



HAL
open science

Evaluation des méthodes de calcul des écrans de soutènement à partir du retour d'expérience de grands travaux récents

Tomasz Daktera

► **To cite this version:**

Tomasz Daktera. Evaluation des méthodes de calcul des écrans de soutènement à partir du retour d'expérience de grands travaux récents. Génie civil. Université Paris-Est, 2020. Français. NNT : 2020PESC2062 . tel-03261897

HAL Id: tel-03261897

<https://theses.hal.science/tel-03261897v1>

Submitted on 16 Jun 2021

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

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



**Thèse présentée pour l'obtention du grade de
Docteur de l'Université Paris-Est**

Spécialité : géotechnique

**ÉVALUATION DES MÉTHODES DE CALCUL DES ÉCRANS DE SOUTÈNEMENT
À PARTIR DU RETOUR D'EXPÉRIENCE DE GRANDS TRAVAUX RÉCENTS**

par

Tomasz DAKTERA

Soutenue le 14 Décembre 2020

devant le jury composé de :

Emmanuel BOURGEOIS	Université Gustave Eiffel	Directeur de thèse
Roger FRANK	Ecole des Ponts ParisTech	Co-Directeur de thèse
Anne PANTET	Université du Havre	Rapporteur
Fabrice EMERIAULT	Université de Grenoble	Rapporteur
Anna SIEMINSKA- LEWANDOWSKA	Ecole Polytechnique de Varsovie	Examineur
Philippe REIFFSTECK	Université Gustave Eiffel	Président du jury
Pierre SCHMITT	Soletanche Bachy International	Examineur
Thierry JEANMAIRE	Soletanche Bachy International	Invité
Nicolas UTTER	Soletanche Bachy France	Invité

Avant-propos

La soutenance de ma thèse de doctorat intitulée « Évaluation des méthodes de calcul des écrans de soutènement à partir du retour d'expérience de grands travaux récents » a eu lieu le 14 décembre 2020.

Les analyses effectuées par mes soins pendant une durée de 3 ans ont été faites pour l'entreprise Soletanche Bachy avec l'encadrement scientifique du Laboratoire IFSTTAR de Marne-la-Vallée. Le jury m'a accordé le titre de docteur de l'Université Paris Est.

Pendant ces trois années de travail sur ma thèse, j'ai eu le plaisir et le privilège de rencontrer des personnes formidables sans qui je n'aurais pas pu accomplir ma thèse.

Je voudrais remercier en particulier mon directeur de thèse, M. Emmanuel Bourgeois. En plus d'avoir assuré la supervision de mon travail, il a toujours su se rendre disponible et m'a apporté un soutien inconditionnel.

Je souhaiterais également profiter de cette occasion pour remercier M. Thierry Jeanmaire, directeur du bureau d'études Groupe de Soletanche Bachy International, qui m'a pris sous son aile pendant mon stage et m'a aidé à mener ce projet à bien. Au nom de Soletanche Bachy, et pendant ces trois années, il a supervisé l'avancement de ma thèse sur les aspects techniques, scientifiques et organisationnels. Sans son aide et son soutien je n'en serai pas là.

Je tiens également à remercier M. Pierre Schmitt et M. Nicolas Utter de Soletanche Bachy, ainsi que M. Roger Frank, professeur à l'Ecole des Ponts, pour leur disponibilité et la qualité de nos échanges sur les questions techniques.

Mes remerciements vont aussi à M. Philippe Reiffsteck et à l'équipe de l'IFSTTAR (Carlos, Louis, Fabien et Sonia), qui m'ont aidé à installer les différents dispositifs d'instrumentation, de jour comme de nuit.

Je remercie également Madame Anna Siemińska-Lewandowska pour sa participation au jury de thèse et à Madame Bogumiła Chmielewska du département de génie civil de l'Ecole Polytechnique de Varsovie pour le soutien qu'elle a apporté à mes idées et aux projets liés aux études à l'Ecole des Ponts.

Merci à M. Grzegorz Kacprzak qui a éveillé mon intérêt pour la géotechnique il y a quelques années et que j'ai pu consulter sur de nombreuses questions techniques.

Mes remerciements vont également à mes collègues que j'ai pu rencontrer lors de mes études à l'Ecole Polytechnique de Varsovie et à l'Ecole des Ponts, et lors de mes divers stages, chez Warbud en Pologne, chez Bachy Soletanche en Angleterre et bien sûr Soletanche Bachy à Rueil Malmaison.

Je voudrais par ailleurs remercier mes parents, ma sœur et mon grand-père, ingénieur en génie civil Waław. Ils m'ont continuellement soutenu depuis mon arrivée en France à l'Ecole des Ponts, il y a maintenant plus de 6 ans.

Et enfin, je voudrais remercier ma femme et mon fils de 3 mois, grâce à qui cette aventure a pu aboutir.

Cela a été une expérience extrêmement enrichissante et passionnante.

Merci. Dziękuję bardzo.

Bez Ciebie Tato nie dałbym rady !

Rueil-Malmaison 14 décembre 2020,

Tomasz Daktera

Résumé

Le projet du Grand Paris Express comporte la construction de nombreuses nouvelles gares, réalisées pour la plupart au moyen de parois moulées multi-butoonnées. Ce travail propose une analyse des résultats de nombreuses mesures réalisées sur trois gares de la Ligne 15 Sud et une comparaison entre les comportements observés et les résultats de calculs effectués avec la méthode des éléments finis et la méthode du coefficient de réaction. L'objectif est d'améliorer la connaissance du comportement des excavations profondes dans les terrains parisiens, mais aussi de préciser la mise en œuvre des méthodes de calcul, de cerner leurs limites et la précision qu'on peut en attendre, et de lever certaines incohérences entre les différentes approches.

La première partie du mémoire présente un état de l'art sur les techniques d'instrumentation disponibles pour suivre le comportement d'un ouvrage géotechnique. Elle relève des exemples concrets d'incohérences entre les méthodes prévisionnelles et des observations sur des fouilles réelles. Deux cas décrits dans la littérature ont été repris puis discutés en détail pour attirer l'attention sur le rôle essentiel de la définition des paramètres d'entrée des méthodes de calcul.

La deuxième partie décrit de manière complète trois fouilles profondes réalisées pour la Ligne 15 Sud du Grand Paris Express : les gares des Ardoines, de Vitry Centre et de Créteil l'Échat. En plus du programme d'auscultation prévu pour ces chantiers, des systèmes d'instrumentation exceptionnels ont été installés dans le cadre de ce travail de thèse pour obtenir des informations sur les pressions à l'interface entre la paroi moulée et le sol, le moment fléchissant dans l'écran et les tassements derrière la paroi moulée lors des terrassements. Les résultats des systèmes d'instrumentation sont comparés entre eux, puis aux modèles prévisionnels.

Dans la troisième partie, on propose une synthèse de tous les résultats des instrumentations ainsi que des calculs réalisés sur les trois chantiers. Les éléments communs ainsi que les divergences entre les comportements des trois chantiers sont soulignés. La quantité de données collectées permet de tirer des conclusions sur les comportements des butons métalliques ainsi que des parois moulées. On cherche également à proposer des recommandations utiles pour la modélisation de ces ouvrages, en particulier le choix des différents paramètres d'entrée des deux méthodes prévisionnelles, en vue de futurs dimensionnements de ce type d'ouvrage. Enfin, on propose une discussion sur l'organisation du suivi des auscultations sur un chantier de grande ampleur en vue d'améliorer la fiabilité et la compréhension des données d'instrumentation.

Mots clés : Grand Paris Express, géotechnique, excavations profondes, paroi moulée, instrumentations

Abstract

The Grand Paris Express project involves the construction of numerous new metro stations, where most of the retaining walls are multi-strutted diaphragm walls. This work proposes an analysis of numerous measurements' results carried out on three stations of the southern section of Line 15 and a comparison between the behaviors observed and the results of calculations by the finite element method and the subgrade reaction coefficient method. The aim is to improve not only the knowledge of the behavior of deep excavations in Parisian soil layers, but also to deepen the understanding of the calculation methods, to define their limits and the precision that can be expected, and to point out inconsistencies between different approaches.

The first part of the thesis presents a state of the art on different types of instrumentation systems that can be used to monitor the behavior of geotechnical structures. Specific examples of inconsistencies between predictive methods and instrumentation installed on full-scale excavations have been highlighted. Two case studies described in literature are discussed in detail to draw attention to the essential role of defining the models' input parameters.

The second part thoroughly describes three case studies of deep excavations that are part of southern section of Line 15 of the Grand Paris Express metro extension: Les Ardoines, Vitry Centre and Créteil l'Échat stations. In addition to the monitoring program initially planned for these sites, complementary instrumentation systems were installed as part of this thesis to obtain information on the pressures at the interface between the diaphragm wall and the ground, the bending moments in the diaphragm wall and the settlements behind it during excavation works. The results of the monitoring systems are compared with each other, then with predictive models.

In the third part, we propose a summary of all the instrumentation results as well as of the calculations carried out for all three sites. The common elements as well as the differences between the behaviors of the three sites are underlined. The amount of data collected makes it possible to draw conclusions on the behaviors of steel props as well as diaphragm walls. We also seek to introduce useful recommendations for the modeling of this type of structures, specifically the choice of the different input parameters for both predictive methods, with the aim of designing similar structures. At last, a discussion is oriented on the organization of monitoring programs for such large infrastructure projects in order to improve the reliability and understanding of instrumentation data.

Key words: Grand Paris Express, geotechnical engineering, deep excavations, diaphragm wall, monitoring

Streszczenie

Projekt Grand Paris Express obejmuje budowę wielu nowych stacji metra, które w większości obudowane będą ścianami szczelinowymi z kilkoma poziomami rozpór. W pracy zaproponowano analizę wyników licznych pomiarów przeprowadzonych na trzech stacjach południowego odcinka Linii 15 oraz porównanie obserwowanych zachowań z wynikami obliczeń metodą elementów skończonych i metodą parę zależnych. Celem jest poprawa nie tylko wiedzy o zachowaniu paryskich gruntów i głębokich wykopów, ale także pogłębienie zrozumienia metod obliczeniowych, zdefiniowanie ich granic i precyzji, której można się spodziewać, oraz wskazanie niespójności między różnymi podejściami.

Pierwsza część pracy przedstawia studium bibliograficzne na temat różnych rodzajów systemów pomiarowania, które można wykorzystać do monitoringu konstrukcji geotechnicznych. Podkreślono konkretne przykłady niespójności między metodami obliczeniowymi a pomiarami. Szczegółowa analiza dwóch przykładów opisanych w literaturze, pozwoliła zwrócić uwagę na zasadniczą rolę definiowania parametrów wejściowych modeli.

Druga część dokładnie opisuje konstrukcje trzech przypadków głębokich wykopów, które są częścią południowego odcinka Linii 15 Grand Paris Express: Les Ardoines, Vitry Centre i Créteil l'Échat. Oprócz programu monitoringu, który pierwotnie zaplanowano dla tych budów, w ramach tej pracy zainstalowano uzupełniające systemy pomiarowe w celu uzyskania informacji o parciach gruntu na ścianę szczelinową, momentach zginających w niej i osiadań, za nią podczas wykopu. Wyniki systemów monitoringu są porównywane między sobą, a następnie z modelami obliczeniowymi.

W trzeciej części przedstawiamy podsumowanie wszystkich wyników pomiarów, a także obliczeń przeprowadzonych dla wszystkich trzech wykopów. Podkreślono ich cechy wspólne, a także różnice między ich zachowaniami. Ilość zebranych danych pozwala na wyciągnięcie wniosków na temat zachowań podpór stalowych oraz dla podobnych konstrukcji ścian szczelinowych. Wprowadzone są również przydatne zalecenia dotyczące projektowania, takie jak parametry wejściowych dla obu metod obliczeniowych, w celu zaprojektowania podobnych konstrukcji. Na koniec przedstawiona jest dyskusja dotycząca organizacji planów monitoringu dla dużych projektów infrastrukturalnych w celu poprawy niezawodności i zrozumienia danych pomiarowych.

Słowa kluczowe : Grand Paris Express, geotechnika, głębokie wykopy, ściany szczelinowe, monitoring

SOMMAIRE	
INTRODUCTION GENERALE	1
PARTIE I - DIMENSIONNEMENT, INSTRUMENTATION ET METHODES DE CALCUL DES SOUTENEMENTS	4
CHAPITRE 1 - LE DIMENSIONNEMENT ET LES COMPORTEMENTS D'ECRANS DE SOUTENEMENT D'EXCAVATIONS PROFONDES	5
CHAPITRE 2 - METHODES DE SUIVI DU COMPORTEMENT DES ECRANS DE SOUTENEMENT	7
2. 1. Généralités sur les instrumentations des ouvrages géotechniques.....	7
2. 2. Les instrumentations des fouilles profondes de la Ligne 15 Sud du Grand Paris Express.....	8
2. 3. Description des méthodes d'auscultation.....	9
2.3.1. Cibles topographiques et mesures de convergence	9
2.3.2. Inclinomètres	9
2.3.3. Extensomètres à cordes vibrante.....	12
2.3.4. Shape Accel Array	13
2.3.5. Capteurs de pression (CP).....	13
2.3.6. Fibre optique.....	14
CHAPITRE 3 - MODELISATION DU COMPORTEMENT DES ECRANS DE SOUTENEMENT	15
3. 1. Introduction	15
3. 2. Méthode d'interaction sol structure au coefficient de réaction - MISSK	16
3.2.1. Principe de la méthode MISSK.....	16
3.2.2. Limites du modèle MISSK.....	20
3.2.3. Calculs mono-paroi et bi-paroi.....	22
3. 3. Méthode des éléments finis.....	22
3.3.1. Modèle élastique linéaire parfaitement plastique avec critère de Mohr Coulomb.....	23
3.3.2. Le Hardening Soil Model	23
3.3.3. Corrélations entre le module pressiométrique E_M et les modules des deux modèles retenus.....	24
3. 4. Comparaison des deux méthodes et de leurs limites.....	25
3.4.1. Étude sur des modèles réduits (Masrouri et Kastner 1991).....	25
3.4.2. Étude de cas : la station Canal du Midi du métro de Toulouse.....	32
3.4.3. Étude de cas : la station Félix Faure du métro de Lyon.....	39
CONCLUSIONS	48
PARTIE II - RETOUR D'EXPERIENCE DE GRANDS TRAVAUX DE SOUTENEMENT	49
CHAPITRE 1 - METHODOLOGIE D'ANALYSE	50
1. 1. Déroulement de l'analyse	50
1. 2. Méthodologie d'analyse des données géotechniques	52
CHAPITRE 2 - SUIVI DU COMPORTEMENT DE LA GARE DES ARDOINES	54
2. 1. Introduction	54
2. 2. Analyse géotechnique de la gare des Ardoines	56
2.2.1. Stratigraphie	56
2.2.2. Essais de laboratoire	58
2.2.3. Essais pressiométriques	59
2. 3. Instrumentations de la gare des Ardoines	62
2.3.1. Généralités.....	62
2.3.2. Nappe phréatique	63
2.3.3. Déplacements horizontaux de la paroi moulée – essai de pompage de la Boîte Ouest	63

2.3.4. Déplacements horizontaux de la paroi moulée – phases de terrassement	64
2.3.5. Vérifications des déplacements horizontaux par cibles topographiques	68
2.3.6. Mesures des déformations sur butons par extensomètres	70
2. 4. Calculs.....	90
2.4.1. Étapes du calcul	90
2.4.2. Données d'entrée des calculs	91
2.4.3. Essai de pompage	92
2.4.4. Phases de terrassement.....	95
2.4.5. Efforts dans les butons.....	100
2.4.6. Le moment fléchissant.....	101
2. 5. Conclusions de l'étude de la gare des Ardoines.....	102
2.5.1. Instrumentations	102
2.5.2. Modélisation de l'essai de pompage	102
2.5.3. Modélisation des phases de terrassement	103
2.5.4. Efforts dans butons.....	104
CHAPITRE 3 - SUIVI DU COMPORTEMENT DE LA GARE CRETEIL L'ÉCHAT	105
3. 1. Introduction	105
3. 2. Analyse géotechnique.....	108
3.2.1. Stratigraphie	108
3.2.2. Essais de laboratoire	109
3.2.3. Essais in situ	110
3. 3. Instrumentations de la gare Créteil L'Échat.....	112
3.3.1. Généralités.....	112
3.3.2. Phasage de chantier.....	113
3.3.3. Nappe phréatique.....	116
3.3.4. Déplacements horizontaux de la paroi moulée	116
3.3.5. Vérifications des déplacements horizontaux par cibles topographiques	118
3.3.6. Mesure des déformations des butons par cordes vibrantes.....	119
3.3.7. Commentaires sur les raideurs des butons.....	121
3.3.8. Récapitulatif des butons instrumentés	124
3.3.9. Mesures de tassements derrière la paroi moulée	125
3. 4. Calculs.....	131
3.4.1. Données géotechniques d'entrée.....	131
3.4.2. L'essai de pompage.....	133
3.4.3. Section S60 - panneaux P60/P40	134
3.4.4. Section S10 - panneaux P10/P45	139
3.4.5. Conclusions sur les déplacements horizontaux et les efforts dans butons.....	149
3. 5. Analyse de la cuvette de tassement derrière la paroi.....	150
3.5.1. État de l'art sur les méthodes de prédictions de la cuvette de tassement	150
3.5.2. Section de calcul	151
3.5.3. Prédictions des tassements par la méthode (Hamza, Ata et Roussin 1999)	151
3.5.4. Prédictions de la cuvette par éléments finis	154
3.5.5. Conclusions sur la cuvette de tassement	155
3. 6. Conclusions de l'étude de la gare de Créteil L'Échat	156
3.6.1. Mesures	156
3.6.2. Méthodes de calcul.....	156
CHAPITRE 4 - SUIVI DU COMPORTEMENT DE LA GARE DE VITRY CENTRE	158
4. 1. Introduction	158
4. 2. Analyse géotechnique de la gare de Vitry Centre.....	160

4.2.1. Stratigraphie	160
4.2.2. Essais de laboratoire	161
4.2.3. Essais pressiométriques	162
4.2.4. Récapitulatif géotechnique	163
4. 3. Instrumentations de la gare de VIC	164
4.3.1. Généralités	164
4.3.2. Fibre optique.....	165
4.3.3. Capteurs de pression totale (CP) et interstitielle (CPI).....	169
4.3.4. Nappe phréatique	176
4.3.5. Essai de pompage	176
4.3.6. Déplacements horizontaux de la paroi moulée – phases de terrassement	178
4.3.7. Vérifications des déplacements horizontaux par cibles topographiques	179
4.3.8. Mesures des déformations sur butons par extensomètres à corde vibrante	181
4.3.9. Extensomètres à corde vibrante sur les liernes	184
4.3.10. Fissuromètres pour vérification du contact platine contre platine.....	186
4.3.11. Définition de la raideur de sol à partir des mesures	187
4. 4. Calculs.....	191
4.4.1. Les raideurs des appuis.....	192
4.4.2. Le produit d'inertie de l'écran.....	193
4.4.3. Essai de pompage	193
4.4.4. Phases de terrassement.....	193
4.4.5. Efforts dans les butons.....	196
4.4.6. Les pressions sur la paroi moulée	197
4.4.7. À propos des efforts induits par les variations de température	202
4. 5. Conclusions	205
PARTIE III - SYNTHESE.....	207
CHAPITRE 1 - DIMENSIONNEMENT DE PAROI.....	209
1. 1. Discussion sur les ordres de grandeur recherchés	209
1. 2. Fiche de paroi et sécurité sur la butée	210
1. 3. Discussion sur la fiche hydraulique des écrans	210
1. 4. Déplacements lors de l'essai de pompage.....	210
1. 5. Déplacements et efforts dans les butons pour les phases de terrassement	212
1.5.1. Les Ardoines.....	213
1.5.2. La Section S60 de Créteil L'Échat	214
1.5.3. La Section S10 de Créteil L'Échat	214
1.5.4. Vitry Centre	215
1.5.5. Fouilles dissymétriques.....	216
1.5.6. Conclusions sur les déplacements pour les phases de terrassement	216
CHAPITRE 2 - DIMENSIONNEMENT DES BUTONS METALLIQUES.....	217
2. 1. Généralités.....	217
2. 2. Dimensionnement des butons métalliques droits.....	218
2.2.1. Principes.....	218
2.2.2. Synthèse du coefficient d'autocontrainte	219
2.2.3. L'incrément de température ΔT	223
2.2.4. L'effort de compression N_{Ed}	225
2.2.5. Moments M_x et conditions aux limites des butons.....	227
2.2.6. Moments M_y	229
2.2.7. Conclusion sur le dimensionnement des butons droits	230

2. 3. Butons orientés.....	231
2. 4. Liernes métalliques.....	232
CHAPITRE 3 - DISCUSSION SUR LES REDISTRIBUTIONS DE CONTRAINTES DANS LE SOL	233
3. 1. Paramètres qui influencent la redistribution de pressions en poussée.....	233
3. 2. Redistribution de contraintes en poussée aux éléments finis.....	234
3. 3. Redistribution de contraintes en poussée avec MISSK.....	235
3. 4. Etude paramétrique sur les limites des méthodes.....	235
CHAPITRE 4 - DISCUSSION SUR L'ORGANISATION DU SUIVI D'AUSCULTATIONS	238
4. 1. Comment organiser un suivi des instrumentations ?.....	238
4. 2. Quelles données récupérer ?.....	239
4. 3. Comment stocker les données récupérées ?.....	240
4. 4. Quelles données permettent un suivi optimal ?	240
CONCLUSION.....	241
RÉFÉRENCES.....	244
ANNEXES	250

Notations

a	: longueur d'interaction (m)
c'	: cohésion drainée (MPa)
D_{ext}	: diamètre extérieur du buton (m)
D_{int}	: diamètre intérieur du buton (m)
e_p	: épaisseur de la paroi moulée (m)
E	: module d'élasticité de la paroi moulée (MPa)
E_{acier}	: module d'élasticité de l'acier (MPa)
E_M	: module pressiométrique Ménard (MPa)
H	: hauteur de l'écran (m)
I_{buton}	: inertie d'un buton métallique de section circulaire (m ⁴)
I	: inertie d'un mètre linéaire de paroi moulée (m ⁴ /m)
k_x	: raideur horizontale d'un appui (kN/m/m)
L	: longueur totale du buton (m)
L_{esp,h}	: espacement horizontal des butons (m)
L_{esp,v}	: espacement vertical des butons (m)
L_{cr}	: longueur de flambement (m)
m	: coefficient d'autocontrainte (kN/K)
M	: degré d'autocontrainte (%)
m_{max}	: coefficient d'autocontrainte maximum (kN/K)
M_x	: moment fléchissant autour de l'axe horizontal x (kN.m)
M_y	: moment fléchissant autour de l'axe vertical y (kN.m)
N_m	: effort de compression moyen mesuré dans la section du buton (kN)
N_{sol}	: effort de compression dû à la poussée des terres (kN)
N_{temp}	: effort de compression dû à l'effet de la dilatation thermique (kN)
S	: section de buton métallique (m ²)
ΔT	: incrément de température par rapport à la température d'installation T _i (K)
T_i	: température d'installation (°C)
α_T	: coefficient de dilatation thermique de l'acier 12 · 10 ⁻⁶ K ⁻¹
δ_h	: déplacement horizontal (m)
θ	: angle d'orientation entre la paroi moulée et le buton dans le plan horizontal (°)
φ'	: angle de frottement interne (°)
γ_{sat}	: poids volumique saturé (kN/m ³)
λ	: coefficient de calage empirique (-)
ν	: coefficient de Poisson (-)

Abréviations utilisées :

ARD	: les Ardoines
B	: buton
BI	: borne inférieure de paramètres géotechniques
BS	: borne supérieure de paramètres géotechniques
CP	: capteur de pression totale
CPI	: capteur de pression interstitielle
CLE	: Créteil L'Échat
EF	: éléments finis
ELMC	: modèle élastique linéaire parfaitement plastique avec critère de Mohr Coulomb
FdF	: fond de fouille
GPE	: Grand Paris Express
HSM	: Hardening Soil Model
MEF	: Méthode aux éléments finis
MISSK	: Méthode d'interaction sol-structure au coefficient de réaction
P	: panneau
T	: terrassement
Terr.	: terrassement
TN	: Terrain naturel
UCS	: essai de compression simple
VIC	: Vitry Centre

Introduction générale

Le Grand Paris est un projet visant à transformer l'Île de France et l'agglomération parisienne en une grande métropole mondiale, pour corriger les inégalités territoriales et améliorer le cadre de vie des habitants. Un pilier majeur de ce projet de développement est un réseau de transport public performant : le Grand Paris Express constitue un des plus grands projets d'infrastructure au monde et est le plus grand actuellement en cours en Europe. Il comporte quatre nouvelles lignes de métro automatiques avec 68 nouvelles gares et 200 km de tunnels, et transportera, à terme, plus de 2 millions de passagers par jour.

Pour ce projet exceptionnel d'infrastructure urbaine, le creusement de fouilles de grande profondeur constitue une large partie des travaux à réaliser. Ces fouilles, retenues par des écrans en béton armé (en majeure partie des parois moulées), doivent respecter deux critères contradictoires. Le premier est technique : il faut assurer la sécurité lors de la réalisation des travaux et lors de la mise en service, et prendre en compte des exigences en termes d'impact sur les ouvrages avoisinants, qui peuvent être difficiles à respecter en milieu urbain. Le second critère est le critère financier. Ces deux critères font que la construction de l'ouvrage doit être la plus sûre possible, mais aussi optimisée en termes de quantité de matériaux, de main d'œuvre, etc.

Dans cette optique, il est important de dimensionner au mieux les parois moulées, qui représentent une partie importante du coût de la réalisation d'une fouille profonde. Pour faire progresser les méthodes de dimensionnement, il est nécessaire de réaliser des mesures précises de déplacements et de déformations des éléments structuraux lors du creusement de la fouille. Ces mesures réalisées in situ constituent un moyen efficace pour discuter de la validité des méthodes de calculs utilisées pour prédire les critères de dimensionnement principaux : les déplacements horizontaux des écrans, les efforts dans les appuis et les tassements du terrain avoisinant.

Cette recherche a pour objectif de recueillir des informations sur le comportement des fouilles profondes et de les valoriser pour préciser le domaine de validité des méthodes de calcul, fournir des recommandations pour les utiliser et les faire progresser. Le mémoire est organisé en trois parties.

La première partie comprend quatre chapitres. Le premier décrit de manière générale le processus de dimensionnement des écrans de soutènement en introduisant les critères auxquels doivent satisfaire ces structures. Le deuxième présente un état de l'art des instrumentations permettant de suivre le comportement des ouvrages géotechniques, avec un accent sur les écrans de soutènements et les parois moulées. Des systèmes d'auscultation installés sur des chantiers de fouilles profondes soutenues par des parois moulées sont décrits à partir de références bibliographiques sélectionnées. Le troisième chapitre comporte une description des deux méthodes de calcul des écrans de soutènement les plus utilisées aujourd'hui. La première est la « méthode d'interaction sol-structure au coefficient de réaction » (MISSK), dans laquelle le soutènement est remplacé par une plaque élastique et le sol par des ressorts élasto-plastiques indépendants. La majorité des parois moulées construites depuis les années 1980 en France, mais aussi à l'étranger ont été calculées avec cette méthode, ce qui lui confère une forte légitimité. La deuxième méthode de calcul est la modélisation par éléments finis qui permet de représenter le comportement d'un soutènement avec son environnement dans un cadre d'hypothèses que l'on peut juger mieux justifié. Cette méthode, qui permet de traiter une très large gamme de problèmes géotechniques, est cependant plus difficile à mettre en œuvre correctement : son application nécessite une bonne compréhension de la mécanique des sols et du dimensionnement des ouvrages géotechniques au sens large. On pourrait donner de nombreux exemples de mauvaise utilisation des calculs par éléments finis par manque de compréhension des calculs réalisés, par exemple le sinistre de Nicoll Highway à Singapour en 2004. On présente en détail deux études de cas de la littérature, qui illustrent l'influence des données d'entrée des modèles et les difficultés que peut poser l'interprétation des résultats numériques.

La seconde partie présente une description détaillée du suivi du comportement des fouilles de trois gares de la Ligne 15 Sud du Grand Paris Express pendant les phases de terrassement. Les gares concernées, de l'Ouest à l'Est sont : Vitry Centre, Les Ardoines et Créteil L'Échat. Dans les trois cas, les soutènements sont des parois de 1 m ou 1,2 m d'épaisseur, retenues par trois ou quatre lits de butons métalliques non précontraints, avec un fond de fouille à environ 28 m du terrain naturel ; un radier en forme de voûte est coulé pour reprendre les sous-pressions dues au fait que le niveau de la nappe phréatique est plus haut que le fond de fouille. Le suivi du comportement de ces ouvrages a été réalisé en parallèle des travaux de terrassement, ce qui a permis de s'assurer de la fiabilité des données obtenues. Par ailleurs, les trois chantiers ont permis de collecter un volume de données important. Les systèmes de mesure installés sont les suivants : des inclinomètres dans les parois moulées, deux types d'extensomètres à cordes vibrantes sur les butons métalliques, des mesures par théodolites automatiques ou manuels, un Shape Accel Array (une chaîne d'inclinomètres) enterré pour mesurer des tassements, des capteurs de pression à l'interface sol paroi moulée et des fibres optiques sur les armatures de la paroi moulée. Les résultats des mesures sont comparés aux résultats obtenus par la méthode MISSK et la méthode des éléments finis. Ces comparaisons permettent de mettre en évidence les différences entre les deux méthodes, de cerner leurs limites, et de comprendre

l'influence de chacun des paramètres d'entrée des méthodes. On montre aussi que dans certains cas, il est possible de tirer des conclusions sur les méthodes de calcul même avec une campagne géotechnique comportant un nombre d'essais a priori insuffisant. L'analyse des données de mesure et leur comparaison aux résultats de calcul ont été faites dans l'objectif de tirer des conclusions qui pourront être utilisées pour des dimensionnements futurs, en répondant aux questions suivantes : quelle méthode de calcul peut-on utiliser pour le dimensionnement de la paroi ? Est-ce que l'autre méthode donnera des résultats très différents, et si oui, quelle partie des résultats est significativement différente ? Les résultats obtenus avec une méthode de calcul donnée permettent-ils de dimensionner de manière convenable les butons ? Comment prédire les tassements derrière l'écran ?

La troisième partie du mémoire propose une synthèse des résultats et des conclusions que l'on peut tirer des mesures et de leur comparaison avec les résultats de calcul pour les trois gares. Compte tenu du nombre de capteurs mis en œuvre, les résultats des mesures permettent de tirer des conclusions globales sur les comportements de la paroi moulée et des butons, mais aussi sur les systèmes d'auscultation, les effets de variation de la température ou la précision réelle des mesures. D'autre part, on s'attache à fournir des éléments utiles pour la conception des futurs projets de fouilles urbaines. Enfin, on propose un certain nombre de perspectives pour faire suite à ce travail.

Ce travail repose en partie sur des données acquises sur les chantiers du Grand Paris Express. Nous remercions la Société du Grand Paris qui a autorisé le Groupement Horizon (Bouygues Travaux Publics, Soletanche Bachy) à bénéficier du résultat des auscultations prévues au titre du marché T2A, et à mettre en place des dispositifs additionnels, dans le cadre de cette thèse de doctorat. Cependant, les résultats d'auscultations présentés ici résultent des traitements effectués par l'auteur et n'engagent pas la Société du Grand Paris.

**Partie I - Dimensionnement, instrumentation
et méthodes de calcul des soutènements**

Chapitre 1 - Le dimensionnement et les comportements d'écrans de soutènement d'excavations profondes

En milieu urbain, les ouvrages de soutènement permettent de limiter l'influence des excavations sur l'environnement et les avoisinants. Ils peuvent être classés en deux catégories principales (Delattre 1999) : les murs et les écrans. La première catégorie correspond à l'origine à des constructions en maçonnerie qui permettent, grâce à leur poids et à leur géométrie, de résister à la poussée des terres. Dans la deuxième catégorie, les écrans de soutènement s'opposent à la poussée des terres non pas grâce à leur poids, mais grâce au fait qu'ils sont fichés dans le sol et donc grâce à leur résistance en flexion. De nombreuses techniques de réalisation d'écrans de soutènement (rideaux de palplanches, parois berlinoises, parois moulées, etc.) sont décrites en détail dans (Delattre 1999), (Lavisse 1993), ou (Marten 2005).

Lors du dimensionnement d'un écran, les données indispensables qui doivent être fournies par le client (le maître d'ouvrage) à l'ingénieur sont (sans être exhaustif) :

- La hauteur que doit retenir l'écran : pour une gare de métro par exemple, le niveau le plus bas (appelé fond de fouille) sera a priori dimensionné par rapport au niveau des quais et la différence de niveau entre le terrain naturel et le fond de fouille définit la hauteur retenue ;
- La géométrie de l'ouvrage : pour une gare, elle dépend de la longueur des trains et de la largeur des quais ;
- La durée de service de l'ouvrage : le temps est un facteur important, et une structure n'est pas conçue de la même façon si elle doit être en service pour 1 an ou pour 50 ans ;
- Les conditions géotechniques du site qui permettent à l'ingénieur de mener les calculs.
- Les conditions hydrauliques du site ; on peut mentionner que la contribution de l'eau aux pressions exercées sur l'écran est souvent prépondérante ;
- La localisation de l'ouvrage – cette information est indispensable pour que l'ingénieur puisse analyser l'influence de l'ouvrage sur son environnement (par exemple des tassements en surface) et de l'environnement sur l'ouvrage (par exemple des bâtiments autour de la fouille qui ont une influence sur les chargements subis par la paroi).

En fonction des données, l'ingénieur choisit entre autres la technologie de réalisation de l'écran, sa longueur, son épaisseur (et donc son inertie et sa résistance en flexion), le système d'appui etc. pour que la solution soit intéressante économiquement, en respectant la sécurité nécessaire. Pour prendre ses décisions, il s'appuie sur des calculs prévisionnels qui lui permettront de définir les pressions de poussée et de butée qui s'appliquent sur l'écran.

La justification de l'ouvrage repose sur la vérification que la résistance de la structure excède les sollicitations. Si les sollicitations dépassent localement ou globalement les résistances, un effondrement de l'ouvrage peut avoir lieu. Ces cas sont décrits dans la norme d'application française – la norme sur les écrans (NF P 94-282 2009), en complément à la norme européenne de référence sur les travaux géotechniques – l'Eurocode 7 : Calcul géotechnique, Partie 1 : Règles générales (NF EN 1997-1 2005). Ces mécanismes de ruine sont par exemple : défaut de butée des terrains, défaut de la résistance de la structure de l'écran, défaut de portance du terrain, instabilité des appuis, instabilité du massif d'ancrage.

Afin de garantir la sécurité de l'écran, l'ingénieur doit choisir une méthode de calcul qui permet de définir *correctement* les sollicitations internes dans la structure ainsi que les déplacements de l'écran pour comprendre son influence sur l'environnement. Le Chapitre 2 - de cette Partie rentre dans le détail des méthodes de calcul les plus utilisées aujourd'hui.

Les terrassements causent des déplacements horizontaux, millimétriques ou centimétriques, en fonction de la raideur de l'écran et du sol, de la technologie de réalisation de l'écran, du système d'appuis, du phasage et d'autres paramètres. Ces déplacements sont nécessaires pour mobiliser la butée et assurer l'équilibre de l'écran. Il est donc crucial d'avoir de la sécurité sur la butée, qui conditionne la sécurité de l'ouvrage. Il est intéressant de signaler que les pressions exercées par le terrain sur l'écran ne sont pas par elles-mêmes un critère de dimensionnement. D'autre part, les déplacements horizontaux de l'écran sont associés à des efforts internes (moments fléchissants et efforts tranchants) qui influencent directement son dimensionnement.

Par ailleurs, les déplacements horizontaux de l'écran s'accompagnent de mouvements verticaux autour de la fouille : à la surface du terrain, il apparaît une cuvette de tassement. La prédiction de ces tassements est très importante, car leur influence est directe sur les avoisinants et l'environnement de l'excavation.

Finalement, le dimensionnement doit satisfaire à plusieurs critères, définis par le client en fonction du contexte, qui sont, sans être exhaustif :

1. La sécurité sur la butée
2. La résistance en flexion
3. Le déplacement maximum en tête de paroi
4. Le déplacement maximum en ventre de paroi
5. Le tassement derrière la paroi
6. La capacité des éléments d'appuis à reprendre les sollicitations.

Chapitre 2 - Méthodes de suivi du comportement des écrans de soutènement

2. 1. Généralités sur les instrumentations des ouvrages géotechniques

Dans l'introduction de la conférence Rankine de Ralph Peck en 1969 (Peck 1969), l'auteur souligne que Karl Terzaghi lui avait conseillé de ne pas avoir d'idées préconçues au démarrage de chaque nouveau projet d'étude géotechnique. Une façon de prendre en compte cette recommandation consiste à mettre en place des instruments de mesure sur un ouvrage pour suivre son comportement réel et vérifier les hypothèses du projet.

Dans la phase de conception, les géotechniciens utilisent des modèles qui prévoient le comportement des ouvrages dans leur environnement ; dans la phase de construction, ils auscultent l'ouvrage pour vérifier que son comportement est conforme à ce qu'ils ont anticipé. Si c'est le cas, les mesures réalisées permettent de discuter plus en détail de la façon dont on a élaboré les hypothèses sur lesquelles les modèles sont construits. Dans le cas contraire, grâce à l'auscultation, les risques pendant la phase de construction sont mieux maîtrisés pour la structure et son environnement. Ainsi, les instrumentations (ou l'auscultation - en anglais *monitoring*) des ouvrages permettent non seulement de gérer le risque du projet en question, mais aussi ceux des projets futurs.

En règle générale, l'auscultation a quatre objectifs principaux (Yohannes 2016) :

1. **l'objectif opérationnel** ; il consiste à vérifier si les seuils d'efforts et de déplacements fixés pendant la phase de conception de l'ouvrage n'ont pas été dépassés, et éventuellement de prendre des dispositions particulières (dans l'esprit de la méthode observationnelle décrite dans (Peck 1969)). Un programme d'instrumentation bien conçu permet donc de réduire les risques du projet.
2. **l'objectif de communication** envers le grand public. Dans le cas du Grand Paris, les instrumentations permettent de montrer aux habitants que les travaux sont maîtrisés.
3. **l'objectif légal** ; l'instrumentation constitue un argument technique concernant par exemple les responsabilités des dégâts des bâtiments avoisinants.

4. **l'objectif scientifique** ; les données des instrumentations avec toutes les autres sources d'information permettent d'améliorer la connaissance du comportement de l'ouvrage en tenant compte de la complexité du contexte d'un projet réel.

Par ailleurs, les instrumentations ne doivent pas être confondues avec le contrôle de qualité. Prenons l'exemple des butons métalliques, qui retiennent un écran avec leur résistance en compression. Après leur installation sur la paroi moulée rabotée, des mesures topographiques sont faites pour relever la position précise des extrémités du bouton. Cette mesure, faite une seule fois, permet de vérifier la précision de l'installation et d'établir une documentation décrivant l'ouvrage tel qu'il a été réellement construit (en anglais *as-built*) qui fait partie du contrôle de qualité. D'un autre point de vue, lors des terrassements de la fouille, certains butons sont instrumentés de jauges de déformation pour vérifier si les efforts dans les butons sont admissibles et conformes aux hypothèses de calcul. Cela fait partie du programme d'instrumentation.

2. 2. Les instrumentations des fouilles profondes de la Ligne 15 Sud du Grand Paris Express

Soixante-huit nouvelles gares et plusieurs dizaines d'ouvrages annexes seront construits dans le cadre du Grand Paris Express (GPE) ; pour la majorité des ouvrages, la profondeur de terrassement dépasse 20 m. Pour soutenir une paroi aussi profonde, le soutènement doit pouvoir reprendre des efforts importants et plusieurs niveaux d'appuis doivent être mis en place. Dans un milieu urbain tel que la région parisienne, des butons sont préférés aux tirants d'ancrage qui sortent de l'emprise de la fouille. Pour le soutènement, les parois moulées sont préférées aux écrans réalisés avec des pieux sécants, car elles sont moins influencées par les déviations des machines lors du creusement. Dans la majorité des cas, le soutènement est donc constitué par des parois moulées multi-boutonnées.

Pour un projet aussi considérable, les entreprises générales qui travaillent sur les différents lots ont des équipes techniques et des ingénieurs responsables du suivi des ouvrages en termes d'instrumentation. Leur rôle est de coordonner et de vérifier les travaux des entreprises sous-traitantes qui installent les capteurs sur les chantiers, prennent les mesures et mettent en forme les résultats pour l'entreprise, la Maîtrise d'Œuvre et la Maîtrise d'Ouvrage. Certains capteurs sont manuels, mais l'utilisation de capteurs automatiques facilite l'acquisition des données, dans la mesure où il n'est pas nécessaire que du personnel se rende sur place, ce qui évite les risques liés à une intervention sur un chantier actif. Les données des capteurs automatiques sont disponibles en temps réel sur une plateforme en ligne qui permet aux personnes habilitées d'y avoir accès. Pour les capteurs manuels, il y a un décalage de quelques jours. Pour augmenter la maîtrise des risques, des systèmes d'alerte sont mis en place pour envoyer des emails et SMS en temps réel aux ingénieurs désignés si les seuils en déplacements ou en efforts sont dépassés.

Dans le chapitre suivant, on présente les différents types de capteurs utilisés pour des fouilles profondes, en particulier pour celles du Grand Paris Express, leur principe physique, l'interprétation des résultats, et les incertitudes qui les accompagnent.

2. 3. Description des méthodes d'auscultation

2.3.1. Cibles topographiques et mesures de convergence

La topographie permet, manuellement ou de manière automatique à l'aide d'une station totale ou d'un théodolite, de mesurer les déplacements d'un certain nombre de points équipés de prismes ou de cibles topographiques, et leur évolution dans le temps.

Pour les chantiers de la Ligne 15 Sud du GPE, des mesures topographiques ont été faites avec des prismes installés sur les bâtiments avoisinants, sur le terrain naturel autour des fouilles, en tête des parois et au fur et à mesure des terrassements sur leur surface. Pour les bâtiments et le terrain naturel, les déplacements des prismes ont été mesurés par des stations totales installées sur les bâtiments avoisinants. Pour les cibles sur les parois, la variation de distance entre deux cibles installées au même niveau sur deux parois face à face est mesurée de manière manuelle (on parle de mesure de convergence entre les deux parois moulées). La précision de ces mesures dépend de la distance entre l'appareil de mesure et la cible, de l'appareil, du type de cible, de la qualité de l'air, des variations de température et de la stabilité du théodolite dans le cas d'une mesure manuelle. Il en résulte que la précision réelle des mesures topographiques sur site est généralement moins bonne que la précision que l'on peut obtenir dans des conditions idéales. À titre indicatif, la fiche technique de la station totale Leica Nova TM-50 couramment utilisée dans le génie civil indique une précision de $\pm 0,6$ mm.

2.3.2. Inclinomètres

2. 3. 2. 1. Le principe de mesure par inclinomètre pour une paroi moulée

On installe dans la paroi moulée, un tube, rainuré dans deux directions perpendiculaires A et B : l'axe A est perpendiculaire à la paroi et l'axe B parallèle à la paroi (Figure I-1b et Figure I-1c). On insère une sonde inclinométrique (Figure I-1a) dans le tube inclinométrique, en plaçant les roulettes de guidage dans l'axe A. La sonde de 500 mm de longueur contient deux accéléromètres qui permettent de mesurer l'inclinaison de la sonde dans deux plans perpendiculaires. Le pas de mesure est égal à la longueur de la sonde. On fait des mesures tous les 500 mm en partant du fond du tube. Le cumul des mesures multiplié par le pas de mesure donne la position horizontale du tube inclinométrique.

Ensuite, la sonde est retournée de 180° , pour limiter l'erreur systématique liée au calibrage de la sonde, et est réinsérée dans le tube pour refaire les mesures à partir du fond du tube.

En général, puisqu'on n'insère pas la sonde dans les rainures de l'axe B (sauf si le projet justifie des déplacements potentiels dans deux directions perpendiculaires) la précision de mesure dans

cet axe est moins bonne. Le résultat d'une mesure est donc un jeu de quatre angles à différentes profondeurs : A0, B0 et A180 et B180.

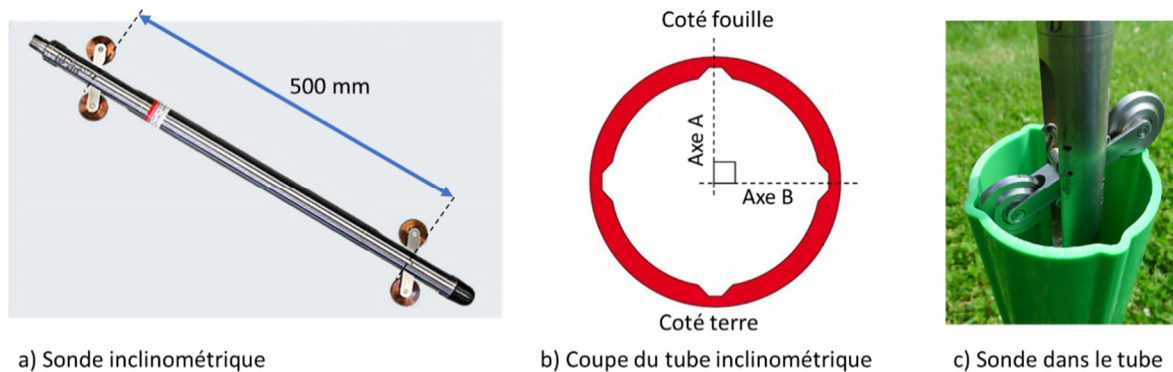


Figure I-1 Sonde inclinométrique et tube inclinométrique avec rainures

À priori, en dérivant la courbe des déplacements horizontaux de l'écran obtenue avec des mesures inclinométriques, on pourrait obtenir une courbe de moment fléchissant voire un diagramme de pressions. Toutefois, (Dunnicliff 1993) indique que cette méthode donne des résultats corrects seulement lorsque le module d'élasticité et l'inertie de l'écran sont connus avec précision (palplanche métallique pour le module d'élasticité par exemple) et quand les déformations sont importantes (ce qui correspond plutôt au cas des palplanches métalliques qu'à celui-ci des parois moulées pour lesquelles l'inertie de flexion est d'habitude beaucoup plus importante).

On souligne que les mesures inclinométriques mesurent l'inclinaison de la paroi à différentes hauteurs : leur interprétation en termes de déplacements suppose que le pied de la paroi est fixe. Même si le pied n'est pas parfaitement encastré, les mesures donnent des indications fiables sur les variations d'inclinaison, donc sur la courbure de la paroi.

2. 3. 2. 2. Le phasage d'installation du tube inclinométrique

Le phasage d'installation du tube inclinométrique dans la paroi moulée est le suivant :

1. Attache d'un tube de réservation en acier à l'intérieur de la cage, puis descente de la cage dans la tranchée pleine de bentonite ;
2. Coulage du béton dans le panneau de paroi moulée ;
3. Il est recommandé de forer plus bas que la cage d'armature pour arriver à un point fixe fiable ;
4. Insertion du tube inclinométrique dans le tube de réservation ;
5. Scellement du tube inclinométrique dans le tube de réservation avec du coulis. À cause de la poussée d'Archimède, le tube aurait tendance à remonter si on remplissait toute la hauteur avec le coulis ; il est donc préférable de réaliser le scellement en deux temps : dans un premier temps, on scelle les premiers mètres. Après la prise du coulis, on injecte le reste du scellement. On évite ainsi le flambement du tube lors du scellement ;

6. Après la prise du scellement, il est possible de réaliser la mesure inclinométrique initiale qui donne la position du tube (qui n'est en pratique pas rigoureusement verticale après le scellement). Les mesures suivantes permettent d'évaluer le déplacement par rapport à la position initiale.

Sur la Ligne 15 Sud du GPE, les tubes de réservation font 114 mm de diamètre et 5 mm d'épaisseur. Pendant l'insertion de la cage d'armature dans la bentonite, les extrémités du tube de réservation accrochée aux aciers doivent être bouchonnées : le bouchon en pied évite que la bentonite et le béton n'entrent dans le tube de réservation ; le bouchon en tête protège le tube de débris du chantier, qui gêneraient l'insertion des tubes inclinométriques dans les tubes de réservation.

2. 3. 2. 3. La mesure initiale

La mesure initiale, aussi appelée la déformation initiale du tube ou mesure zéro, est réalisée avec la même sonde que les mesures suivantes. La Figure I-2 présente les déformées initiales de deux tubes inclinométriques scellés dans la paroi moulée du chantier des Ardoines de la Ligne 15 Sud.

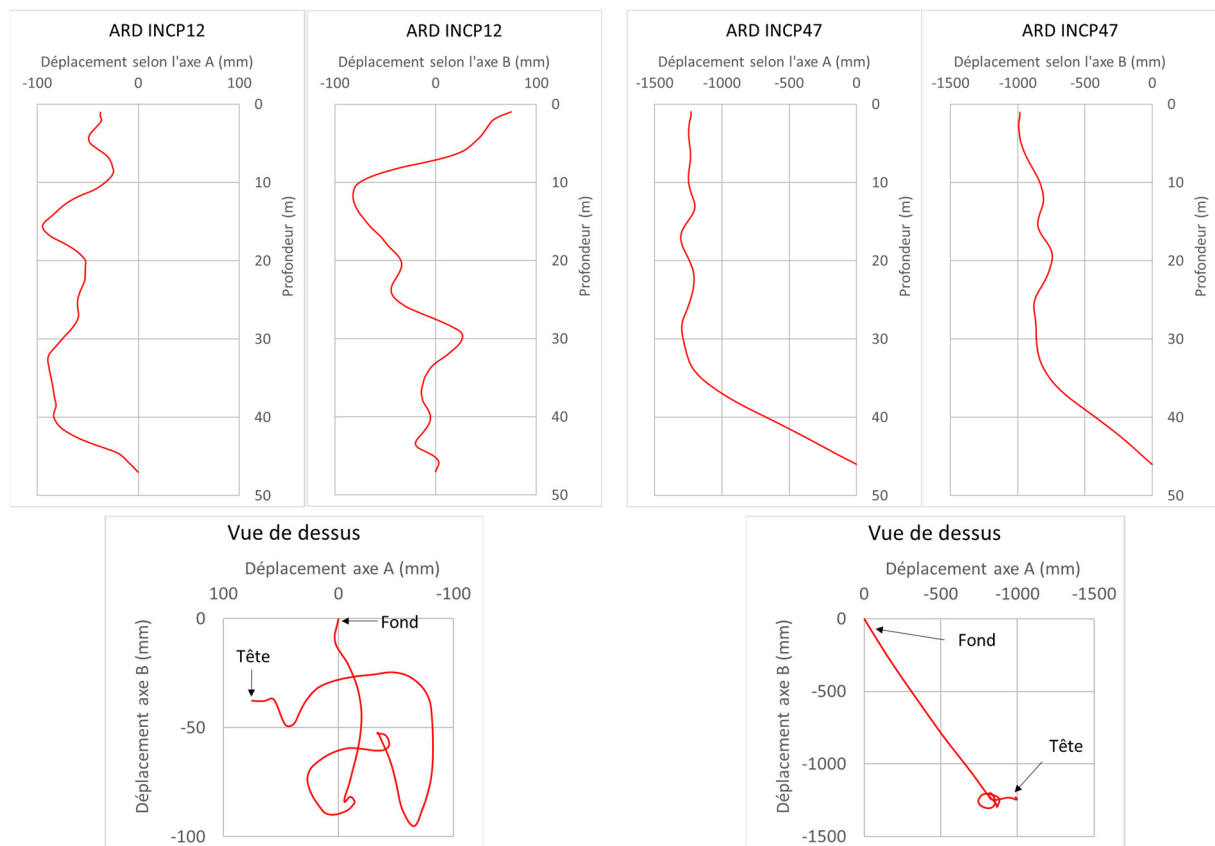


Figure I-2 Déformations initiales de tubes inclinométriques

Pour le tube ARD-INCP12, le résultat ne soulève pas de commentaire. En revanche, le tube ARD-INCP47 montre que la position horizontale varie de plus de 1 m sur les 10 m les plus profonds de la paroi moulée. Il est vraisemblable que le tube de réservation s'est plié et est peut-être ressorti de la cage de la paroi. En conséquence, les mesures relevées sur ce tube,

sont inexploitable à partir de 33 m de profondeur environ. L'interprétation des mesures sur la partie haute est délicate, parce qu'on considère en général le pied du tube comme un point fixe : or, ici, les mesures correspondantes manquent. Il faut donc pouvoir recalculer le déplacement de la tête du tube pour exploiter les mesures pour ce tube.

2. 3. 2. 4. Les principales sources d'erreurs des mesures inclinométriques

Le Tableau I-1 présente une liste des sources d'erreur possibles des mesures inclinométriques établie à partir de la littérature, liées à des défauts des différents éléments du système de mesure. Ces sources d'erreur et leurs corrections sont décrites en détail dans (Mikkelsen 2003), (Mikkelsen et DiBiagio 2015) et dans (Machan et Bennett 2008).

Tableau I-1 Sources d'erreur des mesures inclinométriques

Sonde inclinométrique	Câble	Prise de mesure	Tube inclinométrique
Erreur de biais	Contrôle de profondeur	Assemblage	Inclinaison
Rotation	Mauvaise conservation	Opération	Courbure
Branchement	Vieillessement		Rainures
Roulettes			Assemblage
			Scellement

2. 3. 2. 5. La précision des mesures inclinométriques

Pour les mesures dans l'axe A, les différents fournisseurs des sondes donnent une précision d'environ $\pm 0,1$ mm/m (soit 0,01%), ce qui donne ± 5 mm en tête pour un écran de 50 m de profondeur. Cette précision est valable dans une certaine gamme d'inclinaison par rapport à la verticale, d'environ $\pm 3^\circ$ à $\pm 30^\circ$. Pour les parois moulées, les mesures devraient a priori rester dans cette gamme. La précision donnée prend en compte tous les types d'erreurs, y compris des débris dans le tube et des dégâts du tube. Pour les mesures dans l'axe B, la précision est environ deux fois moins bonne (Dunnicliff 1993).

2.3.3. Extensomètres à cordes vibrante

L'extensomètre à corde vibrante, qu'on peut aussi appeler une jauge de déformation, mesure la déformation d'un élément d'ouvrage sur la longueur de l'extensomètre. En génie civil, les extensomètres font entre 5 et 15 cm de longueur chez la majorité des fournisseurs. La technologie de mesure par corde vibrante est décrite en détail dans (Batten, et al. 1999). Sur les chantiers de fouilles profondes, les extensomètres sont installés sur les butons métalliques ou sur les armatures des parois moulées pour mesurer des déformations locales et en déduire des contraintes. Dans le domaine du génie civil, la précision de ces capteurs est de 0,5% et leur stabilité est de 0,1%/an. Cette précision ne tient pas compte des éventuels défauts d'installation.

2.3.4. Shape Accel Array

Le Shape Accel Array (SAA) est un capteur fabriqué par la société Measurand, qui le présente comme une chaîne d'inclinomètres. Le SAA est constitué de tubes rigides reliés par des joints souples qui peuvent se plier dans toutes les directions, mais résistent à la torsion. Cela est une condition essentielle dans le calcul précis des déplacements. Chaque tube comporte trois capteurs d'inclinaison micro électromécaniques (MEMS) orthogonaux connectés à un convertisseur analogique-numérique et à un microprocesseur. Chaque tube dispose également d'un capteur de température. La précision dépend du nombre de tubes et de leur longueur ; le fournisseur donne une précision de $\pm 1,5$ mm pour un SAA de 32 tubes de 1 m de long.

Dans le cas des fouilles profondes, cet appareil peut être installé verticalement dans un tube inclinométrique dans une paroi moulée ou horizontalement derrière la paroi moulée dans une tranchée pour mesurer les tassements dus aux terrassements de la fouille. Le SAA a été également utilisé pour mesurer la verticalité des joints pour des panneaux profonds de parois moulées (plus de 75 m de profondeur).

2.3.5. Capteurs de pression (CP)

2. 3. 5. 1. Le principe de mesure

Les capteurs de pression avec vérin hydraulique (en anglais *jackout pressure cell*) ou capteurs de pression totale (*total pressure cell*), appelés CP dans le corps du texte, permettent de mesurer la pression totale sur la surface du capteur à l'interface sol / béton de la paroi moulée. Souvent, la cellule de pression totale est associée à un capteur piézométrique pour pouvoir déduire, par différence entre la pression totale et la pression interstitielle, la pression effective appliquée. La Figure I-3 présente un capteur de pression avec son cadre et le capteur piézométrique. Ces capteurs sont mis en place dans un montage qui comporte une plaque pressée contre le côté d'une excavation en utilisant un vérin hydraulique. Cette méthode d'installation assure que la face sensible du CP soit en contact avec le sol adjacent. Il est important de s'assurer que la surface du capteur soit bien orientée. Ces capteurs contiennent une corde vibrante qui permet de mesurer la pression appliquée sur la plaque ; différents fournisseurs donnent une précision de $\pm 0,1$ %. Toutefois, la précision du capteur installé dépend de son inclinaison par rapport à l'horizontale et des effets de bords autour du capteur (Geokon 2017).

Dans le cas des parois moulées, les CP peuvent être installés sur les cages d'armatures pour mesurer les variations de pression du côté de la poussée ou du côté de la butée. L'installation de ces capteurs sur la gare de Vitry Centre est décrite en détail dans le Chapitre 3 de la Partie II.



Figure I-3 Capteur de pression totale (CP) – (Geokon 2017)

2.3.6. Fibre optique

La fibre optique (FO) est une technologie innovante qui permet d'obtenir des profils de déformation répartis sur la longueur d'un câble. Une fibre peut être noyée dans du béton ou fixée à la surface d'une structure. On branche un interrogateur à une extrémité de la fibre, qui sollicite la fibre avec une onde lumineuse. La fibre renvoie par rétrodiffusion une onde avec des caractéristiques différentes de l'onde incidente.

La fibre optique permet de mesurer des déformations, des variations de température, des vibrations. On trouvera plus de détails sur cette technologie et son utilisation pour les ouvrages géotechniques dans (Marten 2005), (Nejjar 2019), (Soga, et al. 2015) et (Motil, Bergman et Tur 2016).

Chapitre 3 - Modélisation du comportement des écrans de soutènement

3. 1. Introduction

L'Eurocode 7 (NF EN 1997-1), qui est la norme européenne de référence pour le dimensionnement des ouvrages géotechniques, autorise plusieurs modèles de calcul : analytique, semi-empirique ou numérique. Dans certains cas, l'ingénieur peut aussi se servir d'essais de chargement ou de la méthode observationnelle. Pour le dimensionnement des écrans de soutènement, quatre types de méthodes peuvent être utilisés (Delattre 1999) et (Delattre 2001) :

1. Les méthodes appelées classiques ou d'équilibre limite font appel aux calculs analytiques de poussée et de butée des terres (Rankine 1857) et ont permis de mettre en évidence l'influence de la fiche, des redistributions de pressions et d'autres phénomènes physiques. Les travaux de (Tschebotarioff et Brown 1948) et de (Rowe 1955) décrivent ces éléments en détail.
2. Les méthodes empiriques, qui ont démarré avec les travaux de (Terzaghi 1936) puis (Peck 1969), ont été surtout utilisées dans les pays anglo-saxons et germaniques et consistent à appliquer des diagrammes de pression forfaitaires (en anglais *apparent earth pressure diagrams*) de forme trapézoïdale. Sur des modèles réduits, Terzaghi remarque que les diagrammes de pression en partie supérieure de l'écran « ne ressemblent pas aux distributions théoriques ». Depuis, des diagrammes forfaitaires ont été développés pour des configurations de sols et de raideur d'écran différentes. Sans entrer dans les détails de cette approche, on peut noter que la conception repose sur des choix qu'on peut trouver très subjectifs (par exemple le caractère « souple » ou « rigide » de la paroi) et qu'il n'y a pas de cohérence dans l'approche, car, souvent les diagrammes de pression forfaitaires sont appliqués pour le dimensionnement des appuis, mais des diagrammes de pression classiques avec la théorie de Rankine sont utilisés pour définir les moments dans l'écran.
3. La méthode de poutre sur appuis élasto-plastiques ou méthode du coefficient de réaction (NF P 94-282 2009). Dans ce mémoire, on l'appelle MISSK.

4. La méthode des éléments finis (MEF dans ce mémoire) ou la méthode des différences finies, développées à partir des années 1970. C'est la seule approche qui permet de modéliser les contraintes et les déformations dans le massif de sol et non pas seulement ceux à l'interface de la paroi.

Les deux méthodes les plus utilisées aujourd'hui sont la méthode de poutre sur appuis élasto-plastiques, où le sol est modélisé par des ressorts élasto-plastiques, et la méthode des éléments finis où le sol est pris en compte en tant que continuum.

Les deux sous-chapitres suivants décrivent plus en détail ces deux méthodes de calcul. Ensuite, on analyse deux études de cas documentées décrites dans (Kastner 2018) sur des stations de métro à Toulouse et à Lyon, où des calculs avec les deux méthodes sont comparés. L'analyse de ces deux cas est conduite avec un esprit critique pour montrer que de nombreuses conditions doivent être réunies pour qu'une rétro-analyse des mesures permette de tirer des conclusions sur les méthodes de calcul.

3. 2. Méthode d'interaction sol structure au coefficient de réaction - MISSK

3.2.1. Principe de la méthode MISSK

La méthode d'interaction sol structure au coefficient de réaction (en anglais *subgrade reaction coefficient method*) est décrite dans l'Annexe F de la norme nationale d'application pour la justification des écrans de soutènement (NF P 94-282 2009). Dans cette méthode, la paroi est modélisée comme une plaque élastique de 1 m de largeur qu'on assimile à une poutre. L'hypothèse principale est l'existence d'une relation entre l'incrément de pression et l'incrément de déplacement horizontal le long de la paroi. Avec cette hypothèse, il n'est pas nécessaire de décrire le comportement en tout point du massif du sol. Les résultats de calcul par cette méthode sont les pressions appliquées sur la poutre ainsi que ses déplacements. Ensuite, par intégration, la rotation, le moment fléchissant et l'effort tranchant de la poutre sont calculés. MISSK ne donne donc aucun résultat à l'intérieur ou à la surface supérieure du massif de sol – les seuls résultats concernent les efforts dans le soutènement et ses déplacements.

La méthode repose sur l'estimation des pressions exercées sur l'écran. Elle utilise quatre paramètres : le coefficient des terres au repos K_0 , le coefficient de réaction k_h , le coefficient de poussée K_a et le coefficient de butée K_p qui gèrent les déformations plastiques. La Figure I-4 présente la courbe de réaction de l'écran adoptée dans la modélisation : elle représente la pression agissant sur l'écran (en ordonnée) en fonction de son déplacement horizontal (en abscisse). La courbe est composée d'une partie élastique et de deux paliers plastiques en poussée et butée : c'est pour cela qu'on parle de ressorts élasto-plastiques. Le terme *plastique* indique simplement l'existence de deux paliers : on ne parle pas ici de plasticité avec une loi d'écoulement comme c'est le cas pour des modélisations en continuum comme les éléments finis.

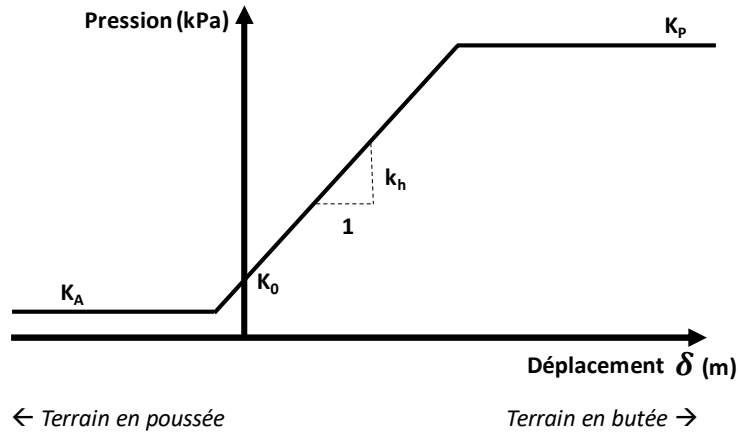


Figure I-4 Courbe pression-réaction d'un écran de soutènement (NF P 94-282 2009)

K_a et K_p ont été étudiés par (Coulomb 1776), (Rankine 1857), (Caquot et Kerisel 1948). Le coefficient des terres au repos peut être calculé dans le cadre de l'élasticité linéaire isotrope : cette approche conduit à l'équation (1). De manière empirique, (Jaky 1944) propose la formule approchée (2) pour les sols normalement consolidés.

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (1)$$

$$K_0 = 1 - \sin\varphi' \quad (2)$$

Il reste à préciser le coefficient de réaction k_h , aussi appelé coefficient de Winkler (Winkler 1867). La Figure I-4 indique que son unité est kPa/m ou kN/m³. Du point de vue de la terminologie, on préfère parler de « coefficient de réaction » et non de « module de réaction », car ce n'est pas un paramètre intrinsèque du sol (Simon 1995) et il n'a pas la dimension d'un module.

Le coefficient de réaction a été étudié par de nombreux auteurs (voir la synthèse proposée par (Delattre 1999)). (Poulos 2018) propose une démarche pour définir au cas par cas le coefficient de réaction selon le type de problème étudié. Pour un pieu chargé horizontalement, il propose l'équation (3) :

$$k_h \approx X_1 \cdot \frac{E_{sh}}{d} \quad (3)$$

où X_1 varie de 0,8 et 1 et dépend du rapport entre la longueur et le diamètre du pieu, E_{sh} le module d'Young du sol pour un chargement latéral, d le diamètre du pieu.

Pour une semelle rigide sous chargement vertical, il donne :

$$k_v = 1,4 \cdot \frac{E_{sv}}{d} \quad (4)$$

où d est le diamètre de la semelle et E_{sv} est le module d'Young du sol pour un chargement vertical.

Dans tous les cas, la rigidité et la géométrie de la structure jouent des rôles importants. Pour un radier rigide ou souple les distributions de pression et de tassements ne sont pas les mêmes et la distribution du coefficient de réaction vertical k_v n'est pas constante. En ce qui concerne la géométrie de l'ouvrage, le coefficient de réaction horizontal pour un pieu ne sera pas le même que pour une paroi moulée, car la distribution des contraintes dans le sol ne sera pas la même.

Le coefficient de réaction dépend de deux éléments principaux : des caractéristiques du sol et des caractéristiques de l'élément de fondation :

- la géométrie de la structure (écran infini, pieu ou semelle, etc.)
- la raideur de l'élément de fondation (souple ou rigide)
- la géométrie globale (une fouille étroite peut provoquer une interaction des coins de butée qui change le comportement par rapport à la paroi plane unique)
- la raideur du sol
- la nature et la durée du chargement (statique ou dynamique) qu'on prendra en compte en adaptant les raideurs des éléments de fondation et du sol.

Pour les écrans de soutènement, il existe plusieurs approches pour définir le coefficient de réaction k_h . Les travaux de (Schmitt 1984), (Schmitt 1995), (Schmitt 1996), (Londez, Namur et Schmitt 1997), (Schmitt 1998), (Bazin et Schmitt 2001), (Serrai, Plumelle et Schmitt 2005), (Schmitt 2009) ont permis de comprendre les paramètres qui influencent les résultats des calculs avec la méthode du coefficient de réaction des écrans de soutènement et les limites de la méthode.

En passant par la définition du coefficient de réaction (rapport de l'incrément de contrainte sur l'incrément de déplacement), dans le cas d'un écran fiché dans un massif homogène, il est admis d'assimiler le comportement de l'écran à celui d'une poutre verticale sur appuis élastiques. On en déduit la formule (5) pour déterminer le coefficient de réaction du sol (NF P 94-282 2009).

$$k_h = \frac{\Delta\sigma_h}{\Delta y_h} = \lambda \cdot \frac{\frac{E_M}{\alpha}}{1,5 \cdot l_0} \quad (5)$$

où l_0 est la longueur de transfert $= \left(4 \cdot \frac{E \cdot I}{k_h \cdot B_0}\right)^{1/4}$, λ est le coefficient de calage empirique fonction du rapport entre le module d'élasticité E représentatif du comportement du sol dans le domaine de chargement considéré et le module E_M/α et B_0 la longueur de référence prise

égale à 1 m (les calculs se font par mètre linéaire de paroi). On prend $1,5 l_0$ comme hauteur d'interaction pour les modes de chargement usuel.

(Schmitt 1995) propose finalement de prendre $\lambda = 3,6$ ce qui permet d'obtenir la formule semi empirique qui intègre le produit d'inertie de l'écran (équation (6) ci-dessous).

$$k_h = 2,1 \cdot \frac{\left(\frac{E_M}{\alpha}\right)^{4/3}}{EI^{1/3}} \quad (6)$$

où EI est la raideur en flexion de l'écran, E_M est le module pressiométrique de Ménard et α le coefficient rhéologique.

Dans (NF P 94-282 2009) le terme EI est divisé par une longueur de référence appelée B_0 et l'unité du terme k_h devient des kN/m^3 .

Le coefficient de réaction dépend des raideurs de l'écran et du sol, mais il est important de confirmer le sens de variation de k_h en fonction de la raideur de l'écran EI. (Monnet 1994) propose une formule où elle figure au numérateur de l'équation : une augmentation de raideur de l'écran cause donc une augmentation de k_h . D'un autre côté, (Schmitt 1996) estime qu'une augmentation de EI cause au contraire une réduction de k_h . Son raisonnement est le suivant :

1. Toutes choses égales par ailleurs, une augmentation de EI diminue les déplacements ;
2. En poussée, les déplacements élastiques sont limités. C'est donc sur le comportement en butée qu'il faut se baser pour définir k_h ;
3. En butée, un effort appliqué à un écran plus rigide se répartit sur une hauteur plus grande que pour un écran souple, ce qui donne des contraintes plus faibles. Cela conduit à introduire la notion de *hauteur d'interaction a* (m), qui est la hauteur sur laquelle le sol est sollicité en butée par l'ouvrage. Dans les travaux réalisés par (Poulos 2018) pour définir le coefficient de réaction pour des ouvrages de géométries différentes, il apparaît que le coefficient de réaction dépend de la géométrie de la structure (pour un pieu, son diamètre) et de la cinématique attendue. Pour un écran de soutènement, ce paramètre sera lié à la fiche : (Ménard et Bourdon 1965) proposent de prendre forfaitairement 2/3 de la fiche de l'écran. (Schmitt 1995) propose une dépendance de cette hauteur avec le produit d'inertie de l'écran. Cette idée est cohérente avec les formulations du coefficient de réaction pour une plaque sur une couche de sol proposées par exemple par (Terzaghi 1955) ou (Westergaard 1938), où le coefficient de réaction est inversement proportionnel à la raideur de la plaque (Gilbert 1995).

La Figure I-5 illustre la dépendance entre la longueur d'interaction et la raideur du sol et le produit d'inertie de l'écran pour neuf chantiers étudiés par Schmitt (Schmitt 1995),

qui a conduit à l'équation (6), qui a été utilisée avec succès pour plusieurs dizaines de chantiers réalisés par Soletanche Bachy dans le monde.

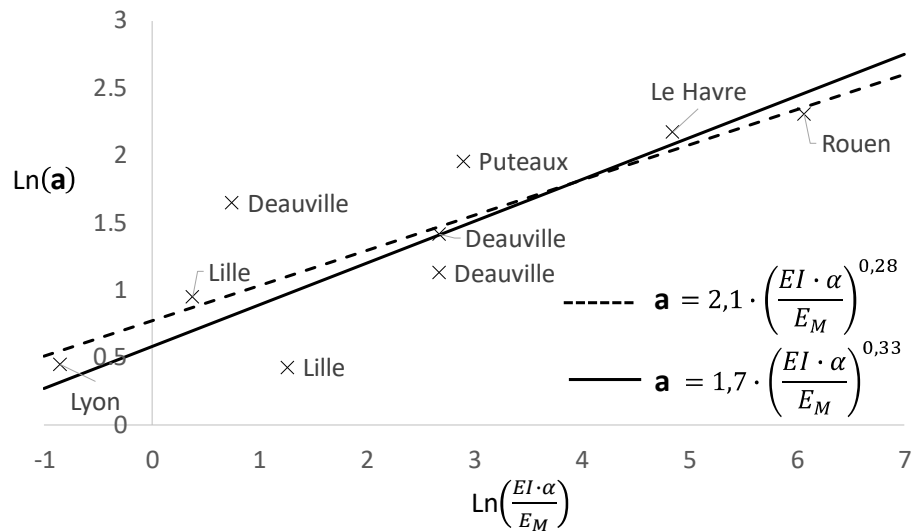


Figure I-5 Relation expérimentale entre a et $EI \cdot \alpha / E_M$ (Schmitt 1995)

Avant d'ouvrir la discussion sur les limites de la méthode, il faut souligner qu'elle est utilisée couramment depuis les années 1980 en France et à l'international.

3.2.2. Limites du modèle MISSK

Plusieurs articles critiquent la méthode du coefficient de réaction. (Vezole 1995) par exemple estime que « cette méthode ne peut donc pas, sauf cas particulier, conduire à une modélisation réaliste de l'interaction sol-structure, et la crédibilité qui lui est souvent accordée pour les écrans de soutènement est totalement injustifiée ».

En pratique, les critiques portent avant tout sur l'hypothèse que la structure peut être modélisée comme une poutre sur appuis dans laquelle le sol est représenté par des ressorts élasto-plastiques indépendants. La Figure I-6 illustre une situation dans laquelle la méthode montre ses limites : l'application d'un chargement sur une dalle ne cause pas des déplacements et des pressions uniformes, ce qui conduit à des coefficients de réaction qui varient sur sa longueur : un calcul avec une valeur unique de k_h ne permet donc de calculer que des valeurs moyennes des contraintes et des déplacements.

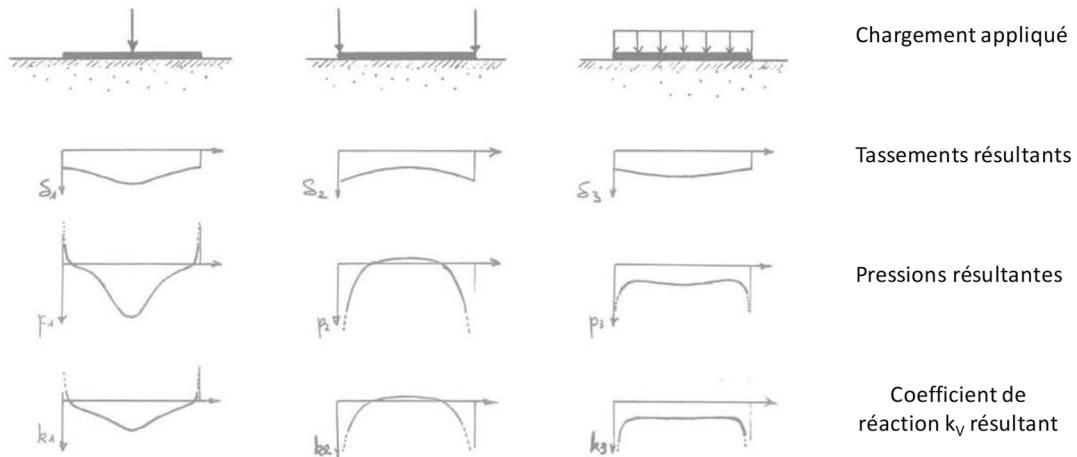


Figure I-6 Radier sur massif semi-infini élastique, coefficient de réaction équivalent pour plusieurs chargements d'après (Vezole 1995)

Ces limitations viennent du fait que le sol derrière l'écran est modélisé par des ressorts indépendants qui ne peuvent pas représenter une redistribution des pressions sur l'écran due à des cisaillements dans le sol. (Janssen 1895) a montré que lorsqu'on remplit un silo circulaire de grains, la contrainte verticale mesurée au fond du silo est inférieure au poids des grains. Une partie de leur poids est transmis à la surface latérale du silo par frottement.

Pour que cet effet voûte (en anglais *arching effect*) apparaisse, la distance entre les parois (le rayon du silo) doit être assez faible par rapport à la hauteur remplie. La modélisation d'un tel phénomène est impossible si l'on modélise le fond du silo par une poutre horizontale sur ressorts élastiques indépendants.

On illustre ce mécanisme en considérant que les grains forment des voûtes comme le schématise la Figure I-7. Même si le terme de voûte est accepté dans la géotechnique, il s'agit en fait d'une redistribution de contraintes due à la présence d'éléments raides qui reprennent plus d'efforts.

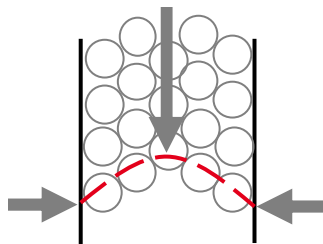


Figure I-7 Formation de voûtes dans le sol

Pour des écrans de soutènement en service, il est généralement difficile de mesurer ces redistributions. Cependant, certains auteurs (par exemple (Kastner, Lareal, et al. 1989)) ont présenté des études de cas avec des systèmes d'instrumentation complexes qui permettent de discuter la création de ces voûtes pour des écrans de taille réelle ; on y reviendra en détail dans les paragraphes §3.4.2. et §3.4.3. ci-après.

Une autre limite de l'approche est l'impossibilité de représenter un déplacement d'ensemble du terrain derrière l'écran. Par exemple, pour un écran tiranté, les tirants sont modélisés par des ressorts équivalents. MISSK ne permet pas de prendre en compte des tirants courts parce que l'approche prend en compte le déplacement (absolu) de la paroi, et pas la différence entre les déplacements des extrémités du tirant.

L'annexe F de la norme sur les écrans (NF P 94-282 2009) indique également que l'approche MISSK ne peut pas modéliser correctement les effets d'un rabattement sur une hauteur importante dans des terrains compressibles, qui conduit à un déplacement d'ensemble du terrain sur une hauteur importante.

3.2.3. Calculs mono-paroi et bi-paroi

La méthode du coefficient de réaction s'est développée depuis le début des années 1980. Initialement, les modélisations étaient limitées aux situations symétriques en termes d'excavation et de géométrie, ce qui permet de modéliser un seul écran. Les appuis étaient des ressorts élastiques, dont la raideur est calculée en supposant le point fixe à mi-largeur de la fouille : on parle de « calcul mono-paroi ».

La complexification des ouvrages et les avancées des moyens de calcul ont permis de faire des calculs avec deux parois, avec souvent des géométries différentes et des surcharges différentes, et des éléments de liaison entre les parois. On parle de calcul bi-paroi, le modèle convergeant lorsque les deux parois retrouvent le même effort dans les éléments de structure les liant. Il est important de noter que la proximité des parois dans le modèle ne modifie pas la butée parce que la méthode MISSK ne permet pas de modéliser le massif de sol. (Gaba, et al. 2017) soulignent qu'il serait préférable d'utiliser des logiciels aux éléments finis quand il y a une dissymétrie des charges extérieures.

3. 3. Méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis (MEF) est une méthode numérique générale pour résoudre des équations aux dérivées partielles dans différents domaines de la mécanique et de la physique. La méthode repose sur la discrétisation du domaine étudié en sous-domaines, appelés éléments finis. Ce découpage en éléments finis s'appelle le maillage (*mesh* en anglais). La technique permet de prendre en compte des géométries et des lois de comportement complexes.

On peut effectuer des calculs en deux dimensions (2D) en condition axisymétrique (pour modéliser un puits circulaire par exemple) ou en déformation plane pour une section d'une excavation assez éloignée des bords de la fouille. Toutes hypothèses égales par ailleurs, l'hypothèse de déformation plane conduit à surestimer les déformations par rapport à celles calculées sur un modèle tridimensionnel.

Pour les écrans de soutènement, on est amené à faire un certain nombre de choix de modélisation, concernant le comportement des différents matériaux constituant l'écran de soutènement, le sol, les appuis et les ancrages.

Les écrans de soutènement sont souvent modélisés par des éléments de poutre élastique (de type Euler-Bernoulli) dont l'épaisseur est réduite à zéro. Ce choix rend bien compte du comportement horizontal de l'écran, mais peut poser problème dans la direction verticale, la poutre pouvant poinçonner le sol.

Les modèles de comportement pour les sols seront décrits dans les paragraphes suivants. On décrit les deux modèles les plus fréquemment utilisés actuellement par le monde de l'ingénierie : le modèle élastique linéaire parfaitement plastique avec critère de Mohr Coulomb, appelé dans ce rapport ELMC, et le modèle Hardening Soil Model (ou HSM). Ces modèles sont très utilisés, et on dispose donc d'un certain recul sur leur mise en œuvre pour les calculs de soutènement (en particulier sur le choix des paramètres) ; on peut cependant souligner que des modèles plus complexes pourraient donner de meilleurs résultats (par exemple, les deux modèles retenus sont isotropes).

3.3.1. Modèle élastique linéaire parfaitement plastique avec critère de Mohr Coulomb

Ce modèle comporte cinq paramètres :

- deux paramètres pour le comportement élastique : le module d'Young E_{ELMC} et le coefficient de Poisson,
- trois paramètres pour la partie plastique : la cohésion c' , l'angle de frottement interne φ' et l'angle de dilatance ψ .

L'intérêt de ce modèle est que les ingénieurs ont une bonne compréhension du rôle de ces paramètres sur la réponse du sol, mais il comporte de nombreuses simplifications : le module apparent est le même pour le chargement et le déchargement, le modèle est linéaire dans le domaine élastique. L'anisotropie éventuelle du sol n'est pas prise en compte, mais cela est aussi le cas pour la majorité des modèles utilisés sur les projets réels.

3.3.2. Le Hardening Soil Model

Le modèle Hardening Soil Model (HSM) est un modèle plus complexe, qui comporte une partie élastique non linéaire et deux mécanismes plastiques écrouissables. On trouve différentes présentations du modèle dans (Schanz, Vermeer et Bonnier 1999) et d'autres références. La formulation du modèle fait intervenir trois modules : le module élastique de déchargement/rechargement E_{ur} , le module sécant à 50% du déviateur maximal E_{50} , le module tangent sous sollicitation œdométrique E_{oed} . Ces modules varient en fonction de la contrainte de confinement σ'_3 suivant une loi puissance qui fait intervenir un exposant noté m (qui prend la même valeur pour les trois modules), et dépendent de plus de la cohésion c' , de l'angle de frottement φ' , d'une pression de référence notée p^{ref} ,

et d'une valeur de référence du module considéré, notée avec l'exposant ref . Par exemple, pour le module E_{50} , on a :

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \cdot \left(\frac{c \cdot \cos\varphi' - \sigma'_3 \cdot \sin\varphi'}{c \cdot \cos\varphi' + p^{ref} \cdot \sin\varphi'} \right)^m \quad (7)$$

Les autres paramètres sont le rapport de rupture R_f , le coefficient de Poisson ν , et l'angle de dilatance ψ . Le modèle comporte donc au total dix paramètres : E_{ur}^{ref} , E_{50}^{ref} , E_{oed}^{ref} , p^{ref} , ν , m , R_f , c' , φ' et ψ .

L'exposant m est considéré nul ($m=0$) pour tous les calculs réalisés dans la Partie II de ce mémoire. D'un côté cela est dû au fait que le nombre d'essais de laboratoire réalisé avec précision est faible et d'un autre côté que les couches ne sont pas très épaisses pour les trois chantiers. Je rajoute également que dans les dossiers de consultation de la Ligne 15 Sud du Grand Paris Express (Cahier des Clauses Techniques Particulières) l'exposant m est aussi égal à 0.

3.3.3. Corrélations entre le module pressiométrique E_M et les modules des deux modèles retenus

Des études ont été réalisées, majoritairement en France, pour définir les modules élastiques à prendre en compte dans les modélisations avec les modèles ELMC et HSM à partir des résultats d'essais pressiométriques (qui sont les plus courants sur des projets réels). Ces études reposent sur des rétro-analyses d'écrans de soutènements réels. (Bazin et Schmitt 2001), (Serrai, Plumelle et Schmitt 2005), (Zgondhi 2010), (Nejjar 2019) et (Philip, et al. 2021) ont proposé des corrélations entre le module pressiométrique de Ménard E_M et les modules E_{ELMC} pour ELMC et E_{50} pour HSM. Ces corrélations peuvent être représentées par :

$$E_{ELMC} = k_{ELMC} \cdot \frac{E_M}{\alpha} \quad (8)$$

$$E_{50} = k_{E50} \cdot \frac{E_M}{\alpha} \quad (9)$$

Les coefficients multiplicateurs k_i des équations (8) et (9) varient de 3 à 4 pour k_{ELMC} et de 1,5 à 2 pour k_{E50} .

D'autre part, on adopte très généralement la corrélation $E_{ur} = 3 \cdot E_{50}$.

(Londez, Namur et Schmitt 1997) décrivent de manière détaillée une rétro-analyse pour une fouille à Colombes, à l'Ouest de Paris. Les valeurs de k_{E50} des terrains où la paroi moulée est ancrée (Marnes et Caillasses et Calcaires Grossiers) sont recalés à 3 voire 4 et l'article souligne également que le fait que le rapport entre k_{ELMC} et k_{E50} égal à 2 peut avoir une justification théorique (en tout cas, comme ordre de grandeur). Si l'état initial correspond

à un taux de mobilisation du sol égal à 50 % (dans le cas d'un chemin triaxial) le module initial tangent à prendre en compte est alors $E_{50\text{tangent}} = E_{50}/2$, on retrouve bien un facteur 2 entre k_{ELMC} et k_{E50} .

3.3.3.1. Limites de la méthode aux éléments finis

La limite principale de la MEF est sans doute le grand nombre de paramètres qui sont rarement disponibles sur des projets réels, ce qui conduit à associer un grand nombre d'incertitudes. Comme les ingénieurs n'ont pas accès aux paramètres mesurés, ils utilisent des corrélations à partir des données courantes – par exemple les modules pressiométriques E_M . Puisque le module d'une couche de sol dépend de sa déformation, le module E_{ELMC} de la loi ELMC pose problème, car il ne dépend pas de la déformation. Pour la loi HSM, le module varie, ce qui peut donner de meilleurs résultats, mais il faut déterminer davantage de paramètres (notamment l'exposant m).

Une deuxième limite reste le temps nécessaire pour mener une étude, même en déformation plane et avec des interfaces graphiques avancées : – la création du modèle est un travail complexe pour un projet réel combinant un grand nombre de phases de travaux et de paramètres. Le calcul ainsi que le traitement des résultats avec la MEF prennent beaucoup plus de temps qu'avec un calcul MISSK.

3.4. Comparaison des deux méthodes et de leurs limites

Dans cette section, on présente quelques éléments de comparaison entre les deux méthodes de calcul et de discussion de leurs limites. On s'appuie sur trois études relativement récentes tirées de la bibliographie.

3.4.1. Étude sur des modèles réduits (Masrouri et Kastner 1991)

(Masrouri et Kastner 1991) ont présenté des essais sur des modèles réduits de rideaux de soutènements, avec un niveau de butons dont la raideur k_x prend trois valeurs différentes : 414, 816 et 83333 kN/m/m. Ils ont comparé les résultats de ces modèles à des calculs MISSK et MEF.

Dans le modèle réduit, le soutènement est en Dural, il fait 80 cm de hauteur et est soutenu par un buton non précontraint en tête de l'écran. Le massif est constitué de rouleaux de Schneebeli. Il est terrassé progressivement par passes de 5 à 10 cm jusqu'à un terrassement final de 52 cm : il y a alors perte de stabilité de l'écran par défaut de butée.

Les paramètres d'entrée des modèles MEF et MISSK retenus dans (Masrouri et Kastner 1991) ont été repris pour les modélisations présentées ci-dessous. Les calculs MEF ont été effectués avec le logiciel Plaxis (Plaxis 2D,3D 2018) ; les calculs MISSK avec le logiciel PARIS (propriété de Soletanche Bachy). La Figure I-8 illustre les déplacements calculés par les deux méthodes pour des terrassements intermédiaires avec la raideur intermédiaire du buton.

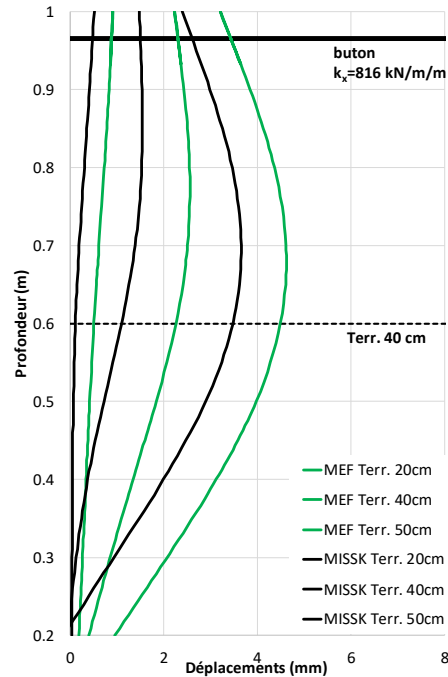


Figure I-8 Les déplacements calculés du modèle réduit pour les deux méthodes

Les courbures calculées par les deux méthodes sont quasi-identiques sur presque toute la hauteur de l'écran. Toutefois, le modèle MISSK ne présente aucun déplacement en pied de paroi, alors que dans le calcul MEF, le pied se déplace vers la fouille. Les courbes MEF pratiquement déduites des courbes MISSK par une translation sur la hauteur de l'écran d'environ 0,4 mm pour le terrassement de 20 cm et d'environ 1 mm pour le terrassement de 50 cm.

3. 4. 1. 1. Diagrammes de poussée

Les pressions du sol sur l'écran données par le calcul MEF du côté de la poussée sont présentées sur la Figure I-9 pour les deux raideurs extrêmes du buton. Les pressions calculées avec MISSK ne sont pas représentées, car elles sont pratiquement superposées avec la poussée active représentée par K_a sur toute la hauteur de l'écran.

Pour les deux raideurs du buton, les courbes de pression passent de la pression au repos (K_0 sur le graphique) à la pression active. Dans le calcul EF, la pression augmente au niveau de l'appui : pour le buton rigide, il se forme une « bulle de pression » dès le premier terrassement sous le buton, alors que pour le buton souple, la bulle ne se forme qu'à partir du terrassement à 40 cm. La bulle est finalement beaucoup plus accentuée dans le cas du buton rigide et représente une part plus importante de la pression appliquée sur l'écran.

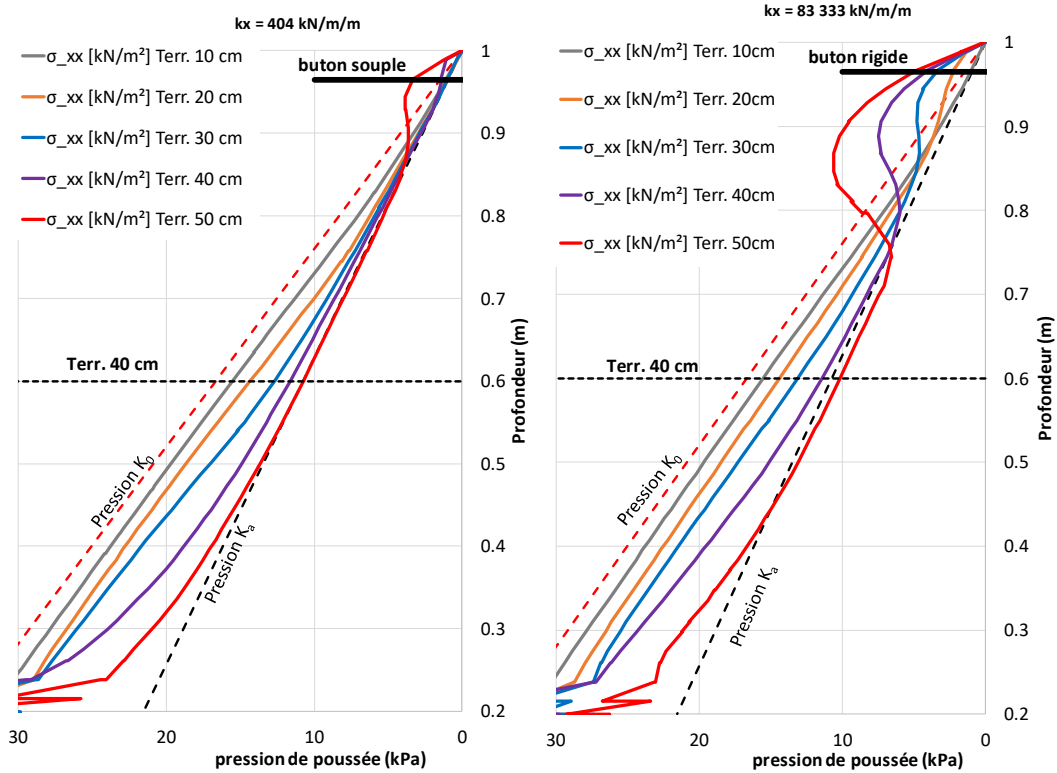


Figure I-9 Evolution des pressions en poussée avec le terrassement

La Figure I-10 présente l'évolution de la contrainte horizontale en fonction du déplacement au niveau de l'appui pour les trois raideurs du buton. Pour le buton souple ($0,4 \text{ MN/m/m}$), la pression dépasse la poussée active à partir du terrassement de 40 cm. Pour le buton le plus raide (83 MN/m/m), elle dépasse cette valeur dès l'installation du buton. La raideur de l'appui joue donc un rôle important sur cette bulle de pression, qui traduit une redistribution de contraintes vers le point situé au-dessous du buton : c'est donc un phénomène de voûte comme décrit précédemment dans §3.2.2. Il est normal que MISSK ne décrive pas ce phénomène physique et que la pression reste stable à la valeur du palier de poussée active, car la pression est liée au déplacement de l'écran à ce niveau par la courbe de réaction présentée sur la Figure I-4.

