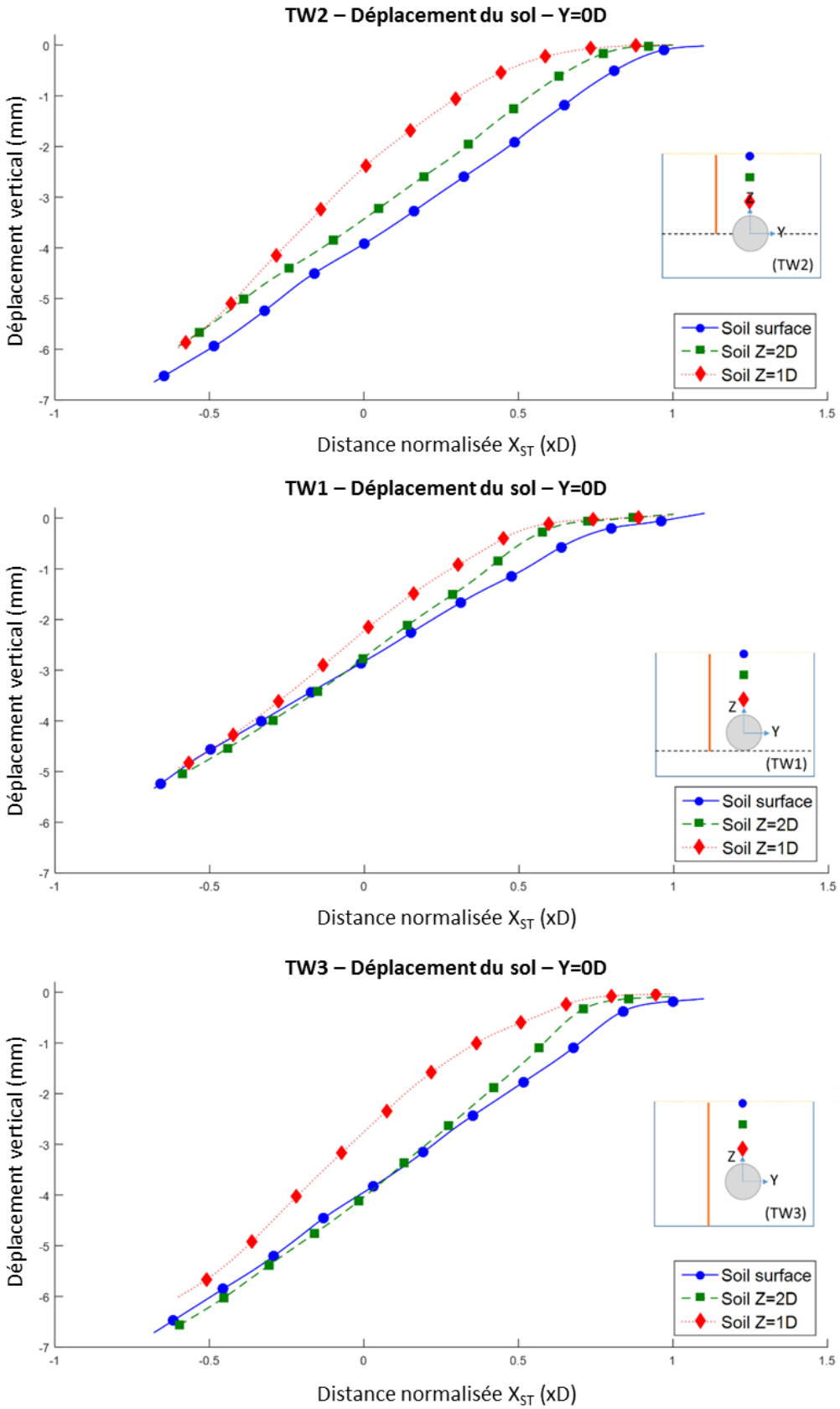


Figure IV-47 Déplacements de surface et déplacements verticaux mesurés au sein de la couverture à l'aplomb de l'axe du tunnel (Y=0D) lors des différents essais de creusement avec barrière.

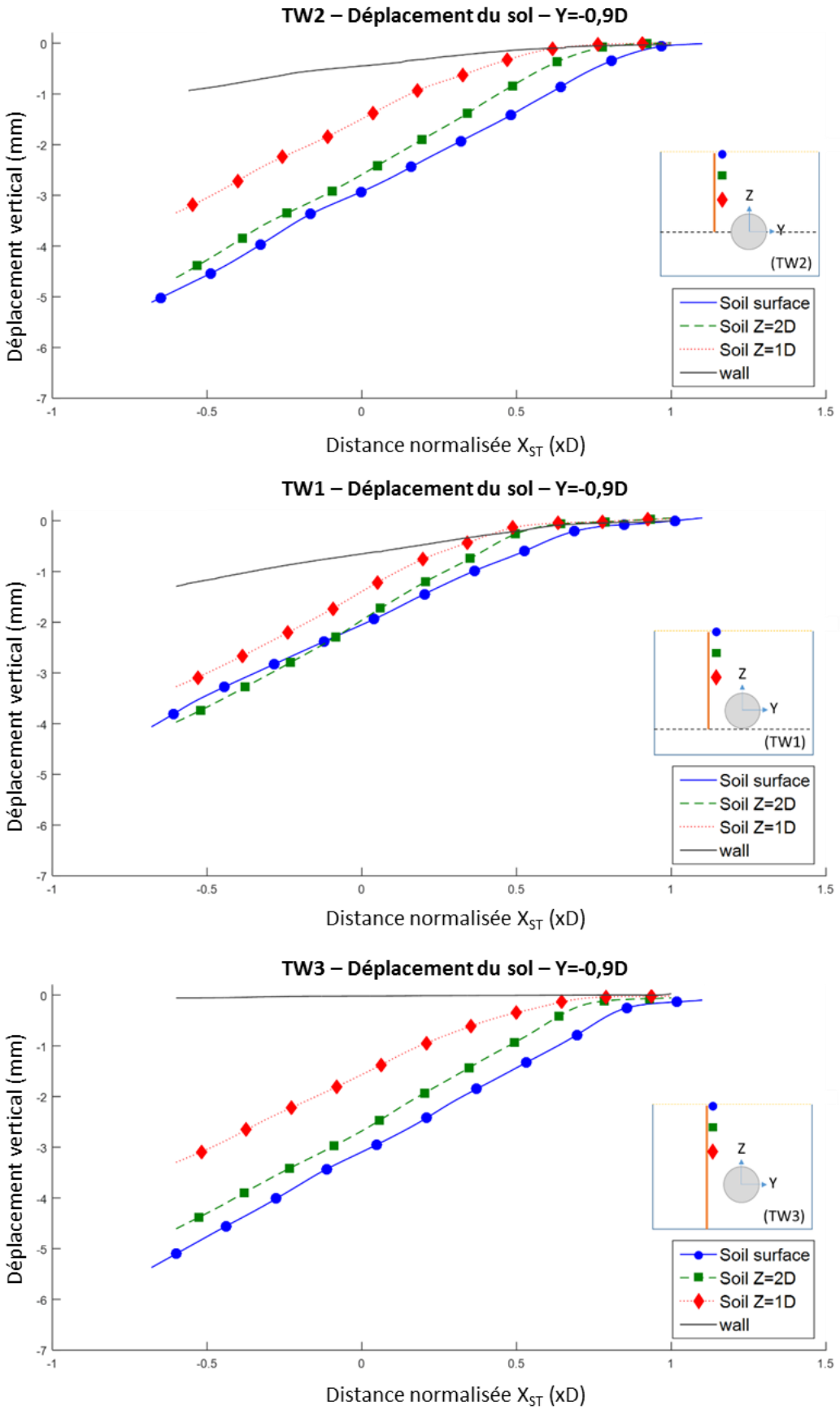


Figure IV-48 Déplacements de surface et déplacements verticaux internes mesurés à proximité de la paroi (côté tunnel) lors des différents essais de creusement avec barrière.

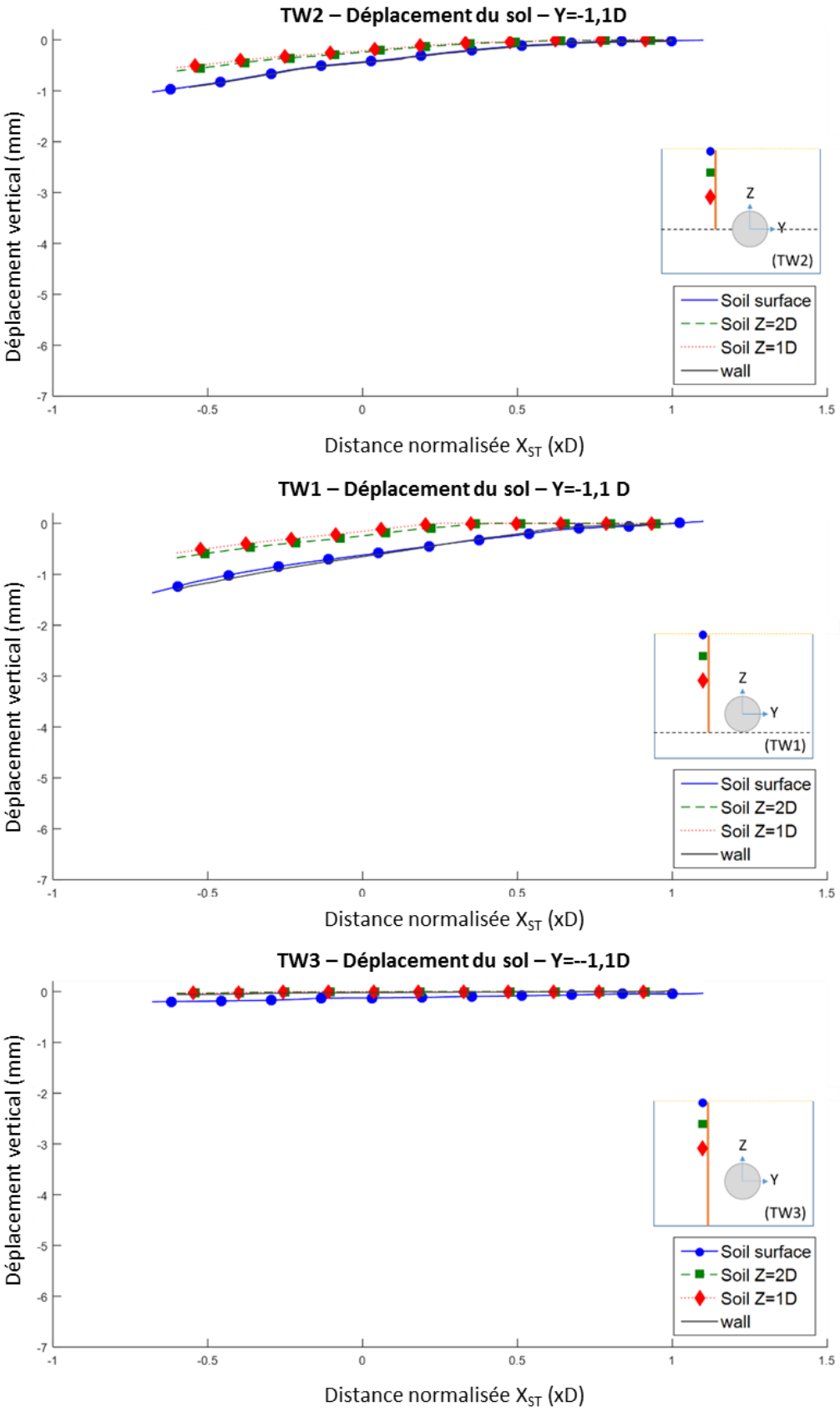


Figure IV-49 Déplacements de surface et déplacements verticaux internes mesurés à proximité de la paroi (côté extrados) lors des différents essais de creusement avec barrière.

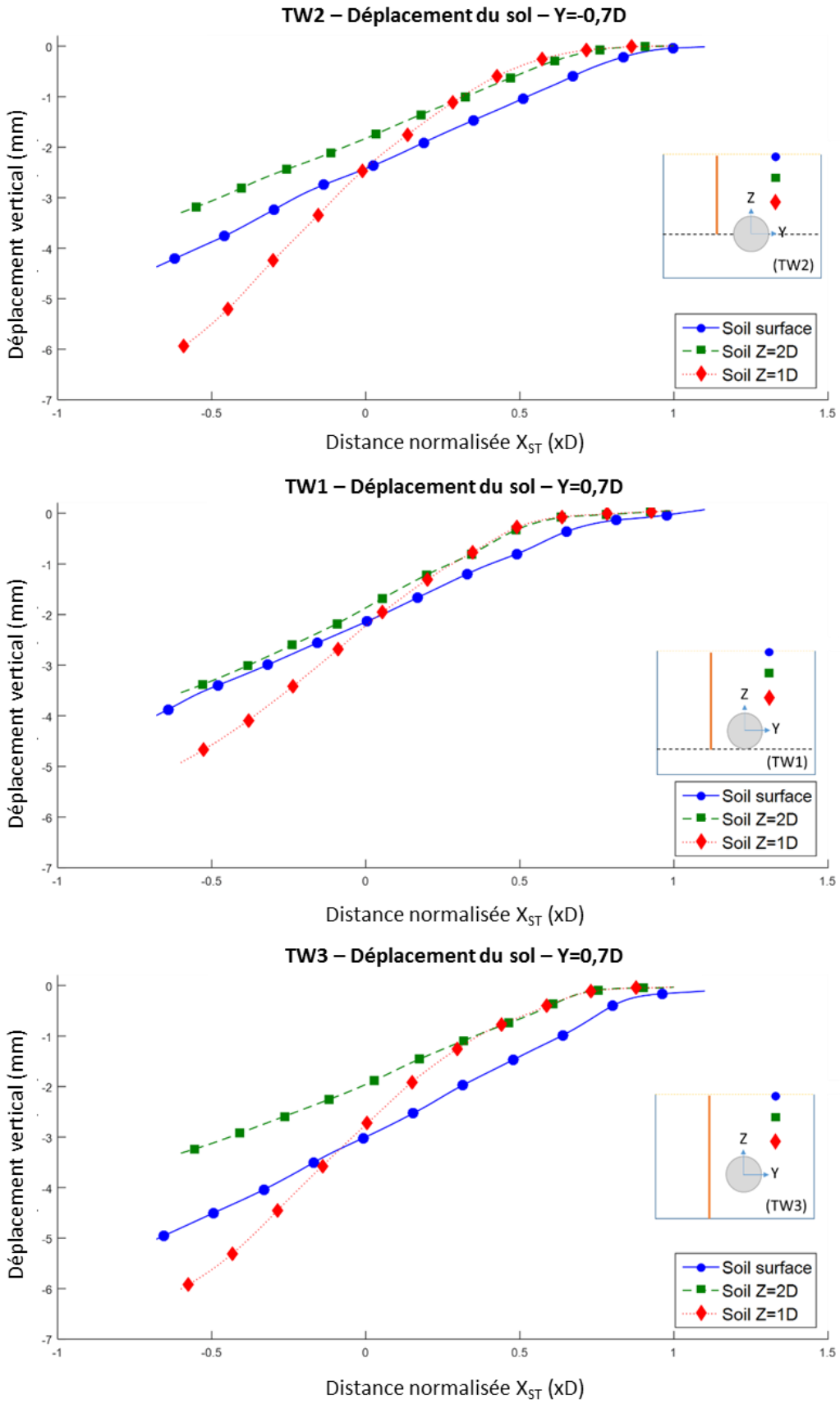


Figure IV-50 Déplacements de surface et déplacements verticaux internes mesurés dans la zone de terrain vierge excentrée du tunnel (Y=0.7D) lors des différents essais de creusement avec barrière.

IV.8.4 Etat des contraintes dans le terrain

IV.8.4.1 Contraintes dans l'axe du tunnel

Les Figure IV-51a, b et c présentent l'évolution des contraintes horizontales frontales (σ_{xx}) et verticales (σ_{zz}) mesurées à l'avant du front de taille au niveau de l'axe du tunnel lors des trois essais avec barrières. Il apparaît sur ces figures que l'état des contraintes dans l'axe du tunnelier est peu perturbé dans la zone de sol située au-delà d'une distance de 0.5D à l'avant du front de taille. Bien qu'aucune donnée ne soit disponible pour analyser l'état des contraintes à proximité du front de taille (X_{ST}<0.5D), les faibles variations de contrainte frontale observées dans la zone X_{ST}>0.5D laisse penser que la pression frontale imposée lors des essais TW1, TW2 et TW3 est proche de la pression horizontale des terres au repos. De plus, la régularité de ces profils (à l'exception du décrochage soudain de la contrainte horizontale frontale σ_{xx} lors de l'essai TW2 à X_{ST}=1) semble confirmer le caractère stationnaire du régime de creusement lors de ces différents essais, en particulier conditionné par le maintien d'une quantité constante de matériau dans la chambre d'abattage au cours du creusement.

IV.8.4.2 Contraintes horizontales radiales

Les Figure IV-52a, b et c illustrent l'évolution de la contrainte horizontale radiale (σ_{yy}) mesurée dans le sol en deux positions symétriques par rapport à l'axe du tunnel : l'une située contre la paroi (Z=0D et Y=-1D), l'autre située dans le terrain vierge (Z=0D et Y=1D) lors des trois essais avec barrière.