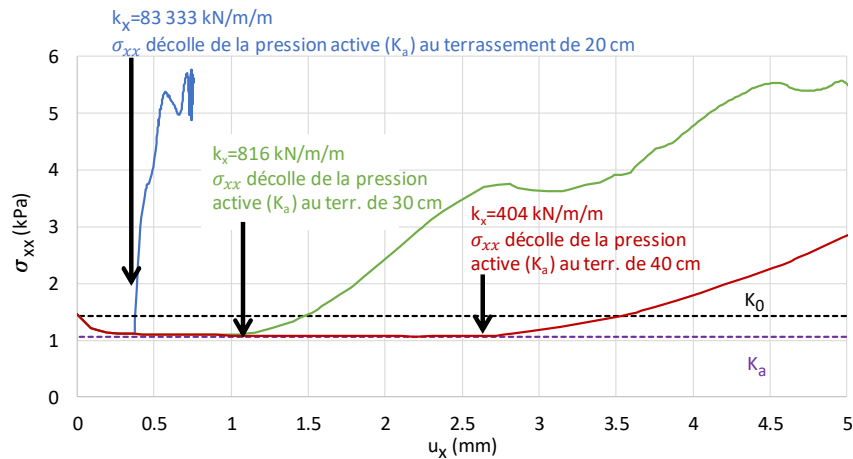


Figure I-10 Poussée en fonction du déplacement derrière le buton (MEF)

La Figure I-11 représente la direction de la contrainte principale majeure à la paroi : pour 0° , la contrainte principale majeure est verticale et la contrainte principale mineure est horizontale ; pour -90° , la contrainte principale majeure est horizontale.

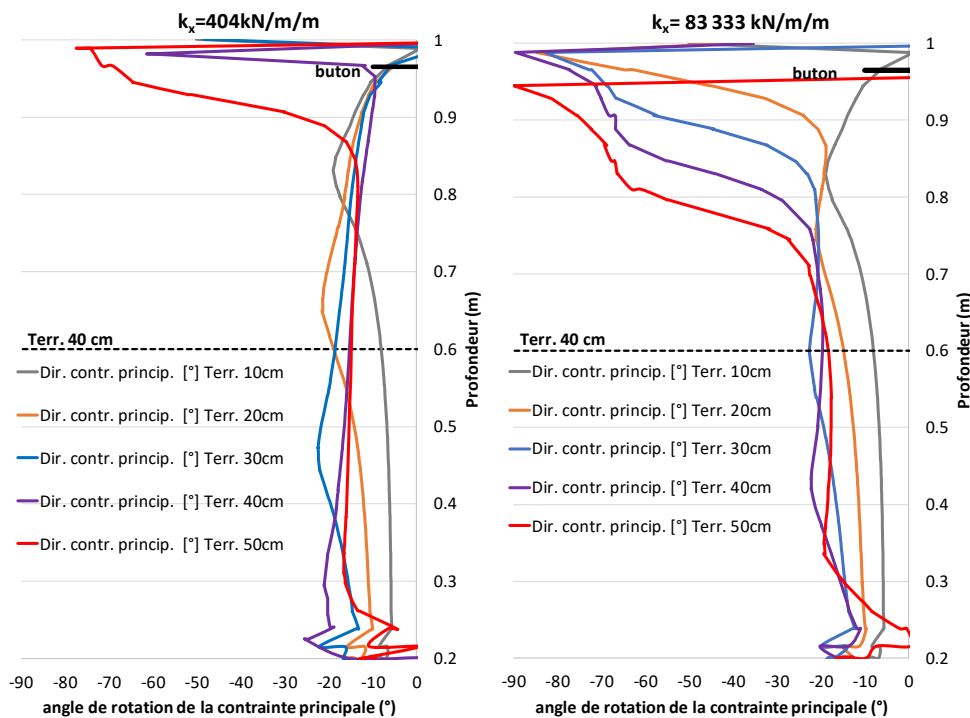


Figure I-11 Evolution de la direction de la contrainte principale majeure du calcul MEF

La Figure I-9, la Figure I-10 et la Figure I-11 montrent que la voûte dépend directement de la rotation des contraintes principales. Dans le cas du buton souple, la bulle de pression se forme sur 15 cm de hauteur ; la contrainte principale tourne sur la même hauteur. Pour le buton rigide, ce comportement est visible sur 25 cm. La raideur des appuis influence donc de manière significative la bulle de pression, qui est plus marquée pour un soutènement plus raide.

3. 4. 1. 2. La pression de butée

D'après (NF P 94-282 2009), un des modes de rupture possible d'un écran est le défaut de butée. La norme indique que le rapport de la butée mobilisable à la butée mobilisée doit être supérieur à 1,5 (§9.2.2 de la norme). Dans l'analyse des modèles réduits, on se limite donc aux phases de terrassement où l'écran a une sécurité sur la butée supérieure à 1,5.

La Figure I-12 montre que les deux méthodes donnent des résultats très proches pour la pression du sol sur l'écran côté butée (à gauche, les résultats MISSK ; à droite, les résultats MEF). Les courbes de pression du côté de la butée ne sont pas identiques pour les deux méthodes, mais l'intégrale pour une courbe donnée est quasiment la même pour chacun des terrassements.

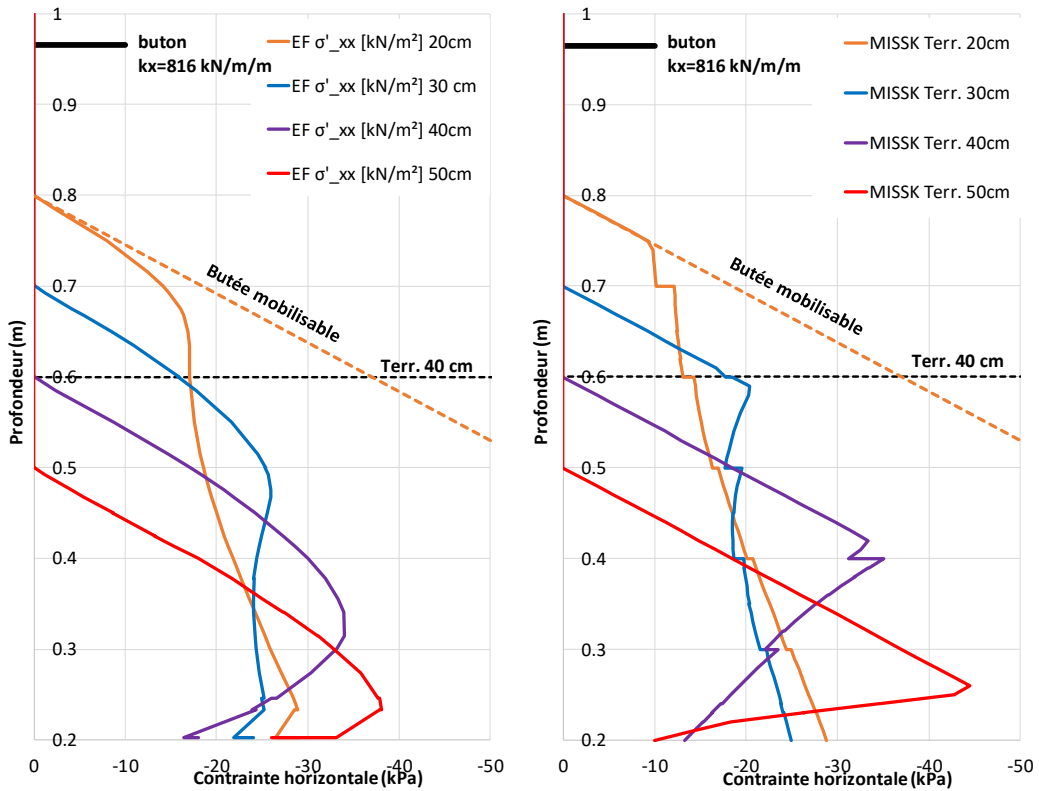


Figure I-12 Butée mobilisée pour les phases de terrassement pour les deux méthodes

La Figure I-13 présente le facteur de sécurité en fonction de l'avancement du terrassement pour les deux méthodes de calcul. La différence entre MEF et MISSK est inférieure à 10% ; les calculs MEF donnent un facteur de sécurité plus faible pour une profondeur de terrassement donnée. Pour respecter la condition $FS > 1,5$, le dernier terrassement qui nous intéresse est celui à environ 42 cm. La Figure I-8 montre que pour cette valeur, dans le calcul MEF, le pied de l'écran commence à se déplacer de manière significative à partir de 40 cm de terrassement.

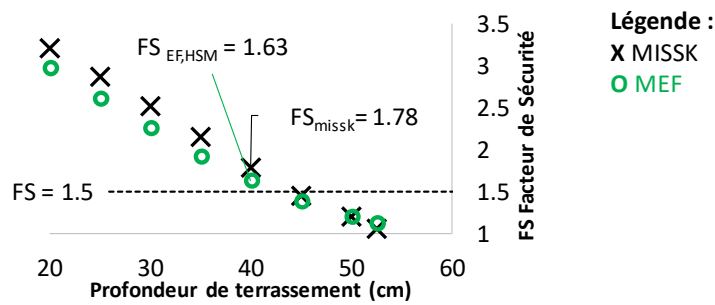


Figure I-13 Facteur de sécurité sur la butée en fonction de la profondeur d'excavation

3. 4. 1. 3. Conclusions

(Masrouri et Kastner 1991) tirent des résultats de leurs essais sur modèle réduit deux conclusions :

Conclusion 1 : Le calcul MISSK surestime la butée et donc est trop optimiste

Conclusion 2 : Le calcul MISSK sous-estime systématiquement la poussée à l'arrière de l'écran, l'effort dans le buton et pour certaines configurations le moment fléchissant maximum. Pour l'effort dans le buton, l'écart entre MISSK et la mesure augmente en fonction du niveau de terrassement et atteint 35% pour un terrassement de 45 cm.

3. 4. 1. 4. Discussion

La première conclusion 1 est critique : elle devrait conduire à abandonner la méthode MISSK, dans la mesure où le défaut de butée est un des risques les plus inquiétants pour les concepteurs, la majorité des sinistres des écrans de soutènement étant liés au défaut de butée. On peut considérer que cette conclusion devrait être nuancée : la Figure I-12 montre que les deux méthodes calculent la butée mobilisée quasiment de la même manière. Les problématiques sur la butée peuvent venir du fait que le coefficient de butée K_p dépend fortement du frottement entre la paroi et le sol, de manière non-linéaire, et non pas de la méthode de calcul (puisque les résultats des deux méthodes sont quasiment les mêmes). Dans le cas du Dural et des rouleaux de Schneebeli, aucun retour d'expérience n'existe pour calibrer ce paramètre clé ; un frottement relatif δ/φ' égal à $2/3$ a été retenu dans les calculs parce que c'est celui qui est utilisé pour une paroi moulée en vraie grandeur dans du sol, mais cette hypothèse est évidemment discutable.

La deuxième conclusion reflète le fait que, dans la méthode MISSK, le sol est modélisé par des ressorts indépendants, ce qui ne permet pas de représenter la redistribution de contraintes due au cisaillement dans le massif. La pression sur l'écran est alors limitée par les limites en butée et en poussée ; on note que cette limite n'est pas propre à la méthode de la poutre élastique sur appuis, mais concerne aussi les méthodes classiques d'équilibre de poussée et de butée basées sur des diagrammes de pression sur l'écran.

Dans le cas étudié, on peut cependant se demander dans quelle mesure la différence relevée dans le cas du modèle réduit se manifeste sur un ouvrage réel.

Un premier critère pour juger si les essais sur modèles réduits permettent de tirer des conclusions valides pour des écrans réels en service est le rapport du déplacement horizontal δ_h sur la hauteur de l'écran H . Pour les chantiers du Grand Paris Express analysés dans la suite de ce rapport (CLE VIC et ARD), le rapport δ_h/H varie entre 0,03% et 0,06%. Pour rester dans des ordres de grandeur comparables, les déplacements de la paroi du modèle réduit (qui fait 80 cm de hauteur) ne devraient pas dépasser 0,5 mm ; on ne devrait donc pas tirer de conclusions sur les résultats obtenus pour un terrassement supérieur à 30 cm sous le buton. Les différences entre les mesures et les résultats des calculs MISSK dans ces conditions sont nettement plus limitées.

Un autre élément à prendre en compte est la raideur du soutènement. Rowe a proposé de la caractériser par un paramètre (Addenbrooke 1994) noté ρ et défini par :

$$\rho = \frac{H^4}{EI} \quad (10)$$

où H est la hauteur de l'écran et EI sa raideur en flexion. Le nombre de Rowe a été défini pour des parois avec un seul appui. On souligne que ce paramètre n'est pas adimensionnel. Dans les essais de (Masrouri et Kastner 1991), la hauteur et la raideur de l'écran ont été choisies pour que la valeur de ρ soit proche de celle des parois du métro de Lyon. La Figure I-14 présente les valeurs correspondantes et inclut aussi les trois stations de métro du Grand Paris Express analysées dans la Partie II. Les valeurs de ρ pour les chantiers du GPE sont assez différentes de celles du métro de Lyon et du modèle réduit, ce qui indique que les conclusions tirées des modèles réduits ne sont pas nécessairement généralisables aux chantiers du GPE.

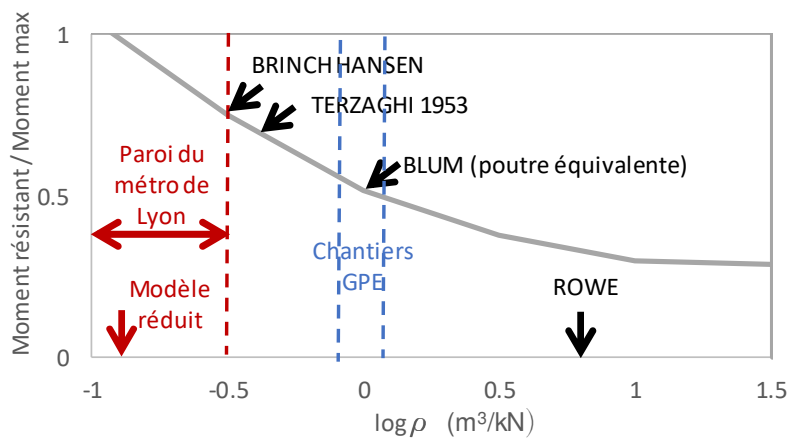


Figure I-14 Situation du modèle dans l'échelle de Rowe (1972)

Dans la littérature, d'autres paramètres ont été proposés, comme le System Flexibility proposé par (Clough, Smith et Sweeney 1989) ou le déplacement flexibility (Addenbrooke 1994) qui dépendent de l'espacement vertical entre les appuis (à la puissance 4 et 5 respectivement). Le System Flexibility de (Clough, Smith et Sweeney 1989) a la forme suivante :

$$\rho_s = \frac{EI}{\gamma_w \cdot L_{esp,v}^4} \quad (11)$$

où $L_{esp,v}$ est l'espacement vertical entre les appuis et γ_w le poids volumique de l'eau.

On peut critiquer ce paramètre par principe : il n'est pas adimensionnel et on comprend mal le rôle joué par le poids volumique de l'eau.

Pour les chantiers du GPE analysés dans la suite de ce rapport, ρ_s est compris entre 50 et 200. Pour avoir des valeurs du même ordre sur le modèle réduit considéré, l'espace entre les appuis devrait être entre 27 et 38 cm. Les résultats pour les terrassements de plus de 40 cm sous le premier appui sont donc, a priori, peu représentatifs des chantiers étudiés par la suite.

On peut aussi considérer le rapport entre la raideur de l'écran et la raideur du sol $EI/(E_M/\alpha)$. Dans le cas des fouilles analysées dans la suite, ce rapport varie entre 20 et 200. Pour le modèle réduit, les rouleaux de Schneebeli ont un module équivalent à mi couche égal à 170 MPa soit, ce qui conduit à : $EI/(E_M/\alpha) = 2.5 \cdot 10^{-5}$ (où l'on a utilisé l'équation (8) avec $k_{ELMC} = 4$) ; l'ordre de grandeur des raideurs relatives n'est pas du tout le même.

On peut donc discuter la pertinence d'extrapoler directement les conclusions des mesures sur modèle réduit à un ouvrage réel, dans la mesure où les niveaux de déformation et la raideur du soutènement sont très différents, et où le choix du frottement entre les rouleaux de Schneebeli et l'écran peut expliquer une partie des différences entre les calculs MISSK et les mesures.

3.4.2. Étude de cas : la station Canal du Midi du métro de Toulouse

Cette étude de cas est basée sur les travaux de (Vanoudheusden, et al. 2005) et (Kastner 2018), qui décrivent une campagne de mesures effectuée pendant les travaux d'excavation de la station « Canal du Midi » de la ligne B du métro de Toulouse. Pour ce chantier, ils ont obtenu avec la méthode MISSK des résultats beaucoup plus éloignés des mesures qu'avec les éléments finis, en particulier en termes de déplacements de l'écran (Figure I-15).

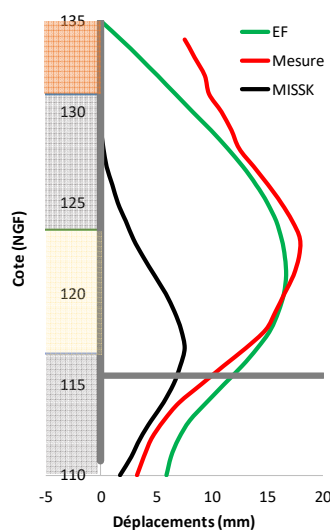


Figure I-15 Comparaison des méthodes de calcul et des mesures pour la station Canal du Midi (d'après Kastner, 2018)

La station est réalisée directement au contact du canal en eau. Son emprise est de 15 m x 50 m et la hauteur excavée est voisine de 21 m. Les parois moulées de 1 m d'épaisseur et 24,4 m de hauteur sont retenues par 4 lits d'appuis (Figure I-16). Les appuis sont installés au fur et à mesure des terrassements. Les tirants sont précontraints, les butons sont passifs.

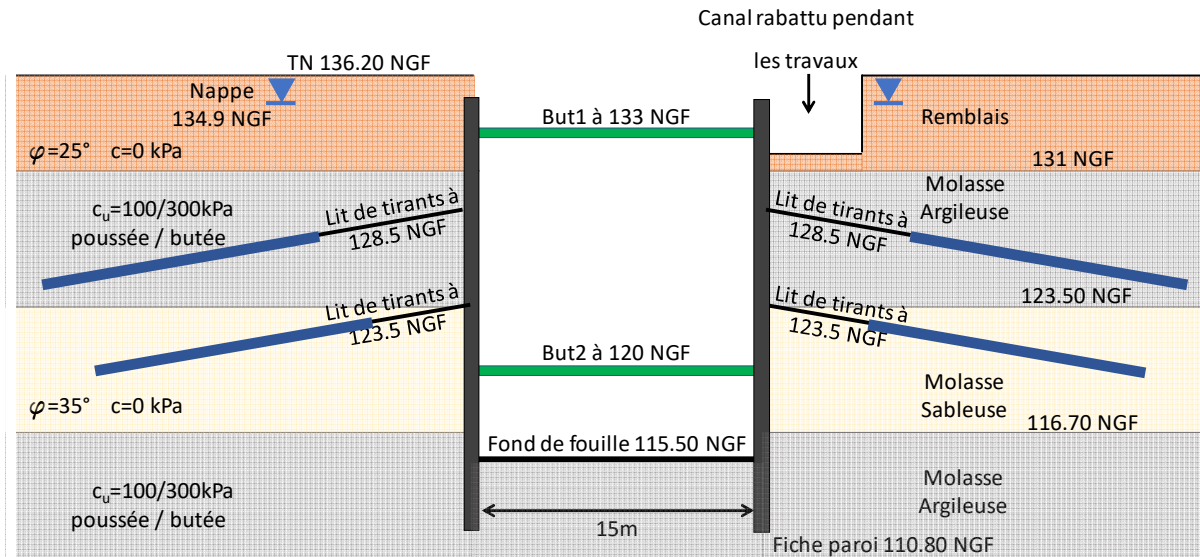


Figure I-16 Coupe de la station Canal du Midi à Toulouse

Les dispositifs d'auscultation installés sur le chantier sont :

- Des repères topographiques en tête de la paroi moulée
- Un tube inclinométrique placé en face du canal dans la paroi moulée
- Des extensomètres à corde vibrante sur deux butons de chaque lit
- Des cales dynamométriques sur les têtes de deux tirants instrumentés

3. 4. 2. 1. Conditions hydrauliques

Le chantier étudié correspond à des conditions hydrauliques particulièrement complexes, la station étant construite dans le lit du canal. Deux hypothèses ont été faites dans (Vanoudheusden, et al. 2005). La première est celle du drainage total du coin de poussée avec des barbacanes et la deuxième est celle du comportement non-drainé des Molasses Argileuses. Ces deux hypothèses, qui semblent d'ailleurs difficilement compatibles, ont une influence déterminante sur le comportement global de l'ouvrage, les déplacements et les efforts dans les appuis, et sont en détail discutées ci-dessous.

3. 4. 2. 2. Première hypothèse : drainage du coin de poussée

Le niveau de la nappe extérieure est à 134,9 NGF, mais au fur et à mesure de l'avancement des terrassements les pressions de nappe extérieures sur la paroi sur la hauteur des molasses sont rabattues par perçage de la paroi et mise en place des lits de barbacanes.

La Figure I-17 illustre une telle barbacane et son débit.



Figure I-17 Drainage à l'arrière de la paroi sur le chantier du Canal du Midi

Faute de donnée précise sur le régime hydraulique, (Vanoudheusden, et al. 2005) font l'hypothèse (qu'ils qualifient de « défavorable ») qu'il s'exerce une pression constante de 10 kPa sur toute la hauteur de molasse excavée, mais que le niveau de nappe est rabattu au niveau de terrassement. Cette hypothèse paraît en fait extrêmement optimiste : il paraît douteux qu'on puisse drainer tout le massif derrière l'écran avec des barbacanes et la pression forfaitaire de 10 kPa sur l'écran semble faible. On peut donc se demander si les conditions hydrauliques du modèle de calcul représentent la réalité du chantier : le perçage de la paroi moulée et l'insertion de barbacanes ne sont pas équivalentes au drainage total du coin de poussée. Il est possible que les barbacanes abaissent la pression à la surface de l'écran ; en revanche, il faudrait des drains horizontaux plus longs que le coin de poussée pour justifier l'hypothèse du rabattement du niveau de la nappe extérieure et cela n'a pas été fait dans le cadre de cet ouvrage.

Dans le cas du Canal du Midi, cela revient à deux hypothèses de distribution de pressions interstitielles très différentes qui sont schématisées sur la Figure I-18 pour l'avant-dernier niveau de terrassement à 119,40 NGF. Le premier cas correspond à l'hypothèse faite dans (Vanoudheusden, et al. 2005) et dans (Kastner 2018) : le niveau de la nappe est rabattu au niveau de terrassement (cela représente en réalité le cas des drains horizontaux). Le deuxième cas représente le cas des barbacanes avec des rayons d'action suffisants pour avoir une pression interstitielle nulle à l'interface de la paroi. Le troisième cas est présenté pour comparaison dans le cas où aucun perçage de paroi n'est réalisé et le niveau de la nappe est maintenu à 134,90 NGF. Dans les cas 2 et 3, la perte de charge se fait dans la couche des Molasses Argileuses qui sont moins perméables que les Molasses Sableuses.

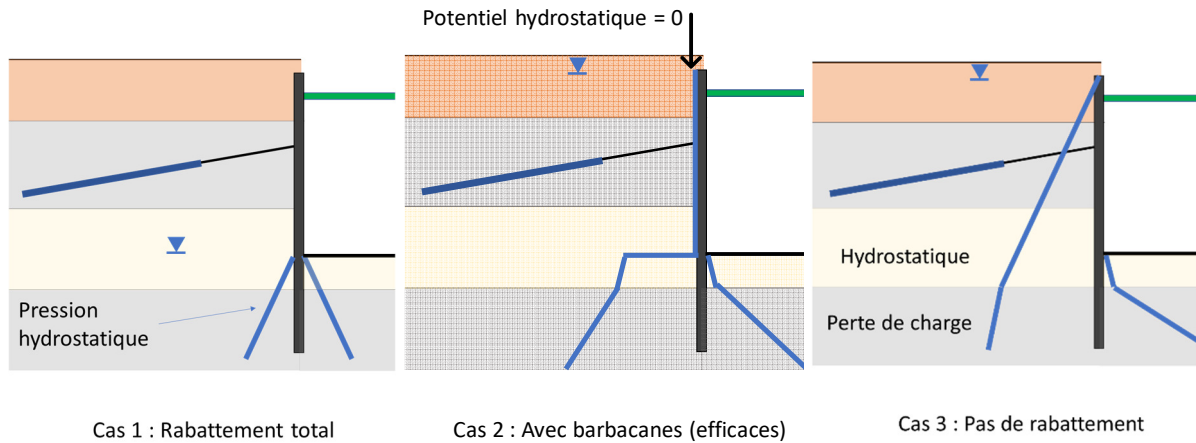


Figure I-18 Trois hypothèses de pressions hydrauliques sur l'écran différentes

La Figure I-19 illustre les résultats de l'analyse par éléments finis faite des cas 1, 2 et 3. Les calculs ont été faits avec un écoulement permanent avec la perméabilité des Molasses Argileuses 100 fois plus faible que les Molasses Sableuses. La distribution des pressions hydrauliques exercées sur l'écran des trois cas est celle prévue. Le cas 2, qui représente le calcul avec les barbacanes, se place entre le cas sans et avec rabattement ce qui confirme que ces cas ne sont pas équivalents. Le cas 2 donne un déplacement horizontal maximal de l'écran deux fois plus grand que le cas 1.

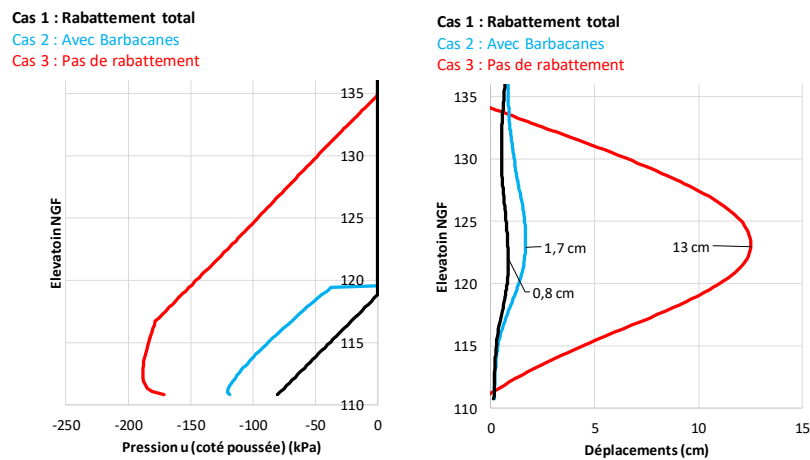


Figure I-19 Comparaison des résultats d'analyse MEF pour les cas 1 à 3

3. 4. 2. 3. Deuxième hypothèse : comportement non-drainé des Molasses Argileuses

Dans (Vanoudheusden, et al. 2005), les couches des Molasses Argileuses sont modélisées en conditions non drainées avec un angle de frottement nul et une cohésion non-drainée c_u ce qui semble contradictoire avec l'hypothèse précédente. Pour justifier un comportement différent de la couche moins perméable, il faudrait pouvoir estimer les perméabilités des différentes couches et la mettre en regard de la durée des travaux (les terrassements ayant été réalisés entre mai 2002 et fin janvier 2003).

3. 4. 2. 4. Paramètres et hypothèses géotechniques

Le choix des paramètres géotechniques (Tableau I-2) mérite également d'être discuté : la cohésion des Molasses Argileuses est très importante et différente des deux côtés de la paroi moulée ce qui mérite une explication, car le palier en poussée et en butée sont d'habitude considérés avec les mêmes paramètres de cisaillement. Il semble que les paramètres géotechniques retenus pour l'analyse ont été obtenus pour la plupart par tâtonnement et non pas par des essais directs.

Tableau I-2 Paramètres géotechniques recalés pour les calculs du Canal du Midi

Nom	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	φ' (°)	c_u (kPa)	K_0 (-)	k_h (MN/m ³)
Remblais	18	20	25	-	0,5	18
Molasses Argileuses côté butée	20	22	-	300	1	40
Molasses Argileuses côté poussée	20	22	-	100	1	40
Molasses Sableuses	19	21	35	-	1	40

3. 4. 2. 5. Analyse des résultats de mesure

On propose d'examiner les résultats en représentant sur la Figure I-20 les incréments des déplacements mesurés par les inclinomètres entre les différentes phases de terrassement. La mesure initiale est prise au moment du terrassement à 126 NGF, alors que 8 m de terrassement et la pose des deux premiers lits d'appuis ont déjà été réalisés.

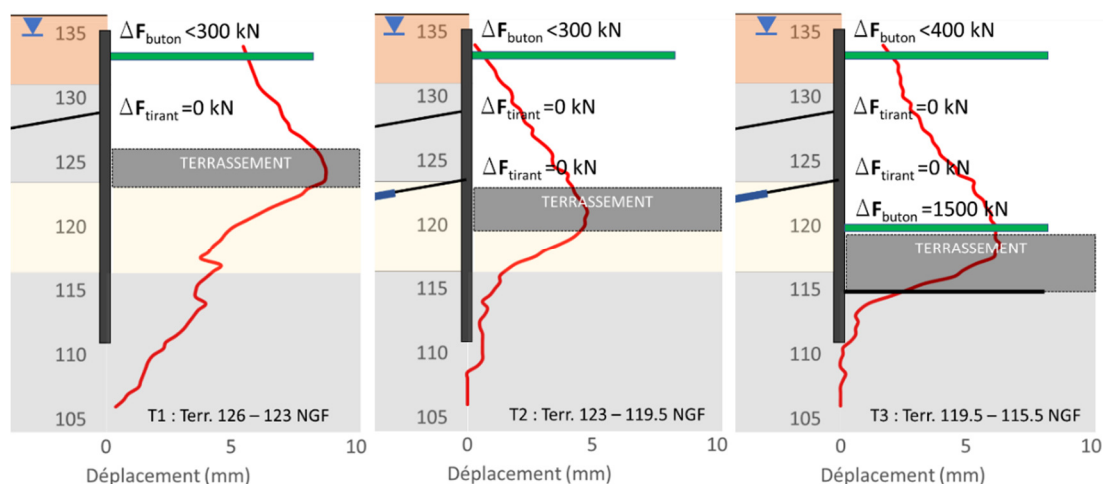


Figure I-20 Les incréments de déplacement inclinométrique par phase de terrassement

Terrassement T1 entre 126 NGF et 123 NGF

La position du déplacement maximum est à environ 124 NGF, ce qui semble cohérent. Cependant, au premier niveau de butons à 133 NGF on voit un déplacement de 6 mm, qui devrait correspondre à un incrément de l'effort dans le buton de 3000 kN (avec la raideur

théorique du buton définie dans le Chapitre 2 de la Partie II par l'équation (21)). L'incrément mesuré est d'environ 300 kN. Il y a donc un problème de cohérence entre les deux systèmes de mesure. De manière analogue, la mesure en tête du tirant à 128,50 NGF ne montre aucun incrément d'effort, alors que le déplacement inclinométrique est de 7 mm. Il y a une difficulté à comprendre ces résultats. On note également une forte rotation du pied du tube inclinométrique, même sous le pied de l'écran, et un déplacement important de la partie inférieure de l'écran (plus grand que pour les terrassements suivants T2 et T3). Ces différents éléments font qu'on peut donc douter de la validité des mesures pour cette phase de terrassement.

Terrassement T2 entre 123 NGF et 119,5 NGF :

La mesure donne environ un millimètre de déplacement au niveau du premier lit de buton, ce qui correspond à 350 kN d'effort normal supplémentaire. L'incrément mesuré est de 200 à 300 kN. Les deux mesures sont ici en bon accord. Les mesures en tête des deux lits de tirants ne montrent aucun incrément d'effort. On peut se demander si l'instrumentation a bien fonctionné, ou si les tirants ont été bien réalisés.

Terrassement T3 entre 119,5 NGF et 115,5 NGF :

On mesure 2 mm de déplacement supplémentaire au niveau du premier lit de buton, ce qui correspond à un incrément d'effort normal dans le buton de 1050 kN ; l'incrément mesuré est de 400 kN. L'écart est significatif mais pas forcément excessif.

Au niveau du deuxième lit de buton, on relève plus de 6 millimètres d'incrément de déplacement soit 3100 kN d'effort normal ; l'incrément mesuré est d'environ 1500 kN. Pour ce buton, c'est la première phase de terrassement et il est possible que la raideur apparente du buton pour cette phase soit réduite en raison d'un jeu dans l'assemblage des tronçons métalliques, par exemple.

Les mesures des deux niveaux de tirants ne montrent aucune augmentation d'effort entre leurs installations et le terrassement au fond de fouille. Ce fonctionnement n'est pas vraiment compréhensible : on peut faire l'hypothèse que les tirants fluent, mais ce n'est pas pris en compte dans le calcul.

Cette petite discussion montre qu'une analyse des incréments des déplacements et des efforts pour chaque phase de terrassement s'avère intéressante. Dans le cas étudié, il semble qu'on puisse relever un certain nombre d'incohérences entre les déplacements inclinométriques et les efforts dans les appuis, ce qui limite fortement la portée des conclusions que l'on peut tirer.

3. 4. 2. 6. Calculs MEF

Les calculs MEF ont été refaits avec les données d'entrée décrites dans (Vanoudheusden, et al. 2005) et (Kastner 2018). Les résultats des déplacements horizontaux de

la paroi et des efforts dans les appuis sont quasiment identiques à ceux présentés dans les références (pas plus de 2 mm d'écart). Ces courbes sont présentées sur la Figure I-21.

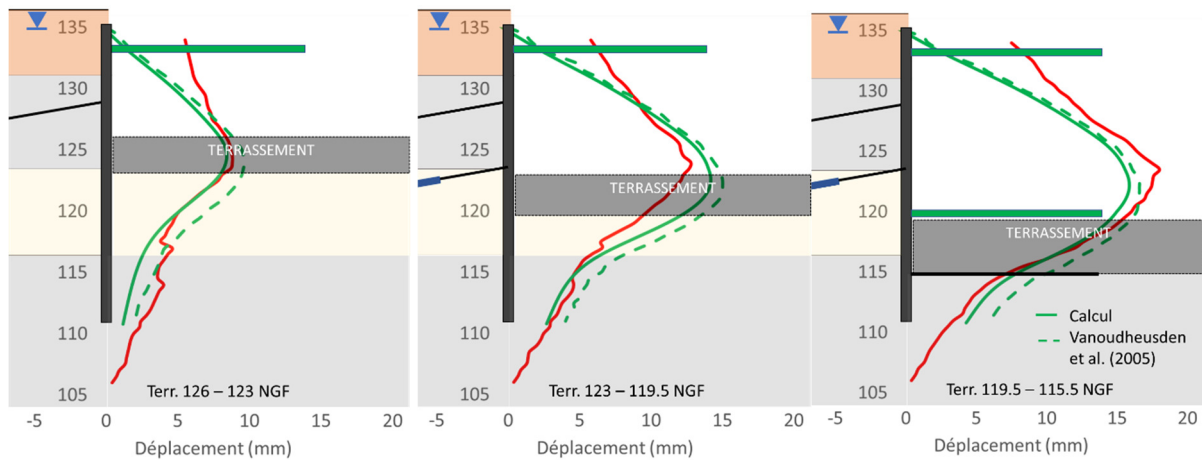


Figure I-21 Les déplacements du modèle MEF comparés aux résultats inclinométriques

La Figure I-22 présente, comme on l'a fait plus haut, les incréments de déplacement pour les trois phases de terrassement précédentes : elle montre que les paramètres adoptés pour la rétro-analyse donnent des résultats acceptables pour le terrassement de 126 à 123 NGF, mais l'accord entre calculs et mesures est nettement moins bon pour les phases suivantes : au niveau du fond de fouille, le calcul ne représente pas bien le comportement mesuré.

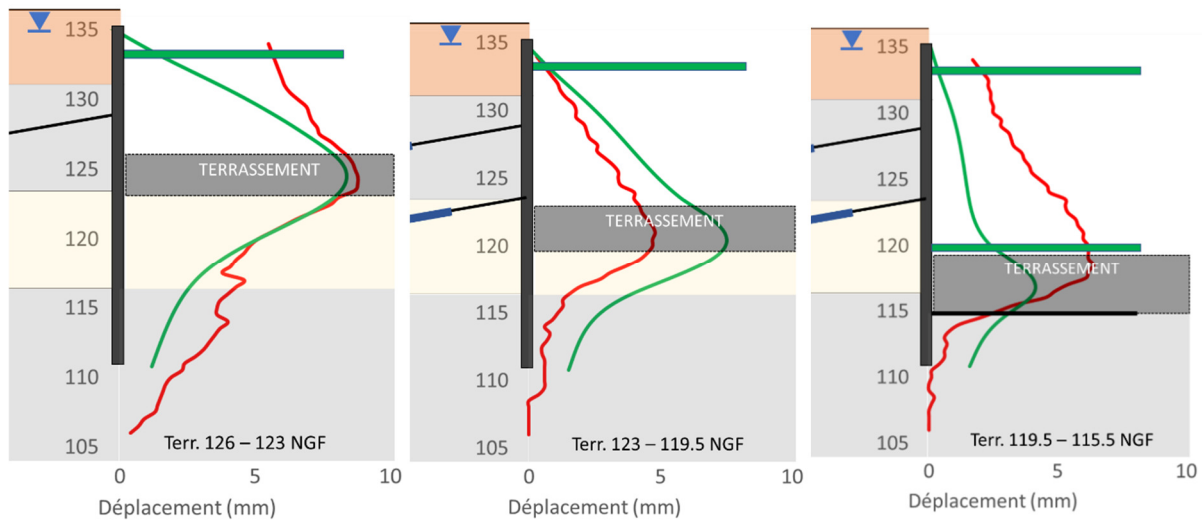


Figure I-22 Incréments de déplacement mesurés et calculés par MEF

3.4.2.7. Conclusions sur l'étude de la station Canal du Midi

Cette étude illustre quelques-unes des difficultés de tirer de la rétro-analyse de l'instrumentation des soutènements des conclusions sur les méthodes de calcul :

- la poussée de l'eau joue clairement un rôle majeur dans l'exemple étudié : les incertitudes sur les conditions hydrauliques dans la zone en poussée pèsent fortement sur l'analyse que l'on peut faire des calculs ;
- il est probable que la poussée sur l'écran de la nappe ne soit pas aussi réduite par les barbacanes, ce qui pose une question sur le coefficient de sécurité sur la butée. S'il est insuffisant (inférieur à 1,5), nous sortons du domaine d'application des ouvrages en service.
- les mesures ne sont pas cohérentes entre elles ; il faudrait pouvoir justifier ces incohérences et considérer que certaines mesures sont plus fiables que d'autres. Les courbes inclinométriques ne semblent pas cohérentes entre elles (le terrassement T1 fait plus déplacer le pied de la paroi que les terrassements T2 et T3), et pas cohérentes non plus avec les mesures d'effort dans les appuis, qui sont à discuter.

Ces différents éléments font qu'il n'est pas possible de tirer de cette étude de cas des conclusions claires sur la validité des méthodes de calcul.

3.4.3. Étude de cas : la station Félix Faure du métro de Lyon

On discute ici le cas de la fouille de la station de Félix Faure qui a été instrumentée par le laboratoire de géotechnique de l'INSA de Lyon en 1985, décrit dans (Zgondhi 2010) et (Kastner 2018). La coupe de la station est présentée sur la Figure I-23. Le soutènement est constitué par un rideau de palplanches. Le phasage est le suivant :

1. Réalisation d'une tranchée d'un mètre d'épaisseur sous coulis autodurcissable jusqu'au niveau du substratum molassique
2. Insertion dans le coulis, avant sa prise, du rideau de palplanches
3. Terrassement à -3,5 m
4. Rabattement de la nappe de -4,6 m à -9,5 m
5. Pose du premier lit de butons à -2,9 m
6. Terrassement à -6,5 m
7. Pose du deuxième lit de butons à -5,7 m
8. Rabattement de la nappe de -9,5 m à -11,3 m
9. Terrassement à -9,3 m

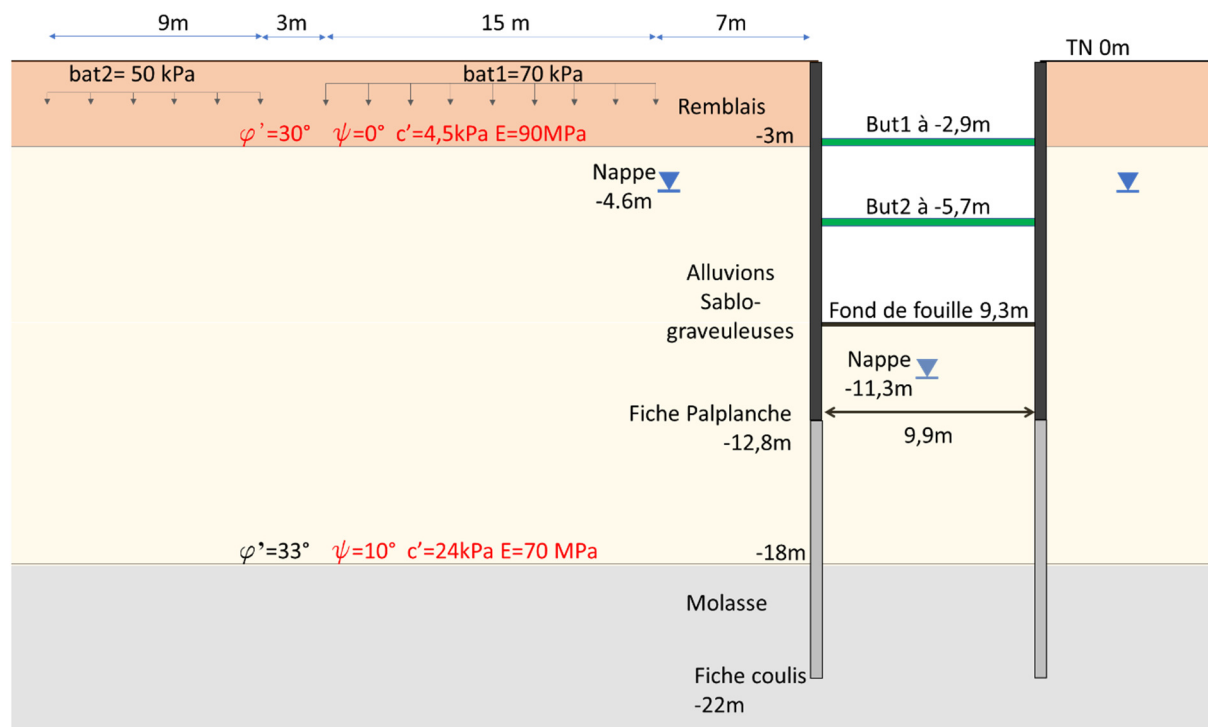


Figure I-23 Coupe de la station Félix Faure à Lyon

3. 4. 3. 1. Paramètres géotechniques

On trouve en surface une couche de 3 m d'épaisseur de Remblais au-dessus d'une couche d'Alluvions Sablo-graveleuses de 16 m d'épaisseur. Les paramètres géotechniques notés en rouge sur la Figure I-23 sont ceux obtenus après la rétro-analyse : dans le cas des Remblais, tous les paramètres ont été ajustés à posteriori ; pour les Alluvions, l'angle de frottement a été mesuré $\phi'=33^\circ$ par des essais de cisaillement simple dans une boîte 60 cm x 60 cm décrits dans (Bourdeau 1997). La cohésion et les modules ont été ajustés pour obtenir un bon accord entre les courbes calculées et les mesures. Les modules présentés sur la Figure I-23 sont les modules E_{ELMC} de la loi ELMC pris en compte dans la rétro-analyse de (Zgondhi 2010).

3. 4. 3. 2. Caractéristiques de l'écran

L'écran est une palplanche avec un produit d'inertie EI de $9030 \text{ kN/m}^2/\text{m}$ insérée dans une tranchée de 1 m de largeur pleine de coulis. Le pied de la palplanche est à 12,8 m de profondeur. Pour assurer l'étanchéité de l'écran, un coulis d'argile-ciment est mis en place. Les mesures des extensomètres à corde vibrante sur la surface de la palplanche et dans le coulis montrent cependant qu'il n'y a pas toujours de continuité entre le coulis et la palplanche, en fonction du déplacement de la palplanche. Dans les calculs présentés dans (Zgondhi 2010) et (Kastner 2018), seule la rigidité en flexion de la palplanche a été prise en compte.

Les conditions du contact entre le coulis et la palplanche jouent un rôle majeur dans la suite. Le produit d'inertie EI de la palplanche seule est faible ; si on considère qu'une épaisseur de coulis de 15 à 20 cm reste solidaire de la palplanche, cela suffit à augmenter la raideur en flexion EI globale de 50 % ; or, ce paramètre a une influence directe sur les déplacements

et le moment fléchissant maximum, puisque la déformation mesurée par les extensomètres est directement multipliée par le produit EI pour obtenir le moment.

3. 4. 3. 3. Raideurs des appuis

Les caractéristiques des deux lits d'appuis sont présentées dans le Tableau I-3.

Tableau I-3 Caractéristiques des butons

LIT	Profilé HEB	E_{acier} (GPa)	L (m)	S (m ²)	$L_{esp,h}$ (m)	Jeu (mm)	k_x (MN/m)	k_x (MN/m/m)	Précontrainte (kN)
1 ^{er}	280	210	9,9	0,01314	3,7	0	557	151	70
2 ^e	280	210	9,9	0,01314	3,7	20	557	151	0

On note que les butons du premier lit ont été précontraints avec une faible valeur, obtenue sur chantier en calant le profilé entre les liernes à l'aide un vérin. Cette précontrainte n'a pas d'effet significatif sur les déplacements, mais assure qu'il n'y a aucun jeu d'assemblage entre les liernes et les butons de ce lit.

À leur installation, il était prévu que les butons du deuxième lit ne soient pas en contact avec l'écran : on a laissé un jeu, qui selon les données dans (Zgondhi 2010) et (Kastner 2018) vaut 10 ou 20 mm. La valeur de 20 mm a été retenue pour les calculs. On peut noter qu'il est fort douteux de respecter au millimètre près le jeu voulu dans des conditions de chantier. Pour tirer des conclusions sur les méthodes de calcul, il faudra vérifier que ce paramètre n'est pas déterminant.

3. 4. 3. 4. Résultats de mesures

L'instrumentation mise en place pour ce chantier comportait les éléments suivants :

- six tubes inclinométriques installés sur la palplanche pour mesurer les déplacements horizontaux de l'écran. L'incertitude des mesures inclinométriques a été évaluée à 1 mm sur la longueur totale des tubes (Zgondhi 2010) ;
- un suivi topographique des déplacements de la tête de l'écran pour confirmer que le point fixe des déplacements inclinométriques est en pied. Ces résultats ne sont présentés ni dans (Zgondhi 2010), ni dans (Kastner 2018) ;
- des extensomètres installés sur quatre butons pour mesurer les efforts dans les deux lits de butons (deux butons par lit) ;
- 10 extensomètres installés sur les surfaces des palplanches, dans quatre sections, pour mesurer le moment fléchissant dans la palplanche ;
- 30 extensomètres dans le coulis pour vérifier la nature de l'interaction mécanique entre le coulis et l'écran.

- des mesures piézométriques à l'extérieur et à l'intérieur de la fouille. Les résultats ne sont présentés ni dans (Zgondhi 2010), ni dans (Kastner 2018).

La Figure I-24 présente les courbes inclinométriques pour les trois phases de terrassement. Elles montrent une rotation du pied, mais d'après (Zgondhi 2010) et (Kastner 2018), les déplacements en tête de l'écran étant cohérents avec ceux des cibles topographiques, les courbes ont été considérées comme correctes.

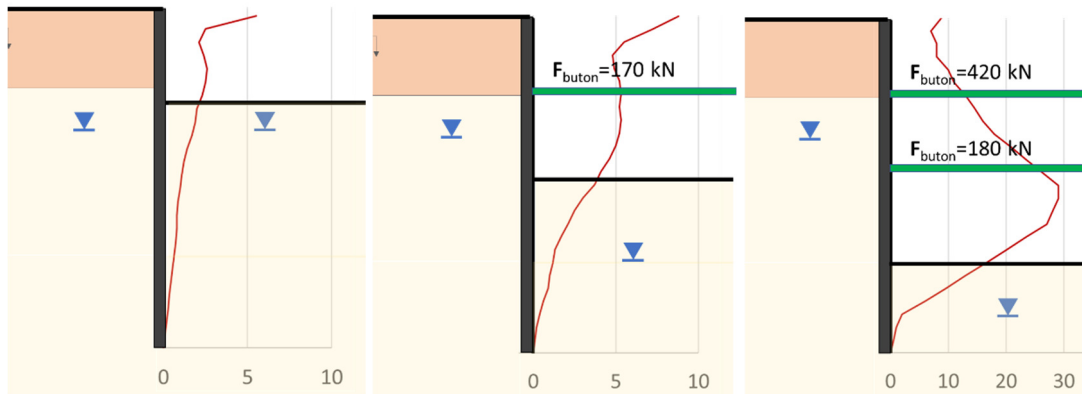


Figure I-24 Déplacements inclinométriques de la station Félix Faure à Lyon (en mm)

La Figure I-25 présente les efforts mesurés dans les deux lits de butons.

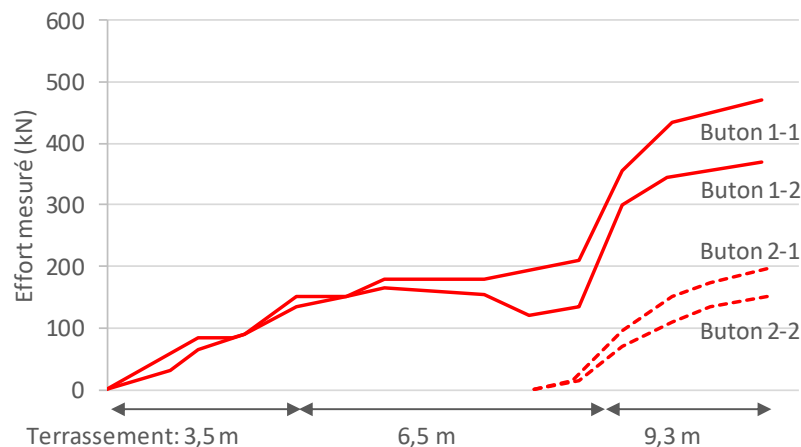


Figure I-25 Efforts mesurés dans les 2 lits de butons (Lit 1 : Butons 1-1 et 1-2 & Lit 2 : Butons 2-1 et 2-2)

Les mesures des butons d'un même lit sont similaires et montrent des valeurs proches. Cela ne révèle aucun problème majeur dans la qualité de ces mesures ou dans les raideurs des appuis. Les mesures étaient manuelles et les effets dus aux variations de température n'ont pas été mesurés.

3. 4. 3. 5. Commentaire sur les appuis et leurs raideurs

Pour la rétro-analyse, (Zgondhi 2010) propose de considérer pour les butons une raideur plus faible que la valeur théorique de $k_x = 151 \text{ MN/m/m}$. Il adopte une valeur, probablement calibrée

sur les déplacements inclinométriques de l'écran et des mesures d'effort, de $k_{x,recalée}=8,1$ MN/m/m soit environ 5% de la valeur théorique.

La justification donnée est la suivante : « *Un tel écart peut se justifier par les éléments suivants : D'une part, la présence d'éléments de liaison (cales de bois et liernes) de raideur moindre confère à l'ensemble des propriétés plus faibles que celles du buton seul ; Par ailleurs, on est amené à penser que le buton travaille en flexion déviée du fait d'une excentricité du point d'application de la charge par rapport au centre de gravité de la section. En effet, l'examen des quatre extensomètres placés sur les fibres extrêmes du buton infirme l'hypothèse d'un état de contrainte uniaxial, et introduit un moment fléchissant qui ne peut être pris en compte dans un modèle numérique 2D.* ».

Pour le premier argument, on peut remarquer que le module du bois est environ 17 fois plus faible que celui de l'acier (12 GPa) : même si le profilé était entièrement en bois sa raideur serait quand même légèrement plus grande que $k_{x,recalé}$. On rappelle qu'une précontrainte a été appliquée pour les butons de ce premier lit et qu'on ne devrait donc pas avoir de jeu d'assemblage initial. Cet argument est donc peu convaincant.

Le deuxième argument relatif à la flexion déviée ne semble pas non plus suffire à justifier une réduction de la raideur de 95% : il ne semble en tout cas ne pas avoir été invoqué pour d'autres ouvrages.

Cette discussion pose, d'une part, la question de l'influence de l'assemblage du buton et de sa mise en œuvre sur chantier sur sa raideur réelle en place et, d'autre part, celle des moyens de prendre en compte ces phénomènes dans les calculs.

3. 4. 3. 6. Modélisations de la station

Dans le cadre de cette recherche, des calculs ont été refaits pour trouver les déplacements horizontaux et les efforts dans les butons, de manière à pouvoir discuter de l'influence sur les résultats des différentes hypothèses, par exemple le frottement entre le sol et l'écran.

Sur le chantier, la présence de surcharges derrière une seule des deux parois rend le problème dissymétrique : on fait ici un calcul bi-paroi pour représenter la réalité du chantier. Dans (Zgondhi 2010) et (Kastner 2018) les calculs ont été faits en mono-paroi pour le calcul MISSK et en bi-paroi en MEF).

Avec les données d'entrée présentées dans (Zgondhi 2010) et (Kastner 2018), les calculs avec MISSK sous-estiment les efforts dans les butons pour les trois phases de terrassement (Figure I-26), et il y a un écart important entre les calculs et les mesures inclinométriques.

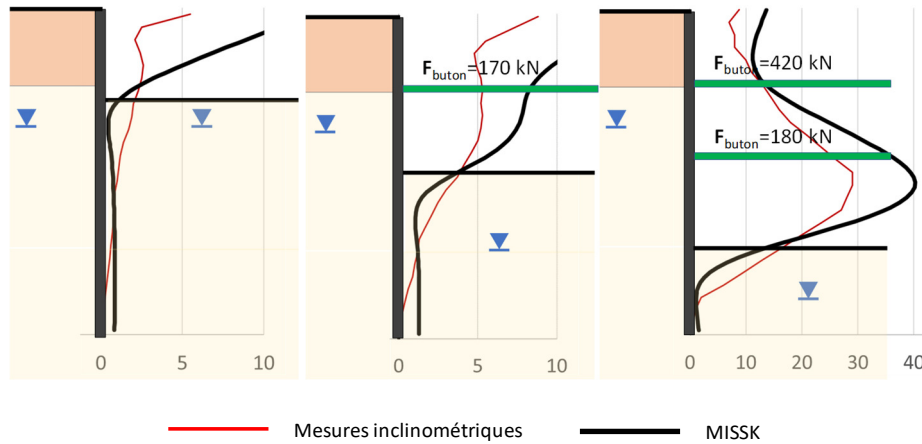


Figure I-26 Résultats des calculs avec les hypothèses de (Zgondhi 2010) (en mm)

Il est intéressant de rappeler les nombreuses incertitudes qui subsistent dans ce modèle :

1. Tous les paramètres géotechniques, sauf l'angle de frottement des Alluvions, ont été recalés : les modules des deux couches (Remblais et Alluvions), la cohésion des Remblais et la cohésion des Alluvions. A partir de données d'autres chantiers réalisés par Soletanche Bachy dans la région et des informations de Zgondhi (2010) et Kastner (2018), on peut donner une fourchette pour ces paramètres :

$$\begin{aligned}
 5 < E_{M,remblais} < 15 \text{ MPa}, \\
 15 < E_{M,Alluvions} < 50 \text{ MPa}, \\
 0 \text{ kPa} < c'_{remblais} < 10 \text{ kPa}, \\
 0 \text{ kPa} < c'_{Alluvions} < 30 \text{ kPa}
 \end{aligned}$$

2. Les paramètres du rideau sont incertains : la raideur de l'écran varie en fonction de sa courbure et donc de la profondeur de terrassement. Il y a également une incertitude sur la raideur k_x des deux niveaux d'appuis et sur le jeu à l'installation du 2^e lit (noté jeu_2 ci-dessous). Les bornes extrêmes de ces paramètres considérées sont :

$$\begin{aligned}
 9030 \text{ kNm}^2/\text{m} < EI < 13250 \text{ kNm}^2/\text{m}, \\
 5\% \cdot k_{x,theorique} < k_{x-1,2} < 100\% \cdot k_{x,theorique}, \\
 15 \text{ mm} < jeu_2 < 25 \text{ mm},
 \end{aligned}$$

La borne supérieure du produit d'inertie de l'écran est la somme de celle de la palplanche et d'une épaisseur de 15 cm de coulis :

$$EI_{palplanche} + EI_{coulis,15cm} \approx 1,5 \cdot EI_{palplanche}$$

Pour la valeur de jeu_2 , une variation de $\pm 5\text{mm}$ par rapport à la valeur de référence de 20 mm semble compatible avec ce que l'on peut réaliser sur un chantier.

3. Concernant l'environnement des parois, ni les surcharges des bâtiments avoisinants, ni les distances ne sont précisément connues. Les bornes extrêmes des valeurs des surcharges considérées sont celles données dans (Zgondhi 2010) et (Kastner 2018):

$$50 \text{ kPa} < \text{surchARGE}_{\text{bat1}} < 70 \text{ kPa.}$$

$$20 \text{ kPa} < \text{surchARGE}_{\text{bat2}} < 50 \text{ kPa.}$$

Ces fortes incertitudes sur les paramètres d'entrée des modèles (géotechniques, structuraux, environnementaux) relativisent les conclusions qu'on peut tirer de la confrontation entre les modèles et les mesures.

3. 4. 3. 7. Recalage avec MISSK

Le but de ce paragraphe n'est pas de faire un recalage parfait, mais de montrer qu'avec des paramètres d'entrée qui se trouvent entre les bornes supérieure et inférieure, il est possible de retrouver la majorité de résultats mesurés avec la méthode MISSK, qui, d'après (Zgondhi 2010) calcule mal les efforts dans les butons. Les paramètres d'entrée changés par rapport à ceux de (Zgondhi 2010) sont présentés dans le Tableau I-4. Les modules pressiométriques E_M ont été calculé en prenant en compte $k_{ELMC} = 4$ de l'équation (8).

Tableau I-4 Paramètres proposés par rapport à ceux recalés par (Zgondhi 2010)

Paramètre	Recalé	(Zgondhi 2010)	Unité
EI	13250	9030	kN.m ² /m
$k_{x,1}$	50	8,1	MN/m
$k_{x,2}$	30	8,1	MN/m
c'_{remblais}	5	4,5	kPa
$c'_{\text{Alluvions}}$	17	24	kPa
$E_{M,\text{remblais}}$	5	7,5	MPa
$E_{M,\text{Alluvions}}$	15	9	MPa

Les valeurs des raideurs des lits de butons sont de 33% et 20% de la valeur de $k_{x,\text{théorique}}$ pour les deux lits respectivement.

La Figure I-27 et la Figure I-28 présentent les résultats du calcul MISSK.

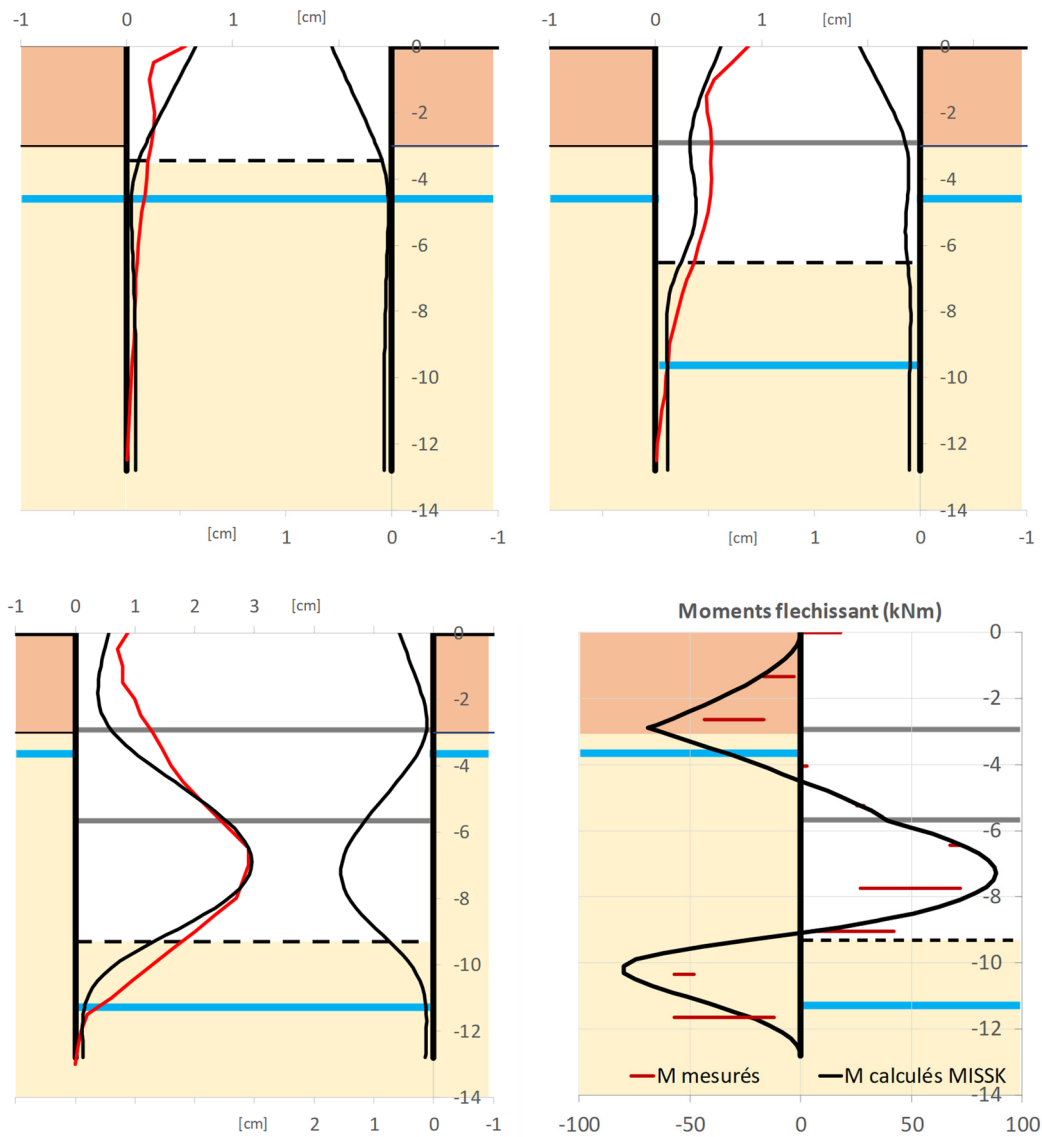


Figure I-27 Calcul recalé – Déplacements et moments fléchissant pour le terrassement au fond de fouille

Les valeurs de moments mesurés ont été multipliés par 1,5 comme la raideur du rideau.

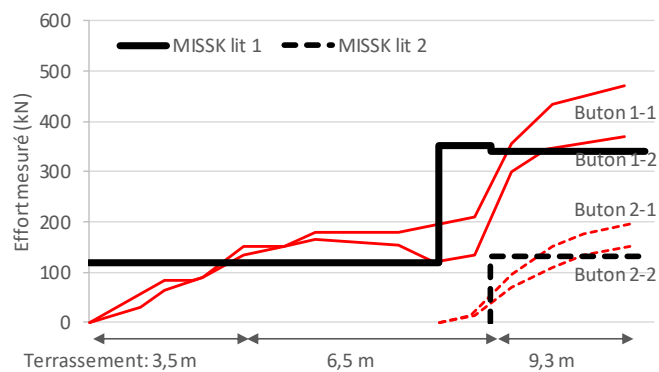


Figure I-28 Calcul recalé – Efforts dans butons

Une forte dissymétrie du système est visible : les déplacements de la paroi de gauche sont deux fois plus grands que ceux de la paroi de droite (qui ne subit pas de surcharges).

Le point du buton pour lequel le déplacement horizontal est nul est décalé vers la droite ; dans un calcul mono-paroi, il faudrait diminuer la raideur des butons pour la paroi de gauche (mais pas dans des proportions comparables à la réduction proposée par (Zgondhi 2010)). Pour le terrassement au fond de fouille, le déplacement de la paroi droite est environ 50% plus faible qu'à gauche, ce qui conduit à une raideur équivalente du buton, pour un calcul mono paroi de la paroi gauche, réduite de 25%.

Les résultats de ce calcul sont satisfaisants en termes de déplacements horizontaux et d'efforts dans les deux niveaux d'appuis, même si les efforts dans les butons sont sous-estimés d'environ 30%. Les incertitudes sur la plupart des paramètres d'entrée font que, d'une part, on peut difficilement attendre que les calculs soient beaucoup plus proches des mesures, et que, d'autre part, il est difficile d'attribuer l'erreur commise sur les efforts dans les butons uniquement à la méthode de calcul MISSK.

Conclusions

Cette première partie a permis d'introduire plusieurs notions et outils qui serviront dans les analyses des trois chantiers de la Ligne 15 Sud du GPE dans la Partie II.

Après une introduction du processus de dimensionnement des ouvrages de soutènement, on a décrit les méthodes de suivi des écrans en détaillant les différents systèmes d'instrumentation utilisés, puis les méthodes de calcul appliquées par les ingénieurs pour dimensionner les écrans. Les limites de chacune des méthodes ont été soulignées, notamment la non prise en compte de la redistribution des contraintes (effet de voûte) dans le massif de sol dans l'approche de la poutre sur appuis élasto-plastiques ou le fait que l'anisotropie du sol est très systématiquement négligée dans les calculs de soutènements par éléments finis.

Ensuite, l'analyse de trois études de cas a permis de mettre en évidence les difficultés du calage des modèles de calcul sur des mesures sur un ouvrage réel :

- Si plusieurs systèmes d'instrumentation sont redondants, on doit vérifier que les mesures de ces différents systèmes sont cohérentes. Si cela n'est pas le cas, il faut expliquer pourquoi on fait plus confiance à un système de mesure qu'à un autre.
- Les données d'entrée des modélisations ont une influence majeure sur les résultats. Si elles ne sont pas connues avec assez de précision, il est important de le souligner et de donner des fourchettes de valeurs.
- La raideur des butons métalliques est un sujet important qui doit être analysé avec attention.
- La poussée de l'eau sur un écran de soutènement constitue souvent la majorité de la poussée totale, et le régime hydraulique doit aussi être analysé avec attention.
- Il est indispensable de modéliser les conditions de chantier réelles. Si le modèle ne représente pas les phénomènes réels, on ne peut parler de validation, de limites ou de recalage des méthodes de calcul.
- Les données se perdent au fil du temps et il est important de récupérer les données et toutes les informations disponibles tout de suite (dans le cas de Félix Faure, il y a 25 ans d'écart entre la réalisation du chantier (1985) et l'analyse faite par (Zgondhi 2010)).

Partie II - Retour d'expérience de grands travaux de soutènement

Chapitre 1 - Méthodologie d'analyse

1. 1. Déroulement de l'analyse

Dans le cadre de ce travail, les phases de terrassement de trois futures gares de la Ligne 15 Sud du Grand Paris Express ont été analysées en détail, en vue de pouvoir évaluer les performances et les limites des méthodes de calcul. La logique d'analyse est la même pour les trois chantiers et est présentée sur la Figure II-1.

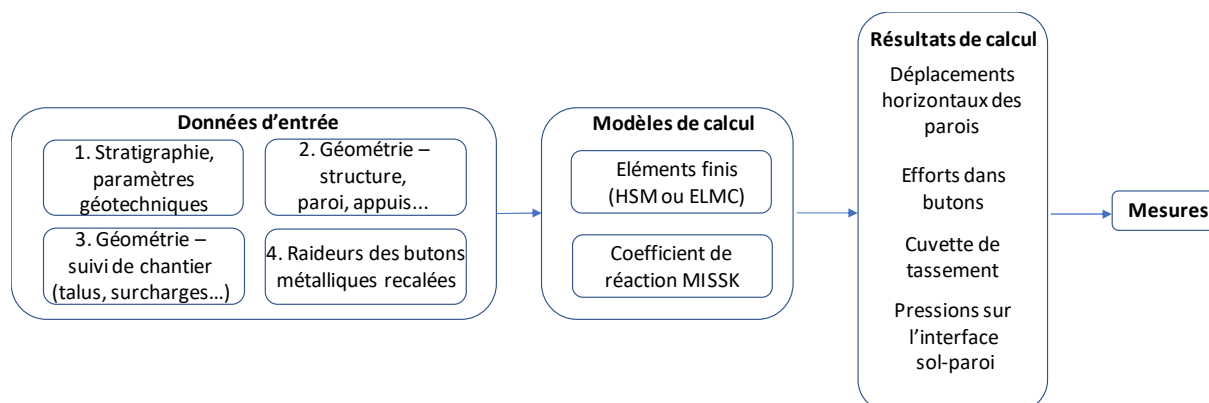


Figure II-1 Logigramme des rétro-analyses

Les données d'entrée (paramètres géotechniques, géométriques et structuraux) sont utilisées pour créer un modèle de calcul, avec les deux méthodes - la méthode des éléments finis et la méthode du coefficient de réaction - décrites dans le Chapitre 3 de la première partie. Ensuite, les résultats de ces modèles sont comparés aux mesures réalisées sur le chantier.

Pour que l'analyse ne soit pas biaisée, chacune de ces étapes doit être menée de manière aussi indépendante et objective que possible, et dans un ordre donné. À partir d'un nombre limité de sondages et d'essais, l'analyse des données géotechniques doit permettre à l'ingénieur de définir un modèle géotechnique pour une zone donnée. Si cet exercice n'est pas fait de manière objective, parce qu'on a déjà remarqué des déplacements plus faibles que ceux donnés par rapport au calcul, on aura tendance à ajuster les paramètres de résistance des couches de sol en fonction de ces observations.

La liste suivante décrit les tâches à réaliser pour que la rétro-analyse donne des conclusions qui ne dépendent pas de suppositions subjectives.

1. Le suivi de la réalisation des travaux de terrassement. Ce suivi a permis de récupérer toutes les informations liées aux travaux et aux instrumentations. La création d'un talus derrière la paroi avec les déblais de la fouille pour améliorer les rendements de terrassement, une installation mauvaise ou tardive d'un capteur sont des éléments importants pour la compréhension et l'analyse des résultats. La connaissance de toutes les phases des travaux avec les dates précises d'exécution permet de séparer par blocs les données et de mieux comprendre le comportement global de l'ouvrage. Pour éviter toutes pertes d'information au cours du temps, les données liées aux terrassements étaient suivies autant que possible en temps réel.

Pour les chantiers de la Ligne 15 Sud, les sources d'informations utilisées étaient les suivantes :

- 1) des discussions avec les ingénieurs travaux intervenant sur les chantiers,
- 2) des échanges avec les équipes qui ont réalisé l'installation des différents capteurs,
- 3) le suivi des rapports d'auscultations hebdomadaires rédigés par l'équipe des auscultations,
- 4) des photos du chantier prises de manière automatique des toits des avoisinants toutes les 3 à 5 heures.

Toutes ces sources d'information sont indispensables et complémentaires. Il est important d'aller sur le chantier et de suivre les travaux, l'installation des capteurs et la réalisation des mesures pour comprendre les imprécisions éventuelles des mesures. Par exemple, pour la mesure de convergence des parois moulées par topographie, la précision de la mesure dépend principalement d'un seul élément du dispositif : le plus difficile est la stabilisation du théodolite, car ce dernier est placé dans la fouille pendant le creusement.

À cette étape, il convient de ne pas comparer les résultats obtenus aux calculs prévisionnels faits par le bureau d'étude lors de la conception de l'ouvrage (plusieurs mois avant les travaux). Cela permettra de rester le plus objectif possible dans les étapes suivantes de l'analyse.

2. Extraction, organisation et analyse des données de mesure. Cette étape consiste à extraire les données d'instrumentation en fonction du phasage du chantier, à les analyser, et si besoin les corriger. Cette tâche est chronophage, mais extrêmement importante, car des données non organisées ne permettent pas une compréhension complète des phénomènes. Cela est important pour ensuite modéliser la réalité qui a eu lieu sur chantier.

3. L'analyse des données géotechniques. Les données concernées sont celles autour de l'ouvrage, mais aussi celles des chantiers avoisinants (dans le cadre des gares analysées, on a inclus des données issues de la conception des autres ouvrages du Lot T2A). En effet, dans certains cas, les essais de laboratoire ou in situ disponibles pour certains horizons stratigraphiques sont trop peu nombreux pour définir un modèle géotechnique fiable.

Une comparaison avec les essais réalisés sur les chantiers avoisinants permet d'affiner la définition des données géotechniques d'entrée des modèles. Le paragraphe §1. 2. ci-dessous décrit ce problème davantage.

4. Réalisation des calculs. Une fois que les données d'entrée et les résultats de toutes les mesures sont connus, les calculs peuvent être lancés. Pour les analyses présentées dans ce mémoire, deux méthodes ont été utilisées : MISSK et MEF. Les données d'entrée des deux méthodes sont les mêmes pour les paramètres communs aux deux méthodes (comme les paramètres plastiques φ' et c'). Cela peut sembler évident, mais dans certains cas, des paramètres intrinsèques des couches stratigraphiques proposés lors d'un recalage sont différents pour les deux méthodes (Kastner 2018) ou (Zgondhi 2010). Le coefficient de réaction k_h pour MISSK et les modules E , E_{50} ou E_{ur} pour la MEF sont des paramètres propres à chacune des méthodes. Ces paramètres d'entrée seront d'abord déterminés en suivant des démarches décrites dans la littérature (rappelées dans §3.2.1. et dans §3.3.3. de la Partie I) puis recalés si on considère que c'est nécessaire et justifié.

5. Comparaison des résultats de calculs aux mesures. Dans le cas où le modèle géotechnique n'est pas suffisamment fiable, on peut définir seulement des fourchettes relativement larges de valeurs des paramètres géotechniques. Il est alors sans doute préférable d'éviter de chercher à recalibrer les paramètres puisque la précision des données n'est pas assez bonne pour qu'on puisse tirer des conclusions fiables. Dans le cas où les paramètres élastiques et plastiques ont été définis de manière précise, on peut passer à l'étape suivante.

6. Rétro-analyse et recalage des formules. Si la campagne de reconnaissance géotechnique est assez détaillée et les données d'entrée sont assez fiables pour que les fourchettes des valeurs des paramètres soient étroites, il est possible d'affiner les formules donnant k_h pour MISSK ou les modules pour MEF.

1. 2. Méthodologie d'analyse des données géotechniques

Ce paragraphe détaille le point 3 du paragraphe §1. 1. ci-dessus. L'analyse des données géotechniques pour les ouvrages de la Ligne 15 Sud analysés a été faite selon le logigramme de la Figure II-2.

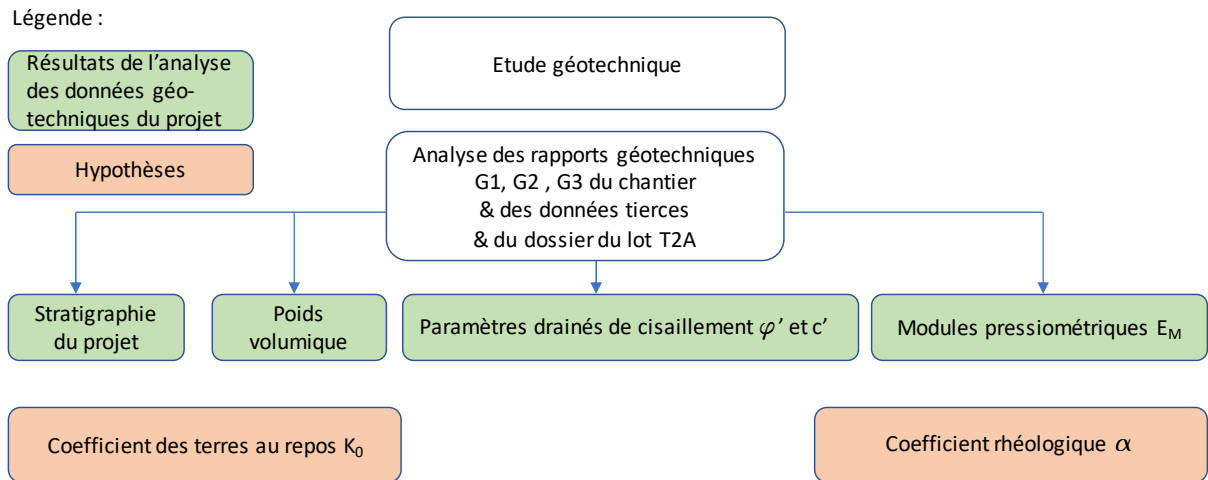


Figure II-2 Logigramme de l'analyse géotechnique

Les données géotechniques ont été divisées en deux catégories :

- celles qui sont des résultats de l'analyse des données disponibles du projet (couleur verte),
- celles qui ne proviennent pas directement d'essais, mais d'un retour d'expérience sur la zone géographique concernée ou de la littérature et qui restent des hypothèses (couleur orange).

Pour les cas analysés dans ce travail, la première catégorie correspond à des essais pressiométriques et des essais triaxiaux drainés, qui ont permis d'obtenir des valeurs de modules pressiométriques E_M et d'angle de frottement drainé φ' et de cohésion drainée c' .

La deuxième catégorie de données géotechniques correspond au coefficient des terres au repos K_0 (aucun essai permettant de déterminer K_0 n'a été réalisé dans le cadre du projet) et au coefficient rhéologique α (Combarieu 2006), dont la définition est vague.

Chapitre 2 - Suivi du comportement de la gare des Ardoines

2. 1. Introduction

Ce chapitre est consacré au comportement de la future gare des Ardoines (ARD). Les dimensions intérieures de la fouille sont 111 m sur 28,8 m. Elle est soutenue par des parois moulées de 1,2 m (sur la longueur de la fouille) et de 1,5 m (sur la largeur de la fouille au droit des tympans) d'épaisseur. La gare est composée de deux boîtes séparées par une paroi moulée, appelée la *paroi intermédiaire* (Figure II-3).

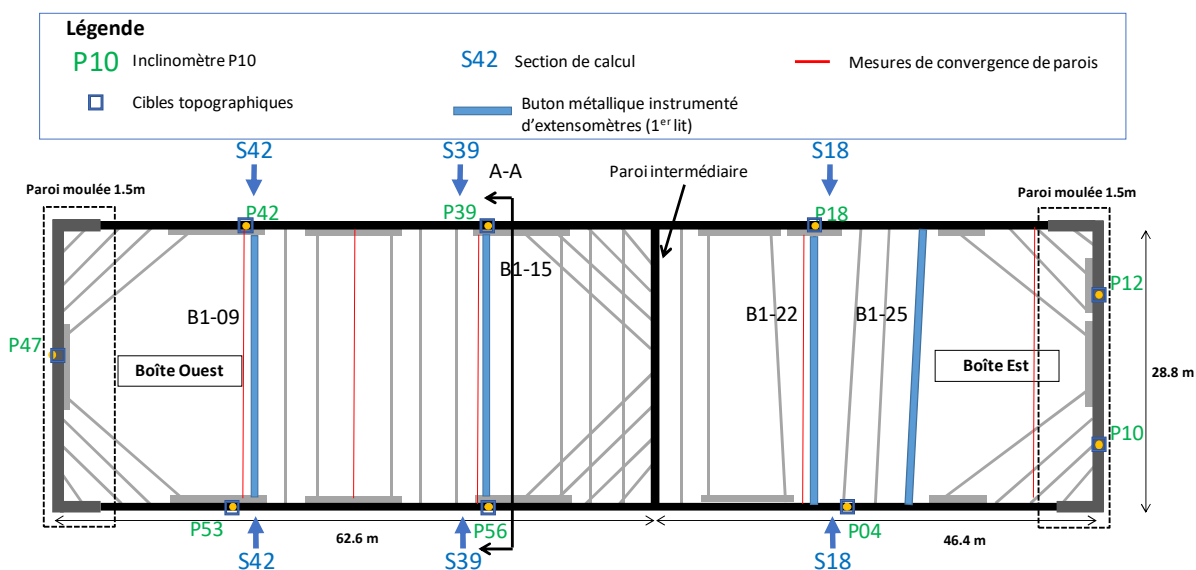


Figure II-3 Plan des instrumentations de la future gare des ARD et des butons du premier lit B1

Le phasage des deux boîtes est présenté dans le Tableau II-1 : la complexité de l'ouvrage vient du fait que les deux boîtes ne sont pas terrassées simultanément et la paroi intermédiaire doit être retenue par un lit de butons orientés supplémentaires au niveau 20,50 NGF.

Ce chapitre porte seulement sur les données recueillies jusqu'à l'arrivée au fond de fouille de la Boîte Est (entre octobre 2017 et janvier début 2019). Les phases suivantes n'ont pas été analysées ni les données d'instrumentation recueillies.

Tableau II-1 Phasage de terrassement des Boîtes Ouest et Est des Ardoines (* - dates estimées)

Numéro phase	Boîte Ouest (O)	Boîte Est (E)	Date
1	Réalisation des parois moulées depuis la plateforme à 34 NGF		
2		Réalisation de l'essai de pompage	13-18/10/2017
3		Terrassement T1 à la cote 26,15 NGF	13-19/11/2017
4	Réalisation de l'essai de pompage		17-24/01/2018
5	Terrassement T1 à 28,40 NGF pour pose du 1 ^{er} lit de butons B1		12-22/03/2018
6	Pose de B1 (axe à 29 NGF)		26/03-21/05/2018
7	Terrassement T2 à 18,50 NGF pour pose du 2 ^e lit de butons B2		09/05-11/06/2018
8	Pose de B2 (axe à la cote 19,10 NGF)		02-20/07/2018*
9	Terrassement T3 à 11,40 NGF pour pose du 3 ^e lit de butons B3		09/07-21/08/2018
10	Pose de B3 (axe à la cote 12,00 NGF)		24-31/08/2018*
11	Terrassement au FdF avec risberme – point bas à la cote 4,65 NGF avec rabattement		24/08-21/09/2018
12	Réalisation du radier voûte		
13		Pose du 1 ^{er} lit de butons B1 (axe à la cote 29,00 NGF)	17/10 – 21/11/2018
14		Terrassement T2 à 18,50 NGF pour pose du 2 ^e lit de butons B2 avec rabattement	05-22/10/2018
15		Pose de B2 (axe à la cote 19,10 NGF)	20/12/2018 – 14/1/2019*
16		Terrassement T3 à la cote 11,40 NGF pour pose du 3 ^e lit de butons B3 avec rabattement	07/02-01/02/2019
17		Pose de B3 (axe à la cote 12,00 NGF)	08/02-14/02/2019*
18		Terrassement au FdF avec risberme – point bas à 4,65 NGF	11/02-11/03/2019
19		Réalisation du radier voûte	

La Figure II-4 représente la coupe A-A par la Boîte Ouest. Le terrassement au fond de fouille forme une voûte. Le point bas, au centre, est à 4,65 NGF et le niveau sous les quais est à 6,45 NGF. La cage d'armature descend à la cote -5 NGF (fiche mécanique) et la paroi descend à -14 NGF pour s'ancrer dans la couche du Calcaire Grossier qui est moins perméable.

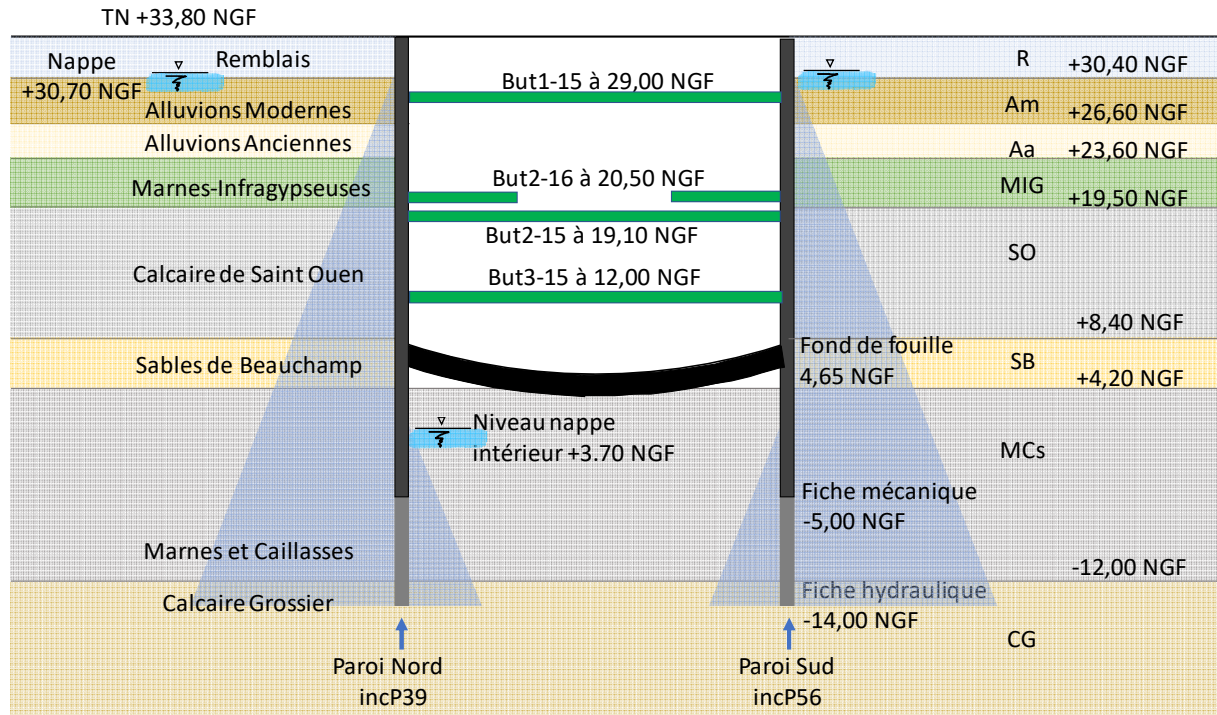


Figure II-4 Coupe A-A par la Boîte Ouest – Section S39

2. 2. Analyse géotechnique de la gare des Ardoines

Le résultat de l'analyse des données géotechniques fournit une fourchette pour certains des paramètres géotechniques, qui définit une borne supérieure et une borne inférieure, qui seront les paramètres d'entrée des calculs.

2.2.1. Stratigraphie

La Figure II-5 présente l'implantation des sondages aux Ardoines.

La Figure II-6 présente la coupe par les sondages pressiométriques SP. On peut voir que les couches sont presque parfaitement horizontales.

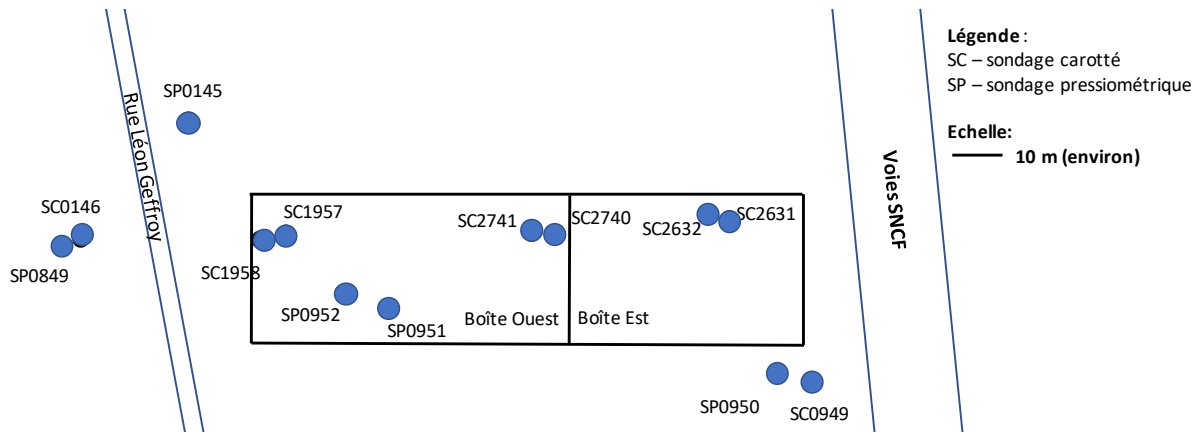


Figure II-5 Plan des sondages au droit des Ardoines

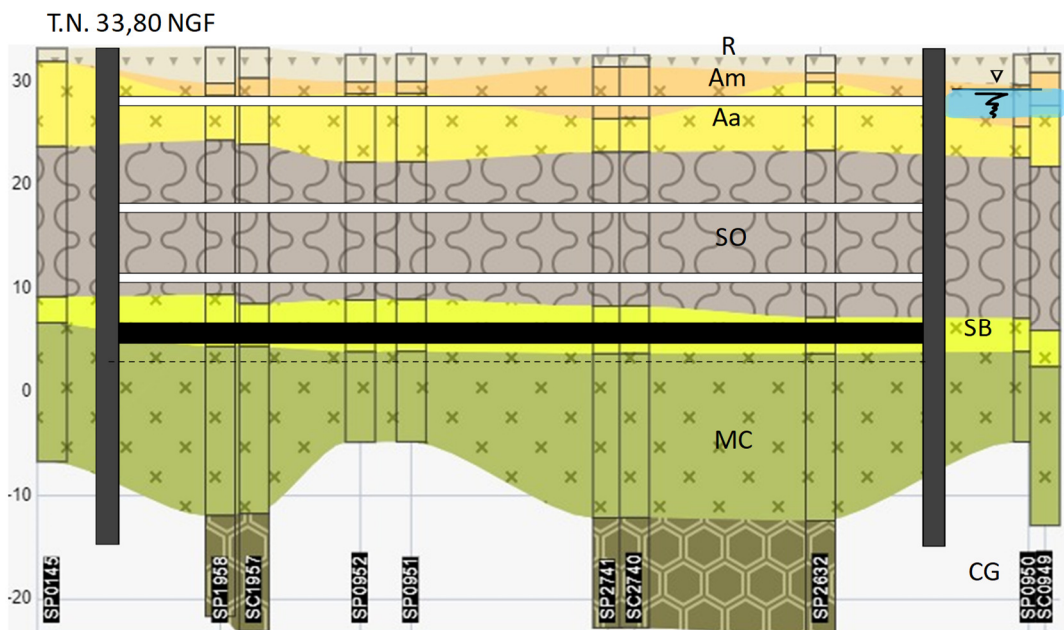


Figure II-6 Stratigraphie au droit des Ardoines

Les Remblais sont très hétérogènes avec des matériaux sableux à argileux, parfois marneux, pouvant contenir des gravas calcaires ou siliceux.

Les Alluvions Modernes sont composées de sols assez fins (argiles) pouvant être localement plus grossiers (de type limons à sables fins), avec présence de matière organique.

Les Alluvions Anciennes sont composées de sables et graviers. Leur granulométrie peut augmenter considérablement à leur base. Elles peuvent parfois être constituées de passages plus limoneux.

Le Calcaire de Saint-Ouen se divise en deux passages différents selon les prélèvements. Parfois, il est « sain » et est constitué d'une marne très ferme à indurée et d'un calcaire dur pouvant être fracturé avec des passages marno-calcaires et la présence des passages gypseux.

Parfois, il est plus altéré et est constitué d'une marne tendre à cailloux calcaires et de quelques bancs de calcaire tendre ou très fracturé.

Les Sables de Beauchamp sont composés d'une superposition de niveaux sableux fins gris vert, contenant quelques graviers calcaires siliceux anguleux et des niveaux plus ou moins argileux, voire marneux. La disposition et l'épaisseur des passages grésifiés et gypseux sont très hétérogènes.

Les Marnes et Caillasses sont hétérogènes le long de la Ligne 15 Sud. Elles sont composées de marne blanc gris, légèrement sableuse, riche en graviers et cailloux calcaires avec des bancs calcaires indurés, d'épaisseurs centimétriques à métriques.

Le Calcaire Grossier se situe toujours sous la couverture des Marnes et Caillasses le long de la Ligne 15 Sud. Il est représenté sur les 10-15 m premiers mètres par un calcaire fin très fossilifère généralement très dur.

2.2.2. Essais de laboratoire

Six sondages carottés ont été réalisés pour faire des essais de laboratoire :

- des essais de classification de sols (granulométrie, sédimentométrie, limites d'Atterberg)
- des essais de définition des caractéristiques mécaniques (triaxiaux CD, CU et UCS)

Les résultats des essais de cisaillement sont récapitulés dans le Tableau II-2.

Tableau II-2 Récapitulatif des essais de cisaillement au droit de la future gare des Ardoines

Nom de la couche		$\begin{bmatrix} \varphi'(^{\circ}) \\ c'(kPa) \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} \varphi'(^{\circ}) \\ c'(kPa) \end{bmatrix}$	R_c (MPa)
Remblais	R	$\begin{bmatrix} 33 \\ 6 \end{bmatrix}$	-	-
Alluvions Modernes	Am	$\begin{bmatrix} 38 \\ 0 \end{bmatrix}$	-	-
Alluvions Anciennes	Aa	$\begin{bmatrix} 41; 38 \\ 12; 0 \end{bmatrix}$	-	-
Marnes Infragypseuses	MIG	-	-	-
Calcaire de Saint-Ouen	SO	-	$\begin{bmatrix} 34; 36; 35 \\ 5; 0; 19 \end{bmatrix}$	0,13
Sables de Beauchamp	SB	$\begin{bmatrix} 25 \\ 5 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 31; 25; 33; 30; 23 \\ 0; 10; 44; 35; 94 \end{bmatrix}$	0,47
Marnes et Caillasses altérées et saines	MCa & MCs	$\begin{bmatrix} 37 \\ 40 \end{bmatrix}$	-	0,58
Calcaire Grossier	CG	-	-	-

Le faible nombre d'essais de cisaillement ne permet pas de proposer des paramètres variables dans l'espace et on considère des valeurs de paramètres constantes par couche pour toutes les sections analysées.

Les essais triaxiaux ont été réalisés sous des contraintes beaucoup plus élevées que les contraintes en place. Pour les Alluvions Anciennes par exemple, les essais ont été réalisés pour des contraintes de confinement de 100 kPa, 200 kPa et 350 kPa, alors que la contrainte horizontale en place ne dépasse pas 40 kPa. Il est donc difficile de définir des modules élastiques précis dans la gamme de déformation qui nous intéresse à partir de ces essais : les courbes ne contiennent pas assez de points dans la gamme de déformation plus faible que 1%. De plus, on a seulement accès à des courbes et pas aux valeurs numériques correspondantes.

Les poids volumiques considérés sont les moyennes de tous les essais réalisés sur le Lot T2A et de quelques mesures de poids volumique locales aux Ardoines. Les valeurs retenues, considérées représentatives, sont présentées dans le Tableau II-3.

Tableau II-3 Récapitulatif des poids volumiques considérés au droit de la future Gare des Ardoines

Poids volumique saturé	γ_{sat} (kN/m ³)
Remblais	19
Alluvions Modernes	20
Alluvions Anciennes	20
Marnes Infragypseuses	17,5
Calcaire de Saint-Ouen	18
Sables de Beauchamp	21
Marnes et Caillasses	19
Calcaire Grossier	21

2.2.3. Essais pressiométriques

Les seuls essais mécaniques in situ réalisés autour de la gare des Ardoines sont des essais pressiométriques.

2. 2. 3. 1. Le principe de l'essai pressiométrique avec ses avantages et inconvénients

L'essai d'expansion au pressiomètre de Ménard consiste à dilater radialement une sonde cylindrique dans le sol. La sonde est insérée dans un forage destructif réalisé au préalable. Le gonflement de la sonde permet de déterminer la relation entre la pression appliquée sur le sol et le déplacement de la sonde. On trouvera plus de détails sur la réalisation de l'essai et les matériels utilisés dans (Reiffsteck, Lossy et Benoît 2012).

Le résultat d'un essai pressiométrique permet d'avoir accès aux deux caractéristiques de sol les plus importantes pour la conception d'un ouvrage géotechnique : sa résistance (si on atteint la pression limite ou si on peut extrapoler la courbe de manière fiable) et son module (dans le domaine pseudo-élastique).

Il est intéressant de noter que les autres essais in-situ, par exemple l'essai au pénétromètre statique (CPT), sollicitent le sol sur une surface de quelques cm² ; les essais de laboratoire de type œdomètres ou triaxiaux concernent également des échantillons de dimensions assez

réduites. Dans l'essai pressiométrique, la surface de contact est en général de l'ordre de plusieurs centaines de cm^2 , ce qui réduit l'effet d'échelle et constitue un avantage indéniable de l'essai.

Un autre avantage de l'essai pressiométrique, pour le dimensionnement des soutènements, est le fait que la sonde sollicite le sol dans la direction horizontale : cela rend la question de l'anisotropie secondaire, puisque la mesure de module est faite dans la direction du chargement.

Un des désavantages souvent relevé dans la littérature est le fait que la qualité d'un essai pressiométrique résulte de plusieurs éléments. Le premier élément est la profondeur à laquelle l'essai est réalisé. Si la sonde, qui fait jusqu'à 1 m de longueur, est à cheval sur deux couches de sol, l'essai doit être éliminé. Le second élément est la qualité du forage réalisé avant l'insertion de la sonde. Le remaniement du sol qui en résulte a une forte influence sur le contact entre la sonde et le sol et sur l'interprétation de l'essai ; cette influence est plus grande sur le module que sur la pression limite (Tarnawski 2007). Il en résulte que la qualité du résultat dépend directement de la personne qui réalise l'essai.

L'analyse des pressions limites et des pressions de fluage des essais réalisés pour la Ligne 15 Sud étudiés n'est pas présentée, car ces paramètres n'ont pas de corrélations directes et confirmées avec les paramètres de dimensionnement des écrans de soutènement. Toutefois, il est intéressant de comparer l'ordre de grandeur de ces paramètres. Un sol ne peut pas avoir une pression limite faible (par exemple $p_l=0,5$ MPa) et une cohésion non-drainée élevée (par exemple $c_u=200$ kPa).

Dans la suite, le module pressiométrique E_M est utilisé, moyennant des corrélations empiriques, pour déterminer les données d'entrée des calculs avec MEF et MISSK.

2. 2. 3. 2. Les essais pressiométriques autour des Ardoines

La Figure II-7 présente les valeurs des modules E_M en fonction de la profondeur (croix rouges). On voit un fort contraste de raideur entre le Sable de Beauchamp et les Marnes et Caillasses.

Comme on l'a annoncé, on synthétise les résultats en donnant des bornes supérieure et inférieure pour le module E_M de chaque couche. Elles sont calculées avec en prenant la médiane des mesures de $E_M \pm 25\%$ de l'écart type respectivement. Le nombre de chiffres significatifs ne donne pas la précision des valeurs mesurées mais résulte de ce mode de calcul. Le choix de la médiane et non pas de la moyenne harmonique (plus souvent utilisée pour le dimensionnement d'un ouvrage) traduit le fait qu'on cherche à définir une valeur caractéristique propre au site plutôt qu'une estimation sécuritaire pour le dimensionnement. Le choix de prendre $\pm 25\%$ de la valeur de l'écart type vise à couvrir une part significative des points de mesure.

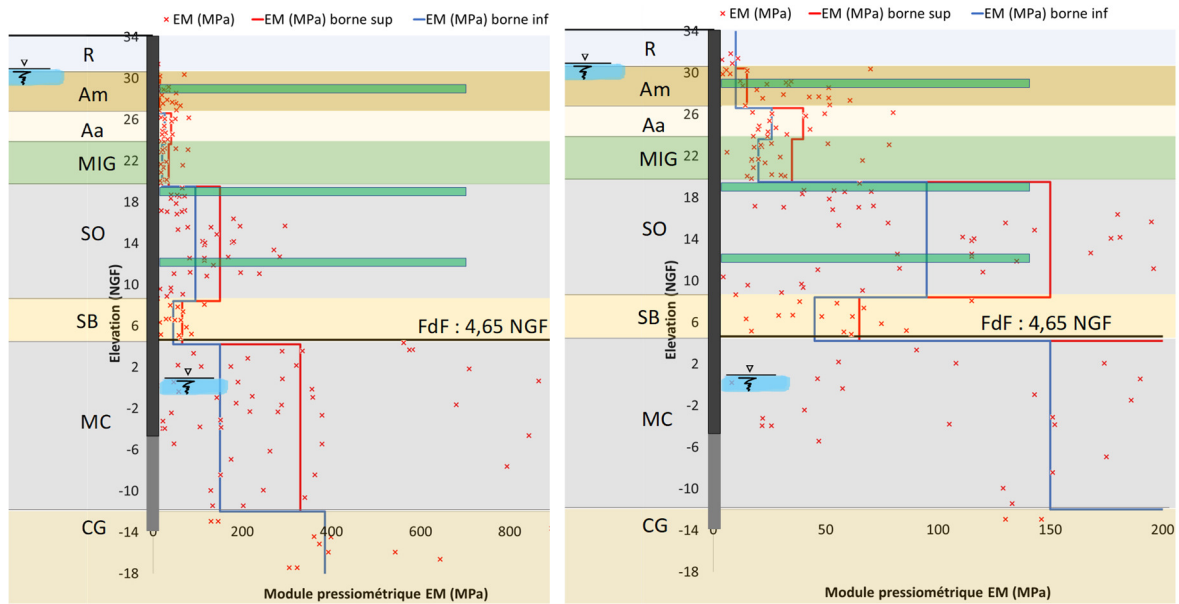


Figure II-7 Résultats des essais pressiométriques au droit des Ardoines

2. 2. 3. 3. Récapitulatif

Le Tableau II-4 récapitule les données géotechniques retenues pour la gare des Ardoines.

Tableau II-4 Récapitulatif des paramètres géotechniques pour la gare des Ardoines

Couche	Module E_M		φ' et c'				Poids volumique γ_{sat}	Paramètre rhéologique α
	INF.	SUP.	INF.		SUP.			
	(MPa)	(MPa)	(°)	(kPa)	(°)	(kPa)	$\left(\frac{kN}{m^3}\right)$	(-)
R	10	10	31	5	33	10	19	0,5
Am	10	15	36	0	37	11	20	0,5
Aa	26	40	37	0	41	12	20	0,33
MIG	20	35	34	10	36	24	17,5	0,67
SO	95	150	30	10	36	25	18	0,5
SB	45	65	28	28	32	35	21	0,5
MC	150	330	34	40	36	65	19	0,5
CG	385	385	40	100	40	100	21	0,5

Le nombre de chiffres significatifs donnés dans le Tableau II-4 (et les autres tableaux qui récapitulent les données d'entrée des modèles) reflète le procédé utilisé pour calculer les valeurs : elles ne devraient pas être données avec autant de précision dans le cas d'un dimensionnement réel (surtout pour les modules E_M).

2. 3. Instrumentations de la gare des Ardoines

Ce sous-chapitre décrit les différentes mesures réalisées sur le chantier des Ardoines.

2.3.1. Généralités

La Figure II-8 montre le chantier vu de la gare SNCF adjacente à l'emprise du chantier.

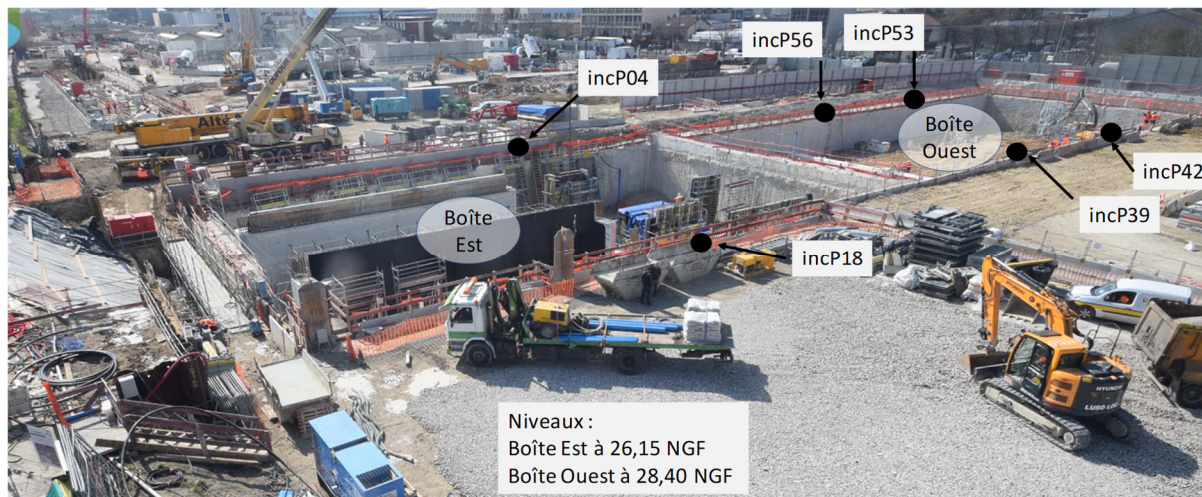


Figure II-8 Photo de l'emprise du chantier prise de la gare SCNF -26/03/2018

On y voit les deux boîtes et la paroi intermédiaire ainsi que les engins de chantier autour de la fouille. On a également indiqué sur la figure les sections instrumentées par inclinométrie. Les niveaux dans les Boîte Est et Ouest sont 26,15 NGF et 28,40 NGF respectivement.

La Figure II-9 montre les sections de convergence topographiques de la Boîte Ouest et l'état des terrassements le 31/08/2018 (la Boîte Est à 26,15 NGF et la Boîte Ouest à 11,40 NGF).

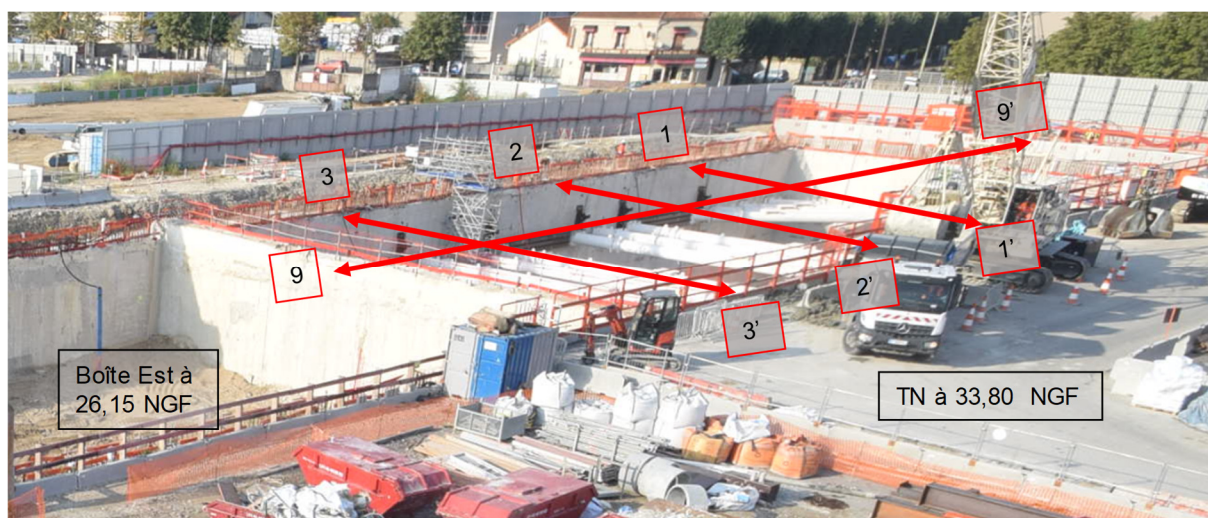


Figure II-9 Photo du 31/08/2018

2.3.2. Nappe phréatique

Des forages piézométriques ont été réalisés à l'intérieur et à l'extérieur de la gare afin de suivre les variations de la nappe phréatique lors des travaux. Ces forages, crépinés sur toute leur hauteur, descendent à l'intérieur de la fouille à -14 NGF. Ils permettent de vérifier les niveaux de la nappe pendant les phases de terrassement, mais aussi pendant l'essai de pompage. Les niveaux de la nappe hydrostatique ne varient pas de manière significative ni dans le temps ni entre les différents forages, sauf à l'intérieur de la fouille où un pompage a été réalisé avec un débit d'exhaure d'environ 6 m³/h (qui est faible et conforme aux calculs prévisionnels). Le niveau moyen à l'extérieur de la fouille est à 30,70 NGF. Le niveau est rabattu à environ 3,70 NGF à l'intérieur de la Boîte Ouest et à environ 4,6 NGF à l'intérieur de la Boîte Est.

2.3.3. Déplacements horizontaux de la paroi moulée – essai de pompage de la Boîte Ouest

Un essai de pompage consistant à rabattre le niveau de la nappe à l'intérieur de la fouille a été conduit pour vérifier que les pompes sont suffisantes pour stabiliser le niveau à l'intérieur de la fouille à la profondeur prévue. Le niveau à l'extérieur est ausculté également, pour vérifier si la boîte est étanche et qu'aucune fluctuation du niveau extérieur n'est visible. La Figure II-10 présente le débit des pompes et les niveaux de nappe mesurés lors de l'essai de pompage : ils dépendent de la distance du piézomètre à la pompe et varient entre 4 NGF et -7 NGF. Après l'arrêt des pompes, le niveau remonte quasi immédiatement jusqu'à une environ 12 NGF et ensuite remonte doucement. Le niveau devrait se stabiliser au même niveau que la nappe extérieure à long terme.

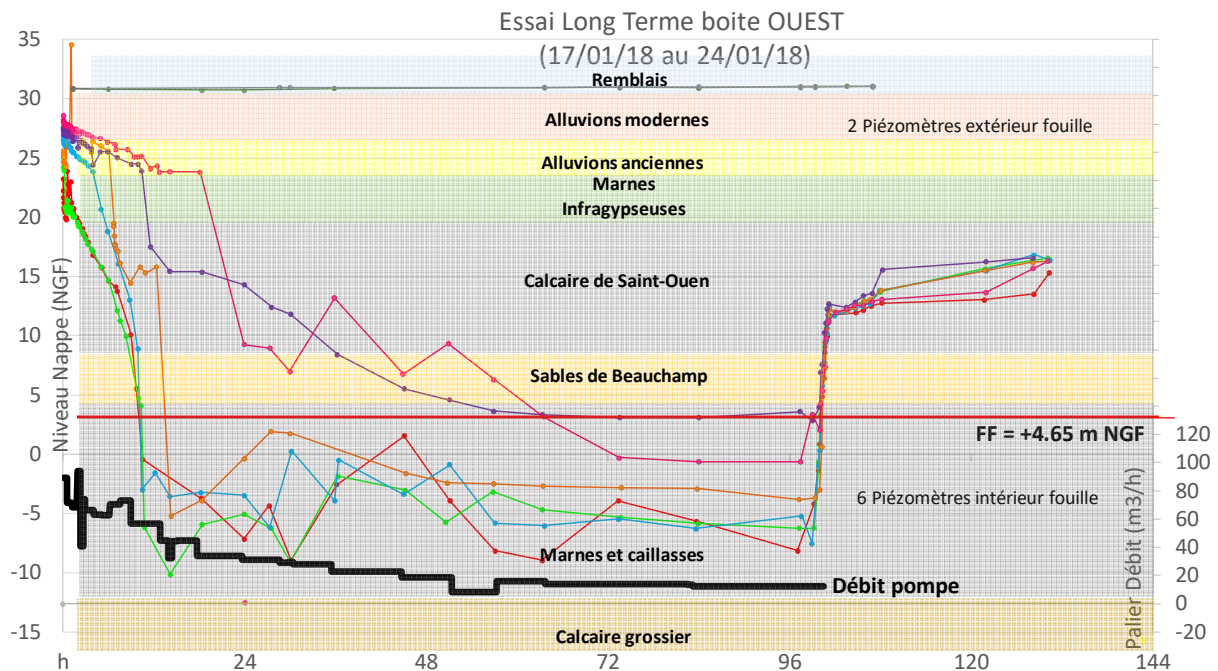


Figure II-10 : Niveau de nappe à l'intérieur et à l'extérieur de la fouille et débit des pompes lors de l'essai de pompage de la Boîte Ouest (17/01/2018 – 24/01/2018)

Pour quatre tubes inclinométriques, la mesure initiale a été faite avant l’essai de pompage. Des mesures ont été effectuées après l’arrêt des pompes de l’essai de pompage (la nappe a pu remonter à environ 15 NGF) et sont illustrées sur la Figure II-11.

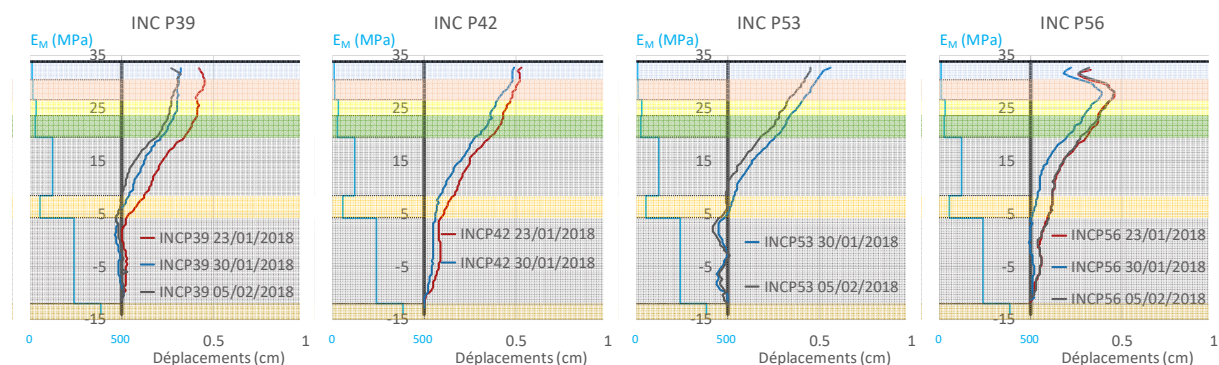


Figure II-11 : Déplacements inclinométriques mesurés juste après l’essai de pompage (le déplacement positif est dirigé vers l’intérieur de la future fouille)

Les déplacements mesurés ne dépassent pas 5 mm et les déformées sont similaires. Elles montrent une rupture de pente à l’interface entre le Sable de Beauchamp et les Marnes et Caillasses, cohérente avec les mesures pressiométriques qui montrent que les Marnes et Caillasses sont beaucoup plus raides que le Sable de Beauchamp.

Les quatre tubes inclinométriques montrent des courbes de déplacement très similaires : on peut donc penser que ces mesures, même si elles montrent des déplacements assez faibles, sont fiables, et pourront être comparées aux calculs par la suite.

2.3.4. Déplacements horizontaux de la paroi moulée – phases de terrassement

Pour les phases de terrassement de la Boîte Ouest, la mesure inclinométrique prise comme référence (mesure initiale) est celle après l’essai de pompage et la remontée de la nappe (à 15 NGF). Pour la Boîte Est, la mesure initiale est celle du terrassement T1 à 26,15 NGF, car aucune mesure n’a été prise avant (à cause des opérations de travaux, en particulier le coulage de la poutre de couronnement).

La Figure II-12, Figure II-13 et la Figure II-14 présentent les mesures inclinométriques pendant les terrassements, pour les tubes placés dans les panneaux P42/P53 et P39/P56 de la Boîte Ouest et dans les panneaux P18/P04 de la Boîte Est. La section des deux panneaux face à face P42/P53 est nommée S42 ; celle des deux panneaux face à face P39/P56 est nommée S39 et celle des deux panneaux face à face P18/P04 est nommée S18. Les courbes en gras correspondent aux dates des terrassements et seront comparées aux calculs pour les phases de terrassement.

Pour certains niveaux de terrassement, plusieurs mesures ont été prises sans évolution de la situation (pas de surcharge ou de terrassement supplémentaire). Dans ce cas, c’est la moyenne de ces courbes qui est prise en compte dans les comparaisons avec les modèles prévisionnels. Sur les trois figures, on voit un écart entre d’environ ± 3 mm en partie supérieure

et ± 1 mm en partie inférieure de l'écran entre des mesures qui devraient montrer les mêmes déplacements : cette comparaison montre une bonne cohérence des mesures effectuées à des dates différentes et permet de cerner la précision qu'on peut attendre de ces mesures et la partie d'erreurs aléatoires qu'elles contiennent.

Pour toutes les mesures inclinométriques, le pied du tube semble être droit et on peut donc considérer que les tubes descendent à une profondeur suffisante.

Pour les trois sections, les courbes sont similaires ce qui prouve qu'il n'a pas de dissymétrie significative entre les parois de gauche et les parois de droite.

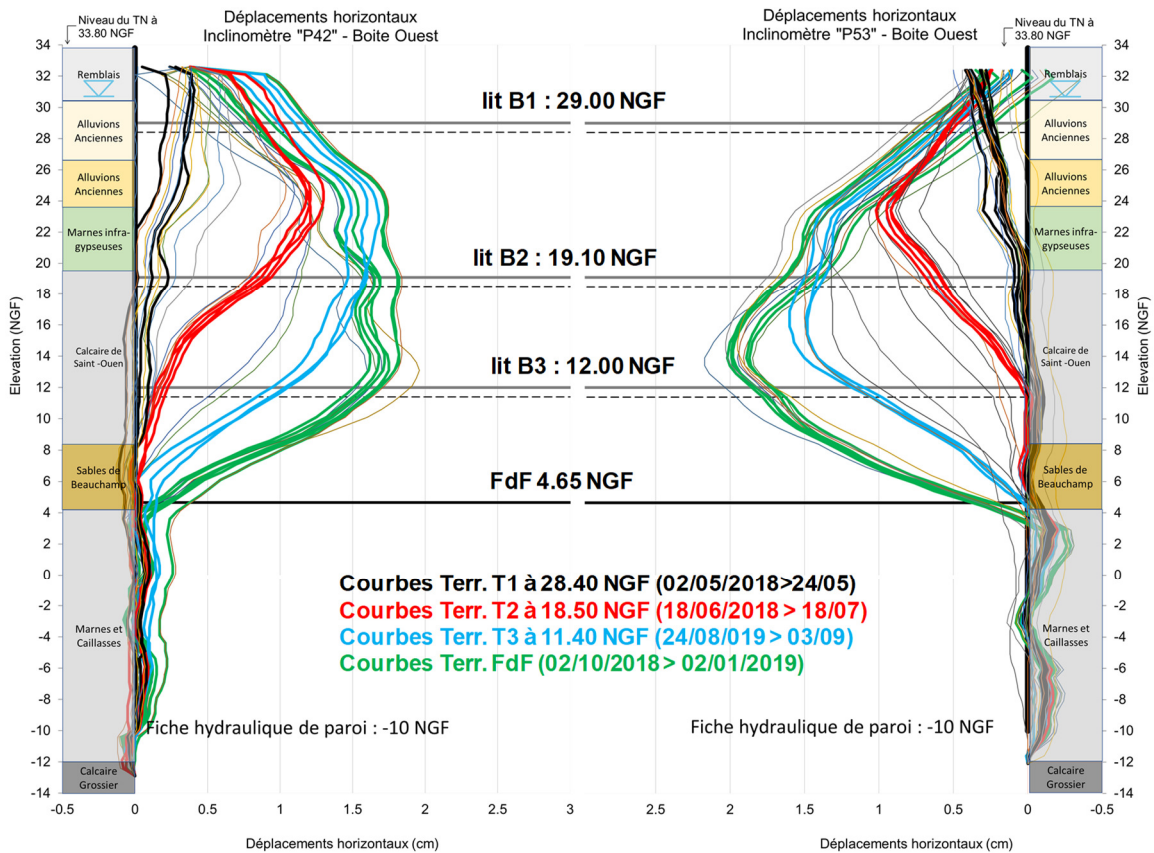


Figure II-12 : Déplacements horizontaux mesurés par inclinométrie pour la section S42 (panneaux P42 et P53)

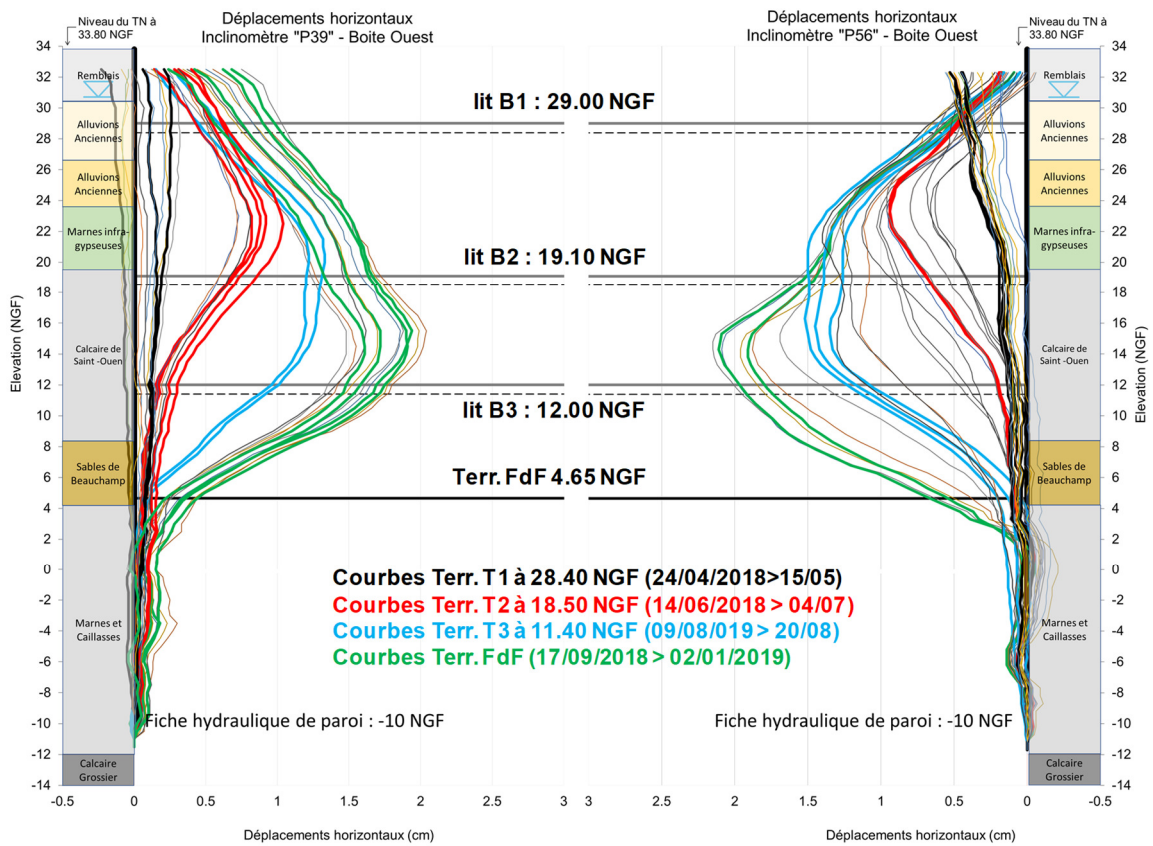


Figure II-13 : Déplacements horizontaux mesurés par inclinométrie pour la section S39 (panneaux P39 et P56)

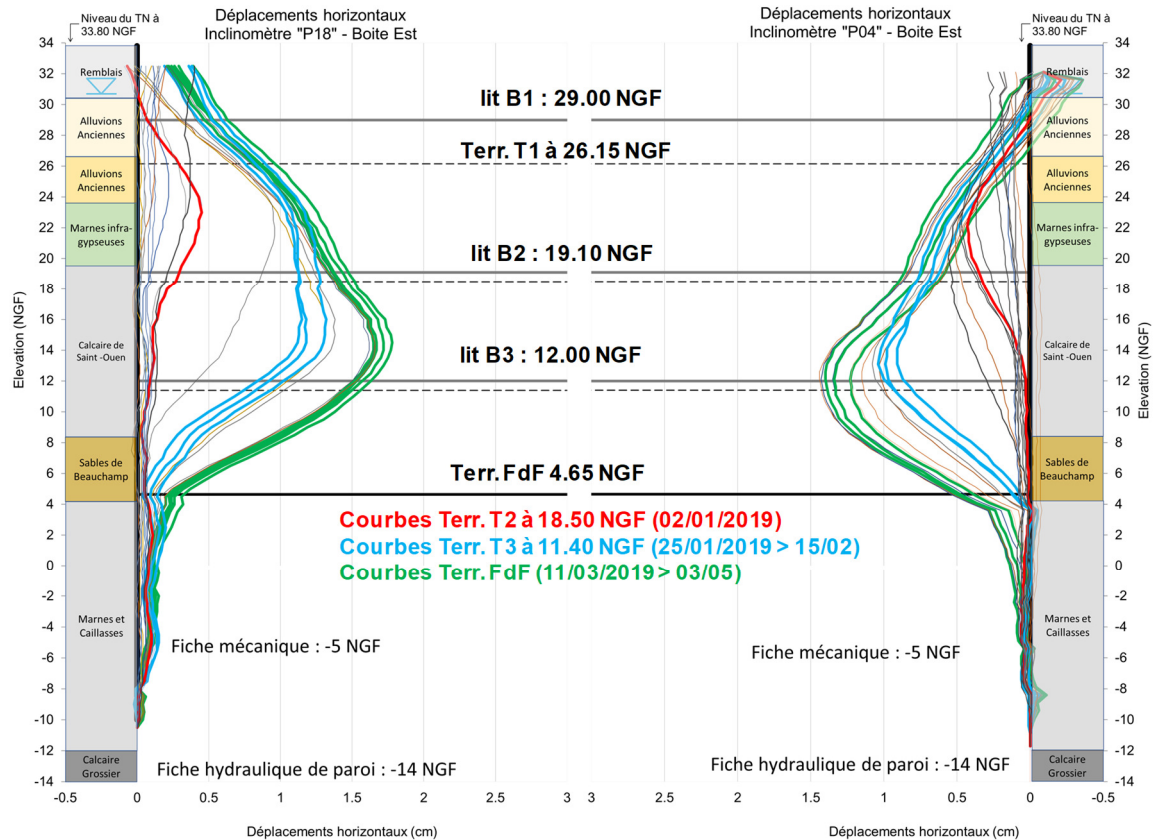


Figure II-14 : Déplacements horizontaux mesurés par inclinométrie pour la section S18 (panneaux P18 et P04)

2. 3. 4. 1. Commentaire sur les mesures inclinométriques

Les courbes inclinométriques montrent en partie basse des « bosses », notamment pour les panneaux P53 et P39, qui semblent être des artefacts de mesure. On a cherché à proposer une explication à ces résultats.

L'hypothèse est la suivante : ces bosses sont dues au raccourcissement du câble de mesure sur lequel se trouve la sonde inclinométrique. C'est une erreur systématique qui évolue dans le temps et également avec la profondeur. Lorsqu'on fait la différence entre la mesure courante et la mesure de référence, les points ne se situent pas aux mêmes niveaux, mais présentent quelques centimètres de décalage, ce qui crée des points singuliers sur les courbes. L'origine du problème est la suivante : pour faciliter la réalisation des mesures, les fournisseurs de matériel ont cherché à réduire le poids du touret (câble de mesure) et de la sonde inclinométrique. Au cours du temps, les câbles se sont progressivement allongés si bien que l'intervalle entre deux points de mesure n'était plus de 50 cm, mais un peu plus grand. Pour résoudre ce problème, le fournisseur a proposé un câble avec une fibre en carbone qui ne devait pas s'allonger. Au fur et à mesure de l'avancement du projet de la Ligne 15 Sud, avec un nombre important de mesures inclinométriques, les équipes des instrumentations de l'entreprise Sixense Soldata se sont rendues compte que le câble se raccourcissait avec le temps (jusqu'à 15 cm sur 50 m de longueur dans certains cas). On peut faire une correction en considérant que le raccourcissement correspond à une déformation constante sur la longueur du câble. Cette correction ne change pas l'allure de la courbe, mais réduit clairement les bosses : la Figure II-15 illustre une mesure du 18 juin 2018 de l'inclinomètre P53 et le résultat de la correction. Cependant, les courbes présentées dans ce rapport et comparées aux calculs prévisionnels par la suite sont les courbes sans ces corrections, parce que, d'une part, les valeurs maximales de déplacements et les pentes maximales sont peu influencées, et, d'autre part, il était difficile de procéder à un traitement uniforme : il aurait fallu procéder à une correction de chaque courbe au cas par cas, et cette opération (très laborieuse) aurait pu introduire un biais supplémentaire dans l'interprétation des mesures.

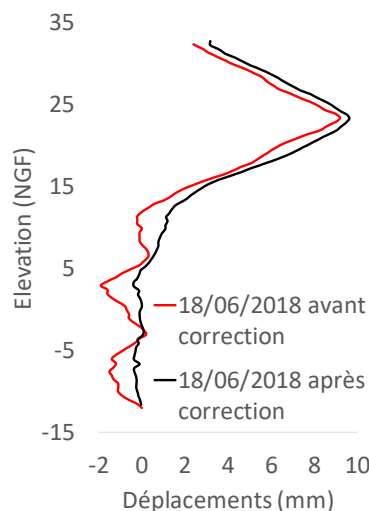


Figure II-15 : Correction du raccourcissement du câble en fonction de la profondeur

2.3.5. Vérifications des déplacements horizontaux par cibles topographiques

La mesure de convergence par cibles topographiques est décrite dans le Chapitre 2 de la Partie I. Des cibles topographiques sont installées sur les deux parois moulées en vis-à-vis au fur et à mesure des terrassements. Si les cibles sont installées sur deux panneaux équipés de tubes inclinométriques, on peut vérifier la cohérence entre les mesures inclinométriques et les cibles topographiques, à condition d'effectuer une mesure inclinométrique au moment de l'installation de la cible. Les figures suivantes illustrent cette vérification pour les sections S39, S42 et S18. Les bandes verticales grises indiquent les phases de terrassement. Pour trois niveaux, on représente par des croix rouges et bleues le déplacement inclinométrique de chacun des panneaux en vis-à-vis au niveau de la cible. La courbe rouge représente la somme de ces déplacements, que l'on compare aux mesures de convergence représentées par les cercles noirs. Pour la section S39, la Figure II-16 montre que les déplacements mesurés par les cibles topographiques confirment les déplacements déduits des mesures inclinométriques.

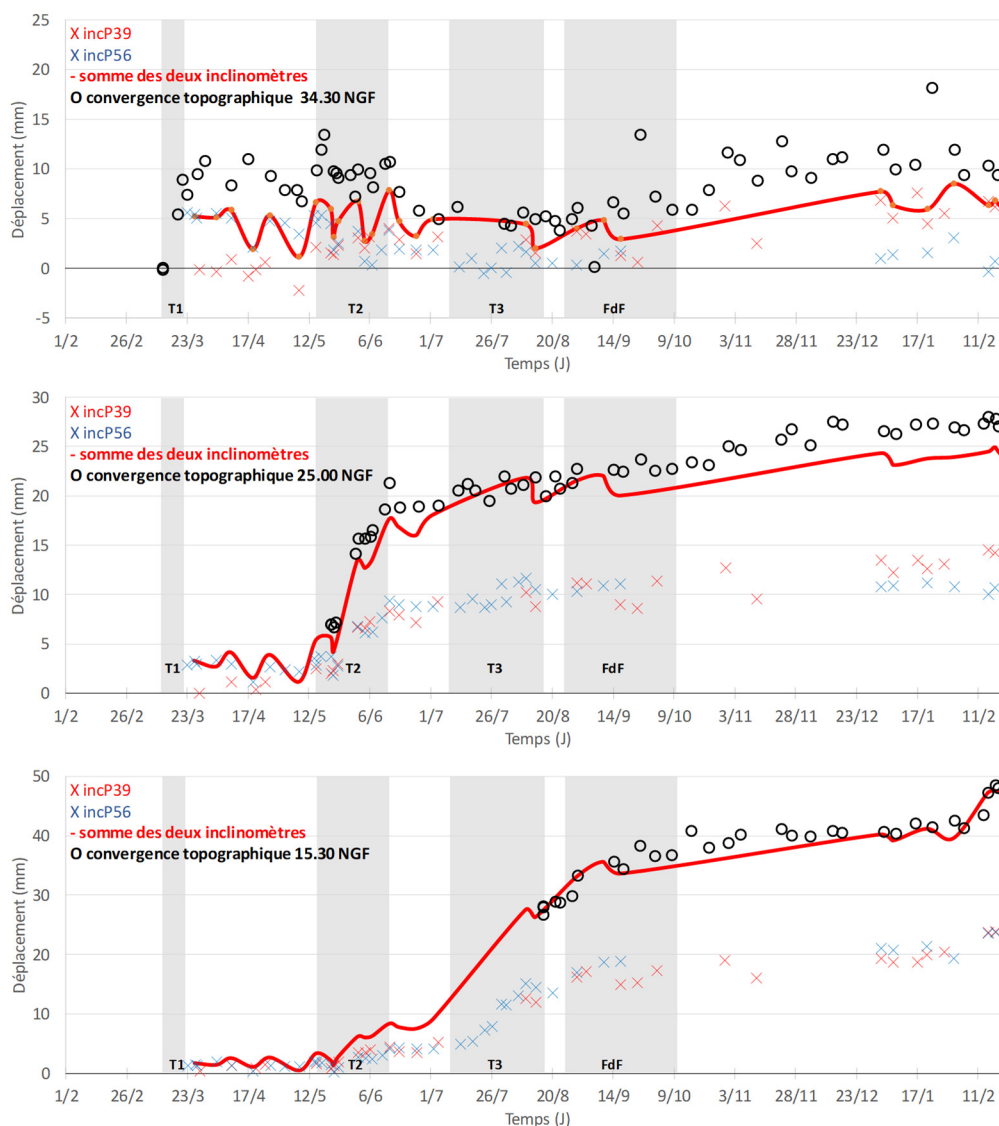


Figure II-16 : Vérifications des mesures inclinométriques par cibles topographiques – Section S39

Pour la section S42, la Figure II-17 montre que les deux systèmes de mesure donnent des résultats cohérents pendant les phases de terrassement. En tête, les valeurs absolues mesurées sont faibles, de l'ordre de 10 mm, ce qui donne visuellement l'impression d'un moins bon accord que pour les deux mesures en profondeur. Après la fin des terrassements, les deux systèmes de mesure divergent pour les mesures sur les trois niveaux, où les mesures par cibles montrent des déplacements plus importants que les inclinomètres.

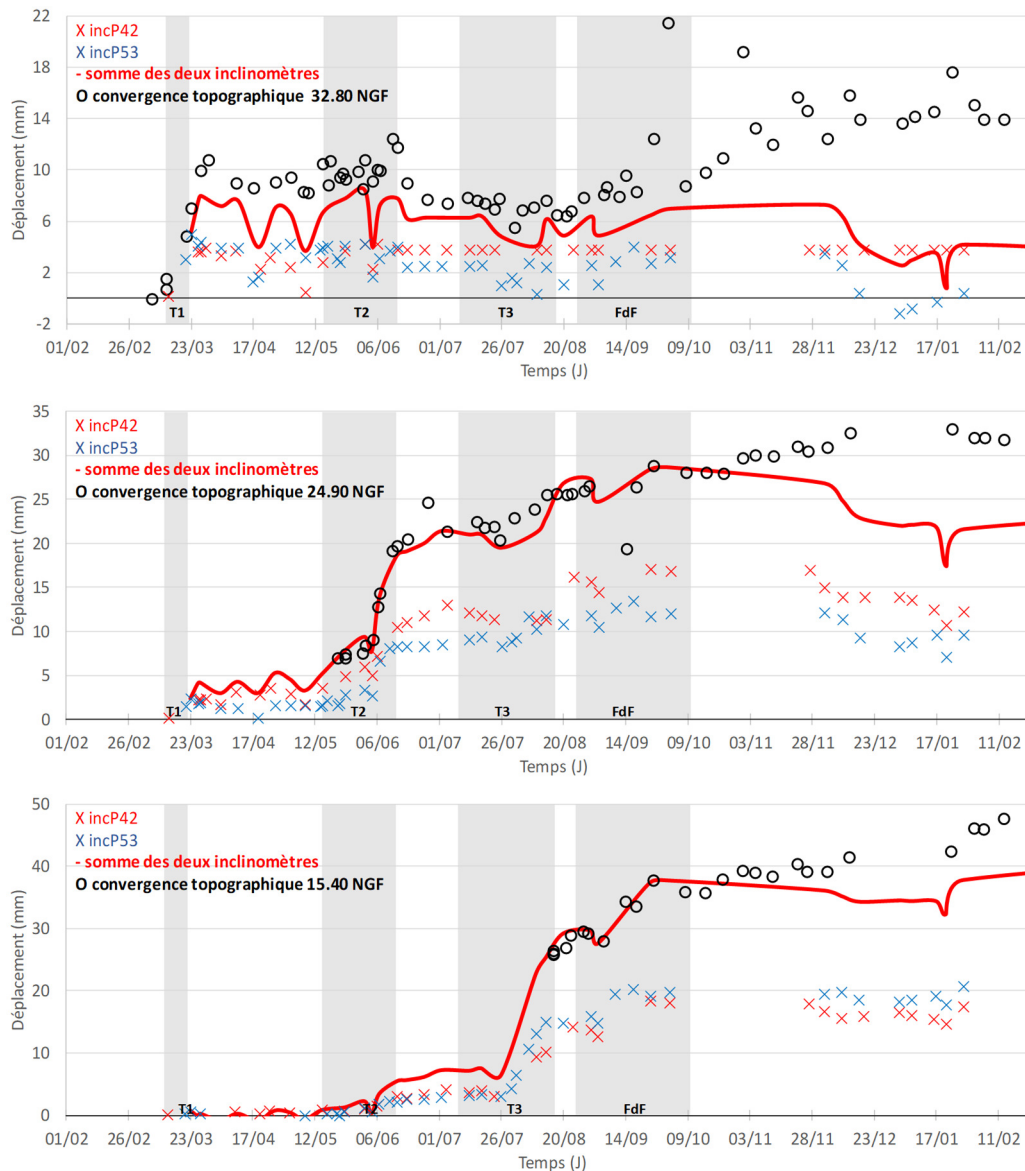


Figure II-17 : Vérifications des mesures inclinométriques par cibles topographiques – Section S42

Enfin, la Figure II-18 montre que, pour la section S18, les deux systèmes de mesures donnent des résultats cohérents pendant les phases de terrassement, au moins pour les deux niveaux les plus profonds. En tête, les cibles montrent des fluctuations importantes qu'on a du mal à relier aux évolutions du chantier.

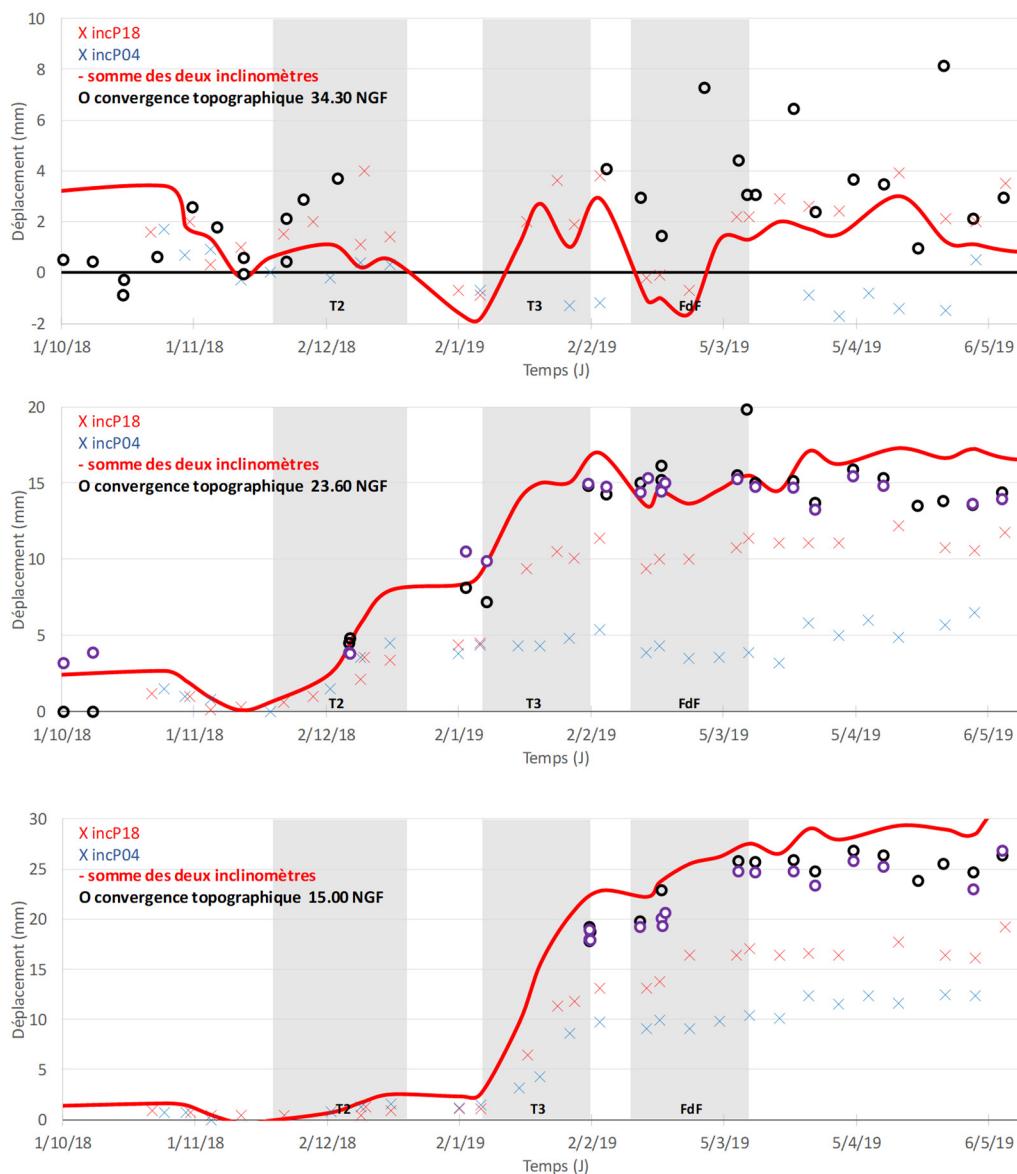


Figure II-18 : Vérifications des mesures inclinométriques par cibles topographiques – Section S18

En conclusion, les deux systèmes de mesure, à savoir les mesures de distance entre les cibles topographiques, posées sur les panneaux de paroi moulée face à face au fur et à mesure du terrassement, et les mesures inclinométriques des déplacements des panneaux de paroi, sont cohérents pour une majorité des cas et donnent des résultats satisfaisants en termes de précision pour poursuivre une analyse et des comparaisons des déplacements horizontaux avec les modèles prévisionnels. Grâce à ces comparaisons, on peut confirmer que le pied des inclinomètres et de la paroi ne bougent pas et ne subissent pas de rotation. Les mesures en tête de paroi sont plus difficiles à interpréter.

2.3.6. Mesures des déformations sur butons par extensomètres

La Figure II-19 présente les positions des butons instrumentés par extensomètres à corde vibrante du lit B2 et B3. Les butons instrumentés du lit B1 sont présentés sur la Figure II-3.

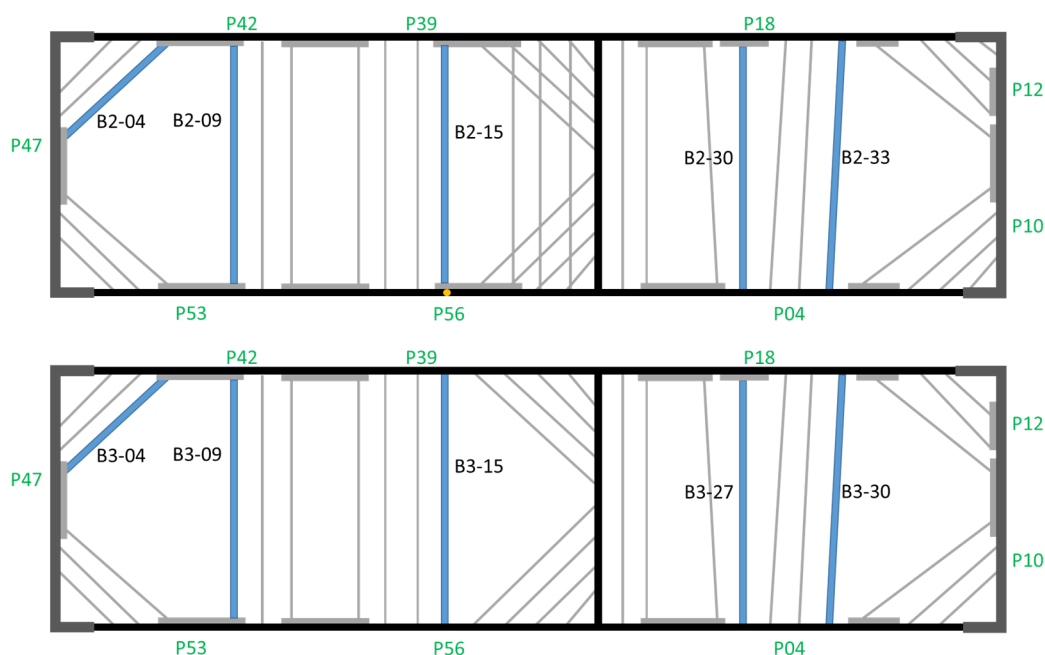


Figure II-19 : Vue en plan des butons instrumentés des lits B2 et B3

Les caractéristiques géométriques des butons instrumentés sont présentées dans le Tableau II-5. La distance D_{cap} est la distance entre la section instrumentée par les capteurs à corde vibrante et la paroi moulée – NC signifie que la distance est non connue. La longueur L des butons droits est de 28,8 m et celle des butons orientés de 17 m.

Tableau II-5 Caractéristiques géométriques des butons instrumentés (O pour Boîte Ouest ; E pour Boîte Est)

Boîte	Lit	Buton	Nom	D_{ext} (mm)	Epaisseur (mm)	Espacement $L_{esp,h}$ (m)	Orientations θ (°)	Section (m ²)	D_{cap} (m)
O	1	09	B1-09	762	15,88	5,655	90	0,03722	3
O	1	15	B1-15	762	15,88	5,655	90	0,03722	3
E	1	22	B1-22	711	16	3,98	91	0,03493	3
E	1	25	B1-25	711	16	4,08	92,8	0,03493	3
O	2	04	B2-04	1220	26,2	5,96	49,6	0,09826	3
O	2	09	B2-09	1220	26,2	5,655	90	0,09826	3
O	2	15	B2-15	1220	26,2	5,655	90	0,09826	3
E	2	30	B2-30	1236	26	3,98	91	0,09883	6,5
E	2	33	B2-33	1067	23	4,08	92,8	0,07544	5
O	3	04	B3-04	1020	23	5,92	49,6	0,07204	NC
O	3	09	B3-09	1020	23	5,655	90	0,07204	NC
O	3	15	B3-15	914	19,1	3,83	90	0,05370	NC
E	3	27	B3-27	1067	20,5	3,98	91	0,06740	4,5
E	3	30	B3-30	1067	20,5	4,08	92,8	0,06740	NC

2. 3. 6. 1. Installations des extensomètres à corde vibrante sur les butons métalliques

Les extensomètres à corde vibrante sont installés par trois (J_1 , J_2 , J_3) sur les butons de section circulaire comme indiqué sur la Figure II-20.

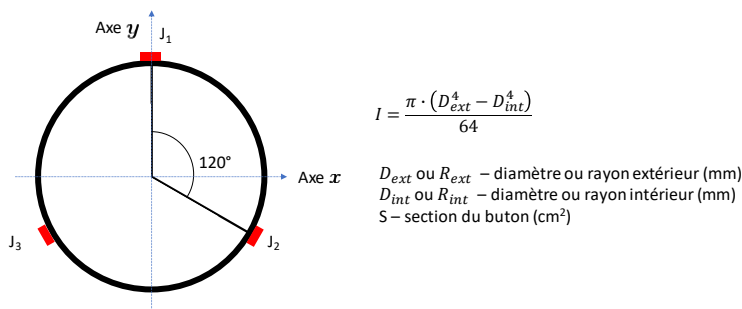


Figure II-20 : Vue en coupe d'un buton avec la position des extensomètres

La Figure II-21 illustre la fouille des Ardoines butonnée lors du dernier terrassement pour arriver au fond de fouille. Comme on peut le voir, chacun des butons est un assemblage de tronçons – de trois à six tronçons.



Figure II-21 : Vue de la fouille des Ardoines butonnée

Le phasage d'installation des extensomètres et des butons est décrit ci-dessous :

1. Soudage des pattes et des capots de protection des trois extensomètres en usine par ArcelorMittal (Figure II-22). L'installation et les soudures sont faites dans des conditions idéales en usine, suivant un cahier des charges préparé par Sixense Soldata.
2. Peinture des butons en blanc pour réduire les variations de température dues à l'ensoleillement et les efforts induits par ces variations de température après l'installation.
3. Transport par camion sur plus de 300 km des tronçons non assemblés (de 3 à 12 m).
4. Dépôt des butons en zone de stockage sur chantier.
5. Serrage des extensomètres sur les pattes et réalisation de la mesure initiale.
6. Descente des éléments métalliques dans la fouille avec une grue de chantier.

7. Assemblage des butons dans la fouille, installation du data logger permettant de récupérer les données de mesure en temps réel.
8. Serrage de l'assemblage des tronçons de buton avec une clé dynamométrique. Les équipes de chantier marquent avec une bombe aérosol les platines serrées (Figure II-23). On peut remarquer à l'œil nu, que même après le serrage, le contact entre platines n'est pas parfait et on peut donc parler d'un potentiel jeu d'assemblage.
9. Matage des platines aux extrémités du buton à la paroi moulée (Figure II-24).

Ce phasage est théorique, car sur chantier, il peut y avoir des changements. Parfois, il n'a pas été possible de réaliser l'installation des extensomètres et la mesure initiale dans la zone de stockage et ces tâches n'ont été faites qu'après la descente des butons dans la fouille. Pour les chantiers du Lot T2A analysés dans le cadre de ce travail, la mesure initiale de la majorité des butons a été faite avant le serrage de l'assemblage et le matage du buton.

Quelques butons ont été livrés sur les chantiers sans les pattes des extensomètres pré-soudées en usine. Le soudeur du chantier a alors soudé les pattes manquantes sur place, sur chantier, dans la fouille. Cette tâche est réalisée avec beaucoup moins de précision que les soudages en usine, en particulier pour les extensomètres J_2 et J_3 , car le soudeur doit être accroupi pour réaliser la soudure.

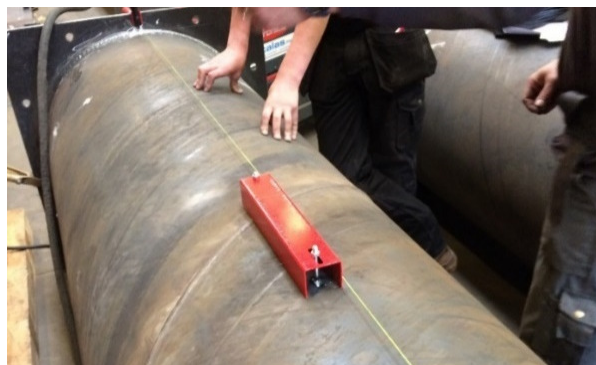


Figure II-22 : Montage du capot et des pattes de l'extensomètre J_1 sur un buton en usine

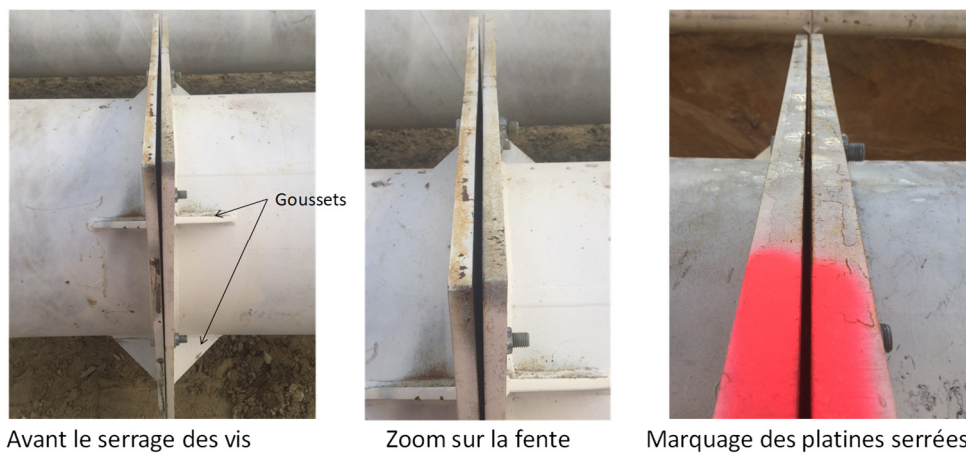


Figure II-23 : Assemblage des butons



Figure II-24 : Matage – technologie d’assemblage de la platine du buton contre la paroi moulée

2. 3. 6. 2. Analyse de résultats de mesures d’extensomètres à corde vibrante

2. 3. 6. 2. 1 Mesures et résultats par extensomètres à corde vibrante – généralités

Un extensomètre à corde vibrante branché à un datalogger fournit une fréquence de vibration F (en Hz). La déformation ε (en %) est calculée par l’équation (12).

$$\varepsilon(\%) = (F_0^2 - F_i^2) \cdot GF \quad (12)$$

Où :

ε : la déformation par rapport à la mesure 0 ;

F_0 : mesure brute initiale [Hz] ;

F_i : mesure brute actuelle [Hz] ;

GF : coefficient de la jauge [-] (entre 2 et 5 pour les jauges utilisées dans le bâtiment).

Pour obtenir le résultat en contrainte, on multiplie la déformation par le module de l’acier E_{acier} .

Pour une section circulaire et des extensomètres installés à 120° , on calcule l’effort normal N_m dans la section du buton où ils sont placés par :

$$N_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} S \quad (13)$$

Le moment fléchissant M_x dans la section par rapport à l’axe horizontal perpendiculaire au buton (dans la même direction que le moment dû au poids propre du buton) est donné par :

$$M_x = \frac{I_{buton}}{3 \cdot R_{ext}} \cdot (2 \cdot \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3) \quad (14)$$

Le moment fléchissant M_y dans la section par rapport à l’axe vertical y est donné par :

$$M_y = \frac{I_{buton}}{R_{ext} \cdot \sqrt{3}} \cdot (\sigma_2 - \sigma_3) \quad (15)$$

L'allongement ou le raccourcissement élastique D_L du buton se calcul par l'équation (16) :

$$D_L = \varepsilon(\%) \cdot L \quad (16)$$

où :

I_{buton} : inertie [m⁴] ;

σ_i : la contrainte mesurée par la jauge i [kPa] ;

L : la longueur totale du buton [m] ;

R_{ext} : le rayon extérieur du buton [m] ;

Le raccourcissement élastique est le produit de la déformation mesurée par la longueur totale du buton : on fait donc l'hypothèse d'une section constante sur toute la longueur du buton.

2.3.6.2.2 Mesures de contraintes par extensomètres à cordes vibrantes – exemple du buton B1-09

La Figure II-25 présente les résultats de mesure des trois extensomètres à corde vibrante du buton B1-09, en contrainte.

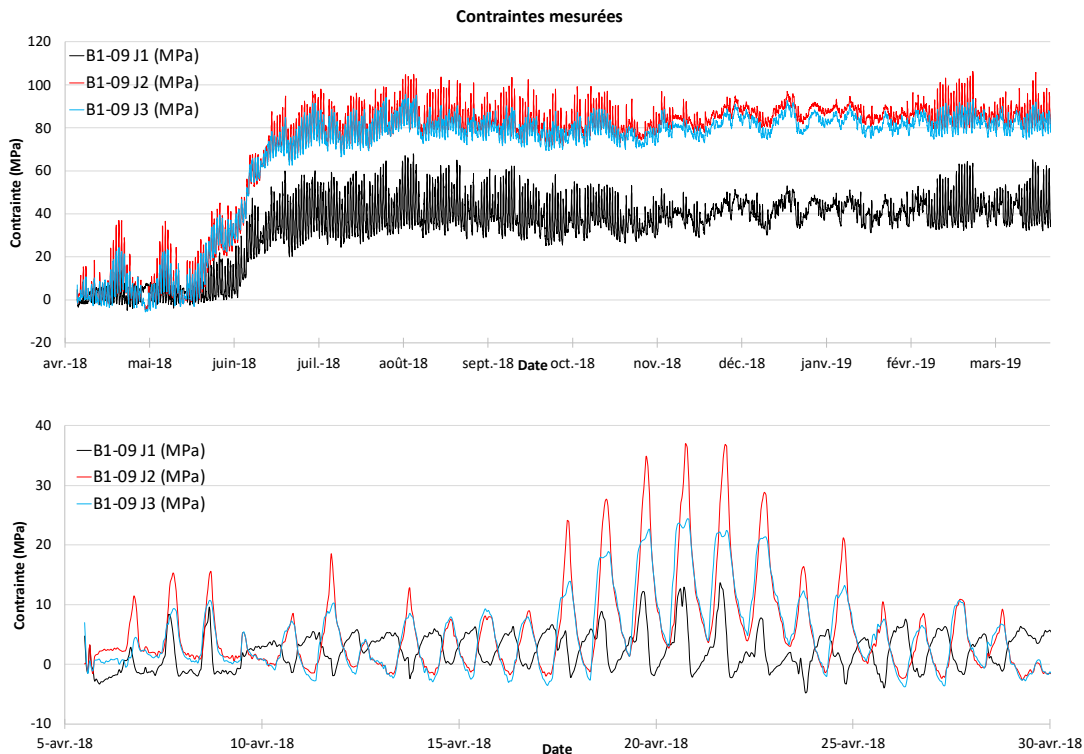


Figure II-25 : Contraintes (en MPa) mesurées dans le buton B1-09

On observe des pics visibles tous les jours pendant les heures du plus grand ensoleillement. Ils sont liés à l'augmentation de la température du buton. La contrainte mesurée par la corde vibrante J_1 est plus faible que celle donnée par les deux autres capteurs J_2 et J_3 pour ce buton B1-09. Cela signifie que la fibre supérieure est moins comprimée que la fibre inférieure.

La Figure II-26 présente la variation de l'effort normal dans la section (équation (13)) en kN ainsi que la température mesurée.

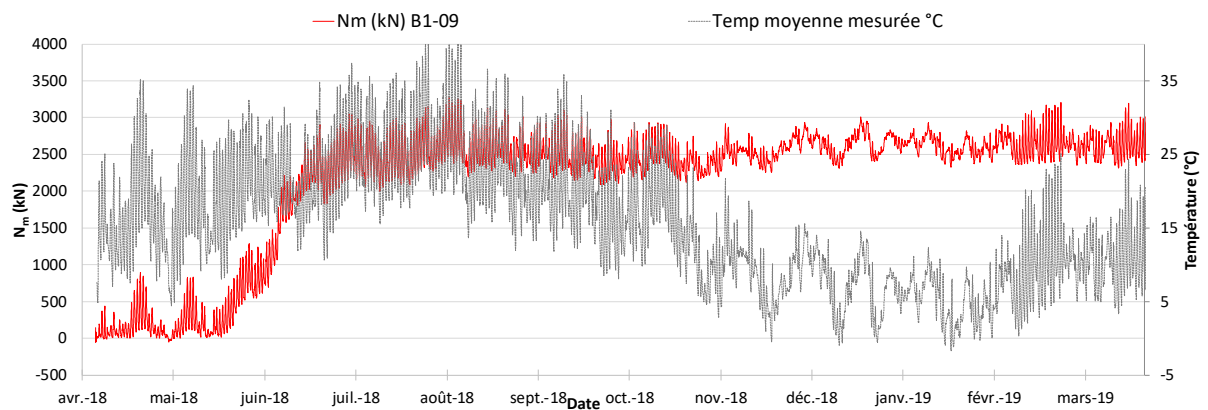


Figure II-26 : Effort mesuré N_m (en kN) et température T (en °C) dans le buton B1-09

Dans la phase initiale, juste après l'installation du buton (à la mi-mai 2018 environ) on voit seulement l'effet de la température : l'effort dans le buton présente des pics jusqu'à environ 800 kN. A partir de la fin du mois de mai 2018, l'effort augmente pendant le terrassement sous le premier lit d'appuis, puis oscille autour d'environ 2600 kN jusqu'à la fin des terrassements.

Sur la Figure II-27 sont présentés les moments M_x et M_y dans le buton B1-09.

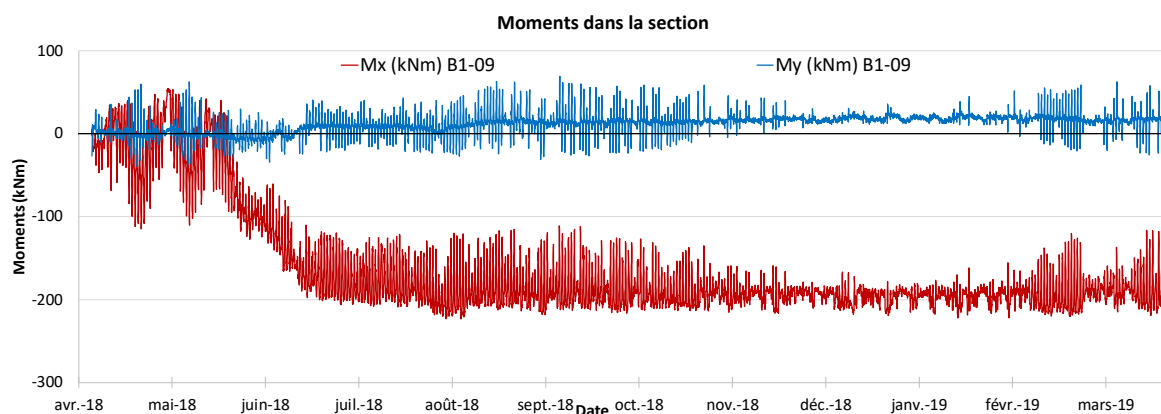


Figure II-27 : Moments M_x et M_y (en kN.m) dans le buton B1-09

Le moment M_x a une valeur négative. Cela montre que le buton est encastré dans la paroi moulée, car la jauge J_1 est moins comprimée que les deux autres.

Le moment fléchissant M_y est faible et peut être négligé pour le buton analysé. Les effets de température (représentés par les pics) sont plus significatifs que l'effet du terrassement.

2. 3. 6. 2. 3 Mesures de température – exemple du buton B1-09

La Figure II-28 présente les températures mesurées sur la surface du buton B1-09.

Les températures mesurées sur le chantier sont intéressantes, car le (NF EN 1991-1-5 2004) recommande de prendre en compte, en France métropolitaine, une variation de température de $\Delta T = \pm 20$ K. Les données recueillies sur la Ligne 15 Sud permettent de proposer des valeurs différentes en fonction de la profondeur du buton, les butons les plus profonds étant moins exposés à l'ensoleillement. Une discussion détaillée à ce sujet se trouve dans la Partie III.

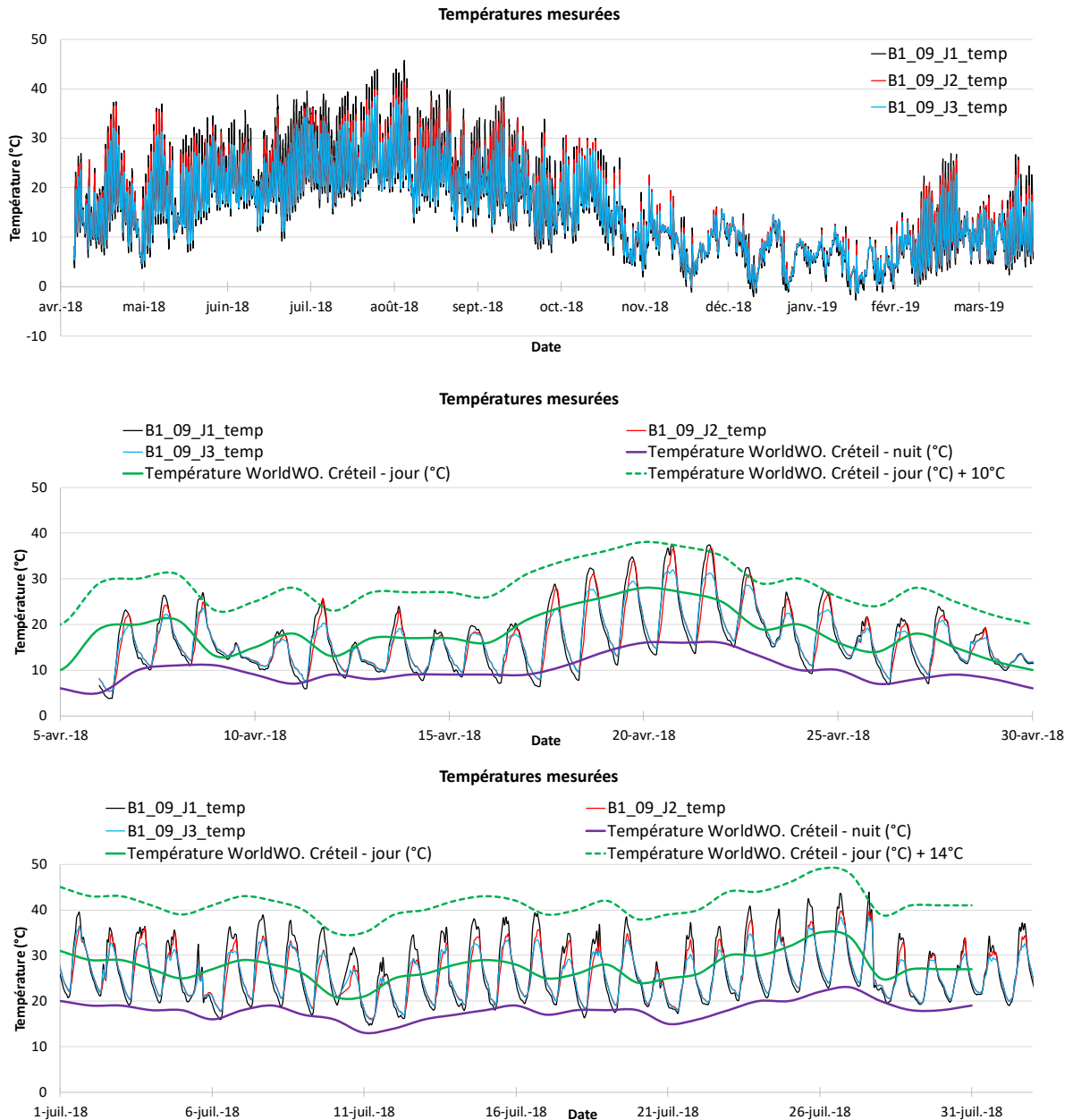


Figure II-28 : Températures (en °C) mesurées sur la surface du buton B1-09

Sur la Figure II-28, les éléments suivants peuvent être distingués :

- Les variations de température saisonnières sont visibles : la température mesurée augmente en été et diminue en hiver ;
- Les variations de température journalières sont visibles avec une augmentation la journée et une diminution la nuit ;
- Pour la température minimum la nuit, les trois capteurs montrent des valeurs proches des mesures de température dans la ville de Créteil données par WorldWeatherOnline ;
- Pour la température maximum en cours de journée, les trois capteurs mesurent une température supérieure à celle mesurée dans la ville, ce qui est logique, car ce sont des mesures prises à l'abri. La différence atteint environ 10 K en avril. Au mois de juillet, qui est celui avec le plus d'ensoleillement, ces dépassements vont jusqu'à 14 K. C'est le capteur en tête J_1 (Figure II-20) qui mesure les valeurs les plus élevées, car il est le plus exposé au soleil.

2. 3. 6. 2. 4 *Comportement d'un buton avec la variation de la température*

Les effets thermiques jouent donc un rôle particulier dans l'interprétation des mesures par la technologie des cordes vibrantes.

Considérons un buton métallique équipé d'une corde vibrante. Si l'on bloque le déplacement axial des deux extrémités du buton, une augmentation ou diminution de température ne cause ni augmentation ni diminution de longueur du buton, mais une contrainte de compression ou de traction dans la section du buton, égale au coefficient de dilatation thermique linéique de l'acier multiplié par le module d'Young et par la variation de température.

Si les extrémités du buton métallique sont libres, une augmentation de température cause un allongement du buton et de la corde vibrante sans augmentation d'effort dans la section.

Il convient de préciser que les mesures brutes donnent en fait une déformation apparente qui « décompte » les effets thermiques, comme le décrivent (Rosin-Corre, Noret et Bordes 2012). Dans le cas des extrémités libres, la corde vibrante donne une déformation nulle, et une variation de contrainte nulle dans la section du buton. Autrement dit, la corde vibrante donne accès directement à la partie mécanique de la déformation et à la contrainte dans le capteur. C'est probablement pour cela que les extensomètres à cordes vibrantes sont souvent appelés des jauges de contrainte.

On peut signaler également que, sur les chantiers du Grand Paris, les caractéristiques des cordes vibrantes et de l'acier des butons sont identiques, et il n'y a pas de correction liée à la différence entre les coefficients de dilatation thermique linéique des deux matériaux.

Pour les butons métalliques, les conditions aux extrémités sont intermédiaires entre le blocage du déplacement horizontal et les extrémités libres. Les contraintes mesurées par les extensomètres sont une combinaison de contributions dues aux variations de température et à la poussée des terres et de la nappe. Des descriptions plus détaillées de ces problématiques

peuvent être trouvées dans (Dunnicliff 1993), (Boone et Westland 2004) ou (Batten, et al. 1999).

2. 3. 6. 2. 5 Interprétation des effets de la température sur les mesures d'efforts dans les butons

La Figure II-29 représente la température en fonction de l'effort mesuré pour le buton B1-09. On peut proposer une relation quasiment linéaire entre l'effort et la température : la pente de la droite correspondante est notée m (en kN/K) et appelée le coefficient d'autocontrainte (le terme d'autocontrainte fait référence à l'état de contrainte interne d'une structure, dont la déformation sous l'effet d'un agent extérieur est partiellement ou totalement empêchée). Il se produit par exemple une autocontrainte dans une poutre droite dont la longueur, du fait du blocage de ses extrémités, reste constante alors que la température s'élève (Binet 2011). Le terme anglais est *coefficient of constraint* (Twine et Roscoe 1999)).

Le degré d'autocontrainte M est le rapport du coefficient d'autocontrainte m à la valeur du coefficient d'autocontrainte maximal m_{max} défini par :

$$m_{max} = E_{acier} \cdot S \cdot \alpha_T \quad (17)$$

$$M = \frac{m}{m_{max}} \quad (18)$$

où α_T est le coefficient de dilatation thermique : pour l'acier $\alpha_T = 12 \cdot 10^{-6} K^{-1}$. Pour le buton B1-09, on relève un coefficient m égal à 45 kN/K et on a $m_{max} = 94 \text{ kN/K}$. M est donc de 48%. Le coefficient d'autocontrainte dépend de la section, de la longueur et du module du buton, de l'épaisseur de la paroi moulée, et de la raideur du sol.

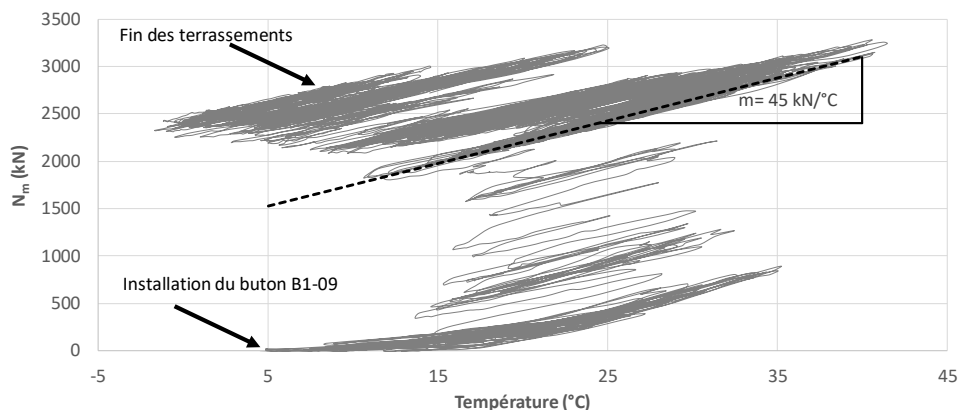


Figure II-29 : Effort en fonction de la température. Buton B1-09

La Figure II-30 montre l'évolution de l'effort normal au cours du temps et ses variations en fonctions de la température. Elle permet de mieux visualiser les données et de séparer les différentes phases de terrassement. Il est possible de distinguer les périodes sans

terrassément proche du buton (les week-ends par exemple où le chantier ne travaille pas) et les dates où les terrassements ont un effet direct sur l'effort dans le buton. Lors des week-ends, l'effet des variations journalières de températures est linéaire : les points se placent sur une ligne parfaitement droite.

Avant le début des terrassements, l'effort dans le buton varie entre 0 et environ +800 kN avec seulement des variations de température de +5°C à environ +35°C sans aucun terrassement. Le coefficient d'autocontrainte est proche de zéro lorsque la température est proche de 5°C puis augmente jusqu'à environ 45 kN/K (Figure II-29). Cela est dû au fait que le buton n'est pas encore parfaitement contraint aux extrémités et on attribue ce phénomène au jeu d'assemblage des tronçons métalliques qui s'ouvre et se referme.

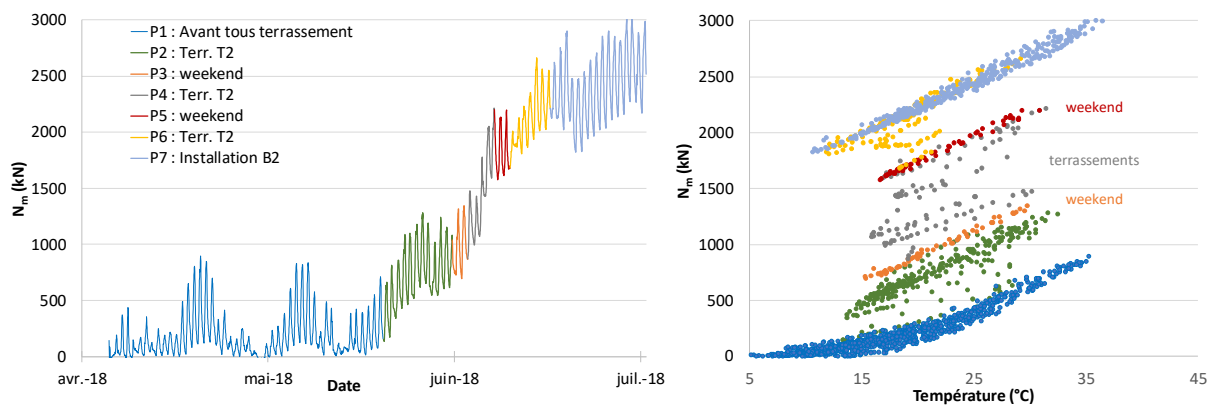


Figure II-30 : La séparation des phases de terrassement (avril -septembre 2018) pour le buton B1-09

L'équation (19) propose de faire la séparation des efforts dus aux variations de température N_{temp} pour isoler l'effort normal dû à la poussée des terres N_{sol} de l'effort mesuré N_m :

$$N_{sol} = N_m - N_{temp} \quad (19)$$

où

$$N_{temp} = m \cdot \Delta T \quad (20)$$

où ΔT est l'incrément de température par rapport à la température T_i au moment du matage du buton. La Figure II-31 montre le résultat de cette procédure. On voit que pour le buton B1-09, $N_{temp} > 0$ en été et $N_{temp} < 0$ en hiver, puisque l'installation du buton a eu lieu dans une période intermédiaire (en avril). La courbe rouge fournit une estimation de l'effort normal dans le buton, déduite de l'influence des variations de température.

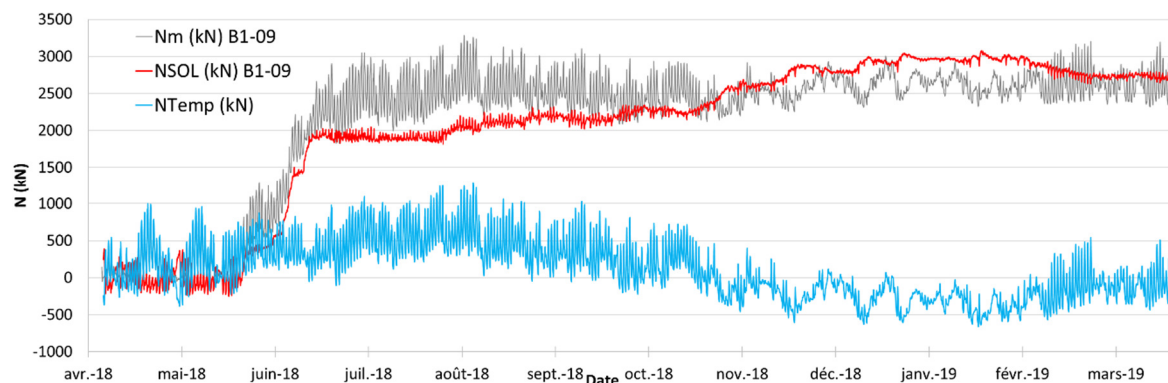


Figure II-31 : Séparation des efforts de température et de la poussée des terres. Buton B1-09

Ces éléments ont été également expliqués dans (Daktera, Bourgeois, et al. 2019).

2. 3. 6. 2. 6 Erreurs de mesures avec les extensomètres à corde vibrante

La présentation du fonctionnement des extensomètres à corde vibrante qui précède permet d'identifier plusieurs sources d'erreurs possibles dans les mesures qu'ils donnent.

La température d'installation T_i – Une erreur sur la donnée de température lors de l'installation décale directement la courbe N_{sol} vers le haut ou vers le bas (équation (19)). L'instant exact du matage n'est pas connu de manière précise sauf si on reste à temps plein sur chantier, et on fait souvent l'hypothèse que la température T_i est celle de la première mesure. Cette hypothèse est calée pour qu'au moment du début des terrassements l'effort soit proche de zéro. Elle induit une erreur sur la valeur absolue de l'effort. Par exemple, pour le buton B1-09, une erreur de seulement ± 3 K sur T_i conduit à une erreur sur la valeur absolue de l'effort d'environ ± 150 kN, ce qui n'est pas négligeable.

La mesure de température – La température est mesurée par des thermistors installés sur la jauge de déformation, à une distance de 5 à 10 mm de la surface du buton. La mesure prise par les thermistors n'est donc pas précisément celle de la surface du buton. Cette différence peut expliquer pourquoi la courbe N_{sol} n'est pas parfaitement lisse. Il est difficile de cerner cette erreur, mais on peut rappeler que ± 1 K d'erreur sur la température représente pour le buton B1-09 une erreur de ± 45 kN sur l'effort normal (avec $m = 45$ kN/K).

L'installation des jauges sur les butons – Les jauges sont théoriquement soudées dans l'axe des butons, la jauge J_1 étant sur la génératrice supérieure et les deux autres jauges à $\pm 120^\circ$ comme le montre la Figure II-20. Dans la pratique, il existe toujours une erreur d'installation des capteurs même s'ils sont installés en usine. Cette erreur est cependant assez faible puisque même si la jauge est soudée sous un angle aussi important que 8° , on introduit seulement une erreur de 1% dans la valeur mesurée. On n'a donc pas fait d'analyse de la qualité précise du soudage des jauges sur les butons dans le cadre de cette recherche.

L'installation du buton – le buton est supposé être posé parfaitement en horizontal et la jauge J_1 est supposée se trouver exactement en tête du buton. Toutefois, sur un chantier, qui n'est pas un laboratoire, une installation parfaite est impossible. Une installation imparfaite peut s'ajouter aux sources d'erreurs décrites ci-dessus.

2. 3. 6. 2. 7 Synthèse des résultats des extensomètres du premier lit de butons

La Figure II-32 présente les résultats de la contrainte moyenne des quatre butons du premier lit.

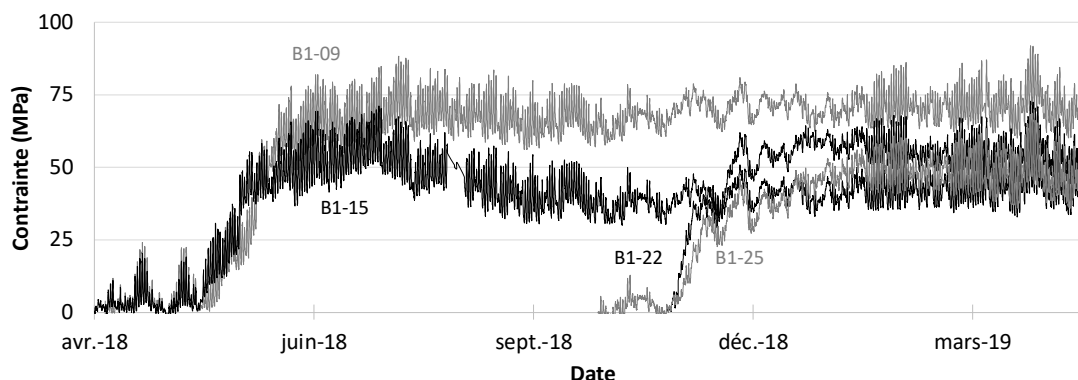


Figure II-32 : Contrainte moyenne dans le premier lit de butons (en kPa)

Lors des terrassements, les contraintes atteignent des valeurs de 40 MPa à 80 MPa environ avec des comportements assez similaires pour les butons installés au même moment (B1-09 et B1-15 de la Boîte Ouest et B1-22 et B1-25 de la Boîte Est).

La Figure II-33 présente les résultats en termes d'effort normal N_m dans les quatre butons du lit B1, divisé par l'espacement entre les butons (donc en kN/m), qui peut varier. La représentation en effort par unité de longueur de paroi permet de mieux comparer les butons d'un même lit.

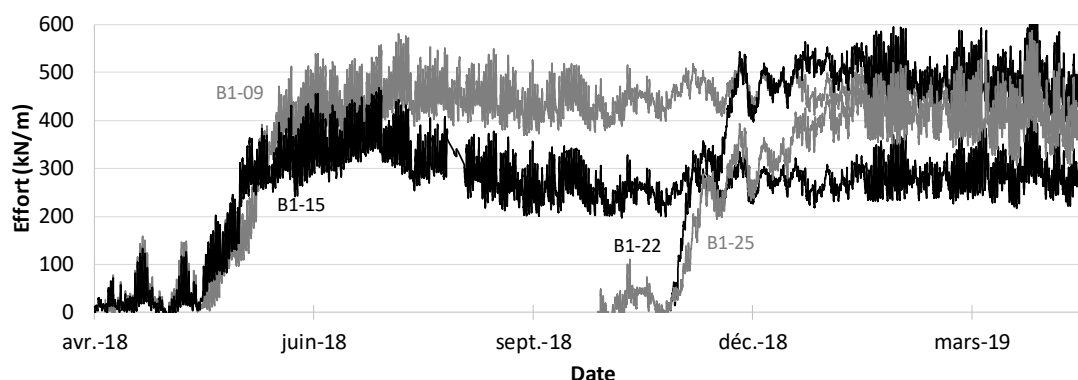


Figure II-33 : Effort moyen N_m dans le premier lit de butons (en kN/m)

La Figure II-34 présente les résultats des moments M_x des quatre butons du premier lit.

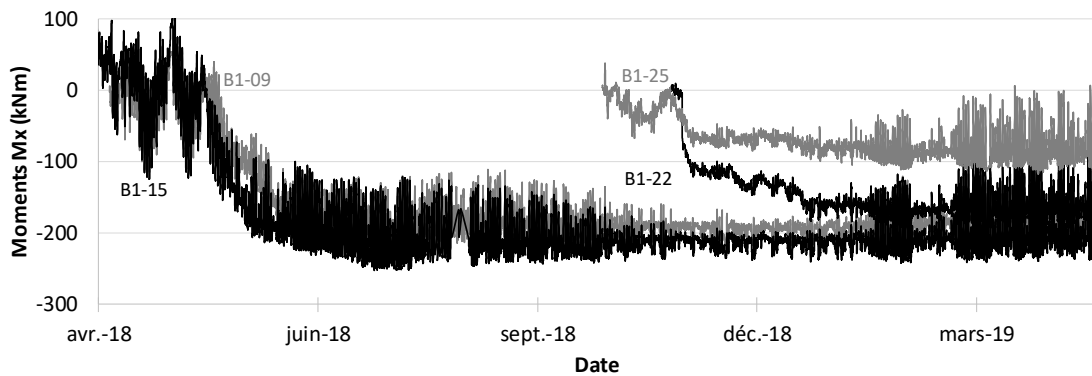


Figure II-34 : Moments M_x dans le premier lit de butons (en kN.m)

Le moment M_x est créé par trois effets principaux :

- Le poids propre du buton induit un moment qui dépend de la distance entre la paroi et la section instrumentée ; d'autre part, cette distribution dépend des conditions d'appui du buton sur la paroi (encastré ou articulé).
- La rotation de la paroi moulée a une influence sur les moments M_x (sauf en cas d'articulation parfaite) : pour un lit de butons donné, le terrassement sous ce dernier cause une rotation de la paroi moulée vers le terrain soutenu qui introduit dans le buton un moment M_x uniforme sur toute la longueur du buton et opposé au poids propre. Il va donc translater la courbe de moment et la fibre supérieure sera davantage tendue.
- Des défauts de construction (ou d'installation) peuvent influencer la valeur du moment M_x vers les valeurs positives ou négatives.

La Figure II-35 présente les résultats des moments M_y autour de l'axe vertical des quatre butons du premier lit.

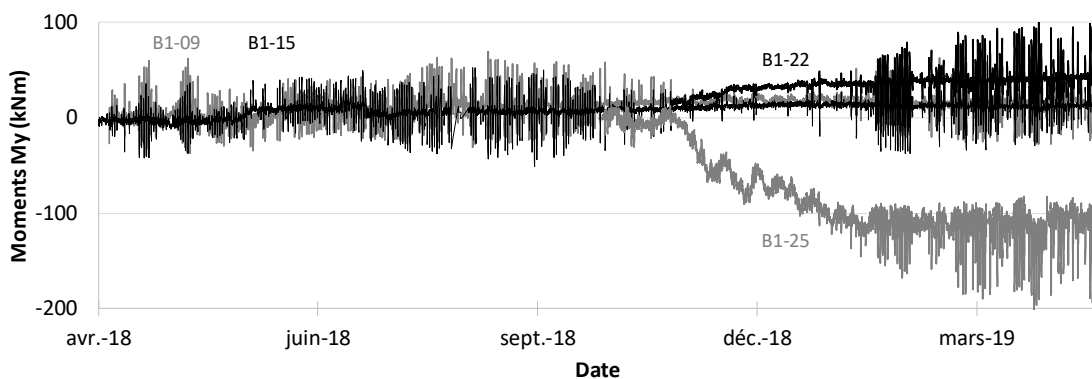


Figure II-35 : Moments M_y dans le premier lit de butons (en kN.m)

Les moments M_y sont faibles (<50 kN.m) pour trois des quatre butons du lit B1.

La valeur du moment M_y est un peu plus grande dans le buton B1-25. Elle part d'une valeur nulle, puis se stabilise à environ -100 kN.m après le terrassement sous le premier lit.