Les résultats présentés tendent à montrer que la présence de la barrière ne modifie pas la forme des profils de variation de la contrainte horizontale radiale. Ainsi de part et d'autre du tunnel dans la zone de sol située à l'avant du front de taille (0<X_{ST}<1.2), la contrainte horizontale radiale augmente progressivement à l'approche du tunnelier sous l'action compressive de la pression frontale et de la roue de coupe en rotation. Après passage du front de taille (-0.25<X_{ST}<0), un déconfinement du sol dans la direction horizontale radiale est observé de chaque côté du tunnel sous l'action des contraintes de cisaillement se développant le long de la jupe coulissante du tunnelier.

IV.8.4.3 Contraintes normales à la paroi de protection

Les Figure IV-53a, b et c donnent, pour les trois essais de creusement avec barrière, l'évolution de la contrainte normale à la paroi mesurée à différentes profondeurs (identiques pour les différents essais) en fonction de la distance au front de taille.

Pour les essais TW2 et TW1, il est observé une diminution significative de la contrainte normale à la paroi lors de la progression du tunnelier dans le terrain. Cette diminution est perceptible après passage du front de taille sur toute la hauteur de la paroi même si elle est particulièrement forte à la profondeur du tunnel. Ce déconfinement horizontal de la paroi peut être induit par le mouvement de convergence du terrain observé à l'arrière du front de taille et induit par les contraintes de cisaillement le long de la jupe coulissante du tunnelier.

Dans le cas de l'essai TW3 (barrière prenant appui sur le fond du caisson), les profils de variations de la contrainte normale à la paroi sont différents entre les parties haute et basse du mur (Figure IV-53c). A la profondeur du tunnel, une diminution de la contrainte normale est observée après passage du front de taille. En partie haute de la paroi, une augmentation de la contrainte normale est relevée durant l'avancement du tunnelier. Celle-ci semble attester d'un déplacement de la partie supérieure du mur vers « l'intérieur » du massif. Une éventuelle rotation de la paroi autour d'un axe longitudinal ou bien une flexion longitudinale autour de ce même axe (X) pourrait expliquer le comportement en contraintes décrit précédemment. L'existence de ce mouvement de rotation et/ou de cette flexion longitudinale devra aussi être vérifiée sur la base des mesures de déplacements et de déformations de la paroi présentées au paragraphe IV.8.5

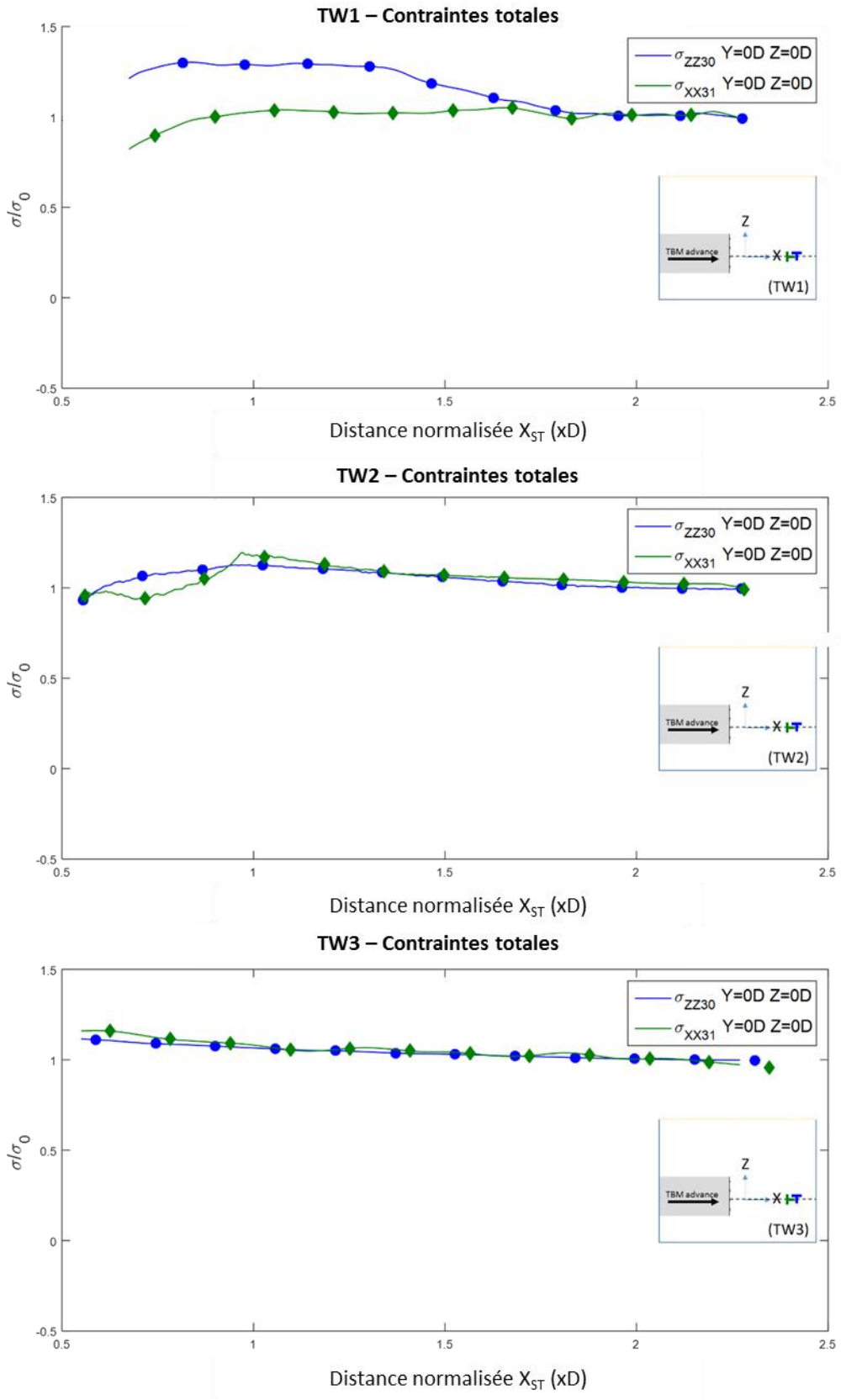


Figure IV-51 Contraintes horizontale frontale (σ_{xx}) et verticale (σ_{zz}) mesurées dans l'axe du tunnel au cours des essais TW1, TW2 et TW3.

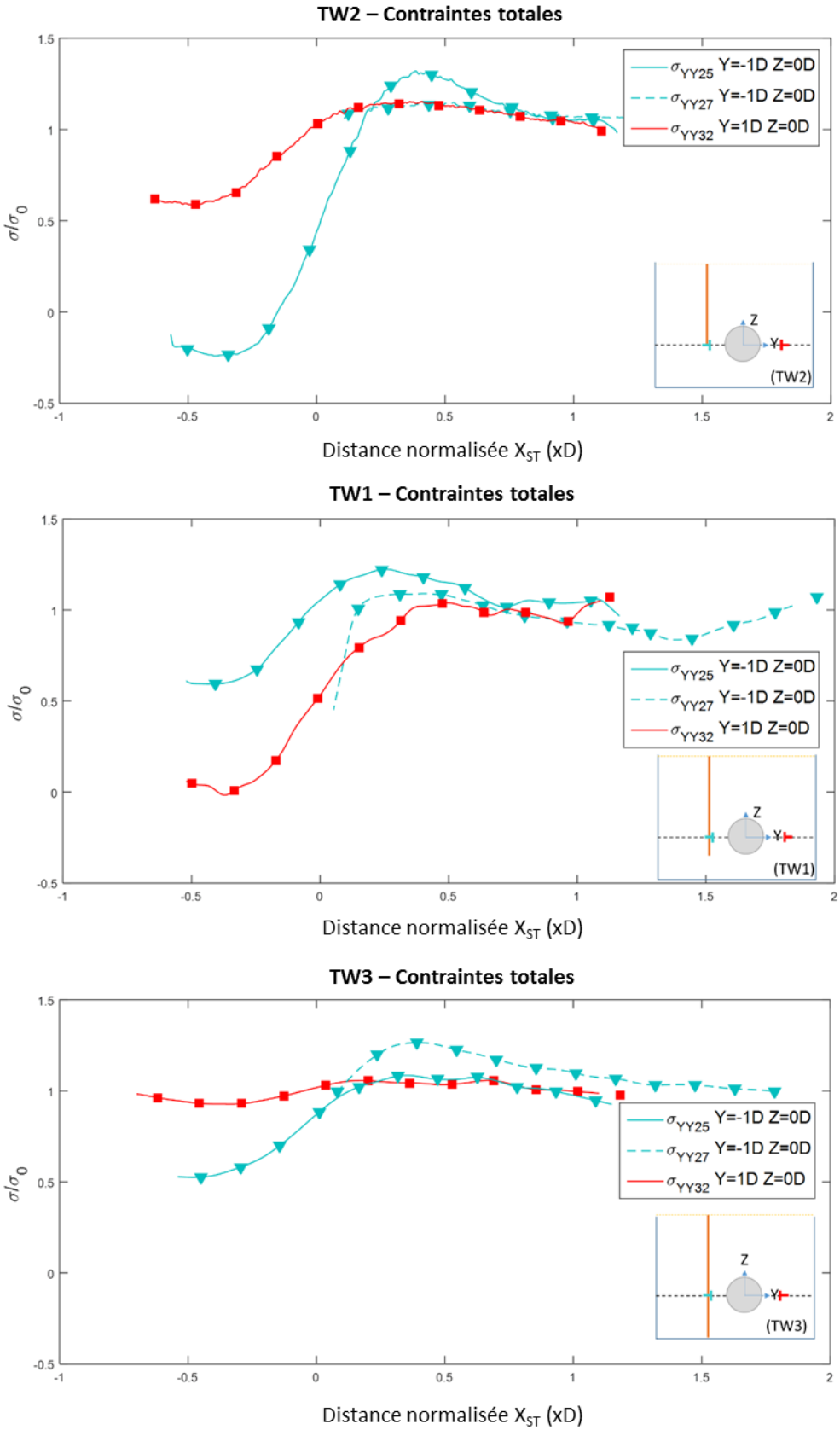


Figure IV-52 Contrainte horizontale radiale (σ_{yy}) mesurée en deux positions symétriques par rapport à l'axe du tunnel (contre la paroi et dans le terrain vierge) en fonction de la distance au front de taille (cas des essais de creusement TW1, TW2 et TW3).

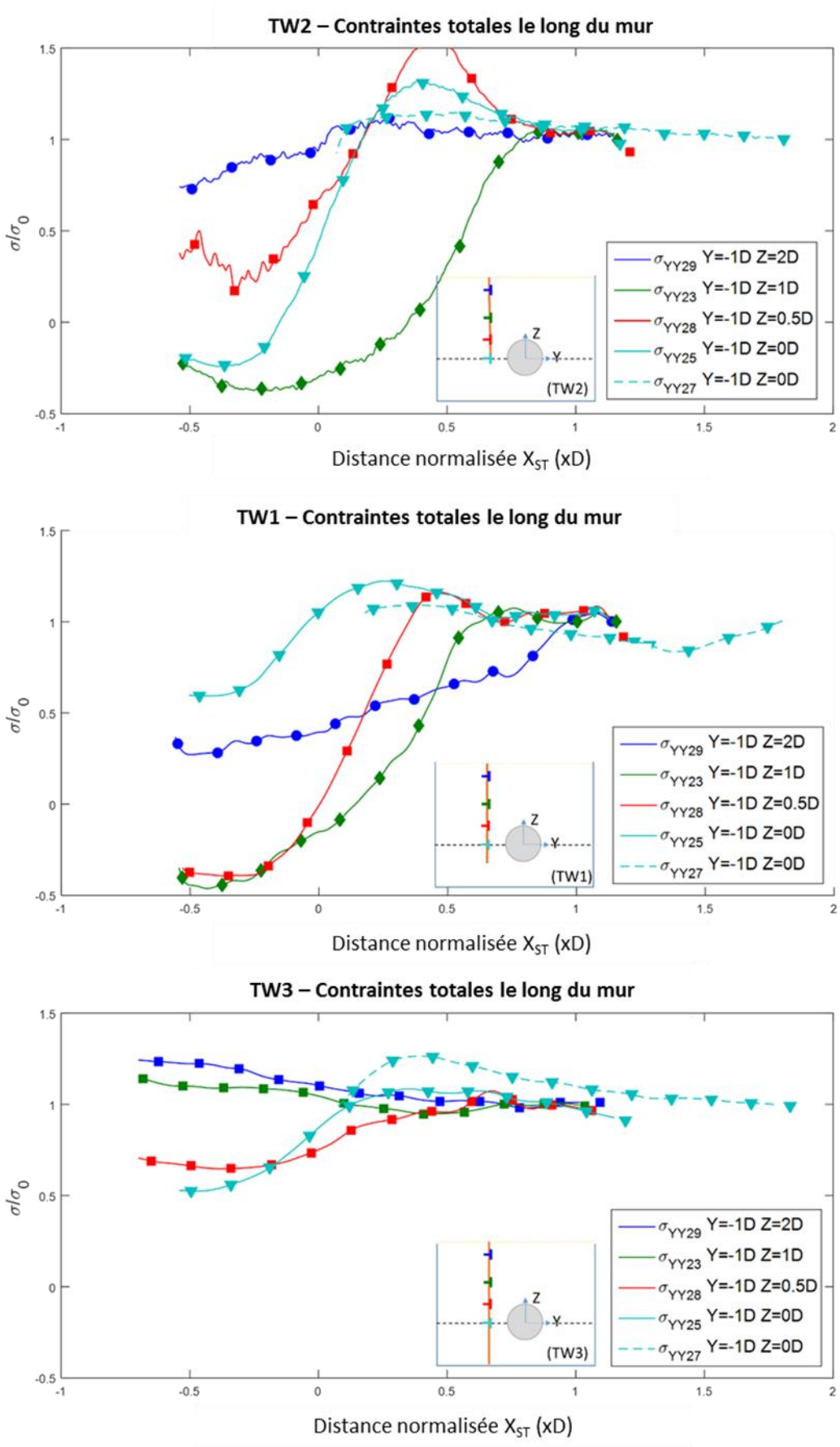


Figure IV-53 Evolution de la contrainte normale à la paroi (σ_{yy}) mesurée à différentes hauteurs en fonction de la distance au front de taille (XST>0 à l'avant du tunnelier)

IV.8.5 Comportement de la paroi

IV.8.5.1 Déplacements verticaux

Les modèles de barrières de protection installées lors des essais sur modèle réduit ne sont pas fixés à leurs extrémités ; elles sont donc libres de se déplacer avec le sol. Rappelons toutefois que dans le cas de l'essai TW3, la barrière repose sur le fond du caisson et par conséquent ses déplacements verticaux vers le bas sont empêchés.

La Figure IV-54 illustre le déplacement vertical des différentes parois au cours de la progression du tunnelier dans le terrain. Notons tout d'abord un léger tassement (Uz=0.05mm) pour la paroi de l'essai TW3 observé en fin d'essai bien que celle-ci repose sur le fond du caisson. Cette mesure de déplacement en limite de sensibilité des capteurs doit être considérée avec précaution. Ce déplacement mesuré est probablement lié à un mouvement de rotation de la planche en fin d'essai ; sa composante verticale n'est donc pas garantie.

Parmi les deux parois ne prenant pas appui sur le fond du caisson, la Figure IV-54 montre que pour une valeur de perte de volume donnée, la paroi arrivant en radier de tunnel (essais TW1) tasse toujours davantage que celle ancrée à la profondeur de l'axe (essai TW2). Ce résultat peut paraitre étonnant si l'on considère que le déconfinement du terrain en pied de paroi occasionné par le creusement au tunnelier est sans nul doute plus important au niveau de l'axe du tunnel qu'au niveau du radier (cf les observations faites au chapitre III au niveau de la pointe des différents pieux).

Il semble par conséquent que d'autres paramètres influencent l'amplitude des tassements de ces parois. Parmi ceux-ci, il convient de noter que la paroi de l'essai TW1 présente, du fait de sa plus grande hauteur (L_w), un poids plus important que celui de la paroi de l'essai TW2. Par conséquent, les contraintes transmises au sol en pied de paroi sont plus importantes dans le cas de l'essai TW2 que dans celui de l'essai TW1, donc favorables à un plus fort tassement de la paroi la plus haute.

Par ailleurs, il a été observé que côté tunnel le sable tasse plus que la barrière. Il est donc possible au vu du coefficient de frottement mur/sable que ce dernier ait tendance à entraîner la barrière vers le fond. En présence de frottements négatifs, la barrière offrant la plus grande surface (c'est-à-dire la paroi de plus grande hauteur) sera soumise à la plus forte résultante de ces efforts de frottement dirigés vers le bas.