Il est difficile d'expliquer précisément l'origine de ce moment : une discussion plus complète est présentée dans la Partie III.

La Figure II-36 illustre les efforts N_{sol} en kN/m dans la direction perpendiculaire à la paroi moulée des butons instrumentés de la Boîte Ouest.

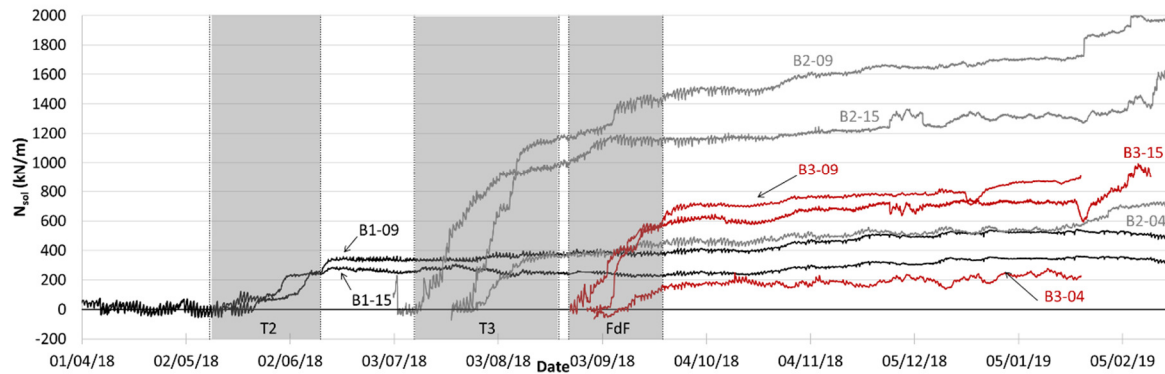


Figure II-36 : Efforts N_{sol} pour les butons de la Boîte Ouest (en kN/m)

Il est intéressant de noter que les efforts dans quasiment tous les butons semblent augmenter avec le temps. Plusieurs mois après l'arrivée au fond de fouille (entre octobre 2018 et janvier 2019) les efforts augmentent, alors que le phasage ne change pas. Pour le buton B2-09, l'effort passe d'environ 1500 kN/m à 1650 kN/m. Dans le buton B1-15, l'effort passe de 220 kN/m à environ 380 kN/m.

La Figure II-37 illustre les efforts N_{sol} en kN/m des butons instrumentés de la Boîte Est.

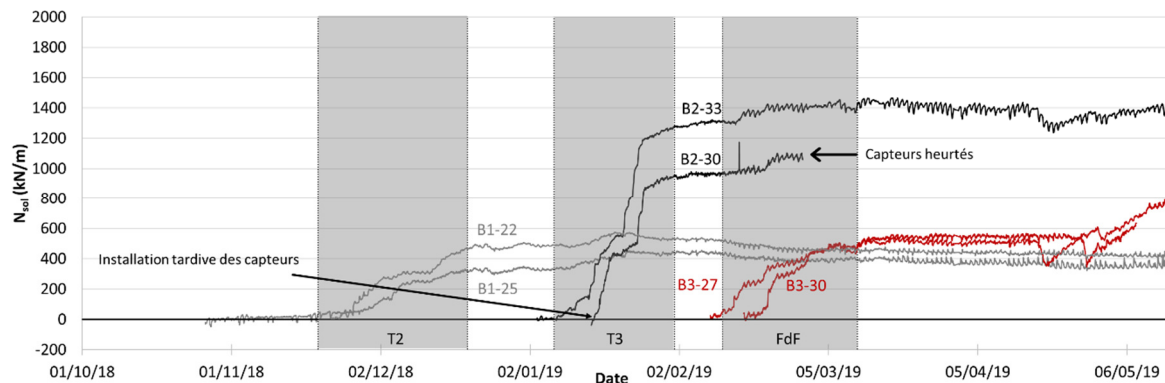


Figure II-37 : Efforts N_{sol} pour les butons de la Boîte Est (en kN/m)

Ces deux figures montrent bien la mise en charge des différents lits de buton. En particulier, on note que l'effort dans le premier lit augmente lorsqu'on terrasse sous ce lit, mais ne présente pas d'augmentation marquée dans la suite des opérations de terrassement. Les butons d'un même lit, perpendiculaires à la paroi, donnent des résultats cohérents sur les trois lits de butons. Les butons orientés B2-04 et B3-04 donnent des efforts environ trois fois plus faibles que les butons droits du même lit (les valeurs données sont perpendiculaires à la paroi).

Le Tableau II-6 présente un récapitulatif des valeurs corrigées de l'effet thermique de tous les butons instrumentés des deux boîtes des Ardoines : $N_{sol,i}$ correspond à la phase de terrassement numéro i et $N_{sol,max}$ est la valeur maximale mesurée. Après les terrassements (entre mars et mai 2019), les efforts dans les huit butons de la Boîte Ouest augmentent. Ces augmentations ne sont sans doute pas dues à une erreur de mesure, car elles sont présentes dans les huit butons. Elles peuvent être liées à la consolidation des sols et la stabilisation des pressions interstitielles, même si les variations semblent élevées (plusieurs centaines de kN/m). Elles ne sont probablement pas liées au phénomène de fluage du béton de la paroi, car ce phénomène n'a pas été observé sur d'autres chantiers analysés dans cette recherche. Les valeurs $N_{sol,max}$ prennent en compte ces augmentations. Les variations à partir du mois de janvier ne sont plus considérées (phases suivantes non analysées dans ce mémoire).

Tableau II-6 Récapitulatif des efforts corrigés de l'effet thermique

Boîte	Nom	m	M	T _i	N _{sol,T2}	N _{sol,T3}	N _{sol,FdF}	N _{sol,max}
		kN/°C	%	°C	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m
E	B1-22	28	30	8	480	560	450	560
E	B1-25	31	35	8	330	450	400	450
E	B2-30	50	20	7	-	1000	1080	1080
E	B2-33	50	25	7	-	1300	1400	1420
E	B3-27	35	20	10	-	-	520	555
E	B3-30	40	25	10	-	-	520	520
O	B1-09	45	50	13	340	370	400	530
O	B1-15	45	50	15	280	250	280	355
O	B2-04	120	50	21	-	400	480	580
O	B2-09	70	30	20	-	1180	1500	1720
O	B2-15	35	15	18	-	1000	1200	1400
O	B3-04	30	15	18	-	-	250	250
O	B3-09	45	25	18	-	-	770	900
O	B3-15	35	25	15	-	-	720	1000

Le degré d'autocontrainte moyen est égal à 41% pour le premier lit, 28% pour le second lit et 22% pour le troisième lit. Cette distribution est contre-intuitive, car selon (Twine et Roscoe 1999), ce rapport devrait augmenter avec l'augmentation du module du sol derrière la paroi et donc avec la profondeur. La Partie III présente une synthèse complète des résultats des chantiers analysés.

2. 3. 6. 3. Commentaires sur les raideurs des butons

Pour un buton métallique de module E_{acier} et de section S , la raideur théorique k_x à prendre en compte dans les calculs MISSK est donnée par :

$$k_x = \frac{E_{acier} \cdot S}{L/2} \cdot \frac{1}{L_{esp,h}} \cdot (\cos \theta)^2 \quad (21)$$

où L est la longueur du buton, $L_{esp,h}$ est l'espacement horizontal entre les butons (qui permet de ramener la raideur à un mètre linéaire de paroi) et θ l'angle entre le buton et la perpendiculaire à la paroi dans le plan horizontal (l'angle d'orientation). L'inclinaison dans le plan vertical n'est pas prise en compte, car tous les butons analysés dans ce mémoire sont horizontaux.

La longueur L est divisée par deux dans l'équation parce qu'on suppose que le point à mi-longueur du buton est fixe dans un calcul mono-paroi (fouille et chargements symétriques).

La Figure II-38 présente, pour tous les butons instrumentés :

- les déplacements issus des mesures inclinométriques pour deux panneaux en vis-à-vis à la profondeur du buton (croix rouges et bleues),
- la somme des déplacements mesurés par les deux inclinomètres (courbe rouge)
- le raccourcissement élastique du buton calculé à partir de l'équation (16), représenté par la courbe bleue. Il présente des variations journalières dues aux variations de température.

Le raccourcissement élastique du buton est obtenu en supposant que la déformation mesurée localement peut être extrapolée sur toute sa longueur. Si la somme des déplacements inclinométriques est égale au raccourcissement élastique du buton, l'hypothèse que la déformation et la section du buton peuvent être considérées comme constantes est acceptable.

Si la somme des déplacements inclinométriques est plus grande que le raccourcissement élastique du buton, la déformation moyenne du buton est plus grande que la déformation mesurée localement : il peut y avoir un jeu d'assemblage et la raideur effective du buton assemblé en place est plus faible que sa valeur théorique.

Si la somme des déplacements inclinométriques est plus faible que le raccourcissement élastique du buton, c'est probablement dû aux précisions des mesures, car on ne sait pas expliquer pourquoi la déformation mesurée serait plus grande que la déformation mesurée localement.

Toutes ces mesures de déplacements doivent être aussi comparées aux précisions des mesures inclinométriques et par cordes vibrantes.

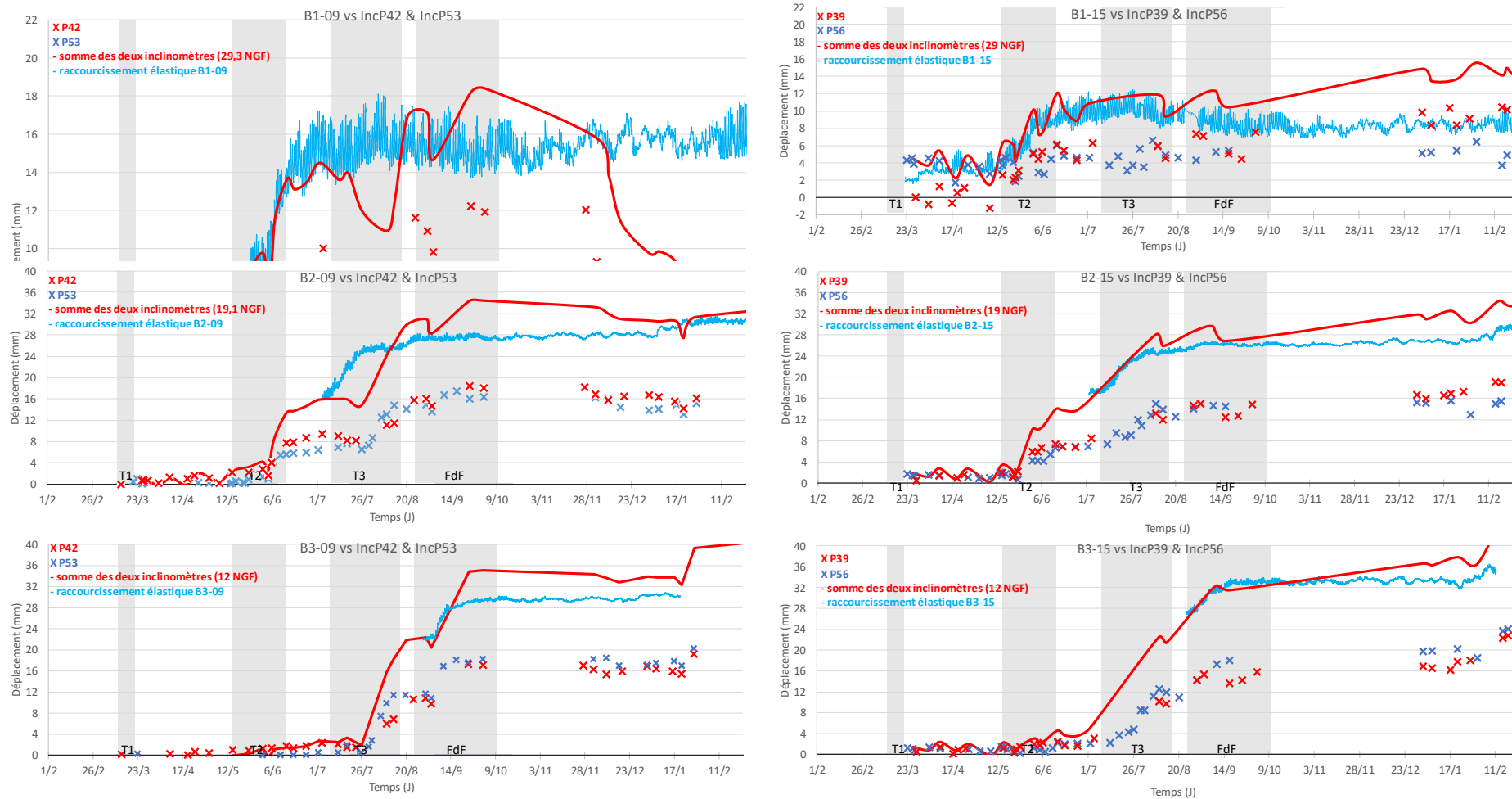


Figure II-38 : Comparaisons entre les déplacements inclinométriques et les raccourcissements élastiques des butons de la Boîte Ouest

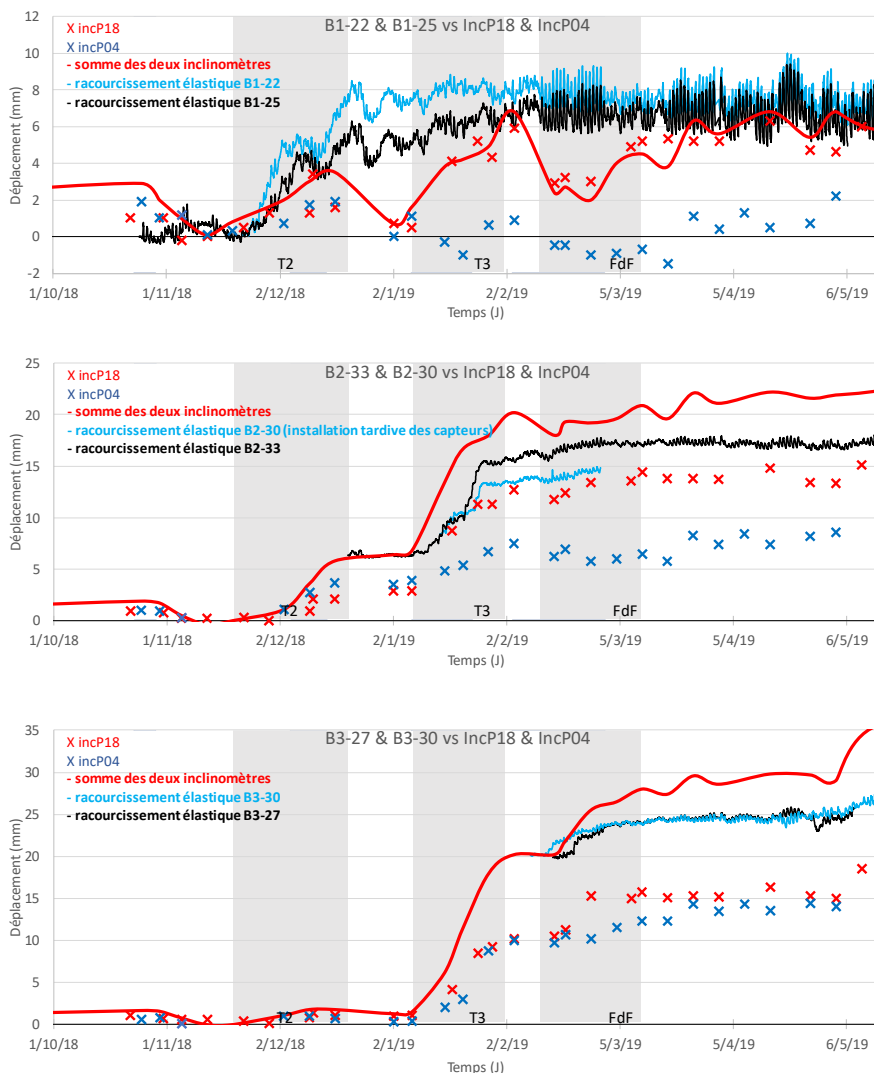


Figure II-39 : Comparaisons entre les déplacements inclinométriques et les raccourcissements élastiques des butons de la Boîte Est

Les paragraphes suivants sont des commentaires pour chacun des butons des trois lits.

B1-09 : Le raccourcissement élastique semble cohérent avec le déplacement inclinométrique depuis son installation jusqu'au terrassement T3. Ensuite, les courbes divergent, les inclinomètres donnent un raccourcissement lors de la dernière phase de terrassement alors que les extensomètres indiquent que l'effort dans le bouton reste constant. Ce comportement reste sans explication. Cependant, on rappelle que la précision des mesures inclinométriques diminue avec la distance du point fixe (le point bas du tube), et qu'elle est donc moins bonne en tête de paroi.

B1-15 : Les mesures inclinométriques ne semblent pas donner de mesures très précises en tête. Les mesures oscillent aux alentours d'environ ± 2 mm avec des variations d'un jour à l'autre qui ne sont pas monotones lors de périodes de terrassement.

B1-22 et B1-25 : Les deux systèmes de mesure sont cohérents, compte tenu de la précision de la mesure inclinométrique.

B2-09 : Les deux systèmes de mesure ne donnent pas de résultats très concordants pour les phases de terrassement. La valeur mesurée par inclinométrie augmente plus tard que le raccourcissement élastique (quelques semaines après). Ces différences restent sans explication, mais les valeurs absolues mesurées sont proches les unes des autres.

B2-15 : Les deux mesures sont cohérentes à la précision des mesures et de l'analyse près. Dans ce cas, on peut estimer que la raideur du buton est bien égale à sa valeur théorique (pas de souplesse induite par les jonctions entre les tronçons de buton par exemple).

B2-30 et B2-33 : La somme des déplacements inclinométriques au niveau des butons est environ 3 mm plus grande que les raccourcissements élastiques des butons. Cela peut être dû aux corrections faites sur les mesures du tube du P04. Finalement, les valeurs absolues sont assez proches à l'arrivée au fond de fouille.

B3-09 : Les deux mesures sont cohérentes dans leur comportement mais pas en valeur absolue. Le raccourcissement élastique est plus faible que le déplacement inclinométrique, avec une raideur réduite d'environ 30 % que la raideur théorique. On fait l'hypothèse que c'est la mise en appui des tronçons métalliques qui justifie cette perte de raideur. Sans prendre en compte cette réduction de raideur dans les calculs, on ne va pas représenter la réalité du chantier et donc on ne pourra tirer des conclusions fiables.

B3-15 : Les deux mesures sont cohérentes, et la raideur du buton est conforme à sa valeur théorique.

B3-30 et B3-27 : La somme des déplacements inclinométriques au niveau des butons n'est pas cohérente avec leurs raccourcissements élastiques. Le raccourcissement élastique des butons est d'environ 5 mm pour chacun des butons alors que la somme des deux inclinomètres donne environ le double. La raideur à prendre en compte devrait être donc environ 2 fois plus faible. L'hypothèse est la même que pour le buton B3-09. Dans les calculs, cette réduction de raideur devra être considérée.

2. 3. 6. 4. Récapitulatif des raideurs des butons instrumentés

Sur les chantiers de la Ligne 15 Sud du Grand Paris Express, en particulier sur le chantier de la gare des Ardoines, plusieurs systèmes de mesure ont été installés. Dans certains cas, les mesures sont redondantes, ce qui permet de les vérifier. Par exemple, les convergences relevées grâce aux cibles topographiques installées au fur et à mesure du terrassement peuvent être comparées aux déplacements inclinométriques. Les déformations mesurées par extensomètres sur les butons métalliques peuvent être comparées aux déplacements inclinométriques au niveau des butons, puis les raideurs des butons peuvent être vérifiées.

Dans le cas du 1^{er} et du 2^e lit de butons, une raideur élastique théorique pourra être considérée.

Dans le cas du 3^e lit de butons, une raideur réduite d'environ 50% devra être prise en compte pour que les mesures d'efforts correspondent aux mesures inclinométriques. Sans la prise en compte de cette réduction de raideur, pour des déplacements de paroi similaires, les efforts

dans ce lit de butons seront environ deux fois plus élevés. On fait l'hypothèse que c'est un jeu d'assemblage entre les tronçons qui cause cette réduction, mais on n'a pas d'élément précis pour la confirmer.

2. 4. Calculs

2.4.1. Étapes du calcul

Les trois sections S42, S39 et S18 (Figure I-12) sont très similaires. Les différences entre les phasages des trois sections sont listées ci-dessous :

- les possibles surcharges derrière les parois sont considérées comme négligeables,
- les raideurs des butons (en kN/m/m) sont peu différentes,
- le terrassement T1 est à 26,15 NGF pour la Boîte Est et 28,40 NGF pour la Boîte Ouest ; cela peut sembler significatif, mais aucune mesure pour le terrassement T1 pour la Boîte Est n'a été prise, aucune comparaison n'est donc possible,
- le niveau de la nappe à l'intérieur de la fouille qui varie entre 3,7 NGF et 4,6 NGF,
- les butons orientés placés juste au-dessus du 2^e lit de butons (20,50 NGF) à la section S39 reprennent une partie de l'effort du buton B2-15.

On estime que ces différences ne justifient pas de faire des calculs séparés. Une seule section sera donc utilisée pour le calcul puis comparée aux mesures. Pour chacune des méthodes de calcul (MEF et MISSK), on effectue un calcul avec la borne supérieure et un calcul avec la borne inférieure des paramètres géotechniques.

Le phasage de calcul correspond à la Boîte Ouest et est présenté dans le Tableau II-7.

Tableau II-7 Phasage du calcul des Ardoines

Phase	Détail de la phase
1	Réalisation des parois moulées
2	Essai de pompage : rabattement de la nappe à l'intérieur de la fouille à -5 NGF.
3	Arrêt du pompage : remontée de la nappe à l'intérieur de la fouille à 18,50 NGF
4	Terrassement T1 à 28,40 NGF pour pose du 1 ^{er} lit de butons et rabattement de la nappe à l'intérieur de la fouille à 3,70 NGF
5	Pose du lit B1 (axe à 29 NGF)
6	Terrassement T2 à 18,50 NGF pour pose du 2 ^e lit de butons
7	Pose du lit B2 (axe à 19,10 NGF)
8	Terrassement T3 à 11,40 NGF pour pose du 3 ^e lit de butons
9	Pose du lit B3 (axe à 12,00 NGF)
10	Terrassement au fond de fouille (FdF) avec des risbermes pour arriver à la géométrie du radier voûte – point bas à la cote 4,65 NGF

2.4.2. Données d'entrée des calculs

Les paramètres d'entrée sont calculés à l'aide des formules (2), (6), (8), (9). Pour le modèle MEF, les calculs sont réalisés en contraintes effectives. Un frottement de $\delta = \pm \frac{2}{3} \varphi'$ entre le sol et le béton de la paroi moulée a été considéré comme le propose la Norme (NF P 94-282 2009). Pour le modèle MISSK, les coefficients de poussée et de butée sont tirés de (Kerisel et Absi 1973). Pour le modèle MEF, le coefficient R_{inter} (qui règle la diminution du frottement à l'interface entre la paroi et le sol) pris en compte est de 0,62 (Plaxis 2D,3D 2018) ce qui revient à prendre $\delta = \pm \frac{2}{3} \varphi'$ pour MISSK.

2.4.2.1. Les raideurs des appuis

Les raideurs prises en compte pour les appuis sont les valeurs moyennes des butons des trois sections et sont présentées dans le Tableau II-8.

Tableau II-8 Raideurs théoriques et de calcul (*butons orientés – pas pris en compte dans la moyenne)

Lit	1	1	1	1	2	2	2	2	2	3	3	3	3	3
Buton	22	25	9	15	30	33	4	9	15	27	30	4	9	15
kx théorique (MN/m/m)	128	125	96	96	362	270	171*	253	253	247	241	126*	186	204
kx de calcul (MN/m/m)	B1 : 110				B2 : 285				B3 : 220 x 50% = 110					

Comme précisé dans §2.3.6. , la raideur du 3^e lit de butons est réduite de 50% par rapport à la raideur théorique.

2.4.2.2. La rigidité en flexion de l'écran

La rigidité en flexion de la paroi moulée EI est un paramètre important pour les deux méthodes de calcul. (Potts et Fourie 1985) indiquent qu'elle a un effet direct sur les pressions que le sol exerce sur l'écran, les déplacements et bien sûr les efforts dans l'écran. Pour le module d'élasticité, on propose ici d'estimer sa valeur et non pas d'utiliser une valeur forfaitaire. Les essais de compression uniaxiale des éprouvettes faites sur le béton mis en place sur chantier ont été analysés et comparés aux autres éprouvettes des deux autres gares : Vitry Centre et Créteil L'Échat. Le béton des trois chantiers est de classe C35/45. Le Tableau II-9 présente le récapitulatif de ces essais.

Le calcul du module d'élasticité sécant du béton E_{cm} a été fait à partir de l'Eurocode 2 avec l'équation (22) où f_{ck} est la résistance caractéristique en compression, mesurée sur cylindre à 28 jours. La même formule a été utilisée pour le calcul à 7, 28 et 90 jours.

$$E_{cm}(\text{GPa}) = 22 \cdot \left[\frac{f_{ck}(\text{MPa}) + 8}{10} \right]^{0,3} \quad (22)$$

Tableau II-9 Récapitulatif des essais de compression simple sur les chantiers analysés

	7 jours			28 jours				90 jours	
Chantier	VIC	ARD	CLE	VIC	ARD	CLE	VIC		
Valeur	f_{ck} (MPa)	f_{ck} (MPa)	f_{ck} (MPa)	f_{ck} (MPa)	E (GPa)	f_{ck} (MPa)	f_{ck} (MPa)	f_{ck} (MPa)	E (GPa)
Moyenne	55	47	48	68	39,2	64	67	67	40,3
Nombre de mesures	55	70	42	61	3	72	44	2	2
Écart type	6	7	6	7	4,5	6	6	2	0,1
Calcul E_{cm} (GPa)	38,2	36,7	36,9	40,5	-	39,7	40,2	40,3	-

À partir des 346 résultats d'essais de compression uniaxiale, on obtient une valeur de module d'environ 39 GPa. Il est remarquable que les 346 essais donnent des valeurs aussi proches. Toutefois, cette valeur ne peut être retenue pour les calculs. En effet, pour un essai de compression simple, la durée de l'écrasement d'une éprouvette est de l'ordre d'une minute. Pour une paroi moulée, la durée des travaux est plutôt de l'ordre d'un an ce qui veut dire que des phénomènes tels que le fluage ou la fissuration doivent être pris en compte. (Gaba, et al. 2017) proposent de prendre 70 % de la valeur de E_{cm} , pour tenir compte de la durée de chargement et d'autres phénomènes tels que la fissuration par exemple. La norme sur les écrans (NF P 94-282 2009) propose de prendre une valeur usuelle de 20 GPa pour des phases provisoires de construction. Finalement, on a retenu 70% de E_{cm} soit 27 GPa pour les calculs pour les trois chantiers, en prenant en compte l'inertie du béton non fissuré.

2.4.3. Essai de pompage

L'essai de pompage consiste à rabattre la nappe à l'intérieur de la fouille, avant tous terrassements. Si le pied de la paroi est ancré dans une couche quasi-imperméable, le niveau de la nappe à l'extérieur de la fouille reste pratiquement inchangé.

2.4.3.1. Essai de pompage – calcul aux éléments finis

La modélisation de l'essai de pompage aux éléments finis peut être faite de trois manières : sans calculer l'écoulement, en prenant juste en compte une différence du niveau de la nappe, en calculant un écoulement permanent ou en faisant un calcul avec une prise en compte complète du couplage hydromécanique (Delattre 1999). Compte tenu des données disponibles pour ce projet et aussi des résultats recherchés (les déplacements horizontaux de la paroi moulée), on n'a pas retenu la troisième approche dans cette recherche.

Le calcul d'un écoulement permanent suppose de connaître les coefficients de perméabilité des différents horizons (contrairement au calcul sans écoulement). Si l'on souhaite seulement déterminer la distribution de pression, seuls les rapports entre les coefficients de perméabilité

k (m/s) des couches nous intéressent (ce ne serait pas le cas si on voulait aussi estimer le débit pompé). Malheureusement, il est très difficile de déterminer ces coefficients ou ces rapports, ce qui rend le résultat du calcul incertain.

Les calculs par éléments finis avec la loi de comportement HSM avec $k_{E50} = 2$ dans l'équation (9) et $E_{ur} = 3 \cdot E_{50}$ sont illustrés sur la Figure II-40.

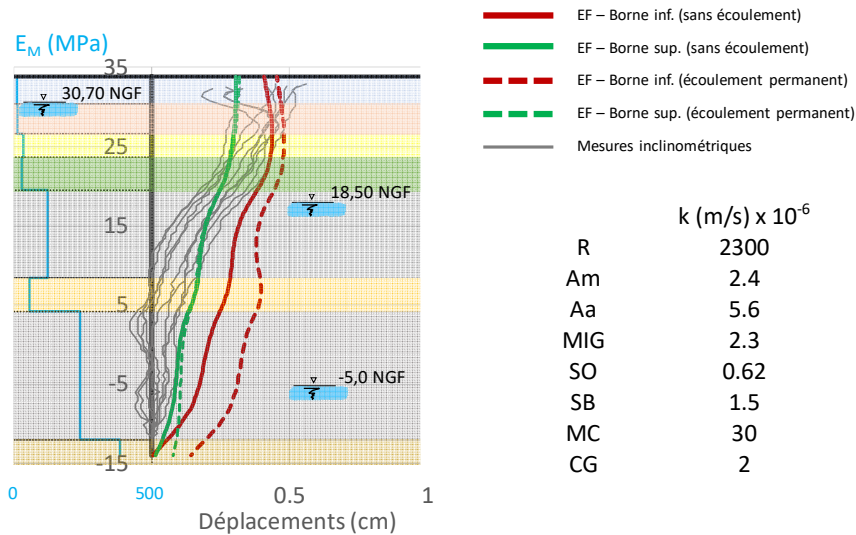


Figure II-40 : Déplacements de la paroi après l'essai de pompage - calculs EF

On peut faire deux remarques :

- Les calculs sans écoulement et avec écoulement permanent donnent des courbes de déplacement voisines, en particulier en tête.
- Aucun des deux calculs ne reproduit le changement de pente à la cote 5 NGF ; il faudrait peut-être introduire un module plus élevé dans la couche des Marnes et Caillasses. Ces calculs ne sont pas très satisfaisants, sauf la valeur du déplacement en tête qui est correcte et proche de 5 mm.

2. 4. 3. 2. Essai de pompage – calcul MISSK

L'Annexe F de la norme sur les écrans (NF P 94-282 2009) rappelle que la méthode au coefficient de réaction n'est pas capable de modéliser des déplacements d'ensemble d'un écran, par exemple sous l'effet d'un rabattement sur une grande hauteur. Comme exemple, la norme cite un pompage dans des terrains compressibles pouvant conduire à une mobilisation du terrain sur une hauteur plus significative que dans le cas d'un terrassement classique, ce qui conduit à une hauteur d'interaction plus grande et donc un coefficient k_h plus faible. La norme propose d'utiliser l'équation (23).

$$k_h = 3,6 \cdot \frac{E_M / \alpha}{\alpha} \quad (23)$$

La Figure II-41 illustre les déplacements de l'écran calculés en utilisant différentes formules pour évaluer le coefficient k_h données dans le Tableau II-10. Les courbes en pointillé représentent les déplacements lors de l'essai de pompage (nappe intérieure à -5 NGF). Les courbes pleines sont celles après l'essai de pompage (la nappe remonte à 18,50 NGF).

- Le calcul C1 correspond à la formule de (Schmitt 1995) ;
- Le calcul C2 est fait avec l'équation (23) en prenant a égal à la hauteur de rabattement, soit 35,7 m ;
- Pour le calcul C3, on utilise l'équation (23) où a varie entre les couches et est égal à la distance entre le milieu de la couche et le niveau de nappe rabattu. Cette procédure est une tentative qui vise à rendre en compte d'un effet d'entraînement des couches de surface par le rabattement en profondeur.

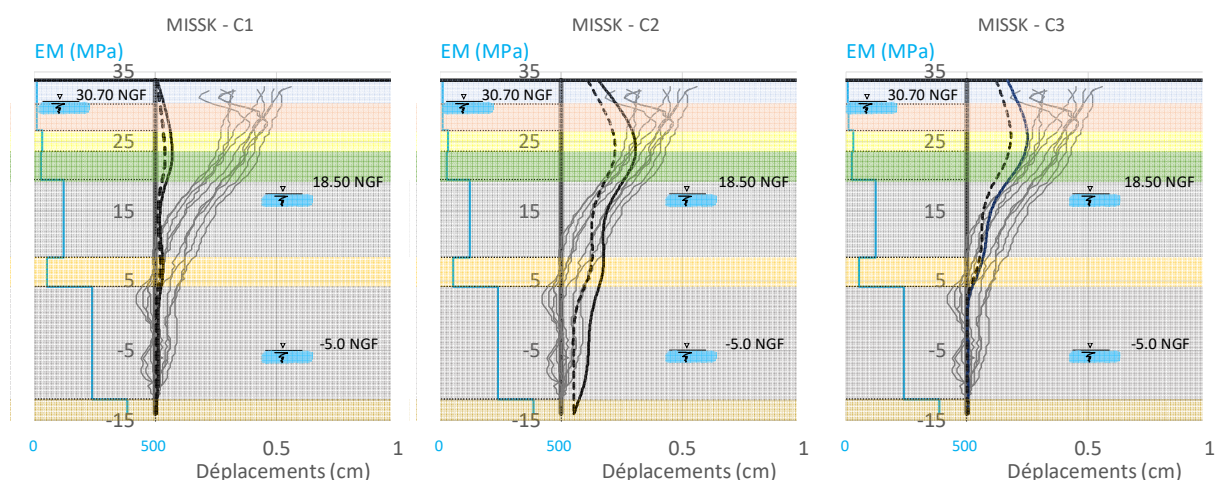


Figure II-41 : Déplacements de la paroi après l'essai de pompage - calculs MISSK

Tableau II-10 Calculs pour l'essai de pompage – MISSK

Référence	Calcul	Formule utilisée pour k_h	Coefficient de calage empirique λ
(Schmitt 1995)	C1	$k_h = 2,1 \cdot \frac{(E_M/\alpha)^{4/3}}{EI^{1/3}}$	3,6
(NF P 94-282 2009)	C2	$k_h = 3,6 \cdot \frac{E_M/\alpha}{a_{constant}}$	3,6
(Daktera, Bourgeois, et al. 2019)	C3	$k_h = 3,6 \cdot \frac{E_M/\alpha}{a_{variable}}$	3,6

Le calcul C1 correspond à des valeurs de k_h beaucoup plus élevées que pour C2 ou C3. Il donne un déplacement quasi-nul qui ne correspond pas du tout aux déplacements mesurés.

Dans le calcul C2, les valeurs absolues des déplacements sont plus proches des mesures, mais toujours pas satisfaisantes : le changement de pente à l'interface des Marnes et Caillasses et des Sables de Beauchamp n'est pas visible. Le calcul C3 présente un changement de pente à l'interface des deux couches, mais les déplacements sont plus faibles que ceux mesurés.

Dans la méthode du coefficient de réaction, la valeur du coefficient k_h est définie de manière unique. Toutefois, il est légitime de proposer des valeurs différentes en fonction du mode de chargement du sol. Pour l'essai de pompage, qui est le premier chargement pour ces terrains, des analyses de sensibilité ont été conduites (avec la borne inférieure des paramètres géotechniques) sur le coefficient de calage empirique λ (défini dans §3.2.1. de la Partie I). Les résultats sont présentés sur la Figure II-42.

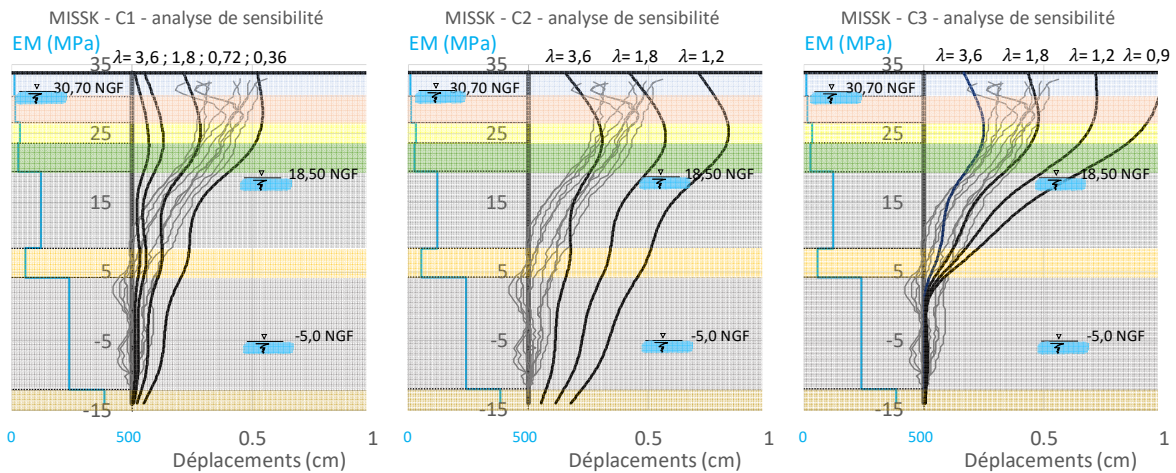


Figure II-42 : Analyse de sensibilité sur le k_h pour l'essai de pompage - calculs MISSK

Le calcul le plus satisfaisant est celui avec la longueur d'interaction variable (calcul C3) avec la profondeur et le coefficient de calage empirique $\lambda = 1,8$: on trouve un déplacement absolu satisfaisant et un changement de pente au niveau de l'interface des deux couches.

On peut associer cette nécessité d'augmentation de k_h avec la profondeur (ou plutôt d'une diminution dans les couches supérieures), et d'un λ inférieur à 3,6 au fait qu'il s'agisse d'un premier chargement et que les couches supérieures soient entraînées par le déplacement d'ensemble des couches inférieures (Daktera, Bourgeois, et al. 2019).

2.4.4. Phases de terrassement

Pour les phases de terrassement on a tout d'abord réalisé les calculs en fourchette avec les bornes supérieure et inférieure des paramètres géotechniques. Les résultats se trouvent en Annexe 1. Les conclusions proposées dans la suite de ce mémoire pour le chantier des Ardoines mais aussi ceux de Créteil L'Echat et de Vitry Centre sont valables pour les jeux paramètres des deux bornes de calcul. Ensuite, pour une présentation plus claire des résultats, on a défini un modèle géotechnique recalé présenté dans le Tableau II-11.

Ce jeu de paramètres recalés permet d'obtenir des déplacements horizontaux satisfaisants pour les quatre phases de terrassement concernées. L'utilisation de ce modèle géotechnique recalé permet de comparer les courbes calculées aux mesures de manière plus fiable et plus concrète. L'équation (6) a été utilisée pour définir k_h . Le maillage du modèle avec MEF se trouve en dans l'Annexe 1.

Dans l'analyse des résultats, on estime *satisfaisant* un calcul pour lequel les courbes calculées montrent moins de 3 mm de différence en déplacements avec les courbes mesurées. Une discussion plus complète à ce sujet est présentée dans la Partie III.

Tableau II-11 Récapitulatif des paramètres géotechniques recalés pour les Ardoines

Couche	E_M (MPa)	φ' (°)	c' (kPa)
R	10	32	10
Am	12	37	10
Aa	26	37	8
MIG	20	36	22
SO	95	30	24
SB	65	32	31
MCS	200	36	61
CG	385	40	100

On rappelle qu'aucune mesure inclinométrique n'a été réalisée pour le premier terrassement T1 (en console) de la Boîte Est. La comparaison avec les modélisations est faite pour le terrassement T2, avec des incréments de déplacement en déduisant les déplacements dus au terrassement T1 à 28,40 NGF. Pour le terrassement T1 à 28,40 NGF, les déplacements sont calculés par rapport à l'état auquel on parvient après l'essai de pompage et la remontée de la nappe (aussi bien pour les mesures inclinométriques que pour les calculs). La Figure II-43 compare les déplacements inclinométriques mesurés et les calculs.

Les courbes inclinométriques sont très cohérentes entre elles, sauf pour les deux derniers terrassements où l'un des inclinomètres montre moins de déplacement, mais une courbure similaire. On peut expliquer cette différence par le fait que les mesures de cet inclinomètre (le P04 en pointillé sur les figures) ont été corrigées suite à une mauvaise installation du tube inclinométrique dans le tube de réservation et c'est peut-être à cause de cela que ce tube montre des déplacements plus faibles. A cela près, les courbes calculées sont satisfaisantes pour ces quatre phases de terrassement. Cependant, on note que MISSK montre des déplacements plus faibles d'environ 2 à 3 mm par rapport aux EF sur quasiment toute la hauteur où il y a des déplacements, et cela, pour toutes les phases.

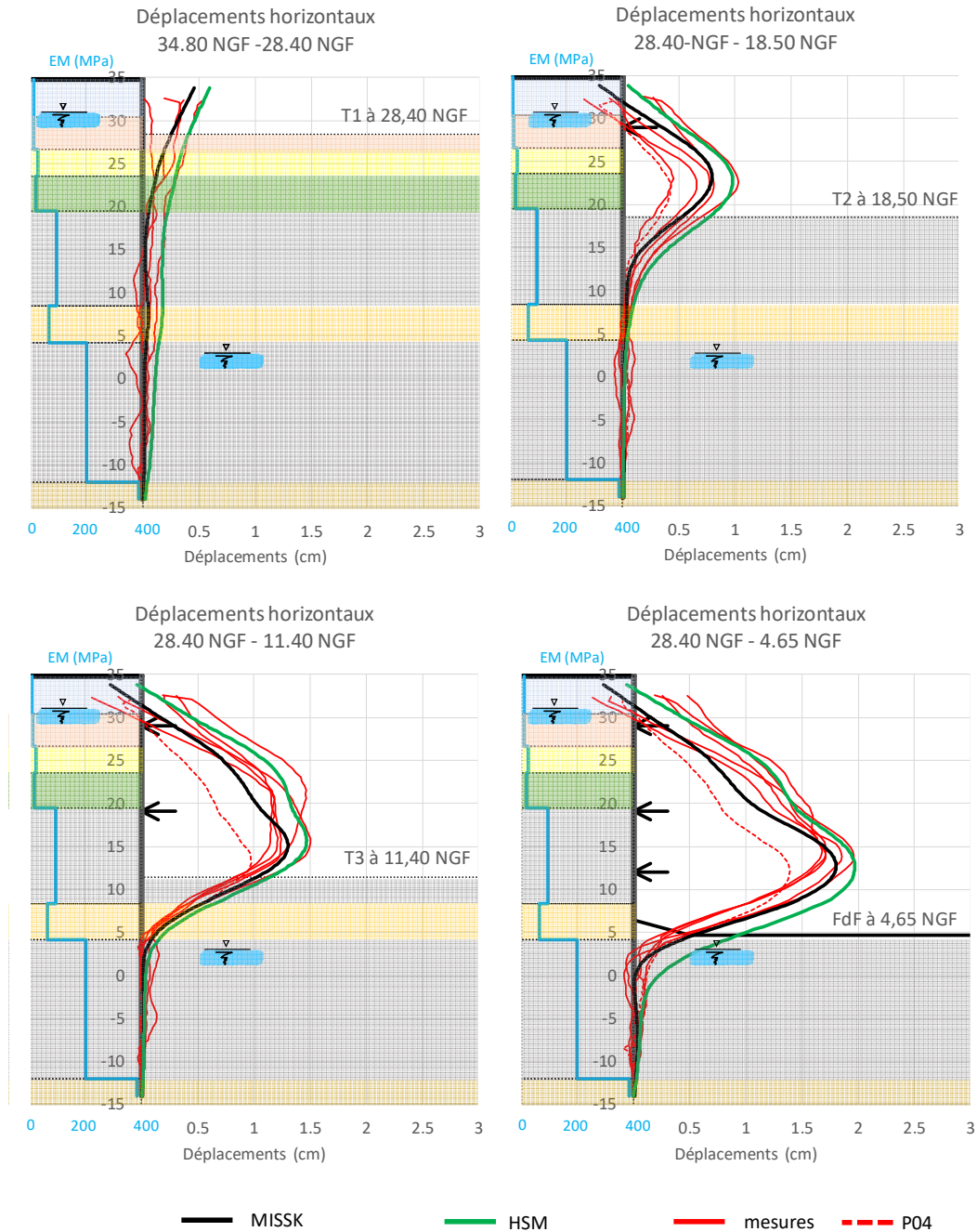


Figure II-43 : Déplacements de paroi mesurés comparés aux calculs

- Pour le terrassement T1 en console, les résultats des deux modèles sont satisfaisants, mais on voit que dans le calcul MISSK, la courbure commence au même niveau que pour les mesures, alors que les EF montrent des déplacements excessifs dans la partie basse de la paroi.

- Pour le terrassement T2 avec un lit de butons à 18,50 NGF, les courbures des deux modélisations sont très similaires et satisfaisantes par rapport aux mesures. Les calculs MEF montrent 2 mm de plus de déplacement que MISSK sur la partie supérieure et inférieure de l'écran, mais il est difficile de dire qu'une méthode de calcul donne de meilleurs résultats que l'autre, compte tenu des incertitudes sur le modèle géotechnique.

- Pour le terrassement T3 avec deux lits de butons à 11,40 NGF, le comportement est similaire à la phase précédente, mais les calculs par les deux méthodes donnent des déplacements en dessous du niveau de fond de fouille très similaires. En partie supérieure, la différence entre les deux méthodes (une sorte de translation) s'accroît.

- Pour le terrassement FdF avec trois lits de butons au fond de fouille, le comportement est similaire à la phase précédente, mais les courbures en partie inférieure de l'écran (en butée) sont mieux modélisées par MISSK. Cette courbure, un peu sous-estimée dans le calcul MEF au-dessous du fond de fouille, peut être pénalisante pour estimer le moment fléchissant.

2. 4. 4. 1. Incréments de déplacement

On peut aussi examiner les incréments de déplacement pour les phases de terrassement T2 à T3 et de T3 au FdF. La Figure II-44 illustre les incréments de déplacement entre la phase de terrassement T2 et T3 ainsi que le diagramme de pression totale sur l'écran. Les incréments d'efforts dans les butons en kN entre les deux terrassements sont présentés sur la figure avec le préfixe DF. En rouge sont présentés les incréments des mesures, en noir les incréments déduits des calculs MISSK et en vert les incréments déduits des calculs MEF.

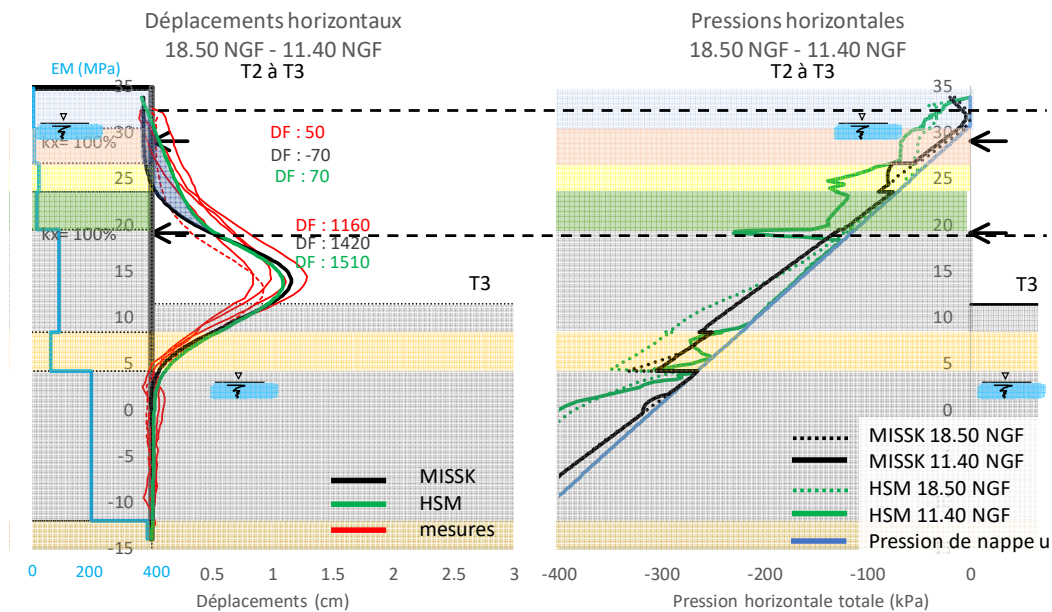


Figure II-44 : Incréments de déplacement entre les terrassements T2 et T3 et diagramme de pression totale sur l'écran pour les deux phases

Entre les deux niveaux de butons, le calcul MEF est nettement plus proche des mesures inclinométriques. Dans le cas de MISSK, la paroi se déplace même vers le terrain soutenu en partie supérieure. Il en résulte que l'effort calculé dans le premier lit de butons diminue avec MISSK. Le deuxième niveau de butons semble être bien modélisé avec les deux méthodes. Les diagrammes de pressions sur l'écran déduits des deux méthodes de calcul montrent que le calcul par éléments finis donne un incrément de pression horizontale largement supérieur

à la poussée active (que la méthode MISSK ne peut pas reproduire), exactement au niveau où se trouve la différence entre les déplacements donnés par les deux méthodes. Cet incrément de pression s'accompagne d'une courbure différente de la courbe de déplacements horizontaux.

Le diagramme de pression est présenté avec les pressions totales et non pas effectives, car cela permet de mieux visualiser l'incidence des différentes pressions qui agissent sur l'écran. Entre la tête et la cote 27 NGF environ, la majorité de la pression totale appliquée sur l'écran est celle du sol. Plus bas, entre 27 NGF et le pied de paroi, la majorité de la pression appliquée est celle de l'eau, ce qui explique que la méthode MISSK donne des résultats convenables pour le deuxième buton.

- Pour le terrassement avec trois lits de butons au fond de fouille, la courbe calculée par éléments finis est à nouveau translatée vers la fouille par rapport au calcul MISSK.

MISSK reproduit très bien les déplacements mesurés en dessous du fond de fouille. Les calculs MEF surestiment ces déplacements (même avec la borne supérieure des paramètres). La Figure II-45 illustre les incréments de déplacement entre la phase de terrassement T3 et au fond de fouille.

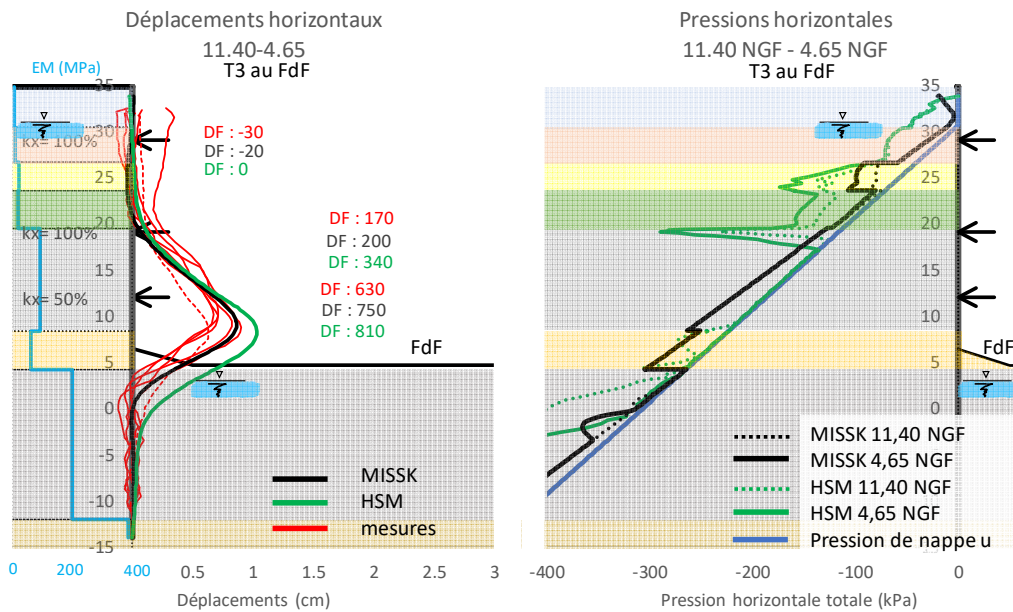


Figure II-45 : Incréments de déplacement entre les terrassements à 11,40 NGF et 4,65 NGF

Pour le terrassement au fond de fouille à 4,65 NGF (Figure II-45), MISSK modélise mieux les déplacements au-dessous du fond de fouille. On pourrait remettre en cause le module retenu pour la couche des Marnes et Caillasses, mais cette divergence a lieu même pour le jeu de paramètres supérieur. L'incrément de pression est plus faible que pour la phase de terrassement précédente et cette différence est atténuée par l'effet de la profondeur : compte tenu du niveau de la nappe, il ne représente qu'une faible partie de la pression totale appliquée

sur l'écran. Les déplacements calculés par les deux méthodes sont très proches en partie supérieure de l'écran.

2.4.5. Efforts dans les butons

La Figure II-46 compare les efforts dans les butons mesurés et les efforts calculés. On présente les trois phases de terrassement T2, T3 et FdF et la valeur maximale mesurée depuis l'installation.

Pour le premier lit, il est intéressant de noter que les efforts mesurés peuvent varier quasiment du simple au double entre deux butons du même lit. D'autre part, les efforts mesurés varient de manière non-négligeable dans chacun des butons avec les phases de terrassement.

Pour le premier lit, l'effort est sous-estimé par MISSK d'environ 20% et surestimé par MEF d'environ 30%. Pour le deuxième et troisième lit de butons, les deux méthodes estiment bien les efforts.

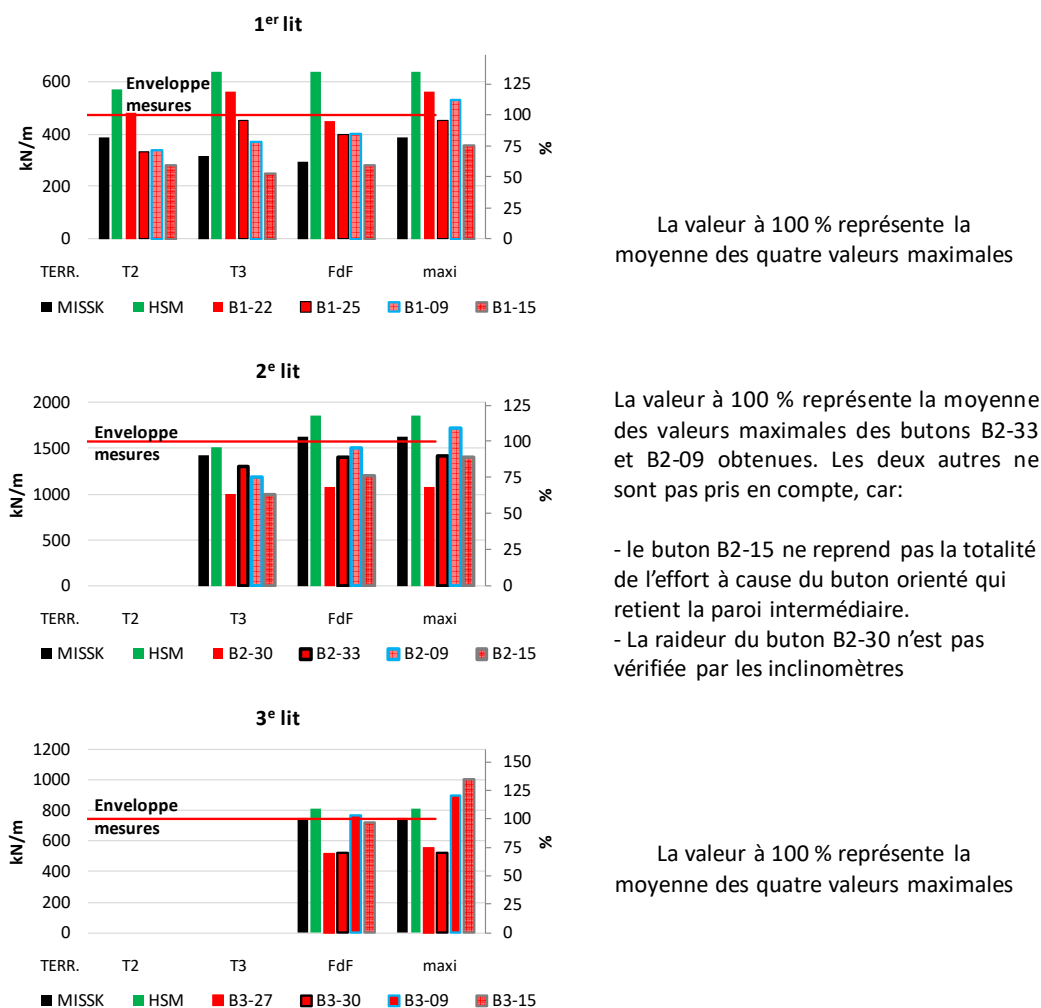


Figure II-46 : Efforts dans butons comparés aux modélisations

2.4.6. Le moment fléchissant

Les deux résultats qui conditionnent, pour la grande majorité des cas, le dimensionnement d'un écran de soutènement sont la courbe des déplacements horizontaux et la courbe du moment fléchissant. Les déplacements ont été discutés dans les paragraphes précédents. La Figure II-47 présente les distributions de moments données par les deux méthodes de calcul ; aucune mesure de contraintes dans les aciers pour en déduire le moment fléchissant n'a été faite.

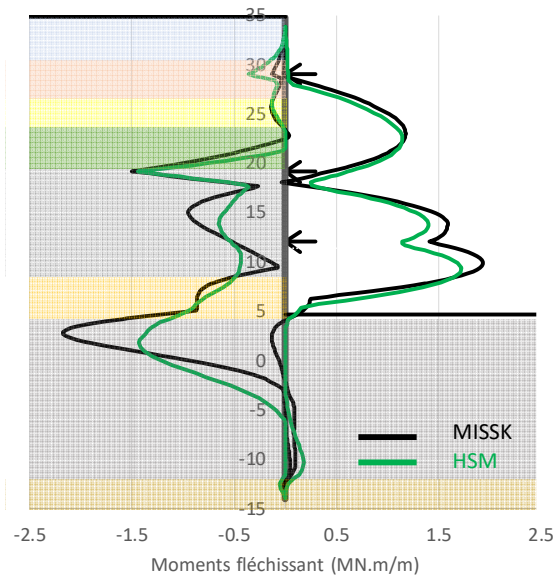


Figure II-47 : Moments fléchissants calculés par les deux méthodes

Dans la partie supérieure de l'écran, la valeur du pic à 29 NGF est plus grande dans le calcul MEF (350 kN.m/m), car il y a plus de pression horizontale (Figure II-44). Ce pic semble être sous-estimé par MISSK (120 kN.m/m). Il ne jouera probablement pas un rôle significatif dans le dimensionnement de la cage d'armature sachant que les armatures minimales définies dans (NF EN 1992-1-1 2005) pour cette section de béton armé reprendront déjà environ 120-150 kN.m/m.

Au-dessous du fond de fouille, le calcul MEF sous-estime le moment d'encastrement, car les déplacements sont plus faibles (et plus éloignés des mesures inclinométriques) que ceux calculés par MISSK. L'écart du pic de moments est de 700 kN.m/m.

Il est cependant difficile de donner une conclusion tranchée à partir de la comparaison des courbures calculées par MISSK et MEF aux mesures inclinométriques. Les courbures dépendent directement des paramètres plastiques des couches stratigraphiques, qui sont incertains, et le calcul des moments à partir d'une courbe de déplacement inclinométrique repose sur une double dérivation qui n'est pas forcément très précise. De plus, on peut rappeler qu'il existe une incertitude du produit d'inertie à prendre en compte (inertie fissurée ou non etc.). L'installation de capteurs spécifiques (cordes vibrantes sur les aciers longitudinaux du côté de la fibre tendue et de la fibre comprimée) permettrait de vérifier les valeurs du moment au niveau du fond de fouille.

Toutefois, nous pouvons ajouter que le moment d'encastrement calculé par MISSK dépasse fortement la valeur calculée pour l'exécution du projet : les aciers ont été calculés pour un moment d'encastrement d'environ 1,4 MN.m/m. On pourrait donc se poser une question sur une réduction de l'inertie de l'écran sur la hauteur concernée due à la fissuration. De plus, on souligne que le coefficient multiplicateur k_{50} est égal à 2 pour toutes les couches de sol. Cependant, la rétro analyse de (Londez, Namur et Schmitt 1997) sur une paroi à Colombes (éloignée d'environ 20 km des Ardoines) montre que k_{50} peut prendre des valeurs plus élevées proches de 3 ou 4 dans des couches surconsolidées en profondeur (l'exemple des Colombes porte justement sur les Marnes et Caillasses). Une valeur plus élevée du module E_{50} dans les Marnes et Caillasses, accroîtrait le contraste de raideur entre cette couche et les Sables de Beauchamp et accentuerait la valeur du moment d'encastrement pour le calcul MEF.

2. 5. Conclusions de l'étude de la gare des Ardoines

On peut tirer de l'étude de la gare des Ardoines des conclusions sur différents points.

2.5.1. Instrumentations

La comparaison de la cohérence entre les inclinomètres et les butons permet de préciser les raideurs à prendre en compte pour les différents lits de buton : elle montre, que dans certains cas, on ne peut pas extrapoler la mesure locale par corde vibrante sur la longueur du buton, ce qui a conduit à adopter dans les calculs par MISSK et MEF une raideur plus faible que la raideur théorique pour le 3^e lit. Une étude paramétrique simple (qu'on n'a pas détaillée ici) montre que sans cette réduction de raideur dans les modèles, les déplacements sont sous-estimés et les efforts dans les butons surestimés.

Les mesures par corde vibrantes des déformations dans les butons donnent des résultats cohérents entre eux et montrent les comportements attendus (augmentation d'effort lors des terrassements etc.). Cependant, on n'explique pas les augmentations importantes des efforts dans les butons de la Boîte Ouest après l'arrivée au fond de fouille. On peut faire l'hypothèse qu'elles reflètent une redistribution de pression interstitielle dans le sol, mais on n'a pas creusé davantage cette piste.

Le nombre important de mesures (6 tubes inclinométriques, des cibles topographiques sur la paroi moulée et 14 butons équipés d'extensomètres) permet d'obtenir des résultats auxquels on peut faire confiance, d'autant plus qu'on a vérifié que les mesures sont cohérentes entre elles.

2.5.2. Modélisation de l'essai de pompage

L'essai de pompage a été modélisé par MEF et MISSK. Les deux méthodes donnent des résultats peu satisfaisants. Les calculs MEF donnent un déplacement maximal en tête

correct, mais la courbure n'est pas satisfaisante. D'autre part, on a proposé une approche originale pour la définition du coefficient de réaction (Daktera, Bourgeois, et al. 2019) : en introduisant une longueur d'interaction variable pour chacune des couches, le déplacement maximum ainsi que la courbure semblent se rapprocher des mesures. Cela est une voie ouverte et reste à vérifier sur d'autres chantiers où des mesures inclinométriques seraient réalisées avant, pendant et après l'essai de pompage (mais ce type de résultats reste rare).

On note que le calcul MISSK avec l'équation (23) de la Norme (NF P 94-282 2009) sous-estime les déplacements calculés. Dans tous les cas, pour mieux en prendre en compte ce type de chargement, il serait nécessaire de réduire la valeur du coefficient de réaction davantage. On peut le faire par exemple en réduisant la valeur du coefficient de calage empirique λ pour lequel une valeur de 3,6 prend en compte, entre autres, le fait que le terrain est surconsolidé, alors que dans le cas d'un essai de pompage, nous n'avons pas encore commencé à terrasser.

2.5.3. Modélisation des phases de terrassement

De manière générale, le fait de faire des calculs avec deux bornes des paramètres géotechniques permet de fiabiliser les calculs : certaines conclusions sont valables pour les deux jeux de paramètres, ce qui limite le poids de l'incertitude sur ces paramètres.

Pour le terrassement en console, les deux méthodes donnent des courbures très similaires et proches des mesures inclinométriques. Cependant, les calculs MEF montrent des déplacements en profondeur qui ne sont pas visibles sur les mesures.

Pour le terrassement avec un lit de butons, les courbures des deux modèles sont similaires et proches des mesures. À nouveau, le calcul MEF surestime le déplacement en partie basse.

Pour le terrassement suivant, les résultats des deux méthodes sont similaires, mais le calcul MISSK sous-estime les déplacements entre les deux niveaux d'appuis. L'analyse des incréments de déplacement entre les phases montre que le calcul MEF coïncide parfaitement avec les mesures inclinométriques. Cette sous-estimation par MISSK, qui a un effet seulement pour le dimensionnement du premier lit de butons vient du fait que la méthode ne prend pas en compte la redistribution de pressions et considère que la pression est triangulaire. Cependant, la MEF montre qu'une voûte se crée en partie supérieure de l'écran ce qui engendre des déplacements supplémentaires sur la hauteur concernée.

Pour le terrassement au fond de fouille, les déplacements maximaux sont calculés correctement par les deux méthodes. Cependant, MISSK sous-estime les déplacements en partie supérieure (de 2 mm) et le calcul MEF surestime les déplacements sous le fond de fouille, ce qui conduit à une courbure moins accentuée et un moment fléchissant plus faible. Cette conclusion est valable pour toutes les valeurs des paramètres entre la borne inférieure et supérieure. On peut envisager d'augmenter les modules des calculs MEF de la couche des Marnes et Caillasses, comme cela a été fait dans (Londez, Namur et Schmitt 1997) ce qui accentuerait le contraste de

raideur entre les deux couches et donnerait un moment plus grand. Cette vérification n'a pas été faite, par manque de temps, mais mérite d'être développée dans des travaux futurs.

2.5.4. Efforts dans butons

Il est intéressant de souligner que les efforts mesurés dans des butons d'un même lit peuvent être assez différents. On a choisi ici de présenter l'ensemble des valeurs plutôt qu'une valeur moyenne, pour éviter de tirer des conclusions trop tranchées sur les deux méthodes de calcul.

Pour le terrassement sous le premier lit de butons, l'effort a été surestimé par MEF de +30% et sous-estimé par MISSK de -20%. Pour le terrassement en dessous du 2^e lit de butons, l'effort calculé par MISSK dans le premier lit diminue alors que les mesures montrent plutôt une augmentation ; les EF ont mieux estimé l'incrément d'effort dans ce premier lit. La sous-estimation des efforts dans ce premier lit par MISSK vient du fait que la méthode ne prend pas en compte l'effet de voûte et la pression en poussée reste triangulaire. Cependant, la MEF montre que les contraintes tournent derrière le bouton (la contrainte majeure devient horizontale et non pas verticale) et que la pression dépasse même la valeur de la pression initiale K_0 . À ce niveau, la majorité de la pression est la pression de la poussée des terres.

Les efforts calculés dans le deuxième lit de butons sont estimés correctement par les deux méthodes de calcul pour le terrassement T3. Pour le terrassement au fond de fouille, l'incrément d'effort est très proche de la valeur mesurée pour MISSK et légèrement surestimé par le calcul MEF. Ici, malgré une voûte présente comme pour le premier lit, MISSK estime correctement l'effort dans ce lit. Pour ce lit, la nappe représente la majorité de la pression appliquée.

Pour le troisième lit de butons, les deux méthodes estiment de manière correcte les efforts. On souligne que pour ce lit, la distribution de la pression des terres ne représente qu'une faible partie de la pression appliquée sur l'écran.

La comparaison entre les efforts calculés et les mesures sur plusieurs butons simultanément est très intéressante : elle montre que des butons du même lit montrent des résultats souvent assez proches, mais pas égaux. L'interprétation des résultats doit en tenir compte : il faut considérer que la précision des résultats de mesure est de l'ordre de 5 voire 10 %.

Chapitre 3 - Suivi du comportement de la gare Créteil L'Échat

3. 1. Introduction

Ce chapitre est consacré à l'étude du comportement de la future gare de Créteil l'Échat (CLE). La fouille est soutenue par des parois moulées de 1,2 m d'épaisseur ; ses dimensions intérieures sont de 111 m sur 22,77 m (Figure II-48). La gare est divisée en trois « boîtes » : la Petite Boîte, la Boîte Centrale et la Boîte en taupe.

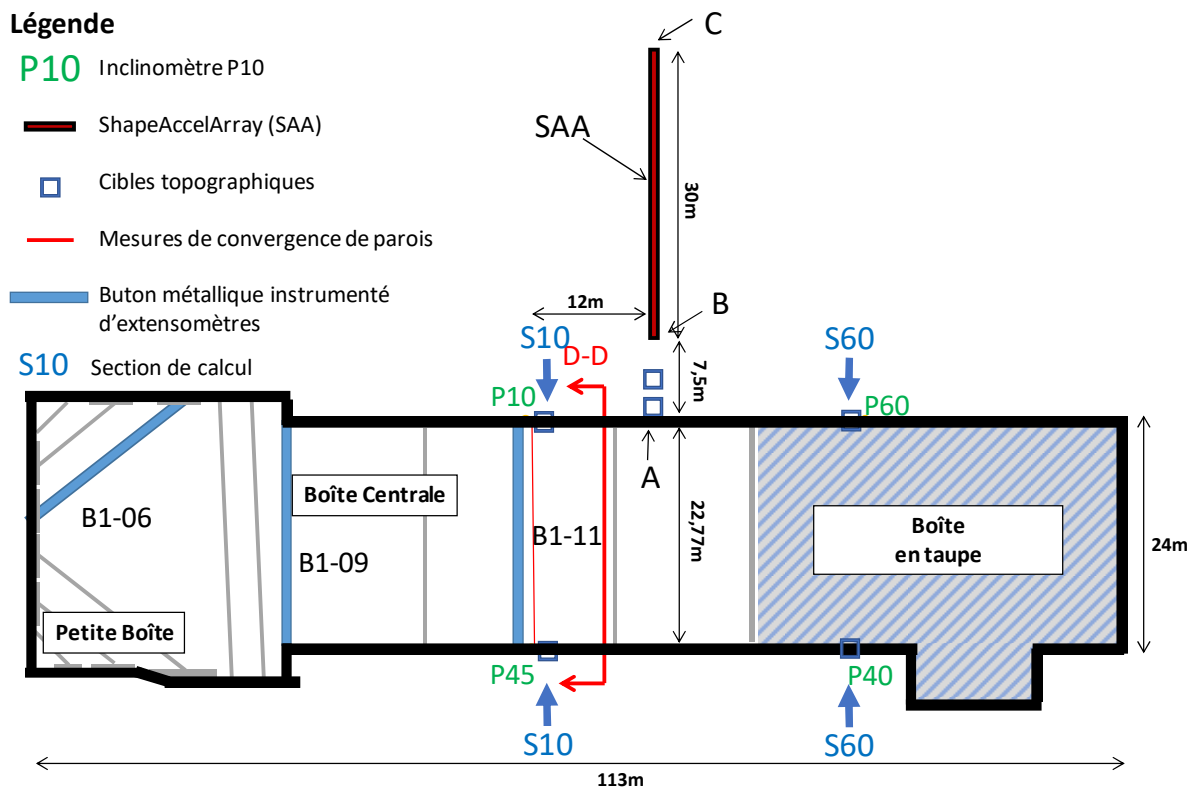


Figure II-48 Plan des instrumentations de la future gare Créteil L'Échat

Le phasage est le même pour la Boîte Centrale, la Petite Boîte et la Boîte en Taupe, mais le niveau et le type de l'appui en tête sont différents. Pour la Petite Boîte et la Boîte Centrale, on a des butons métalliques placés à 34,90 NGF ; pour la Boîte en taupe, l'appui

en tête est constitué d'une dalle de couverture en béton-polystyrène de 2,4 m d'épaisseur dont l'axe se situe à 32,10 NGF.

Afin d'assurer un débit de pompage acceptable par rapport à la loi sur l'eau, des injections ont été réalisées en prolongement des parois moulées jusqu'à la cote -15,5 NGF pour constituer une fiche hydraulique dans la couche du Calcaire Grossier.

La Figure II-49 représente la coupe D-D par la Boîte Centrale.

Le phasage de la Boîte Centrale est le suivant :

1. Réalisation des parois moulées depuis la plateforme de travail à 36,00 NGF ;
2. Réalisation de l'essai de pompage ;
3. Terrassement T1 à la cote 34,30 NGF pour pose du 1^{er} lit de butons B1 ;
4. Pose du lit de butons B1 (axe à 34,90 NGF) ;
5. Terrassement T2 à la cote 22,05 NGF pour pose du 2^e lit de butons B2 ;
6. Pose du lit de butons B2 (axe à 22,65 NGF) ;
7. Terrassement T3 à la cote 14,90 NGF pour pose du 3^e lit de butons B3 ;
8. Pose du lit de butons B3 (axe à 15,50 NGF) ;
9. Terrassement FdF jusqu'au fond de fouille (à 7,89 NGF au centre et 9,46 NGF sous les quais) ;
10. Coulage du radier en forme de voûte partielle comme le schématise la Figure II-49 ;
11. Dépose du lit de butons B3 et arrêt du pompage.

Les phases suivantes, qui permettront la finalisation des travaux (déposes d'autres lits de butons, coulage des dalles intermédiaires, etc.), ne seront pas analysées dans ce mémoire.

L'originalité de l'instrumentation mise en place à CLE réside dans l'utilisation d'un dispositif spécial pour mesurer les tassements derrière la paroi. Dans un projet réel, l'ingénieur utilise des méthodes de calcul prévisionnelles pour définir les déplacements horizontaux de l'écran et les tassements verticaux du sol derrière l'écran. Les retours d'expérience et les études de cas de la littérature permettent aux ingénieurs d'avoir une idée claire de l'amplitude des déplacements horizontaux et des courbures (donc aussi des moments fléchissants). En revanche, pour les tassements, un nombre limité d'études de cas et de retours d'expérience existe et le choix de la méthode de calcul à utiliser reste ouvert. C'est pour cela que dans le cadre de ce projet de recherche, le Comité Sols de la Fédération Nationale des Travaux Publics a financé l'installation d'un appareil de mesure appelé Shape Accel Array (SAA) pour contribuer à faire progresser les méthodes de prévision des tassements dans le contexte de la région parisienne.

La rétro-analyse de CLE reprend les étapes décrites dans le Chapitre 1 - de la Partie II :

1. suivi du chantier pour connaître les dates précises des phases de terrassement ;
2. analyse des données géotechniques disponibles du site et du lot T2A ;
3. analyse et si besoin, correction des données de mesure des courbes inclinométriques, des cibles topographiques, des extensomètres à corde vibrante, etc. et extraction de ces données par phase de terrassement ;
4. calcul de la Section S60 avec les deux méthodes MEF et MISSK, pour les bornes inférieure et supérieure des paramètres géotechniques, et comparaison avec les courbes des inclinomètres pour les trois phases de terrassement. Définition d'un modèle géotechnique recalé qui correspond le mieux aux déplacements mesurés (§3.4.3.) ;
5. calculs de la Section S10 avec le modèle géotechnique défini pour la section S60 et comparaison aux mesures inclinométriques (§3.4.4.) ;
6. calculs par MEF de la section S10 avec le même modèle géotechnique et un phasage légèrement différent pour comparer les tassements calculés derrière l'écran aux mesures faites par le SAA pour les trois phases de terrassement ;
7. comparaison pour les trois phases de terrassement des tassements mesurés par le SAA, calculés par la méthode de (Hamza, Ata et Roussin 1999) et par éléments finis.

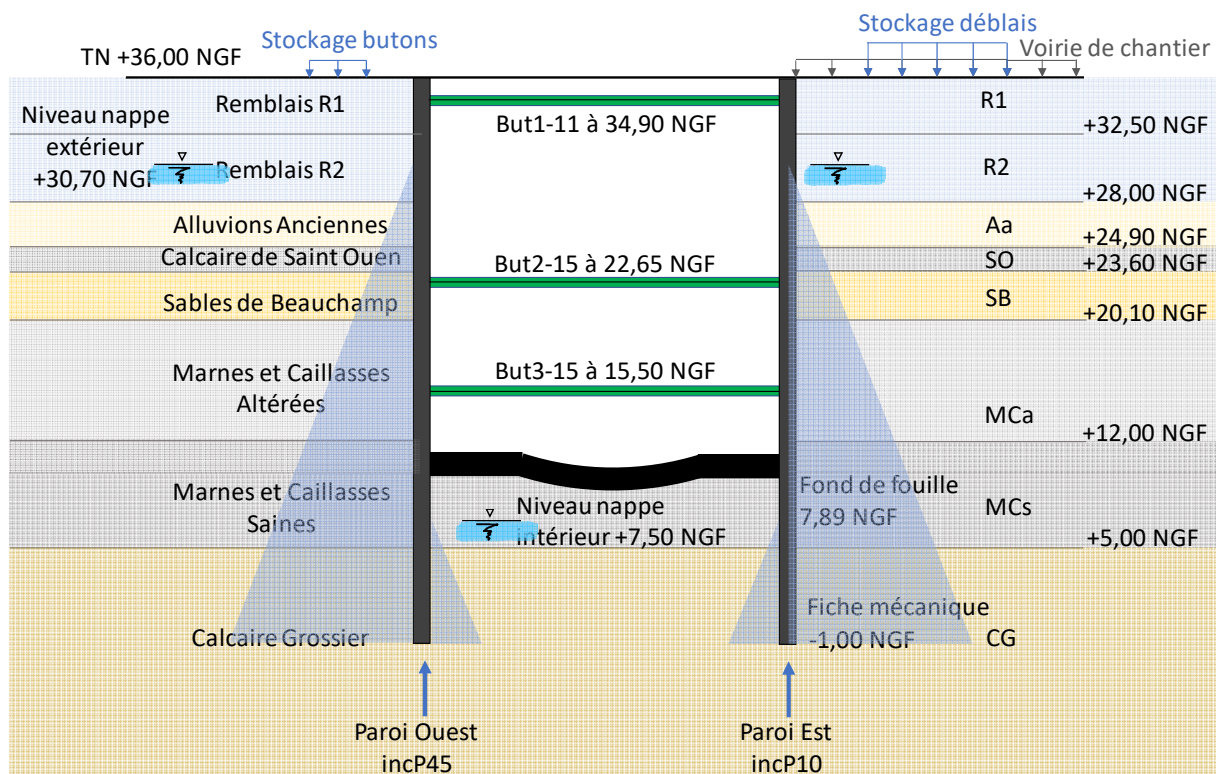


Figure II-49 Coupe D-D par la Boîte Centrale – Section S10

3. 2. Analyse géotechnique

L'analyse des données géotechniques a été faite selon le logigramme de la Figure II-2. Elle a donné une fourchette pour les paramètres géotechniques, définie par une borne supérieure et une borne inférieure, qui seront les paramètres d'entrée des calculs.

3.2.1. Stratigraphie

La Figure II-50 présente l'implantation des sondages à CLE.

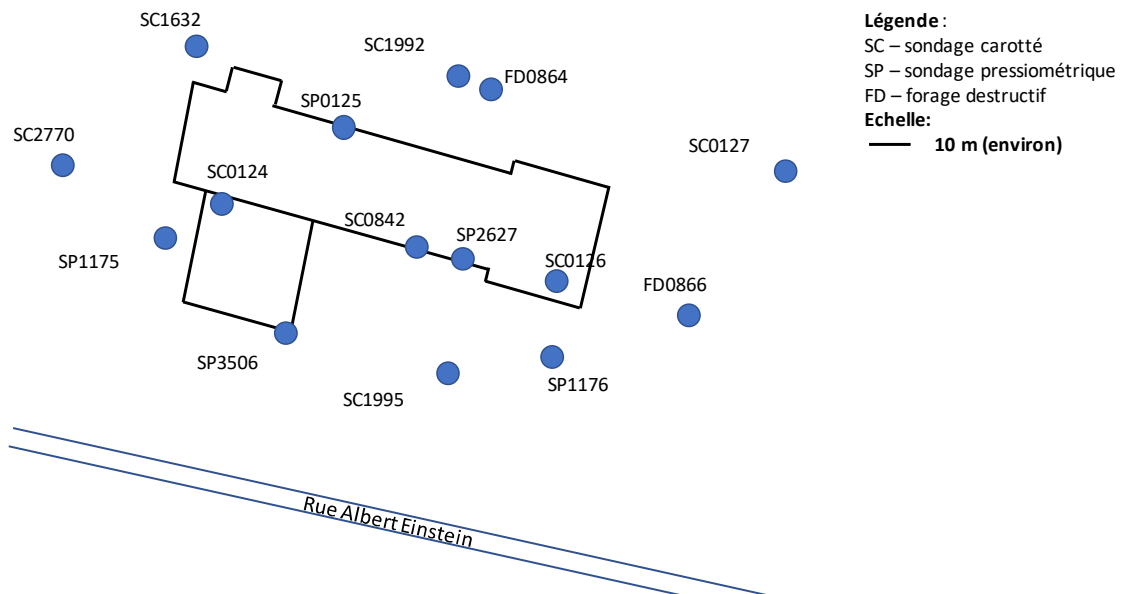


Figure II-50 Plan des sondages au droit de CLE

La Figure II-51 présente la coupe par les sondages pressiométriques. Pour les sondages SP3506 et SP1175, le niveau de nappe n'est pas connu. Le niveau de l'interface entre le Calcaire Grossier et les Marnes et Caillasses semble quasi horizontal à environ 5 NGF. Les forages pressiométriques SP0125 et SP3506 montrent des niveaux plus élevés.

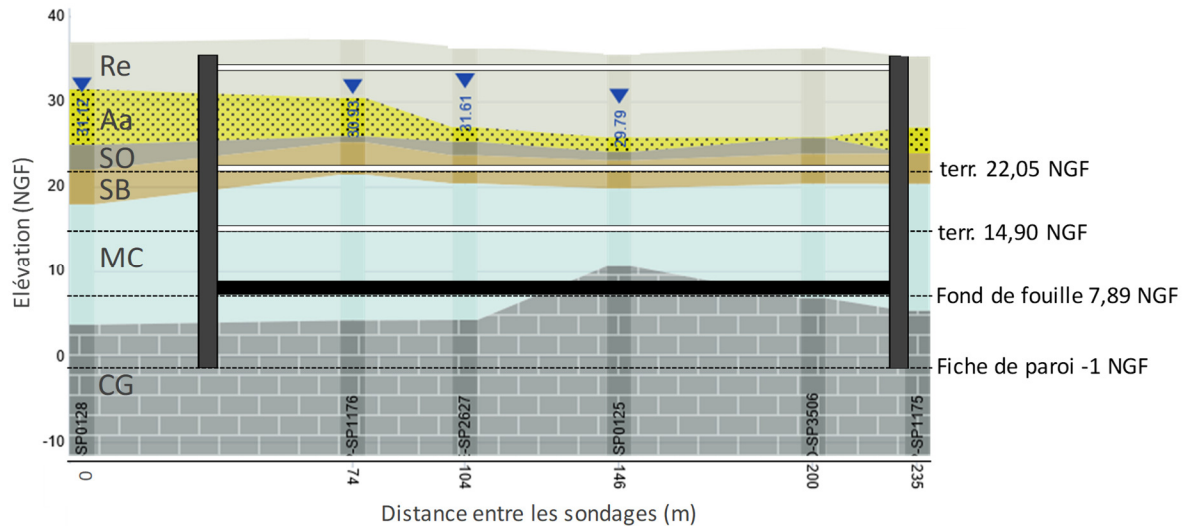


Figure II-51 Stratigraphie au droit de CLE par les sondages pressiométriques

3.2.2. Essais de laboratoire

Quatre sondages carottés ont été réalisés pour faire des essais de laboratoire tels que des essais de classification de sols (Granulométrie, Sédimentométrie, limites Atterberg) et des essais de définition des caractéristiques mécaniques (triaxiaux CD, CU, UU, et UCS).

Le récapitulatif des essais de cisaillement est présenté dans le Tableau II-12.

Tableau II-12 Récapitulatif des essais de cisaillement au droit de la future gare Créteil L'Échat

Nom de la couche		$\left[\begin{array}{c} \varphi'(^{\circ}) \\ c'(kPa) \end{array} \right]$	$\left[\begin{array}{c} \varphi'(^{\circ}) \\ c'(kPa) \end{array} \right]$	c_u (kPa)	R_c (MPa)
Remblais	R	$\left[\begin{array}{c} 35 \\ 10 \end{array} \right]$	$\left[\begin{array}{c} 36 \\ 0 \end{array} \right]$	-	-
Alluvions Anciennes	Aa	$\left[\begin{array}{c} 41 \\ 15 \end{array} \right]$	-	-	-
Calcaire de Saint-Ouen	SO	-	-	-	-
Sables de Beauchamp	SB	$\left[\begin{array}{c} 23; 19 \\ 60; 25 \end{array} \right]$	$\left[\begin{array}{c} 33; 29; 33 \\ 0; 0; 0 \end{array} \right]$	-	140
Marnes et Caillasses altérées et saines	MCa & MCs	-	-	170 ; 250	290
Calcaire Grossier	CG	-	-	-	-

Le faible nombre d'essais de cisaillement ne permet pas de proposer des paramètres variables dans l'espace et on considère des valeurs de paramètres constantes par couche pour toutes les sections analysées.

Les données récupérées sur tout le lot T2A montrent que la couche des Marnes et Caillasses est assez hétérogène avec des valeurs de cohésion non drainée variant entre 0 et 350 kPa.

Les poids volumiques considérés sont les moyennes de tous les essais réalisés sur le lot T2A et de quelques mesures locales à CLE. Le récapitulatif est présenté dans le Tableau II-13.

Tableau II-13 Récapitulatif des poids volumiques considérés au droit de la future gare Créteil L'Échat

Poids volumique saturé	γ_{sat} (kN/m ³)
Remblais	17
Alluvions Anciennes	18
Calcaire de SO	18
Sables de Beauchamp	20
Marnes et Caillasses altérées	20
Marnes et Caillasses saines	19
Calcaire Grossier	21

3.2.3. Essais in situ

Trois types d'essais in-situ ont été réalisés autour de la future gare de CLE : des standard penetration test (SPT), des essais pressiométriques et des essais cross-hole.

3. 2. 3. 1. Essais pressiométriques

La Figure II-52 présente les valeurs des modules E_M en fonction de la profondeur. Dans les Remblais, on distingue des valeurs plus fortes en tête ce qui peut être dû au fait que les Remblais de surface sont surconsolidés. Ensuite, le module E_M augmente avec la profondeur.

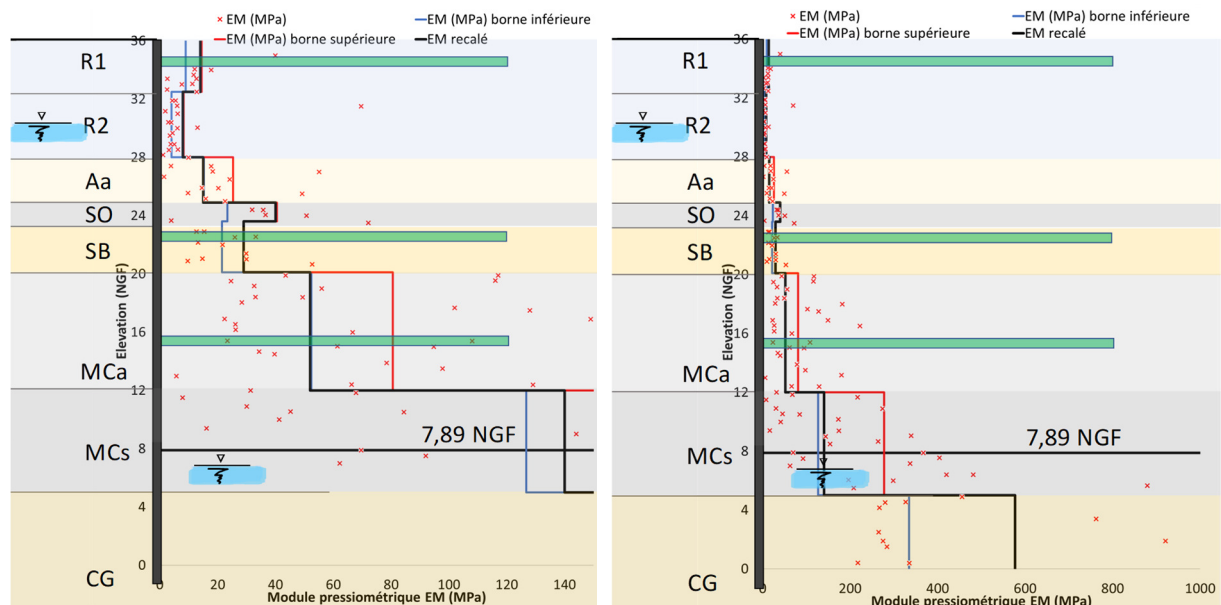


Figure II-52 Résultats des essais pressiométriques au droit de CLE

En particulier, les valeurs de E_M mesurées dans les Marnes et Caillasses augmentent avec la profondeur. On a donc divisé cette couche en deux sous-couches : une couche altérée avec un module plus faible et une couche saine avec un module plus élevé. Les valeurs des paramètres plastiques (angle de frottement et cohésion) restent trop incertaines pour faire une différence entre les deux couches et ces paramètres seront pris égaux pour les deux sous-couches.

Les courbes noires représentent les valeurs des modules E_M retenus pour les rétro-analyses des deux sections de calcul S60 et S10. Les détails sont expliqués dans §3. 4.

Le Tableau II-14 donne le récapitulatif des bornes supérieure et inférieure des modules E_M à CLE. Comme pour le chantier des Ardoines, ces bornes sont égales à la médiane des mesures de E_M avec $\pm 25\%$ de la valeur de l'écart type.

3. 2. 3. 2. Essais SPT et cross-hole

Au droit de la gare de CLE, trois sondages SPT ont été réalisés ainsi que quatre forages destructifs pour la réalisation d'essais cross-hole sur toute leur hauteur (deux forages émetteurs et deux forages récepteurs). Sur la Figure II-53 sont présentés les résultats des modules G_0 des essais cross-hole et le nombre de coups dit standardisés N_{60} des essais SPT.

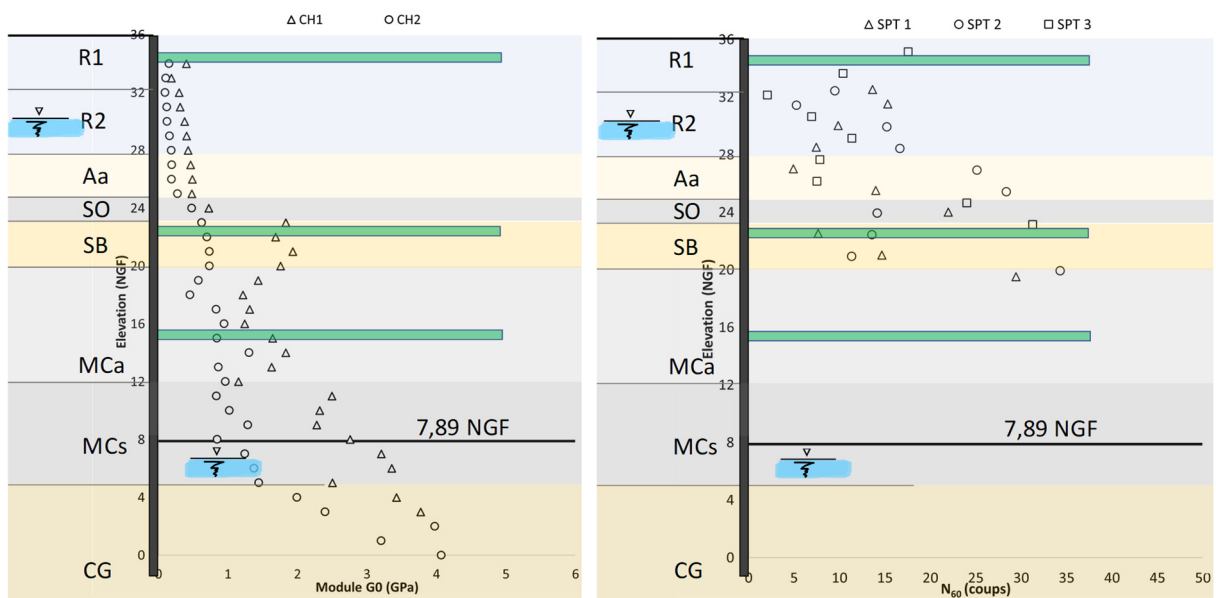


Figure II-53 Résultats des essais SPT et cross-hole au droit de CLE

Les essais SPT dans les Remblais montrent des valeurs plutôt faibles. Avec la corrélation entre le SPT et le module pressiométrique E_M (Gonin, Vandangeon et Lafeuillade 1992), on obtient $E_M = 4$ MPa en supposant que les Remblais sont des sols sableux. De plus, d'après l'étude géotechnique du projet, vingt-sept sondages SPT issus de données tierces ont traversé la couche des Remblais aux abords de la future gare. Une moyenne sur 237 essais SPT est de $N=19,3$ (coups) avec des valeurs comprises principalement entre 5 et 25. Cela donne à nouveau un module E_M moyen de 4 MPa.

Pour les (deux) essais cross-hole, les conclusions sont les suivantes :

1. Les modules à faibles déformations G_0 augmentent avec la profondeur
2. Il y a une forte augmentation du module G_0 à partir des Sables de Beauchamp

3. L'essai 1 donne des modules deux fois plus grands que l'essai 2 sur toute la profondeur. Il est difficile de dire si c'est à cause de l'hétérogénéité du site ou si c'est un problème de qualité des essais réalisés.

Les données des essais pressiométriques cycliques n'ont pas été analysées dans ce mémoire.

3. 2. 3. 3. Récapitulatif géotechnique

Le Tableau II-14 présente le récapitulatif des données géotechniques pour la station CLE.

Tableau II-14 Récapitulatif des paramètres géotechniques au droit de CLE

Couche	Module E_M		φ' et c'				Poids volumique	Paramètre rhéologique
	INF.	SUP.	INF.	SUP.		γ_{sat}	α	
	(MPa)		(°)	(kPa)	(°)	(kPa)	(-)	(-)
R1	9	14	32	5	35	10	17	0,5
R2	4	8	32	5	35	10	17	0,5
Aa	15	25	35	0	41	15	18	0,33
SO	23	40	28	20	32	30	18	0,5
SB	21	29	22	30	35	25	20	0,5
MCa	52	81	34	15	36	40	20	0,5
MCS	127	277	34	15	36	40	19	0,5
CG	334	577	40	100	40	100	21	0,5

3. 3. Instrumentations de la gare Créteil L'Échat

3.3.1. Généralités

Aucune mesure n'a été prise avant l'essai de pompage et donc son influence sur les déplacements de la paroi moulée ainsi que son environnement ne pourra être jugée.

Pour éviter toute perte d'information au cours du temps, les données liées aux terrassements étaient suivies en temps réel.

La Figure II-54 et la Figure II-55 représentent des photos de l'emprise du chantier prises depuis le toit d'un immeuble voisin et par un drone.

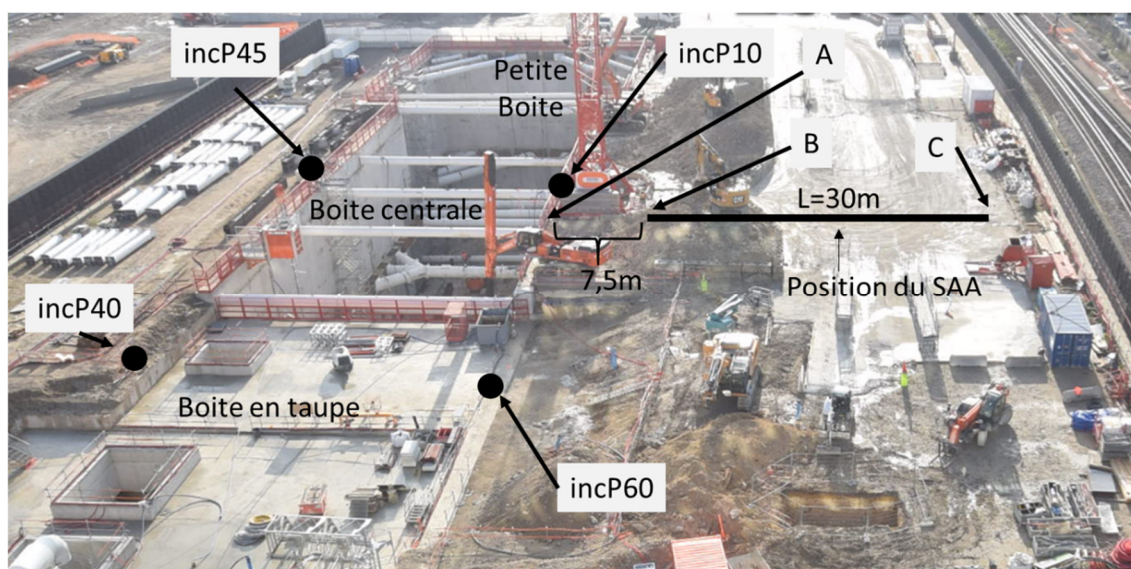


Figure II-54 Photo de l'emprise du chantier prise depuis un toit d'un avoisinant

3.3.2. Phasage de chantier

Le Tableau II-15 décrit le phasage de la Boîte Centrale avec les dates de réalisation.

Tableau II-15 Phasage de CLE pour la Boîte Centrale

Date début	Date fin	Phase	Niveau de la nappe à l'intérieur de la fouille (NGF)	Niveau dans la fouille (NGF)	Terrassement (m)
		Réalisation des parois moulées	30,70	36,00	0,0
19/06/2018	29/06/2018	Réalisation de l'essai de pompage	7,50	36,00	0,0
01/07/2018	15/07/2018	Terrassement T1 à la cote 35,20 NGF	25,50	35,20	0,8
15/07/2018	22/08/2018	Pose de B1 à 35,80 NGF	7,50	35,20	0,8
22/08/2018	05/10/2018	Terrassement T2 à la cote 22,05 NGF	7,50	22,05	14
05/10/2018	06/11/2018	Pose B2 à 22,65 NGF	7,50	22,05	14
06/11/2018	30/11/2018	Terrassement T3 à la cote 14,90 NGF	7,50	14,90	21,1
30/11/2018	01/01/2019	Pose de B3 à 15,50 NGF	7,50	14,90	21,1
01/01/2019	14/03/2019	Terrassement FdF jusqu'au fond de fouille à 7,89 NGF	7,50	7,89	28,1
14/03/2019	01/07/2019	Coulage du radier	7,50	7,89	28,1
01/07/2019	08/07/2019	Dépose du lit 3 et arrêt du pompage	7,89	7,89	28,1

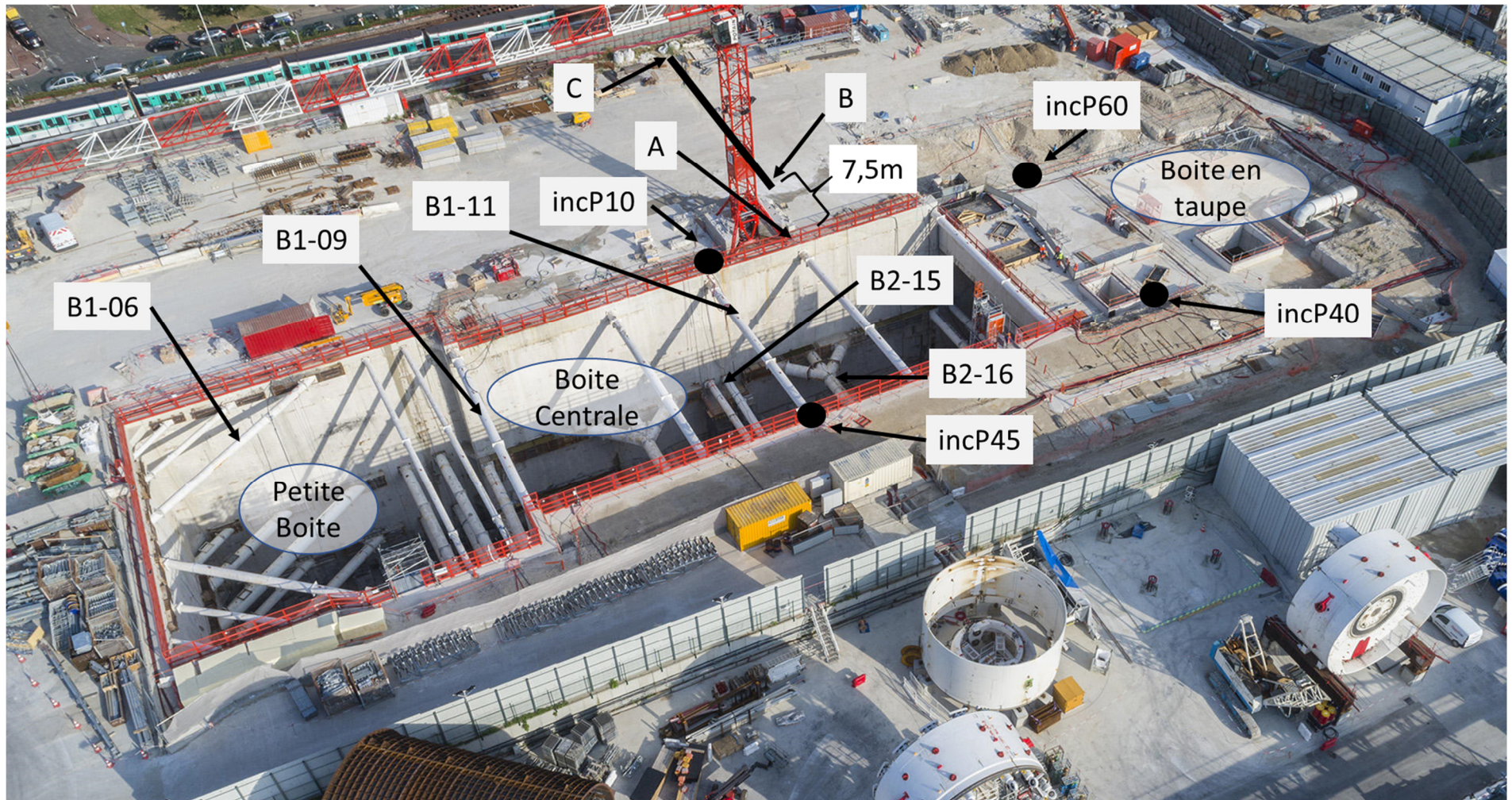


Figure II-55 Photo de l'emprise du chantier prise par drone

Pour les trois phases de terrassement principales T2 à 22,05 NGF, T3 à 14,90 NGF et au fond de fouille à 7,89 NGF, des évènements non-ordinaires sont décrits ci-dessous :

- la Figure II-56 montre que, pendant le terrassement T2 sous le premier lit de butons, on a formé une risberme qui s'appuie sur la paroi du côté de l'inclinomètre P10. Elle peut causer une dissymétrie des déplacements des deux parois face à face ;

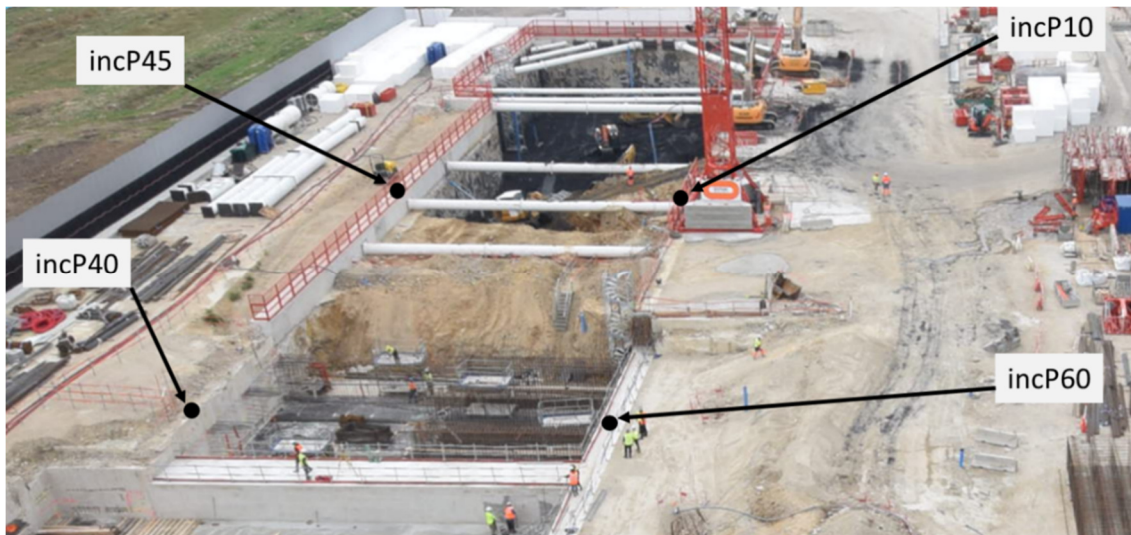


Figure II-56 Photo du 04/09/2018 avec la risberme à l'intérieur de la fouille pour le terrassement T2

- pendant le terrassement T3 sous le deuxième lit de butons, on a constitué un talus avec les terres excavées, d'environ 4 m de hauteur, derrière l'inclinomètre P10 (Figure II-57). Sa géométrie est en constante évolution, car d'un côté, la terre est ramenée de l'intérieur de la fouille et de l'autre des camions l'évacuent.

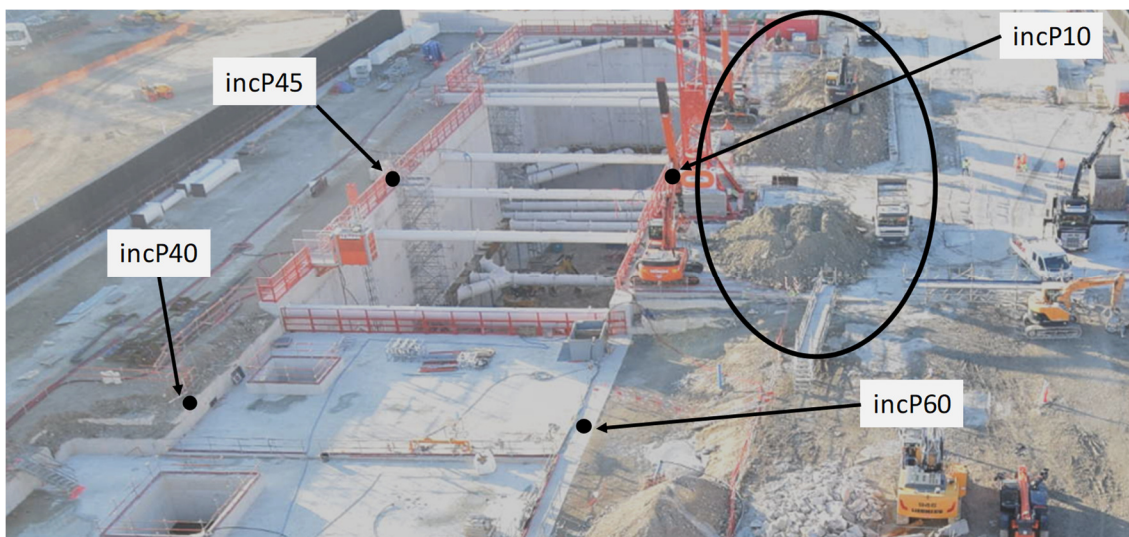


Figure II-57 Photo du 19/11/2018 avec les surcharges derrière le P10 pour le terrassement T3

- pour le terrassement au fond de fouille, la Figure II-58 montre aussi un talus de terres excavées proche de l'inclinomètre P10, qui semble moins haut que pour la phase précédente.

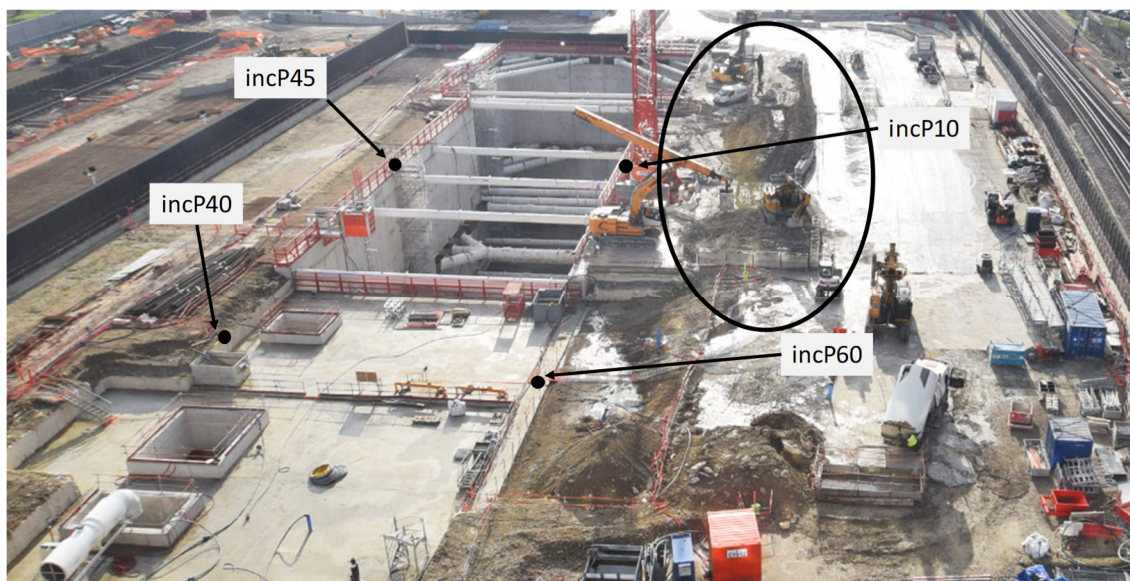


Figure II-58 Photo du 17/01/2019 avec les surcharges derrière le P10 pour le terrassement au fond de fouille

3.3.3. Nappe phréatique

Des forages piézométriques ont été réalisés à l'intérieur et à l'extérieur de la gare. Ces forages ont été crépinés sur toute leur hauteur et descendent à -1 NGF à l'intérieur de la fouille. Les niveaux de la nappe ne varient pas de manière significative ni dans le temps ni entre les différents forages, sauf à l'intérieur de la fouille où un pompage a été mis en place. Les injections qui prolongent la paroi moulée ont été dimensionnées pour limiter le débit d'exhaure à moins de 100 m³/h pour être en accord avec la loi sur l'eau. Le niveau moyen à l'extérieur de la fouille est à 30,70 NGF. Les niveaux à l'intérieur de la fouille sont détaillés dans le Tableau II-15.

3.3.4. Déplacements horizontaux de la paroi moulée

La Figure II-59 et la Figure II-60 présentent les mesures inclinométriques pendant les terrassements, pour les tubes placés dans les panneaux P40/P60 et P45/P10. La section des deux panneaux face à face P40/P60 est nommée S60. La section des deux panneaux en face P45/P10 est nommée S10. Les courbes en gras correspondent aux dates des terrassements et sont utilisées pour les comparaisons aux calculs. Les courbes inclinométriques des autres panneaux sont présentées dans l'Annexe 2. Sur les figures, on voit une variation des mesures d'environ ± 2 mm en partie supérieure et ± 1 mm en partie inférieure de l'écran entre des mesures qui ont été prises dans une période où les terrassements n'évoluent pas, et devraient donc, *a priori*, montrer les mêmes déplacements. Avant le début des terrassements, certaines courbes inclinométriques montrent des déplacements jusqu'à 4 mm vers la fouille, puis reviennent à des valeurs proches de zéro. Cela n'a pas de justification physique et est attribué à des erreurs de mesure. Pour toutes les mesures inclinométriques, l'inclinaison de la base de la paroi est nulle et le pied peut donc être considéré comme fixe.

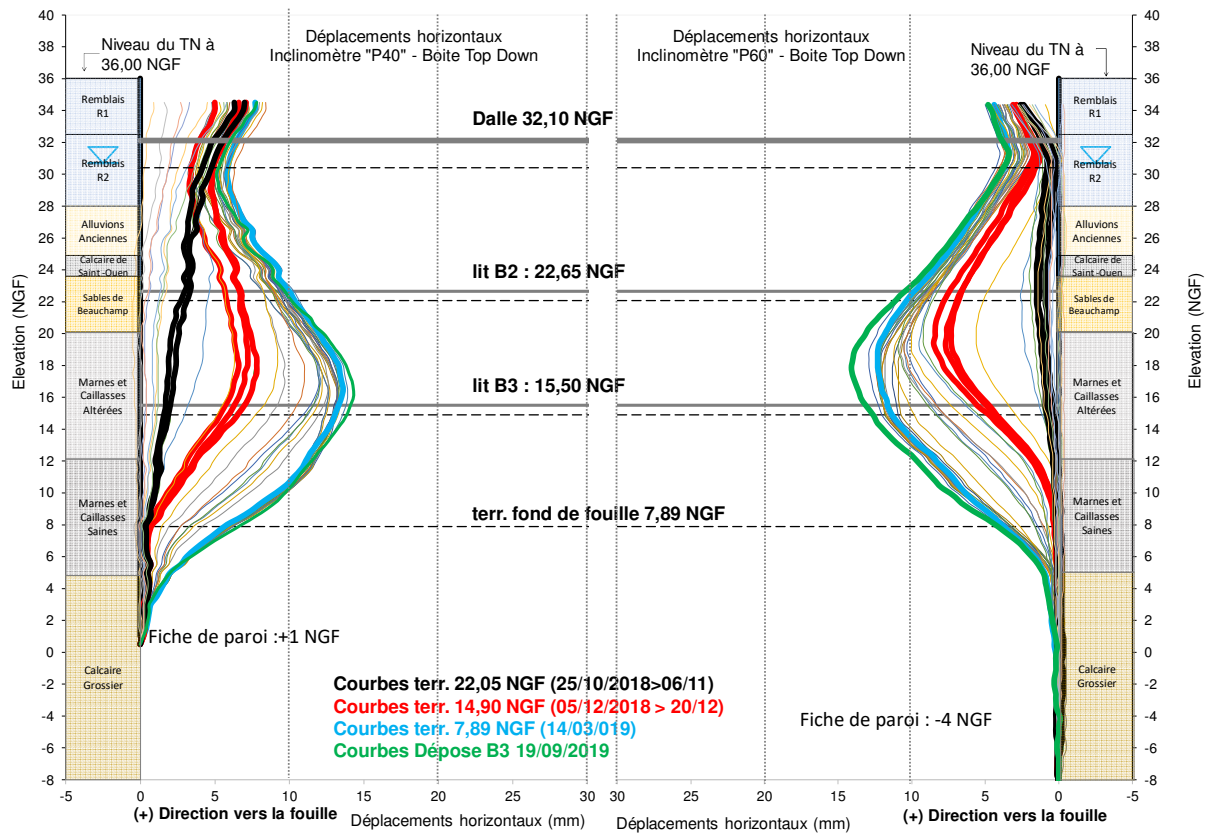


Figure II-59 : Déplacements horizontaux mesurés par inclinométrie pour les panneaux P40 et P60. Section S60

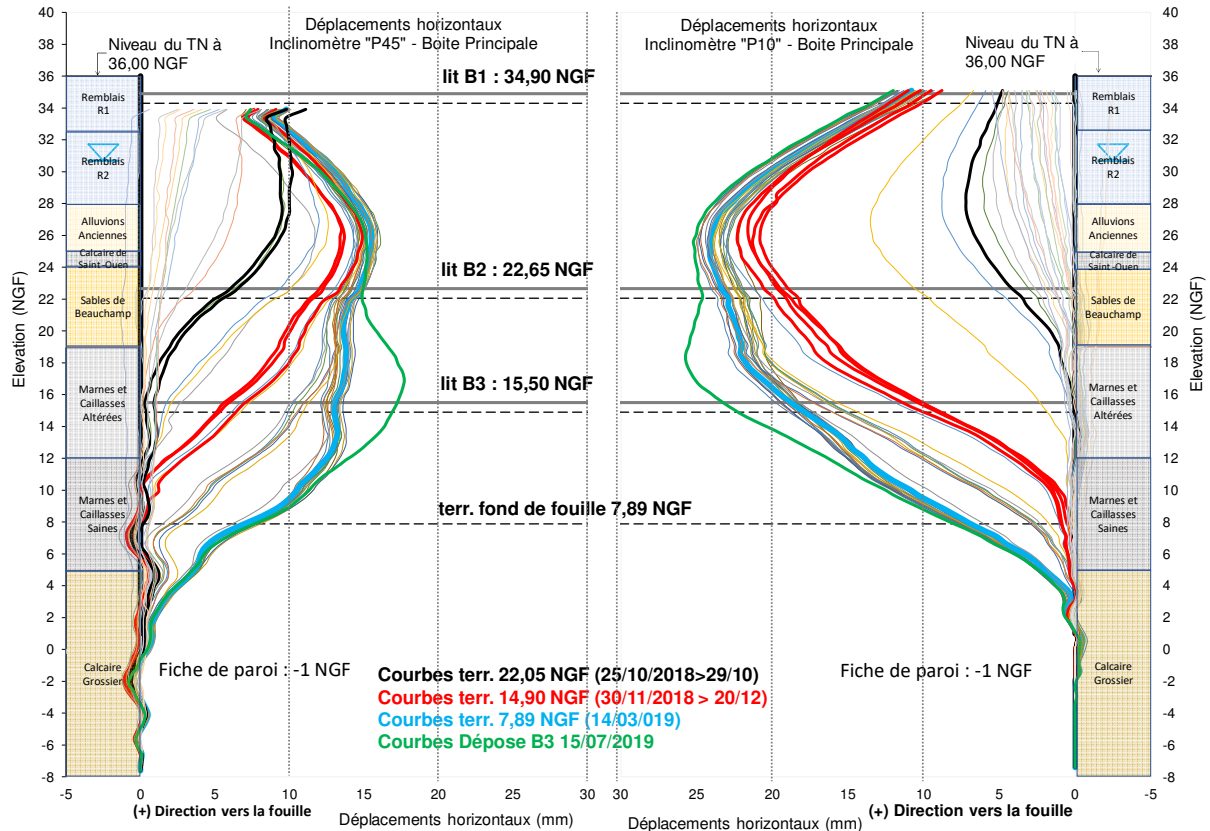


Figure II-60 : Déplacements horizontaux mesurés par inclinométrie pour les panneaux P45 et P10. Section S10

3.3.5. Vérifications des déplacements horizontaux par cibles topographiques

Le principe de cette vérification est présenté dans § 2.3.5. La Figure II-61 et la Figure II-62 présentent ces vérifications pour les deux sections S60 et S10 respectivement.

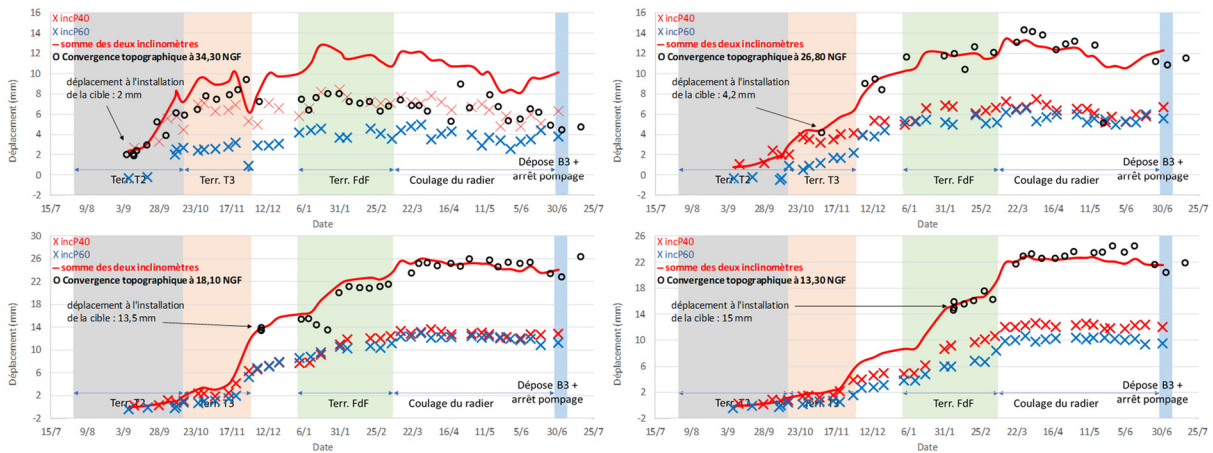


Figure II-61 : Vérifications des mesures inclinométriques par cibles topographiques – Section S60

Pour la section S60, les déplacements mesurés par les deux systèmes de mesure sont très cohérents. La seule divergence est au niveau de la tête où la précision de la mesure inclinométrique est plus faible.

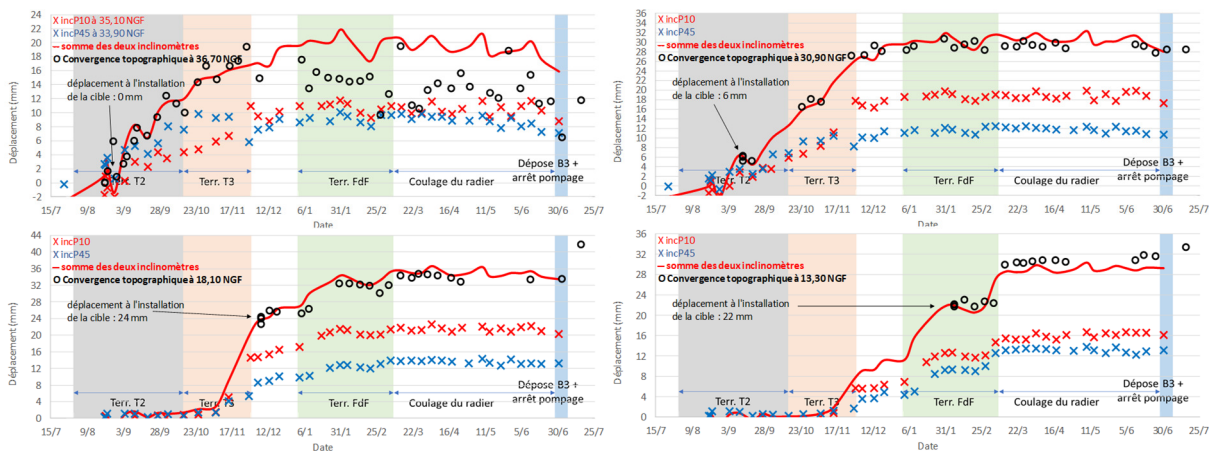


Figure II-62 : Vérifications des mesures inclinométriques par cibles topographiques – Section S10

Pour la section S10, les déplacements en tête ne sont confirmés que pendant les deux premières phases de terrassement. Ensuite, les cibles topographiques (ronds noirs), qui ne sont pas très stables, montrent moins de déplacements que les inclinomètres (courbe rouge). Les cibles topographiques et les inclinomètres sont cohérents pour les mesures à 30,90 NGF, à 18,10 NGF et à 13,30 NGF.

La précision de la mesure inclinométrique diminue avec la distance du point de la première mesure, car ce sont des mesures cumulées. La Figure II-63 présente les déplacements mesurés de la section S60 par cibles topographiques et par inclinomètre avec les fuseaux d'erreur. L'erreur cumulée est proportionnelle à la profondeur et est environ de $\pm 3,9$ mm et de $\pm 1,8$ mm

pour les niveaux 34,30 NGF et 13,30 NGF respectivement (en considérant $\pm 0,1$ mm/m d'erreur). Dans les deux cas présentés, les mesures par cibles topos sont bien dans les marges d'erreur des mesures inclinométriques.

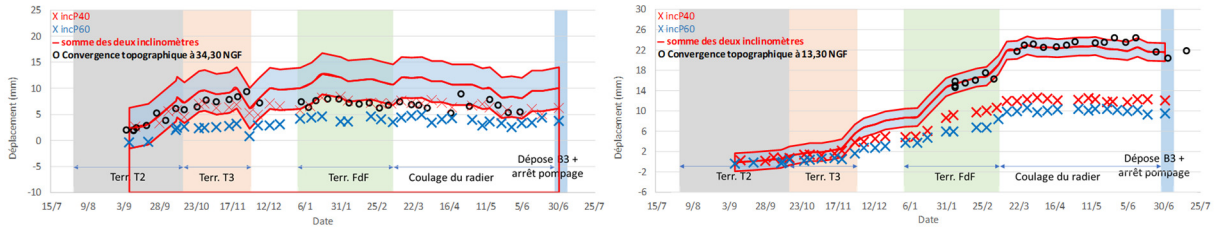


Figure II-63 : Déplacements inclinométriques de la section S60 avec les cibles topographiques à 34,30 NGF et à 13,30 NGF et les fuseaux des erreurs aléatoires

Les cibles topographiques posées sur la paroi moulée au fur et à mesure du terrassement et les inclinomètres donnent des déplacements cohérents pour une majorité des cas et satisfaisants en termes de précision pour poursuivre une analyse et des comparaisons des déplacements horizontaux avec les modèles prévisionnels. Cette vérification confirme que le point bas de la paroi peut être considéré comme fixe pour les mesures inclinométriques.

3.3.6. Mesure des déformations des butons par cordes vibrantes

La Figure II-64 présente des vues en plan des butons instrumentés des lits de butons B2 et B3. Les butons instrumentés de B1 sont présentés sur la Figure II-48.

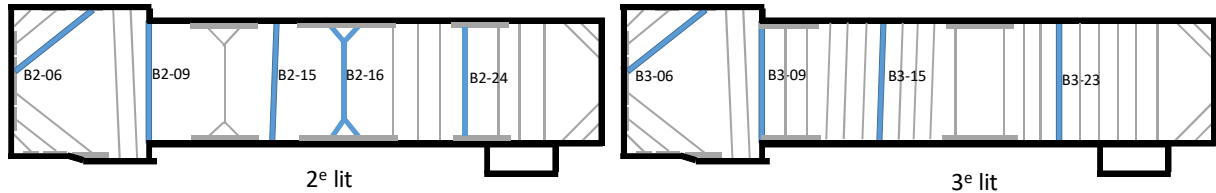


Figure II-64 : Vue en plan des butons instrumentés du 2^e et 3^e lit

Les caractéristiques géométriques des butons instrumentés sont présentées dans le Tableau II-16. Les espacements entre les butons considérés sont les distances entre les axes des butons sauf pour les butons B2-15, B2-16 et B2-24. Ces butons ou des butons adjacents à ceux-ci sont appuyés sur des liernes qui ont une certaine rigidité, mais fonctionnent en console. La Figure II-65 décrit les hypothèses prises en compte pour les butons B2-15 et B2-16 (en forme de patte d'oie). L'espacement du buton B2-15 pris en compte est de 5,36 m et la raideur de la lierne est négligée par rapport à celle de la paroi moulée.

Tableau II-16 Caractéristiques géométriques des butons instrumentés

Lit	Buton	Nom	D _{ext} (mm)	Epaisseur (mm)	L _{esp,h} (m)	Longueur (m)	Orientation θ (°)	Section (m ²)
1	11	B1-11	813	16	10	22,77	90	0,0401
1	09	B1-09	813	16	6,44	22,77	90	0,0401
1	06	B1-06	711	12,5	5,41	18	38 - 52	0,0274
2	15	B2-15	864	17	5,36	22,77	88	0,0452
2	16	B2-16	1220	26	16,55	22,77	90	0,0975
2	09	B2-09	1020	21,5	6,44	22,77	90	0,0674
2	24	B2-24	1084	23,5	5,9	22,77	90	0,0783
2	06	B2-06	1220	26	5,41	18	38 - 52	0,0975
3	15	B3-15	711	16,5	3,55	22,77	88	0,0360
3	09	B3-09	864	17	4,33	22,77	90	0,0452
3	23	B3-23	711	12,5	3,55	22,77	90	0,0274
3	06	B3-06	1000	18	5,41	18	38 - 52	0,0555

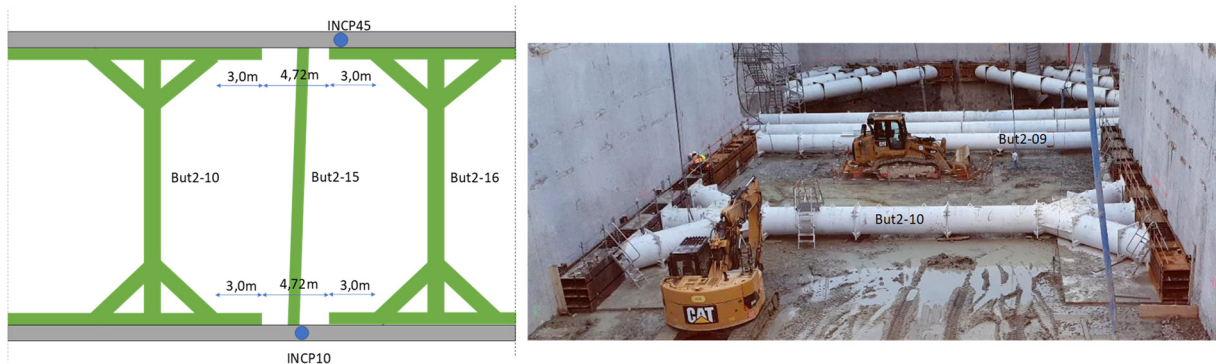


Figure II-65 : Vue en plan détaillée de la Boîte Centrale au 2^e niveau de butons avec une photo du chantier

Des figures représentant les efforts dans tous les butons instrumentés sont données en Annexe 2. La Figure II-66, la Figure II-67 et la Figure II-68 présentent les efforts moyens mesurés en kN/m pour les butons des deux sections analysées avec des valeurs du coefficient (en kN/K) et du degré d'autocontrainte (en %).

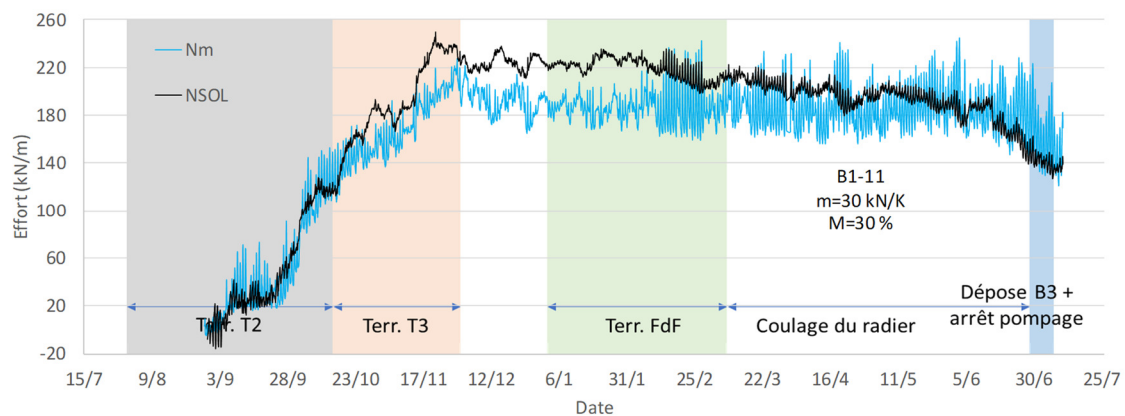


Figure II-66 : Efforts mesurés dans le buton B1-11 (en kN/m)

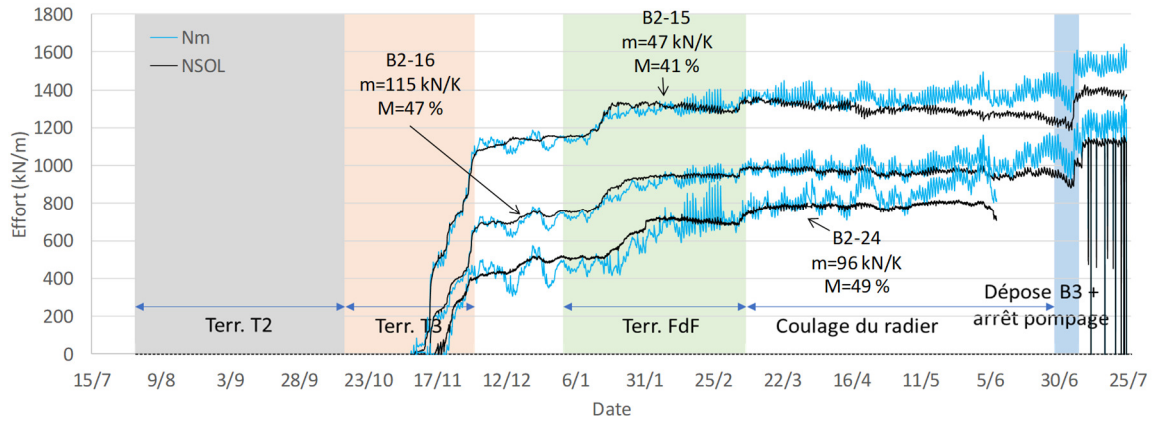


Figure II-67 : Efforts mesurés dans le buton B2-15, B2-16 et B2-24 (en kN/m)

La Figure II-67 montre que buton B2-15 reprend plus d'effort en kN/m que le buton B2-16, alors qu'ils sont installés l'un à côté de l'autre. Cette différence, d'environ 35 %, peut être liée à la façon dont on a pris en compte l'espacement de ces butons, et plus précisément à l'influence de la lierne et de la patte d'oie (un calcul précis n'a pas été fait pour ce travail de recherche).

De plus, ces deux butons montrent des efforts plus importants que le buton B2-24. Cela est dû à deux effets : la surcharge (déblais d'excavation) derrière le panneau P10 (Figure II-57) est plus importante que derrière le panneau P60 et, par ailleurs, l'espacement vertical entre le 1^{er} et le 2^e lit de butons pour la section S10 est plus grand que la distance entre la dalle de couverture et le 2^e lit de butons pour la section S60.

Dans le 3^e lit, le buton B3-15 reprend plus d'effort (en kN/m) que le buton B3-23.

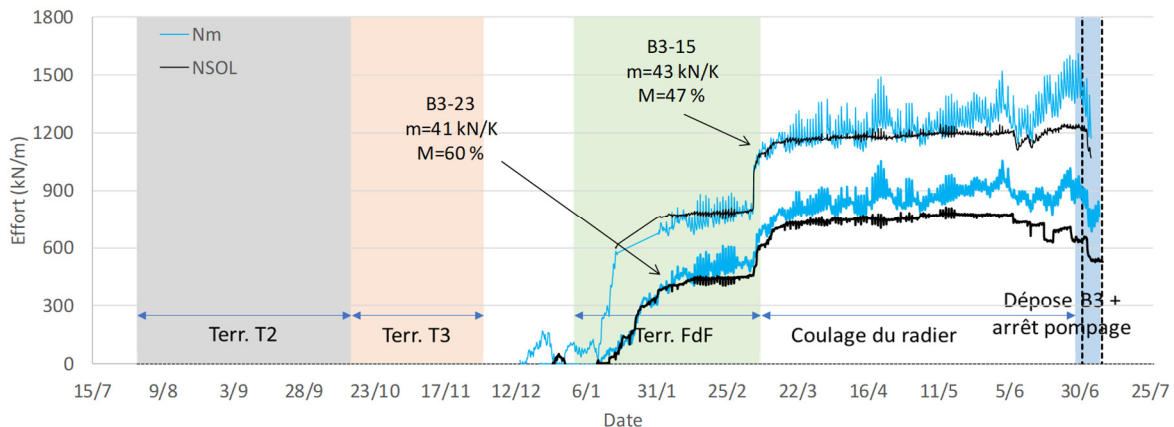


Figure II-68 : Efforts mesurés dans le buton B3-15 et B3-23 (en kN/m)

3.3.7. Commentaires sur les raideurs des butons

Comme pour les Ardoines, ce paragraphe est une discussion sur les raideurs des butons instrumentés.

3. 3. 7. 1. Buton B1-11

Pour le buton B1-11, la Figure II-69 montre une bonne cohérence entre les mesures topographiques et les mesures inclinométriques jusqu'en novembre 2018, même si les cibles topographiques sont placées environ 2 m au-dessus de la mesure inclinométrique la plus proche. À partir de décembre, les mesures topographiques ne sont pas très stables et l'écart avec les mesures inclinométriques augmente. Aucune explication n'a été trouvée à ce phénomène. Les déplacements sont calculés par rapport à la position de la paroi lors de l'installation de la cible.

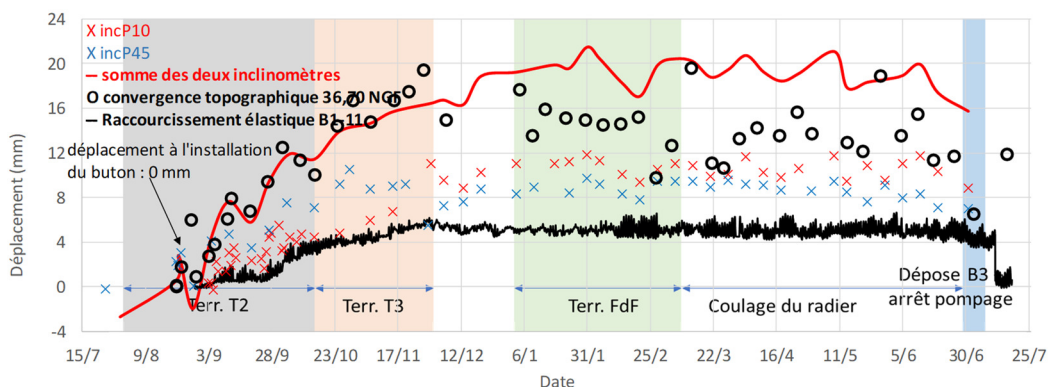


Figure II-69 : Déplacements au niveau 34,90 NGF avec le raccourcissement élastique du B1-11

Le raccourcissement calculé à partir des cordes vibrantes est beaucoup plus petit que celui déduit des mesures inclinométriques. Les mesures réalisées par extensomètres à corde vibrante sont des mesures locales et l'hypothèse que la déformation mesurée par les capteurs est représentative pour toute la longueur du buton est fautive dans ce cas. La Figure II-70 présente une tentative de recalage de la raideur du B1-11. Une raideur de 8% de la raideur théorique devrait être prise en compte pour les premiers 10 mm de déplacement, ensuite une raideur de 85% de la raideur théorique. On peut supposer que la mise en appui de l'assemblage des éléments métalliques est la cause de cette baisse de raideur par rapport à une raideur théorique.

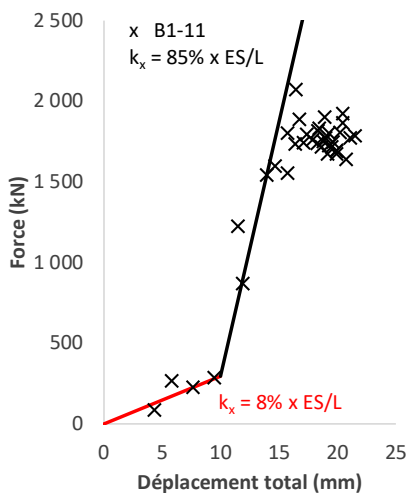


Figure II-70 : Recalage de raideur du B1-11

3. 3. 7. 2. Butons B2-15, B2-16 et B3-15

La Figure II-71 et la Figure II-72 présentent les mêmes éléments que la Figure II-69 et la Figure II-70, sans les mesures topographiques (les cibles étaient installées à d'autres niveaux ; les résultats sont discutés précédemment).

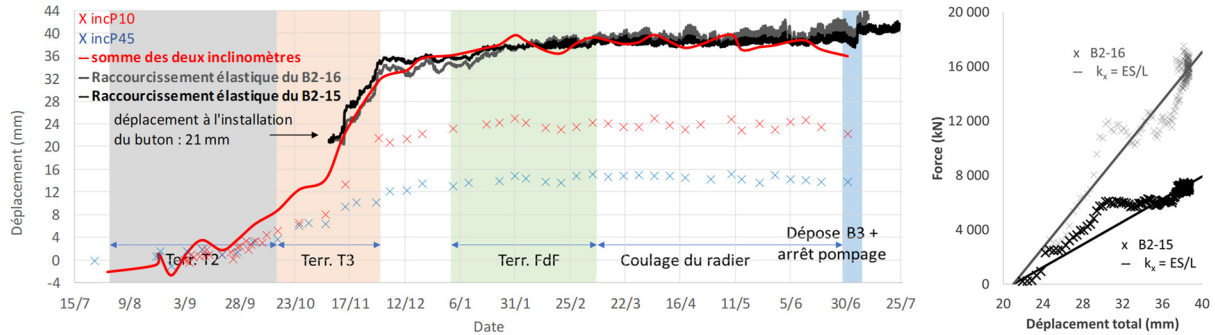


Figure II-71 : Déplacements au niveau 22,65 NGF avec le raccourcissement élastique du B2-15 et du B2-16

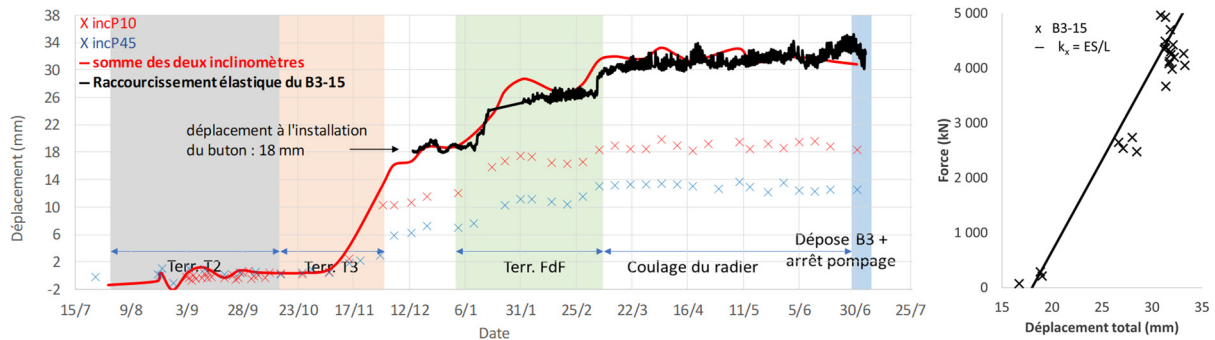


Figure II-72 : Déplacements au niveau 15,50 NGF avec le raccourcissement élastique du B3-15

Dans les deux cas, le raccourcissement élastique des butons est en très bon accord avec les déplacements inclinométriques. Les mesures locales par corde vibrante peuvent donc être considérées comme représentatives sur la longueur totale des butons B2-15, B2-16 et B3-15, et les raideurs théoriques calculées avec l'équation (21) seront utilisées dans les calculs.

3. 3. 7. 3. Buton B2-24

La Figure II-73 montre le raccourcissement élastique du buton B2-24 et les déplacements mesurés par inclinomètre. Les deux systèmes de mesure sont d'abord en bon accord, puis le raccourcissement devient plus faible que les convergences. Entre début décembre 2018 et fin janvier 2019, le raccourcissement mesuré par corde vibrante varie peu, alors qu'un déplacement de plusieurs millimètres est visible sur les courbes inclinométriques. Ce comportement n'est pas compris.

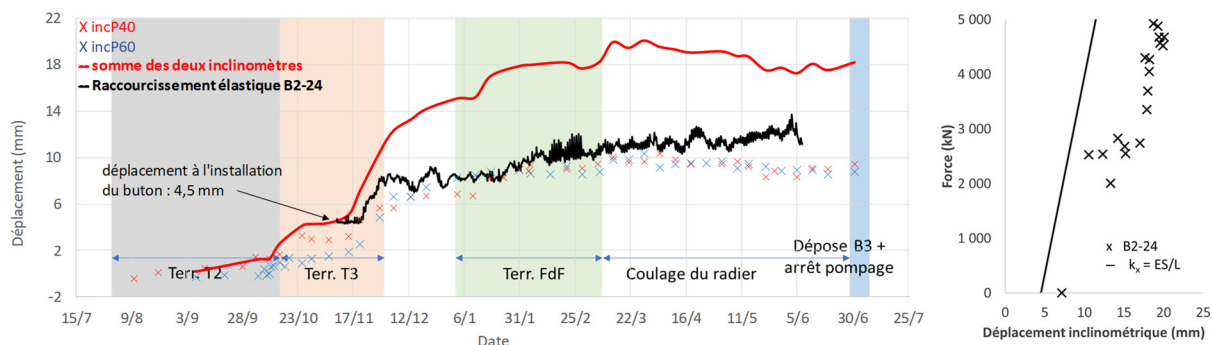


Figure II-73 : Déplacements au niveau 22,65 NGF avec le raccourcissement élastique du B2-24

Les résultats sont a priori cohérents au début du chargement : il ne semble pas y avoir de rattrapage du jeu d'assemblage. Dans les calculs, la raideur théorique de ce buton sera prise en compte.

3. 3. 7. 4. Buton B3-23

Pour le buton B3-23, la Figure II-74 montre qu'on peut prendre en compte 100% de la raideur théorique.

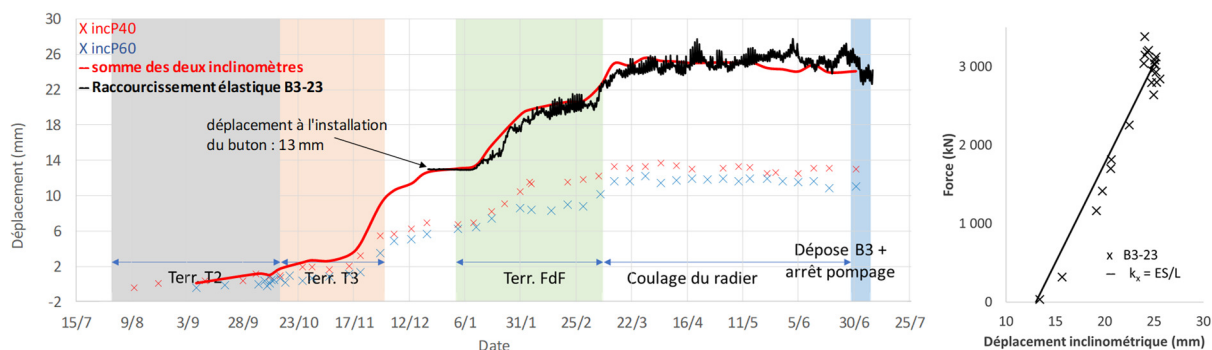


Figure II-74 : Déplacements au niveau 15,50 NGF avec le raccourcissement élastique du B3-23

3.3.8. Récapitulatif des butons instrumentés

Pour deux des cinq butons instrumentés, l'accord entre les mesures inclinométriques et les cordes vibrantes n'est pas bon. Cela veut dire qu'il y a des pertes de raideurs sur la longueur du buton. On fait l'hypothèse que c'est à cause des jonctions entre les tronçons des butons que se font ces pertes de raideur. Pour le buton B1-11, l'effort donné par les cordes vibrantes en fonction du déplacement inclinométrique correspond à une raideur réduite tout au long des phases de terrassement, plus particulièrement au début du chargement.

Pour le buton B2-24, la courbe d'effort en fonction du déplacement n'est pas tout à fait comprise. La raideur est conforme à la valeur théorique au début ce qui semble indiquer qu'aucun jeu d'assemblage n'existe pour cet appui. Finalement, on prendra la raideur théorique dans les calculs, même si on est conscient que l'effort dans ce lit ne sera pas extrêmement représentatif.

Pour les modélisations, des raideurs égales aux valeurs théoriques seront prises pour tous les butons sauf le buton B1-11.

Le Tableau II-17 présente un récapitulatif de la séparation des efforts thermiques et ceux dus à la poussée des terres de tous les butons instrumentés de CLE.

Tableau II-17 Récapitulatif de la séparation des efforts thermiques et dues à la poussée des terres

Nom du buton	M	M	T _i	N _{sol,T2}	N _{sol,T3}	N _{sol,FdF}	N _{sol,dépose B3}
	kN/K	%	°C	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m
But1-11	30	30	18	120	240	210	140
But1-09	30	30	25	280	500	430	300
But1-06	26	40	28	120	160	150	130
But2-15	47	40	8	-	1150	1350	1400
But2-16	115	45	10	-	750	990	1110
But2-09	71	40	10	-	680	1070	1140
But2-24	96	50	10	-	500	770	-
But2-06	90	35	13	-	775	870	890
But3-15	43	45	10	-	-	1200	-
But3-09	57	50	5	-	-	870	-
But3-23	41	60	5	-	-	750	-
But3-06	65	45	-5,5	-	-	370	-

Les efforts des butons orientés sont donnés dans la direction perpendiculaire à la paroi moulée. Le degré d'autocontrainte moyen est de 33% pour le premier lit, 42% pour le second lit et 50 % pour le troisième lit. Cette distribution est l'inverse des résultats obtenus sur le chantier des Ardoines : à Créteil, le degré augmente avec la profondeur. Une discussion plus complète est présentée dans la Partie III.

3.3.9. Mesures de tassements derrière la paroi moulée

Les tassements derrière la paroi moulée ont été mesurés par deux types de dispositifs : des cibles topographiques installées sur la surface du terrain naturel et un Shape Accel Array enterré sous la surface, perpendiculaire à la paroi moulée.

3.3.9.1. Mesures de tassements par cibles topographiques

Les cibles topographiques sont posées autour de la fouille dans des endroits accessibles par le personnel et les engins du chantier. Ce contexte ne facilite pas des mesures fiables. Les cibles ont été nommées de la manière suivante : « P ; numéro du panneau ; - ; distance de la paroi à la cible en mètres ; m ». Les tassements (-), ou soulèvements (+), mesurés sont présentés sur la Figure II-75.

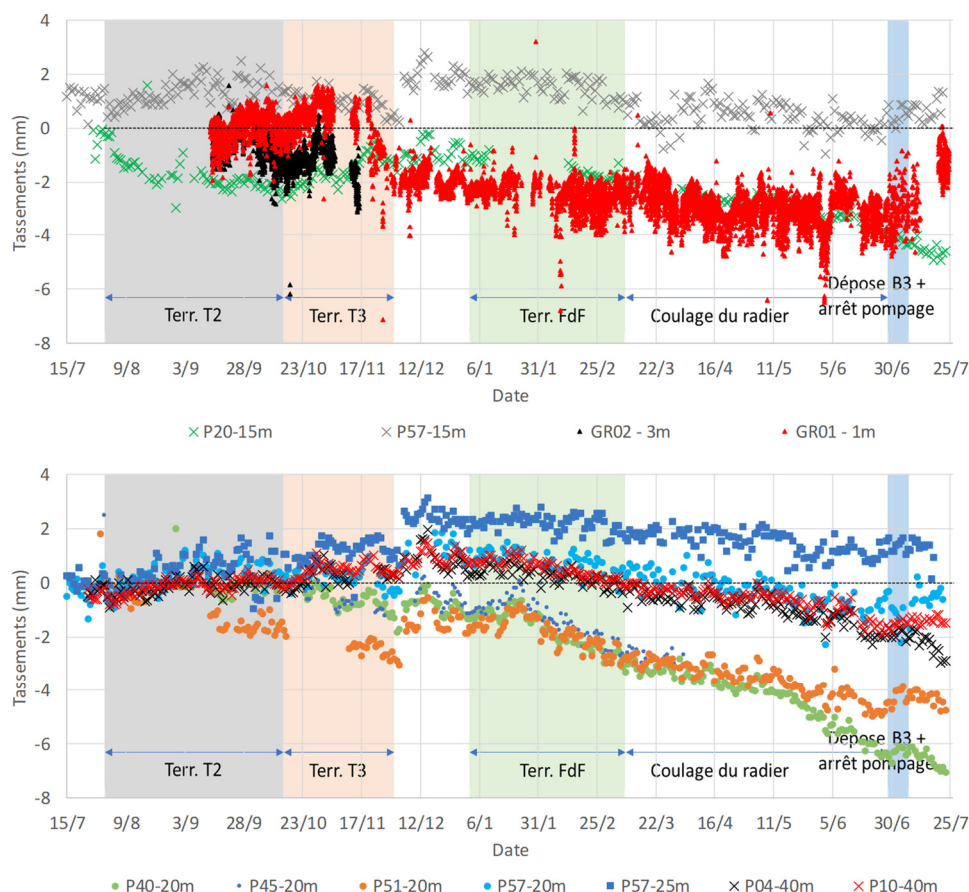


Figure II-75 : Résultats de tassements mesurés par cibles topographiques autour de la fouille

Les tassements mesurés sont faibles et oscillent autour de zéro entre +2 mm et -3 mm pendant les phases de terrassement. Certaines cibles ne montrent aucune variation significative pendant les terrassements (jusqu'à mi-mars 2019), puis des tassements assez linéaires en fonction du temps. Cela peut être donc dû aux variations de température entre l'hiver et l'été. Ces résultats, qui reflètent un contexte difficile (activité chantier/voirie, etc.), restent peu précis, mais les tassements derrière l'écran sont probablement assez faibles, inférieurs à 10 mm.

3. 3. 9. 2. Mesures de tassements par Shape Accel Array

Le principe de mesure par SAA est décrit dans §2.3.4. de la Partie I.

3. 3. 9. 2. 1 Installation sur Créteil L'Échat

L'installation du Shape Accel Array de 30 m de long à CLE a eu lieu, le 01/06/2018 soit environ six semaines avant le début des terrassements et environ deux mois avant la fin d'une très forte activité du chantier dans la zone du SAA. La Figure II-48 montre la position du SAA par rapport à la fouille et la Figure II-76 représente sur deux coupes le SAA avec des éléments liés à son installation.

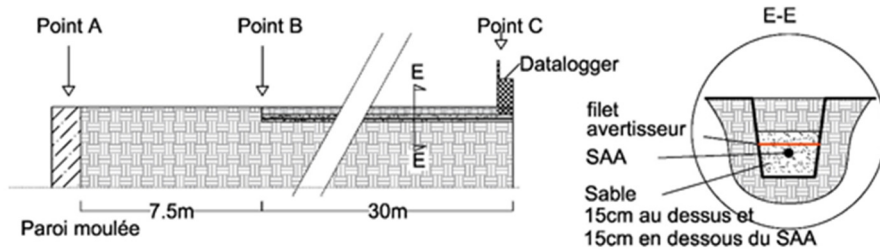


Figure II-76 Coupes schématiques de l'installation du SAA

Le point de mesure considéré fixe est celui éloigné de 37,5 m de la paroi moulée (point C).

3. 3. 9. 2. 2 Mesures faites par le SAA

Le SAA enregistre des mesures de manière automatique et en temps réel. La Figure II-77 présente quelques mesures de tassements faites avec le SAA entre juillet 2018 et mars 2019.

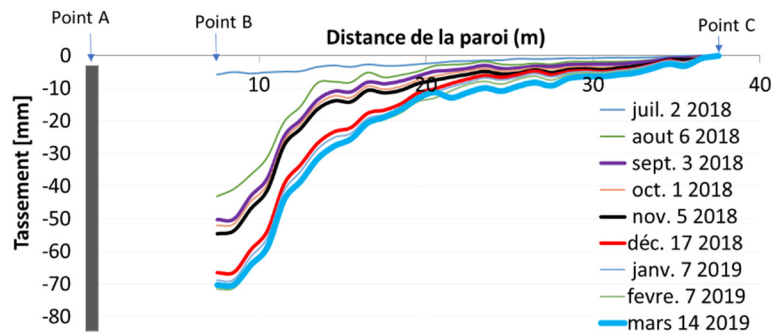


Figure II-77 Tassements totaux mesurés par le SAA

Les éléments principaux déduits des mesures sont les suivants :

- Les tassements mesurés pendant les premières semaines après l'installation du SAA, avant les premiers terrassements significatifs dans la fouille, dépassent 50 mm et sont majoritairement localisés sur les 15 m les plus proches de la paroi moulée ;
- Les tassements deviennent de plus en plus importants en valeur absolue et en étendue pendant le terrassement de la fouille, le tassement maximal passant de 50 mm à 70 mm environ ;
- Les tassements se stabilisent après l'arrivée au fond de fouille en valeur absolue et en étendue.

L'activité du chantier dans la zone entre les points A et B a fortement influencé les tassements mesurés avant le terrassement de la fouille (probablement aussi à cause du mauvais compactage du matériau dans la tranchée où on a installé le SAA, qui a été fait avec une chenille d'une mini pelle de 2 tonnes seulement). La Figure II-78 présente une photo prise lors de la phase de terrassement T1 à 34,40 NGF pour la pose du premier lit de butons.

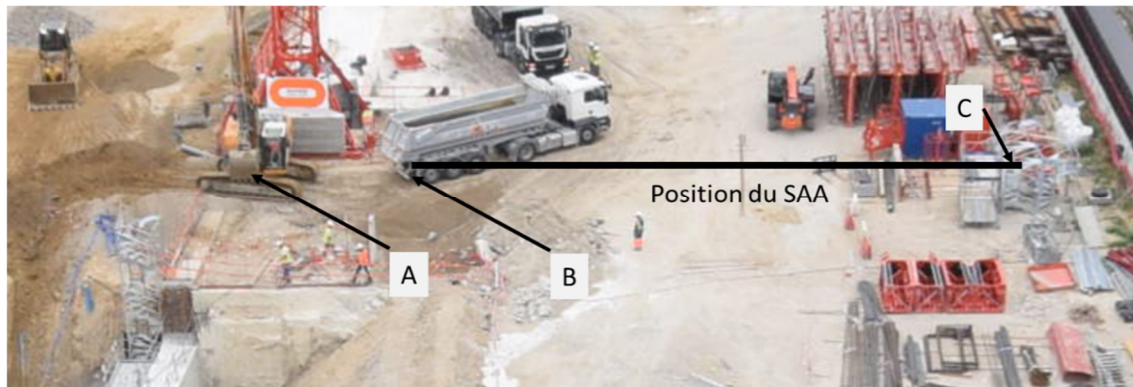


Figure II-78 Forte activité entre les points A et B (21/08/2018)

L'essai de pompage a été fait entre le 19/06/2018 et le 29/06/2018, mais il est impossible de séparer les tassements dus à l'activité de chantier (voirie, etc.) et ceux dus à l'essai de pompage (qui aurait pu provoquer un rapprochement des deux parois et un tassement derrière elles).

On a donc remis à zéro les déplacements à la date du 03/09/2018 (la Figure II-56 présente l'état de la fouille le lendemain) où le tassement mesuré depuis l'installation du SAA est de 50,3 mm au point B.

Par la suite, une analyse jour par jour et semaine par semaine a été faite pour vérifier si les activités du chantier n'ont pas eu un impact sur les tassements. Aucune aberration n'a été détectée, mais vu les forts tassements qui ont eu lieu pendant les premières semaines de l'installation du SAA, il est possible qu'une partie des tassements mesurés après le 03/09/2018 soit due à l'activité du chantier. Cependant, on ne peut pas séparer le tassement dû à l'activité du chantier de celui dû aux terrassements.

La Figure II-79 présente les courbes des tassements générés après le 03/09/2018.

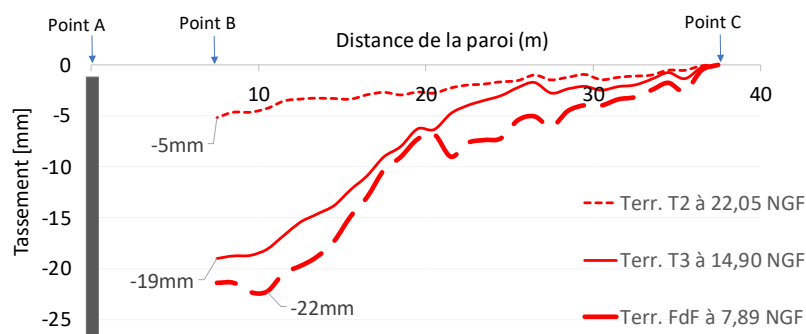


Figure II-79 Les courbes de tassements mesurés avec la mesure initiale considéré le 03/09/2018

Ces courbes sont les courbes brutes ; deux corrections sont nécessaires pour les exploiter.

3. 3. 9. 2. 3 Correction de la dérive

D'après (Swabrick et Clarke 2015) des problèmes de dérive (en anglais *drift*) peuvent apparaître sur des mesures avec le SAA sur des longues durées. La dérive, qui n'est pas un phénomène

propre au SAA, mais qui est discuté pour tous types de capteurs, provient non pas du capteur, mais du système d'acquisition lors de la conversion du signal du format analogique en signal numérique. Cette conversion est faite une fois par mesure pour tous les capteurs de la chaîne. Pour surmonter cette difficulté, une correction est appliquée via un logiciel fourni par le fabricant du SAA qui a été conçu à partir d'une base de données importante de conversions des signaux. Les détails exacts de cette correction ne sont pas connus et sont la propriété industrielle du fabricant. La Figure II-80 présente les courbes avant (en noir) et après (en rouge) la correction de la dérive. Le résultat semble se traduire par une rotation d'ensemble de la courbe de tassement.

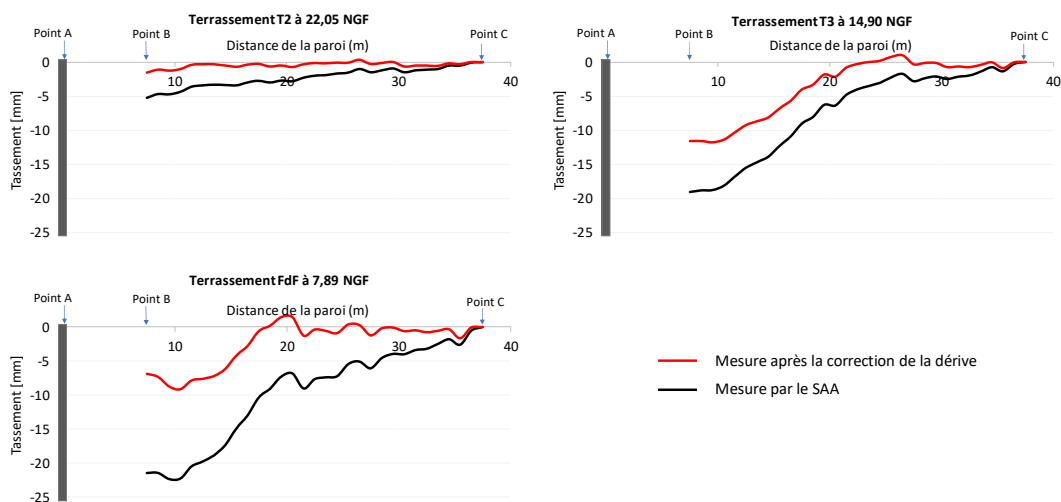


Figure II-80 Correction de la dérive appliquée aux mesures du SAA pour les phases de terrassement

La correction n'est pas négligeable : la différence entre les tassements maximaux dépasse 10 mm en valeur absolue. Sur les courbes avant correction, on voit une pente à une distance de 37,5 m de la paroi moulée et l'étendue de la zone qui présente des tassements significatifs est beaucoup plus grande. Les courbes corrigées semblent plus physiques, car il n'y a pas de pente à 37,5 m de la paroi pour les premiers terrassements.

3. 3. 9. 2. 4 Correction des chocs

La Figure II-81 présente l'interface du logiciel du fabricant du SAA qui permet de vérifier la cohérence des données et comprendre des erreurs de mesure. Un des éléments qui peuvent être vérifiés avec ce logiciel est la présence de chocs directs sur les capteurs. L'interface du logiciel montre les mesures dans les trois directions X, Y et Z (la mesure de tassement correspond à l'axe Z). On a en abscisse les dates des mesures (installation du SAA le 01/06/2018, repli le 10/06/2019), et en ordonnée le numéro du segment. Le segment 0 est éloigné de 37,5 m (Point C) de la paroi moulée. Les couleurs présentent les mesures de l'accélération.

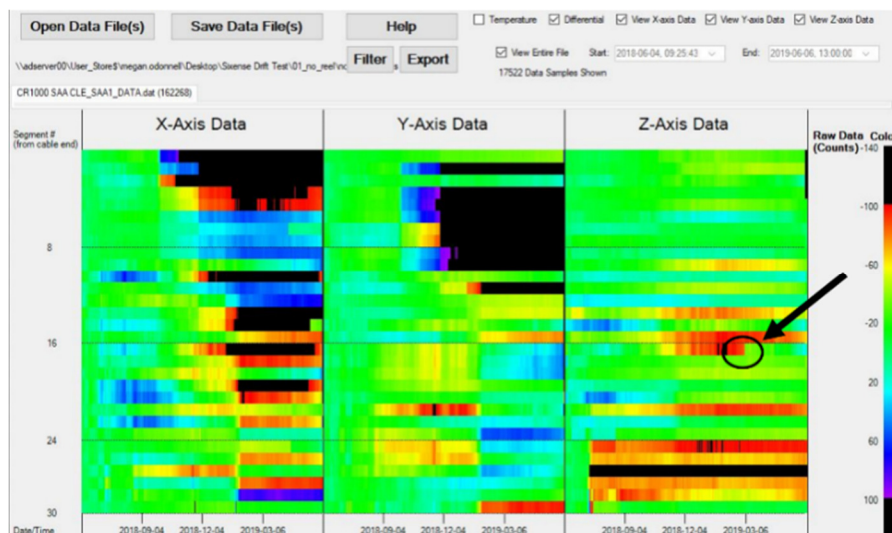


Figure II-81 SAA analyses des mesures et correction de choc

Sans entrer dans le détail, le 17^e capteur montre un manque de continuité des mesures qui est visible par un manque de continuité dans le dégradé de couleurs début mars qui correspond à un choc direct sur le capteur. La correction de ce choc, qui est peut-être dû à un incident de chantier, ou à des vibrations, est présentée sur la Figure II-82.

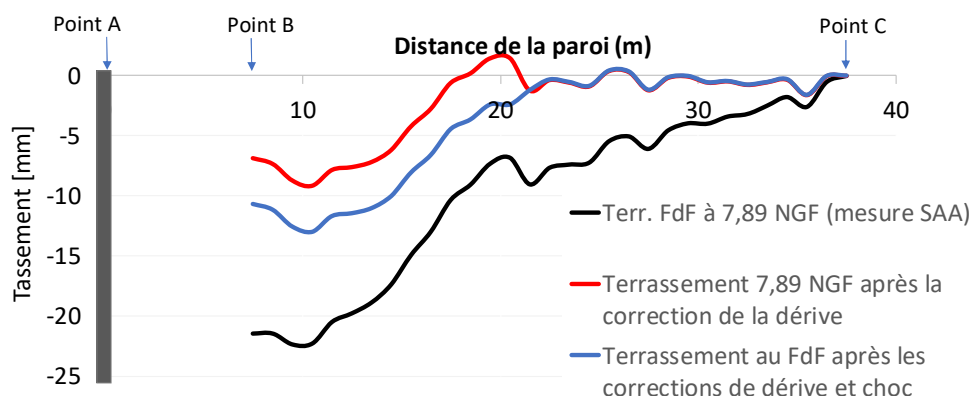


Figure II-82 Corrections du choc de mars 2019 pour la phase de terrassement au FdF

Le choc est une correction faite sur un seul capteur (le n° 17) et non pas sur toute la longueur du SAA comme c'est le cas de la correction de la dérive. Le résultat de la correction n'est donc pas une rotation, mais une translation entre les capteurs 17 et 30 (Point B).

3. 3. 9. 3. Conclusions sur les mesures de tassements

Le SAA a été enterré à 60 cm avec une prise de mesures automatique. Des photos prises de manière fréquente depuis l'immeuble avoisinant ont permis de suivre les travaux et de séparer les phases de terrassement, les périodes de forte activité d'engins ou la fin des travaux. Il est difficilement imaginable, sur un tel chantier, d'avoir de meilleures sources de données.

On pourrait utiliser un dispositif du type SAA pour mesurer le tassement dû à la construction de la paroi moulée, mais il faudrait pouvoir s'assurer qu'aucun engin ne roule au-dessus

du SAA enterré. Cela permettrait de comparer les tassements lors de la réalisation d'un panneau de paroi moulée aux résultats décrits dans (Gaba, et al. 2017).

De très forts tassements de surface ont été mesurés pendant les premières semaines après l'installation du SAA avant les terrassements, ce qui prouve qu'il faut suivre l'activité du chantier pour comprendre et interpréter les mesures. Dans la littérature, certaines études de cas ne mentionnent pas l'influence de l'activité de chantier, ce qui peut laisser supposer que les mesures n'ont pas été vérifiées, ni corrigées par rapport à ce facteur important.

La Figure II-83 présente les mesures pour les phases de terrassement après les corrections.

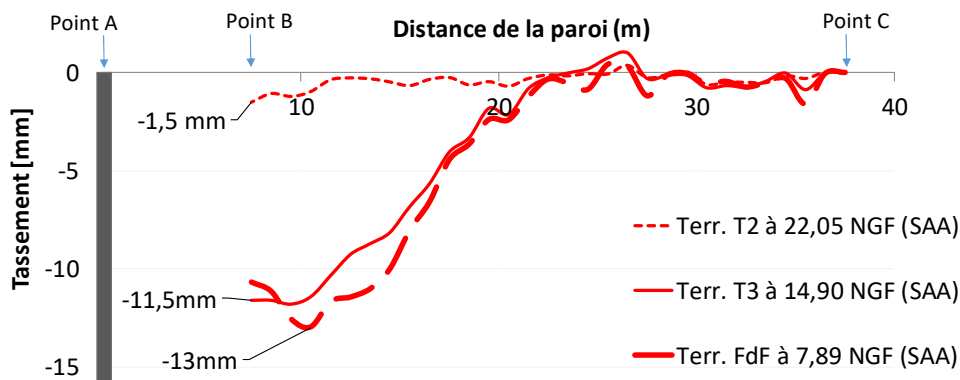


Figure II-83 Mesures faites par le SAA pour les trois phases de terrassement après les corrections

3. 4. Calculs

Pour les calculs, on considère les mêmes hypothèses d'entrée que celles pour les Ardoines décrites dans §2.4.2.

Deux sections ont été analysées. La première section est la section S60 qui correspond aux inclinomètres des panneaux P60 et P40 et suit le phasage de la Boîte en taupe. La seconde section analysée est la section S10 qui correspond aux inclinomètres des panneaux P10 et P45 et suit le phasage de la Boîte Centrale. L'essai de pompage a eu lieu avant les mesures initiales, mais il constitue une donnée importante du phasage et est pris en compte de la même manière pour les deux sections. Puisque les deux sections sont dissymétriques, on modélise les deux parois avec la MEF (loi HSM) et on fait un calcul bi-paroi pour MISSK.

3.4.1. Données géotechniques d'entrée

Les données géotechniques sont présentées dans le Tableau II-18. Pour chaque couche et chaque paramètre, on donne une borne inférieure (BI) et une borne supérieure (BS).

Tableau II-18 Données géotechniques d'entrée (BI – Borne inférieure, BS – Borne supérieure)

	γ_{sat} kN/m ³	E_M (MPa)	α (-)	ϕ' (°)	c' (kPa)	k_h (MN/m ³)	E_{50} (MPa)	Z (NGF)
R1 (BI)	17	9	0,5	32	5	6	36	36
R1 (BS)	17	14	0,5	35	10	12	58	36
R2 (BI)	17	4	0,5	32	5	2	16	32,5
R2 (BS)	17	8	0,5	35	10	6	33	32,5
Aa (BI)	18	15	0,33	35	0	22	92	28
Aa (BS)	18	25	0,33	41	15	44	154	28
SO (BI)	18	23	0,5	28	20	22	93	24,9
SO (BS)	18	40	0,5	32	30	47	162	24,9
SB (BI)	20	21	0,5	22	30	20	86	23,6
SB (BS)	20	29	0,5	35	25	30	116	23,6
MCa (BI)	20	52	0,5	34	15	66	210	20,1
MCa (BS)	20	81	0,5	36	40	117	322	20,1
MCS (BI)	19	127	0,5	34	15	214	507	12
MCS (BS)	19	277	0,5	36	40	609	1109	12
CG (BI)	21	334	0,5	40	100	781	1338	5
CG (BS)	21	577	0,5	40	100	1616	2307	5

Les calculs pour les deux sections avec la borne supérieure et inférieure des paramètres ont été comparés aux mesures en détail dans (Daktera, Bourgeois, et al. 2020). Finalement, on propose un jeu de paramètres géotechniques, entre les deux bornes, qui va faciliter l'analyse et l'établissement de conclusions. Le Tableau II-19 donne les paramètres géotechniques proposés. Ils ont été choisis pour caler les déplacements des deux sections de calcul de manière satisfaisante ; ce choix est discuté dans la suite de ce paragraphe.

Tableau II-19 Données géotechniques proposés pour CLE

	E_M (MPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)	k_h (MN/m ³)	E_{50} (MPa)
R1	14	35	5	12	58
R2	8	35	5	6	33
Aa	15	35	2	22	91
SO	40	32	30	47	162
SB	29	35	25	30	116
MCa	52	36	25	66	208
MCS	140	36	30	250	560
CG	577	40	100	1616	2307

3.4.2. L'essai de pompage

La mesure inclinométrique initiale sur site a été prise après l'essai de pompage, mais par souci de cohérence, on a modélisé l'essai de pompage avec les deux modèles.

Pour les éléments finis, l'installation de l'écran n'est pas modélisée en détail (procédure « wished in place », comme pour les autres chantiers analysés dans ce mémoire, sans modéliser l'ouverture du panneau sous boue, etc.). Après l'installation des parois moulées, pour les deux méthodes de calcul, le niveau intérieur de la nappe est rabattu à 7,5 NGF (courbes en pointillé sur la Figure II-84). Ensuite, les pompes sont arrêtées et le niveau de la nappe intérieure mesuré par des piézomètres remonte jusqu'à 25,50 NGF (courbes continues). Pour les deux méthodes de calcul, aucun calcul d'écoulement n'a été fait.

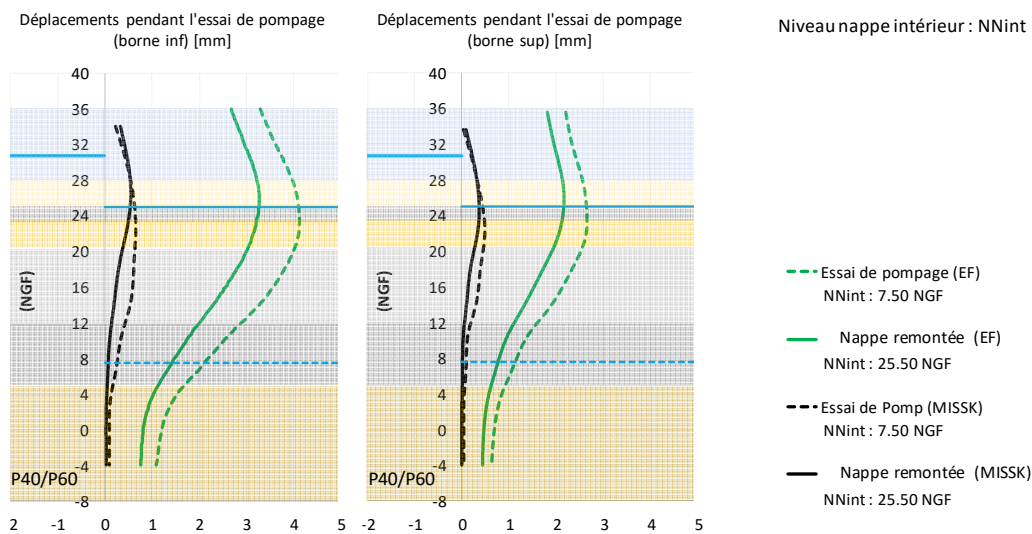


Figure II-84. Résultats des calculs EF et MISSK de l'essai de pompage

L'expérience du chantier des Ardoines permet de prévoir que les déplacements calculés avec MISSK sont plus faibles qu'avec MEF : ils ne dépassent pas 1 mm. Pour avoir des déplacements importants avec MISSK, la hauteur d'interaction considérée dans la définition de k_h doit être plus importante pour prendre en compte le fait que c'est quasiment toute la hauteur de l'écran qui est concernée par le chargement. La remontée du niveau de la nappe à 25,50 NGF (qui est le niveau atteint après l'essai de pompage à l'intérieur de la fouille) n'a quasiment aucun effet sur l'écran.

Pour MEF, les déplacements sont beaucoup plus grands (jusqu'à 4 mm) et on voit une différence d'environ 1 mm entre les bornes supérieure et inférieure des paramètres géotechniques. Lorsque le niveau de la nappe remonte à 25,50 NGF, les déplacements diminuent d'environ 1 mm. Les déplacements restants sont dus à des déformations plastiques du sol et constituent environ 75% des déplacements. L'état atteint après la remontée de la nappe est considéré comme état initial pour les calculs des phases suivantes avec la MEF et MISSK.

3.4.3. Section S60 - panneaux P60/P40

Le phasage défini est décrit dans le Tableau II-20.

Tableau II-20 Phasage de Créteil L'Échat considéré pour la section S60

Numéro de phase	Phase	Niveau de nappe dans la fouille (NGF)	Niveau dans la fouille (NGF)	Terrassement (m)
1	Réalisation des parois moulées	30,70	36,00	0,0
2	Réalisation de l'essai de pompage	7,50	36,00	0,0
3	Arrêt du pompage	25,50	36,00	0,0
4	Terrassement T1 à 30,40 NGF avec talus derrière P60	25,50	30,40	5,6
5	Coulage de la dalle de couverture : activation des appuis et du moment fléchissant du poids propre	25,50	30,40	5,6
6	Pompage	7,50	36,00	0,0
7	Terrassement à 22,05 NGF avec une risberme contre la paroi gauche (9 m de largeur en tête et 15 m en pied)	7,50	30,40 - 22,05	5,6-14
8	Terrassement T2 à la cote 22,05 NGF	7,50	22,05	14
9	Pose de B2 à 22,65 NGF	7,50	22,05	14
10	Terrassement T3 à la cote 14,90 NGF	7,50	14,90	21,1
11	Pose de B3 à 15,50 NGF	7,50	14,90	21,1
12	Terrassement FdF jusqu'au fond de fouille	7,50	7,89	28,1
13	Coulage du radier	7,50	7,89	28,1
14	Dépose de B3 et arrêt du pompage	7,89	7,89	28,1

Les géométries du talus derrière le panneau P60 et de la risberme devant le panneau P40 sont présentées sur la Figure II-85.

Aucune surcharge derrière la paroi moulée n'a été appliquée dans le calcul. Les raideurs des appuis sont les suivantes :

- La raideur de la dalle de couverture, constituée de béton et de polystyrène sur une hauteur totale de 3,2 m, a été définie avec un modèle aux éléments finis auxiliaire prenant en compte sa géométrie en deux dimensions et vaut 2160 MN/m/m. L'axe de la dalle est situé à 32,10 NGF : dans les calculs, elle est définie comme deux niveaux d'appuis à 30,90 NGF et à 33,30 NGF. La raideur élastique de chaque de ces deux appuis est de 50% soit 1080 MN/m/m en compression et 10% de cette valeur en traction soit 108 MN/m/m (avec l'hypothèse que seuls les aciers reprennent la traction) ;

- La raideur élastique théorique du 2e lit (buton B2-24 à l'endroit de la coupe analysée) est de 250 MN/m/m (Tableau II-16). L'axe de ce lit est à 22,65 NGF ;

- La raideur élastique théorique du 3e lit (buton B3-23 à l'endroit de la coupe analysée) est de 140 MN/m/m (Tableau II-16). L'axe de ce lit est à 15,50 NGF ;

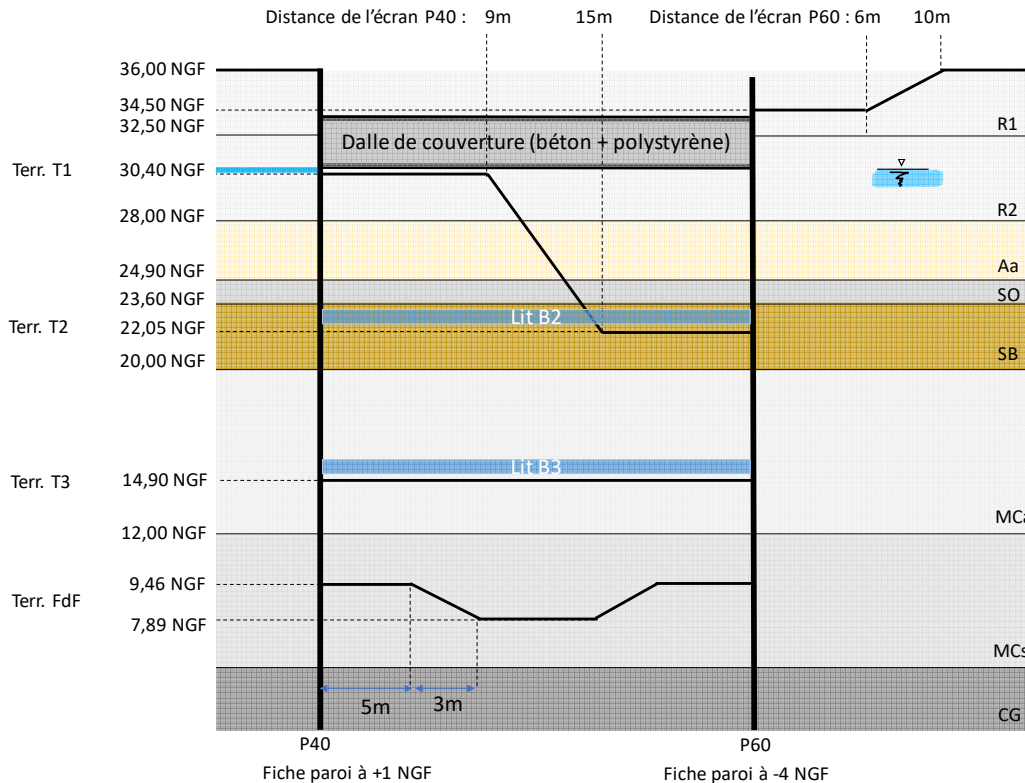


Figure II-85. Géométrie du talus derrière le P60 et de la risberme contre le P40 lors des terrassements

Pour le buton B2-24, la raideur à prendre dans les modélisations n'est pas évidente, car les systèmes de mesure ne concordent pas : néanmoins, on a pris en compte 100% de la raideur théorique. Pour le troisième lit de butons, conformément à la Figure II-72 et à la Figure II-74, 100% de la raideur théorique est prise en compte dans les calculs.

Le moment dû à l'encastrement de la dalle de couverture dans la paroi moulée doit être pris en compte pour modéliser le comportement de la partie supérieure de l'écran. En considérant un encastrement parfait et un poids propre de $q_{DAC} = 45,8 \text{ kN/m}$, le moment à prendre en compte est de $M_{DAC} = \frac{q_{DAC} \cdot l^2}{12} = 1980 \text{ kNm/m}$. On pourrait s'orienter vers un calcul (avec MEF ou MISSK) plus précis qui définirait plus exactement la raideur en rotation du nœud entre la paroi et la dalle de couverture en appliquant une poutre avec les caractéristiques géométriques et mécanique de la dalle. Cependant, la définition exacte au kN.m près de la raideur en rotation n'est pas l'objet de l'étude et on s'est contenté de garder la valeur calculée de M_{DAC} ci-dessus.

Dans les deux modèles MEF et MISSK, le phasage est exactement celui du Tableau II-20. Tous les déplacements sont calculés par rapport à la situation atteinte après l'essai de pompage et la remontée de la nappe.

La phase 14 du Tableau II-20 consiste à faire deux choses : d'un côté à arrêter le dispositif de pompage et d'un autre à déposer le dernier lit de butons. L'arrêt du dispositif de pompage va causer une augmentation du niveau de la nappe à l'intérieur de la fouille jusqu'au niveau de la nappe à l'extérieur (soit 30,70 NGF). Cependant, le radier voûté coulé dans la phase précédente est étanche : l'eau ne pourra passer par-dessus le radier et va exercer une pression verticale sur le radier voûte. Puisque le radier est en forme de voûte (et non pas plat) la réaction du radier sur les parois moulées sera une force inclinée qui va dépendre de la raideur du sol derrière le radier, du rayon de la voûte, sa géométrie, etc. Dans les calculs présentés dans cette recherche, faute de temps, la résultante horizontale de cet effort est considérée nulle pour cette dernière phase.

3. 4. 3. 1. Analyse des calculs de la section P60/P40

3. 4. 3. 1. 1 Déplacements lors des phases de terrassement

La Figure II-86 présente les déplacements inclinométriques mesurés et calculés des modélisations MEF et MISSK pour les trois phases de terrassement principales et la dépose du troisième lit de butons.

La Figure II-87 illustre l'incrément entre les deux phases de terrassement T3 et FdF.

À partir de la Figure II-86 et de la Figure II-87, plusieurs conclusions peuvent être tirées :

- **Terrassement T2 à 22,05 NGF** : Le comportement des écrans n'est pas très bien modélisé par les deux méthodes : à gauche, la courbure est mal reproduite ; à droite, les déplacements calculés dépassent les valeurs mesurées. La définition de la valeur du moment dû au poids propre de la dalle de couverture est sans doute en cause. Les calculs montrent l'influence du moment appliqué par la dalle sur la courbure des parois.
- **Terrassement T3 à 14,90 NGF** : Les deux méthodes prévoient les déplacements horizontaux des deux parois de manière quasi-parfaite.
- **Terrassement au FdF à 7,89 NGF et dépose de B3** : la Figure II-86 montre que les deux méthodes de calcul donnent des courbes similaires : les différences entre les méthodes ne sont pas significatives. Cependant, les calculs s'écartent des mesures inclinométriques (P60 et P40). L'encastrement de la dalle de couverture sur la paroi moulée peut être en cause. Si l'encastrement n'est pas parfait (comme supposé avec la valeur de $M_{DdC} = 1980 \text{ kNm/m}$) les courbes calculées pour cette phase de terrassement auraient tendance à se rapprocher des mesures. Toutefois, les calculs s'écarteraient des mesures pour le terrassement T2.