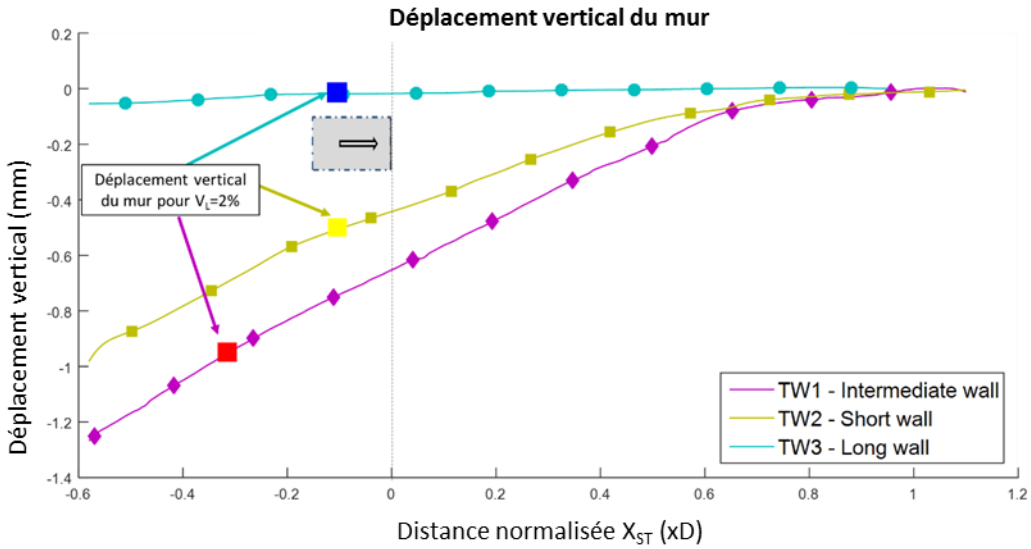


Figure IV-54 Tassement des différentes parois en fonction de l'avancement du tunnelier dans le terrain (essais TW1, TW2 et TW3) la paroi de protection

IV.8.5.2 Déplacements horizontaux

Les mouvements horizontaux des différentes parois sont suivis à l'aide de quatre capteurs de déplacements horizontaux (LVDT) dont les tiges sont fixées en quatre points (a, b, c, d) de chacune des barrières (Figure IV-56). Sur cette Figure IV-56, notons que les valeurs positives du déplacement horizontal correspondent à un mouvement de la paroi vers le tunnel, à l'inverse les valeurs négatives correspondent à un mouvement vers l'extérieur.

Lors des essais de creusement TW1 et TW2 réalisés avec les barrières ancrées respectivement à hauteur du radier et de l'axe du tunnel, il apparaît que le sommet de la barrière (a et b) a tendance à se déplacer vers l'extérieur. A l'inverse, le sommet de la barrière de plus grande hauteur reposant sur le fond du caisson (essai TW3) se déplace en direction du tunnel. Dans le même temps, notons que les parties basses des différentes barrières présentent des déplacements horizontaux de très faibles amplitudes, en limite de résolution des capteurs.

Sur la base des mesures ponctuelles de déplacements horizontaux présentés Figure IV-56, il semble difficile de tirer des conclusions définitives sur le mouvement des différentes parois. Il semble acquis que les différentes parois n'ont pas un mouvement de corps rigide et que la longueur de leur fiche impacte fortement leurs déplacements et leurs déformations. Toutefois, la difficulté d'une analyse à partir de mesures ponctuelles de déplacements réside dans le fait que le problème est parfaitement tridimensionnel puisque le tunnelier progresse le long de la barrière tout au long du creusement, et que par conséquent les déplacements et déformations au sein de la paroi dépendent non seulement du point considéré, mais aussi de la position relative au tunnelier.

IV.8.5.3 Rotations en tête de paroi

La Figure IV-55 présente les angles de rotation de la tranche supérieure des différentes parois mesurées en cours de creusement à l'aide d'un inclinomètre à deux axes. L'axe X, correspondant à l'axe du tunnel et l'axe Y, correspond à la direction transverse normale à la paroi. Le repère utilisé est un repère orthogonal direct.

Globalement, les angles de rotation observés sont de très faibles amplitudes et en limite de résolution des capteurs utilisés. Ces mesures tendent à montrer l'absence de rotations significatives de la tête des différentes parois autour des axes longitudinal et transverse.

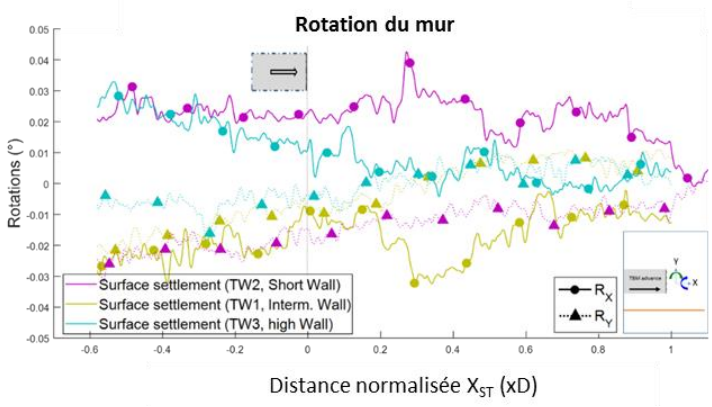


Figure IV-55 Angles de rotation de la tranche supérieure des différentes parois mesurés au cours de la progression du tunnelier dans le terrain (X : axe longitudinal, Y : axe normal transverse)

La Figure IV-57a, b et c présentent l'évolution des moments de flexion horizontale (autour de l'axe X) mesurés à différentes hauteurs de la paroi au cours des trois essais réalisés avec barrières. Rappelons que ces moments sont mesurés à l'aide des différentes paires de jauges d'extensométrie collées selon la direction verticale des parois. Notons enfin qu'avec le repère et la convention utilisés à la Figure IV-57, le signe du moment et le signe de la rotation sont identiques.

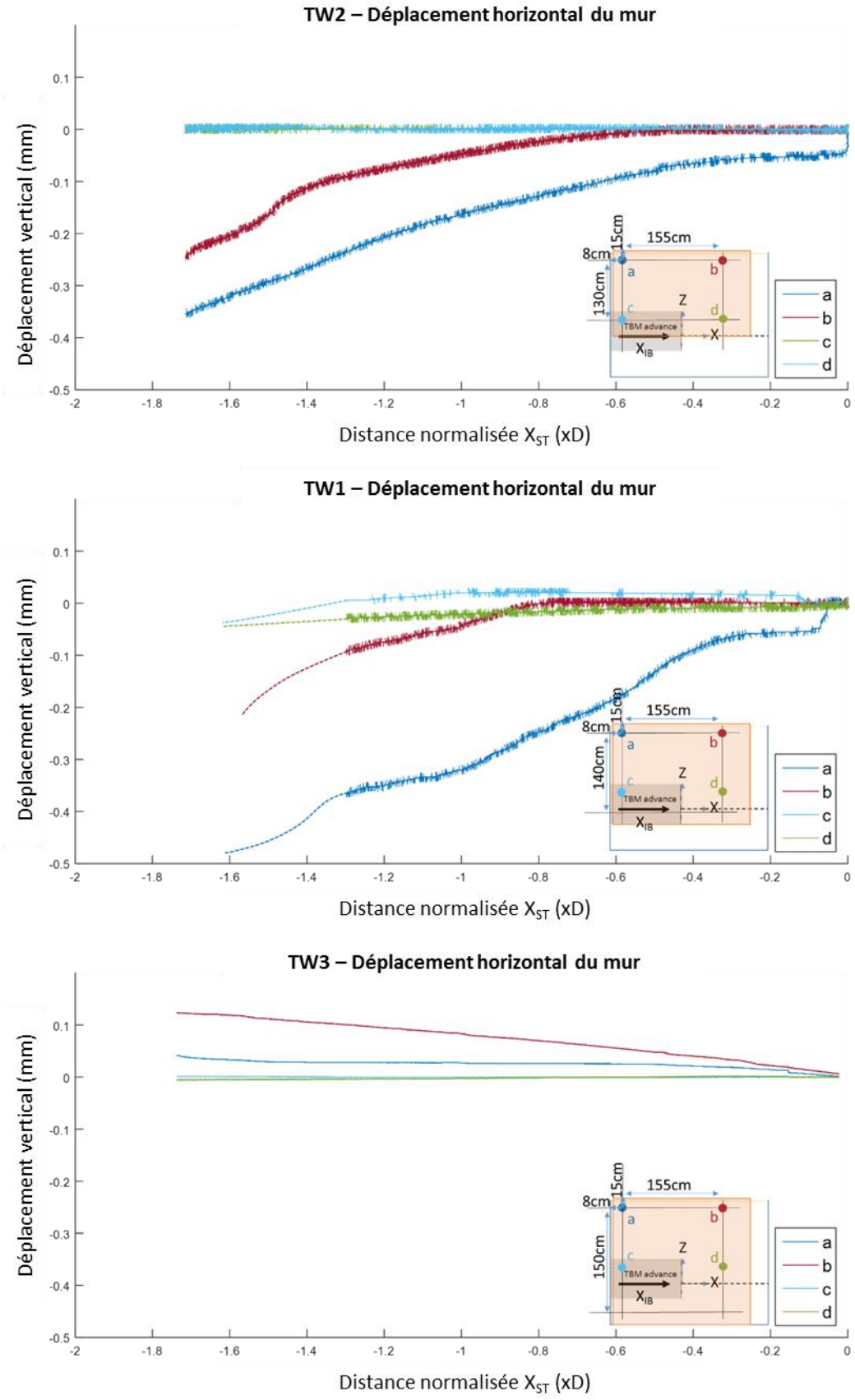


Figure IV-56 Déplacements horizontaux des parois mesurés en quatre points a, b, c, d de chacune des parois (essais TW1, TW2 et TW3)

Les Figure IV-57a, b et c montrent tout d'abord la bonne reproductibilité des moments de flexion mesurés à l'aide des deux lignes verticales de jauges d'extensométrie équipant chacune des parois (cf Figure IV-29). Sur ces figures, les courbes de même couleur correspondent en effet aux cellules de mesure positionnées à la même hauteur sur chacune des lignes de mesure distantes de 400mm.
Pour les essais TW1 et TW2, si l'on suppose que la partie basse de la paroi est libre et les moments étant globalement positifs, on peut dire que le pied de la paroi a tendance à converger vers l'axe du tunnel, ce qui est en accord avec les observations faites sur l'évolution des pressions horizontales dans le sol (paragraphe IV.5.4)

En revanche pour l'essai TW3 où la paroi atteint le fond du caisson, la Figure IV-57c semble mettre en évidence une inversion du moment de flexion horizontale le long de la paroi, probablement induit par le fait que le pied de la paroi est non libre puisqu'en contact avec le fond du caisson. Ainsi pour les points de mesure situés au-dessus de l'axe du tunnelier, le moment de flexion horizontale est globalement positif, alors que pour le point de mesure situé au niveau du radier (Z=-0.5D), le moment de flexion horizontal est négatif. Ce résultat montre une inversion du sens de flexion du mur.

La Figure IV-58 donne la distribution du moment de flexion horizontale le long de chacune des parois instrumentées pour trois distances entre le front de taille et la ligne verticale de mesure (X_{ST}>0 : la ligne de mesure est à l'avant du front de taille).

Pour les trois parois étudiées, il apparaît tout d'abord que l'amplitude du moment de flexion horizontale augmente avec la progression du tunnelier dans le terrain. Il apparaît également que pour une distance donnée au front de taille, l'amplitude de ce moment de flexion décroît significativement lorsque la hauteur de la paroi augmente. En d'autres termes, le moment de flexion horizontale mesuré dans la paroi décroît lorsque les mouvements de sol à l'intrados de la paroi sont limités.

Pour les essais TW1 et TW2 (paroi ancrée respectivement au niveau du radier et au niveau de l'axe du tunnel), l'ensemble des moments mesurés le long de la paroi sont positifs, ce qui confirme une flexion horizontale de la paroi vers le tunnel. Dans le cas de la paroi la plus longue prenant appui sur le fond du caisson (essai TW3), la Figure IV-58 confirme une inversion du signe du moment de flexion longitudinale : moment négatif en partie basse de la paroi et positif en partie haute. Cette différence de comportement est probablement liée au fait que le pied de cette paroi n'est pas complètement libre (frottement avec le fond du caisson).

IV.8.5.4 Flexion verticale

Les Figure IV-59a, b, et c présentent l'évolution des moments de flexion verticale (autour de l'axe Z) mesurés au cours des trois essais réalisés avec barrières en fonction de la distance relative au front de taille (X_{ST}>0 : la cellule de mesure est située à l'avant du front de taille). Rappelons que ces moments de flexion sont mesurés à l'aide des différentes paires de jauges d'extensométrie collées selon la direction horizontale le long des différentes parois (cf Figure IV-29). Notons enfin qu'avec le repère et la convention utilisés Figure IV-59 , le signe du moment et le signe de la rotation sont identiques.

Pour les trois essais de creusement, le moment de flexion verticale mesuré à différentes hauteurs le long des différentes parois présente des profils de variations assez similaire en fonction de la distance au front de taille (X_{ST}>0 : la cellule de mesure est située à l'avant du front de taille). Ces profils s'apparentent à un « train d'ondes » avançant avec le tunnelier et laissant apparaître une modification du moment de flexion verticale dans la paroi à partir d'une distance de 1D à l'avant du front de taille et au moins jusqu'à 1D à l'arrière du front de taille.

Les valeurs de moment observées le long de ces profils sont généralement positives à l'avant du front de taille, ce qui semble caractériser un mouvement de convergence de la paroi vers le tunnel. Notons enfin que le maximum de moment de flexion verticale est généralement observé dans une zone légèrement en avant du front de taille (X_{ST}= 0.2D).

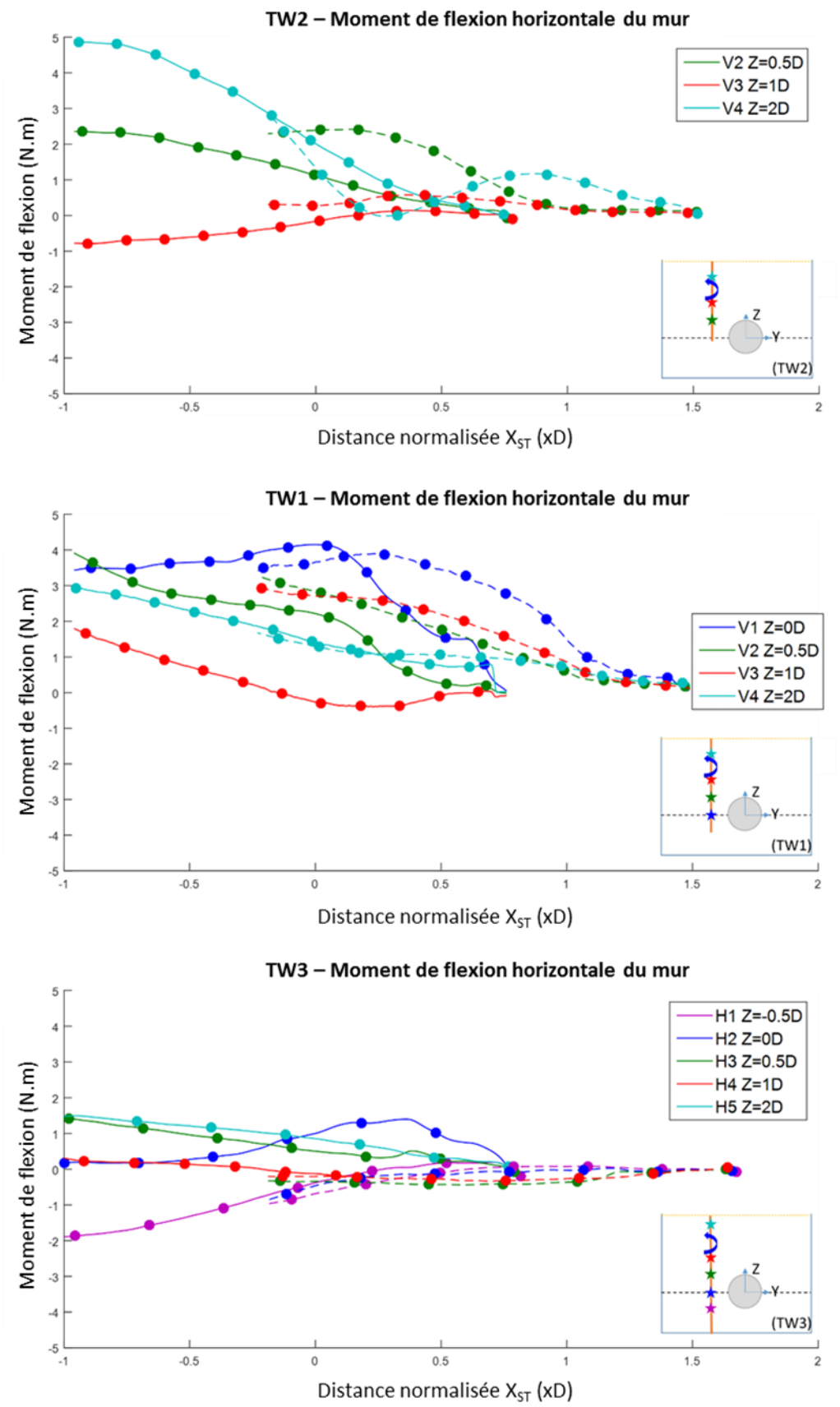


Figure IV-57 Evolution du moment de flexion horizontale à différentes hauteurs de la paroi en fonction de la distance relative au front de taille (XST>0 : cellule de mesure située à l'avant du front de taille)

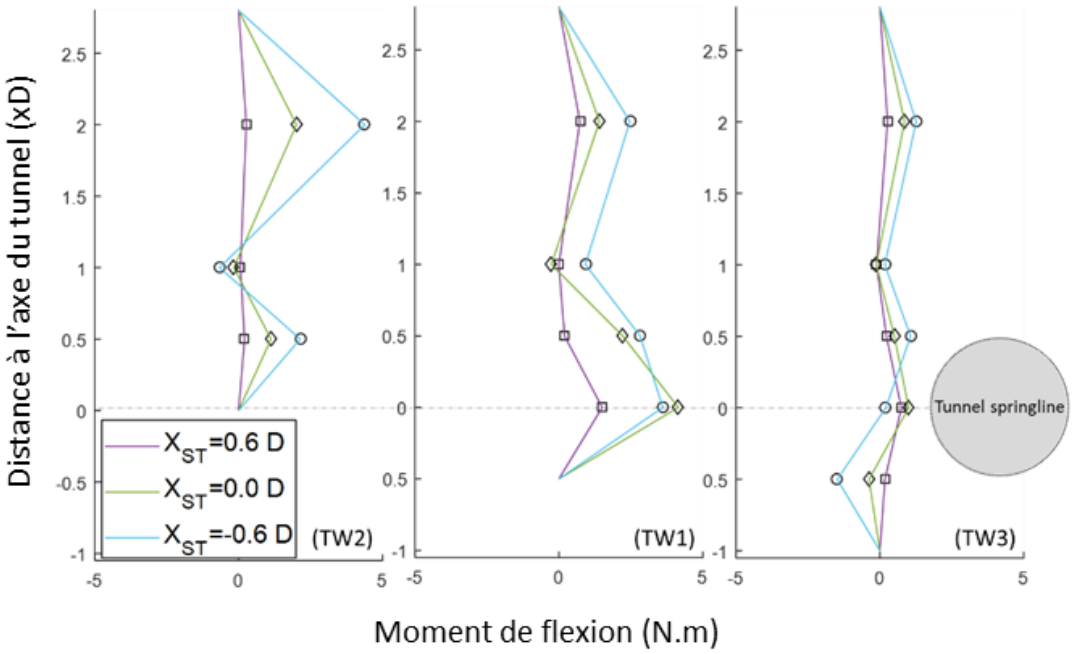


Figure IV-58 Distribution du moment de flexion horizontale mesuré le long des différentes parois (ligne verticale) pour différentes distances au front de taille.