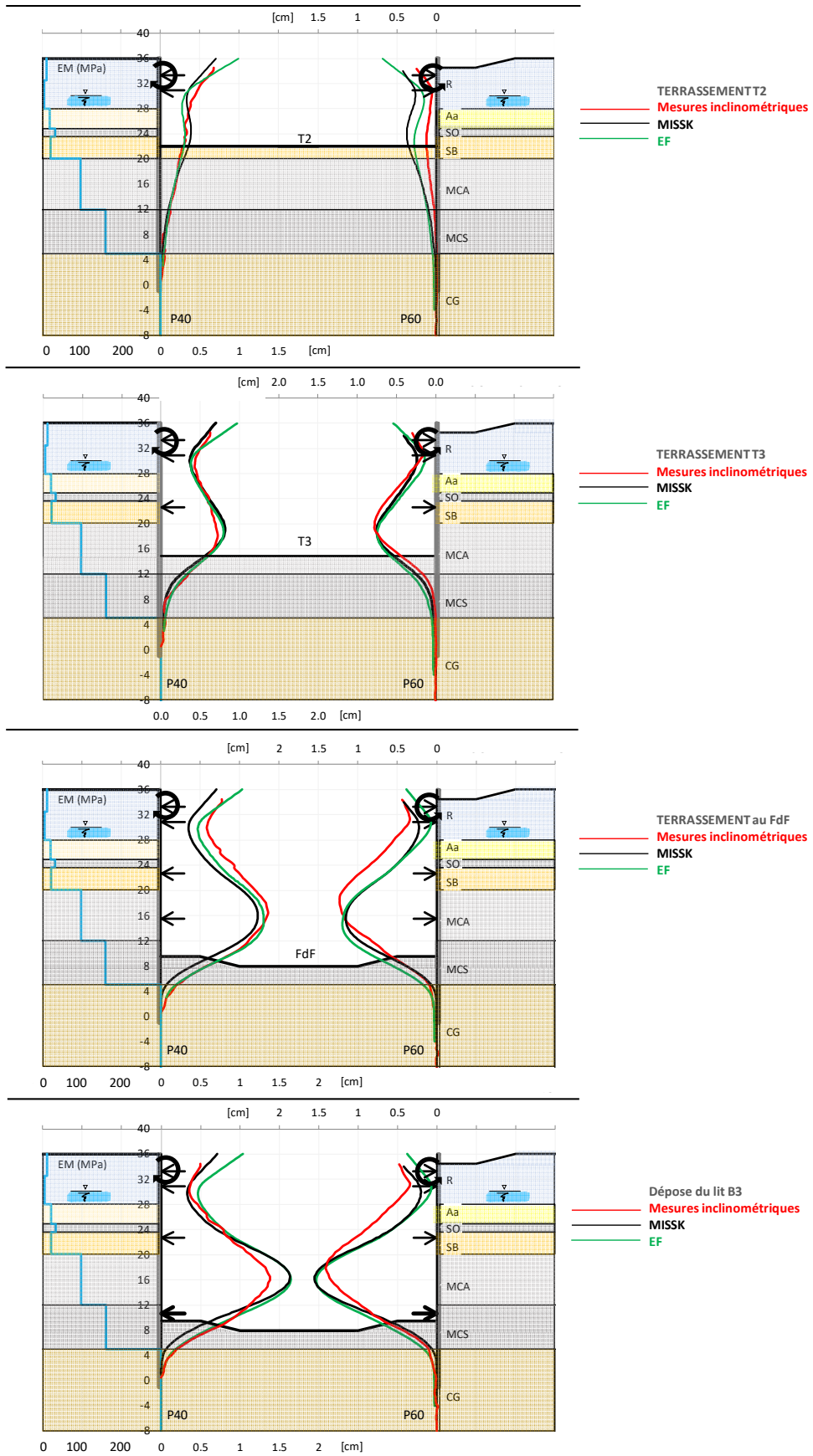


Figure II-86. Déplacements horizontaux des phases de terrassement de la Section S60

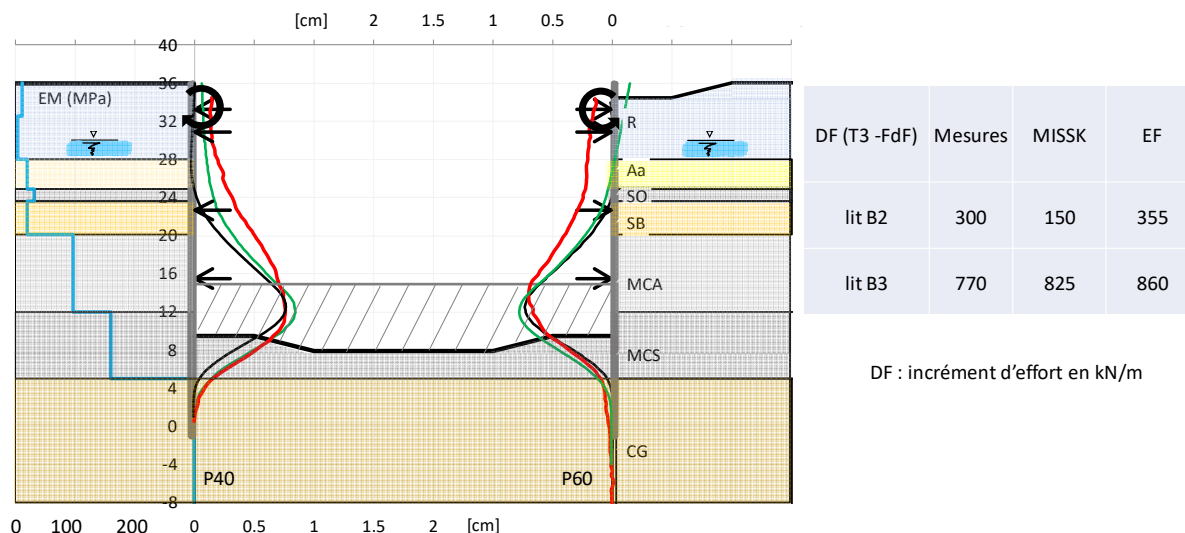


Figure II-87. Incréments de déplacements horizontaux entre les terrassements T3 et au FdF pour la section S60

Les deux méthodes, avec les mêmes paramètres d'entrée et les formules (6) pour définir le coefficient de réaction pour MISSK et (9) pour les modules à prendre en compte pour MEF (loi HSM) se montrent satisfaisantes en termes de déplacements horizontaux pour les deux parois.

La différence entre les calculs et les mesures est peut-être liée à la raideur prise en compte dans les modélisations pour le 2^e lit de butons. On a pris la raideur théorique, bien que les déplacements inclinométriques ne confirment pas tout à fait les mesures du raccourcissement élastique par corde vibrante. La Figure II-87 illustre l'incrément des déplacements mesurés et calculés entre les terrassements T3 et au fond de fouille. Au niveau du 2^e lit, les courbes inclinométriques montrent des déplacements d'environ 3 mm de chaque côté, alors que les mesures sur les butons montrent une déformation environ deux fois plus faible (3 mm au total qu'on voit sur la Figure II-73). Il y a donc un problème de raideur de l'appui qui n'est pas pris en compte dans l'analyse. Il est difficile de prendre en compte ce phénomène : il ne semble pas y avoir de problème d'assemblage des éléments métalliques puisque les déformations mesurées par corde vibrante sont cohérentes avec les déplacements des parois lors de la phase de terrassement T3 (voir §3. 3. 7. 3.).

3. 4. 3. 1. 2 Les efforts dans les appuis

La Figure II-88 compare les efforts mesurés et calculés dans les appuis. Deux des trois extensomètres du B2-24 ont été arrachés lors de la dépose du 3^e lit de butons. Mais les quatre autres butons instrumentés de ce lit montrent une augmentation d'effort maximale de 200 kN/m pour cette phase : on peut donc supposer que l'effort dans B2-24 passe de 800 kN/m à 1000 kN/m. Pour le lit B2, les calculs sont en bon accord avec les mesures. Toutefois, vu le manque de cohérence entre la mesure inclinométrique et celle de déformation sur buton, le fait que les deux méthodes estiment bien l'effort n'est pas vraiment un succès, car il est probable

qu'on ne prend pas en compte un phénomène qui a eu lieu (un problème de mesure par exemple) ;

Pour le lit B3, les deux méthodes estiment bien l'effort.

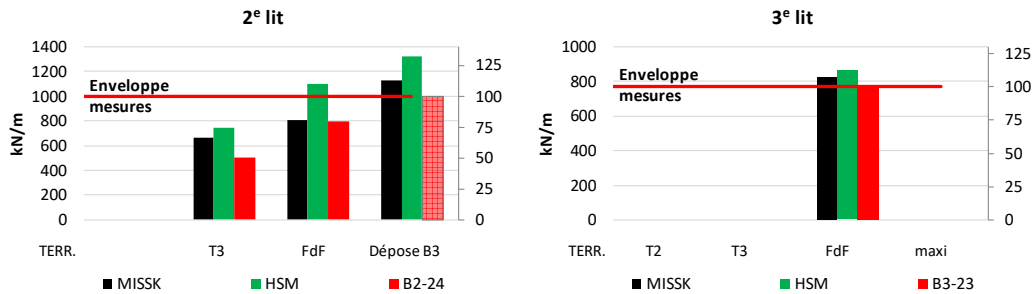


Figure II-88. Efforts dans butons de la section S60

3. 4. 3. 1. 3 Calculs avec le modèle ELMC (élasticité linéaire et critère de Mohr-Coulomb)

Pour vérifier le facteur $K_{ELMC} = 4$ présenté dans l'équation (8), un calcul avec la loi de comportement ELMC a été fait et est présenté en Annexe 2. Les déplacements ainsi que les efforts dans les appuis sont très proches des calculs avec la loi HSM (avec l'équation (9)) et MISSK (équation (6)). Cependant, il faut noter que la loi HSM est réputée donner de meilleurs résultats pour les tassements derrière l'écran que la loi ELMC.

3.4.4. Section S10 - panneaux P10/P45

Pour cette section de calcul, les données d'entrée sont les mêmes que pour la section S60 pour les paramètres K_0 , k_h , E_{50} , E_{ur} , δ et R_{inter} et pour l'hypothèse sur l'essai de pompage. Les différences concernent le phasage, les raideurs des appuis et les surcharges.

Le phasage de la section S10 est décrit dans le Tableau II-21.

Les surcharges et la risberme considérées sont présentées sur la Figure II-89.

On a pris en compte :

- une surcharge de 4 kPa sur une largeur de 4 m éloignée de 10 m du côté du panneau P45 ; elle représente la zone de stockage (Figure II-56)
- une surcharge uniforme de 5 kPa qui représente les engins de terrassement et de chantier qui passent sur la voirie du côté de l'inclinomètre P10
- une surcharge qui représente le talus de stockage des terres, derrière le panneau P10 sur une bande de 13 m de largeur, éloignée de 4 m (Figure II-57 et Figure II-58). Cette surcharge est prise égale à 40 kPa pour la phase de terrassement T3 et à 20 kPa pour le terrassement au FdF.

Tableau II-21 Phasage de Créteil L'Échat considéré pour la section S10

Numéro de phase	Phase	Niveau de nappe à l'intérieur (NGF)	Niveau dans la fouille (NGF)	Terrassement (m)
1	Réalisation des parois moulées	30,70	36,00	0,0
2	Réalisation de l'essai de pompage	7,50	36,00	0,0
3	Arrêt du pompage	30,70	36,00	0,0
4	Terrassement T1 à la cote 34,30 NGF	25,5	34,30	1,7
5	Pose de B1 à la cote 34,90 NGF	25,5	34,30	1,7
6	Pompage	7,5	34,30	1,7
7	Terrassement à la cote 22,05 NGF avec une risberme contre a paroi de gauche (P10) de 13 m de largeur en pied	7,5	36 - 25	0-9
8	Terrassement T2 à la cote 22,05 NGF	7,50	22,05	14
9	Pose de B2 à 22,65 NGF	7,50	22,05	14
10	Terrassement T3 à la cote 14,90 NGF	7,50	14,90	21,1
11	Pose du lit de butons B3 à 15,50 NGF	7,50	14,90	21,1
12	Terrassement au fond de fouille (FdF)	7,50	7,89	28,1
13	Coulage du radier	7,50	7,89	28,1
14	Dépose du lit 3 et arrêt du pompage	7,89	7,89	28,1

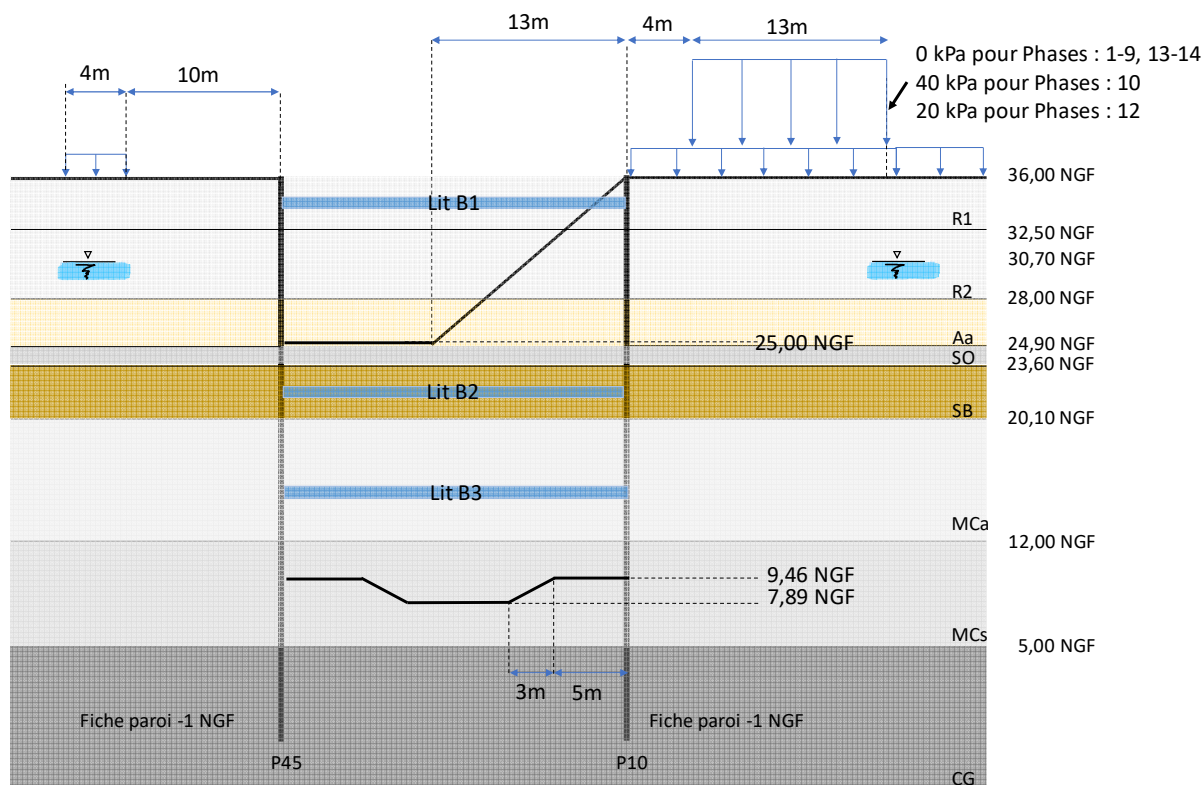


Figure II-89. Géométrie des risbermes lors des terrassements et des surcharges derrière le P10

Les raideurs théoriques des appuis sont les suivantes :

- La raideur élastique théorique du 1^{er} lit, soit du buton B1-11 à l'endroit de la coupe analysée, est de 74 MN/m/m (Tableau II-16). L'axe de ce lit est à 34,90 NGF ;
- La raideur élastique théorique du 2^e lit, soit du buton B2-15 à l'endroit de la coupe analysée, est de 250 MN/m/m (Tableau II-16). L'axe de ce lit est à 22,65 NGF ;
- La raideur élastique théorique du 3^e lit, soit du buton B3-15 à l'endroit de la coupe analysée, est de 190 MN/m/m (Tableau II-16). L'axe de ce lit est à 15,50 NGF ;

On prend en compte pour le 1^{er} lit une raideur recalée (Figure II-70). Les raideurs du 2^e et 3^e lits sont prises égales aux raideurs théoriques.

Comme dans le cas de Section S60, pour la dernière phase (phase 14) la résultante horizontale de l'effort dû à la sous pression de la nappe sur le radier voûte est considérée comme nulle.

3. 4. 4. 1. Analyse des calculs de la section S10

L'hypothèse concernant l'essai de pompage est la même que pour la section S60.

3. 4. 4. 1. 1 Les phases de terrassement

La Figure II-90 illustre les déplacements horizontaux calculés par MEF et MISSK avec les paramètres recalés du Tableau II-19, comparés aux mesures inclinométriques, pour les trois phases de terrassement principales et la dépose de B3.

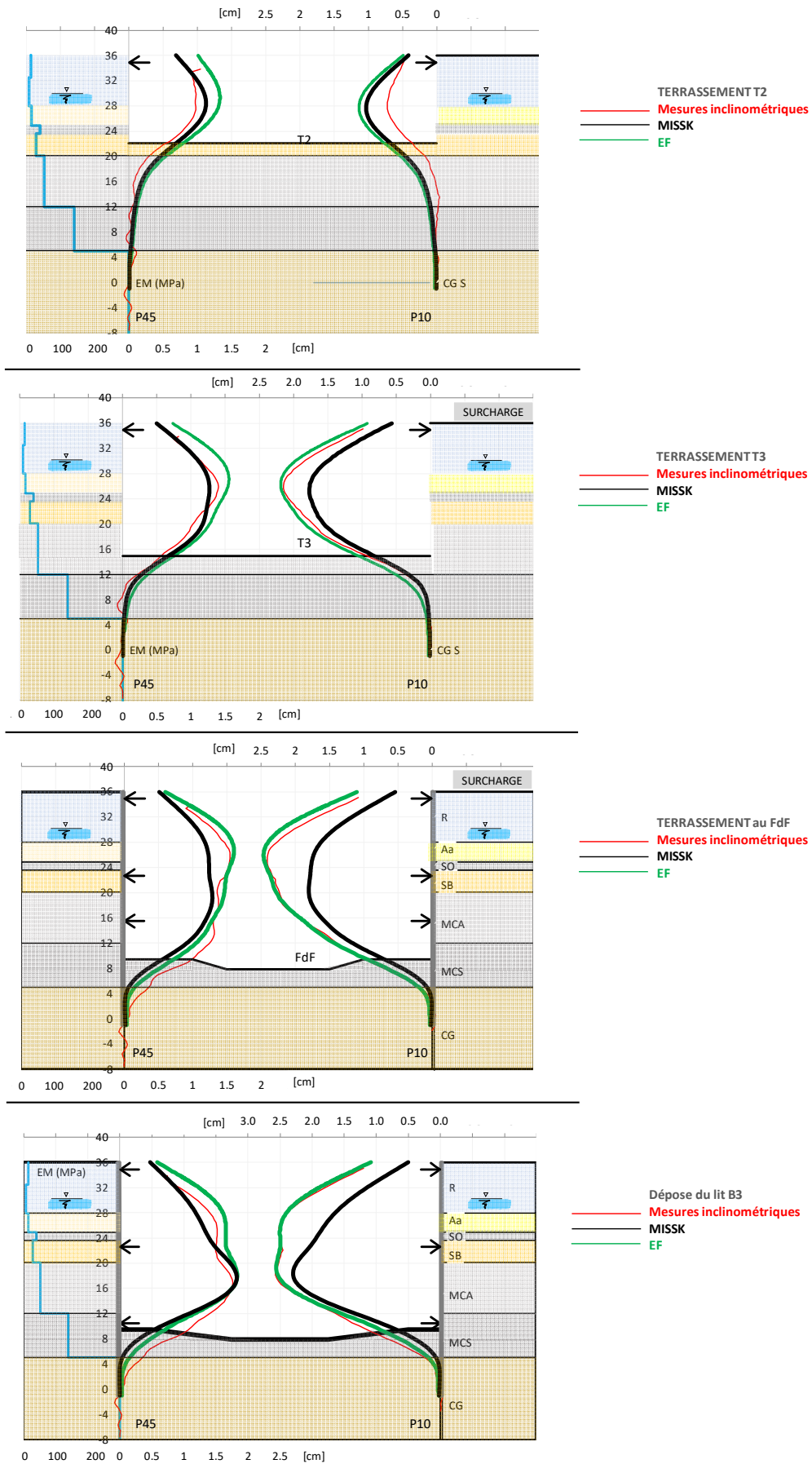


Figure II-90. Déplacements horizontaux des phases de terrassement de la Section S10

Le système des deux parois est fortement dissymétrique, contrairement au cas de la section S60. La dissymétrie vient surtout de la surcharge derrière le P10, même si une partie provient des terrassements avec des risbermes. Avec les paramètres géotechniques recalés pour la section S60, le calcul MEF (loi HSM) permet de retrouver les courbes mesurées pour les terrassements T3 et au fond de fouille ainsi que pour la dépose du lit B3. Les déplacements calculés pour le terrassement T2 ne sont satisfaisants avec aucune des deux méthodes. Il est difficile de savoir si c'est dû à une erreur dans les mesures inclinométriques, aux paramètres géotechniques pris en compte ou à la modélisation des surcharges.

La partie inférieure (en butée) a été correctement modélisée pour les deux écrans aussi bien par MISSK que MEF. Cependant, la partie supérieure des deux écrans est clairement moins bien modélisée par MISSK que par MEF, en particulier pour la paroi de droite.

Ce comportement est assez étonnant, car la littérature (qui traite plutôt des comparaisons entre modélisations et pas des comparaisons entre modèles et essais in situ) indique, pour la méthode MISSK, des difficultés à calculer correctement les efforts dans les appuis (surtout non-précontraints) et des résultats plutôt satisfaisants pour le calcul des déplacements horizontaux. Une proposition d'explication de ce phénomène est présentée dans le paragraphe §3. 4. 4. 1. 6 ci-dessous.

3. 4. 4. 1. 2 Les incréments de déplacement

La Figure II-91 illustre les incréments de déplacement entre les terrassements T2 et T3 et entre T3 et le fond de fouille. Les déplacements calculés entre T2 et T3 ne correspondent parfaitement aux mesures avec aucune des deux méthodes de calcul. Si l'on laisse de côté la possibilité d'un problème de mesures inclinométriques, il est difficile d'expliquer cette différence, alors que, pour les autres phases, le comportement est bien modélisé, surtout par MEF. Il est important de souligner que la surcharge est appliquée justement entre les terrassements T2 et T3. Toutefois, la modélisation de la surcharge considérée dans le calcul (40 kPa sur 13 m de longueur, éloignée de 4 m de la paroi) est déjà importante et une valeur plus importante (par exemple 60 ou 80 kPa) ne serait pas justifiée, et dégraderait les résultats pour les phases suivantes où les courbes calculées sont très proches des mesures. On peut aussi considérer que le comportement de la partie inférieure des écrans est fortement influencé par la cohésion effective dans les Marnes et Caillasses Saines qui n'est pas connue avec précision.

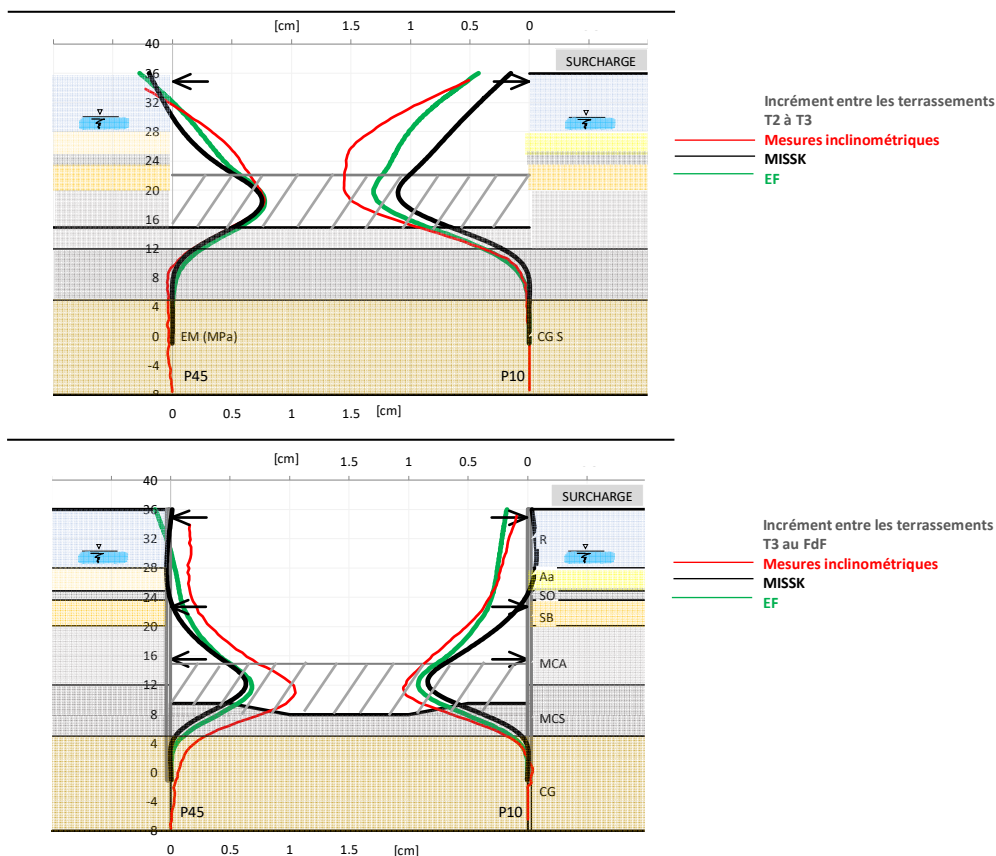


Figure II-91. Incréments de déplacement horizontaux des phases de terrassement de la Section S10

3. 4. 4. 1. 3 Les efforts dans les appuis

La Figure II-92 récapitule les efforts dans les appuis des modélisations comparés aux mesures. La valeur enveloppe est la valeur maximale mesurée pour les butons B1-11 et B3-15 et la moyenne des valeurs maximales des B2-15 et B2-16.

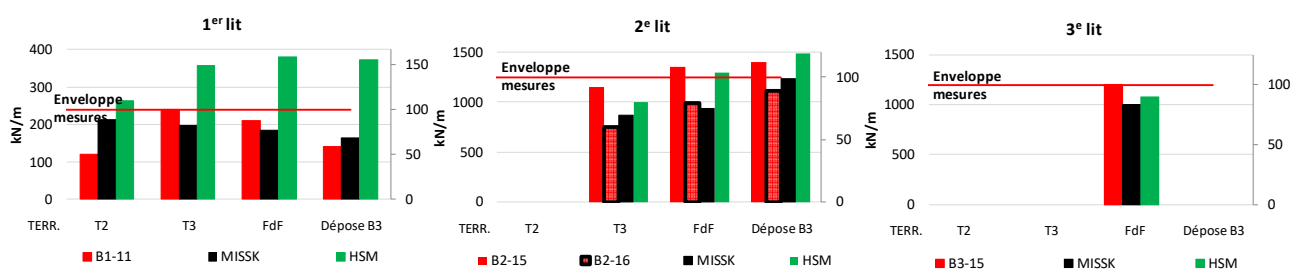


Figure II-92. Efforts dans butons de la Section S10

Pour le 1^{er} lit de butons, MISSK sous-estime l'effort d'environ 20% alors que MEF surestime l'effort d'environ 50%. Toutefois, MISSK ne reproduit pas l'augmentation d'effort entre les terrassements T2 à T3 (plus de 100 kN/m mesuré soit 100 % de l'effort dû au terrassement T2). Comme le montre la Figure II-70, il est possible que la raideur de ce lit soit mal prise en compte. De ce fait, il est difficile de tirer des conclusions tranchées pour ce lit pour les deux méthodes.

Pour le 2^e lit de butons, les deux méthodes estiment de manière correcte l'enveloppe des efforts. Toutefois, MISSK sous-estime l'effort pour les phases de terrassement ; puis pour la phase de la dépose du lit B3, MISSK surestime l'incrément d'effort. Les deux butons B2-15 et B2-16 sont installés l'un à côté de l'autre ; il est donc pertinent de prendre une moyenne des deux pour comparer les efforts mesurés aux calculs.

Pour le 3^e lit de butons, les deux méthodes donnent des valeurs très proches, mais légèrement plus faibles que la mesure du bouton B3-15. L'effort dans ce lit est fortement influencé par la cohésion des Marnes et Caillasses qui est peut-être légèrement plus faible que pour la section S60 : on a vérifié que réduire la cohésion de 2 kPa suffit à obtenir de meilleurs résultats. Ces résultats pour le 3^e lit sont donc satisfaisants et on considère que les deux méthodes ont correctement défini l'effort dans ce lit.

3. 4. 4. 1. 4 Discussion sur la risberme lors du terrassement

Les risbermes lors des phases de terrassement rendent le système des deux parois dissymétrique (même sans surcharges). La risberme collée à la paroi de droite la retient, mais elle ne retient pas la paroi de gauche qui se déplace, ce qui fait augmenter l'effort dans l'appui au-dessus. Le système cherche à trouver un équilibre et l'effort peut même être assez significatif pour mobiliser la butée au niveau du bouton derrière la paroi droite et d'une raideur réduite (longueur plus grande que $L/2$) pour la paroi de gauche. Pour la section S10, le phasage avec la risberme permet de décaler les courbes d'environ 2 mm vers le panneau P45 : la risberme joue un rôle qu'il faut prendre en compte dans les calculs.

La réponse des deux modèles est très similaire, mais la risberme est traitée différemment dans les deux méthodes de calcul.

Les éléments finis traitent le système comme un massif et le logiciel fait un calcul d'ensemble. Dans ce contexte, la risberme a donc un effet sur le panneau P10 et sur le panneau P45.

En revanche, pour le calcul avec le coefficient de réaction, on peut choisir si la risberme influence seulement le panneau P10 ou les deux parois face à face. Sur la hauteur de la risberme, le programme calcule les lignes de rupture donnant la plus petite butée. Ensuite, la géométrie de la risberme est substituée par des surcharges équivalentes de type Boussinesq pour retrouver une pression horizontale sur l'écran. Si on fait le choix que la risberme influence la pression seulement du côté du panneau P10, le seul élément qui reliera les deux parois est le bouton en tête des deux écrans.

3. 4. 4. 1. 5 Discussion sur la surcharge derrière l'écran P10

La surcharge derrière le panneau P10 est visible sur la Figure II-57 ou la Figure II-58. C'est un talus formé des déblais de la fouille qui a permis de meilleurs rendements des terrassiers. Un tel talus rend le système des deux parois fortement dissymétriques : sur la Figure II-90 où la paroi P10 présente un déplacement maximum d'environ 26 mm contre 17 mm pour la paroi de gauche (P45). Il faudrait donc prendre en compte la surcharge en amont

pendant la phase de conception de l'ouvrage : ça n'a pas été le cas pour Créteil L'Échat, où le talus, qui parfois faisait 3 m de hauteur juste derrière la paroi moulée, n'a pas été pris en compte dans le dimensionnement : la décision de stocker les déblais juste derrière la paroi moulée a été prise par les équipes du chantier, et l'information que les déblais sont stockés derrière la paroi moulée est parvenue au bureau d'étude avec l'arrivée des résultats des mesures : courbes inclinométriques P10, P45 et mesures d'effort dans les butons métalliques B1-11, B2-15, B2-16 et B3-15.

Pour modéliser la surcharge dans le calcul MEF, un chargement vertical a été appliqué dans la phase concernée au niveau du terrain naturel soit à 36 NGF. La pression sur l'écran est donc un résultat de calcul. Dans la méthode MISSK, pour modéliser la surcharge l'ingénieur a le choix de calculer les pressions résultantes sur l'écran suivant la théorie d'élasticité (bande de type Boussinesq) ou la théorie de plasticité (bande de type Graux (NF P 94-282 2009) Annexe D.3). Dans les deux cas, au moment de l'application de la bande de surcharge, les incréments de contraintes verticales au droit de l'écran sont calculés puis sont convertis en pression horizontale avec des coefficients qui sont compris entre le coefficient des terres au repos et le coefficient de poussée (en fonction d'où se situe le point sur la courbe de réaction). Dans certains logiciels au coefficient de réaction, il est possible de modéliser la géométrie d'un talus. Le logiciel va calculer les lignes de rupture en passant par un maillage de la géométrie du massif (Schmitt, Bazin, et al. 1994). Puisque la géométrie du talus était variable dans le temps, nous avons fait le choix de le modéliser par une surcharge et ne pas passer par un modèle prenant en compte sa géométrie (cela concerne MISSK et MEF).

La Figure II-93 représente le schéma d'application de la surcharge de type Graux dans MISSK et une comparaison des incréments de pression par la bande Boussinesq, Graux et le calcul MEF. Les déplacements calculés sont aussi présentés : il est difficile de décider laquelle des trois possibilités représente le mieux la réalité.

Pour limiter les différences d'influence de la surcharge pour les deux modélisations (même si elles sont faibles), deux recalages distincts peuvent être faits. Le premier consiste à avoir le même incrément de pression dans les deux méthodes. Le deuxième consiste à avoir le même incrément de déplacement de l'écran causé par l'application de la surcharge. Le premier recalage a été choisi ici. La solution basée sur la théorie de plasticité de type Graux (pour MISSK) a été appliquée et comparée à l'incrément de pression résultant dans les éléments finis. Les angles (20° et 60° pour la surcharge positive $\Delta\sigma_{h,SP}$ et négative $\Delta\sigma_{h,SN}$) ainsi que la valeur de la surcharge (50 kN/m) ont été recalés pour que les incréments de pression soient quasiment les mêmes que pour le calcul MEF (Figure II-93). Cette démarche conduit donc à majorer la valeur initiale de la surcharge (40 kN/m) d'un facteur 1,2.

La Norme (NF P 94-282 2009) propose (dans son amendement A1 de février 2015) une autre manière de modéliser des surcharges, qui consiste à appliquer une charge linéaire horizontale de forme trapézoïdale directement sur l'écran. La forme, la valeur et l'emplacement du trapèze

dépendent de la distance de la surcharge de l'écran ainsi que la largeur de la bande. Cette approche n'a pas été mise en œuvre, car il n'a pas été possible d'y obtenir un incrément de pression appliquée sur l'écran égal pour les deux méthodes.

La Figure II-93 montre que l'application de la surcharge a un effet non-négligeable sur l'écran P10. Cependant la Figure II-93c) montre que la surcharge à elle seule ne justifie pas la divergence entre les déplacements horizontaux calculés par MISSK et MEF mais elle y contribue pour environ 2 mm entre 16 et 30 NGF.

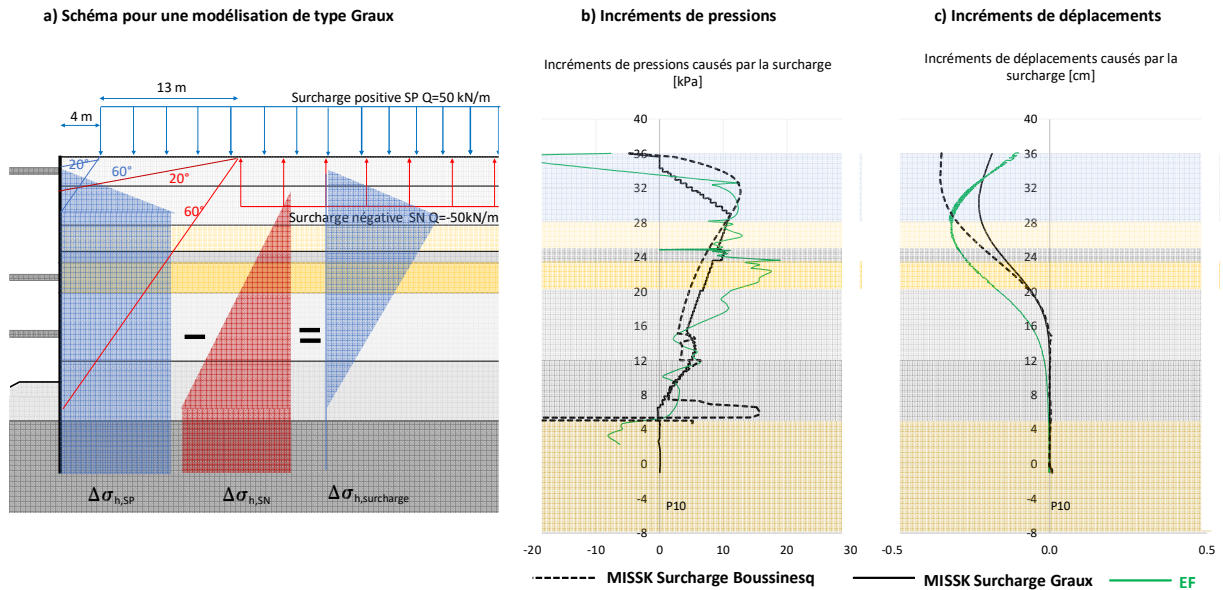


Figure II-93. Incréments de pressions horizontales et de déplacements dans MISSK (Graux et Boussinesq) et dans les EF causés par la surcharge

La forme des pressions sur l'écran des deux méthodes correspond bien à la forme schématique de $\Delta\sigma_{h,surcharge}$.

3. 4. 4. 1. 6 Discussion sur les pressions sur l'écran

La Figure II-94 présente les diagrammes de pressions effectives sur l'écran P45 des deux méthodes pour les trois phases de terrassement. L'écran P45 a été choisi, car cela permet de réduire l'effet de la surcharge qui n'est appliquée que du côté du panneau P10.

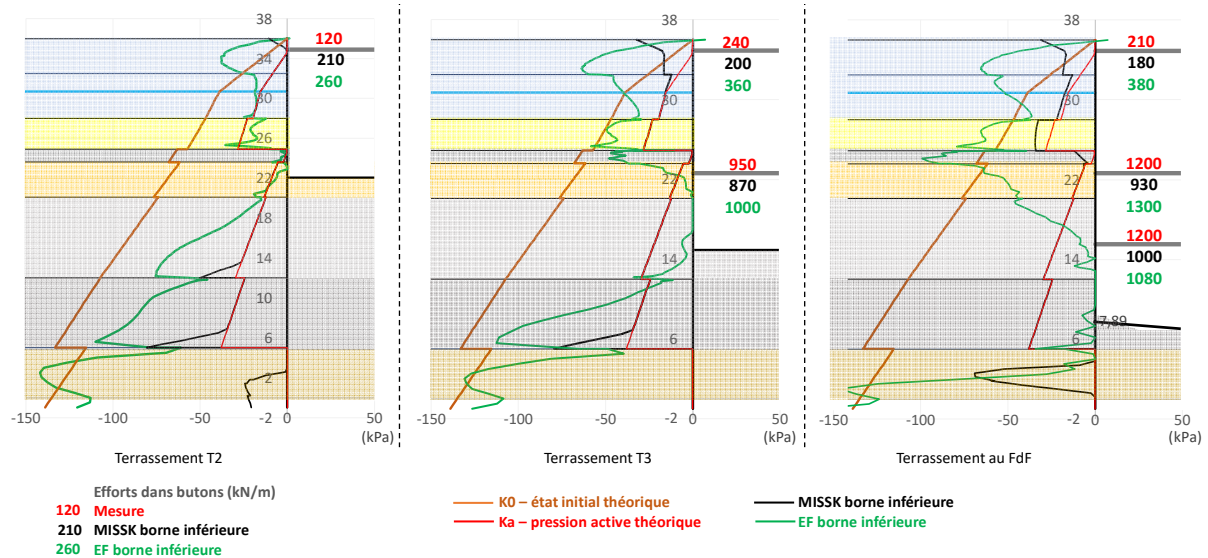


Figure II-94. Diagrammes de pressions effectives sur l'écran P45

Pour MISSK, dans la zone supérieure, entre la tête de l'écran et 32 NGF environ, l'augmentation de la pression vient du fait que l'écran rentre légèrement dans le sol dans cette zone. En dessous du deuxième lit de butons, les pressions sont égales à la pression active.

Dans le calcul MEF, à partir du premier terrassement, la pression derrière le buton augmente et dépasse de manière significative la pression au repos (K_0). Pour le terrassement T3, la voûte entre le premier lit et le deuxième lit devient encore plus importante. Cependant, en dessous du 2^e lit, au niveau terrassé, la pression devient plus faible que la pression active. Pour le terrassement au FdF, la voûte devient encore plus importante et la pression entre le 3^e lit de butons et le fond de fouille est quasi-nulle.

Le calcul MEF montre également plus de déplacement en partie supérieure de l'écran ce qui influe aussi les efforts dans les butons (Figure II-90). Les efforts du 3^e lit ont été correctement évalués par les deux méthodes, alors que les diagrammes de pression sont très différents. Cela est dû au paramètre de cohésion dans les Marnes et Caillasses Saines qui joue un rôle crucial.

Il est intéressant de noter que la forme des diagrammes de pression pour la Section S60 n'est pas très différente de celle de la S10 – on y voit aussi une voûte en partie supérieure de l'écran. Cela confirme que le diagramme de pression seul ne permet pas de conclure si MISSK sera mise en défaut, puisque que pour la Section S60, les courbes des deux méthodes se superposent. Cela est dû au moment fléchissant en tête qui atténue l'effet de redistribution de pression.

3. 4. 4. 1. 7 Discussion sur le modèle géotechnique

Le modèle géotechnique finalement choisi pour les deux sections de calcul est présenté dans le Tableau II-19. Bien que les courbes mesurées se trouvent entre les courbes calculées en fourchette supérieure et inférieure par MISSK et MEF, on voit sur la Figure II-90 que

MISSK sous-estime les déplacements en partie supérieure de l'écran. On pourrait modifier le modèle géotechnique, mais on juge que celui qu'on a retenu représente bien les déplacements mesurés globalement. La Figure II-95 montre quelques courbes d'un calcul avec un modèle géotechnique, appelé G1 (présenté en Annexe 2) qui se cale très bien pour les terrassements T3 et au FdF pour la Section S10 pour MISSK ; mais il donne des résultats moins bons pour les autres phases de terrassement et pour la section S60.

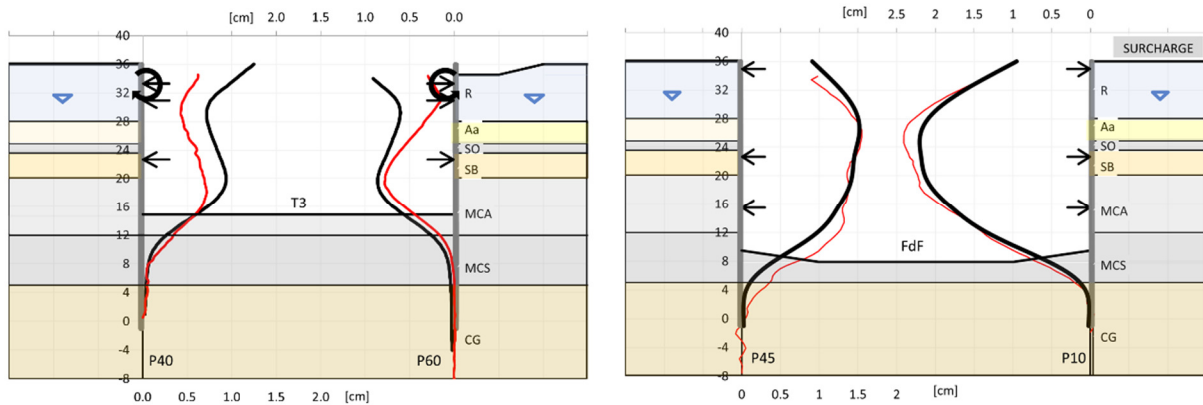


Figure II-95. Déplacements horizontaux avec le modèle géotechnique G1

3.4.5. Conclusions sur les déplacements horizontaux et les efforts dans butons

Il convient de rappeler que les données géotechniques disponibles pour le site de Créteil L'Échat sont relativement imprécises (cf. 3. 2.) : on ne cherchera donc pas à effectuer un calage plus précis des équations (6) et (9). Avec les paramètres proposés (Tableau II-19), les calculs de la section S60 sont cohérents avec les mesures inclinométriques, mais MISSK ne représente pas correctement la partie supérieure de l'écran P10 pour la section S10 : dans cette zone, la méthode sous-estime les déplacements d'environ 5 mm, dont 2 mm environ à cause de l'application de la surcharge qui n'est pas traitée de la même manière par les deux méthodes.

Pour les efforts dans les butons, les deux modèles donnent des résultats cohérents avec les mesures, mais on peut faire plusieurs remarques :

- MISSK ne montre aucun incrément d'effort dans le premier lit pour la section S10 pour le terrassement T3 ;
- MISSK sous-estime l'effort du deuxième lit pour la Section S10 pour les phases de terrassement (T3 et FdF) ;
- Les calculs MEF estiment correctement les efforts dans les butons (même si les efforts dans le premier lit de S10 sont un peu surestimés) et montrent une voûte (bulle de pression horizontale) très importante entre le premier et le deuxième niveau de butons. Cet incrément de pression déplace l'écran davantage par rapport à MISSK

dans la zone concernée (partie supérieure de l'écran) ce qui joue aussi un rôle significatif dans l'estimation des efforts dans les deux premiers lits de butons.

- L'effort dans le troisième lit, ainsi que la courbure au niveau de la butée pour le fond de fouille dépendent beaucoup de la cohésion dans les Marnes et Caillasses, qui n'est pas une donnée fiable. Pour les deux sections de calcul, les deux méthodes calculent de manière satisfaisante les courbures, les déplacements et les efforts dans le troisième lit.
- Trois phénomènes soulignent l'accroissement du phénomène de la voûte pour la section S10 (qui est gommé pour la section S60 par le fort moment fléchissant en tête dû à la dalle de couverture) : la dissymétrie du système, la surcharge (les calculs MEF montrent deux fois plus de déplacement alors que la pression appliquée est quasiment la même), ainsi que la hauteur très importante de 12 m entre les lits B1 et B2.

3. 5. Analyse de la cuvette de tassement derrière la paroi

3.5.1. État de l'art sur les méthodes de prédictions de la cuvette de tassement

D'après (Gaba, et al. 2017), les quatre types des méthodes qui permettent de déterminer les tassements derrière un écran sont :

- **Les méthodes empiriques** : elles sont basées sur des mesures antérieures relatives à des études de cas dans des conditions de sol similaires ;
- **Des méthodes semi-empiriques** : elles permettent de déduire, à partir de relations empiriques, le profil de tassement du sol derrière l'écran à partir des déplacements horizontaux de l'écran ;
- **Des méthodes numériques** : Eléments finis ou différences finies calibrés par rapport à une expérience comparable ;
- **D'autres méthodes** tel que les champs de vitesse, etc.

La cuvette de tassement de CLE sera comparée à deux méthodes de calcul : la première est une méthode semi-empirique où les courbes de déplacements horizontaux de référence seront les courbes inclinométriques et la deuxième est la méthode aux éléments finis.

D'autre part, des références classiques comme (Clough et O'Rourke 1990) ou plus récentes comme (Osouli et Hashash 2010) indiquent que deux types de cuvettes de tassement peuvent apparaître en fonction de la présence ou non d'appui en tête de l'écran. Dans le cas de la gare de CLE, il y a bien un appui en tête de l'écran : dans ce cas, le tassement maximal n'est pas localisé au droit de la paroi, mais décalé d'une certaine distance.

Enfin, la littérature montre que la raideur de l'écran est un paramètre important. (Gaba, et al. 2017) distinguent les écrans souples des écrans rigides et donnent un abaque pour les tassements derrière l'écran.

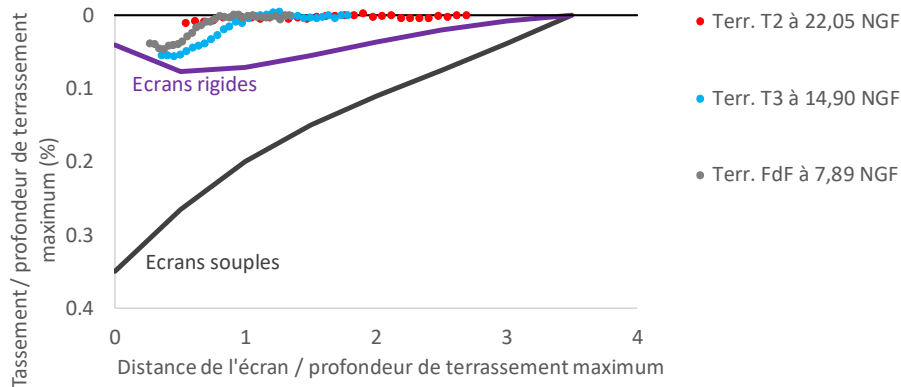


Figure II-96. Tassements mesurés par le SAA comparés aux études de cas (Gaba, et al. 2017)

Les écrans rigides correspondent aux constructions en top-down ou aux situations où des butons temporaires sont installés avant les appuis permanents sur les niveaux supérieurs de la paroi. La Figure II-96 compare les tassements mesurés par le SAA avec les études de cas des parois ancrées dans des argiles raides décrits dans (Gaba, et al. 2017) Les mesures faites à CLE se trouvent bien dans le domaine des écrans rigides.

3.5.2. Section de calcul

Comme on l'a vu dans l'introduction, le SAA a été installé environ à 12 m de la section S10 du côté du panneau P10 (Figure II-48). A cause des surcharges dues aux terres excavées, il n'est pas possible d'utiliser directement les mesures inclinométriques du P10 pour évaluer les tassements par une méthode semi-empirique. On va donc se baser sur de nouveaux calculs MEF, faits en supposant, d'après les données disponibles (photos de l'emprise du chantier) que la surcharge à 12 m de la section S10, est de l'ordre de 20 kPa et non pas 40 kPa pour le terrassement T3 (voir Figure II-89) et en prenant en compte une surcharge d'exploitation nulle et non pas de 5 kPa. Les autres paramètres restent inchangés.

3.5.3. Prédictions des tassements par la méthode (Hamza, Ata et Roussin 1999)

(Hamza, Ata et Roussin 1999) proposent une méthode de prédiction des cuvettes de tassement pour les deux modes de comportement : en console ou avec un appui en tête. Le cas qui concerne le chantier de CLE est celui de l'appui en tête. Les deux hypothèses principales de la méthode sont :

- 1) Le profil du tassement s_1 derrière l'écran a la forme d'une courbe gaussienne décalée et inversée (Figure II-97). Cette hypothèse est également beaucoup utilisée pour les prédictions des tassements dus au creusement des tunnels (Peck 1969) ;

- 2) Le volume de tassement et le tassement maximal sont directement reliés aux déplacements horizontaux de l'écran.

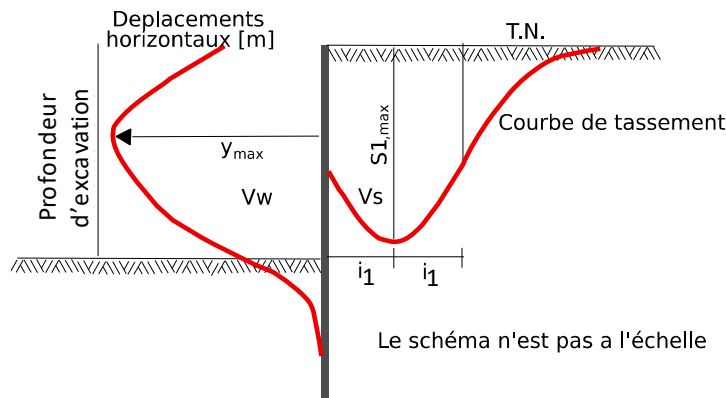


Figure II-97. Hypothèses de la courbe de tassement s_1 – Méthode de (Hamza, Ata et Roussin 1999)

L'équation de la cuvette de tassement s'écrit :

$$s_1(x) = s_{1,max} \cdot e\left(\frac{(x-i_1)^2}{2 \cdot i_1^2}\right) \quad (24)$$

Où $s_1(x)$ est le tassement à une distance x de l'écran, $s_{1,max}$ est le tassement maximal et i_1 est la distance entre le point où se produit le tassement maximum et le point d'inflexion de la courbe gaussienne. En notant V_s le volume de la cuvette de tassement, on a :

$$i_1 = \frac{V_s}{2,11 \cdot s_{1,max}} \quad (25)$$

Dans la méthode de (Hamza, Ata et Roussin 1999), le tassement maximum $s_{1,max}$ est déduit à partir du déplacement horizontal maximal y_{max} par :

$$s_{1,max} = R_s \cdot y_{max} \quad (26)$$

Où R_s est le rapport de tassement et y_{max} le déplacement horizontal maximum (Figure II-97).

Le volume de tassement V_s est défini par :

$$V_s = R_v \cdot V_w \quad (27)$$

Où V_w est l'intégrale du déplacement horizontal et R_v est le rapport de volume.

La Figure II-98 présente les prévisions de Hamza basées sur les courbes de déplacement du calcul MEF avec les valeurs des paramètres R_v et R_s calées sur un chantier du métro du Caire pour des sols cohérents sur les premiers 9 m puis sableux : $R_v = 0,65$ et $R_s = 0,71$. On représente aussi sur la Figure II-98 les mesures du SAA corrigées.

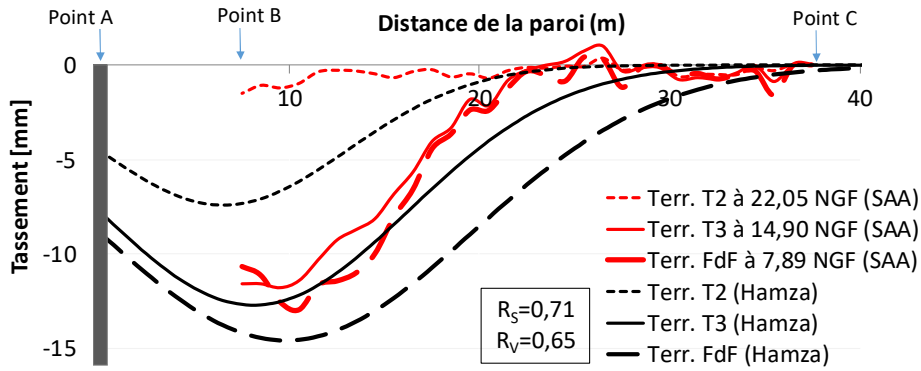


Figure II-98. Tassements mesurés (en rouge) comparés à la méthode de (Hamza, Ata et Roussin 1999)

Pour le premier terrassement, les tassements mesurés sont beaucoup plus faibles que ceux donnés par la formule de calcul, et la différence est trop importante pour être réduite simplement en ajustant un peu les rapports R_s ou R_v .

Pour les terrassements suivants, la Figure II-98 montre que le volume de la cuvette mesurée est plus faible que celui donné par le calcul. On peut améliorer le résultat de la méthode semi-empirique en conservant le paramètre R_s égal à 0,71 (la position du tassement maximum calculé correspond plus ou moins aux mesures), mais en modifiant la valeur de R_v . La Figure II-99 présente les tassements mesurés par rapport à la méthode semi-empirique avec $R_v=0,5$. Avec cet ajustement, pour les terrassements T3 et FdF, le recalage du rapport de volume R_v de 0,65 à 0,5 permet d'obtenir un bon accord entre les tassements calculés et mesurés.

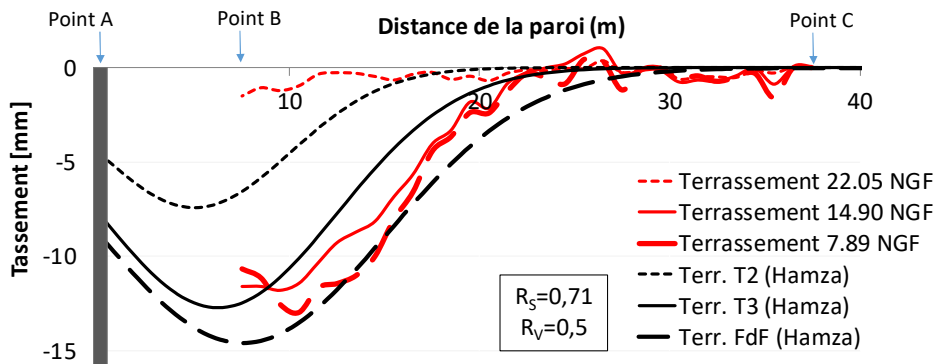


Figure II-99. Tassements mesurés avec le SAA comparés à la méthode de Hamza pour paramètre $R_v=0,5$

3.5.4. Prédications de la cuvette par éléments finis

La Figure II-100 présente les tassements calculés par MEF comparés aux mesures du SAA.

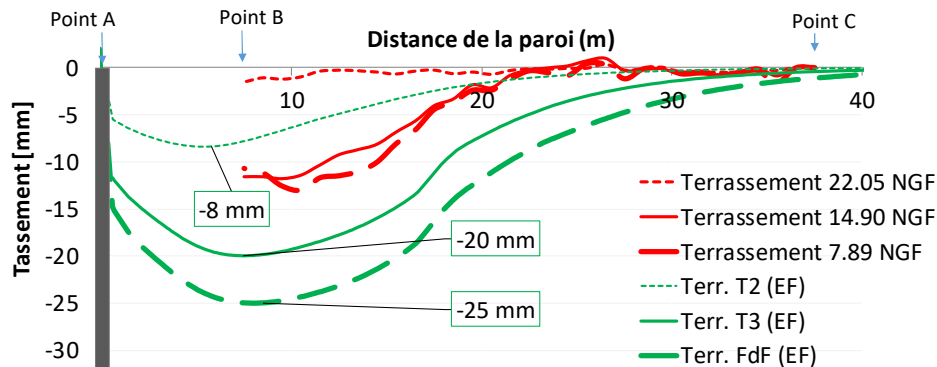


Figure II-100. Tassements calculés EF avec les tassements mesurés par le SAA

L'état initial considéré est le terrassement T1 à 34,40 NGF.

Les tassements calculés surestiment les résultats de manière significative, pour les trois phases de terrassement, le tassement maximal et l'étendue de la cuvette de tassement. Le tassement maximal calculé excède de 8 mm et 13 mm la valeur mesurée pour le terrassement à 14,90 NGF et à 7,89 NGF respectivement.

On peut proposer d'améliorer les résultats en termes de tassements sans trop modifier les déplacements horizontaux des écrans, en ajustant le niveau de surconsolidation des couches de surfaces, sans changer les autres paramètres (géotechniques ou géométriques), qui ont déjà été discutés en détail. Deux paramètres sont possibles pour faire cela dans le modèle HSM du logiciel Plaxis (Plaxis 2D,3D 2018) : l'introduction d'un rapport de préconsolidation OCR (*Over Consolidation Ratio* en anglais) ou d'une préconsolidation POP (*Pre-Overburden Pressure*).

OCR est défini tel que :

$$OCR = \frac{\sigma_p}{\sigma'_{yy}} \quad (28)$$

POP est défini tel que :

$$POP = |\sigma_p - \sigma'_{yy}| \quad (29)$$

La Figure II-101 illustre la différence entre les deux paramètres.

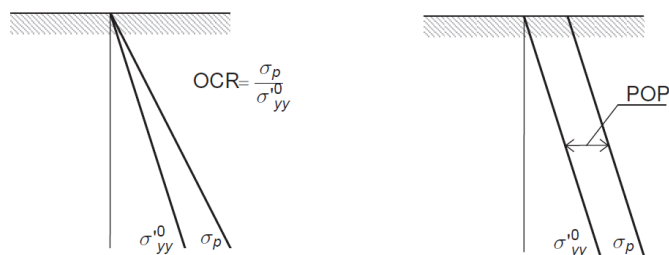


Figure II-101. Illustration des pressions verticales de surconsolidation par rapport aux pressions verticales sur l'écran (Plaxis 2D,3D 2018)

Pour illustrer une surconsolidation dans le passé par un remblai de 1 m de haut, un POP de 20 kPa (une simple translation de la courbe des contraintes verticales de 20 kPa) a été appliqué pour vérifier l'impact sur les déplacements horizontaux et la cuvette de tassement. Les déplacements horizontaux ne sont pas influencés (moins de 0,5 mm de différence sur la valeur maximale) et la valeur de tassement maximale est diminuée de 2,2 mm. On n'est donc pas parvenu à obtenir un accord satisfaisant entre les calculs et les mesures faites par le SAA.

3.5.5. Conclusions sur la cuvette de tassement

Les conditions de chantier n'ont pas permis de relever les tassements sur les premiers 7,5 m entre l'extrémité du SAA et la paroi moulée.

Les tassements mesurés par le SAA pour le terrassement à 22,05 NGF sont très faibles, et la méthode de (Hamza, Ata et Roussin 1999) ou les calculs MEF avec la loi HSM surestiment les tassements de manière très significative.

Les tassements mesurés pour les phases suivantes de terrassement dépassent les 10 mm, et on peut estimer qu'elles sont plus représentatives des tassements réels. Le calcul avec la méthode proposée par (Hamza, Ata et Roussin 1999), avec le rapport de volume R_v de 0,5, donne un résultat satisfaisant en termes de valeur absolue et en étendue de la cuvette pour les deux phases de terrassement T3 et au FdF.

Le calcul MEF avec la loi HSM surestime le tassement maximum et l'étendue de la cuvette. On peut se demander si la prise en compte d'un comportement anisotrope permettrait d'améliorer les résultats (la loi HSM, comme la quasi-totalité des lois utilisées en ingénierie étant isotrope).

3. 6. Conclusions de l'étude de la gare de Créteil L'Échat

Les conclusions de ce chapitre portent, d'une part, sur les mesures, et, d'autre part, sur les méthodes de calcul MISSK et MEF.

3.6.1. Mesures

Les déplacements mesurés par les cibles topographiques installées sur la paroi moulée au fur et à mesure des terrassements étaient cohérents avec les déplacements des parois mesurés par inclinométrie. Cela montre la fiabilité et la robustesse de ces deux systèmes de mesure. Cela confirme aussi que le point bas des courbes inclinométriques peut être considéré fixe.

Dans la plupart des cas, les déformations des butons mesurées par corde vibrante étaient cohérentes avec les déplacements inclinométriques au niveau des butons. Cela permet de considérer qu'il est justifié de prendre en compte les raideurs théoriques des butons dans les modélisations.

Le SAA a montré qu'il permet d'effectuer des mesures fiables, même si les résultats demandent une certaine attention pour corriger la courbe de tassement de la dérive et des chocs.

3.6.2. Méthodes de calcul

Les formules utilisées pour définir les modules élastiques (pour MEF) et le coefficient k_h (pour MISSK) ont confirmé leur validité pour la gare de Créteil L'Échat :

$$E_{50} = 2 \cdot \frac{E_M}{\alpha} = \frac{E_{ur}}{3} \quad \text{Pour le modèle HSM}$$

$$E_{ELMC} = 4 \cdot \frac{E_M}{\alpha} \quad \text{Pour le modèle ELMC}$$

$$k_h = 2,1 \cdot \frac{(E_M/\alpha)^{4/3}}{(EI)^{1/3}} \quad \text{Pour MISSK}$$

Des calages plus précis n'ont pas été possibles, à cause du nombre réduit d'essais de laboratoire, de l'hétérogénéité des essais pressiométriques et d'autres éléments comme par exemple les caractéristiques géométriques des talus ou des risbermes.

L'espacement vertical entre le premier et le deuxième lit de butons de la section S10 fait plus de 12 m et celui entre la dalle de couverture et le deuxième lit de la section S60 fait environ 8 m. Les différences de comportement entre les deux sections montrent qu'un espacement vertical significatif aura tendance à accroître l'importance de l'effet de voûte entre les deux lits de butons. De ce fait, la pression derrière entre ces deux niveaux devient importante et influence les déplacements de manière non-négligeable, ce qui est mieux modélisé par les éléments finis. La pression de poussée calculée par MISSK reste en poussée active. Le résultat est donc un déplacement plus faible de la paroi en partie supérieure, ce qui a une influence directe sur

les efforts dans les deux premiers lits de butons. De plus, en partie supérieure, la majorité de la pression totale appliquée sur l'écran vient du sol et non pas de l'eau, car le niveau de la nappe est à plus de 5 m en dessous du TN. Pour la Section S60 l'espacement vertical entre les deux premiers lits est réduit à 8 m et, de plus, il y a le moment fléchissant appliqué en tête (dû au poids propre de la dalle de couverture) qui gomme l'influence de cette redistribution.

Il est intéressant de rappeler que, pour la Section S60, les efforts dans les butons des deux lits ont été correctement évalués par les deux méthodes. En ce qui concerne la Section S10, la distance de 12 m entre les deux premiers appuis et l'absence de moment en tête font que MISSK ne parvient à pas estimer correctement les déplacements en partie supérieure de l'écran ni l'effort dans le premier lit de buton. Cependant, malgré ces divergences, si on compare les enveloppes des mesures par rapport aux calculs (pour le phasage dans son intégralité avec la phase de dépose du 3^e lit), les deux méthodes donnent des estimations des efforts dans tous les lits acceptables pour dimensionner les appuis.

La méthode de (Hamza, Ata et Roussin 1999) pour la prévision des cuvettes de tassement s'est montrée robuste dans le cas de CLE. Pour le rapport de tassement R_s , on a conservé la valeur 0,71 (déjà proposée dans (Clough et O'Rourke 1990)) ; pour le rapport de volume R_v , la valeur 0,5 donne de meilleurs résultats que la valeur 0,65 proposée pour les recalages du Caire.

La cuvette de tassement calculée par MEF avec HSM n'est pas satisfaisante : son étendue ainsi que la valeur maximale sont surestimées d'un facteur 2 environ. Une cause possible de cette forte différence entre les mesures et le modèle est l'anisotropie qui n'est pas prise en compte par les lois de comportement utilisées en ingénierie – ici la loi HSM.

Chapitre 4 - Suivi du comportement de la gare de Vitry Centre

4. 1. Introduction

Ce chapitre est consacré à la future gare de Vitry Centre (VIC) située au milieu du Parc du Coteau - Marcel Rosette à Vitry sur Seine dans le Val-de-Marne.

Des parois moulées de 1 m d'épaisseur soutiennent la gare de VIC. Les dimensions intérieures de la fouille sont 110 m sur 31 m (Figure II-102). La gare est composée de deux boîtes, une Boîte Principale de 31 m de largeur et une Petite Boîte de 16 m de largeur.

Le Tableau II-22 présente le phasage de la gare avec les dates des différentes phases jusqu'à la dépose du 4^e lit de butons. Les phases suivantes n'ont pas été analysées dans ce travail.

Pour ce chantier, un essai de pompage a été réalisé avant les opérations de terrassement, et un certain nombre de mesures ont pu être réalisées avant, pendant et après cette phase.

Tableau II-22 Phasage de terrassement de VIC (* - dates estimées)

Numéro Phase	Phase	Date
1	Réalisation des parois moulées depuis la plateforme de travail à 50,50NGF	04/2018-09/2018
2	Réalisation de l'essai de pompage	23/10-13/11/2018
3	Terrassement T1 à 47,40 NGF	06-20/12/2018
4	Pose du lit de butons B1 (axe à 48 NGF)	20/12/2018-20/01/2019
5	Terrassement T2 à 40,40 NGF	21/01-15/02/2019
6	Pose du lit B2 (axe à 41 NGF)	15-22/02/2019
7	Terrassement T3 à 34,90 NGF	21/02-24/03/2019
8	Pose du lit B3 (axe à 35,5 NGF)	24-31/03/2019
9	Terrassement T4 à 27,40 NGF	01/04-07/05/2019
10	Pose du lit B4 (axe à 28 NGF)	07-13/05/2019
11	Terrassement au fond de fouille (FdF) à 20,92 NGF	13/05-24/06/2019*
12	Réalisation radier voûte	10/06*-10/09/2019*
13	Arrêt du dispositif de pompage	18/09/2019
14	Dépose du lit B4	20/08-30/09/2019

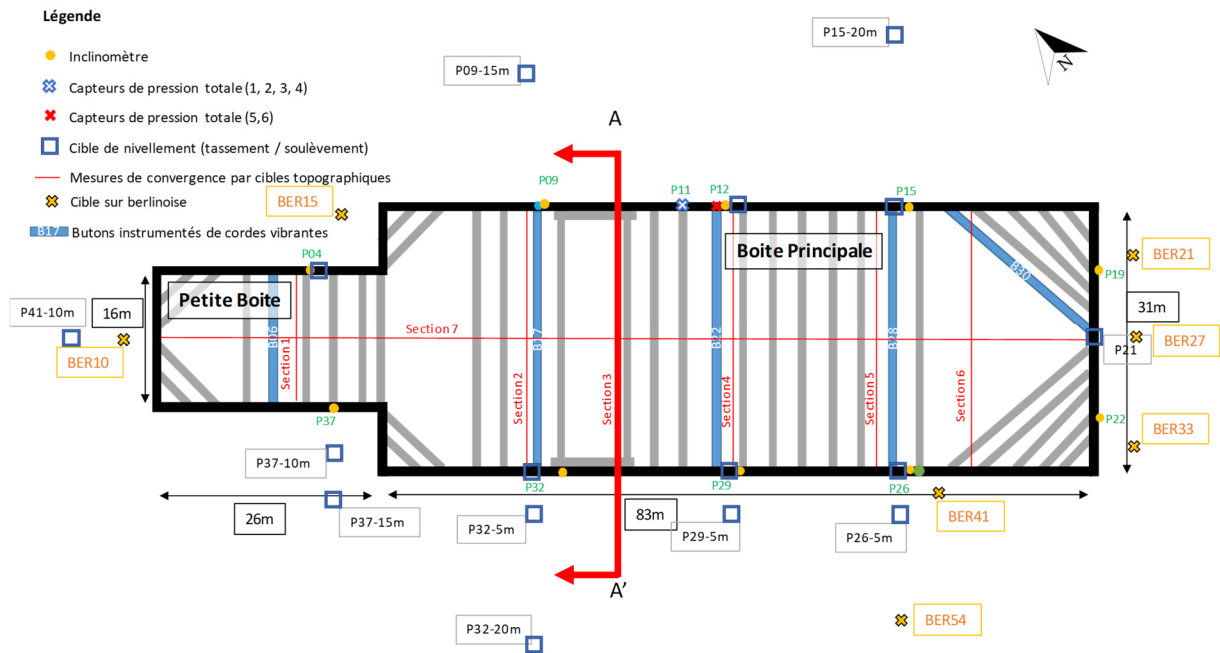


Figure II-102 Plan des instrumentations de la future gare de Vitry Centre

La Figure II-103 représente la coupe A-A par la Boîte Principale à l'arrivée au fond de fouille et après le coulage du radier voûte.

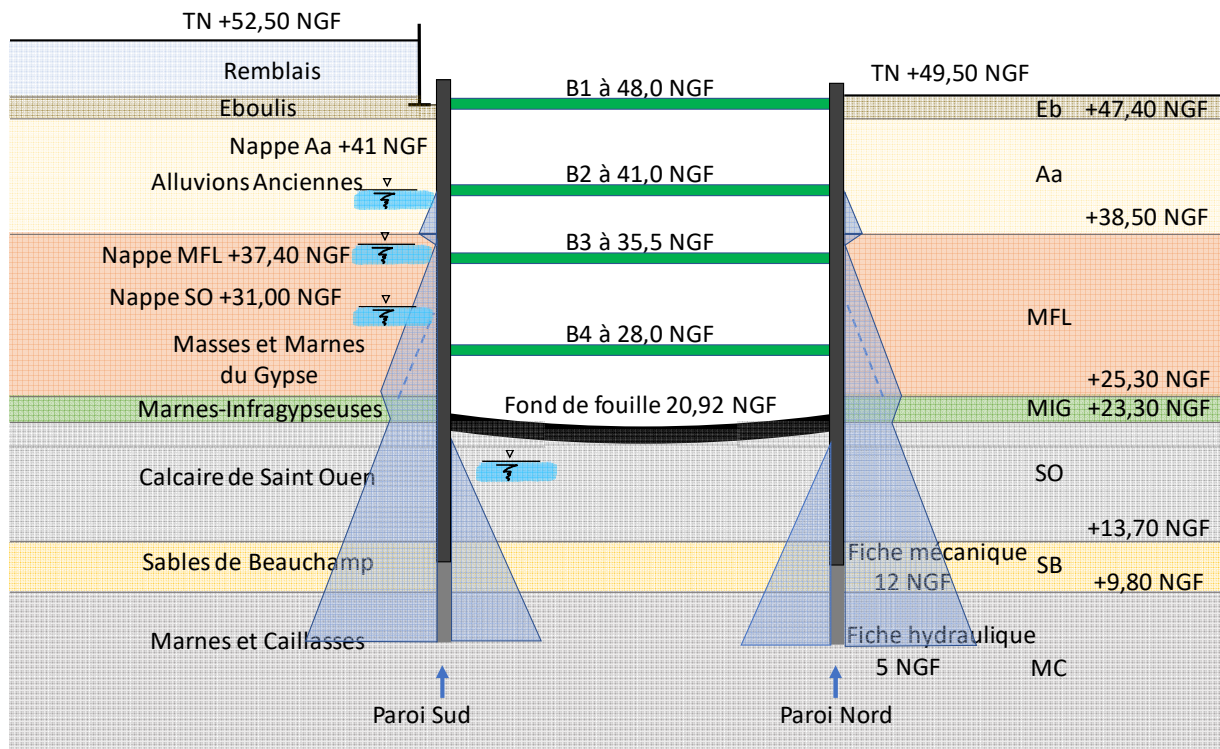


Figure II-103 Coupe A-A par la Boîte Centrale- Section S3

Le terrassement au niveau du fond de fouille forme une voûte. Le point bas, au centre est à 20,92 NGF et le niveau sous les quais est à 22,32 NGF.

Les pressions des trois nappes ont été mesurées avec des piézomètres partiellement crépinés dans la phase d'avant-projet et ont été confirmées avant le début des terrassements aux niveaux suivants : 41 NGF, 37,40 NGF, 31 NGF. Nous considérons une nappe hydrostatique dans la couche des Alluvions anciennes, puis nous diminuons la pression d'eau linéairement jusqu'à la cote de la nappe des Masses et Marnes du Gypse. Nous supposons ensuite une nappe hydrostatique dans cet horizon jusqu'au toit des Marnes Infragypseuses de faible perméabilité. Le raccordement est alors effectué avec la nappe du Calcaire de Saint-Ouen. Faute de manque d'informations supplémentaires sur les raccordements des nappes, nous n'allons pas rentrer dans plus de détails à ce sujet.

4. 2. Analyse géotechnique de la gare de Vitry Centre

L'analyse de données géotechniques donne une fourchette pour les paramètres, définie par une borne inférieure et une borne supérieure, qui seront les paramètres d'entrée des calculs.

4.2.1. Stratigraphie

La Figure II-104 présente la coupe par les sondages pressiométriques et carottés.

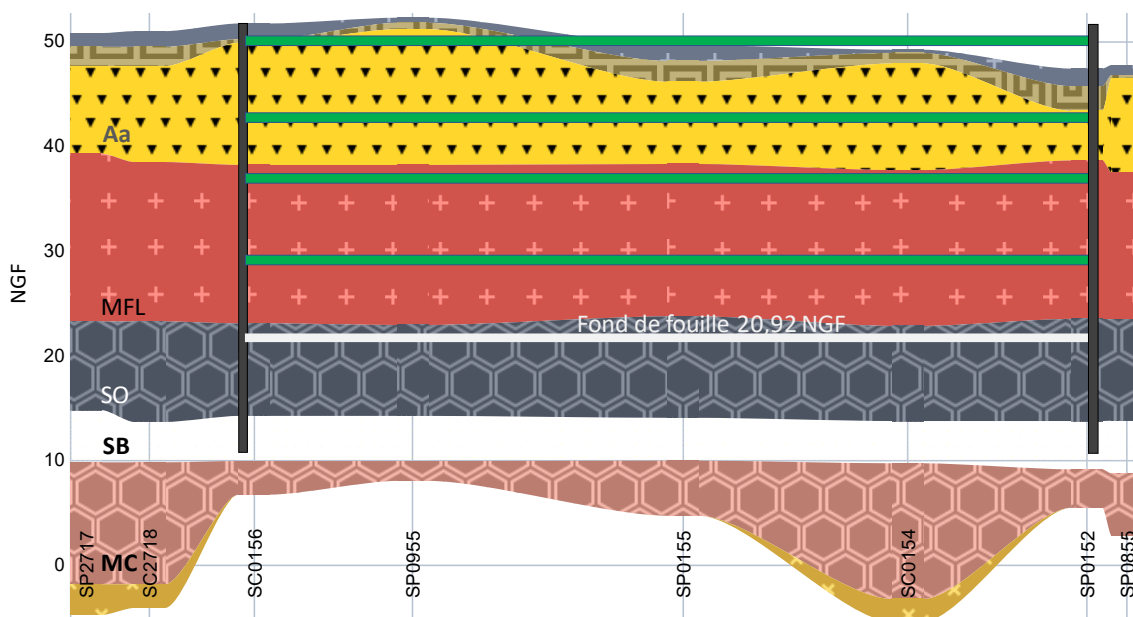


Figure II-104 Stratigraphie au droit de VIC

Le faciès des Eboulis est hétérogène et correspond à une marne argileuse, parfois sableuse, pouvant contenir des graves et blocs siliceux et calcaires.

Les Masses et Marnes du Gypse sont constituées d'une alternance de marne et d'argile, avec quelques niveaux gypsifères et de blocs calcaires. Certains passages sont fermes et indurés et d'autres très altérés.

Les Marnes Infragypseuses sont une formation lagunaire fortement remaniée par l'érosion fluviale, très hétérogène et constitué d'une matrice marneuse ou marno-dolomitique contenant du gypse.

Les terrains en surface (les Remblais et les Eboulis) ainsi que le toit des Alluvions Anciennes (Aa) ne sont pas parfaitement horizontaux, mais puisque ces couches sont hétérogènes, il ne sera pas possible de distinguer si les paramètres varient dans l'espace. Les toits des couches des Masses et Marnes du Gypse (MFL), du Calcaire de Saint-Ouen (SO), des Sables de Beauchamp (SB) et des Marnes et Caillasses (MC) sont horizontaux et justifient le fait de considérer une seule stratigraphie pour l'analyse des données et les calculs.

Au fond de la couche MFL, certains sondages présentent une couche d'environ 2 m d'épaisseur de Marnes Infragypseuses (MIG). Cette couche n'est pas assez épaisse pour la distinguer dans le profil stratigraphique, mais elle a des caractéristiques différentes surtout la perméabilité, qui est beaucoup plus faible dans cette couche. On considère que les autres paramètres sont les mêmes que dans les MFL. C'est pour cela que la perte de charge entre les deux niveaux de nappe (MFL et SO) se fait dans cette couche comme le montre la Figure II-103.

4.2.2. Essais de laboratoire

Six sondages carottés ont été réalisés pour faire des essais de classification et de caractérisation mécanique. Les essais de cisaillement sont récapitulés ci-dessous.

Nom de la couche		CD $\left[\begin{array}{l} \varphi'(^{\circ}) \\ c'(kPa) \end{array} \right]$	CU+u $\left[\begin{array}{l} \varphi'(^{\circ}) \\ c'(kPa) \end{array} \right]$	UU $[c_u(kPa)]$
Eboulis	Eb	$\left[\begin{array}{l} 32; 40 \\ 0; 0 \end{array} \right]$	-	-
Alluvions Anciennes	Aa	$\left[\begin{array}{l} 35 \\ 0 \end{array} \right]$	-	-
Masses et Marnes du Gypse	MFL	$\left[\begin{array}{l} 38; 29; 39; 15; 25; 34; 40; 34 \\ 6; 42; 0; 55; 69; 42; 0; 58 \end{array} \right]$	$\left[\begin{array}{l} 33; 33; 37; 34; 30 \\ 32; 23; 6; 26; 86 \end{array} \right]$	[25]
Calcaire de Saint-Ouen	SO	$\left[\begin{array}{l} 36; 34 \\ 18; 0 \end{array} \right]$	$\left[\begin{array}{l} 33 \\ 54 \end{array} \right]$	-
Sables de Beauchamp	SB	$\left[\begin{array}{l} 21 \\ 318 \end{array} \right]$	$\left[\begin{array}{l} 26 \\ 86 \end{array} \right]$	-
Marnes et Caillasses	MC	-	$\left[\begin{array}{l} 0 \\ 158 \end{array} \right]$	-

Aucun essai de cisaillement n'a été réalisé dans la couche des Remblais.

De plus, des essais de compression simple ont été réalisés dans les Masses et Marnes du Gypse avec un $R_c = 400$ kPa ; dans le Calcaire de Saint-Ouen avec un $R_c = 190$ kPa ; dans les Sables de Beauchamp avec un $R_c = 190$ kPa.

Le faible nombre d'essais de cisaillement ne permet pas de proposer des paramètres variables dans l'espace et on considère des valeurs de paramètres constantes par couche pour toutes les sections analysées.

Les poids volumiques considérés sont les moyennes de tous les essais réalisés sur l'ensemble du lot T2A et de quelques mesures locales à VIC. Les valeurs retenues sont présentées dans le Tableau II-23.

Tableau II-23 Récapitulatif des poids volumiques considérés au droit de la future Gare de VIC

Poids volumique saturé	$\gamma_{sat} (kN/m^3)$
Remblais	19
Eboulis	20
Alluvions Anciennes	18
Masses et Marnes du gypse	19
Calcaire de Saint-Ouen	18
Sables de Beauchamp	21
Marnes et Caillasses	19

Dans le cadre de cette recherche, un forage carotté et un forage pressiométrique supplémentaires ont été réalisés pour compléter les essais de laboratoire et les essais pressiométriques réalisés dans le cadre de l'étude du projet. Les forages ont été réalisés proche du panneau P12 à l'intérieur de la boîte. La réalisation de ces forages a été suivie de près ce qui a permis d'avoir confiance dans les données récupérées.

L'ambition des essais de laboratoire était de réaliser une gamme d'essais complète afin d'obtenir les modules à très faibles, faibles et moyennes déformations ainsi que des paramètres de cisaillement fiables. Cependant, deux facteurs n'ont pas permis de réaliser ce planning : les échantillons intacts des deux couches stratigraphiques qui nous intéressent le plus (les Alluvions Anciennes et les Masses et Marnes du Gypse) étaient très difficiles à tailler et à préparer pour réaliser les essais, et la crise sanitaire de la COVID19 n'a pas permis de se pencher davantage sur la réalisation des essais pendant quelques mois.

Ces forages et les essais complémentaires ont permis de parvenir aux conclusions suivantes :

- La stratigraphie de la zone a été confirmée grâce à l'étude macroscopique des échantillons intacts ;
- Les essais pressiométriques ont été réalisés avec soin (sans précipitation) et ont donné des courbes pression-volume satisfaisantes, sans artefacts de mesure. Les résultats de ces essais sont proches des essais réalisés pour l'étude du projet et sont intégrés sur la Figure II-105 ;
- Le nombre réduit d'essais n'a pas permis d'affiner les valeurs ni des paramètres élastiques, ni plastiques.

4.2.3. Essais pressiométriques

Les seuls essais mécaniques in-situ réalisés autour de la future gare de VIC sont des essais pressiométriques. La Figure II-105 présente les valeurs des modules E_M en fonction

de la profondeur (avec deux échelles horizontales différentes). On voit un fort contraste de raideur entre les Masses et Marnes du Gypse (MFL) et le Calcaire de Saint-Ouen (SO).

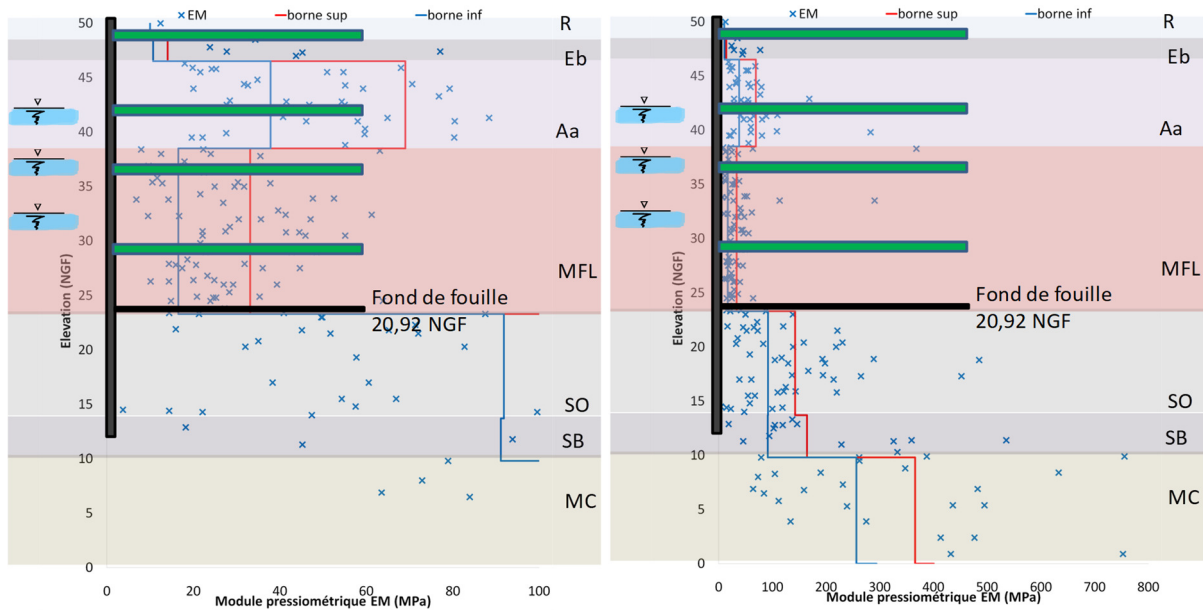


Figure II-105 Résultats des essais pressiométriques dans la zone de la gare de VIC

4.2.4. Récapitulatif géotechnique

Le Tableau II-24 présente le récapitulatif des données géotechniques au droit de VIC. Il donne les bornes inférieure et supérieure des modules E_M , qu'on a prises égales à la médiane des mesures de $E_M \pm 25\%$ de l'écart type (comme pour ARD et CLE).

Tableau II-24 Récapitulatif des paramètres géotechniques au droit de VIC

Couche	E_M		φ' et c'				γ_{sat}	α
	INF.	SUP.	INF.		SUP.			
	(MPa)		(°)	(kPa)	(°)	(kPa)	$\left(\frac{kN}{m^3}\right)$	(-)
R	10	10	30	0	32	5	19	0,5
Eb	11	14	28	0	35	0	20	0,5
Aa	38	69	33	0	37	0	18	0,33
MFL	17	33	30	30	36	60	19	0,5
MIG	17	33	30	30	36	60	19	0,5
SO	92	142	30	30	36	54	18	0,5
SB	91	165	30	25	35	40	21	0,5
MC	255	365	32	40	34	60	19	0,5

4. 3. Instrumentations de la gare de VIC

4.3.1. Généralités

La Figure II-106 montre l'emprise du chantier avant les terrassements. On y voit également les sections de convergence de 1 à 7. Pour ce travail de recherche, deux types d'instrumentations particulières ont été installés sur VIC :

- des capteurs de pression totale avec mesure de pression interstitielle pour mesurer les variations de pression à l'interface entre la paroi moulée et le sol,
- des fibres optiques ont été placées sur les armatures longitudinales et transversales de quelques cages d'armatures pour en tirer des informations sur la flexion des cages dans les deux directions. Ces installations complexes ont été préparées et réalisées sur site par le Laboratoire Sols, Roches et Ouvrages géotechniques (SRO) du Département Géotechnique, environnement, risques naturels et sciences de la terre (GERS) de l'Institut français des sciences et technologies des transports, de l'aménagement et des réseaux (IFSTTAR), situé à Marne la Vallée qui aujourd'hui fait partie de l'Université Gustave Eiffel.

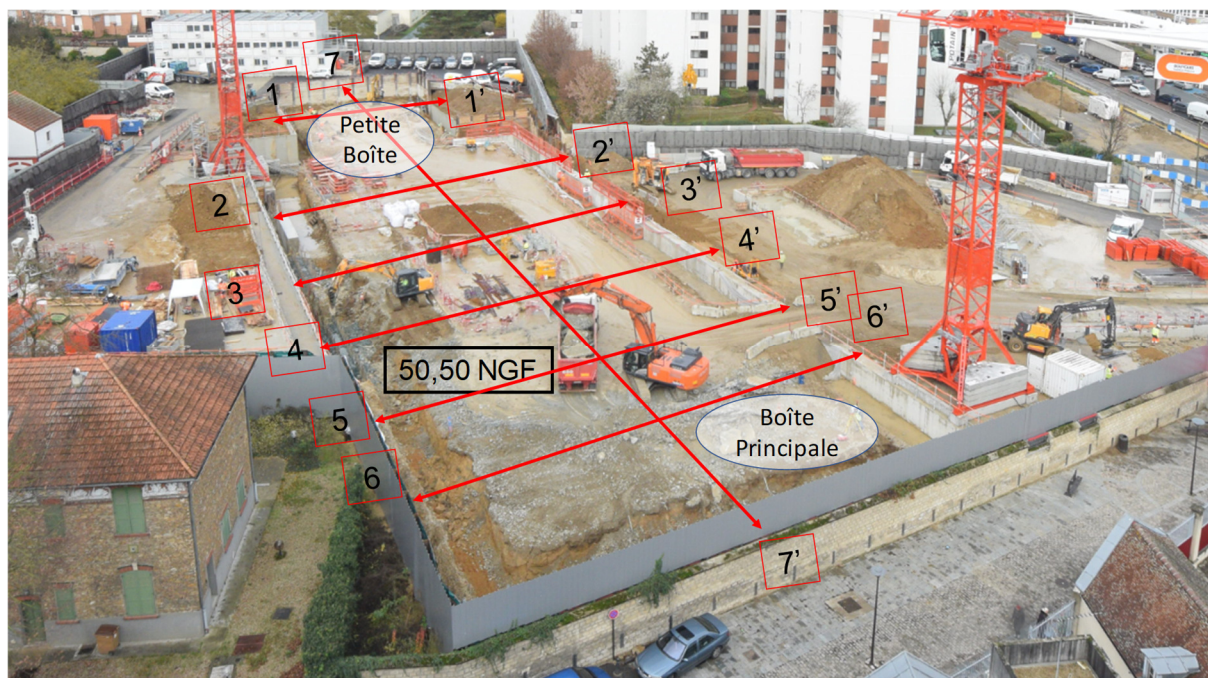


Figure II-106 Photo de l'emprise du chantier prise de la caméra 1 avant les terrassements – 04/12/2018

La Figure II-107 montre l'emprise du chantier, vue par une autre caméra, le 18/02/2018, lors du terrassement T1 à 47,40 NGF et de la pose des premiers butons du premier lit de butons B1.



Figure II-107 Photo du 18/12/2018

La majorité des systèmes d'instrumentation sur VIC sont assez classiques et ne demandent pas d'explication particulière. En revanche, la fibre optique et les capteurs de pression totale et interstitielle sont des dispositifs plus rarement utilisés et leur installation est expliquée en détail dans les paragraphes suivants.

4.3.2. Fibre optique

4. 3. 2. 1. Installation sur VIC

La Figure II-108 schématise le dispositif installé sur plusieurs cages de la gare de VIC : les fibres ont été scotchées sur les armatures des cages dans deux directions en formant des boucles horizontales et verticales.

Les boucles verticales servent à mesurer sur les déformations de la fibre du côté tendu et comprimé de la paroi, pour obtenir le moment fléchissant sur la longueur de la fibre. La fibre chemine sur les trois éléments de cage du haut en bas. La pose sur la cage inférieure se fait sur l'espace de stockage des cages. Pour les suivantes, la pose se fait à l'avancement lors de la descente des cages dans le forage, en déroulant deux bobines au fur et à mesure de la descente des cages dans la tranchée creusée.

Pour les boucles horizontales, la fibre est installée sur l'élément intermédiaire de la cage sur l'aire de stockage des cages d'armatures. La fibre remonte à la surface par cheminement le long des armatures longitudinales (appelées filants) de manière identique aux fibres verticales. Le but d'une telle installation est de mesurer la flexion dans l'axe vertical et de comprendre le comportement de la cage entre les lits de butons B2 et B4.

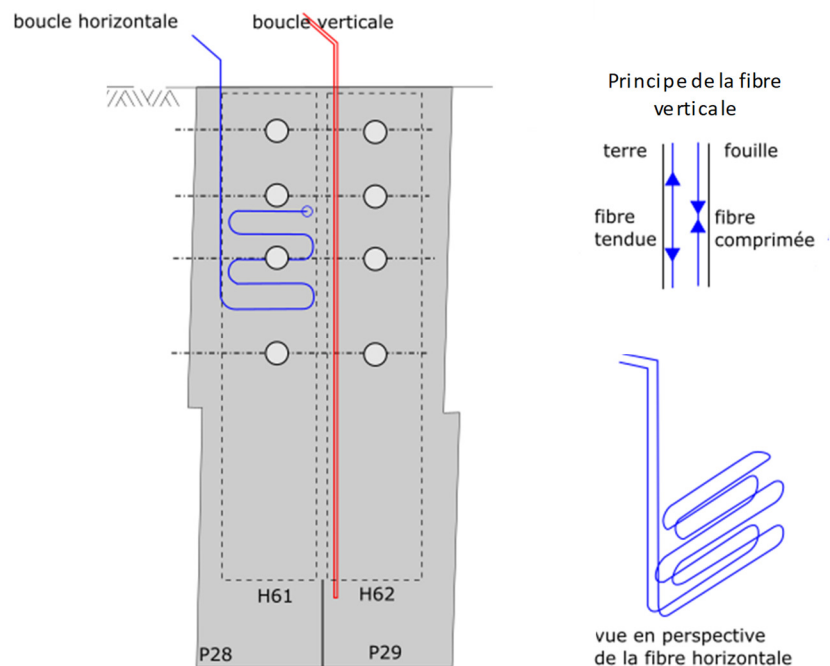


Figure II-108 Schémas d'installation de la fibre optique sur les armatures – boucles verticale et horizontale

Pour les deux types de boucles, la mesure se fait en connectant les deux extrémités de la fibre à un interrogateur (boucle fermée). Si la fibre est poinçonnée à un endroit, le signal ne passera plus et on ne peut plus récupérer de données d'une boucle fermée. On peut interroger la fibre seulement à partir d'une extrémité : c'est ce qu'on appelle une boucle ouverte. Une boucle fermée permet de récupérer des informations plus fiables qu'une boucle ouverte.

La Figure II-109 montre une fibre qui a été poinçonnée lors d'une installation. Le signal ne passera plus au-delà de la cote 25,5 NGF et donc ni la mesure initiale, ni les mesures courantes, ne pourront être réalisées sur une boucle fermée.



Figure II-109 La fibre poinçonnée à la cote 25,5 NGF

De manière générale, la mise en œuvre des fibres optiques demande un travail de préparation au laboratoire important pour ne pas ralentir le chantier lors de la descente de la cage dans

la tranchée. Un des éléments sur lesquels il faut être extrêmement vigilant est la fragilité de la fibre optique. Il faut éviter de la pincer et garder un rayon de courbure suffisant, sinon elle sera cassée/abîmée et le signal optique ne passera plus.

Le phasage de réalisation comporte les étapes suivantes : le bétonnage du panneau, recépage à frais, recépage au brise-roche hydraulique (BRH), réalisation de la poutre de couronnement et installation de garde-corps.

Il est important de noter que le recépage à frais de la tête du panneau consiste à compléter le recepage des derniers environ 20 à 40 cm de béton au BRH. La fibre optique, même placée dans une gaine de protection, reste fragile et cet élément du phasage devient crucial. Sur le chantier de la gare de VIC, toutes les fibres ont été abîmées. Pour les fibres où la cassure a lieu à l'extérieur de la paroi et pour lesquelles on a accès à une extrémité, on a tenté de réaliser des soudures – en pratique, les fibres n'ont pas été récupérées et finalement aucune mesure courante n'a pu être réalisée.