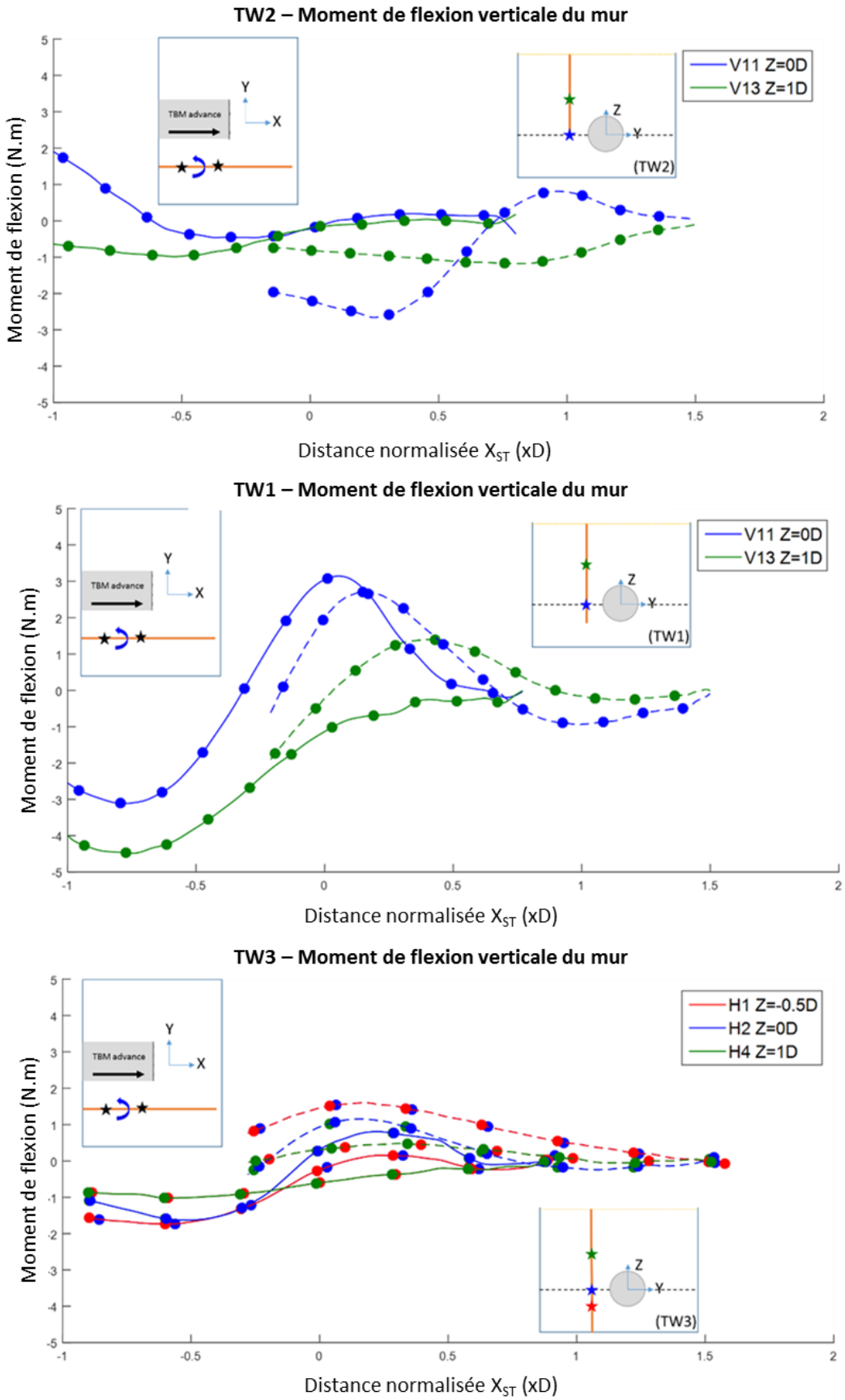


Figure IV-59 Evolution du moment de flexion verticale à différentes hauteurs des parois en fonction de la distance relative au front de taille (XST>0 : cellule de mesure située à l'avant du front de taille)

IV.9 CONCLUSION

Dans ce chapitre IV, les résultats de trois essais de creusement réalisés en présence de barrières de protection, à l'aide du modèle réduit de tunnelier à pression de terre de l'ENTPE, ont été présentés. Ces essais avaient pour objectif de contribuer à l'étude de l'efficacité de barrières de protection, de type paroi moulée, pour limiter la diffusion des mouvements de sol dans le terrain lors du creusement par tunnelier à front pressurisé. Lors de ces trois essais, l'influence d'un seul paramètre a été étudiée ; à savoir la profondeur d'ancrage du pied de la barrière relativement à la position du tunnel. L'analyse des essais a été menée à l'échelle du modèle et concerne en particulier les mécanismes tridimensionnels mis en jeu au niveau de l'interaction tunnelier - sol – barrière de protection.

Comme lors des essais présentés au chapitre III de ce mémoire, les essais de creusement en présence de barrières ont été menés sur massifs de sable sec. Au préalable de ces essais, trois modèles réduits de parois moulées ont été confectionnés. Le choix du matériau modèle (panneau de bois de type « Medium ») et les caractéristiques géométriques des parois modèles ont été définis dans le cadre des lois de similitude qui régissent la transposition de l'étude sur maquette au problème en vraie grandeur. Une attention particulière a été portée sur la similitude des rigidités de flexion et sur celle du coefficient de frottement sol/ paroi. Sur ce dernier point, il a été choisi de considérer lors de ces essais des barrières présentant une surface rugueuse ($\phi_{sol/barrière} = 28°$).

Lors de ces trois essais, les barrières de protection ont été positionnées au préalable du remplissage du caisson dans le but de simuler la mise en place de parois moulées. Les trois essais de creusement ont été conduits en régime de creusement permanent avec un niveau de pression frontale volontairement pris faible ($Pf=1.5\ \sigma_{H0}$) ; ceci afin de maximiser les déplacements de sol et les sollicitations du mur.

Les résultats de la campagne expérimentale présentés dans ce chapitre IV conduisent aux conclusions suivantes :

- Les trois essais de creusement réalisés en présence de barrières de protection dans le cadre de cette thèse ont montré la capacité du modèle réduit de tunnelier à pression de terre de l'ENTPE à reproduire les mécanismes tridimensionnels mis en jeu au niveau de l'interaction tunnelier – sol – barrière.

- Les trois essais de creusement réalisés avec trois barrières de hauteurs différentes, positionnées à une même distance du plan vertical médian passant par l'axe du tunnel (Y=1D), confirment que la profondeur d'ancrage de la barrière relativement à la position du tunnel est un paramètre qui influence l'efficacité de la barrière dans sa limitation des mouvements de sol côté extrados de la paroi.

- Dans le cas des barrières rugueuses étudiées ici, les essais ont toutefois montré que l'efficacité de la barrière à réduire les tassements du sol côté extrados n'augmentait pas forcément avec la profondeur d'ancrage de la barrière. En particulier, il semble que ce soit le mouvement vertical de la barrière induit par le creusement qui conditionne directement l'amplitude des tassements du sol côté extrados.

- En conséquence de la remarque précédente, une augmentation du poids de la barrière qui favorise son tassement lors du creusement, entraînera une réduction de son efficacité à limiter les tassements du sol côté extrados.

- La présence de barrière de protection dans le terrain entraîne une modification significative de la cinématique du sol autour du tunnelier lors de la progression de celui-ci dans le terrain. En particulier, le plan vertical médian passant par l'axe du tunnel n'est plus un plan de symétrie de cette cinématique. Les profils transverses des cuvettes de tassement ne présentent plus de forme Gaussienne bien que le maximum de tassement reste localisé à l'aplomb de l'axe du tunnel. Le cône d'écoulement cinématique du sol en direction de la machine, habituellement observé en terrain vierge, n'est pas retrouvé dans la couche de couverture située entre le tunnelier et la paroi.

- Lors de la progression du tunnelier dans le terrain, les barrières étudiées ne semblent pas présenter de mouvement de corps rigide significatif. En revanche, elles sont soumises à de la flexion longitudinale (autour de l'axe horizontal X) et à de la flexion verticale (autour de l'axe vertical Z) induites par la progression du tunnelier dans le terrain (effets tridimensionnels).

- Les moments de flexion longitudinale et de flexion verticale mesurés dans les différentes parois présentent des profils dont la forme dépend de la profondeur d'ancrage de la paroi et dont les amplitudes dépendent de la distance au front de taille.

Conclusion générale

Cette thèse a été consacrée à l'étude et au contrôle de l'impact du creusement pressurisé des tunnels en terrains meubles sur des fondations profondes avoisinantes. Elle a été réalisée au LTDS (Laboratoire de Tribologie et Dynamique des Systèmes, UMR 5513 CNRS) de l'Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat (ENTPE) et dans le cadre du projet européen NeTTUN (2012- 2017).

Cette thèse avait pour objectif l'amélioration des connaissances concernant le comportement de l'interaction tunnel – sol – fondations profondes au travers d'une analyse phénoménologique des mécanismes mis en jeu. Pour mener à bien ce travail, deux campagnes expérimentales distinctes ont été réalisées durant cette thèse à l'aide du modèle réduit de tunnelier à pression de terre de l'ENTPE : l'une concerne l'impact du creusement au tunnelier sur des fondations profondes, l'autre a trait à l'emploi de barrières de protection pour limiter la diffusion des mouvements de sol autour du tunnelier et donc protéger ces fondations. Le dispositif original de l'ENTPE présente l'intérêt de reproduire de manière réaliste les principales étapes du processus de creusement à pression de terre couramment utilisé dans le cas du creusement des tunnels en terrains meubles. Par rapport aux modèles physiques existants dans le domaine (modèles sous gravité ou centrifugés), le dispositif de l'ENTPE est l'un des rares à pouvoir simuler le caractère parfaitement tridimensionnel du processus de creusement à front pressurisé. Par conséquent, une attention particulière a été portée dans ce travail à l'analyse de ces effets tridimensionnels. Outre l'analyse phénoménologique menée à l'échelle du modèle, ces deux campagnes expérimentales ont permis d'établir une base de données importante pour le développement et la calibration de modèles numériques. Ainsi dans le cadre du projet européen NeTTUN, l'Université de Rome Tor Vergata, partenaire du projet, a pu bénéficier de ces données expérimentales, pour la validation de plusieurs de ses modèles numériques.

Ce mémoire de thèse a été organisé en quatre chapitres.

Le premier chapitre de ce mémoire avait pour objectif de définir le contexte de ce travail de thèse, en particulier en relation avec les besoins rencontrés dans la pratique. Dans un premier temps, ce chapitre rappelle les principes généraux du creusement pressurisé des tunnels et expose les principales conséquences du creusement d'un tunnel au sein d'un massif de sol meuble et vierge, en particulier en termes de variations de champs de déplacements et de contraintes. Ce chapitre souligne l'intérêt de l'utilisation de modèles physiques sous gravité ou centrifugés pour la compréhension des mécanismes mis en jeu. Il présente les avantages et les limites des principaux modèles rapportés dans la littérature concernant le creusement de tunnels en terrains meubles.

Le second chapitre de ce mémoire a été consacré à la présentation du modèle réduit de tunnelier à pression de terre de l'ENTPE. Ce dispositif expérimental disponible à l'ENTPE depuis les années 2000 a dû être fortement modifié dans le cadre de cette thèse pour répondre aux besoins du programme expérimental de la présente étude. Dans ce chapitre, la démarche qui a conduit à la reconfiguration du dispositif expérimental existant a été exposée. Le principe de fonctionnement du tunnelier, les nouveaux équipements introduits dans le cadre de cette thèse (nouveau caisson, système de régulation de la vitesse d'avancement du TBM, bâti de chargement des fondations, dispositif de remplissage du caisson, …) ont été présentés. De même, les caractéristiques mécaniques des massifs de sol modèles (sable Hostun fin sec) et leur mode de confection, l'instrumentation embarquée sur le tunnelier et celle équipant le terrain excavé ont été décrits. Une attention particulière a été portée à la description des pieux modèles dont la conception a été menée dans le cadre des lois de similitudes. Ces pieux ont été instrumentés de manière exhaustive afin de suivre en cours de creusement l'évolution des efforts axiaux et des moments de flexion longitudinale et transverse dans les différentes fondations.

Le troisième chapitre de cette thèse est consacré à la présentation des résultats de dix essais de creusement concernant l'étude de l'interaction tunnelier – sol – fondations profondes. Parmi ces essais, deux essais de référence ont été réalisés en terrain vierge, huit essais ont été menés en présence de fondations profondes (6 essais avec pieux simples, 2 essais avec groupe de pieux). L'objectif principal de ces essais était l'étude et l'analyse à l'échelle du modèle des mécanismes tridimensionnels mis en jeu au niveau de l'interaction tunnelier - sol – pieux de fondation dans le cas du creusement de tunnel en terrain meuble à proximité de

fondations profondes. Cette analyse a concerné d'une part la variation des champs de contraintes et de déplacements du sol autour de la machine pendant le creusement, d'autre part l'évolution des déplacements relatifs entre les pieux et le sol avoisinant et la redistribution des efforts mécaniques à l'intérieur des pieux (effort axial, moments de flexion transversale et longitudinale) lors de la progression du tunnelier dans le terrain. Le programme expérimental mis en place s'est appuyé sur un état de l'art des résultats disponibles dans la littérature, issus d'essais sur modèles physiques ou plus rarement d'essais en vraie grandeur. Ainsi lors de cette thèse, plusieurs géométries du problème (positions relatives tunnel / pieu) ont été étudiées et différentes pressions frontales de soutènement ont pu être appliquées. L'ensemble de ces essais de creusement ont été conduits en régime de creusement permanent.

La campagne expérimentale réalisée avec le modèle réduit de tunnelier à pression de terre de l'ENTPE en terrain vierge ou en présence de pieux modèles a tout d'abord permis de montrer que la nouvelle configuration du dispositif expérimental développée dans le cadre de cette thèse permettait de simuler les principales opérations du processus tridimensionnel de creusement à pression de terre. Ainsi les essais de référence réalisés en terrain vierge ont permis de retrouver l'ensemble des mécanismes (cuvette de tassement de forme Gaussienne, cône d'écoulement cinématique progressant avec le tunnelier, effets de voûte longitudinal et transverse autour de la machine, …) déjà observés lors des campagnes expérimentales antérieures réalisées sur le modèle réduit de l'ENTPE alors équipé d'un caisson de taille inférieure (Berthoz, 2012).

Dans le cas des essais de creusement réalisés en présence de pieux installés à proximité du tunnel selon différentes configurations géométriques (x4), les résultats confirment la capacité du modèle réduit à produire des résultats permettant d'analyser l'impact du creusement sur des fondations avoisinantes. Une partie de ces résultats sont en bon accord avec ceux rapportés dans la littérature et obtenus pour la plupart lors d'essais 1g ou centrifugés conduits en déformations planes. En particulier, les zones d'influence définies par différents auteurs en fonction du déplacement relatif sol-pieu ont pu être confirmées dans le cas des essais réalisés avec le modèle réduit 3D de l'ENTPE, que ce soit avec pieux simples ou groupes de pieux.

Les essais de creusement réalisés à l'ENTPE en présence de pieux ont par ailleurs permis d'analyser l'évolution de l'effort de pointe et la mobilisation du frottement latéral le long des pieux lors de la progression du tunnelier dans le terrain ; ceci pour différentes positions relatives tunnel – pieu (x4) et différents niveaux de pression frontale (x3). Cette analyse rendue possible par l'instrumentation des différents pieux a été enrichie par la mesure des déplacements verticaux du sol à l'aide de capteurs de déplacements internes placés en différentes positions le long des pieux.

Les essais réalisés avec le modèle réduit de tunnelier à pression de terre de l'ENTPE ont par ailleurs permis de montrer l'existence de moments de flexion longitudinale dans les différentes fondations profondes étudiées (pieux simples ou groupe de pieux). A la différence des modèles 2D rapportés dans la littérature, la mise en évidence de cette flexion longitudinale a été rendue possible grâce à la capacité du modèle réduit de l'ENTPE de reproduire le processus tridimensionnel de creusement à front pressurisé, en particulier en simulant la progression du front de taille dans la direction longitudinale. A ce sujet, les mesures effectuées au sein des différentes fondations profondes montrent que les moments de flexion longitudinale développés dans les différents pieux sont au moins du même ordre de grandeur que les moments de flexion transversale. Dans le cas des pieux simples, la distribution des moments de flexion longitudinale et transversale le long des pieux dépend de la position relative du pieu par rapport au tunnel ainsi que du niveau de pression frontale (ou de perte de volume) imposé lors du creusement. Par ailleurs, pour une configuration géométrique donnée, les amplitudes de ces deux moments de flexion évoluent au cours du creusement en fonction de la distance au front de taille.

Le quatrième et dernier chapitre de cette thèse est consacré à la présentation des résultats de trois essais de creusement réalisés en présence de barrières de protection, à l'aide du modèle réduit de tunnelier à pression de terre de l'ENTPE. Ces essais avaient pour objectif de contribuer à l'étude de l'efficacité de barrières de protection, de type paroi moulée, pour limiter la diffusion des mouvements de sol dans le terrain lors du creusement par tunnelier à front pressurisé. Lors de ces trois essais, l'influence d'un seul paramètre a été étudiée ; à savoir la profondeur d'ancrage du pied de la barrière relativement à la position du tunnel. L'analyse des essais a été menée à l'échelle du modèle et concerne également les mécanismes tridimensionnels mis en jeu au niveau de l'interaction tunnelier - sol – barrière de protection.

Au préalable de ces essais, trois modèles réduits de parois moulées ont été confectionnés. Le choix du matériau modèle (panneau de bois « Medium ») et les caractéristiques géométriques des parois modèles ont été définis dans le cadre des lois de similitude. Comme lors des essais avec pieux, les essais de creusement en présence de barrières ont été menés sur massifs de sable sec. Ces trois essais de creusement ont été conduits en régime de creusement permanent avec un niveau de pression frontale volontairement faible ($Pf=1.5\ \sigma_{H0}$) ; ceci afin de maximiser les déplacements de sol et les sollicitations du mur.

Les trois essais de creusement réalisés en présence de barrières de protection dans le cadre de cette thèse ont montré la capacité du modèle réduit de tunnelier à pression de terre de l'ENTPE à reproduire les mécanismes tridimensionnels mis en jeu au niveau de l'interaction tunnelier – sol – barrière. Ces trois essais réalisés avec trois barrières de hauteurs différentes, positionnées à une même distance du plan vertical médian passant par l'axe du tunnel (Y=1D), confirment que la profondeur d'ancrage de la barrière relativement à la position du tunnel est un paramètre qui influence l'efficacité de la barrière dans sa limitation des mouvements de sol côté extrados de la paroi. Dans le cas des barrières rugueuses étudiées ici ($\phi_{barrière/sol}=28°$), les essais ont toutefois montré que l'efficacité de la barrière à réduire les tassements du sol côté extrados n'augmentait pas nécessairement avec la profondeur d'ancrage de la barrière. En particulier, il semble que ce soit le mouvement vertical de la barrière induit par le creusement qui conditionne directement l'amplitude des tassements du sol côté extrados. En conséquence de la remarque précédente, une augmentation du poids de la barrière, qui favorise son tassement lors du creusement, entraînera une réduction de son efficacité à limiter les tassements du sol côté extrados.

Les essais de creusement ont par ailleurs montré que la présence de barrières de protection dans le terrain entraîne une modification significative de la cinématique du sol autour du tunnelier lors de la progression de celui-ci dans le terrain. En particulier, le plan vertical médian passant par l'axe du tunnel n'est plus un plan de symétrie de cette cinématique. Les profils transverses des cuvettes de tassement ne présentent plus de forme Gaussienne bien que le maximum de tassement reste localisé à l'aplomb de l'axe du tunnel. Le cône d'écoulement cinématique du sol en direction de la machine, habituellement observé en terrain vierge, n'est pas retrouvé dans la couche de couverture située entre le tunnelier et la paroi.

Ces mêmes essais ont également montré que lors de la progression du tunnelier dans le terrain, les barrières étudiées ne semblent pas présenter de mouvement de corps rigide significatif. En revanche, elles sont soumises à de la flexion longitudinale (autour de l'axe horizontal X) et à de la flexion verticale (autour de l'axe vertical Z) induites par la progression du tunnelier dans le terrain (effets tridimensionnels).

L'ensemble des observations et des mesures réalisées pendant cette thèse et rapportées dans les chapitres III et IV de ce mémoire ont permis de fournir une base de données expérimentales exhaustive aux partenaires du projet NeTTUN pour le développement et la calibration de modèles numériques simulant l'excavation à l'aide d'un EPB TBM. Ces travaux ont par ailleurs donné lieu à quatre communications en conférences internationales à comité de lecture (XVI ECSMGE 2015 (Bel et al., 2015), WTC 2016 (Bel et al., 2016a), IARG 2015 (Losacco et al., 2015), EUROFUGE 2016 (Bel et al., 2016b) et une communication en conférence nationale JNGG 2016 (Bel et al., 2016c).

Les perspectives à donner à ce travail sont multiples.

Concernant les essais de creusement en présence de fondations profondes, il pourrait être intéressant d'étendre l'étude de l'interactions tunnelier – sol – fondations profondes au cas des sols cohésifs, puis au cas des terrains aquifères. Pour ce dernier cas, une mise en étanchéité du caisson et du tunnelier est indispensable. Il pourrait être également intéressant d'étudier l'influence des conditions de frottement d'interface sol/pieu sur le comportement de la fondation profonde lors du passage du tunnelier. Il est en particulier connu dans la pratique que la nature du pieu comme son mode de mise en place sont susceptibles d'influencer ces conditions d'interface. Dans le cas des essais sur modèle réduit, il pourrait être imaginé de modifier l'état de rugosité des pieux modèles en les enduisant de sable et de colle pour accroître leur résistance due aux frottements le long du fût.

Concernant l'étude de l'efficacité de barrières de protection pour limiter les mouvements de sol autour du tunnelier, de nouveaux essais pourraient être envisagés. Dans un premier temps, il pourrait être intéressant de reproduire les essais réalisés dans le cadre de cette thèse avec des barrières identiques mais rendues non pesantes. Pour cela, il suffirait de suspendre les barrières de « Medium » à un dispositif en mesure de reprendre leur poids ; ceci afin d'étudier la part de tassement du sol situé à l'extrados induit par le tassement

de la barrière. Dans la pratique, il serait alors possible d'imaginer des parois moulées « allégées » pour limiter le tassement de la paroi pendant le creusement.

Une seconde étude envisageable sur le modèle réduit de tunnelier à pression de terre de l'ENTPE pourrait concerner l'efficacité de barrières de protection discontinues, confectionnées à partir de pieux non sécants. Ainsi l'étude viserait à optimiser la géométrie de ces barrières (diamètre des pieux, entraxe) en fonction de leur efficacité à limiter les mouvements de sol au-delà du rideau de pieux.

Parmi les autres perspectives à donner à ce travail, il reste la nécessité de poursuivre le développement de modèles numériques capables de reproduire de manière réaliste les mécanismes mis en jeu au niveau de l'interaction tunnelier – sol – fondations profondes. L'outil numérique peut aider à la compréhension de la phénoménologie observée à l'échelle du modèle. Il doit aussi servir à la transposition de l'étude sur maquette au problème en vraie grandeur.

Annexes

A Sable Hostun 301
B Caractéristiques du bois de la paroi moulée modèle 302
C Jauge de déformation utilisée pour la paroi moulée 304
D Mesure de champ de déplacement par corrélation d'image numérique : principes de la méthode et calibration du dispositif 305
D.1 Objectifs 305
D.2 Calcul de l'incertitude 305
D.3 Source d'incertitudes 305

A Sable Hostun

HN 31

Fiche Technique Type

Composition chimique type

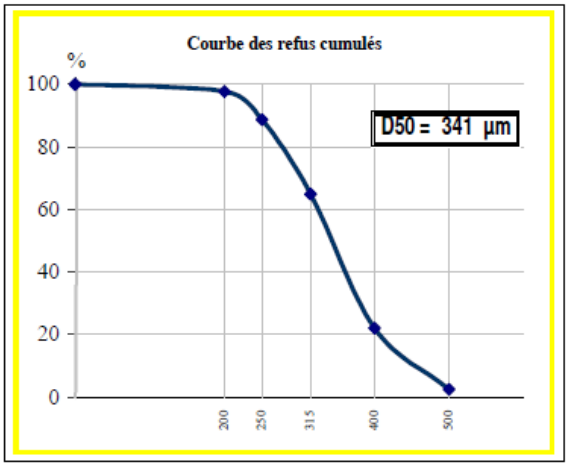
SiO_2	sup. à	98.76 %
Fe_2O_3	moy. à	0.080 %
Al_2O_3	moy. à	0.478 %
CaO	moy. à	0.047 %
K_2O	moy. à	0.389 %

Caractéristiques physiques types

densité réelle (Pycnomètre)	2.65
dureté (Mohs)	7
pH	# 7.5
densité apparente sable sec ("Prolabo")	1.5
perte au feu (à 1000°C)	0.09 %
résistance pyroscopique (SFC ISO R528) ...	1750 °C

GRANULOMETRIE MOYENNE STATISTIQUE

(% en masse - Valeurs indicatives)

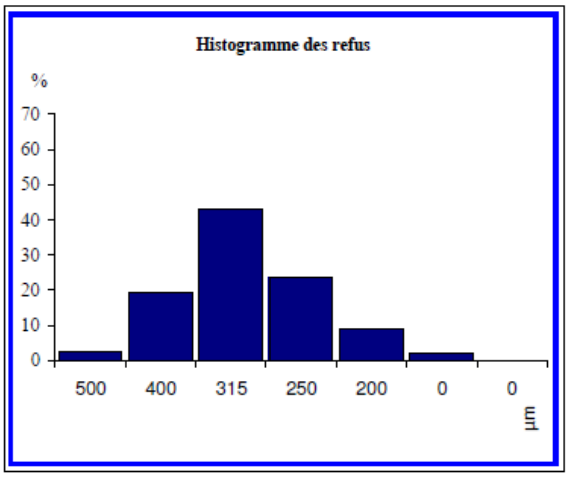


TAMISAGE AFNOR X.11-507

ouverture des mailles µm	refus cumulés %
> 500 µm	2.7
> 400 µm	22.1
> 315 µm	65.0
> 250 µm	88.8
> 200 µm	97.8
> 0 µm	100.0
> 0 µm	100.0

CORRESPONDANCE Série R20 ISO 565

ouverture des mailles µm	refus cumulés %
> 2000 µm	0.0
> 1400 µm	0.0
> 1000 µm	0.0
> 630 µm	0.0
> 500 µm	2.7
> 315 µm	65.0
> 250 µm	88.8
> 180 µm	98.9
> 125 µm	100.0
> 63 µm	100.0
passe	0.0



Classe µm	refus par tamis %
> 500 µm	2.7
500-400 µm	19.4
400-315 µm	42.9
315-250 µm	23.8
250-200 µm	9.0
Passant	2.2

Classe µm	refus par tamis %
> 2000 µm	0.0
2000-1400µm	0.0
1400-1000µm	0.0
1000 - 630µm	0.0
630 - 500 µm	2.7
500-315 µm	62.3
315 - 250 µm	23.8
250 - 180 µm	10.1
180 - 125 µm	1.1
125 - 63 µm	0.0
< 63 µm	0.0

SIBELCO FRANCE

Réf : 2013-1

SITE DE PRODUCTION d'HOSTUN
3 Les Merles
26730 HOSTUN
Tel : +33 (0)4 75 05 81 00 Fax : +33 (0)4 75 48 85 57

SIEGE SOCIAL ET DIRECTION COMMERCIALE
141 Avenue de CLICHY 75848 PARIS Cedex 17
Tel : +33 (0)1 53 76 82 00 Fax : +33 (0)1 42 25 32 23
site web : www.Sibelco.fr

B Caractéristiques du bois de la paroi moulée modèle

isoroy
PANNEAUX DE CORRÈZE

DECLARATION DES PERFORMANCES
DECLARATION OF PERFORMANCE

DoP nº 2.395.03.03

PANNEAUX DE CORREZE SAS

6 impasse de l'Empereur
19200 USSEL

France

Product type et Appellation Commerciale ***Commercial Appellation***	**Usage Prévu** ***Intended use***	**EVCP*** ***AVCP****	**Référence à l'organisme notifié** ***Notified Body reference***
Panneaux de Fibres (MDF) *Fiber Boards (MDF)* MEDIUM / ip+/ip ABYB1 ABYBB ABYB4 ABYBA ABYFB ABYB3 ABYBC	Construction en tant que composant non structurel utilisé en milieu sec *Building as a non structural component used in dry condition*	4	*Non applicable* *Not applicable*

* Système d'Evaluation et Vérification de la Constance des Performances selon l'annexe V du Règlement (UE) N° 305/2011
*** Assessment and Verification of Constancy of Performance system according to Annex V of Regulation (EU) N° 305/2011*

Performances déclarées / *Declared performance*

Caractéristiques essentielles ***Essential characteristics***		**Performance**							**Unité** ***Unit***	Spécification technique harmonisée *Harmonised technical specification*
Gamme d'épaisseur considérée *Thickness range considered*	☒	☒	☒	☒	☒	☒	☒	☒		EN 13986 : 2004 +A1 :2015
Epaisseur *Thickness*	>2.5 - 4	> 4 - 6	> 6 - 9	> 9 - 12	> 12 - 19	> 19 - 30	> 30 - 45	> 45	mm	
Résistance à la flexion *Bending Strength*	23	23	23	22	20	18	17	15	N/mm²	
Module d'élasticité en flexion *Modulus of Elasticity*	-	2700	2700	2500	2200	2100	1900	1700	N/mm²	
Cohésion interne *Internal bond*	0.65	0,65	0,65	0,60	0,55	0,55	0.50	0.50	N/mm²	
Gonflement en épaisseur 24h *Swelling in thickness*	35	30	17	15	12	10	8	6	%	
Dégagement de formaldéhyde *Release of formaldehyde*	E1	E1	E1	E1	E1	E1	E1	E1	-	

1

isoroy
PANNEAUX DE CORRÈZE

Caractéristiques essentielles *Essential characteristics*		Performance							Unité *Unit*	Spécification technique harmonisée *Harmonised technical specification*
Gamme d'épaisseur considérée *Thickness range considered*	☒	☒	☒	☒	☒	☒	☒	☒		
Epaisseur *Thickness*	>2.5 - 4	> 4 - 6	> 6 - 9	> 9 - 12	> 12 - 19	> 19 - 30	> 30 - 45	> 45	mm	
Réaction au feu *Reaction to fire*	NPD	NPD	NPD	D-s2, d0	D-s2, d0	D-s2, d0	D-s2, d0	D-s2, d0	-	
Perméabilité à la vapeur d'eau μ *Water vapour permeability μ*	Wet 12 Dry 20	Wet 12 Dry 20	Wet 12 Dry 20	Wet 12 Dry 20	Wet 12 Dry 20	Wet 12 Dry 20	Wet 12 Dry 20	Wet 12 Dry 20	-	
Isolation aux bruits (masse surfacique) *Airborne sound insulation (surface mass)*	NPD	NPD	NPD	NPD	NPD	NPD	NPD	NPD	-	
Absorption acoustique α *Sound absorption α*	NPD	NPD	NPD	NPD	NPD	NPD	NPD	NPD	-	
Conductivité thermique λ *Thermal conductivity λ*	0.10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	W/(m.K)	
Résistance et rigidité pour un usage structurel *Strength and stiffness for structural use*	NPD	NPD	NPD	NPD	NPD	NPD	NPD	NPD	-	EN 13986 : 2004 +A1 :2015
Résistance aux chocs pour une utilisation structurelle *Impact resistance for structural use*	NPD	NPD	NPD	NPD	NPD	NPD	NPD	NPD	-	
Résistance et la rigidité sous charge ponctuelle pour une utilisation structurelle Strength and stiffness under point load for structural use	NPD	NPD	NPD	NPD	NPD	NPD	NPD	NPD	-	
Durabilité mécanique *Mechanical durability*	NPD	NPD	NPD	NPD	NPD	NPD	NPD	NPD	-	
Durabilité biologique *Biological durability (Use Class)*	NPD	NPD	NPD	NPD	NPD	NPD	NPD	NPD	-	
Contenance en PCP *Content of pentachlorophenol*	< 5	< 5	< 5	< 5	< 5	< 5	< 5	< 5	ppm	

Notes: NPD = Pas de performance déclarée / *No Performance Declared*

La performance du produit identifié est conforme à la performance déclarée.