La Figure II-110 illustre quelques photos de l'installation de la fibre optique sur VIC.

La Figure II-110 a) montre comment on a pu maîtriser la courbure des éléments de fibre au point le plus bas lors de l'installation. Un « u », qui est un tube en plastique, permet à la fibre de garder une courbure correcte (le diamètre du « u » est de 15 cm environ qui permet d'éviter les cassures). La Figure II-110 b) montre comment la fibre a été scotchée pour réaliser les angles à 90° pour éviter une trop grande courbure de la fibre. La Figure II-110 c) montre la fibre installée et scotchée, tous les 80 cm environ, sur un filant. La Figure II-110 d) illustre le système du « ski » qui a permis grâce à un système de poulies de faire passer la fibre sur les cadres de la cage posée à plat sur le sol dans la zone de stockage sur chantier.

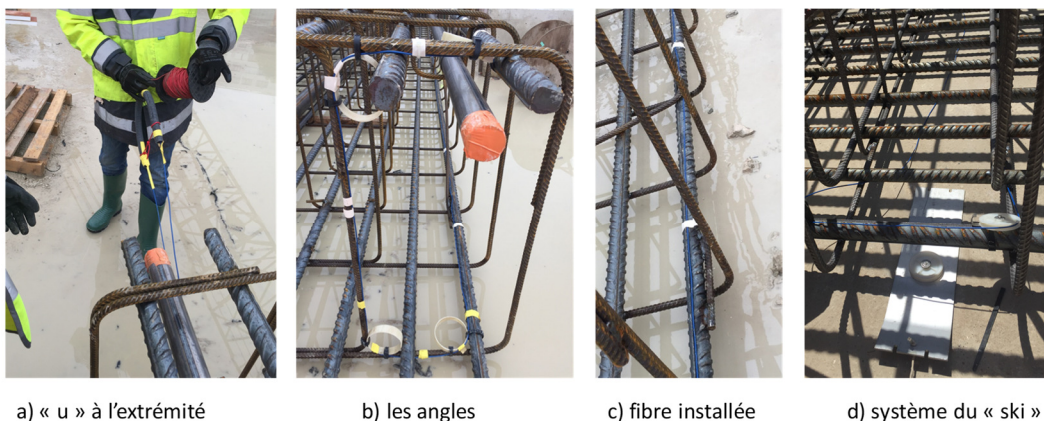


Figure II-110 Installation de fibre optique sur les cages de parois à VIC

Malheureusement, malgré une présence quasi-quotidienne sur site lors de la phase de recépage des têtes des parois moulées, toutes les installations ont été abîmées et aucune mesure n'a pu être réalisée.

Après le recépage des parois et l'endommagement des fibres, nous avons proposé d'insérer de nouvelles fibres optiques dans les tubes soniques. Ces tubes en acier, d'un diamètre de 58 mm, descendent jusqu'au pied de la cage. Ils sont scellés dans le béton de la paroi moulée en vue de vérifier la qualité du béton dans la paroi (grâce à un système de sonde émettrice-réceptrice). Ce système permet de localiser précisément sur toute la hauteur du tube les défauts qui peuvent avoir lieu par exemple lors d'une mauvaise mise en œuvre (ségrégation de béton) ou d'une rupture de bétonnage entre deux coulées ou encore lorsqu'on a mélangé du sol et du béton. Ces tubes, après la réalisation des essais soniques, sont scellés avec du coulis de ciment. Nous avons pris l'initiative d'insérer de la fibre optique (en boucle ouverte) dans cinq tubes soniques, dans trois panneaux de la paroi moulée. La fibre a été insérée après les essais soniques puis scellée avec du coulis ciment et protégée avec des gaines et des éléments protecteurs. Cette installation, beaucoup plus facile à mettre en place que l'installation sur les filants de la cage, a permis de faire une mesure initiale et quelques mesures courantes lors des phases de terrassement.

4. 3. 2. 2. Retour d'expérience

Le chantier de VIC a fourni un retour d'expérience sur l'installation de la fibre sur un grand chantier de paroi moulée. Il est important de souligner que l'installation de fibre optique sur une cage de paroi est très différente de l'installation sur une cage d'un pieu. En effet, si on installe de la fibre optique sur la cage d'un pieu, ce dernier est un pieu d'essai : les conditions du chantier sont donc très différentes, car la mesure est le but de l'essai, tandis que dans le contexte d'une paroi moulée, la mesure apparaît comme une interruption du processus de production où les équipes du chantier comptent chaque minute. Pour VIC, les cages de la paroi moulée instrumentées sont une partie intégrante de la gare, les délais de réalisation du phasage doivent être respectés et l'instrumentation ne doit pas ralentir l'avancement du chantier.

Voici quelques grandes lignes du retour d'expérience du chantier de VIC :

- L'installation de fibre se prépare surtout avant l'arrivée sur site. Toutes les étapes doivent être prêtes et aucune étape du phasage ne doit être oubliée. Chaque phase est critique – pour le cas de VIC, une seule phase (le recépage de la tête de paroi) a mis en cause la fonctionnalité de toutes les installations de fibre optique.
- Les bobines de fibre optique doivent être assez petites pour prendre place à l'intérieur de la cage, sinon la fibre doit passer à l'extérieur des cages et il y a plus de chance qu'elle s'abîme.
- La phase de recépage est critique pour la fibre optique qui est très fragile, comparée aux perturbations que peuvent apporter les engins de chantier. Pour éviter toute cassure, il faut absolument insérer un tube de réservation le long de filants, de préférence métallique et pas en PVC, dans lequel la fibre sera insérée. Pour que cette protection soit efficace, le tube doit descendre plus bas que le niveau recépage et arrivera plus haut

que le niveau final. Dans le cas de VIC, le niveau final est la poutre de couronnement qui est environ 2 m au-dessus du niveau recépié.

- Les installations de fibre optique dans des tubes soniques scellés dans les panneaux de parois moulées sont beaucoup plus faciles à mettre en place. Elles interviennent après la phase critique du recépage de la paroi, mais souvent avant la réalisation d'une poutre de couronnement.
- Toutes les installations doivent être bien marquées avec des couleurs fluorescentes. Il n'y a jamais assez de notifications telles que « FRAGILE », etc.
- Il est important, avant, pendant et après la réalisation des installations d'informer et de sensibiliser le plus possible les équipes de chantier. Tout le personnel du chantier doit être au courant des installations et de leur caractère fragile sinon il y a de fortes chances que les installations soient perdues. Cette étape passe avant tout par le dialogue avec les équipes de chantier et la communication orale et écrite.

4.3.3. Capteurs de pression totale (CP) et interstitielle (CPI)

Six capteurs de pression totale et interstitielle ont été installés dans le cadre de ce travail de recherche. On présente ici l'installation des capteurs de pression, la phase de bétonnage du panneau avec les capteurs et le traitement des résultats. La Figure II-111 schématise les niveaux d'installation des capteurs. Les capteurs mesurent la pression totale, mais aussi la pression interstitielle. Il est donc possible de calculer la pression effective en faisant la différence entre les mesures du CP et du CPI pour un niveau donné.

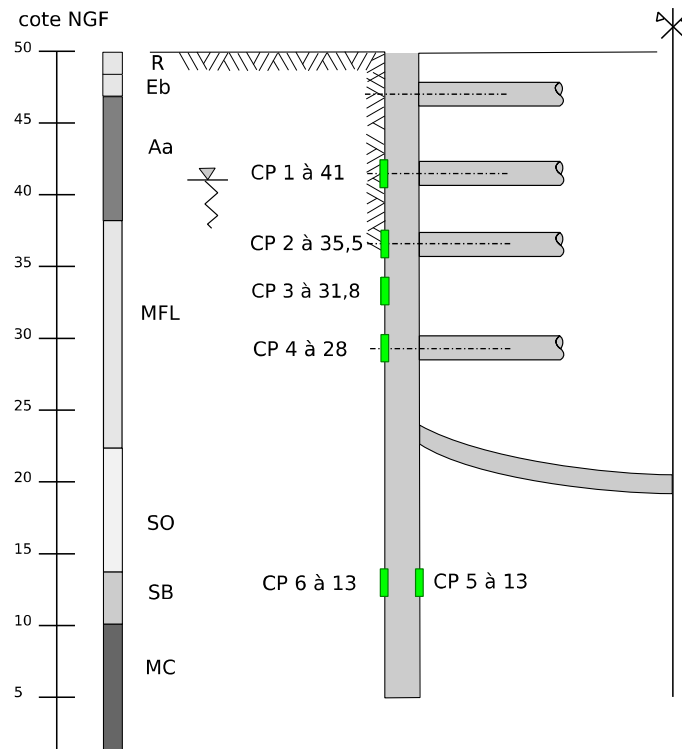


Figure II-111 Position des capteurs de pression (en vert) dans les panneaux (cinq capteurs côté terrain et un capteur côté fouille en pied de paroi)

4. 3. 3. 1. Installation des CP et CPI

Après la livraison des cages d'armatures sur le chantier, des barres de fixation sont soudées aux cages pour que les CP soient installés en position horizontale (Figure II-112). Les capteurs 1 à 4 ont été installés dans le panneau P11 et les capteurs 5 et 6 ont été installés dans le panneau P12 (Figure II-102). Deux câbles (pour l'acquisition des données du CP et du CPI) et un tuyau étanche pour y insérer de l'huile (pour plaquer le vérin hydraulique contre le sol) sont branchés à chacun des capteurs. Pour l'installation des quatre capteurs sur le panneau P11, il était donc nécessaire de prévoir une barre pour facilement dérouler les douze bobines (Figure II-113).



Figure II-112 Les barres de fixation alignées pour que le capteur soit installé horizontalement



Figure II-113 Mise en place des bobines sur une barre pour un déroulage efficace des câbles

Lorsque le capteur est installé sur les barres de fixation, la tête du capteur est placée entre des patins de protection pour respecter les 75 mm d'enrobage, la plaque arrière du capteur est soudée aux aciers de la cage (longitudinaux et/ou cadres) (Figure II-114).

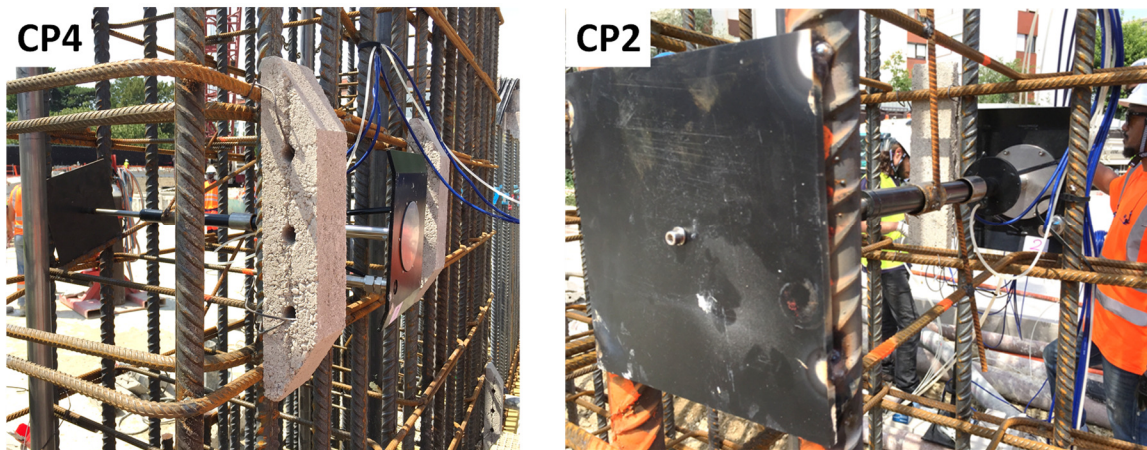


Figure II-114 CP4 : Protection du capteur par les patins. CP2 : La plaque arrière soudée aux aciers

La Figure II-115 montre le boîtier de protection des data loggers qui récupèrent les données des capteurs lors du bétonnage du panneau.

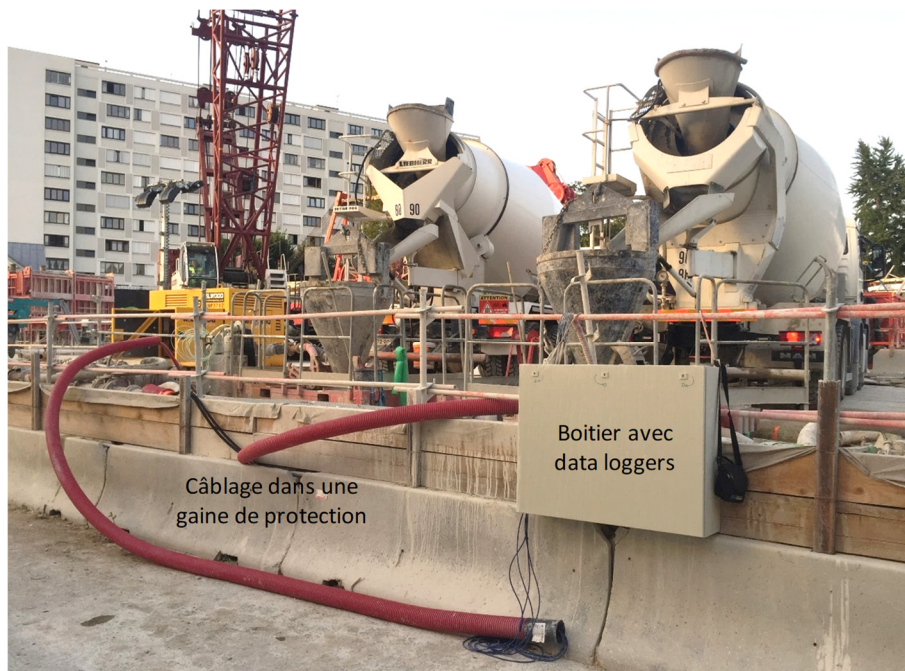


Figure II-115 Le boîtier avec les data loggers des CP lors du bétonnage du panneau

4. 3. 3. 2. Traitement des données des CP et CPI

Les capteurs de pression totale et les capteurs piézométriques fournissent une donnée en fréquence f par heure. On obtient les pressions en utilisant la formule d'étalonnage fournie par le fabricant :

$$\sigma_{total} = - \left(\frac{f^2}{1000} - K \right) \cdot G \quad (30)$$

K et G sont des constantes d'étalonnage en Digit et en kPa/Digit où 1 Digit = $f(\text{hz})^2/1000$.

4. 3. 3. 3. Résultats des capteurs de pression

La Figure II-116 présente les pressions mesurées par les capteurs de pression totale et interstitielle. Les mesures de température sont données en Annexe 3.

Les câblages des capteurs CP5 et CP6 ont été arrachés avant les terrassements, mais après la réalisation de l'essai de pompage.

La Figure II-117 montre les pressions effectives. Pour le capteur 1 à 41 NGF (au-dessus de la nappe), la pression interstitielle mesurée est nulle, la pression effective est donc égale à la pression totale mesurée.

La figure présente également une valeur de pression de poussée active K_a et une pression au repos K_0 pour positionner les valeurs des mesures. Les pressions K_0 sont représentées par des lignes noires pointillées ; elles sont calculées avec l'équation (2) où K_0 est multiplié par la pression verticale effective théorique (ce n'est pas une mesure, mais une valeur calculée approchée) au niveau du capteur. Les pressions actives théoriques, représentées par des lignes rouges pointillées, sont calculées avec le coefficient de poussée K_a déduit de (Kerisel et Absi 1973) pour une inclinaison de $\delta = +0,67 \cdot \varphi'$.

Il est intéressant de souligner que les pressions de la nappe mesurées par les capteurs de pression interstitielles CPI1, CPI3, CPI4 et CPI6 (avant l'arrachement du câblage) confirment la distribution de la pression de la nappe phréatique sur l'écran de la Figure II-103. Le capteur CPI2 (à 35,5 NGF) montre une valeur plus élevée, de 48 kPa, par rapport à une valeur proche de zéro prévue proposée (Figure II-103). Cette valeur aussi élevée (48 kPa représente 4,8 m d'eau) suggère que la distribution de la pression interstitielle est légèrement différente à ce niveau de celle de la Figure II-103. Le capteur CPI5 (à 13 NGF coté butée) montre une valeur de 233 kPa ce qui veut dire que les nappes à l'intérieur de la fouille sont connectées. Ce comportement semble logique, car on a du forer à une profondeur proche de celle du capteur pour y installer les pompes.

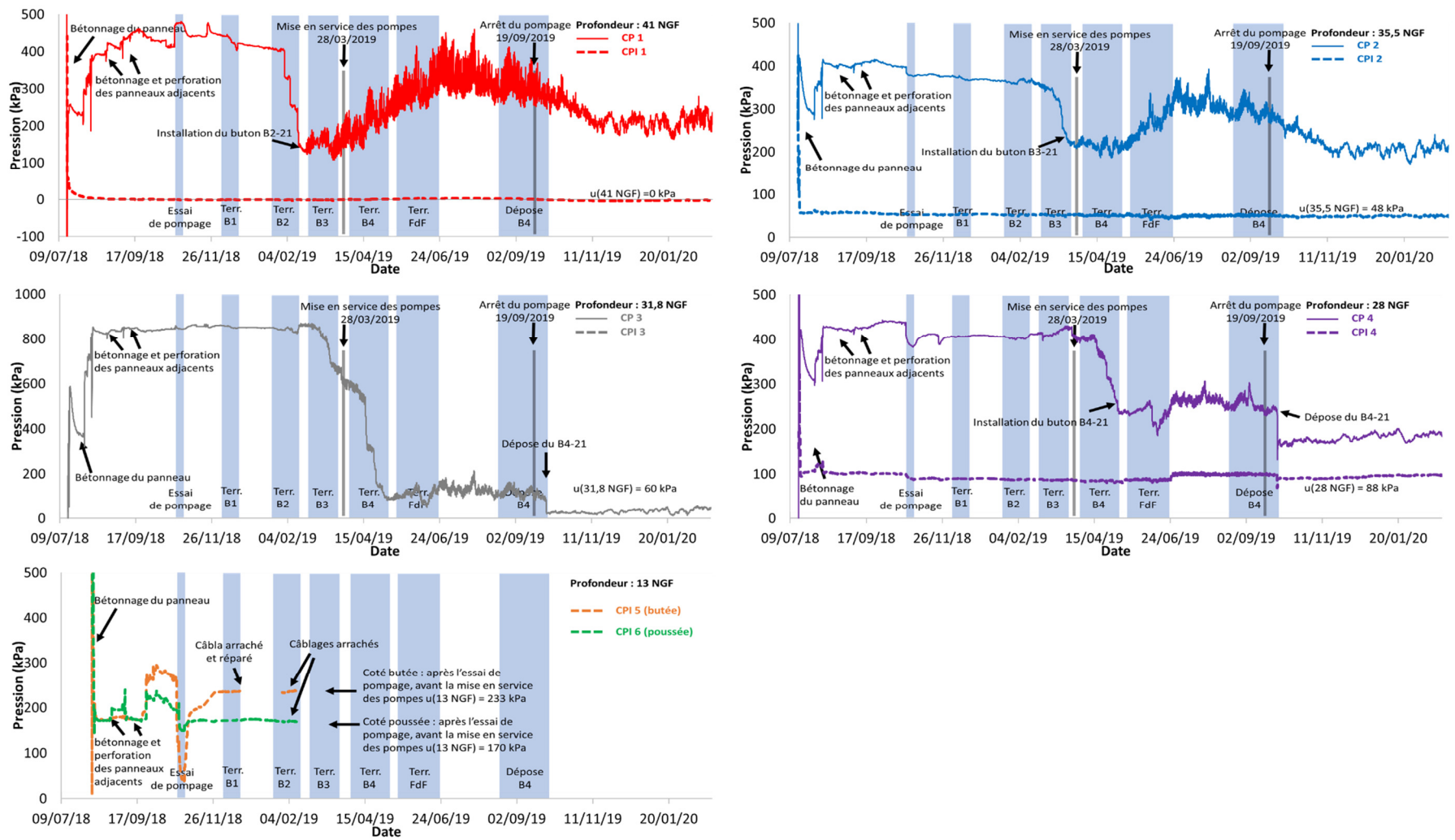


Figure II-116 Mesures des capteurs de pression totale et interstitielle

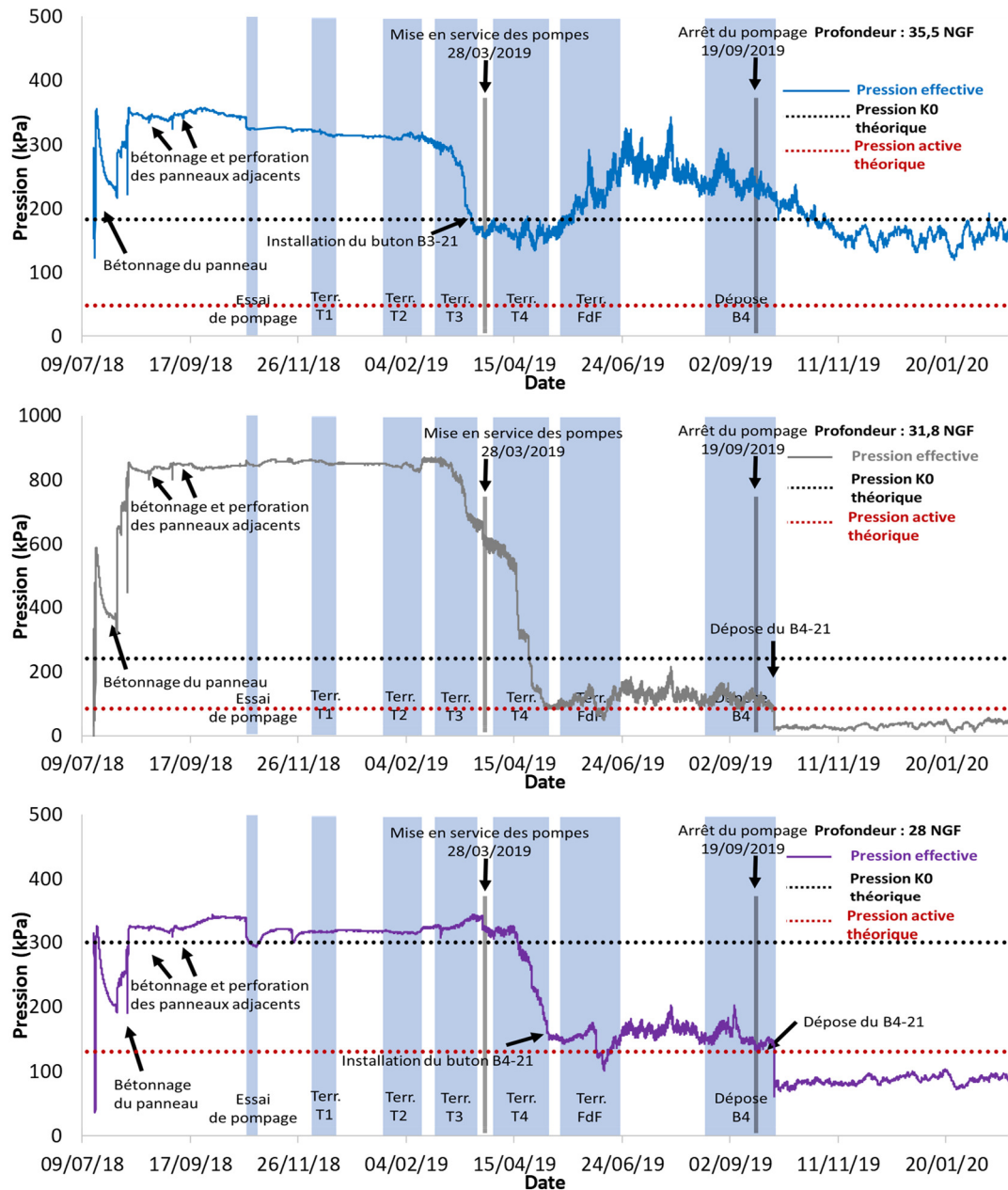


Figure II-117 Pressions effectives des capteurs à 35,5 NGF, 31,8 NGF et 28 NGF

4. 3. 3. 3. 1 Influence de l'essai de pompage sur les capteurs CP et CPI

Lors de l'essai de pompage, on relève les résultats suivants :

- les capteurs de pression totale CP2 et CP4 montrent une diminution de pression, ce qui semble logique, car lors d'un pompage à l'intérieur de la fouille, on s'attend à des diminutions de pressions. Le capteur CP1 montre une augmentation, ce qui n'est pas physique, et le capteur CP3 ne montre aucune influence causée par l'essai.
- les capteurs de pression interstitielle CPI 1 à 3 ne présentent aucune variation de pression mesurée. Le capteur CPI4 présente une légère diminution de pression interstitielle. En revanche,

les capteurs CPI5 et CPI6, qui sont les deux plus profonds, dans la couche des Sables de Beauchamp, présentent tous les deux une diminution de pression interstitielle. La pression du CPI5, du côté de la fouille, passe de 170 kPa à 35 kPa. La pression du CPI6, du côté extérieur fouille, passe de 170 kPa à 150 kPa. La variation du capteur extérieur prouve qu'il y a un écoulement entre l'extérieur et l'intérieur de la fouille lors de l'essai de pompage malgré la fiche de la paroi. Le niveau à l'intérieur de la fouille descend à environ 15 NGF ce qui est confirmé par le CPI5 et les mesures piézométriques. Après l'essai de pompage, les valeurs mesurées par ces deux capteurs à 13 NGF se stabilisent après l'essai de pompage. La mesure du CPI5 (côté butée) montre 233 kPa ce qui correspond à une nappe à 36,3 NGF qui correspond environ au niveau de la nappe des Masses et Marnes du Gypse. La mesure du CPI6 (côté poussée) montre 170 kPa ce qui correspond à une nappe à 30 NGF (Figure II-103). On ne trouve aucune explication pour laquelle le niveau à l'extérieure de la fouille serait plus bas que celui à l'intérieur de la fouille.

4. 3. 3. 3. 2 *Influence des terrassements sur les capteurs de pression totale*

Les capteurs de pression CP1, CP2 et CP4 sont installés au niveau des butons. Le CP3 est installé à mi-distance entre les lits de butons B3 et B4.

La pression du capteur CP1 passe d'environ 450 kPa à 150 kPa lors du terrassement T2 ce qui est excessif pour passer d'une valeur de pression initiale (dit K_0) à la pression de poussée (K_a). Après l'installation du bouton B2-22 et lors des terrassements T4 et au fond de fouille, la pression augmente jusqu'à environ 350 kPa. Ensuite, après la phase de dépose du lit B4, la pression chute à environ 200 kPa (un peu plus que lors de l'installation du bouton B2-22). Il est intéressant que lors du terrassement T3, qui est le premier terrassement en dessous de ce lit de butons, cette pression ne semble pas augmenter de manière significative.

Le même comportement est visible pour le capteur CP2. L'augmentation de pression sur le capteur est seulement visible lors du terrassement au FdF.

La pression du capteur CP3 chute lors du terrassement T3 puis T4 jusqu'à une valeur proche à la pression active calculée. Les résultats du capteur CP3, installé à 3,7 m entre les deux lits, montrent les variations journalières de pression dues à la dilatation thermique des butons.

En ce qui concerne le capteur CP4 qui est installé au niveau du lit B4, la pression mesurée chute lors du terrassement T4. La valeur mesurée ensuite est stable et reste proche de la pression active calculée. Ensuite, la pression chute davantage lors de la phase de dépose du lit B4.

Les valeurs mesurées ne sont pas cohérentes avec les pressions initiales ou les pressions actives calculées avec les formules classiques. Les valeurs absolues des mesures ne peuvent pas être directement comparées aux calculs, mais on peut retenir les tendances.

4.3.4. Nappe phréatique

Des forages piézométriques ont été forés à l'intérieur et à l'extérieur de la gare. Ils descendent à 12 NGF à l'intérieur de la fouille. Ils permettent de vérifier les niveaux de la nappe pendant les phases de terrassement, mais aussi pendant l'essai de pompage. Le pompage a été réalisé avec un débit d'exhaure inférieur à 10 m³/h, plus faible que la valeur maximale permise.

4.3.5. Essai de pompage

La Figure II-118 illustre les niveaux de nappe mesurés lors de l'essai de pompage et le débit des pompes. Les niveaux à l'extérieur de la fouille ne sont pas mesurés en continu, mais manuellement, tous les jours lors de l'essai de pompage et environ une fois par mois pendant les phases de terrassement. Le niveau rabattu est entre 15 NGF et 25 NGF. Après l'arrêt des pompes (7 jours après le démarrage), le niveau remonte et se stabilise à 34,6 NGF. Puisque tous les piézomètres intérieurs sont crépinés sur toute la hauteur, ils mettent en communication les différentes nappes. Les détails des pressions à l'intérieur de la fouille ne sont pas connus, mais on peut considérer une pression hydrostatique après la remontée.

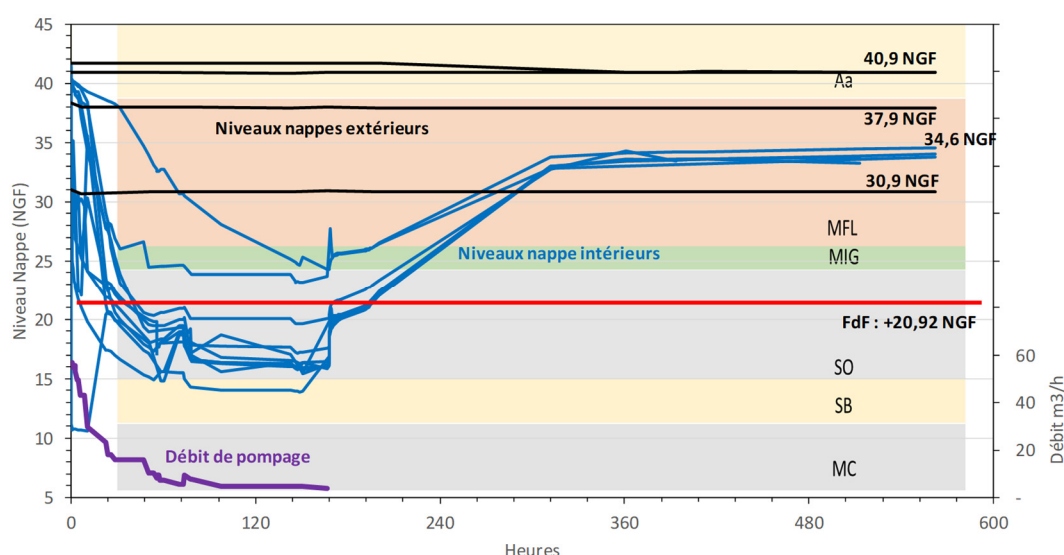


Figure II-118 : Niveaux de nappe intérieure et extérieure fouille et débit des pompes lors de l'essai de pompage (23/10/2018 – 13/11/2018)

La mesure initiale a été faite avant l'essai de pompage pour sept tubes inclinométriques. Des mesures courantes étaient prises pendant l'essai et après l'arrêt des pompes de l'essai de pompage. La Figure II-119 montre les résultats donnés par quatre des sept inclinomètres qui montrent des déplacements, les trois autres donnant des déplacements négligeables.

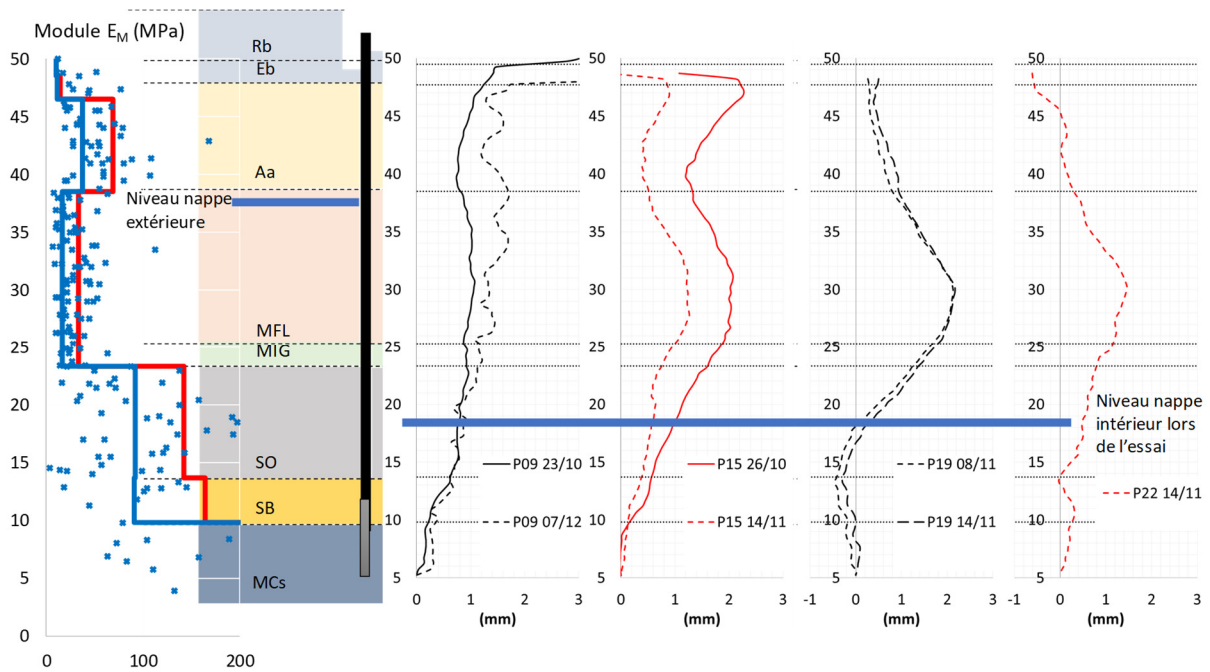


Figure II-119 : Déplacements inclinométriques pendant (lignes pleines) et après (en pointillé) l'essai

Pour certains inclinomètres, la remontée de la nappe ne provoque pas de déplacement de la paroi. Pour d'autres, le comportement observé est inverse de celui attendu : les déplacements augmentent lors de la remontée de la nappe. On voit sur ces courbes que le comportement n'est pas aussi net que pour le chantier des Ardoines où les déplacements des quatre inclinomètres étaient très cohérents. Il n'est pas possible de conclure sur le comportement lors de l'essai de pompage mais on peut souligner que les déplacements mesurés sont faibles.

La Figure II-120 montre les valeurs de pression totale et interstitielle mesurées par les six capteurs avant et pendant l'essai de pompage.

On peut supposer que les variations de pressions mesurées quelques semaines avant l'essai de pompage sont dues à la réalisation des panneaux adjacents de la paroi moulée : les dates ont été confirmées par les photos prises depuis l'immeuble avoisinant et la documentation d'exécution du chantier. Les capteurs réagissent à ces événements de chantier, ce qui confirme qu'ils sont bien en marche, mais les valeurs mesurées sont difficiles à interpréter : une augmentation de pression interstitielle de 100 kPa due à la réalisation des panneaux adjacents semble excessive et n'est pas physique. Pendant l'essai de pompage, le capteur du côté intérieur fouille (CP5) montre une chute très forte et le capteur le plus profond du côté extérieur montre une diminution de quelques dizaines de kPa, ce qui veut dire que la fouille n'est pas parfaitement étanche. Des diminutions de pressions lors d'un pompage est un comportement auquel on peut s'attendre.

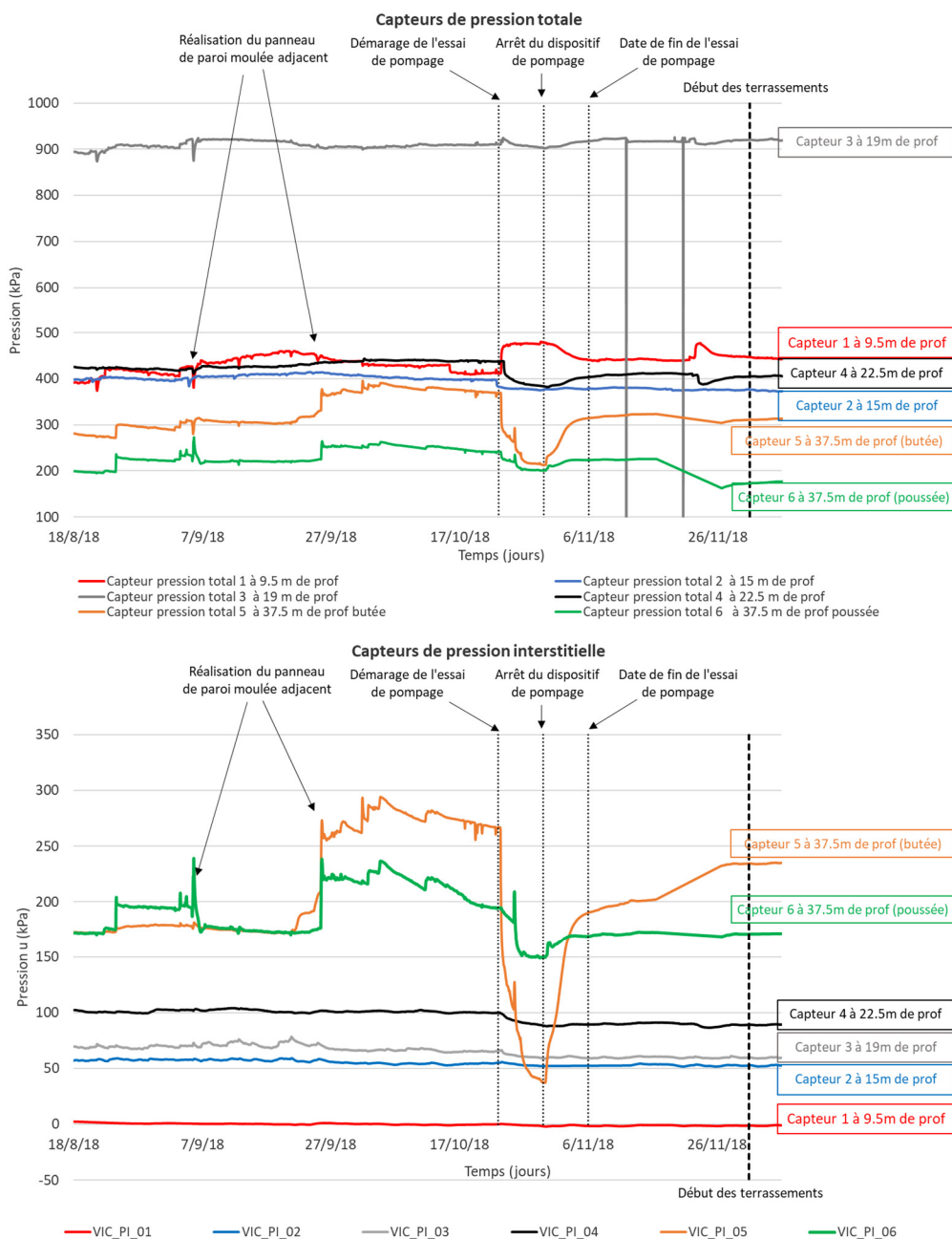


Figure II-120 : Pressions mesurées par les capteurs de pression totale et interstitielle avant les terrassements

4.3.6. Déplacements horizontaux de la paroi moulée – phases de terrassement

Dans la suite, la mesure inclinométrique initiale considérée est celle réalisée après l’essai de pompage. La Figure II-121 présente les mesures inclinométriques pendant les terrassements, pour les tubes placés dans les panneaux P32 et P09, la section correspondante étant nommée S09. La paroi sud (P32) se déplace plus que la paroi nord (P09). C’est le niveau du terrain naturel des deux côtés qui rend le système dissymétrique.

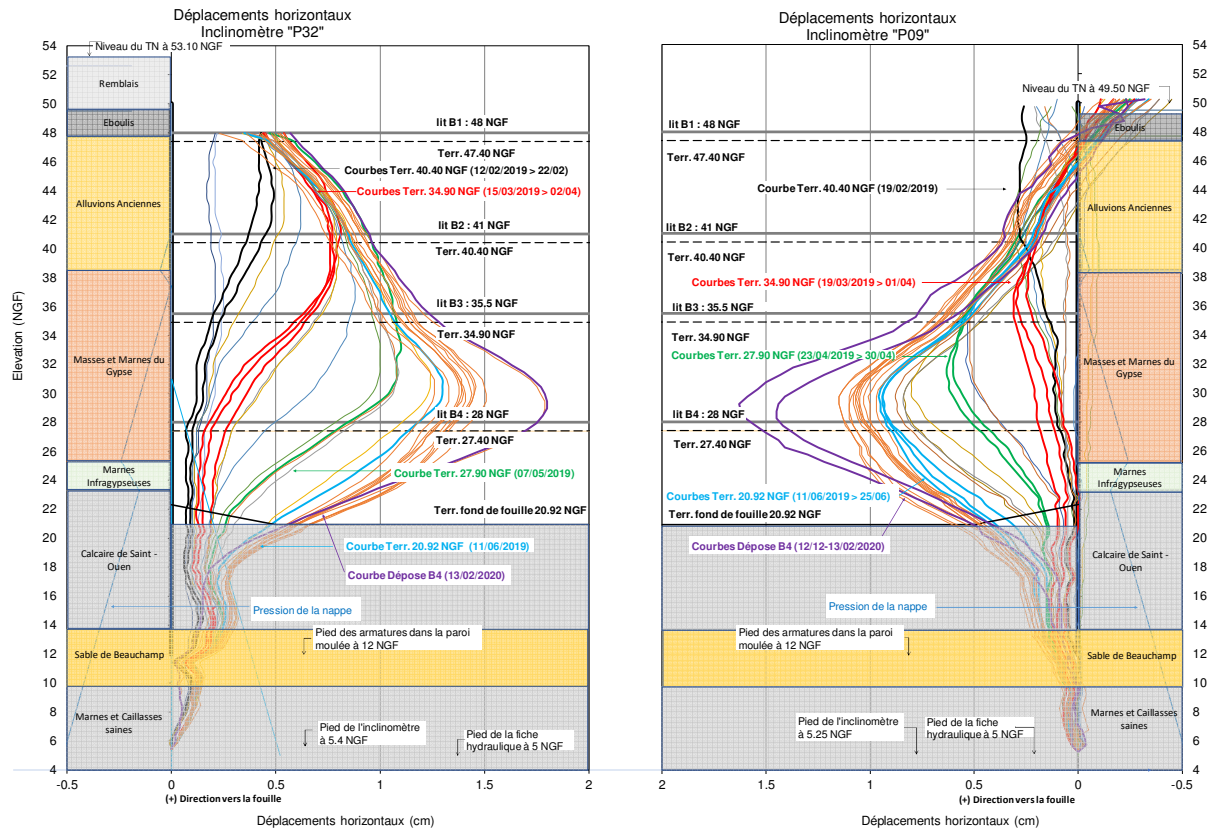


Figure II-121 : Déplacements horizontaux mesurés par inclinométrie pour les panneaux P09 et P32. Section S09

Le grand nombre de mesures disponibles permet de se rendre compte de la précision des mesures, en comparant plusieurs courbes correspondant à une période au cours de laquelle aucune évolution significative n'a eu lieu sur le chantier. Les courbes moyennes pour les phases critiques (3, 5, 7, 9, 11 et 14 du Tableau II-22) sont présentées en gras et seront comparées aux modèles prévisionnels dans §4. 4. Les courbes des autres inclinomètres sont présentées dans l'Annexe 3. Pour toutes les mesures inclinométriques, le pied de la paroi est considéré comme un point fixe, car la rotation en partie inférieure de la paroi est faible.

4.3.7. Vérifications des déplacements horizontaux par cibles topographiques

Une partie des vérifications de la cohérence entre les mesures par cibles topographiques installées sur la paroi moulée et les mesures inclinométriques est présentée sur la Figure II-122. Toutes les autres vérifications sont présentées en Annexe 3.

Les deux systèmes de mesure se montrent assez cohérents et assez précis en valeur absolue pour poursuivre l'analyse avec l'hypothèse du point fixe en pied du tube inclinométrique. De plus, la représentation des mesures inclinométriques à un certain niveau dans le temps permet de visualiser la différence entre les deux parois face à face. Les mesures confirment une forte dissymétrie entre les deux parois. En dessous du niveau 30 NGF, le déplacement des parois est le même.

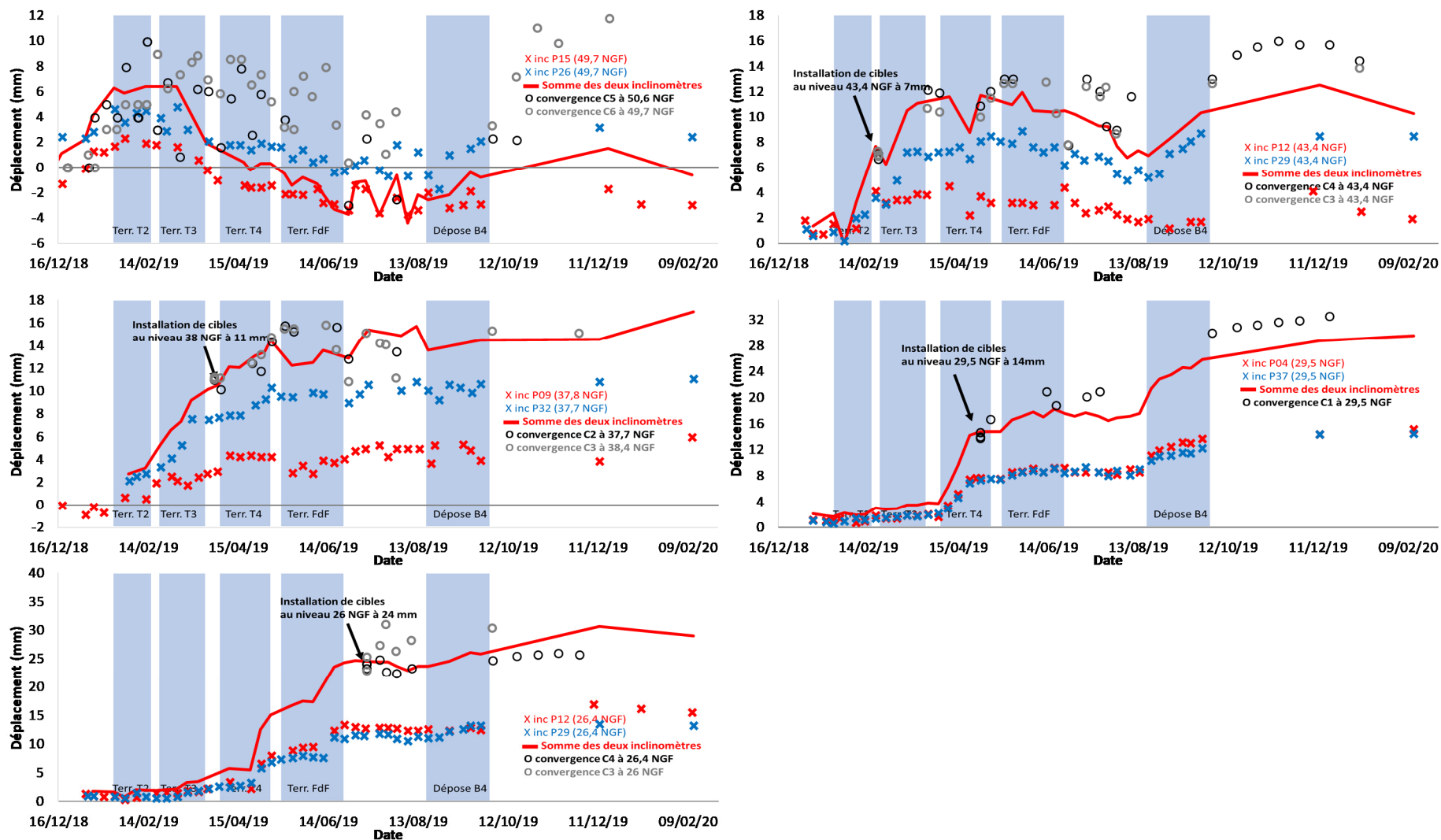


Figure II-122 : Vérifications des mesures inclinométriques par cibles topographiques

4.3.8. Mesures des déformations sur butons par extensomètres à corde vibrante

La Figure II-123 présente des vues en plan des butons instrumentés du lit B2, B3 et B4 (en rouge les butons instrumentés). Les butons instrumentés du lit B1 sont présentés sur la Figure II-102.

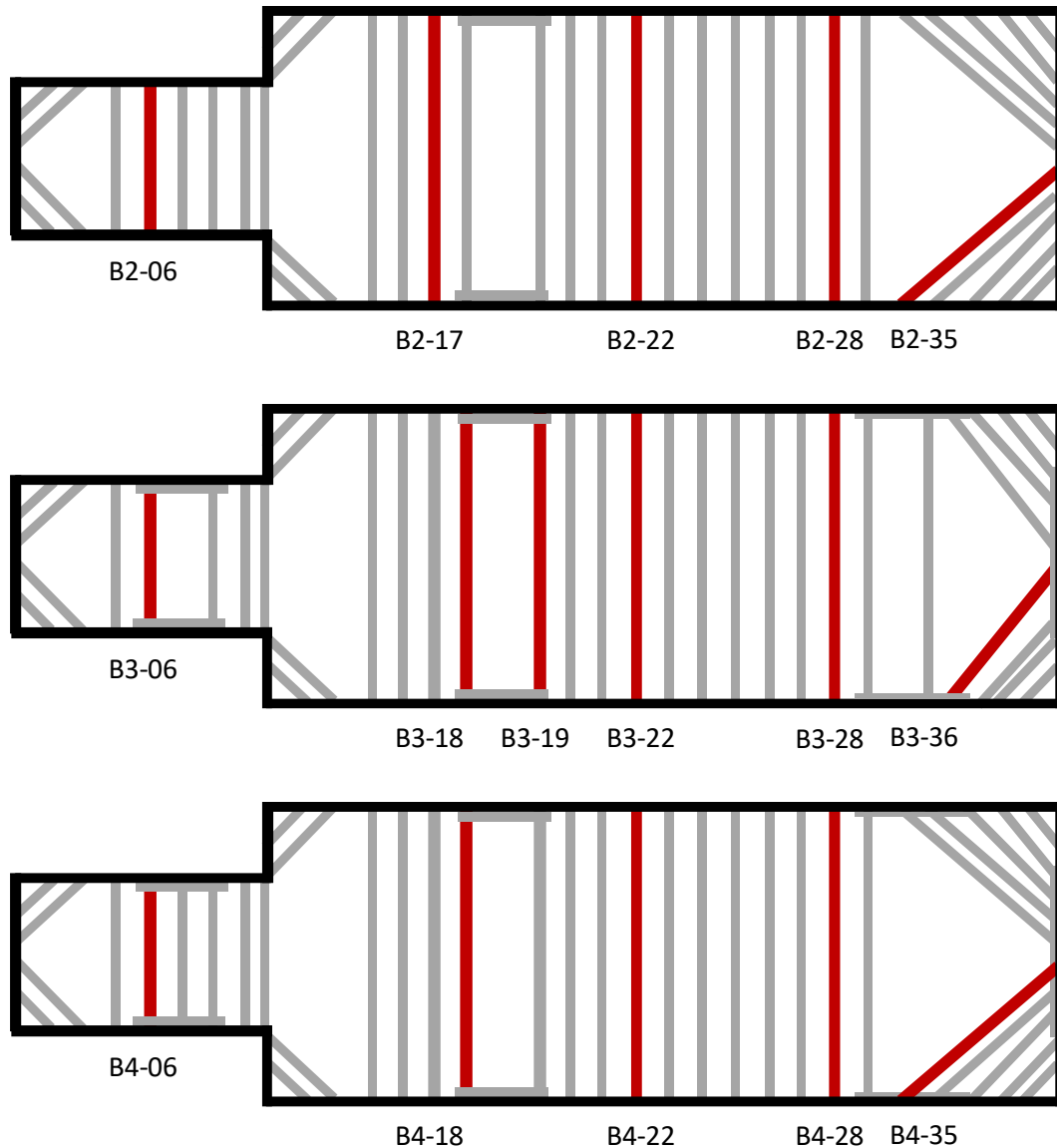


Figure II-123 : Vue en plan des butons instrumentés du 2^e, 3^e et 4^e lit

Les caractéristiques géométriques des butons instrumentés sont présentées dans le Tableau II-25.

La Figure II-124 et la Figure II-125 illustrent les efforts N_{sol} de tous les butons instrumentés de VIC. Les efforts sont donnés en kN/m en direction perpendiculaire à la paroi.

Tableau II-25 Caractéristiques géométriques des butons instrumentés

Lit	Buton	Nom	D _{ext} (mm)	Epaisseur (mm)	Espacement <i>L_{esp,h}</i> (m)	Longueur (m)	Orienta- tion θ (°)	Section (m ²)
1	6	B1-06	508	10	3,37	15,9	90	0,0156
1	17	B1-17	914	15,5	3,795	30,92	90	0,0438
1	22	B1-22	914	15,5	3,51	30,92	90	0,0438
1	28	B1-28	914	15,5	3,51	30,92	90	0,0438
1	30	B1-30	610	11	3,505	21,58	40,8	0,0207
2	6	B2-06	508	10	3,37	15,9	90	0,0156
2	17	B2-17	805	23	3,795	30,92	90	0,0565
2	22	B2-22	864	18	3,51	30,92	90	0,0478
2	28	B2-28	864	18	3,51	30,92	90	0,0478
2	35	B2-35	610	11	3,505	21,58	40,8	0,0207
3	6	B3-06	864	17	5,15	15,9	90	0,0452
3	18	B3-18	1067	21	5,4	30,92	90	0,0690
3	19	B3-19	1067	21	5,515	30,92	90	0,0690
3	22	B3-22	1067	22,8	3,51	30,92	90	0,0748
3	28	B3-28	1067	22,8	3,51	30,92	90	0,0748
4	6	B4-06	813	12,5	3,37	15,9	90	0,0314
4	18	B4-18	1067	22,8	5,4	30,92	90	0,0748
4	22	B4-22	1067	22,8	3,51	30,92	90	0,0748
4	28	B4-28	1067	21	3,51	30,92	90	0,0690
4	35	B4-35	1000	18	3,505	21,58	40,8	0,0555

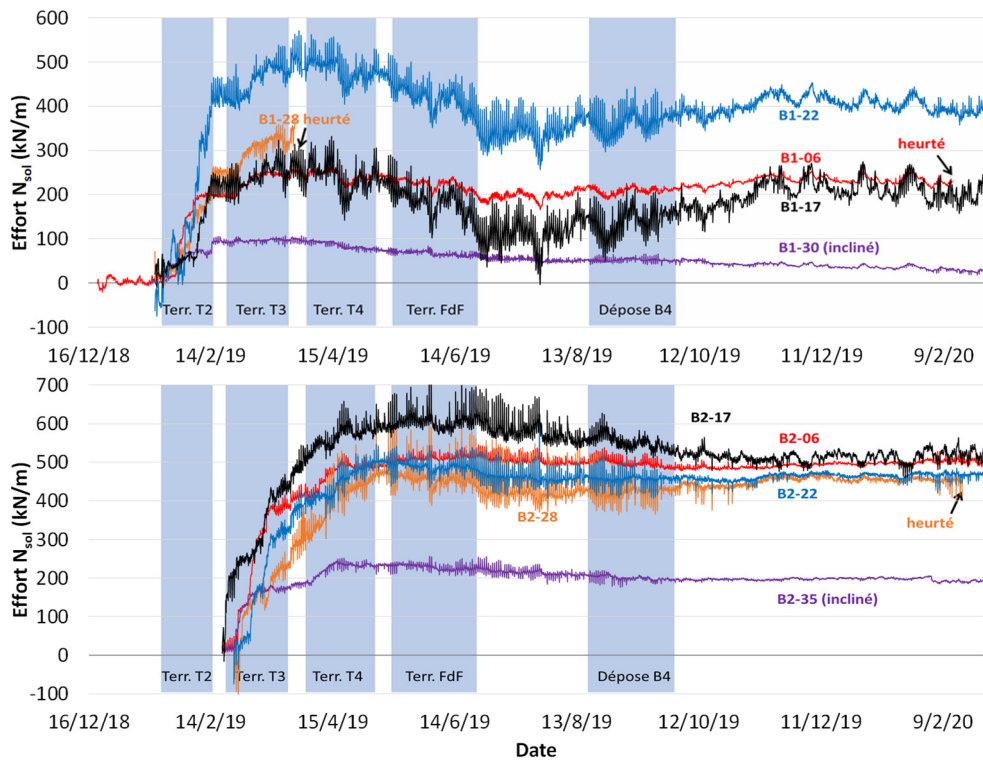


Figure II-124 : Efforts N_{SOL} pour les butons de VIC (en kN/m) (lits B1 et B2)

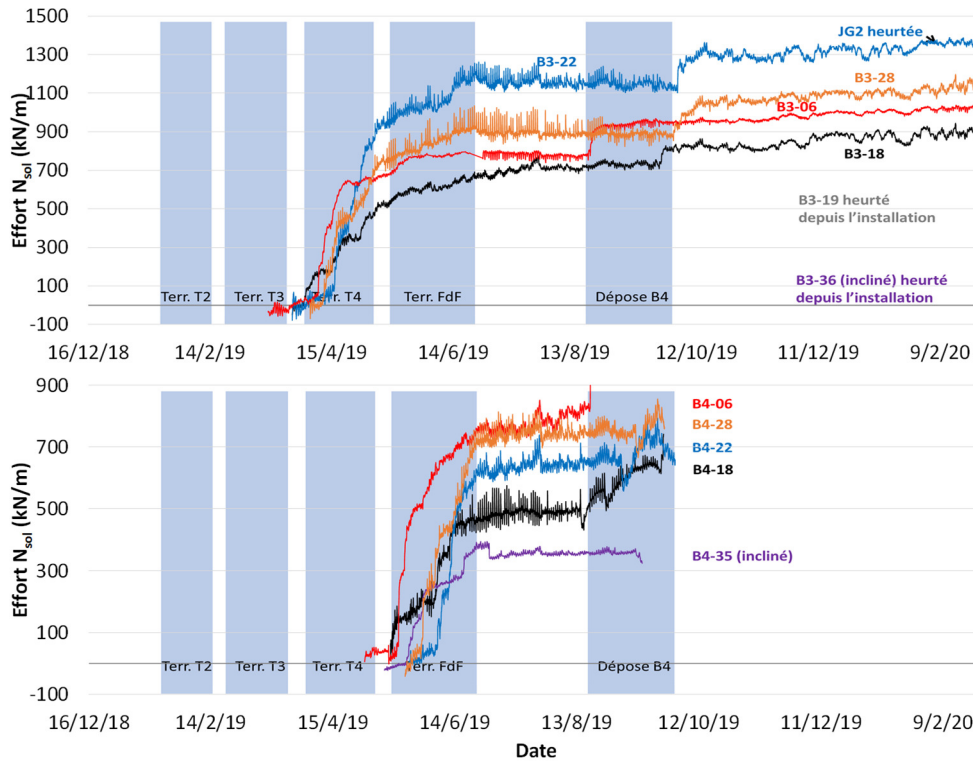


Figure II-125 : Efforts N_{sol} pour les butons de VIC (en kN/m) (lits B3 et B4)

Le Tableau II-26 présente un récapitulatif des valeurs corrigées de l'effet thermique de tous les butons instrumentés de VIC. Les efforts sont appelés $N_{sol,i}$ où i est le nom de la phase concernée.

Le degré d'autocontrainte moyen pour le premier lit est de 33%, pour le second lit de 34%, pour le troisième lit de 26% et pour le quatrième lit de 38%.

L'Annexe 3 présente la comparaison des raccourcissements élastiques des butons avec les déplacements inclinométriques mesurés au niveau des butons.

Les données des deux systèmes d'instrumentation ne sont pas cohérentes pour le premier niveau de butons. On attribue cette différence à l'erreur cumulée des mesures inclinométriques en tête de l'écran : les déplacements mesurés ne semblent pas cohérents avec la cinématique de la paroi et sont très différents en fonction du panneau. Cette analyse rappelle que la précision des déplacements déduits des mesures inclinométriques est meilleure plus proche du point considéré fixe – dans ce cas en pied de la paroi moulée.

Pour les autres lits, les deux systèmes donnent des résultats cohérents. Ils montrent l'atteinte d'un palier à la fin du terrassement B3 puis une légère diminution de déformation.

La cohérence entre les deux systèmes de mesure pour les lits B2, B3 et B4 conduit à prendre en compte la raideur théorique pour tous les butons.

Tableau II-26 Récapitulatif des efforts corrigés de l'effet thermique

Nom	m	M	T _i	N _{sol,T2}	N _{sol,T3}	N _{sol,T4}	N _{sol,FdF}	N _{sol,B4}
	kN/°C	%	°C	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m
B1-06	13	35	6	200	250	240	200	230
B1-17	39	35	10	210	240	230	130	210
B1-22	33	30	4	420	500	470	330	400
B1-28	33	30	4	250	340	-	-	-
B1-30	20	40	10	100	100	70	50	30
B2-06	20	50	10	-	400	490	500	500
B2-17	28	20	12	-	480	590	560	540
B2-22	34	30	9	-	370	500	450	460
B2-28	41	35	9	-	280	470	420	460
B2-35	26	50	9	-	180	230	210	200
B3-06	42	35	6	-	-	660	800	1020
B3-18	38	20	9	-	-	510	740	910
B3-22	52	30	10	-	-	940	1160	1350
B3-28	34	20	10	-	-	740	890	1140
B4-06	28	35	11	-	-	-	830	-
B4-18	105	55	12	-	-	-	510	-
B4-22	53	30	18	-	-	-	650	-
B4-28	52	30	12	-	-	-	760	-
B4-35	51	35	10	-	-	-	380	-

4.3.9. Extensomètres à corde vibrante sur les liernes

Pour comprendre la distribution des efforts dans un système où une cage d'armature de la paroi moulée est retenue par une lierne, des extensomètres à corde vibrante ont été installés sur les fibres comprimées et tendues des liernes, sur trois niveaux (les photos de l'installation sur présentées en Annexe 3). La position de ces capteurs et de ceux posés sur les butons B3-19 et B3-18 est schématisée sur la Figure II-126. Cette discussion illustre le fait que les modélisations reposent sur une représentation simplifiée du système d'appuis et complète les différents aspects que l'on a étudiés par ailleurs (conditions d'assemblage des butons, mise en contact avec la paroi, utilisation de butons en patte d'oie, etc.).

L'installation des trois fissuromètres sur la connexion entre les platines du bouton B3-19 est décrite dans le §4.3.10. ci-après.

La Figure II-127 présente les contraintes mesurées dans la lierne L3-1 en MPa (la valeur de déformation a été multipliée par le module d'élasticité de l'acier égal à 210 GPa).

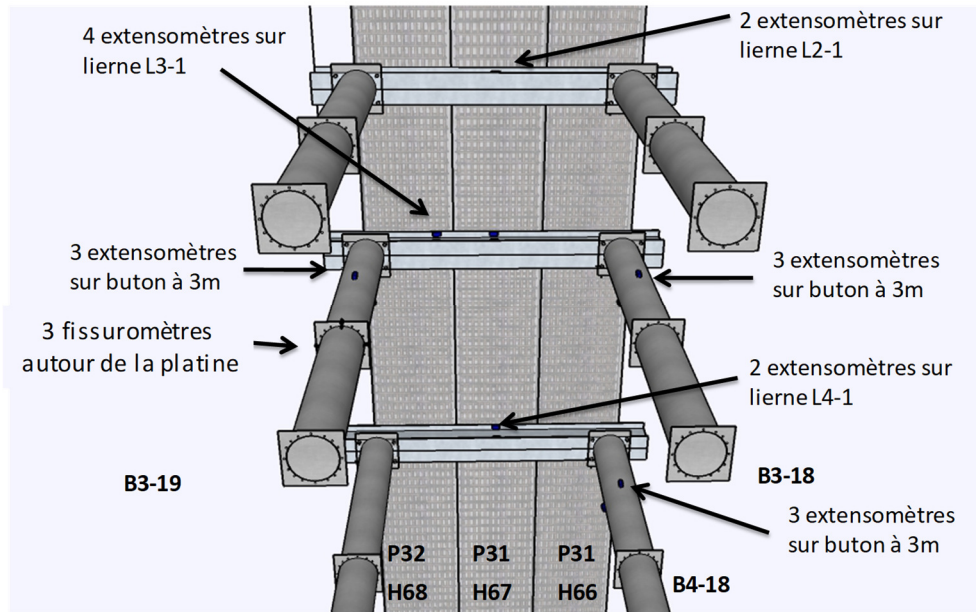


Figure II-126 : Schématisation des extensomètres installés sur les liernes et les butons B3-18 et B3-19

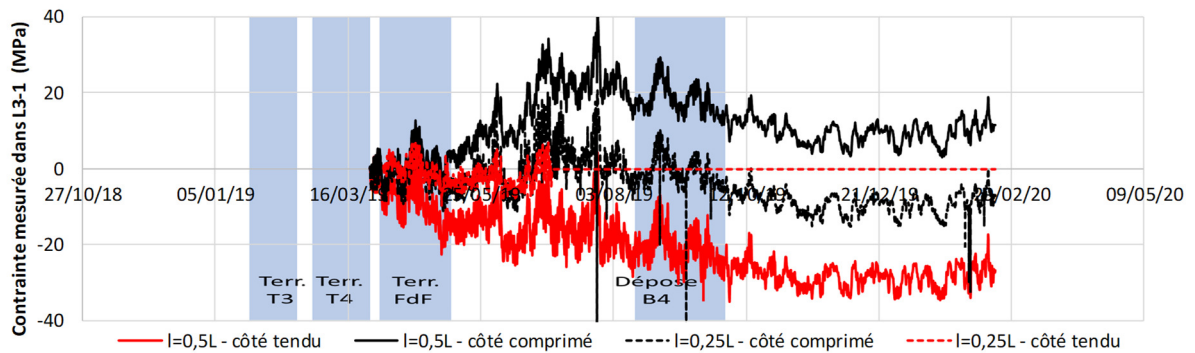


Figure II-127 : Résultats de mesure des extensomètres de la lierne L3-1

Pour les liernes L2-1 et L3-1, les résultats montrent l'influence des variations de température journalières ; les contraintes relevées ne dépassent pas 40 MPa, ce qui est faible pour un profilé métallique qui travaille en flexion avec une limite d'élasticité de 355 MPa.

Les deux extensomètres sur la lierne L4-1 donnent des résultats aberrants : les variations journalières attribuées aux variations de température dépassent largement la valeur 2,52 MPa/°C qui correspond théoriquement à un blocage parfait des extrémités. Ces résultats ne sont pas considérés dans l'analyse.

Les données des deux niveaux de lierne du 2^e et 3^e lits permettent de conclure que les profilés métalliques ont été surdimensionnés : dimensionner ces éléments structuraux en considérant que toute la pression du sol s'applique sur la lierne en ignorant la raideur de la paroi moulée n'est pas correct.

4.3.10. Fissuromètres pour vérification du contact platine contre platine

La question de la raideur des butons métalliques s'est posée lors de l'analyse des Ardoines. La déformation locale mesurée par corde vibrante ne correspond pas au déplacement inclinométrique au niveau de certains butons. On a fait l'hypothèse que les butons, constitués de plusieurs tronçons boulonnés, les uns aux autres au niveau des platines, peuvent présenter un jeu d'assemblage qui se traduit par une raideur réduite par rapport à la raideur théorique. Cet effet peut être significatif, car parfois, les tronçons font 3 m de longueur seulement pour des raisons de transport.

Pour discuter cette hypothèse, sur VIC, un dispositif de mesure a été mis en place pour vérifier comment travaille un assemblage entre deux tronçons d'un bouton. Trois fissuromètres à corde vibrante (*crackmeter CM* en anglais) ont été installés autour d'un assemblage entre deux platines du bouton B3-19 (Figure II-128). Les fissuromètres n'ont pas été installés à 120 degrés comme les extensomètres de la Figure II-20, mais à 90°.



Figure II-128 : Photo de l'installation du fissuromètre en tête sur l'assemblage entre deux platines du B3-19

Les résultats des mesures sont enregistrés par le datalogger en Hz comme pour les cordes vibrantes des butons ou liernes. La Figure II-129 présente les résultats des mesures en kN avec l'effort moyen du B3-18, car malheureusement, les cordes vibrantes ont été arrachées du bouton B3-19.

Comme on le voit sur la Figure II-129, les mesures se suivent parfaitement (à part au tout début de la période représentée) si l'on exclut les variations de température qui sont différentes, car les fissuromètres sont plus exposés au soleil (il n'y a pas de capot de protection).

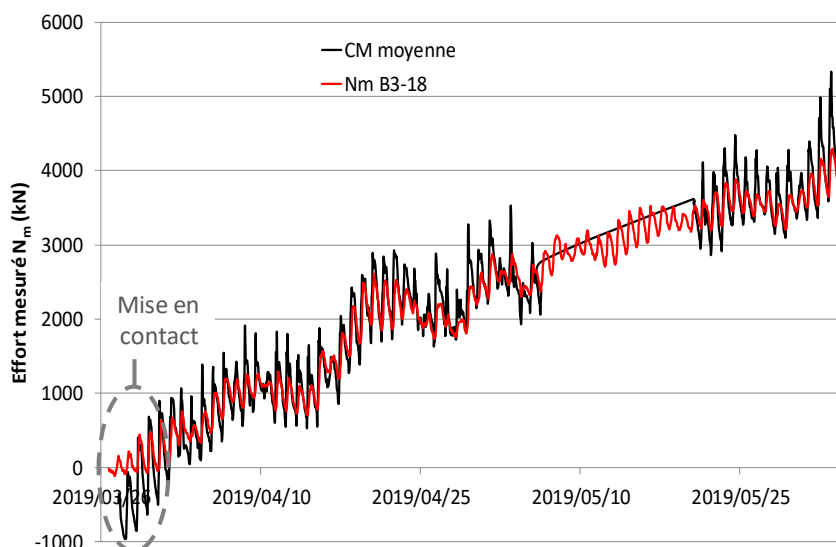


Figure II-129 : Mesures des fissuromètres sur la connexion entre platines du buton B3-19 avec les extensomètres du buton B3-18

Au tout début des terrassements en dessous de ce lit, on note un décalage d'environ 300 kN : les fissuromètres se déforment alors que la déformation en partie courante est presque nulle. Ce décalage ne permet cependant pas de valider complètement l'hypothèse qu'on a faite, car la différence n'est pas assez nette. Toutefois, puisque les incréments des deux jeux de mesures sont quasi-identiques, on peut en conclure des comportements similaires des deux butons (B3-18 et B3-19) et un effort quasi-identique. À posteriori, on peut regretter que les capteurs n'aient pas été installés plusieurs semaines avant les terrassements ce qui aurait peut-être permis d'avoir plus de données et de mieux voir s'il y a bien eu une déformation différente au niveau des fissuromètres.

Pour limiter l'influence du jeu, sur les assemblages de platine et tube, des goussets sont soudés avant le soudage de la platine au tube. Ces goussets sont montrés sur la Figure II-24 (sur le chantier des Ardoines). Le soudage des goussets avant le soudage de la platine permet de limiter le retrait de la platine lors du soudage et d'avoir un meilleur contact entre platines dans l'assemblage final.

D'un autre côté, le matage permet de corriger les défauts d'alignement inévitables lorsque l'assemblage est fait de plusieurs tubes suspendus par des grues : il est évidemment impossible d'être précis au millimètre voire au centimètre.

4.3.11. Définition de la raideur de sol à partir des mesures

Afin de comprendre les mesures et les comparer entre elles, il est intéressant de tenter de définir une raideur apparente du sol. Dans le cas de VIC, ce sont les capteurs de pression totale qui le permettent, car ils fournissent la pression mesurée : il est possible de tracer cette pression en fonction du raccourcissement élastique du buton (en face du CP) et du déplacement inclinométrique (toujours au niveau du CP).

4. 3. 11. 1. Pression mesurée en fonction du raccourcissement élastique du buton

Puisque la raideur en compression ($E \cdot e_p$) de la paroi moulée d'un mètre d'épaisseur est environ 70 fois plus importante que la raideur du buton, on considère que l'épaisseur de la paroi ne varie pas lors de l'augmentation d'efforts dans le buton.

La Figure II-130, la Figure II-131 et la Figure II-132 illustrent les dépendances entre les pressions mesurées par les capteurs CP1, CP2 et CP4 et les raccourcissements élastiques des butons juste devant les capteurs (la valeur du raccourcissement élastique est divisée par deux, en supposant que le centre du buton a un déplacement nul ; le phasage et les résultats inclinométriques montrent que ce n'est pas le cas, mais on cherche à retrouver seulement un ordre de grandeur).

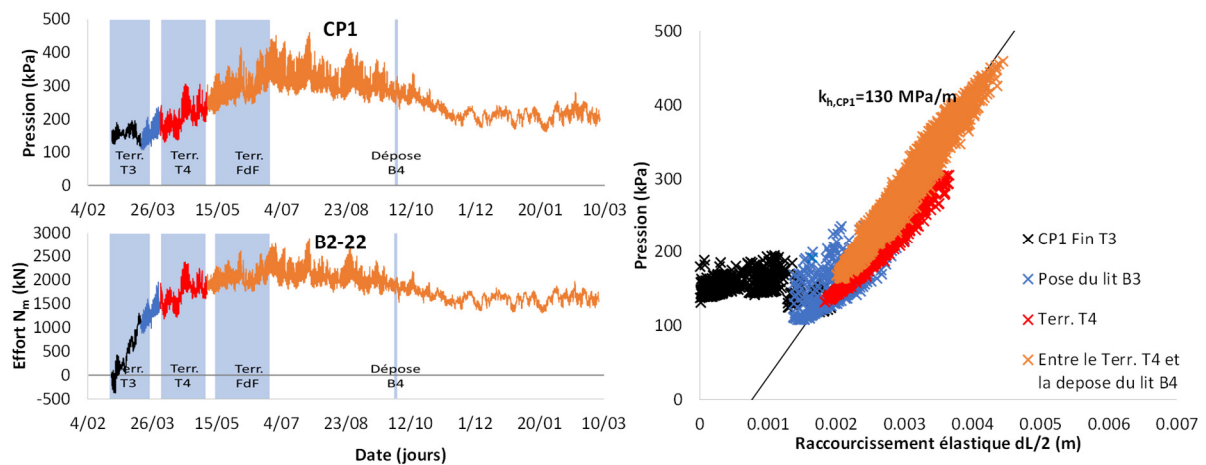


Figure II-130 : Variation de pression du capteur CP1 et de l'effort dans le buton B2-22 en fonction du temps et la dépendance de pression du capteur CP1 en fonction du raccourcissement élastique du buton B2-22

La dépendance entre la pression sur le capteur et le raccourcissement élastique du buton B2-22 montre que le comportement du capteur de pression n'est pas le même pour le terrassement T3 (juste en dessous du niveau analysé, représenté par les croix noires) et les terrassements suivants où la dépendance entre la pression et le déplacement au niveau du capteur est pratiquement linéaire et avec une pente égale à $k_{h,CP1}=130$ MPa/m.

A titre de comparaison, pour les Alluvions Anciennes, le rapport E_M/α est compris entre 115 MPa et 210 MPa et le module k_h défini avec la formule de Schmitt est compris entre 90 et 200 MPa/m : la valeur de 130 MPa/m se trouve bien entre ces deux bornes.

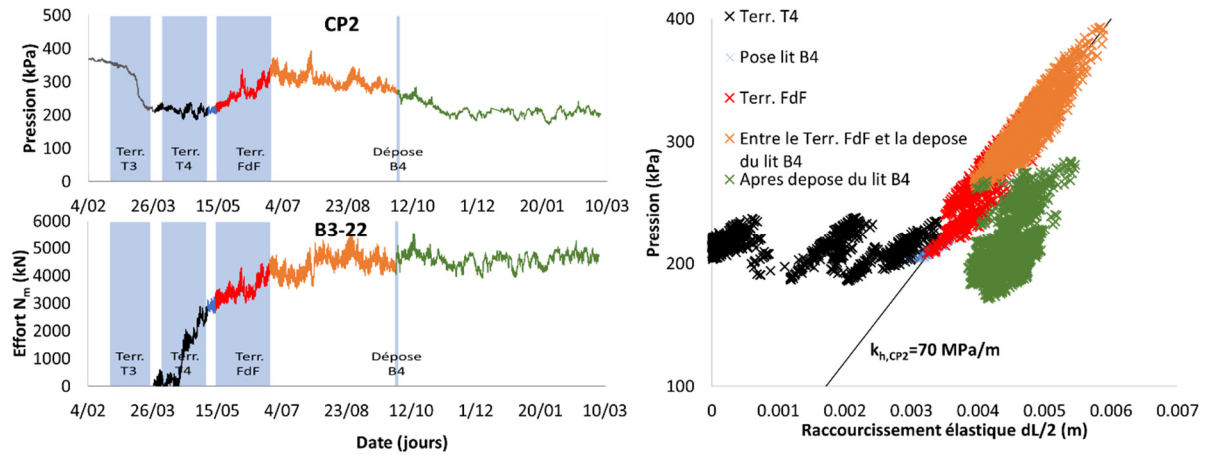


Figure II-131 : Variation de pression du CP2 et de l'effort du B3-22 en fonction du temps et la dépendance de pression du CP1 en fonction du raccourcissement élastique du B3-22

Les variations de pression sur le capteur CP2 se divisent en trois phases principales. Pour le terrassement T4, il n'y a pas de visible augmentation de pression sur le capteur ; lors du terrassement au fond de fouille, la dépendance entre la pression et le raccourcissement élastique du buton est linéaire avec une pente de 70 MPa/m ; enfin, après la dépose du lit B4, on a un nuage de points pour lequel il est difficile de donner une valeur de raideur. Pour la couche des Masses et Marnes du Gypse (au niveau du capteur), le rapport E_M/α est compris entre 35 et 65 MPa et le module k_h défini avec la formule de Schmitt est compris entre 17 et 45 MPa/m. La valeur mesurée de 70 MPa/m est légèrement plus élevée que la borne supérieure de l'intervalle calculé pour k_h , mais on retrouve bien l'ordre de grandeur.

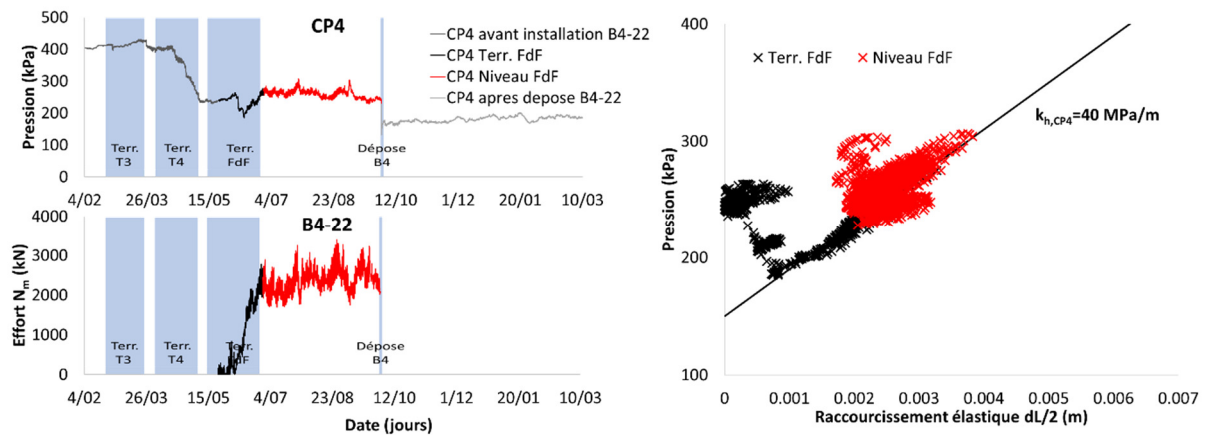


Figure II-132 : Variation de pression du CP4 et de l'effort du B4-22 en fonction du temps et la dépendance de pression du CP1 en fonction du demi-raccourcissement élastique du B4-22

Pour le CP4, on distingue deux phases principales : le terrassement puis l'arrivée au fond de fouille. On peut proposer de représenter les résultats par une dépendance linéaire avec une pente de 40 MPa/m. Ce capteur se trouve aussi au niveau des Masses et Marnes du Gypse, et la valeur mesurée de 40 MPa/m est compatible avec l'intervalle des valeurs définies par la formule de Schmitt.

On note que pour les trois capteurs, les points noirs qui désignent la première phase de terrassement sous le buton concerné ne montrent pas d'augmentation de pression aussi nette. L'augmentation de pression arrive qu'au terrassement suivant.

En ce qui concerne l'ordre de grandeur recherché dans cette analyse, les trois capteurs retrouvent bien un ordre de grandeur des valeurs de k_h surtout que (Schmitt 1995) explique qu'avec l'équation (6) on peut se tromper d'un facteur 1 à 2, mais pas d'un facteur 10.

Il faut souligner que le coefficient de réaction calculé avec la formule de Schmitt n'a pas de signification locale, surtout en poussée. La formule n'a pas été établie pour ce genre de calculs : son objectif principal est de pouvoir obtenir des courbures et déplacements proches des mesures. Elle ne vise pas à reproduire des raideurs locales des sols en poussée. Compte tenu de ces éléments, cette analyse donne un résultat très satisfaisant.

4. 3. 11. 2. Pression mesurée par les capteurs de pression vs déplacement inclinométrique

Les déplacements mesurés par inclinomètre ne correspondent pas au raccourcissement élastique des butons divisé par deux, car la fouille ne se déplace pas de manière symétrique. Les résultats d'une analyse des capteurs de pression avec le déplacement inclinométrique ne donnera donc pas les mêmes résultats que celle des capteurs de pression avec le raccourcissement élastique des butons. La Figure II-133 présente la pression mesurée par les capteurs de pression et les déplacements donnés par l'inclinomètre P12 au niveau de chaque capteur.

Les deux capteurs CP1 et CP2 montrent une diminution puis une augmentation de pression. Les capteurs CP3 et CP4 montrent une très forte diminution de pression puis des points de mesure autour de 150 kPa et 200 kPa. Les valeurs de pressions diminuent et ne restent pas sur ce palier de *pression active*, mais remontent de manière non-négligeable ; ce comportement ne pourra pas être modélisé par des ressorts élasto-plastiques indépendants.

Ces résultats donnent des valeurs qui sont dans l'ordre de grandeur des valeurs de k_h calculés par la formule de Schmitt, mais il est difficile d'en tirer des conclusions plus précises.

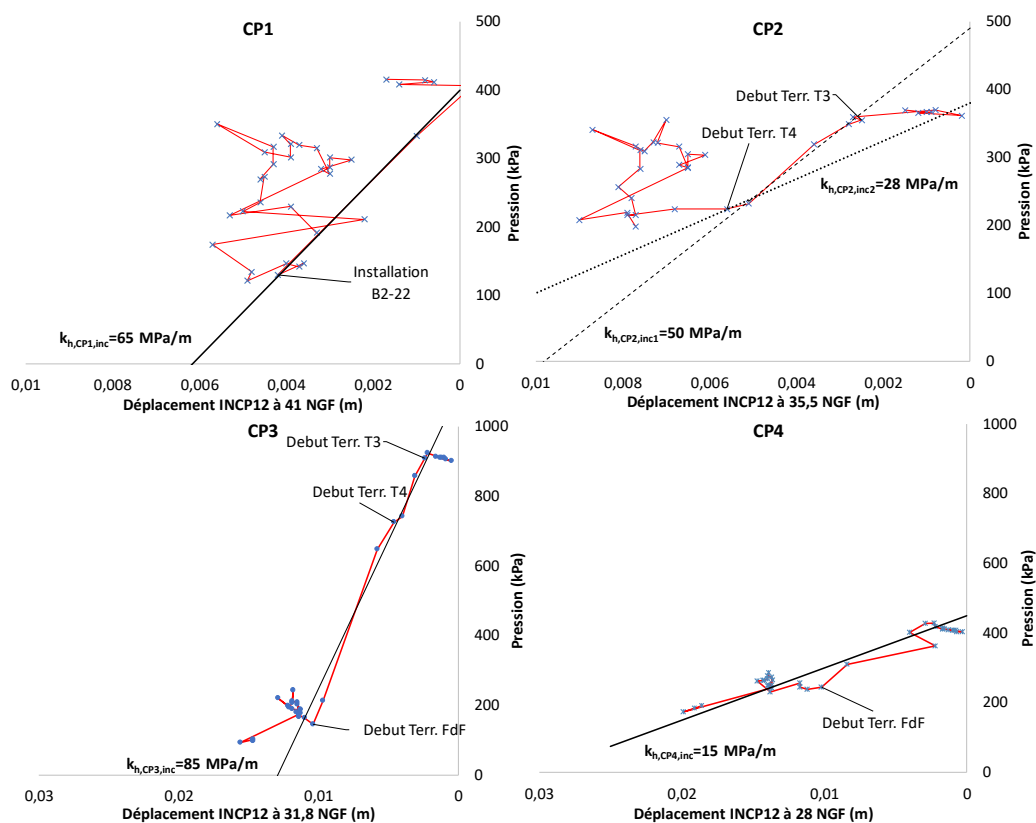


Figure II-133 : Pression mesurée par les CP en fonction du déplacement inclinométrique de P12

4. 4. Calculs

Le phasage considéré dans les calculs est présenté dans le Tableau II-27.

Tableau II-27 Phasage des calculs de VIC

Phase	Détail de la phase
1	Réalisation des parois moulées
2	Réalisation de l'essai de pompage : rabattement de la nappe à l'intérieur de la fouille à 20 NGF
3	Arrêt du pompage : remontée de la nappe à l'intérieur de la fouille à 34,60 NGF
4	Terrassement T1 à 47,40 NGF pour pose du 1 ^{er} lit de butons
5	Pose du 1 ^{er} lit de butons B1 (axe à 48 NGF)
6	Terrassement T2 à la cote 40,40 NGF pour pose du 2 ^e lit de butons
7	Pose du lit B2 (axe à la cote 41 NGF)
8	Rabattement de la nappe à l'intérieur de la fouille à 19 NGF
9	Terrassement T3 à la cote 34,90 NGF pour pose du 3 ^e lit de butons
10	Pose de B3 (axe à la cote 35,50 NGF)
11	Terrassement T4 à la cote 27,40 NGF pour pose du 4 ^e lit de butons
12	Pose de B4 (axe à la cote 28 NGF)
13	Terrassement FdF au fond de fouille avec risberme - point bas à 20,92 NGF avec rabattement
14	Réalisation radier voûte
15	Arrêt du dispositif de pompage
16	Dépose du lit B4

Il est important de noter que l'arrêt du pompage a eu lieu quelques semaines après le coulage du radier voûte et avant la dépose du lit B4. L'arrêt du pompage va causer, a priori, une compression dans la voûte et une réaction inclinée dans la paroi moulée. Cette réaction n'a pas été appliquée dans les modélisations (MISSK ou MEF), car elle bloque quasiment la paroi lors de la dépose du lit B4. Une discussion sur le sujet est présentée dans le paragraphe §4.4.4.

Comme dans le cas de Créteil L'Échat (§3.4.3.), pour la dernière phase (phase 14) la résultante horizontale de l'effort dû à la sous-pression de la nappe sur le radier voûte est considérée comme nulle.

4.4.1. Les raideurs des appuis

Les raideurs des appuis considérées sont les valeurs moyennes des butons des trois sections et sont présentées dans le Tableau II-28. Les valeurs avec un astérisque * correspondent à des butons d'angle (orientés), et ne sont pas prises en compte dans la moyenne, car ils sortent de la zone étudiée (Figure II-102).

Tableau II-28 Raideurs théoriques et de calcul

Lit	Buton	k_x théorique (MN/m/m)	k_x de calcul (MN/m/m)
1	6	122	
1	17	157	
1	22	170	
1	28	170	Lit 1 :
1	30*	66	154
2	6	122	
2	17	202	
2	22	185	
2	28	185	Lit 2 :
2	35*	66	174
3	6	232	
3	18	174	
3	19	170	
3	22	289	Lit 3 :
3	28	289	231
4	6	246	
4	18	188	
4	22	289	
4	28	267	Lit 4 :
4	35*	177	248

La raideur (la résultante horizontale) du radier de 1,35 m d'épaisseur a été calculée par un modèle aux éléments finis structural 3D pour la phase de conception de l'ouvrage et est de 1750 MN/m/m.

4.4.2. Le produit d'inertie de l'écran

Le module d'Young de la paroi moulée est considéré le même que celui pour les ARD et CLE soit $E=27$ GPa. L'inertie considérée est $0,833$ m⁴ pour la paroi moulée qui fait 1 m d'épaisseur.

4.4.3. Essai de pompage

Les seules données d'instrumentation de l'essai de pompage disponibles sont les données des capteurs de pression totale et interstitielle et les courbes inclinométriques du §4.3.5. Aucune conclusion ne peut être tirée des comparaisons des calculs avec les mesures, et les comparaisons graphiques ne seront pas présentées dans ce mémoire.

Pour l'analyse des phases de terrassement, les déplacements sont calculés par rapport à l'état auquel on parvient après l'essai de pompage et la remontée de la nappe (aussi bien pour les mesures inclinométriques que pour les calculs).

4.4.4. Phases de terrassement

Des calculs avec les deux bornes des paramètres géotechniques ont été réalisés et comparés aux mesures inclinométriques, mais ne sont pas présentés dans ce mémoire. Les courbes mesurées se trouvent bien entre les valeurs de calcul de la borne supérieure et de la borne inférieure par les deux méthodes sur toute la hauteur des écrans face à face.

Nous manquons de données pour discuter les paramètres géotechniques. Toutefois, une analyse de sensibilité sur les paramètres d'entrée a été réalisée ; elle a donné les paramètres géotechniques présentés dans le Tableau II-29, appelés paramètres recalés. Les conclusions qui seront tirées à partir de ce jeu de paramètres sont valables pour d'autres jeux de paramètres situés entre la borne supérieure et la borne inférieure du moment que les déplacements horizontaux calculés correspondent aux déplacements inclinométriques. Pour les couches épaisses (MFL par exemple), on est assez confiant que ces paramètres permettent de représenter la réalité. Toutefois, pour les couches de faible épaisseur, il est difficile de dire si c'est ce jeu de paramètres qui représente le plus la réalité, car leur influence est faible.

La Figure II-134 présente les déplacements inclinométriques comparées aux calculs pour les 4 phases de terrassement principales (T2, T3, T4 et FDF) et la dépose de B4.

Tableau II-29 Récapitulatif des paramètres géotechniques recalés

Couche	E_M (MPa)	φ' (°)	c' (kPa)
R	10	30	5
Eb	14	28	0
Aa	38	37	0
MFL	22	33	30
MIG	22	33	30
SO	92	34	40
SB	165	35	40
MC	255	34	60

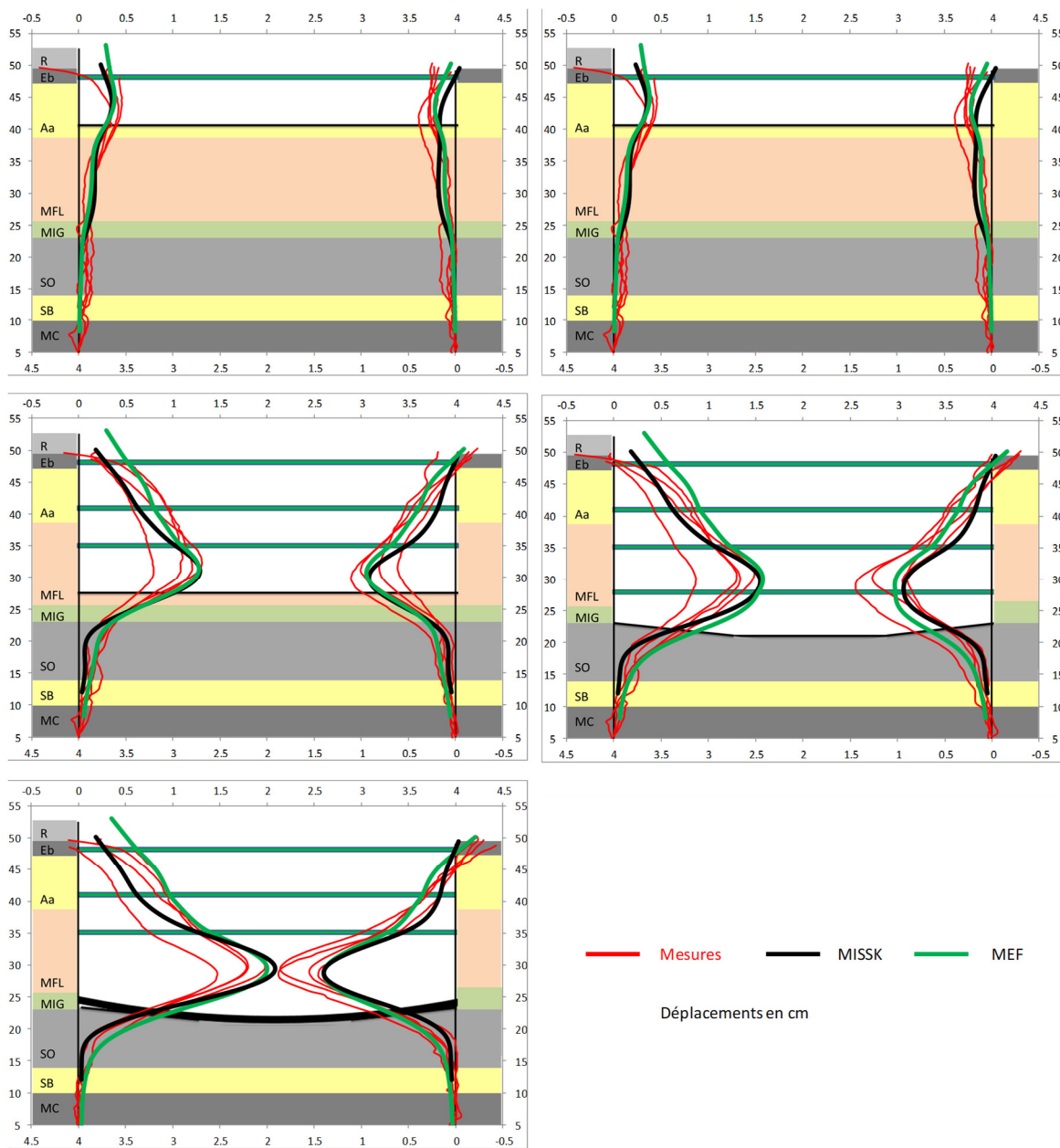


Figure II-134 : Déplacements inclinométriques comparés aux calculs avec des paramètres recalés

Les courbes des deux calculs ne montrent pas de différences considérables. Les différences de courbure entre les deux modèles sont surtout localisées en partie supérieure et au-dessous du fond de fouille. Les courbes des incréments de déplacement entre les différentes phases de terrassement sont présentées sur la Figure II-135 (la légende est la même que pour les figures précédentes).