Cette déclaration de performance est établie sous la seule responsabilité du fabricant identifié ci-dessus.
The performance of the product identified is in conformity with the declared performance.
This declaration of performance is issued under the sole responsibility of the manufacturer identified above.

Signé par et au nom du fabricant par : Mocaër Philippe
Signed for and on behalf of the manufacturer by :
Mocaër P Président

Nom et fonction / *name and function*

Lieu et date / *Place and date of issue* (signature)
à Ussel le 23 octobre 2015

PANNEAUX DE CORREZE SAS
6 impasse de l'Empereur - CS 70126
F-19204 USSEL CEDEX
Tél : 05 55 46 37 77
N° SIRET 809 855 901 00017
APE 1621 Z
N° TVA FR 82 809 855 901

C Jauge de déformation utilisée pour la paroi moulée

20CBW

MICRO MEASUREMENTS
A VPG Brand

General Purpose Strain Gages—Linear Pattern

GAGE PATTERN DATA





actual size

GAGE DESIGNATION See Note 1, 3	RESISTANCE (OHMS) See Note 2	OPTIONS AVAILABLE See Note 3
N2A-XX-20CBW-120	120 ±0.2%	W, E, L, LE, **P**
N2A-XX-20CBW-350	350 ±0.2%	W, E, L, LE, **P**
EA-XX-20CBW-120	120 ±0.2%	W, E, L, LE, **P**
WA-XX-20CBW-120	350 ±0.4%	W*
WK-XX-20CBW-350	120 ±0.4%	**W*, SP35***
EP-XX-20CBW-120	350 ±0.2%	
SA-XX-20CBW-120	120 ±0.4%	
SK-XX-20CBW-350	350 ±0.4%	

DESCRIPTION

For use on concrete and for strain integration on large specimens.

GAGE DIMENSIONS

Legend
ES = Each Section
S = Section (S1 = Section 1)
CP = Complete Pattern
M = Matrix

inch
millimeter

Gage Length	Overall Length	Grid Width	Overall Width	Matrix Length	Matrix Width
2.000	2.250	0.188	0.188	2.46	0.32
50.80	57.15	4.78	4.78	62.5	8.1

GAGE SERIES DATA — See Gage Series datasheet for complete specifications

Series	Description	Strain Range	Temperature Range
N2A	Constantan foil gages with a thin, laminated, polyimide-film backing.	±3%	–100° to +200°F (–75° to +95°C)
EA	Constantan foil in combination with a tough, flexible, polyimide backing.	±5%	–100° to +350°F (–75° to +175°C)
WA	Fully encapsulated constantan gages with high-endurance leadwires.	±2%	–100° to +400°F (–75° to +205°)
WK	Fully encapsulated K-alloy gages with high-endurance leadwires.	±1.5%	–452° to +550°F (–269° to +290°C)
EP	Annealed constantan foil with tough, high-elongation polyimide backing.	±20%	–100° to +400°F (–75° to +205°C)
SA	Fully encapsulated constantan gages with solder dots.	±2%	–100° to +400°F (–75° to +205°C)
SK	Fully encapsulated K-alloy gages with solder dots.	±1.5%	–452° to +450°F (–269° to +230°C)

Note 1: Insert desired S-T-C number in spaces marked XX.

Note 2: Tolerance is increased when Option W, E, SE, LE, P, or SP35 is specified.

Note 3: Products with designations and options shown in **bold** are not RoHS compliant.

*Options available but not normally recommended. See Optional Features datasheet for details.

D Mesure de champ de déplacement par corrélation d'images numériques : principes de la méthode et calibration du dispositif

D.1 Objectifs

L'évolution des mouvements de la surface de sol a rarement été étudiée en 3 dimensions. Dans le cadre d'essai sur le comportement de matériaux granulaire, la corrélation d'images numériques a, souvent, été utilisée pour étudier le comportement interne du sol dans le cadre d'essais en déformations planes.

Dans notre situation, la corrélation d'images numériques permet de suivre les mouvements de la surface du sol dans les trois dimensions. L'utilisation de la technique d'analyse des photos est très favorable pour identifier les déplacements et est particulièrement bien adaptée pour obtenir des résultats lors de modélisations expérimentales sur modèle réduit. Cependant, sa performance ainsi que la précision de mesure et les incertitudes liées aux milieux granulaires et à la taille de la maquette doivent être vérifiées et validées. Ce dernier point correspond à l'un des objectifs de ce travail de thèse.

Ces dernières années, l'identification du comportement mécanique des matériaux et des structures par la technique de corrélation d'images s'est développé rapidement. Les techniques classiques, physiques, utilisant des jauges, des extensomètres, et autres capteurs de déplacement sont petit à petit remplacées ou complétées par la technique de DIC (Digital image corrélation).

D'une part, les techniques classiques restent ponctuelles et nécessitent un contact avec la surface de mesure qui risque d'altérer le ou les phénomènes à observer. D'autre part, la technique DIC présente de grands avantages tels que l'absence de contact, une résolution spatiale potentiellement élevée, et l'obtention d'une ≪mesure de champs≫. La capacité de suivre les mouvements 3D de la surface du sol donne à la corrélation d'images un incroyable potentiel expérimental. Cependant cette technologie n'ayant jamais été utilisée dans notre situation, avant toute chose, un des objectifs de notre recherche est vérifier si ce dispositif est utilisable et la véracité de ses résultats.

D.2 Calcul de l'incertitude

Cette technologie très prometteuse permettrait de démultiplier le nombre de points de mesures et d'observer les mouvements de sol ainsi que les faciès de rupture. La connaissance des mouvements relatifs de la surface du sol est un moyen de comprendre et d'appréhender les dommages aux structures en mettant en place des mesures de protection adaptées aux mouvements du sol. Toutefois, si les mesures sont trop incertaines, il nous sera impossible d'apprécier l'ampleur des phénomènes. C'est pourquoi nous avons fait une batterie de mesures couplées avec des points de mesures physiques pour essayer d'évaluer la sensibilité et la précision des mesures réalisées avec notre matériel de corrélation d'images numériques.

La problématique de cette thèse n'est pas de développer un logiciel de corrélation d'images numériques, ni même d'améliorer un existant. L'interrogation était de savoir, si le suivi avec « précision » du déplacement de la surface d'un massif de sol reconstitué en sable est possible à l'aide des caméras disponibles au laboratoire et avec le logiciel VIC-3D.

D.3 Source d'incertitudes

Les erreurs de mesures de déplacements par corrélation d'image numériques peuvent provenir de sources différentes. On les divisera en deux catégories, les performances du matériel, la précision des prises de vues et les conditions de travail d'une part et le logiciel et ses algorithmes de traitement d'autre part.

La Table D-1 représente les éléments de ces deux catégories

Matériel et conditions de travail	*Cameras* 1. La résolution spatiale : une grandeur caractéristique est la taille d'un pixel projeté sur la surface 2. La dynamique : les images peuvent être codées sur 8 bits, 12 bits ou plus 3. Le bruit de numérisation *Erreurs liées au calibrage* *Environnement de l'essai* 1. Température 2. Variation de lumière 3. Vibration *Qualité du mouchetis*
Post-traitement	*Choix des paramètres de calcul* 1. La taille des imagettes (ZOI) 2. Le décalage entre les zones d'étude consécutives *Algorithme de traitement*

Table D-1 Synthèse des incertitudes dans le cas de mesures par DIC

De plus, pour observer la cuvette de tassement sur 2.7m de large, nous avons dû d'utiliser deux paires de cameras afin d'élargir notre champ de mesure. Malheureusement, comme l'on souhaitait avoir une précision de l'ordre du 1/10 de mm, avec le matériel disponible, nous avons dû réduire notre zone de mesure à une zone d'environ 0.6m par 0.6m. Dans ces conditions un pixel mesure environ 0.3mm dans le plan de mesure et un mouchetis de l'ordre de 1.5mm était nécessaire. La taille de notre zone d'intérêt étant relativement grande par rapport aux possibilités du matériel, nous avons dû faire des compromis entre la précision et la zone d'étude pour espérer avoir des données exploitables.

D.3-1 Suivi de Marqueur

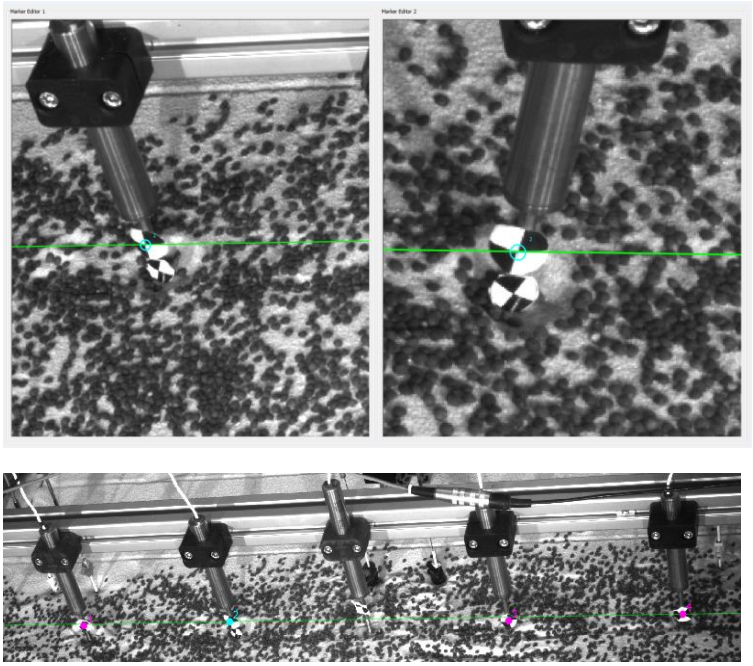


Figure D-1 Identification des marqueurs

Dans un premier temps, avant de procéder à l'analyse des mouvements de la surface du sol, nous avons commencé par vérifier la correspondance des résultats entre les mesures physiques (LVDT) et les données obtenues par le suivi de marqueur. Des cibles ont été positionné sur les palpeurs des LVDT (Figure D-1) afin de pouvoir comparer le déplacement de la cible par le suivi du marqueur et le déplacement du LVDT par le système d'acquisition. Ce déplacement de la cible et du palpeur du LVDT en fonction de l'avancement du tunnelier est illustré Figure D-2. Pour l'essai TW1S2, les tendances sont similaires, mais il apparaît une dérive du suivi de marqueurs avec plus de 35% d'erreurs. Cependant remarquons que les tassements relatifs entre les marqueurs et LVDT sont identiques. En revanche pour l'essai TW2S1, on retrouve un déplacement identique entre les marqueurs et les LVDTs. Preuve que le suivi de marqueurs peut fonctionner à condition que les paramètres d'ambiance et de conditions de travail soient rigoureusement identiques tout au long de l'essai. Dans le cadre de nos essais, garder ces conditions stables pendant 5h30 reste cependant assez difficile.

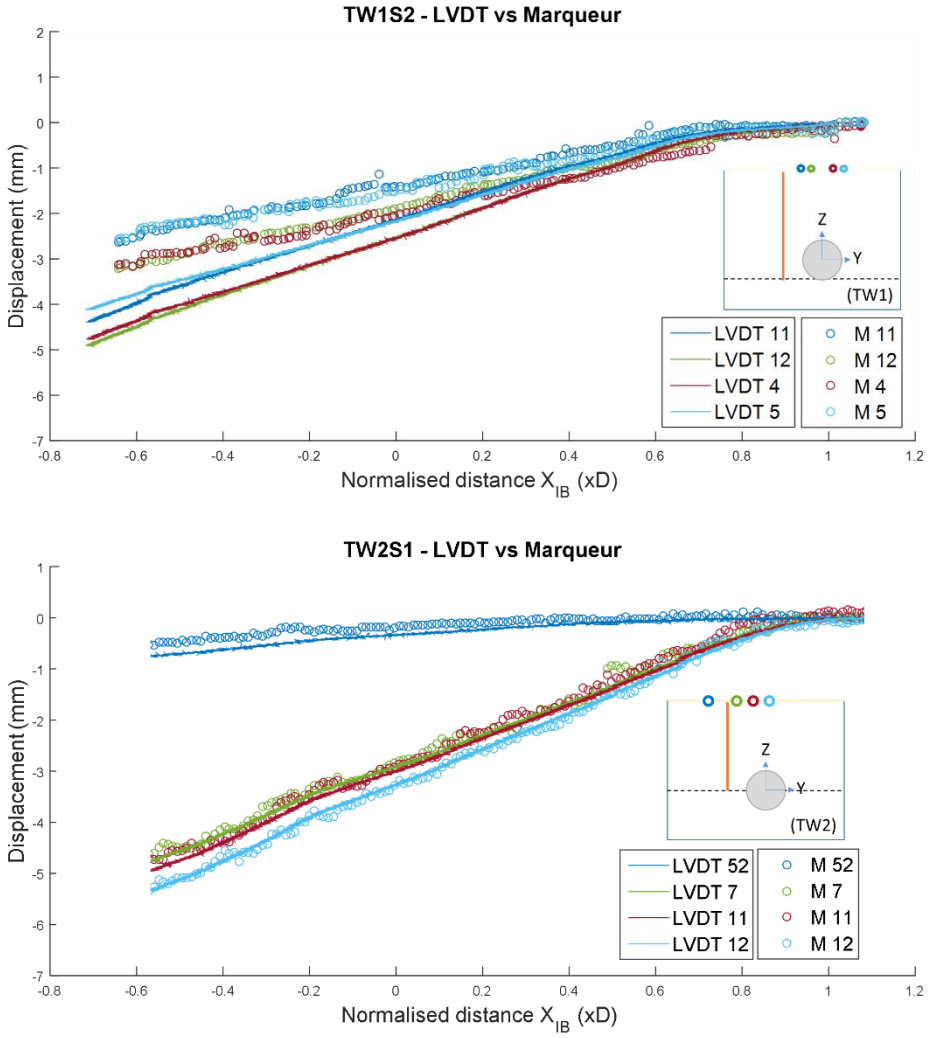


Figure D-2 Comparaison des mesures physiques (LVDT) et du suivi de marqueurs

D.3-2 Champs de mesure

Avant chaque essai afin de vérifier que la calibration a été correctement effectuée, nous effectuons un essai de bruit. La capture d'un certain nombre d'images est réalisée et une analyse est lancée préalablement à l'essai de creusement. La surface du sol étant complètement immobile, la corrélation d'images numériques devrait calculer et retrouver des déplacements de surface nuls. Or comme nous le montre la Figure D-3, on observe une dérive, un déplacement fictif de ±0.05mm qui équivaut au bruit de calcul de la corrélation d'images numériques. Ce bruit est d'autant plus difficile à éliminer que ses sources peuvent être multiples ; il peut venir des conditions de l'essai comme une variation de la luminosité comme il peut provenir d'erreur de calcul due à la taille des imagettes et du pas de calcul. Toutefois ce bruit est relativement faible et peut être considéré comme acceptable.

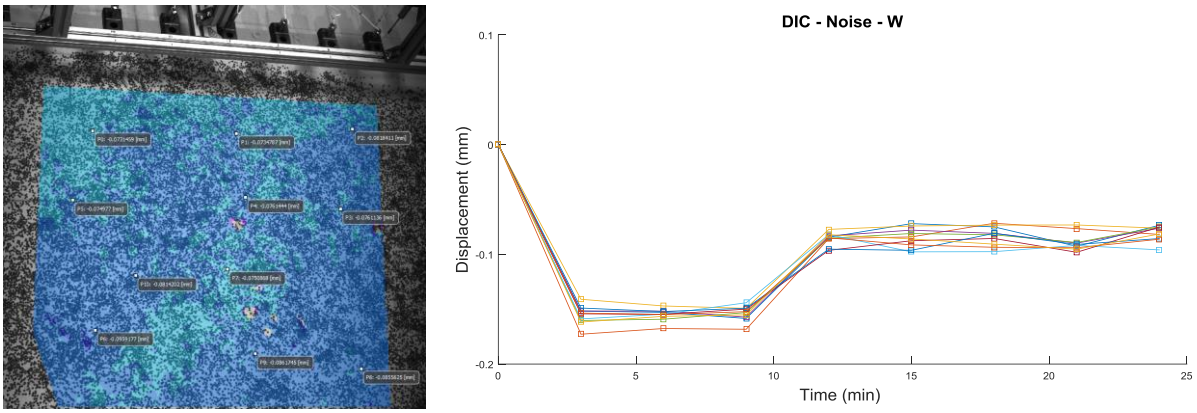


Figure D-3 Réalisation d'un essai de bruit lors de l'analyse de déplacement par DIC

D.3-4 Jonction des images

Hormis les algorithmes de calculs, nous pouvons contrôler et optimiser les conditions de travail lors de l'acquisition des images pour augmenter la précision. Une autre source d'erreur et d'incertitude peut venir de la jonction des données issues des images des deux paires de caméras (Figure IV-37). Dans notre cas, le logiciel utilisé, VIC-3D, ne permet pas la mise en place d'un repère commun aux deux images. Nous sommes donc obligés de définir manuellement un repère identique et commun aux deux zones d'études. La faible précision pour le positionnement du repère devient donc une source d'erreur potentielle. De plus, comme l'illustre la Figure D-4, le positionnement du repère ne peux se faire que dans la zone de corrélation, ce qui complique la tâche. Des marqueurs physiques doivent être ajouté et sans perturber les mesures, ils permettront de définir le repère commun aux deux paires de caméras. Théoriquement un pixel représente 0.3mm, une erreur de trois ou quatre pixels est vite arrivée ce qui représente tout de même un décalage de 0.9mm. Cependant, il faut garder à l'esprit qu'il s'agit là d'un problème de logiciel et non de capacité du système de corrélation d'images. Ce problème pourra à l'avenir être remédié.

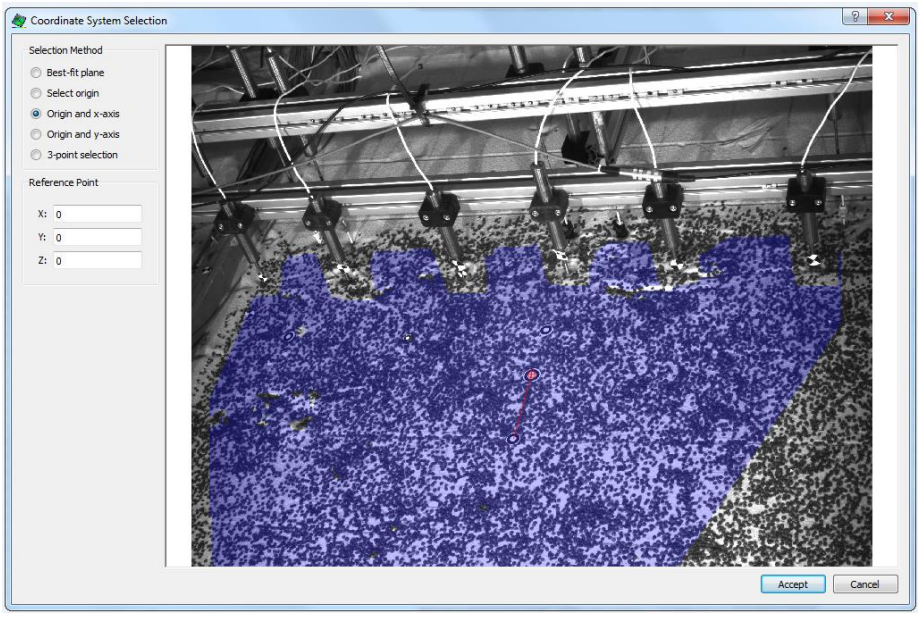


Figure D-4 Fenêtre de définition du système de coordonnées

Bibliographie

AFTES GT4R3F1, 2000, Choix des techniques d'excavation mécanisée. Recommandations, Revue TOS, N°157, pp. 7-31.

Adachi T., Tamura T., Yashima A., 1985, Behavior and simulation of sandy ground tunnel, Proc. 11th Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, (2), 709-712.

Anagnostou G., 2012, The contribution of horizontal arching to tunnel face stability, Geotechnik, 35 (Heft 1), pp. 34–44.

Anagnostou G., Kovari K., 1996, Face stability conditions with earth pressure balanced shields, Tunnelling and Underground Space Technology, 11 (2), pp. 165–173.

Attewell P. B., 1977, Ground movements caused by tunnelling in soil, Proceedings of Int. Conf. on Large ground movements caused by tunnelling in soil, Cardiff, pp 812 – 948.

Attewell P. B., Yeates J., et Selby A. R., 1986, Soil movements induced by tunnelling and their effects on pipelines and structures, Methuen, Inc., New York, NY.

Attewell P., Woodman J., 1982, Predicting the dynamics of ground settlement and its derivitives caused by tunnelling in soil, Ground Engineering, 15.

Bai Y., Yang Z., Jiang Z., 2014, Key protection techniques adopted and analysis of influence on adjacent buildings due to the Bund Tunnel construction, Tunnelling and Underground Space Technology, Elsevier, 41, 24.

Balachowski L., Dembicki E., 2002, Une étude des pieux fonçés dans une chambre d'étalonnage, Journées Nationales de la Géologie et de la Géotechnique, Nancy, France.

Bel J., Branque D., Wong H., Viggiani G., Losacco N., 2015, Experimental study on a 1g reduced scale model of TBM: impact of tunnelling on piled structures, Geotechnical Engineering for infrastructure et Development, pp. 413-418.

Bel J., Branque D., Wong H., Viggiani G., Losacco N., 2016a, January. Impact of tunneling on pile structures above the tunnel: Experimental study on a 1g reduced scale model of TBM. In ITA-AITES World Tunnel Congress 2016, Vol. 4, pp. 3219-3229.

Bel J., Branque D., Wong H., Viggiani G., Losacco N., 2016b. Impact of tunnelling on neighbouring piles: Experimental study on 1g reduced scale model of TBM, 3rd European Conference on Physical Modelling in Geotechnics. EUROFUGE 2016, 3rd European conference on Physical Modelling in Geotechnics, Nantes, France.

Bel J., Branque D., Wong H., Viggiani G., Losacco N., 2016c, Impact du creusement d'un tunnel sur des fondations profondes : étude sur modèle réduit de tunnelier EPB, Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur, Nancy, France.

Bernat S., 1996, Modélisation du creusement d'un tunnel en terrain meuble qualification sur chantier expérimental, Thèse de Doctorat de l'Ecole Centrale de Lyon.

Berthoz N., Branque D., Subrin D., Wong H., 2013, Stress measurement in partially saturated soils and its application to physical modeling of tunnel excavation, Canadian Geotechnical Journal, 50, pp. 1077-1087

Berthoz N., Branque D., Wong H., Généreux G., Subrin D., Humbert E., 2011. Tunneling of stratified soft ground: experimental study on 1g reduced scale model, Proceedings of the 7th international symposium on geotechnical aspects of underground construction in soft ground, Roma, Italy.

Berthoz, N., 2012. Modélisation physique et théorique du creusement pressurisé des tunnels en terrains meubles homogènes et stratifiés, Phd thesis, Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat, France.

Berthoz, N., Branque, D., Subrin, D., Wong, H., & Humbert, E., 2012. Face failure in homogeneous and stratified soft ground: Theoretical and experimental approaches on 1g EPBS reduced scale model. Tunnelling and Underground Space Technology, 30, pp. 25-37.

Bezuijen A., Van Der Schrier J., 1994. The influence of a bored tunnel on pile foundations, Centrifuge 94, pp. 681-686.

Bilotta E., Taylor R., 2005, Centrifuge modelling of tunnelling close to a diaphragm wall, International Journal of Physical Modelling in Geotechnics, Thomas Telford Ltd-ICE Virtual Library, 5, pp. 27-41.

Bilotta E., 2008, Use of diaphragm walls to mitigate ground movements induced by tunnelling, Géotechnique, 58, 143.

Bilotta E., Stallebrass S. E., 2009, Prediction of stresses and strains around model tunnels with adjacent embedded, walls in overconsolidated clay, Computers and Geotechnics, Elsevier, 36, pp. 1049-1057.

Bilotta E., Russo G., 2010, Use of a line of piles to prevent damages induced by tunnel excavation, Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, American Society of Civil Engineers, 137, pp. 254-262.

Bolton M.D., Lu Y.C., Chin C.Y., 1994, Compensation grouting. In: Proceedings of the Centrifuge'94 Conference, Singapore, pp. 719–724.

Boonsiri I., Takemura J., 2015, Observation of Ground Movement with Existing Pile Groups Due to Tunneling in Sand Using Centrifuge, Modelling Geotechnical and Geological Engineering, Springer, 33, pp.621-640.

Branque D., Boutin C., 2002, Rapport de synthèse des essais sur modèle réduit de tunnelier à pression de terre – projet National Eupalinos 2000.

Branque D, Doan V. H., Boutin C., 2006, Earth pressure balanced shield method: experimental study on a large reduced scale model, Proceedings of the 6th International Conference on Physical Modeling in Geotechnics, Hong Kong, pp. 1145-1150.

Branque D., Boutin C., 2002, Contrôle du confinement à pression de terre – Etude sur modèle réduit de laboratoire : essai de creusement sur massif de sol à faible cohésion, Projet National EUPALINOS 2000, rapport de synthèse, N°64-2001-B1.

Branque D., Boutin C., Doan V.H., 2007. Stress-strain soil behavior during tunnelling in soft ground: Experimental study on lg-earth pressure balanced shield model. Proceedings of the 33rd ITA-AITES World Tunnel Con-gress-Underground Space--The 4th Dimension of Metropolises, WTC2007. Toronto, Canada, 1125-1131.

Brémand F., 2011, Mesures en mécanique par méthodes optiques, Techniques de l'ingénieur.

Broere, W., 2001, Tunnel Face Stability and New CPT Applications, Ph.D. thesis, Delft University Press, Netherlands.

Bucky P. B., 1931, Use of models for the study of mining problems, American Institute of Mining and Metallurgical Engineers, Incorporated.

Burland J. B., 1995, Piles as settlement reducers. 18th Italian Cong. Soil Mech., Pavia.

Burland J. B., Broms B. B., De Mello V. F. B., 1977, Behaviour of foundations and structures. Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng, Tokyo 2, pp. 495-546.

Cairncross A.M., 1973, Deformations around Model Tunnels in Stiff Clay. Ph.D. thesis. Cambridge University Engineering Department, UK.

Chambon P., 1990, Etudes sur modèles réduits centrifugés ; application aux tunnels à faible profondeur en terrain meuble pulvérulent. Thèse de doctorat de l'Université de Nantes.

Chambon P., Corté J.F., 1989, Stabilité du front de taille d'un tunnel faiblement enterré: modélisation en centrifugeuse. Proceedings of the Int. Conf. Tunnelling and Microtunnelling in Soft Ground: from field to theory, Paris, pp. 307-315, presses ENPC.

Chambon P., Corte J.F., 1990, Stabilité du front de taille d'un tunnel dans un milieu frottant : approche cinématique en calcul à la rupture, Revue Française de Géotechnique, vol. 51, pp. 51-59.

Chambon P., Corté J.F., 1991, Etude sur modèles réduits centrifugés : application aux tunnels à faible profondeur en terrain meuble pulvérulent. Collection études et recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées, série Géotechnique, GT 48.

Chambon P., Corte J.F., Garnier J., 1991. Face stability of shallow tunnels in granular soils. Proceedings of an International Conference on Centrifuge. A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 99–105.

Chang C. T., Wang J. J., Chen Y. W., 1999, Factors influencing the ground loss due to tunnels driven by EPB shield. In : Proceedings of the International Symposium on Geotechnical aspects of underground construction in soft ground, Tokyo, Japan. pp. 19-21.

Chapeau C., 1991, « Auscultation du sol pendant le creusement », Revue Tunnels et Ouvrages Souterrains, n°107, pp 235 – 245.

Chen L., Poulos H., Loganathan N., 1999, Pile Responses Caused by Tunneling, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 3, pp. 207-215.

Chen R. P., Li Jun, Kong L. G., 2013, Experimental study on face instability of shield tunnel in sand. Tunnelling et Underground Space Technology, vol. 33, pp. 12-21.

Chen X., Liu Y., Cao W., He Z., 1998, Protection for the former observatory during construction of the Yan An Dong Lu Tunnel Tunnels and Metropolises, Balkema Rotterdamml, 2, pp. 1083-1088.

Clough G.W, Sweeney B.P., Finno R.J. 1983, Mesured soil reponse to EPB shield tunneling, Journal of Geotechnical Engineering, vol. 109, n°2, pp. 131-149.

Clough G. W., Schmidt B., 1981, Design and performance of excavations and tunnels in soft clay, Soft clay Engineering, Brand and Brenner Eds, Elsevier, chap 8, pp .569 – 631.

Cording E.J., Hansmire W.H, 1977, Les déplacements autour des tunnels en terrain tendre. Tunnel and Ouvrages Souterrains, n° 23, pp. 221-225.

Cording E. J. 1977, Displacements around soft ground tunnels, In: 5th Pan American Congress on Soil Mechanics and Foundations Engineering, General Report-Session IV, Buenos Aires, pp. 571-632.

Coutts D., Wang J., 2000, Monitoring of reinforced concrete piles under horizontal and vertical loads due to tunneling, Tunnels and Underground Structures, Balkema, London, pp. 514-546.

Demay B., 2016, Tunnels et Espace souterrain n°253, AFTES.

Di Mariano A., Gesto J., Gens A., Schwarz H., 2007, Ground deformation and mitigating measures associated with the excavation of a new Metro line Proc. XIV European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ECSMGE, pp. 1901-1906.

Dias D., Kastner R., 2013, Movements caused by the excavation of tunnels using face pressurized shields—analysis of monitoring and numerical modeling results. Engineering Geology, 152(1), pp. 17-25.

Doan H.V., 2007, Creusement des tunnels en terrain meuble : étude expérimentale sur modèle réduit de tunnelier à pression de terre en sol cohérent frottant, thèse de doctorat de l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, France.

Doanh T., Ibraim, E., Matiotti R., 1997, Undrained instability of very loose hostun sand in triaxial compression and extension. part 1: experimental observations. Mechanics of cohesive- frictional materials. vol. 2, pp. 47-70.

Dudouit F., Burger W., 2010, Hallandsås Tunnels Project - A technical challenge, Tunnelset espaces souterrains, AFTES, 220, pp. 295-305.

Emeriault F., Kastner R., Vanoudheusden E., 2008, Movements Induced by Tunneling with an Epb Machine in over Consolidated Soils: Compans Monitoring Section of Toulouse Subway Line B, Missouri University of Science and Technology.

Fantera L., Rampello S., Masini L., 2016, A mitigation technique to reduce ground settlements induced by tunnelling using diaphragm walls. Procedia Engineering, 158, pp. 254-259.

Foray P., Balachowski L., Colliat J. L., 1998, Bearing capacity of model piles driven into dense overconsolidated sands. Canadian Geotechnical Journal, 35(2), pp. 374-385.

Forth R., Thorley C., 1996, Hong Kong island line-predictions and performance, Proc. Int. Symp. on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, pp. 677-682.

Garnier J., 2001, Modèles physiques et géotechniques : Evolution des techniques expérimentales et des domaines d'application. Revue Française de géotechnique, n°97, pp. 3-29.

Gay O., Boutonnier L., Flavigny E., Foray P., 2003, Laboratory characterization of Hostun RF sand at very low confining stresses, Deformation Characteristics of Geomaterials, Ed Taylor & Francis, pp 423-430.

Greenwood J.D., 2003, Three-dimensional analysis of surface settlement in soft ground tunneling, Master Engineering in Civil and Environmental Engineering, University of Minnesota, USA.

Hanya T., 1977, Ground movements due to construction of shield-driven tunnel. In : Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Tokyo. pp. 759-789.

Harris, D., 2001, Protective measures, Building response to tunnelling. Case studies from construction of the Jubilee Line extension, pp. 135-168.

Hashimoto T., Hayakawa K., Mizuhara K., Konda T., 2000, Investigation on successive settlement due to shield tunneling. In: Geotechnical aspects of underground construction in soft ground, Tokyo, pp. 233-238.

Hergarden H., Van der Poel J., Van der Schrier J., 1996, Ground movements due to tunnelling: Influence on pile foundations, Proc. of the Int. Symp. on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground. London: AA Balkema, pp.519-524

Jacobsz S. W., Standing J. R., Mair R. J., Soga K., Hagiwara T., Sugiyama, T., 2001, The effects of tunneling near single driven piles in dry sand. In Proceedings of the regional conference on geotechnical aspects of Underground Construction in Soft Ground, pp. 29-35.

Jacobsz S., Standing J., Mair R., Hagiwara T., Sugiyama T., 2004, Centrifuge modelling of tunnelling near driven piles, Soils and foundations, 44, pp. 49-56.

Jacobsz S., Bowers K., Moss N., Zanardo G., 2006, The effects of tunnelling on piled structures on the CTRL, Geotechnical Aspects of underground Construction in Soft Ground The proceedings of the 5th International Conference of TC28 of the ISSMGE, Netherlands, 5, pp. 115-121.

Jancsecz S, Krause R, Langmaack L, 1999, Advantages of soil Conditioning in shield tunneling: Experiences of LRTS Izmir, ITA 1999, Oslo, pp. 865.

Jancsecz S., Steiner W., 1994, Face support for a large mix-shield in heterogeneous ground conditions. In: Proceeding of the 7th International Symposium on Tunneling, Taylor and Francis, London, pp. 531–550.

Jongpradist P., Kaewsri T., Sawatparnich A., Suwansawat S., Youwai S., Kongkitkul W., Sunitsakul J., 2013, Development of tunneling influence zones for adjacent pile foundations by numerical analyses; Tunnelling and Underground Space Technology, 34, pp. 96-109

Kaalberg F., Lengkeek H., Teunissen E., 1999, Evaluatie van de meetresulaten van het proefpalenprojek ter plaatse van de tweede Heinenoordtunnel, Adviedbureau Noord/Zuidlijn Report,

Kaalberg F., Teunissen E., Van Tol A., Bosch J., 2005, Dutch research on the impact of shield tunnelling on pile foundations, Geotechnical Aspects of underground Construction in Soft Ground The proceedings of the 5th International Conference of TC28 of the ISSMGE, Netherlands, 5, pp. 123-131.

Kamata H., Masimo H., 2003, Centrifuge model test of tunnel face reinforcement by bolting. Tunnelling and Underground Space Technology,18 (2), pp. 205.

Kanayasu S., Yamamoto Y., Kitahara Y., 1994, Stability of excavation face in earth pressure balance shield. International Symposium on Underground Construction in Soft Ground, New Dheli, India, pp. 265–268.

Katzenbach R., Leppla S., Vogler M., Seip M., Kurze S., 2013, Soil-Structure-Interaction of Tunnels and Superstructures during Construction and Service Time, 11th International Conference on Modern Building Materials, Structures and Techniques, Procedia Engineering, vol57, pp 35-44.

Kerisel J., 1972, Le langage des modèles. Proceedings of the 5th ECSMFE, Madrid, vol 2, pp. 9-30.

König, D., Güttler, U., & Jessberger, H. L., 1991, Stress Redistribution during Tunnel and Shaft Construction. Centrifuge 1991, 129-135.

Kurosawa S., 1981, Earth pressure balanced shield tunneling. Journal of the Construction Division, ASCE, vol 107, n° CO4, pp. 609.

Kurosawa S., 1984, Up-to-date state of the art of japanese shield. The Section Creteria of Slurry Shield and Earth Pressure Balanced Shield. In "Le creusement des tunnels en terrains meubles et aquifères", edited by Roterdam : Balkema, pp. 9-13.

Langhaar H., 1951, Dimensional analysis and theory of models. John Wiley, New York.

Langmaack L., 2000, Advanced technology of Soil Conditioning in EPB Shield Tunnelling, MBT publication.

Lee R. G., Turner A. J., Whitworth, L. J., 1994, "Deformations caused by tunnelling beneath a piled structure." Proc., 13th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Balkema, Leiden, Netherlands, pp. 873–878.

Lee C.J., Wu B.R., Chen H.T., Chiang K.H., 2006. Tunnel stability and arching effects during tunneling in soft clay soil, Tunneling and Undergound Space Technology, vol. 21, n°2, pp. 119-131.

Lee C., Chiang, K., 2007, Responses of single piles to tunneling-induced soil movements in sandy ground, Revue canadienne de géotechnique, 44, pp. 1224-1241.

Lee C., Jacobsz S., 2006, The influence of tunnelling on adjacent piled foundations, Tunnelling and Underground Space Technology, 21, pp. 430 - 452

Lee G., Ng C., 2005, Effects of advancing open face tunneling on an existing loaded pile, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, American Society of Civil Engineers, 131, pp. 193-201.

Lee K. M., Ji H. W., Shrn C. K., 2000, A case study of ground control mechanisms of EPB shield tunnelling in soft clay. Geotechnical aspects of underground construction in soft ground.

Lee Y., Bassett R., 2006, Influence zones for 2D pile-soil-tunnelling interaction based on model test and numerical analysis, Tunnelling and Underground Space Technology, 22, pp. 325-342.

Lee Y., Yoo C., 2006, Behaviour of a Bored Tunnel adjacent to a Line of Loaded Piles, Tunnelling and Underground Space Technology; 21, pp. 370

Litwiniszyn J., 1956, Application of the equation of stochastic processes to mechanics of loose bodies, In archiwum Mechaniki Stosowanej, vol. 8, pp. 396-411.

Loganathan N., Poulos H. G., 1998, Analytical prediction for tunneling-induced ground movements in clays. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 124(9), pp. 846-856.

Loganathan N., Poulos H., Stewart D., 2000, Centrifuge model testing of tunnelling-induced ground and pile deformations, Geotechnique, Thomas Telford Ltd, 50, pp. 283-294

Losacco N., Viggiani G. M., Branque D. 2014. Modellazione numerica dello scavo meccanizzato di gallerie con il metodo ALE. Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica, IARG.

Losacco N., Viggiani G. M., Bel J., Branque D., 2015. Analisi numerica con approccio ale di un modello fisico di scudo EPB. Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica, Cagliari, IARG.

Mair R.J., 2008, Tunnelling and geotechnics: new horizons. Géotechnique, vol 58, n°9, pp. 695-736.

Mair R.J., Taylor R.N., 1997, Bored tunnelling in the urban environment. Proceedings of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Balkema, Rotterdam, pp. 2353–2385.

Mair R., Hight D., 1994, Compensation grouting, World tunnelling and subsurface excavation,7

Mair R., Gunn M., O'Reilly, M., 1982, Ground movement around shallow tunnels in soft clay, Tunnels & Tunnelling International, 14

Mair R., Taylor R., Bracegirdle, A., 1993, Subsurface settlement profiles above tunnels in clays, Geotechnique, 43-2, pp. 315-320

Mair R.J., 1979, Centrifugal Modelling of Tunnel Construction in Soft Clay. Ph.D. Thesis. Cambridge University Engineering Department, UK.

Mandel J., 1962, Essais sur modèle réduits en mécanique des terrain - Etude des conditions de similitude, Revue d'industrie minérale, n°9, pp. 611-620.

Marshall A., 2009, Tunnelling in sand and its effect on pipelines and piles, London: University of Cambridge, London: University of Cambridge

Marshall A., Mair R., 2011, Tunneling beneath driven or jacked end-bearing piles in sand, Revue canadienne de géotechnique, 48, pp. 1757-1771

Martin F., Saïtta A. 2006. Mécanique des roches et travaux souterrains, cours et exercices corrigés. Notes de cours disponibles sur internet.

Masini L., Rampello S., Soga, K., 2014, An Approach to Evaluate the Efficiency of Compensation Grouting, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering, American Society of Civil Engineers, pp. 140

Matsushita H., 1979, Earth pressure balanced shield method – A newly developed tunneling method for loose subaqueous sandy soil. Proceeding of Rapid Excavation and Tunneling Conference, Atlanta, New Yord, pp. 521-529.

Meguid M.A., Saada O., Nunes M.A., Mattar J., 2008, Physical modeling of tunnels in soft ground: A review. Funnelling and Underground Space Technology, vol. 23, pp. 185-198.

Meguid M., Mattar J., 2009, Investigation of Tunnel-Soil-Pile Interaction in Cohesive Soils; Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 135, pp. 973-979

Messerli J., Pimentel E., Anagnostou, G., 2010, Experimental study into tunnel face collapse in sand, Proceedings of the 7th International Conference in Physical Modelling in Geotechnics, Zurich, Switzerland

Meyerhof G.G., 1976, Bearing capacity and settlement of pile foundations, ASCE J Geotech Eng Div, vol. 102, no. 3, pp. 195-228.

Möller S.C., Vermeer P.A., 2008, On numerical simulation of tunnel installation. Tunnelling and Underground Space Technology, vol. 23, pp. 461-475.

Morton J., King K., 1979, Effects of tunnelling on the bearing capacity and settlement of piled foundations, In proceedings of the Second International SympIn pr: Tunnelling '79, pp. 57-68

Mroueh M., Shahrour I. 1999, Three-dimensional analysis of the interaction between tunneling and pile foundations, In: Proceedings of the 7th International Conference on Numerical Models in Geomechanics – NUMOG VII, Graz, Balkema, pp. 397-402

Mroueh H., Shahrour, I., 2002, Three-dimensional finite element analysis of the interaction between tunneling and pile foundations, International journal for numerical and analytical methods in geomechanics, 26, pp. 217-230

New B.M., Bowers K., 1994. Ground movement model validation at the Heathrow Express trial tunnel. In Tunnelling '94. London.

Ng C. W. W., Van Laak P. A., Tang W. H., Li X. S., Zhang L. M., 2001. The Hong Kong geotechnical centrifuge. Proc. 3rd Int. Conf. Soft Soil Engineering, pp. 225-230.

Ng C. W. W., Van Laak P. A., Tang W. H., Liu S. H., 2002. Development of a four-axis robotic manipulator for centrifuge modeling at HKUST. Proc. Int. Conf. Physical Modelling in Geotechnics, St. John's Newfoundland, Canada, pp. 71-76.

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, 35, pp. 189-199

Nikiforova N. S., Vnukov D. A., 2012. Geotechnical cut-off diaphragms for built-up area protection in urban underground development. In Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, 7th International Symposium. CRC Press-Taylor & Francis Group, Boca Raton, pp. 927-932

Nomoto T., Imamura S., Hagiwara T.,1999, Shield tunnel construction in centrifuge. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, vol. 125, no 4, pp. 289-300.

Ollier C., 1997, Étude expérimentale de l'interaction sol–machine lors du creusement d'un tunnel peu profond par un tunnelier à pression de boue. Thèse de Doctorat. INSA de Lyon, 323 p.

OReilly M. P., New B. M., 1982, « Settlements above tunnels in the UK, their magnitude and prediction», Proceedings of Tunneling"82, pp. 173 – 181.

O'Neil M. W., Reese L. C., 1999, Drilled shafts: Construction procedures and design methods

Ong C., Leung C., Yong K.Y, Chow, Y., 2007, Performance of pile due to tunneling-induced soil movements, Underground Space the 4th Dimension of Metropolises

Orr T.L.L., 1976. The Behavior of Lined and Unlined Model Tunnel in Stiff Clay. Ph.D. thesis. Cambridge University Engineering Department, UK.

Ou C.Y., Hwang R. N., Lai W.J., 1998, Surface settlement during shield tunnelling at CH218 in Taipei. Canadian Geotechnical Journal, vol. 35, n°1, pp. 159-168.

Paikowsky S.G., Tien H.S., Rolwes L.E., 2010, Observing and measuring arching in ideal and natural granular materials. Proceedings of the 7th International Conference in Physical Modelling in Geotechnics, Zurich, Switzerland.

Pang C. H., Yong K. Y., Chow Y. K., Wang J., 2005, "The response of pile foundations subjected to shield tunnelling." Proc., 5th Int. Symp. on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Balkema, Leiden, Netherlands, pp. 737–743.

Pang, C. H., 2006, "The effects of tunnel construction on nearby pile foundation." Ph.D. thesis, National Univ. of Singapore, Singapore.

Pantet A., 1991, Creusement de galeries à faible profondeur à l'aide d'un tunnelier à pression de boue, Mesure in situ et étude théorique du champ de déplacement. Thèse de doctorat. INSA de Lyon, 376 p.

Park S.H., Adachi T., Kimura M., Kishida K., 1999, Trap door test using aluminum blocks, In: Proceedings of the 29th Symposium of Rock Mechanics. J.S.C.E., pp. 106–111.

Peck R.B., 1969, Deep excavations and tunneling in soft ground, Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, State of the Art Volume, pp. 225- 290.

Peng S., Lu H., Ng C., 2011, Centrifuge modelling of three-dimensional tunnelling effects on piles under working and ultimate loads, unpublished

Peng S., 2012, Influence of stress relief due to deep excavation on capacity of pile foundations (Doctoral dissertation).

Philipponnat G., Hubert B. 1997, Fondations et ouvrages en terre, Eyrolles Editions.

Pokrovsky G., Fedorov I., 1936, Studies of soil pressures and soil deformations by means of a centrifuge, Proceedings of the First International Conference ISSMFE (Harvard), 1, 70

Pokrovskii G.I., Fyodorov I.S., 1975, Centrifugal model testingin the construction industry. Niedra Publishing House, Moscou, English translation by BRE, pp. 173-195

Potts D.M., 1976, Behaviour of lined and unlined tunnel in sands, Cambridge University, Cambridge University

Potts D.M., 1977. Behavior of Lined and Unlined Tunnels in Sand. Ph.D. Thesis. Cambridge University Engineering Department, UK.

Rankin W. J., 1987, Ground movements resulting from urban tunneling: predictions and effects, Geological Society Engineering, Geology Special Publications, n°5, pp 79 – 92.

Rampello S., Fantera L., Masini L., 2016, Diaphragm wall as a mitigation technique to reduce ground settlements induced by tunnelling. III Int. Conference on "Geotechnics for Sustainable Infrastructure Development", Hanoi.

Rocha M., 1955, Conditions de similitude dans l'étude sur modèle de problèmes de mécanique du sol. Annales ITBTP, 86p.

Schofield A. N., Taylor R. N., 1988, Development of standard geotechnical centrifuge operations. In Centrifuge '88, pp. 29–32. Rotterdam: Balkema.

Scott R.F., 1989, Essais en centrifugeuse et technique de la modélisation. Revue Française de Géotechnique, n°48, pp. 15-34.

Selemetas D., Standing J. R., Mair R. J., Sharrocks D. M., Parker F., Allen R., 2002, "The response of a piled structure to tunnelling and jacking." Proc., 4th Int. Symp. on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Specifique, Lyon, France, pp. 367–372.

Selemetas D., Standing J. R., Mair R. J., 2005, The response of full-scale piles to tunnelling. In Proc. of the Fifth Int. Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Amsterdam.

Selemetas D., Standing J. R., 2017, Response of full-scale piles to EPBM tunnelling in London Clay. Géotechnique, 67(9), pp. 823-836.

Seneviratne H.N., 1979, Deformations and Pore Pressure Dissipation around Tunnels in Soft Clay. Ph.D. thesis. Cambridge University Engineering Department, UK.

Sharma J. S., Bolton M. D.,Boyle R. E., 2001, A new technique for simulation of tunnel excavation in a centrifuge, Geotechnical Testing Journal, 24(4), pp. 343-349.

Standing J. R., Nyren R. J., Burland J. B., Longworth, T. I., 1996, The measurement of ground movements due to tunnelling at two control sites along the Jubilee Line Extension. In Proc., Int. Symp. on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, pp. 659-664

Standing J. R., Selemetas D. ,2013, Greenfield ground response to EPBM tunnelling in London Clay. Geotechnique, 63(12), pp. 989.

Sterp D., Cividini A., Sakurai S., Nishitake S., 1996, Laboratory model tests and numerical analysis of shallow tunnels. In: Proceedings of the International Symposium on Eurock '96 – ISRM, Torino, vol. 1. Balkema, Rotterdam, pp. 689–696.

Suwansawat S., Einstein H., 2006, Artificial neural networks for predicting the maximum surface settlement caused by EPB shield tunneling. Tunnelling and Underground Space Technology, vol. 21, no 2, pp. 133-150.

Takahashi K., Fukazawa N., Hagiwara T., Hosoda M., 2004, Observational control of slurry shield tunnels with super close spacing under the nearby bridge abutments loads., Proc., ITA-AITES 2004 World Tunnel Congress and 30th ITA General Assembly: Underground Space for Sustainable Urban Development.

Taylor R.N., 1995, Geotchnical Centrifuge Technology. Blackie Academic & Professional, Champan & Hall, London.

Terzaghi K., 1936, Stress distribution in dry and in saturated sand abovea yielding trap-door. In: Proceedings of the International Conferenceon Soil Mechanics, vol. 1. Harvard University. Press, Cambridge, MA, pp. 307–311.

Terzaghi K., 1943, Theoretical Soil Mechanics. Wiley, New York.

Thongprapha T., Fuenkajorn K., Daemen J. J. K., 2015, Study of surface subsidence above an underground opening using a trap door apparatus. Tunnelling and Underground Space Technology, vol. 46, pp. 94-103.

Vanoudheusden E., 2006, Impact de la construction de tunnels urbains sur les mouvements de sol et le bâti existant : incidence du mode de pressurisation du front, INSA LYON

Vardoulakis I., Graf B., Gudehus G., 1981, Trap-door problem with drysand: a statical approach based upon model test kinematics. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 5, pp. 57–78.

Vermeer P., Bonnier, P., 1991, Pile settlements due to tunneling, Proc., 10th European Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 2, pp. 869-872.

Viggiani G., Litsas D., Chirtis P., Losacco N, 2016, Deliverable 9.7 – NeTTUN European project.

Whitworth L. J., Turner A. J., Lee, R. G., 1993, Bitumen slip coated trial piles and prototype underreamed trial pile at Angel Square, Islington, Ground Eng., pp. 28–33.

Wongsaroj J., 2005, Three-dimensional finite element analysis of short and long-term ground response to open-face tunnelling in stiff clay. Ph. D. thesis, University of Cambridge

Xu Q., Zhu H., Ding W., Ge X., 2011, Laboratory model tests and field investigations of EPB shield machine tunneling in soft ground in Shanghai. Tunnelling and Underground Space Technology, vol. 26, pp. 1-14.

Yoshimura H., Miyabe K., Tohda J., 1994, Response of a tunnel lining due to an adjacent twin shield tunneling. Proceedings of the Centrifuge'94 Conference, Singapore, pp. 69–698.