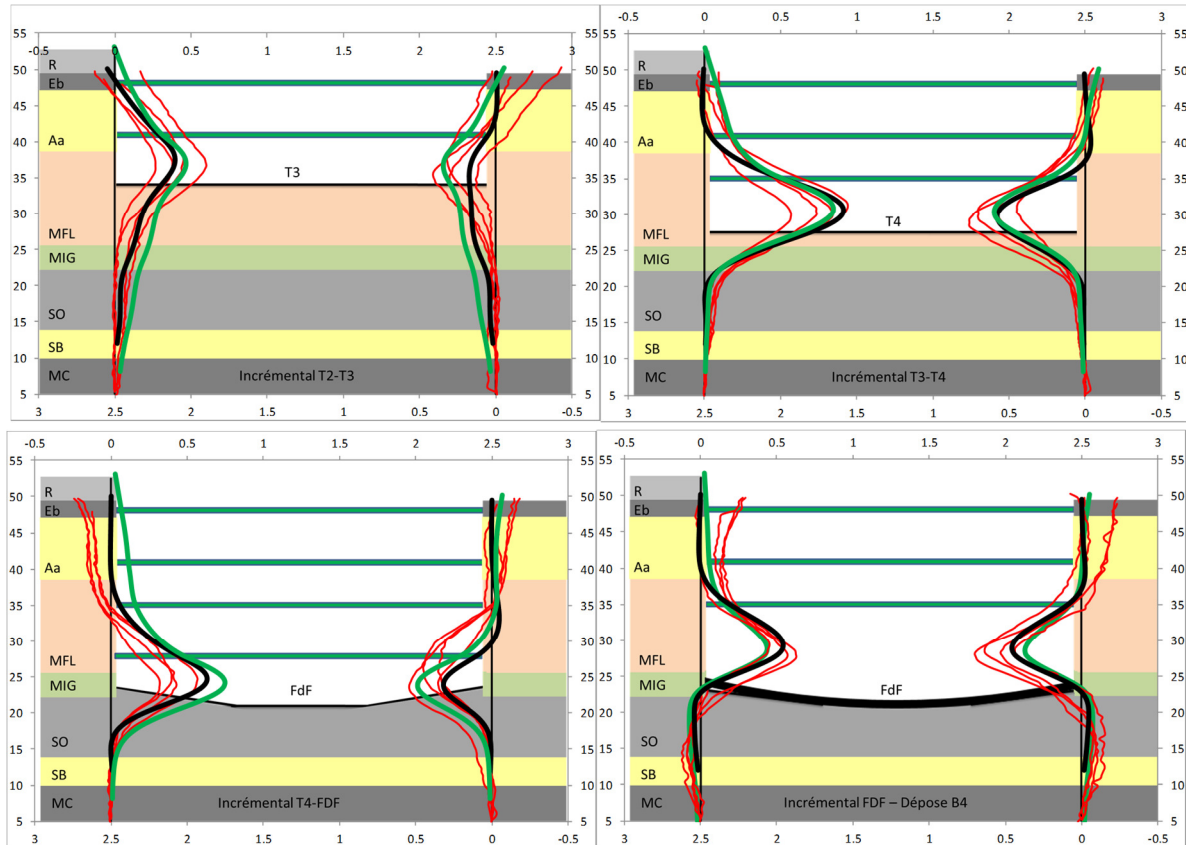


Figure II-135 : Incréments de déplacement mesurés comparés aux calculs avec les paramètres recalés

Pour le terrassement T2, les deux méthodes donnent des courbures très similaires aux mesures inclinométriques. On voit que MISSK sous-estime le déplacement au niveau du buton, ce qui a une influence directe sur l'effort calculé.

Pour le terrassement T3, les deux méthodes donnent des courbures similaires aux mesures inclinométriques pour la paroi de gauche, mais sont légèrement différentes pour la paroi de droite. Les calculs MEF montrent un déplacement plus grand d'environ 2 mm ; il en résulte que l'effort calculé dans le buton sera plus faible avec MISSK qu'avec MEF.

Pour le terrassement T4, les courbures données par les deux méthodes sont similaires aux mesures inclinométriques. Toutefois, pour la partie supérieure de l'écran, les calculs MEF montrent plus de déplacements pour tous les lits. La courbe des incréments de déplacement entre les terrassements T3 et T4 montre bien la différence de comportement entre les deux méthodes. La partie inférieure (au-dessous du point où le déplacement est maximum) est correctement modélisée par les deux méthodes.

Pour le terrassement au fond de fouille, la valeur maximale du déplacement et la partie inférieure de l'écran sont bien modélisées par les deux méthodes. Toutefois, les mesures inclinométriques des incréments de déplacement entre le terrassement T4 et le fond de fouille montrent deux comportements qu'aucune des deux méthodes ne reproduit parfaitement : la paroi de gauche rentre dans le sol en partie supérieure et la paroi de droite montre un déplacement au-dessus du 4^e lit de quelques millimètres.

La dernière phase analysée, qui a lieu après le coulage du radier, contient la remontée de la nappe phréatique (arrêt du dispositif de pompage) et la dépose du lit B4. Elle est intéressante parce que, pour modéliser un déplacement de 4 à 5 mm au niveau de la cote 28 NGF (pour cette phase), l'effort horizontal dû à la sous-pression de la nappe phréatique sur le radier en voûte doit être nul. Si on insère un effort horizontal (part de l'effort dû à la sous-pression sur le radier) les calculs donnent un déplacement quasi-nul. Ce sujet n'a pas été creusé en détail par manque de temps, mais a le mérite d'être analysé, car le calcul avec la prise en compte de la réaction sous-estime potentiellement les déplacements en ventre.

Nota : pour les phases après la réalisation du radier, la pression de la nappe à l'intérieur de la fouille entre le radier et la fiche hydraulique ne fait quasiment pas varier le déplacement de l'écran ni les efforts dans les butons. Nous avons considéré que la pression est hydrostatique entre le niveau pompé (19 NGF) et la fiche hydraulique de la paroi.

4.4.5. Efforts dans les butons

La Figure II-136 illustre les efforts dans les butons mesurés par rapport aux calculs. Les courbes horizontales en rouge définissent la moyenne des valeurs maximales des butons de chaque lit.

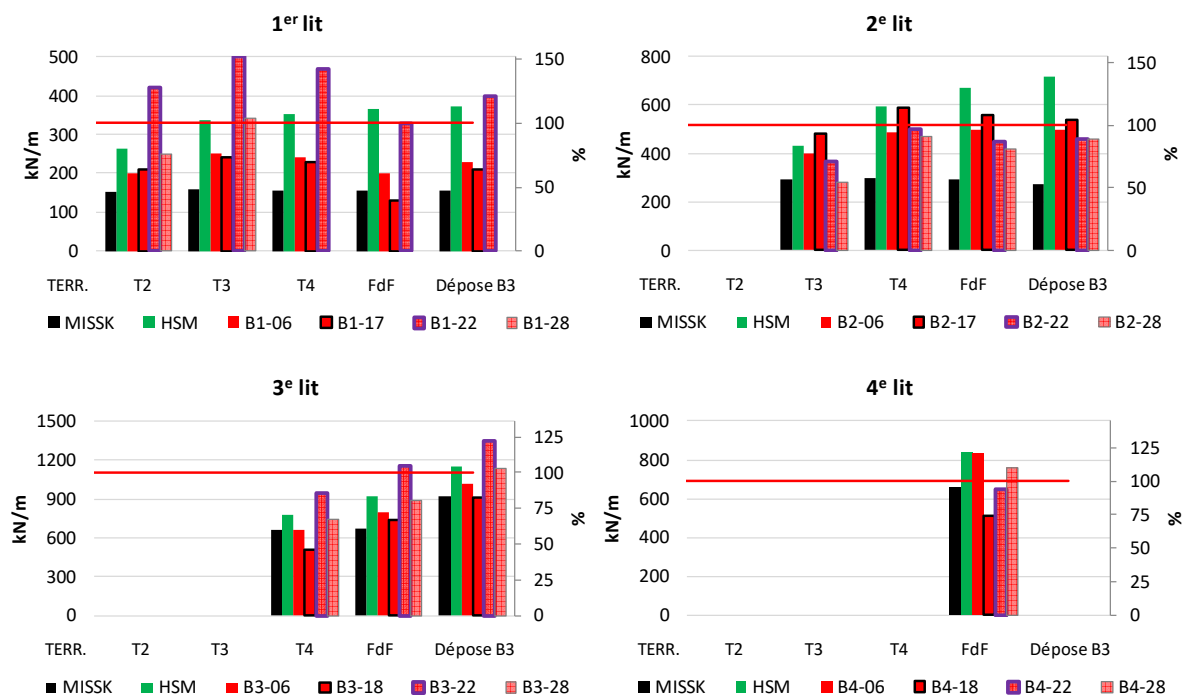


Figure II-136 : Efforts dans les butons comparés aux modélisations avec les paramètres recalés

Pour le lit 1, la valeur mesurée dans le buton B1-17 est beaucoup plus grande que pour les autres butons de ce lit. Cela rend l'analyse difficile, car on ne sait pas si cette valeur doit être prise en compte. Cela dit, MISSK sous-estime l'effort dans ce premier lit, même sans prendre en compte le buton B1-17. Il est difficile de dire si MEF surestime cet effort ou si l'estimation est correcte.

Pour le lit 2, MISSK sous-estime les efforts d'environ 200 kN/m pour une valeur maximale mesurée de 515 kN/m (soit 40% de sous-estimation). Les calculs MEF surestiment l'effort d'environ 150 kN/m (30%).

Dans le lit 3, MISSK sous-estime l'effort légèrement (de 15% environ), mais cela peut être dû aux paramètres géotechniques et on évitera de tirer une conclusion trop précise. Dans tous les cas, l'estimation est assez proche des mesures (même très proche du B3-06 et du B3-18). Les calculs MEF estiment l'effort de manière satisfaisante.

Enfin, dans le lit B4, les efforts sont correctement estimés par les deux méthodes de calcul.

4.4.6. Les pressions sur la paroi moulée

Les pressions sur l'écran calculées peuvent être comparées aux résultats des mesures par les capteurs de pression décrits dans §4.3.3. Cette comparaison permettra également d'ouvrir une discussion sur les distributions de contraintes dans les massifs de sol (Chapitre 3 - de la Partie III).

La Figure II-137 illustre les diagrammes de pressions effectives et de pressions totales calculées par les deux méthodes pour le terrassement au fond de fouille pour la paroi de droite (là où sont installés les capteurs).

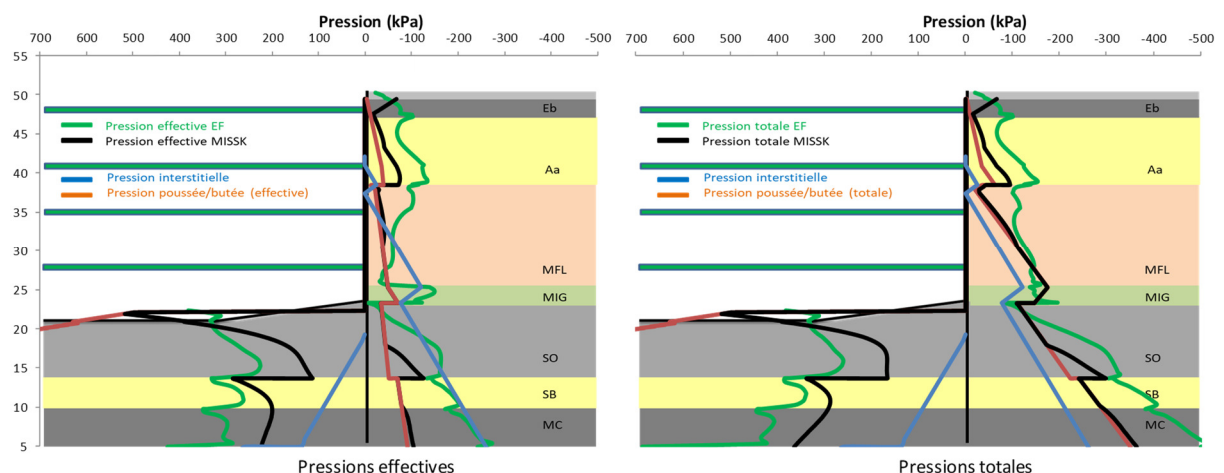


Figure II-137 : Diagrammes de pression effective et totale horizontale calculée pour le fond de fouille

La courbe calculée par MISSK est très proche de la pression de poussée active sur quasiment toute la hauteur de l'écran. Là, où ce n'est pas le cas (en partie supérieure de l'écran), c'est parce que l'écran, grâce à sa forte inertie (paroi moulée de 1 m), rentre légèrement en butée dans le sol lors des terrassements en profondeur, ce qui fait que la pression augmente.

D'autre part, pour les calculs MEF, la pression calculée sur la partie supérieure de l'écran est beaucoup plus grande que la pression active, entre sa tête et la mi-distance entre les lits de butons B3 et B4.

La distribution de pression des calculs MEF donne des déplacements plus importants ; c'est ce qui explique que MISSK sous-estime les efforts dans les deux premiers lits de butons. En ce qui concerne le lit B3, MISSK sous-estime l'effort de 15 % environ, alors que les calculs MEF donnent une valeur très proche de la mesure. L'effort dans le lit B4 a été correctement évalué par les deux méthodes.

On souligne qu'à partir de la mi-distance entre les lits de butons B3 et B4 la majorité de la pression appliquée sur l'écran est celle qui vient de la nappe phréatique et puisque l'eau ne peut reprendre de cisaillement, cette pression est modélisée de la même manière par les deux méthodes de calcul (pas de création de voûtes possible sur les pressions de la nappe).

Les pressions mesurées présentent toutes, une diminution avant l'arrivée au niveau où le capteur est installé. Comme souligné dans §4.3.3. les valeurs absolues mesurées par les capteurs ne sont pas considérées comme correctes, et on ne prend en considération que les tendances (accroissements ou diminutions de pression). La Figure II-138 illustre les variations de pression au niveau 41 NGF (au niveau du lit B2) mesurées par le capteur de pression CP1 et calculées.

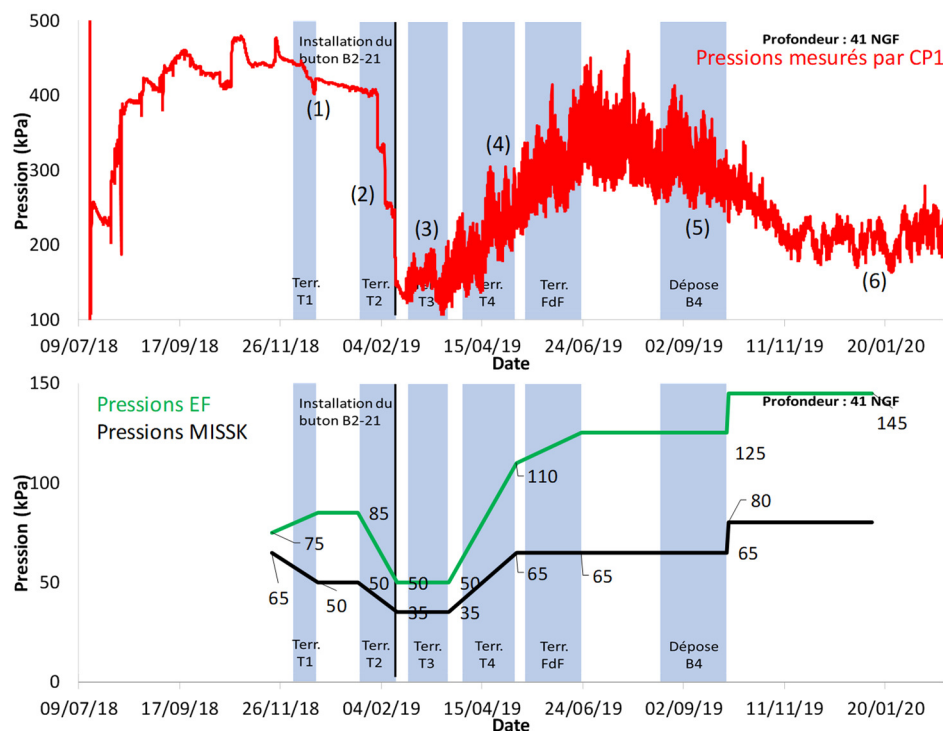


Figure II-138 : Variation de pression au niveau 41 NGF – calculs et mesures

La valeur initiale présentée correspond à la situation après l'essai de pompage : les pressions sont différentes pour les deux méthodes, pour les quatre niveaux analysés. La pression mesurée présente 6 phases numérotées de (1) à (6) sur la Figure II-138 :

- (1) Lors du terrassement T1 et de l'installation du buton B2, la pression est constante ou décroît légèrement
- (2) Pendant le terrassement T2, on observe une forte diminution de pression
- (3) On installe ensuite le buton en face du capteur et la pression est pratiquement constante lors du terrassement T3 en dessous de ce lit
- (4) Pendant les terrassements T4 et FdF, on a une forte augmentation de pression
- (5) Cette phase correspond à une diminution de pression
- (6) Finalement, on parvient à une pression plus ou moins constante.

La mesure par le CP1 montre clairement que la majorité de la diminution de pression a lieu lors du terrassement T2.

Sans se concentrer sur les valeurs de pression mesurées, certaines tendances sont confirmées par les deux méthodes de calcul (1), (2) et (3). La tendance (4) qui est l'augmentation de pression lors des terrassements est visible seulement sur les calculs avec MEF. La tendance (5) n'est visible sur aucune des deux méthodes de calcul. Les calculs MEF montrent des pressions environ deux fois plus grandes que MISSK (une augmentation de pression du côté poussée dans un calcul MISSK est possible seulement si la paroi se déplace vers le terrain soutenu, ce qui est le cas pour le niveau à 41 NGF).

La Figure II-139 illustre les variations de pression au niveau 35,5 NGF (au niveau du lit B3) calculées par rapport aux mesures faites par le capteur de pression CP2.

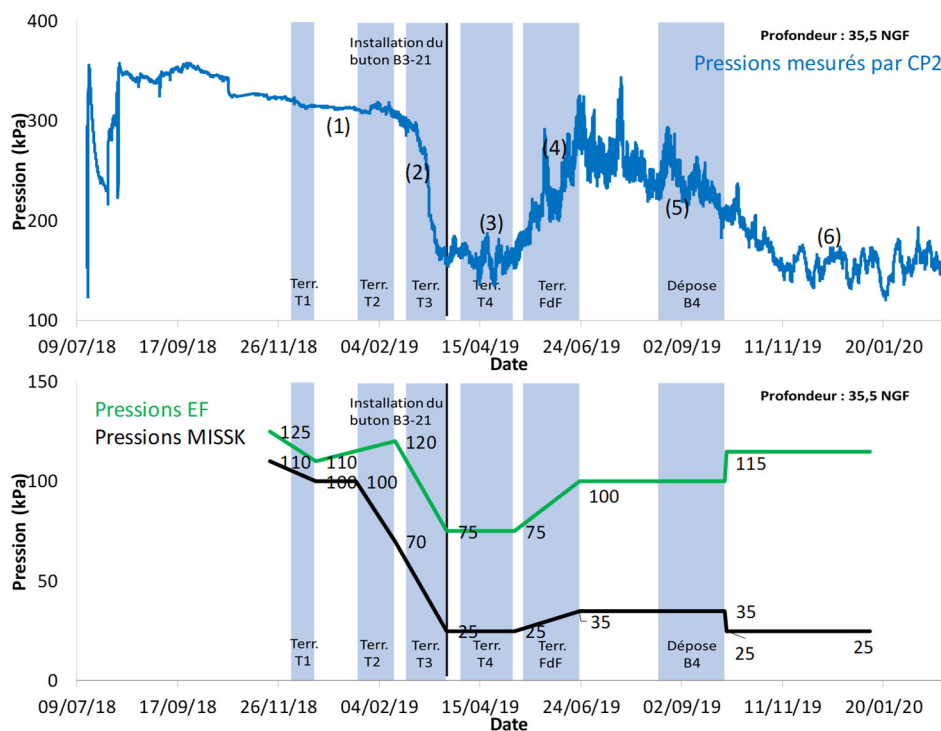


Figure II-139 : Variation de pression au niveau 35,5 NGF – calculs et mesures

Comme pour le CP1, les variations sont notées de (1) à (6). Les comportements des six phases de variation sont les mêmes que pour le capteur au-dessus, mais décalés d'une phase

de terrassement (ce qui est logique, car le capteur est installé au niveau du lit B3). La mesure montre que la majorité de la diminution de pression a lieu lors du terrassement T3 (2). Ensuite, la valeur de pression est constante lors du terrassement T4 (3), puis la pression augmente de manière significative (4) pour ensuite diminuer à valeur proche de la valeur atteinte lors du terrassement T3 (5).

Les calculs montrent une diminution lors des premières phases de terrassement. Pour les deux méthodes, la pression minimale est atteinte lors du terrassement T4, ce qui est conforme aux mesures. Ensuite, pour le terrassement au fond de fouille, les calculs MEF montrent bien une augmentation de pression (de 33%). MISSK montre une augmentation également, mais beaucoup plus faible – de 10 kPa. Cependant, ces 10 % représentent une valeur non-négligeable de 40% par rapport à la valeur calculée pour le terrassement T4 (25 kPa).

La Figure II-140 illustre les variations de pression au niveau 31,8 NGF (à mi-distance entre les lits de butons B3 et B4) calculées par rapport aux mesures faites par le capteur de pression CP3. On souligne que les valeurs mesurées par ce capteur sont beaucoup plus importantes que celles mesurées par les autres capteurs (un facteur de 2,5 par rapport au capteur CP4 qui est plus profond).

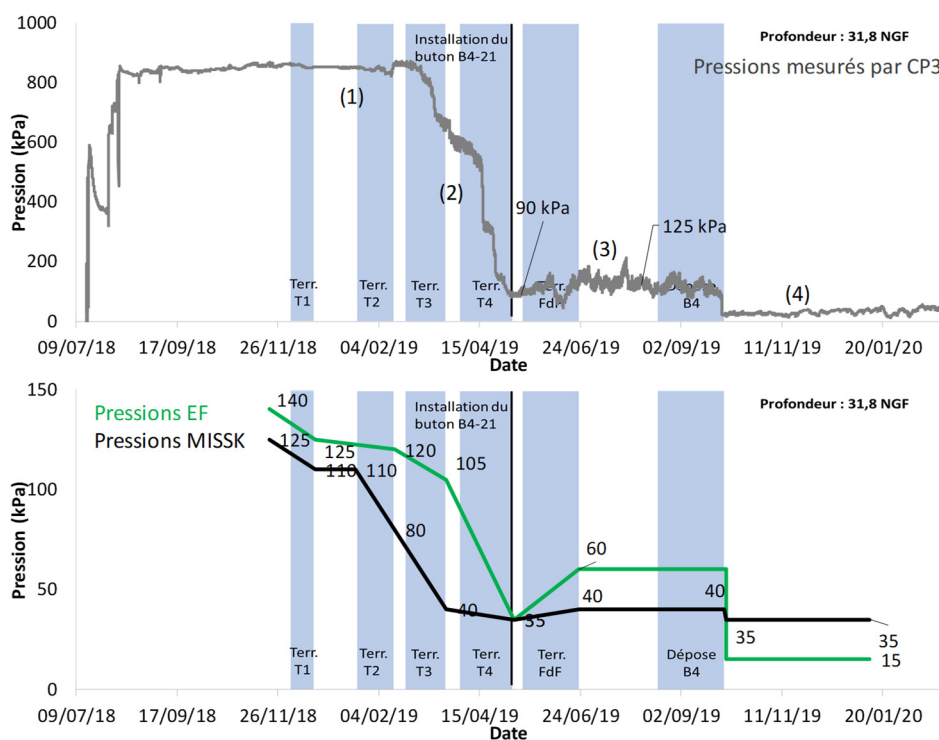


Figure II-140 : Variation de pression au niveau 31,8 NGF – calculs et mesures

Pour ce capteur, nous voyons quatre comportements. Au début, la pression est « parfaitement » stable (1). Puis elle diminue fortement (2). Ensuite, elle augmente d'environ 35 kPa après l'installation du bouton B4-21 qui est placé 3,7 m en dessous du capteur (3). Ensuite, la pression chute d'un coup lors de la dépose du lit B4 (4).

La mesure montre que la majorité de la diminution de pression se produit lors des terrassements T3 et T4. Pour le calcul MISSK, cette diminution a lieu lors des terrassements T2 et T3 puis la pression se stabilise. Pour le calcul MEF, les fortes chutes ont lieu pour les mêmes terrassements que pour les mesures, mais la pression calculée diminue pendant les terrassements T1 et T2 (la mesure montre une pression constante). Les valeurs absolues mesurées ne correspondent pas du tout aux calculs, mais cela est probablement dû à l'installation du capteur, un plaquage précis avec le vérin hydraulique étant très difficile.

La Figure II-141 illustre les variations de pression au niveau 28 NGF (au niveau du lit B4) calculées par rapport aux mesures faites par le capteur de pression CP4.

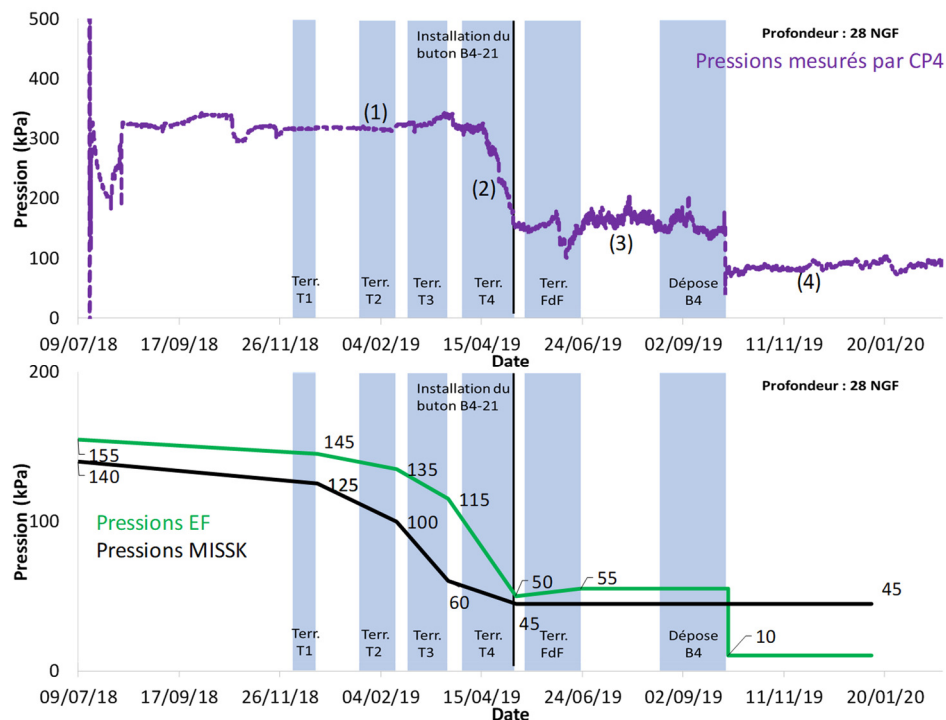


Figure II-141 : Variation de pression au niveau 28 NGF – calculs et mesures

Au début, la pression est stable (1). Puis elle diminue fortement (2). Ensuite, elle reste stable (3), avant de chuter d'un coup lors de la dépose du lit B4 (4).

Pour les deux méthodes de calcul, le comportement global pour les phases de terrassement est similaire, mais la diminution de pression commence plus tôt, pour les terrassements T2, T3 et T4. Ensuite, les calculs MEF montrent bien la chute de pression lors de la dépose du lit B4, alors que les calculs MISSK ne la reproduisent pas, car le palier plastique est déjà atteint (et on ne peut avoir une valeur inférieure au palier).

En conclusion, on n'a pas un bon accord entre les calculs et les valeurs mesurées par les capteurs, mais il est possible de comparer les tendances. Tous les capteurs montrent des diminutions de pression lors des premiers terrassements (ceux avant l'arrivée au niveau

où le capteur est installé). Les calculs MEF et MISSK montrent des comportements similaires, même si parfois, ils sont décalés ; la diminution de pression a lieu parfois trop tôt.

Les capteurs installés au niveau des butons (CP1 et CP2) montrent bien la même succession de six phases : stable (1), diminution (2), installation du buton en face du buton, stabilisation (3), augmentation (4), diminution (5) et enfin stabilisation de la pression (6). Les éléments finis montrent bien les étapes de (1) à (4) mais la pression reste stable pour les étapes (5) et (6). MISSK ne montre pas l'augmentation (4), car le point donné se trouve déjà sur le palier de poussée plastique sur la courbe de réaction et donc la pression reste constante.

Pour le capteur CP3, qui est à mi-distance entre les lits B3 et B4, on observe une diminution de pression puis une augmentation de 35 kPa environ (donner ici une valeur en pourcentage n'a aucun sens, car les valeurs initiales mesurées par ce capteur sont excessives), ce qui confirme que l'augmentation de pression n'est pas seulement un phénomène local derrière le buton (Figure II-140).

Le capteur CP4 montre bien que la dépose du buton en face du capteur fait diminuer la pression à ce niveau qui devient beaucoup plus faible que la pression active. Ce comportement est reproduit par le calcul MEF.

4.4.7. À propos des efforts induits par les variations de température

Dans le §2.3.6. de la Partie II, on a proposé de décomposer l'effet de variation de température des efforts mesurés dans les butons. Cela permet d'obtenir un effort directement comparable aux calculs classiques faits aux bureaux d'études avec MISSK ou MEF. Cependant, pour le dimensionnement des butons métalliques, ces variations de température représentent une part importante des efforts totaux mesurés et on peut proposer de les prendre en compte dans les calculs MEF et MISSK afin :

- de discuter si les ingénieurs, dans le cadre d'un dimensionnement classique de paroi moulée, ont raison de négliger cet effet et de ne pas vérifier l'incidence sur les déplacements et le moment fléchissant dans la paroi ;
- de confirmer que l'ordre de grandeur des déplacements calculés correspond aux variations journalières de longueur mesurées, qui sont de l'ordre de 2 mm ;
- d'en déduire un coefficient d'autocontrainte calculé par MISSK ou MEF et le comparer aux mesures déduites des butons.

Les valeurs des incréments de température en kN/m sont les suivantes : lit B1 : 280, lit B2 : 350, lit B3 : 220 et lit B4 : 400. Ces valeurs ont été définies à partir des coefficients d'autocontrainte mesurés et des incréments maximaux de température pris égaux pour chacun des lits à : lit 1 : +32 K, lit 2 : +30 K, lit 3 : +25 K, lit 4 : +25 K (Tableau III-3). La Figure II-142 montre les courbes avec ou sans ces incréments d'efforts pour les deux méthodes de calcul pour la phase de terrassement au fond de fouille.

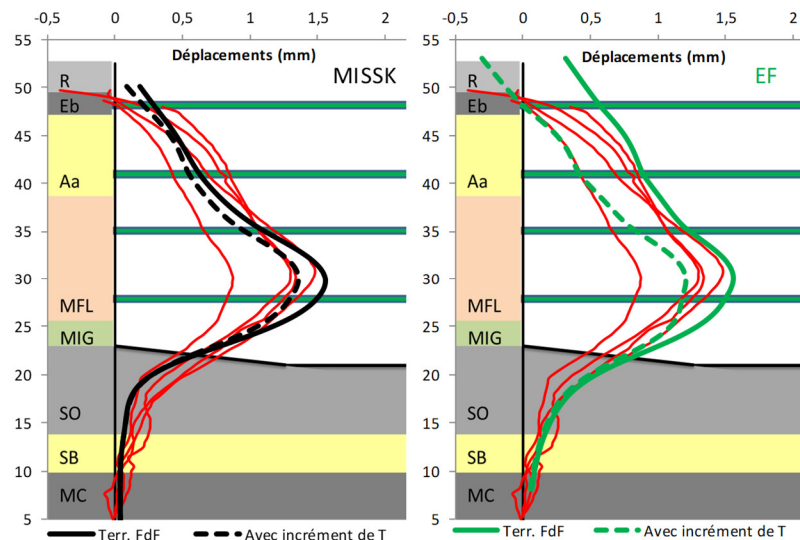


Figure II-142 : Les courbes de déplacements horizontaux par rapport aux mesures avant et après les incréments dus aux variations maximales de température pour le terrassement au fond de fouille

Il est important de souligner qu'on a pris en compte des variations maximales sur la durée du chantier, qui dépassent largement les variations de température journalières.

Les effets de la température sont assez significatifs et montrent un déplacement vers le sol jusqu'à 5 mm en tête et de 4 mm avec MEF et entre 1 et 2 mm avec MISSK. Si, au moment de la conception, les déplacements maximaux sont le principal critère intéressant l'ingénieur, et compte tenu du fait que les variations prises en compte sont des augmentations de température, compte tenu des dates du chantier, il peut se permettre de ne pas réintégrer ces efforts, car il calculera de cette manière des déplacements plus grands que s'il prend en compte les effets thermiques.

Il serait intéressant de dire quelle méthode entre les deux se rapproche plus de la réalité puisque la différence entre les deux calculs est significative. Pour essayer de retrouver cet ordre de grandeur, on propose de mieux ajuster les incréments de température, en prenant 15 K pour les deux premiers lits et 10 K pour les lits 3 et 4, ce qui représente plus ou moins la réalité quotidienne en région parisienne. Cette variation de température est pratiquement deux fois plus faible que celle prise en compte dans les calculs de la Figure II-142. La variation de déplacement pour les calculs MEF sera d'environ 2 mm, ce qui est très proche des variations mesurées, alors que MISSK donnerait moins d'un mm de variation de longueur journalière. On rappelle que le coefficient de réaction est le rapport d'un module à une longueur d'interaction. Dans le cas d'un phasage classique (des terrassements par exemple), la longueur d'interaction dépend fortement de l'inertie de l'écran et on peut la comprendre comme la hauteur sur laquelle se mobilise la butée. C'est pour cela que la formule de Schmitt intègre l'inertie au dénominateur (cf. §3.2.1. de la Partie I). Dans le cas de l'application des incréments d'efforts dus à la dilatation thermique des butons, cette hauteur d'interaction devient beaucoup plus importante (l'écran se déplace sur la hauteur terrassée qui est plus importante que les déplacements en butée lors d'un terrassement classique) et on peut l'assimiler à la hauteur

entre le terrain naturel et le FdF, ce qui veut dire que le coefficient de réaction k_h à prendre en compte est plus faible. La raideur du sol considérée par la formule de Schmitt est donc trop importante pour le calcul de l'effet des variations de température. De plus, on souligne que la formule de Schmitt a été définie pour la partie des écrans en butée, et ici, on est en poussée. On peut en conclure qu'il n'est pas correct d'utiliser le même coefficient de réaction pour une telle analyse et qu'il faudrait adopter une valeur réduite, pour certains cas, par rapport aux phases de terrassement. On peut prolonger cette discussion, car cette raideur intervient directement dans la définition du degré d'autocontrainte des butons. On discute dans la Partie III de ce mémoire le calcul du degré d'autocontrainte à partir des calculs MISSK et MEF. Dans le cas de VIC, une valeur de k_h 3 fois plus faible que celle du Tableau II-24 permet d'obtenir des valeurs plus proches du degré d'autocontrainte mesuré.

Enfin, la Figure II-143 illustre le moment fléchissant pour les deux cas : avant et après la réintégration des efforts dus aux variations de température aux niveaux des butons. Le but de l'analyse n'est pas de vérifier quelle démarche donne le meilleur résultat (les mesures disponibles ne permettront pas de conclure là-dessus), mais plutôt de voir l'ordre de grandeur d'incrément du moment.

Les variations de température ne causent pas de variations très importantes du moment fléchissant dans la paroi moulée. Mais il n'est pas très difficile de les réintégrer dans les calculs de parois. Pour vérifier et mieux comprendre ces comportements, il serait intéressant d'installer des extensomètres à corde vibrante sur les armatures longitudinales des cages des parois pour vérifier les incréments de contraintes et les variations du moment fléchissant.

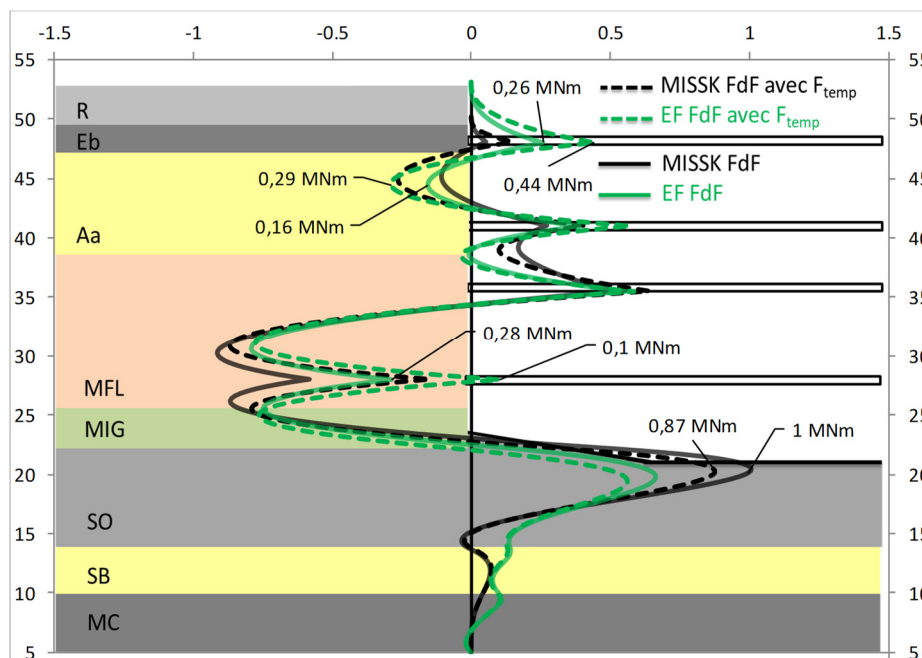


Figure II-143 : Les courbes de moments fléchissants EF et MISSK avec ou sans l'incrément de température N_{temp} appliqué au niveau des butons

4. 5. Conclusions

Des conclusions peuvent être tirées de l'étude de la gare de Vitry Centre sur plusieurs aspects.

Les différents systèmes d'instrumentation ont permis de mesurer les déplacements de la paroi moulée et les efforts dans les butons métalliques. Des vérifications entre les différents systèmes de mesure ont montré que les résultats sont cohérents à tous les niveaux.

La méthode au coefficient de réaction MISSK peut être utilisée dans le dimensionnement pour obtenir la valeur maximale du déplacement horizontal, mais l'estimation du déplacement de la partie supérieure de l'écran ne sera pas très précise, car la méthode a sous-estimé la pression appliquée en partie supérieure.

MISSK a sous-estimé les efforts des trois premiers lits de butons (20-50 % pour le lit B1, 40% pour le lit B2 et 15% pour le lit B3). Cela est dû au fait que MISSK ne prend pas en compte la création des voûtes dans massif du sol : or, en partie supérieure de l'écran, la majorité de la pression appliquée est celle de la poussée des terres et non pas celle de l'eau. MISSK a correctement estimé l'effort dans le lit de butons B4.

Les calculs MEF avec la loi de comportement HSM permettent de prédire correctement le déplacement horizontal sur toute la hauteur de la paroi et de prévoir les efforts dans tous les lits de butons, sachant que certains lits pourront potentiellement être surdimensionnés : dans le cas de VIC, les deux premiers lits de butons.

Les mesures par capteurs de pression confirment que le diagramme de pression derrière un écran ne se limite pas à une diminution d'une pression initiale (K_0) vers une pression active (K_a) et que ces variations de pression influent les déplacements horizontaux de la paroi et les efforts dans les appuis.

Les variations de pressions du côté du terrain soutenu calculées par MEF sont assez proches des tendances mesurées par les capteurs de pression. Ce n'est pas le cas pour MISSK, où après la diminution de pression au niveau des butons mesurée (capteurs CP1 et CP2), il n'y a pas d'augmentation de pression pour les phases de terrassements suivantes, car le point sur la courbe de réaction se trouve sur le palier plastique de poussée.

Les capteurs CP1 et CP2 montrent une diminution de pression après l'arrivée au fond de fouille, ce qu'aucune des méthodes ne reproduit.

En ce qui concerne la partie inférieure de la paroi, les déplacements calculés par MISSK, par MEF ou mesurés sont très proches et l'effort dans le lit B4 est correctement calculé par les deux méthodes.

En ce qui concerne les moments fléchissants, au niveau du 1^{er} et 2^e lits de butons, les calculs MEF donnent des valeurs plus grandes que MISSK au niveau des pics sur les appuis (Figure II-143). Cela semble plus réaliste puisque les déplacements sont mieux modélisés par la MEF

que par MISSK en partie supérieure de l'écran. Cependant, en dessous du lit B2, les deux méthodes se montrent performantes. En dessous du FdF, le moment est plus grand dans le modèle MISSK, mais la courbure de la paroi est peut-être trop accentuée. On considère que les deux méthodes prédisent ce moment de manière satisfaisante, car c'est la cohésion dans la couche du Calcaire de Saint-Ouen qui gouverne ces déplacements et courbures et elle n'est pas connue avec une grande précision.

Par manque de temps, nous n'avons pas pu faire un calcul recalé seulement sur la section de calcul proche du panneau P32. C'est le panneau où on a installé les capteurs de pression et au voisinage duquel on a fait un forage pressiométrique et un forage carotté dans le but de faire des essais de laboratoire.

Partie III - Synthèse

Comme on l'a dit dans l'introduction de ce mémoire, les mesures in-situ constituent le seul réel moyen pour valider les méthodes de calcul utilisées pour prédire les éléments nécessaires à dimensionner des écrans de soutènement.

On considère que les critères de dimensionnement principaux sont les déplacements horizontaux de l'écran, le diagramme des moments fléchissants, les efforts dans les appuis et les tassements du terrain avoisinant, et dans ce cadre, cette dernière partie a pour but de synthétiser les réflexions, discussions et résultats des Parties I et II. Tout d'abord, nous allons aborder le sujet du dimensionnement des écrans. Ensuite, nous nous intéresserons au dimensionnement des butons métalliques.

Avant la synthèse des détails des résultats, il est intéressant de rappeler les points communs des trois chantiers analysés dans la Partie II :

1. Les profondeurs des fiches mécaniques des trois parois sont similaires, entre 36 m et 39 m ;
2. Pour les trois parois, des couches de sols sous le fond de fouille sont beaucoup plus raides qu'en partie supérieure (les modules sont environ 3 à 5 fois plus grands). Les déplacements sous le fond de fouille sont donc faibles et ne dépassent pas 5 mm ;
3. Le rapport δ_h / H pour les trois chantiers est compris entre 0,03% et 0,06% (où δ_h est le déplacement horizontal maximum mesuré et H la profondeur totale de la paroi) ;
4. Les trois fouilles sont multi-butonnées avec trois (ARD et CLE) ou quatre (VIC) lits ;
5. Les géométries vues de dessus sont rectangulaires et les largeurs des fouilles sont similaires : 22 m pour CLE, 29 m pour les ARD et 31 m pour VIC
6. Les butons installés sur ces trois chantiers ne sont pas précontraints.

Il faut également souligner les différences entre ces trois ouvrages. Le Tableau III-1 décrit les différences principales entre les trois chantiers. Cette liste n'est pas une liste exhaustive, mais présente les éléments sur lesquels on va se concentrer : le niveau de la nappe, le caractère symétrique ou non de la fouille, l'espacement vertical entre les appuis.

Tableau III-1 Différences entre les chantiers analysés

	ARD	CLE	VIC
Niveau de la nappe en dessous du TN (m)	-3,1	-5,3	-13,6
Nappe au niveau de :	Un peu au-dessus du lit B1	à mi-distance entre B1 et B2	Au niveau du lit B3
Symétrique entre les deux parois ?	Oui	Non	Non
L_{esp,v} entre la tête et B1 (m)	4,8	1,1	3
L_{esp,v} entre B1 et B2 (m)	10	12,3	7
L_{esp,v} entre B2 et B3 (m)	7	7	5,5
L_{esp,v} entre B3 et B4 ou FdF (m)	7	7	7

Chapitre 1 - Dimensionnement de paroi

Ce chapitre reprend les éléments liés au dimensionnement des écrans de soutènement à partir des données recueillies sur les trois chantiers de la Ligne 15 Sud.

1. 1. Discussion sur les ordres de grandeur recherchés

Ce sous-chapitre a pour but d'ouvrir une discussion sur les ordres de grandeur des déplacements recherchés lors de comparaisons entre mesures et calculs.

Lorsqu'on veut faire ce type de comparaisons, tout d'abord, on impose certaines données d'entrée des modèles (souvent la géométrie), puis on propose des valeurs en fourchette pour d'autres (souvent les paramètres géotechniques) et on regarde si les courbes calculées sont *satisfaisantes* par rapport aux mesures. Mais comment définir ce mot : *satisfaisant* ?

À titre d'exemple, pour les déplacements horizontaux, une différence de l'ordre de 2 mm entre la courbe calculée et mesurée ne choque pas, surtout si les courbures calculées et mesurées sont similaires : une différence de 2 mm est donc considérée comme *satisfaisante*. Pourtant, pour les efforts dans les appuis, la précision souhaitée est typiquement de l'ordre de 50 kN/m. Les 2 mm de déplacement proposés ci-dessus, au niveau d'un buton métallique, représentent une incertitude sur l'effort dans les butons de 200 kN/m (pour une raideur k_x du buton de 100 MN/m/m). Pour avoir la précision souhaitée sur les efforts, on devrait être sûr de pouvoir prévoir le déplacement au niveau du buton à 0,5 mm près. On ne parle pas tout à fait de la même chose dans les deux cas quand on parle d'un résultat *satisfaisant*.

Pour les chantiers analysés, on propose de définir comme *satisfaisant* les modèles qui vérifient les deux conditions suivantes : moins de 3 mm d'erreur pour les déplacements horizontaux et moins de 20% pour les efforts dans les butons. Pour les premiers lits de butons, ils sont de l'ordre de 50 kN/m soit moins d'un millimètre de déplacement, et pour les lits suivants, ils sont compris entre 100 et 300 kN/m ce qui représente environ entre 1 et 3 millimètres de déplacement. En tête de l'écran, c'est donc la condition de l'effort dans le buton (50 kN/m) qui est beaucoup plus stricte par rapport à celle des courbes inclinométriques (3 mm).

1. 2. Fiche de paroi et sécurité sur la butée

Une des premières étapes lors d'un dimensionnement de paroi est de définir la longueur de l'écran et donc sa fiche. Pour une gare de métro en milieu urbain, pour les phases de travaux, c'est d'habitude la phase du terrassement au fond de fouille qui est la plus critique ; d'après la norme sur les écrans (NF P 94-282 2009) la sécurité sur la butée (le rapport de la butée mobilisable à la butée mobilisée (voir Partie I, Chapitre 3)) doit être d'au moins 1,5 (§9.2.2 de la norme).

Pour les trois chantiers étudiés, les modèles géotechniques recalés donnent une sécurité sur la butée d'environ de 3 pour la phase de terrassement au fond de fouille, avec moins de 10% de différence entre les deux méthodes de calcul. Avec un coefficient de sécurité aussi éloigné de 1,5, il n'est pas possible de dire quelle méthode se rapproche plus de la réalité et si les deux méthodes donnent des résultats corrects pour le dimensionnement de la longueur de la fiche des écrans.

1. 3. Discussion sur la fiche hydraulique des écrans

Les écrans des ARD et de VIC ont une « fiche hydraulique » : c'est un prolongement de la paroi moulée qui descend dans une couche moins perméable (Calcaire Grossier) et permet de créer une boîte étanche. La fiche hydraulique n'est pas armée. Pour CLE, des injections ont été faites depuis le niveau du terrain naturel afin de garantir un faible débit de pompage.

Au moment de la conception de l'ouvrage, on ne prend pas en compte la fiche hydraulique dans les calculs de stabilité de l'écran, en effet cette partie non armée de la paroi ne peut reprendre de moments fléchissants. Dans les modélisations MEF et MISSK, nous avons tout de même modélisé la paroi moulée dans son intégralité et on note que les moments repris par la fiche hydraulique sont très faibles, inférieurs à environ 100kN.m/m. Ni les déplacements horizontaux, ni les efforts dans la paroi ne sont influencés de manière significative par la présence de cette fiche hydraulique.

1. 4. Déplacements lors de l'essai de pompage

Parmi les trois chantiers étudiés, la Boîte Ouest des Ardoines est le seul cas où il a été possible de réaliser une mesure inclinométrique initiale fiable avant l'essai de pompage. Des mesures ont aussi été réalisées en dernière phase de l'essai (à la remontée de la nappe), ce qui permet d'obtenir les déplacements après le rabattement de la nappe à l'intérieur de la fouille et après la remontée de la nappe. Les quatre tubes inclinométriques montrent des déplacements très cohérents, d'environ 5 mm en tête, avec des courbures qui commencent à l'interface entre deux couches profondes de raideur contrastée : les Marnes et Caillasses et les Sables de Beauchamp.

Pour VIC, on a des mesures, mais elles ne sont pas cohérentes entre elles. Cela est peut-être dû aux faibles déplacements. Pour CLE, il a été très difficile d'avoir accès aux tubes inclinométriques à cette étape, parce que la poutre de couronnement était en cours de réalisation.

Même avec ce nombre faible de mesures (quatre courbes des Ardoines Boîte Ouest), on peut tirer des conclusions sur les mesures, mais aussi sur les modélisations.

On retient que la méthode MISSK, avec le coefficient k_h donné par la formule de Schmitt (Schmitt 1995), sous-estime les déplacements dus à l'essai de pompage. Le comportement de la paroi lors de l'essai de pompage est proche d'un comportement élastique : c'est donc la valeur du coefficient de réaction qui va gouverner les déplacements (et pas les paramètres plastiques). Or, la formule de Schmitt a plutôt été développée pour représenter le comportement lors des phases de terrassement où la longueur d'interaction est beaucoup plus faible et joue un rôle surtout en butée. On souligne également que l'équation (23) proposée par la Norme (NF P 94-282 2009) donne des valeurs de déplacements toujours trop faibles par rapport aux mesures. On peut donc réfléchir à une nouvelle définition de la valeur de k_h pour un essai de pompage, qui donne des valeurs de k_h plus faibles et permet à l'écran de se déplacer davantage ; on a fait une proposition dans le Chapitre 2 de la Partie II et dans (Daktera, Bourgeois, et al. 2019), qui consiste à considérer une longueur d'interaction variable pour chacune des couches de sols. Il reste à vérifier que cette approche donne de bons résultats pour d'autres ouvrages. On rappelle que cette modification du coefficient de réaction pris en compte dans le calcul ne concerne que la phase du rabattement : pour les phases de terrassement, on revient à la formule classique.

Pour les calculs MEF (HSM ou ELMC), même si la valeur absolue des déplacements en tête est proche de la mesure (5 mm), on n'arrive pas à reproduire correctement la courbure mesurée. La rotation a lieu en pied de paroi. On peut donc se demander si les estimations usuelles des modules E_{50} et E_{ELMC} , largement validées par les phases de terrassement pour les couches supérieures, devraient être revues à la hausse dans ces formations en profondeurs.

D'une façon générale, le déplacement atteint pendant l'essai de pompage n'est pas réversible, et est mal modélisé, particulièrement par MISSK si la formule de Schmitt est utilisée. Du coup, nous introduisons une erreur en déplacements et surtout en mobilisation du sol sur toute la hauteur de l'écran. Cependant, malgré cela, les déplacements calculés pour les phases de terrassement sont proches des mesures.

Pour comprendre ce phénomène davantage, il faut sensibiliser les ingénieurs géotechniciens au fait que des déplacements des écrans lors des rabattements de nappe pour des fouilles étanches peuvent être importants et qu'il faut les mesurer. Les déplacements mesurés aux Ardoines montrent qu'on ne peut pas sous-estimer l'effet de l'essai de pompage.

1. 5. Déplacements et efforts dans les butons pour les phases de terrassement

La quantité des données d'instrumentation pour les trois chantiers est très importante et l'analyse de ces données constitue la plus grande partie du travail réalisé dans le cadre de cette thèse. Les comparaisons des résultats entre les différents systèmes de mesure (déplacements inclinométriques avec les cibles topographiques et les raccourcissements élastiques des butons) ont permis de confirmer que le pied des inclinomètres est fixe et de fiabiliser toutes ces mesures. La cohérence des mesures est en général bonne, mais parfois des incohérences ont été constatées sans qu'on puisse donner une explication vraiment convaincante. Pour certains butons, où les mesures inclinométriques et les raccourcissements élastiques des butons ne coïncident pas, on a fait l'hypothèse que la mise en appui des tronçons métalliques des butons diminue leur raideur.

Les calculs aux éléments finis avec les lois HSM et ELMC ainsi qu'avec la méthode au coefficient de réaction ont permis d'obtenir des courbes de déplacements horizontaux proches à ± 2 mm près, pour toutes les sections de calcul pour quasiment toutes les phases de terrassement par rapport aux courbes mesurées. Ces éléments ont permis aussi de retrouver des déformées très proches de mesures. Cela confirme le choix de certains paramètres d'entrée :

- Le coefficient des terres au repos K_0 a été défini avec la formule (2) (Jaky 1944)
- Le frottement considéré entre la paroi moulée et le sol est de $\delta = \pm 2/3\varphi'$ ce qui revient à prendre les valeurs de K_a et de K_p des tables de (Kerisel et Absi 1973) avec $\delta/\varphi' = \pm 0,67$ pour MISSK et le paramètre R_{inter} de 0,62 pour les éléments finis
- Les coefficients / modules élastiques utilisés étaient :

$$\text{Pour MISSK} \quad k_h = 2,1 \cdot \frac{\left(\frac{E_M}{\alpha}\right)^{4/3}}{EI^{1/3}} \quad (31)$$

$$\text{Pour les calculs MEF avec le modèle ELMC} \quad E_{ELMC} = 4 \cdot \frac{E_M}{\alpha} \quad (32)$$

$$\text{Pour les calculs MEF avec le HSM} \quad E_{50} = 2 \cdot \frac{E_M}{\alpha} = \frac{E_{ur}}{3} \quad (33)$$

L'exposant m (de la loi HSM) qui permet de caractériser la dépendance du module avec les contraintes (σ'_3) est pris égal à zéro pour tous les calculs, car les essais pressiométriques ne présentent pas d'augmentation avec la profondeur (les couches étant d'épaisseur assez limitée).

- Le module du béton considéré est de $E=27$ GPa, pour un module instantané mesuré sur des éprouvettes de l'ordre de $E_{cm} = 40$ GPa.

Beaucoup de références (par exemple (Zgondhi 2010)) soulignent qu'une des difficultés principales de la méthode MISSK est qu'il est difficile d'estimer le coefficient k_h qui n'est pas une caractéristique intrinsèque du sol. Pour les trois chantiers VIC CLE et ARD, les résultats des rétro-analyses montrent, que la formule de Schmitt permet d'estimer le coefficient k_h de manière fiable.

On souligne que les modules pris en compte dans les calculs par éléments finis et le coefficient de réaction ont été calculés à partir des essais pressiométriques, ce qui confirme la robustesse de cet essai géotechnique. Cependant, il ne faut pas oublier l'importance des essais de laboratoire qui permettent d'obtenir les valeurs des paramètres plastiques sans lesquels il ne serait pas possible de faire des calculs avec des résultats aussi proches des mesures.

Avant d'ouvrir la discussion sur les courbes de déplacements horizontaux et les efforts dans les butons, il est important de souligner que les raideurs des butons B2-30, B3-09, B3-27, B3-30 des Ardoines, B1-11, B2-24 de CLE et B2-06 de VIC ne sont pas confirmées par une comparaison entre le raccourcissement élastique des butons et les déplacements inclinométriques au niveau de ces butons. Les comparaisons entre mesures et modèles pour les sections concernées, et surtout pour les efforts dans les butons, devront être faites avec attention, car l'hypothèse de pouvoir extrapoler la mesure locale par cordes vibrantes sur la longueur totale du buton n'est pas tout à fait vérifiée pour ces butons. Il est donc probable que dans la réalité, il y a eu un phénomène physique qu'on ne prend pas en compte dans les calculs ; on fait l'hypothèse que, dans certains cas, la mise en appui des tronçons métalliques cause cette réduction de raideur.

1.5.1. Les Ardoines

Le phasage des deux boîtes des Ardoines n'étant pas le même, il est important de souligner que la section S39 est retenue par quatre lits de butons où les deux lits intermédiaires ont un espacement vertical de moins de 2 m. Le lit de butons placé environ 2 m au-dessus du deuxième lit est constitué de butons orientés qui retiennent la paroi intermédiaire. Cela complique un peu l'analyse des efforts dans ces deux niveaux de butons.

Les calculs avec les deux méthodes de calculs sont satisfaisants et les déplacements maximaux obtenus par MISSK et MEF sont satisfaisants, mais les déplacements de la partie supérieure de l'écran sont sous-estimés par MISSK de 2 mm, parce que la méthode ne permet pas de prendre en compte la redistribution de pression entre le premier et deuxième niveau d'appuis. Cela conduit à un déplacement plus faible en tête de l'écran et à une sous-estimation de l'effort du premier lit de butons de 20% soit environ 100 kN/m.

Les efforts dans les lits B2 et B3 sont correctement estimés par les deux méthodes de calcul où c'est la pression de la nappe phréatique qui représente la majorité de la poussée. Toutefois, en dessous du fond de fouille, les calculs MEF montrent une courbure moins accentuée que la mesure. La courbure calculée par MISSK en dessous du fond de fouille colle parfaitement

aux mesures et le moment fléchissant est mieux estimé par MISSK que par les calculs MEF (qui donnent une valeur maximale plus faible de 700 kN.m/m). Cela est un phénomène déjà rencontré dans le passé, où à Colombes, le coefficient k_{E50} devait être recalé à 3 voire 4 pour retrouver des courbures proches des mesures dans la couche des Marnes et Caillasses sous le fond de fouille (Londez, Namur et Schmitt 1997).

1.5.2. La Section S60 de Créteil L'Échat

Cette section contient deux lits d'appuis, le premier étant la dalle de couverture (épaisse de 2,4 m) en béton-polystyrène. Nous ne disposons pas de mesures de contraintes dans cette dalle, les efforts entre les modèles n'ont pas été comparés. Cependant, le poids de la dalle cause un moment en partie supérieure de la paroi qui joue un rôle significatif sur toute la longueur de la paroi. Ce moment fait rentrer la paroi dans le sol sur la partie supérieure de la paroi. Les calculs avec les deux méthodes montrent que les efforts des deux lits de butons (B2 et B3) dépassent légèrement les mesures. De manière plus précise, pour le lit B2, le calcul MISSK surestime d'environ 15% l'effort et le calcul MEF surestime d'environ 30% l'effort. Malgré le fait que la raideur du B2-24 n'est pas validée par les mesures, on peut tout de même conclure que MISSK a correctement estimé l'effort de ce lit, puisque la différence entre les deux calculs est faible (environ 15%) (Figure II-88).

Cela rejoint une des conclusions de (Masrouri et Kastner 1991), qui indiquent que dans le cas des butons précontraints, les efforts dans les butons sont bien estimés par les deux méthodes de calcul parce que la précontrainte ramène la paroi en arrière et permet de revenir dans le domaine où les hypothèses du calcul au coefficient de réaction sont vérifiées. Dans le cas de la section S60, c'est le moment d'encastrement en tête qui ramène la paroi dans ce domaine.

1.5.3. La Section S10 de Créteil L'Échat

Cette section de calcul, à la différence de la section S60, comporte trois lits de butons métalliques sans dalle de couverture et donc sans moment d'encastrement en tête. Les calculs MEF donnent des déplacements très proches des mesures inclinométriques sur toute la hauteur de l'écran, avec le même modèle géotechnique que pour la section S60. Il est important également de noter que les déplacements calculés par MISSK montrent environ 5 mm de moins sur la partie supérieure de l'écran et cela concerne plus l'écran de droite que celui de gauche. On en déduit que la dissymétrie du système (surcharge de 40 kPa du côté de la paroi de droite) joue un rôle non-négligeable dans ce cas. L'analyse des pressions sur l'écran calculées montre une redistribution de pression dans le calcul MEF en partie supérieure de l'écran. L'espacement vertical important entre les lits B1 et B2 (plus de 12 m) favorise cette redistribution de pression. Le calcul MISSK ne montre pas cette augmentation de pression, qui ne peut être reproduite avec cette méthode que si l'écran rentre en butée : ce n'est pas le cas ici, et la pression reste sur le palier plastique de poussée. Le rôle de cette redistribution est d'autant plus significatif que le niveau de la nappe est à plus de 5 m en dessous du terrain naturel ; la majorité de la pression

dans cette partie supérieure vient donc de la poussée de sol et non pas de la poussée de la nappe. Pour les niveaux inférieurs, la contribution de l'eau est plus importante, et les efforts dans les lits B2 et B3 ont été correctement estimés par les deux méthodes.

1.5.4. Vitry Centre

Pour la gare de VIC, les auscultations disponibles sont les mesures inclinométriques des deux parois face à face pour quatre sections avec les efforts dans les quatre lits de butons, et cinq niveaux de cibles topographiques installés au fur et à mesure du creusement. Les mesures par corde vibrante sont dans l'ensemble cohérentes avec les déplacements inclinométriques pour les seize butons droits instrumentés. De plus, pour cette recherche, nous avons installé six capteurs de pression totale avec mesure de pression interstitielle. Deux ont été abimés. Les quatre capteurs restants donnent des informations sur la pression totale et la pression interstitielle sur quatre niveaux différents du côté de la poussée pendant toute la durée des travaux. Sur les mesures, on remarque des variations de pression dues à la dilatation thermique des butons.

On n'a pas pu comparer les valeurs absolues des pressions calculées et mesurées, car les valeurs mesurées ne sont pas dans la plage des valeurs attendues. On attribue ce problème au fait que le plaquage du capteur avec le vérin hydraulique en profondeur est difficile et imprécis. Cependant, il est possible de comparer les variations (augmentations ou diminutions) des pressions. Il a été également possible de tracer les variations de pressions mesurées en fonction du raccourcissement élastique des butons derrière lesquels sont installés les capteurs. Les courbes donnent des valeurs en MPa/m du même ordre de grandeur que les coefficients k_h définis par la formule de Schmitt (Schmitt 1995).

Les courbes inclinométriques des quatre sections de calcul sont assez proches pour considérer une seule section de calcul, dissymétrique avec trois mètres de différence du niveau du terrain naturel entre la paroi nord et la paroi sud.

Les deux méthodes estiment correctement les valeurs maximales du déplacement. Toutefois, les déplacements en partie supérieure de l'écran sont calculés plus précisément avec MEF (loi HSM) qu'avec MISSK qui les sous-estime d'environ 2 mm. Cette différence en partie supérieure a aussi une incidence directe sur l'effort dans les deux, voire trois, premiers lits de butons, qui sont sous-estimés par MISSK de 50 % environ pour les deux premiers lits et de 15% pour le troisième. L'analyse des pressions calculées sur l'écran par MEF montre qu'une redistribution de la pression en partie supérieure de l'écran a lieu et que les pressions dépassent de manière significative la pression active, et même la pression au repos ; les capteurs de pression confirment cette augmentation de pression derrière les niveaux d'appuis. La nappe phréatique est à 13 m au-dessous du terrain naturel : la majorité des efforts appliqués sur l'écran en partie supérieure provient de la poussée des terres et non pas de celle de l'eau. Pour le quatrième et dernier lit, une grande partie des pressions appliquées vient de l'eau :

l'effort dans ce lit dépend surtout de la cohésion dans le Calcaire de Saint-Ouen, qui n'est pas connue avec précision. Néanmoins, les deux méthodes estiment de manière correcte cet effort.

1.5.5. Fouilles dissymétriques

Les chantiers de CLE (la section S10) et VIC montrent que MISSK est capable de modéliser correctement le comportement de fouilles dissymétriques, en termes de déplacement maximum et de courbure, lorsque les écrans, face à face, ne sont pas trop proches l'un de l'autre (sans interaction des triangles de butée). Toutefois, comme le montre la Section S10 de CLE, la dissymétrie accentue les divergences des déplacements entre les calculs MISSK et les mesures en partie supérieure de l'écran.

1.5.6. Conclusions sur les déplacements pour les phases de terrassement

Pour le dimensionnement d'une paroi moulée, les courbes de déplacements horizontaux ne peuvent pas être précises au millimètre près sur toute la hauteur de l'écran. Cependant, il est important de donner une valeur précise du déplacement de la tête de l'écran et du maximum en ventre ainsi que des courbures pour correctement définir la courbe des moments fléchissants. Pour les trois chantiers analysés, grâce aux tubes inclinométriques qui descendent profonds, le point bas est fixe ce qui a été confirmé par plusieurs niveaux de cibles topographiques installées sur la surface des parois moulées au fur et à mesure des terrassements.

Lorsque la majeure partie de la pression totale appliquée sur l'écran vient de la poussée des terres et non pas de la poussée de l'eau (qui ne participe pas à la redistribution de contraintes), les calculs MISSK ont sous-estimé les déplacements.

Cela est le cas en partie supérieure des écrans lorsque la nappe phréatique est plusieurs mètres en dessous du terrain naturel. Cette situation se produit pour les trois chantiers. Dans ce cas, les calculs MEF montrent une redistribution de pression en partie supérieure des écrans et donnent des résultats plus proches en déplacements et en efforts dans le premier lit. La méthode MISSK n'est pas capable, par définition, de prendre en compte le cisaillement dans le massif (car on ne modélise que des ressorts indépendants) ; elle ignore cet effet et sous-estime les déplacements (jusqu'à 5 mm au maximum) et les efforts (jusqu'à 50%) dans les butons en partie supérieure de l'écran.

En partie inférieure, où la majeure partie de pression appliquée est celle de l'eau, les deux méthodes donnent des résultats cohérents avec les mesures pour les déplacements et les efforts dans les butons.

Pour les calculs MISSK, qui peuvent être mis en défaut au niveau des réactions d'appui, mais pas en terme de flexion dans l'écran, comme conclusion opérationnelle et pragmatique pour les futures conceptions d'ouvrages, on pourrait proposer de majorer les réactions calculées dans les butons passifs par MISSK par des coefficients forfaitaires.

Chapitre 2 - Dimensionnement des butons métalliques

2. 1. Généralités

Le dimensionnement des sections des butons métalliques est un élément très important pour la sécurité d'une paroi moulée multi-boutonnée. Aucun buton ne peut être sous-dimensionné, car cela risquerait de compromettre la sécurité de l'ouvrage dans son intégralité. Ce dimensionnement doit respecter des codes normatifs, dans lesquels l'effort en compression sert de base à la vérification de la résistance du buton au flambement.

La synthèse des résultats des mesures réalisées sur les butons va permettre de mieux comprendre les comportements des butons. Elle porte sur un total de 45 butons (tous non-précontraints) :

- 6 butons de la Boîte Est des Ardoines,
- 8 butons de la Boîte Ouest des Ardoines (dont 2 butons orientés),
- 12 butons de Créteil l'Échat (dont 2 butons orientés et 1 buton en patte d'oie)
- 19 butons de Vitry Centre (dont 4 butons orientés).

Les butons orientés sont analysés séparément des butons droits, car leur comportement est plus complexe. Les butons orientés de 1 ou 2° sont considérés comme droits (perpendiculaires à la paroi).

Dans les modèles MEF et MISSK, tous les butons des quatre sections de calculs ont été considérés comme articulés sur la paroi moulée et n'exercent qu'un effort horizontal. Dans les modélisations, cela peut être fait soit en supposant une articulation aux extrémités du buton, soit en supposant un poids du buton égal à 0 kN/m. Les butons sont équivalents à des ressorts horizontaux avec une raideur donnée.

Dans la section suivante, on récapitule les données d'entrée du calcul et on compare les mesures aux calculs MEF et MISSK.

Ensuite, on ouvre une discussion sur les diverses hypothèses du dimensionnement des butons, pour tirer des recommandations pratiques pour de futurs dimensionnements de butons non-précontraints.

2. 2. Dimensionnement des butons métalliques droits

2.2.1. Principes

La procédure pour le dimensionnement des butons métalliques selon le §6.3 de l'Eurocode 3 (NF EN 1993-1-1 2005) pour soutenir des écrans de soutènement et en particulier des parois moulées est la suivante :

- Définition de l'effort maximum que reprend le buton pour le phasage donné avec MISSK ou MEF. Cet effort est appelé N_{ELS} par la suite.
- Définition du coefficient d'autocontrainte m en kN/K.
- Définition de l'incrément de température à considérer pour le calcul de dilatation thermique ΔT (K).
- Définition des conditions d'appui

L'équation, à l'ELU (État Limite Ultime) qui doit être satisfaite pour assurer la sécurité du buton est celle d'une barre soumise à une combinaison de flexion et de compression axiale :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{Rk}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} \leq 1 \quad (34)$$

Les valeurs des coefficients $\chi_y, \gamma_{M1}, \chi_{LT}, k_{yy}, k_{yz}$ en fonction de la géométrie, des conditions d'appuis (de la longueur de flambement) etc. peuvent être trouvées dans (NF EN 1993-1-1 2005). L'indice Ed correspond à la valeur de calcul (ELU) de l'effort de compression ou du moment fléchissant maximaux. L'indice Rk correspond à une valeur caractéristique de la résistance à l'effort normal ou à la flexion par rapport à l'axe en question.

La valeur de l'effort de compression à l'ELU N_{Ed} est calculée avec l'équation (35) où les pondérations de 1,35 et de 1,5 sont celles de (NF EN 1990 2003) pour les charges permanentes et variables respectivement.

$$N_{Ed} = N_{ELS} \cdot 1,35 + m \left(\frac{kN}{K} \right) \cdot \Delta T \cdot 1,5 \quad (35)$$

L'effort de compression à l'État Limite de Service (ELS) N_{ELS} de l'équation (35) est l'effort N_{SOL} où la part due à la température (N_{Temp}) est déduite de l'effort total mesuré (N_m).

2.2.2. Synthèse du coefficient d'autocontrainte

2. 2. 2. 1. Boutons orientés

8 boutons orientés sont considérés dans cette analyse : ils font tous un angle compris entre 40 et 45° avec la perpendiculaire à la paroi.

La Figure III-1 illustre les degrés d'autocontrainte M des boutons orientés. La moyenne des degrés d'autocontrainte M est de 35 %. Si l'on exclut le bouton B3-04 des Ardoines où la valeur semble faible, la moyenne passe à 38%.

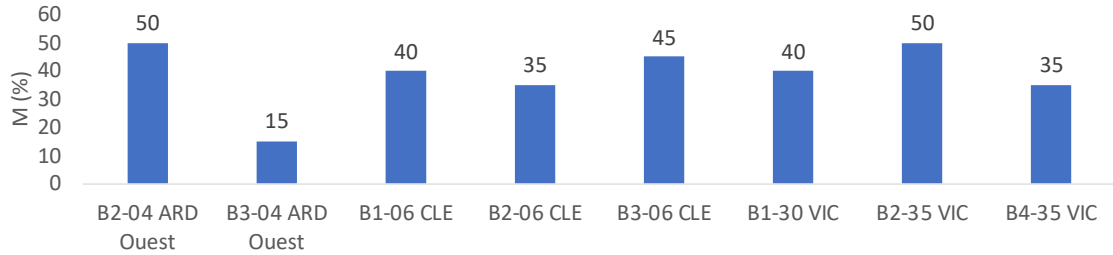


Figure III-1 Degrés d'autocontrainte M (%) pour les boutons orientés

2. 2. 2. 2. Boutons droits

La Figure III-2 illustre les degrés d'autocontrainte M pour les boutons droits analysés.

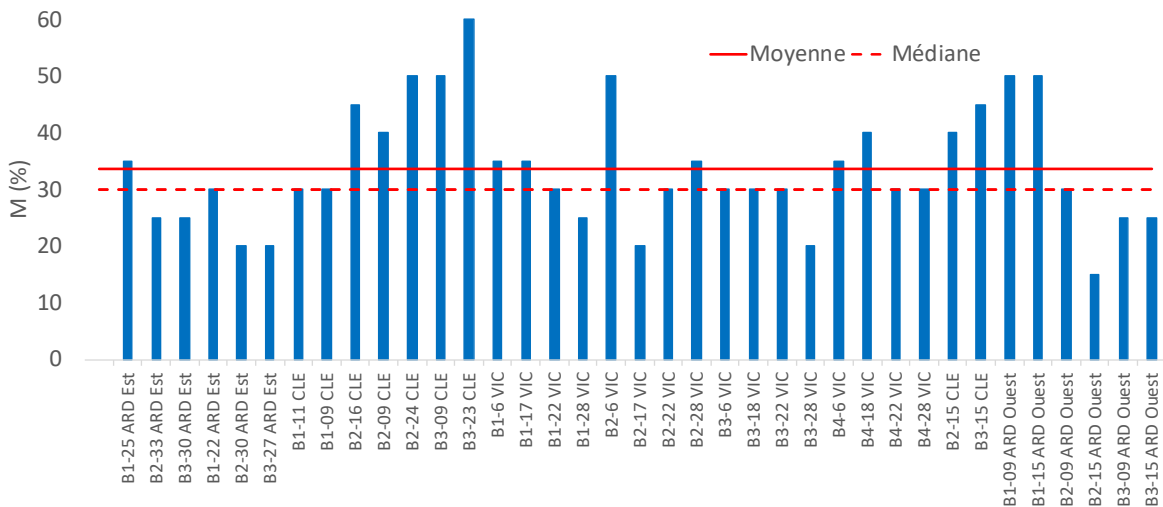


Figure III-2 Degrés d'autocontrainte M (%) pour les boutons droits

Le Tableau III-2 présente un récapitulatif des degrés d'autocontrainte par lit pour les trois chantiers.

Tableau III-2 Récapitulatif des degrés d'autocontrainte M par lit en %

Moyenne	Médiane
---------	---------

Lit 1	36	35
Lit 2	33	33
Lit 3 & 4	33	30

Les valeurs sont peu dispersées : elles sont toutes proches de 33%, et voisines de celles relevées pour les boutons orientés.

Il est intéressant de noter que le degré d'autocontrainte ne dépend pas du type d'appui : il est pratiquement identique pour les boutons appuyés directement sur la paroi moulée ou sur une lierne.

Les degrés d'autocontrainte mesurés peuvent être comparés aux calculs avec MISSK et MEF. Pour calculer le degré d'autocontrainte pour une phase i , on peut suivre la procédure suivante : on supprime le bouton et on applique à sa place un effort F_{total} égal à :

$$F_{total} = F_i + \Delta F \quad (36)$$

où F_i est l'effort repris par le bouton dans la phase i et ΔF est un incrément d'effort fictif, qu'on prendra assez faible (quelques pourcents de F_i).

Ensuite, on calcule la raideur apparente du ressort équivalent au système sol-paroi $k_A = \Delta F / \Delta x$. On considère que la force appliquée ΔF se répartit entre le bouton et la paroi, et on trouve le degré d'autocontrainte :

$$M(\%) = \frac{1}{1 + \frac{k_x}{k_A}} \quad (37)$$

où k_x est la raideur élastique du bouton défini par l'équation (21) de §2. 3. 6. 3. de la Partie II.

Dans les cas des chantiers analysés, trois valeurs de ΔF ont été choisies : 100 kN, 500 kN et 750 kN. Pour les trois chantiers et tous les niveaux d'appuis, ces trois valeurs donnent sensiblement les mêmes valeurs pour M .

Dans certains logiciels MISSK ou MEF, il est possible d'introduire directement un incrément de température dans un élément de structure et de calculer les déformations qui en résultent. Cela donnera le même résultat que la formule (37), si les déformations restent dans le domaine élastique.

Ce type de calculs pose des questions supplémentaires : est-ce que les boutons doivent être dilatés simultanément ? À quelle phase devrait-on dilater les boutons ?, etc. Pour les chantiers analysés, tous les boutons ont été dilatés en même temps pour la phase du fond de fouille.

La Figure III-3 illustre la coupe de la gare des Ardoines avec les degrés d'autocontrainte calculés et mesurés.

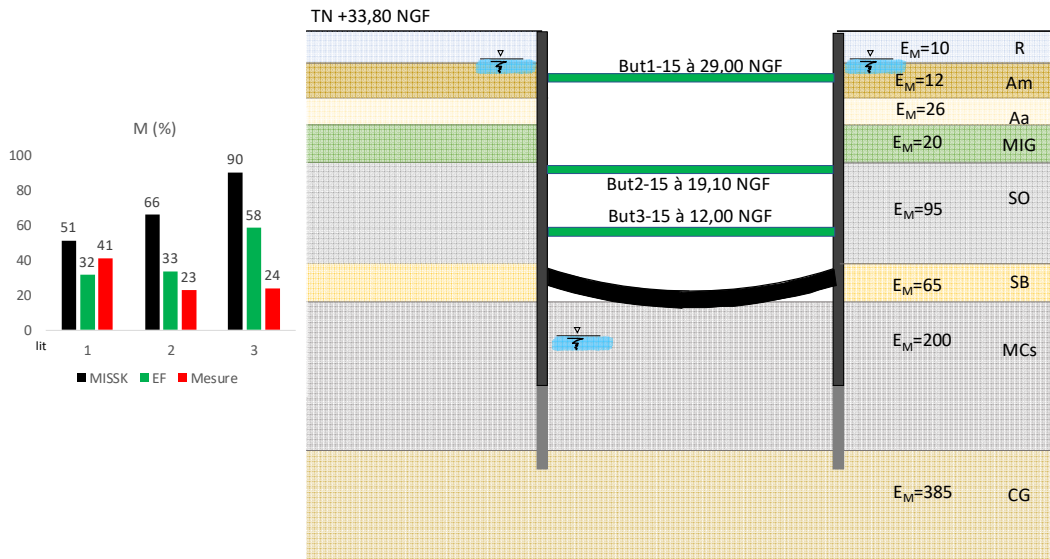


Figure III-3 Coupe des Ardoines avec les degrés d'autocontrainte calculés

La Figure III-4 illustre la coupe de la gare de Créteil l'Échat avec les degrés d'autocontrainte calculés et mesurés.

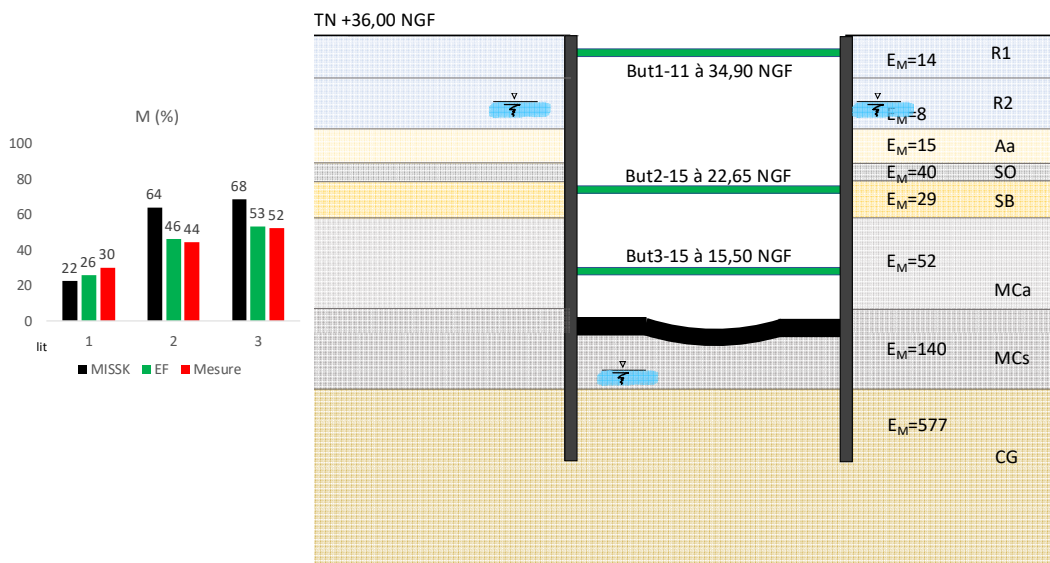


Figure III-4 Coupe de Créteil L'Échat avec les degrés d'autocontrainte calculés

La Figure III-5 illustre la coupe de la gare de Vitry Centre avec les degrés d'autocontrainte calculés et mesurés.

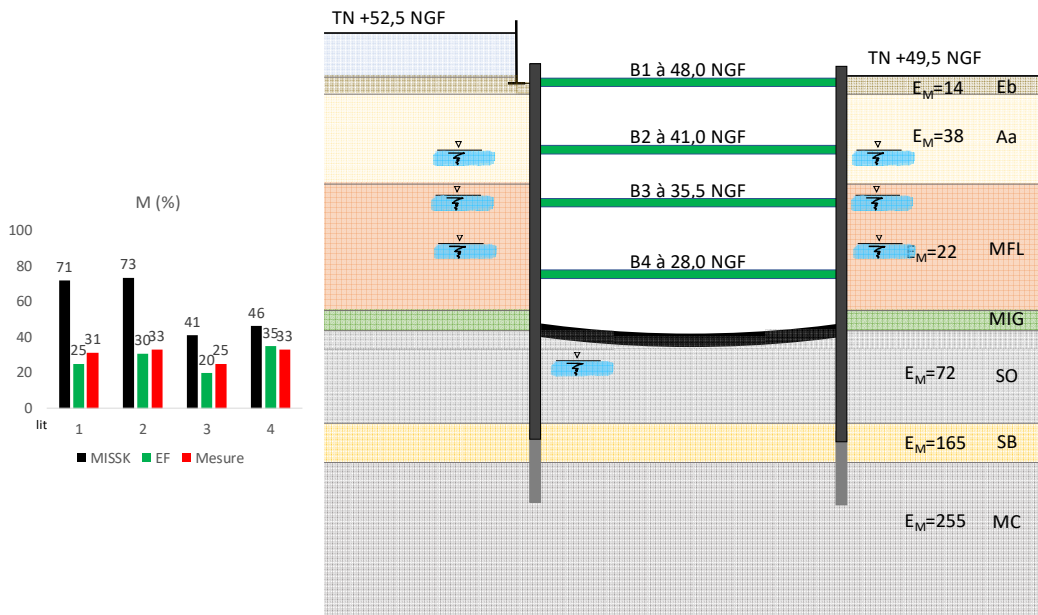


Figure III-5 Coupe de Vitry Centre avec les degrés d'autocontrainte calculés

Le calcul MISSK donne des valeurs de M trop élevées pour les deux premiers lits de VIC. Pour ce chantier, le module de la couche des Alluvions Anciennes est beaucoup plus grand que celui des couches présentes en partie supérieure de CLE ou des ARD. On note aussi que pour les Ardoines, le degré d'autocontrainte du 3^e lit est largement surestimé. Ces résultats montrent qu'un calcul correct de M avec la méthode MISSK nécessiterait des hypothèses supplémentaires (une longueur d'interaction plus importante comme cela a été discuté dans §4.4.7. de la Partie II et dans §1. 4. de la Partie III), ce qui peut rendre ce calcul moins intéressant que celui avec MEF.

Pour les calculs MEF, les phases de terrassement montrent des redistributions de contraintes dans le sol en poussée et des contraintes effectives horizontales proches de zéro dans les parties inférieures des écrans (sous les lits B3), ce qui peut réduire la raideur dans cette zone lorsqu'on y réapplique l'effort dû à la dilatation thermique. Cela peut expliquer pourquoi les calculs MEF sont plus proches des mesures, en tout cas dans cette partie inférieure des écrans.

2. 2. 2. 3. Conclusions sur le coefficient d'autocontrainte

On trouve peu de mesures du degré d'autocontrainte des butons métalliques dans la littérature (Twine et Roscoe 1999) présentent des données de vingt-trois butons appuyés sur une paroi rigide (en anglais *stiff walls* dans cet article). Ces degrés d'autocontrainte sont présentés sur la Figure III-6 (où on a omis une mesure qui donne M=100%, car elle semble beaucoup trop élevée par rapport aux autres valeurs).

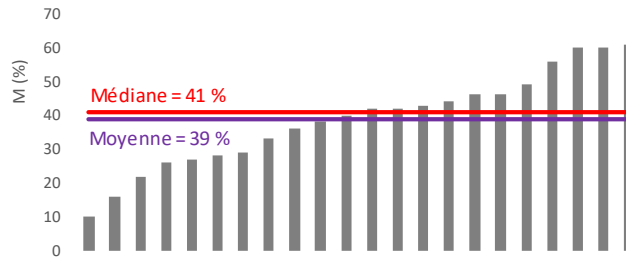


Figure III-6 Les degrés d'autocontrainte repris de (Twine et Roscoe 1999)

La moyenne ou médiane des données se situe à 40% pour les 23 cas. La référence britannique (Gaba, et al. 2017) propose de prendre des valeurs forfaitaires de M de 50% pour des parois rigides dans des sols raides et 30 % pour des parois souples dans des sols raides. Sur les données des butons droits récupérées des ARD, de CLE et de VIC, l'ordre de grandeur est comparable, mais la moyenne est plutôt de 33%. Les butons orientés donnent une moyenne du degré d'autocontrainte légèrement plus élevée, égale à 38%.

2.2.3. L'incrément de température ΔT

Ce sous-chapitre présente les variations de température mesurées par les extensomètres à corde vibrante sur les différents lits et les compare à l'incrément ΔT proposée par la norme (NF EN 1991-1-5 2004) et son annexe nationale (NF EN 1991-1-5/NA 2008).

Le Tableau III-3 et le Tableau III-4 donnent un récapitulatif des mesures de température sur les différents butons à l'air libre et sous la dalle de couverture de Créteil L'Échat (Section S60).

Tableau III-3 Récapitulatif des données de température sur les trois chantiers pour les butons à l'air libre (°C)

A l'air libre	T_{max}	T_{min}	T_{instal}	$\Delta T = T_{max} - T_{instal}$	$\Delta T_{max} = T_{max} - T_{min}$
LIT 1	45	-2	12	32	47
LIT 2	43	0	13	30	44
LIT 3	38	0	13	25	37
Lit 4	40	10	15	25	30

Tableau III-4 Récapitulatif des données de température pour la section S60 de CLE - sous dalle (°C)

Sous dalle	T_{max}	T_{min}	T_{instal}	$\Delta T = T_{max} - T_{instal}$	$\Delta T_{max} = T_{max} - T_{min}$
LIT 2	29	2	12	17	27
LIT 3	35	-1	13	22	36

Les valeurs T_{max} , T_{min} et T_{instal} sont des moyennes des valeurs de température maximales, minimales et d'installation des butons instrumentés.

Il faut préciser que la norme (NF EN 1991-1-5 2004) ne traite pas le sujet de butons explicitement. Elle distingue deux types de structures dans la Section 5 : les bâtiments et les ponts. On fait l'hypothèse que les butons métalliques d'une fouille profonde se retrouve plutôt dans le cadre « bâtiment ». La norme définit l'incrément de température à partir des valeurs de température moyenne T et de température initiale T_i :

$$\Delta T = T - T_i \quad (38)$$

Pour la température d'installation du buton T_i , l'annexe nationale (NF EN 1991-1-5/NA 2008) donne deux choix. Le premier consiste à prendre une valeur de $T_i = +10$ °C quel que soit le département ; le deuxième consiste à se référer aux données d'archive disponibles dans l'annexe nationale. Pour donner un exemple, pour Paris, si l'installation du buton a lieu en juillet T_i peut être considéré à $+19$ °C, si la pose a lieu en janvier, on prendra $+4$ °C.

Pour les données des gares analysées, on peut augmenter l'effort thermique à prendre en compte en utilisant les données des archives et non pas la valeur forfaitaire de $T_i = +10$ °C. Les mesures montrent que la moyenne des températures d'installation est à environ $+13$ °C. On voit qu'en prenant la valeur forfaitaire au moment du dimensionnement des butons, on ne se tromperait pas beaucoup et on serait même du côté de la sécurité.

Par ailleurs, la clause 6.1.3.2 (1) de (NF EN 1991-1-5/NA 2008) donne les températures extrêmes pour la Ville de Paris : $T_{\max} = +40$ °C, $T_{\min} = -20$ °C (période de retour de 50 ans). Et d'après le tableau 5.2 de (NF EN 1991-1-5 2004), en considérant $T = T_{\text{out}}$, (T_{out} est la température ambiante extérieure) ; et en prenant en compte le fait que nos tubes seront peints en blanc, on arrive à l'équation (39).

$$T = T_{\max} + T_3 \quad (39)$$

La clause AN1 5.3 (2) de (NF EN 1991-1-5/NA 2008) donne $T_3 = -10$ °C. Soit : $T = +30$ °C et un incrément $\Delta T = T - T_i = 20$ K.

Pour les butons sous dalle de couverture, d'après la clause AN1 5.3 (2) de (NF EN 1991-1-5/NA 2008) $T = +18$ °C et l'incrément devient $\Delta T = T - T_i = 8$ K.

Comparons maintenant ces incréments calculés avec les normes par rapport aux mesures présentées dans le Tableau III-3. Les mesures confirment que l'incrément de température ΔT mesuré est de l'ordre de 30 K pour les butons à l'air libre et de 20 K pour les butons sous dalle. Ces deux valeurs excèdent de manière significative les valeurs calculées. De plus, si les installations des butons se faisaient à des heures quand la température est moins élevée (plutôt le matin qu'à midi), l'incrément de température serait encore plus élevé, car la valeur de ΔT_{\max} qui donne l'amplitude entre les valeurs maximum et minimum mesurée, dépasse même les 40 K. La conclusion est que la valeur de ΔT donnée par (NF EN 1991-1-5 2004) est sous-estimée, ce qu'on pouvait déjà conclure avant de comparer aux mesures, car un incrément

de 20 K à l'air libre correspondrait plutôt à une variation journalière à prendre en compte et pas celle d'un chantier qui dure plusieurs mois.

Il est important de noter que la température est considérée comme une charge variable et donc d'après (NF EN 1990 2003) cet effort sera pondéré par $\gamma_{Q,i} = 1,5$, mais cela ne justifie pas de prendre en compte un ΔT trop faible.

L'effet de la température doit être pris en compte pour la vérification au flambement du tube, mais aussi pour le dimensionnement des soudures, platines et cornières.

2.2.4. L'effort de compression N_{Ed}

Le dernier terme de l'équation (35) qui reste à être décrit est l'effort de compression à l'ELS N_{ELS} qui est tout simplement l'effort N_{SOL} . La Figure III-7 présente les efforts N_{SOL} mesurés dans tous les butons droits instrumentés comparés aux calculs MISSK et MEF. La valeur à 100 % (ligne rouge continue) signifie que l'effort calculé à l'ELS (sans pondérations) est égal à l'effort N_{SOL} et la valeur à 74 % (ligne rouge pointillée) signifie que l'effort calculé pondéré par $\gamma_{Gj,sup} = 1,35$ est égal à la mesure.

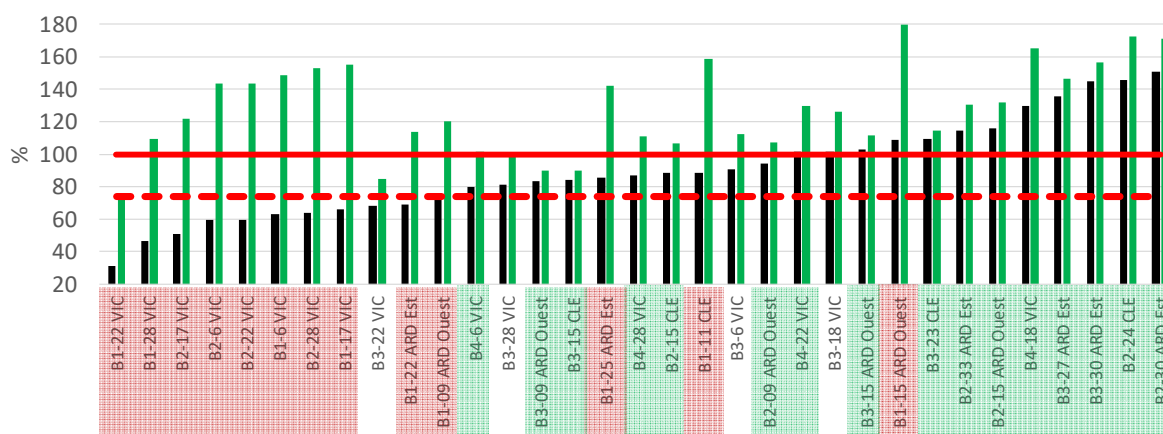


Figure III-7 Comparaison des efforts N_{SOL} mesurés avec les calculs (MISSK en noir, MEF (HSM) en vert)

Sur la Figure III-7, les butons sont classés de telle sorte que le rapport entre l'effort calculé par MISSK et la valeur mesurée augmente de la gauche vers la droite. Pour distinguer les lits de butons pour lesquels les calculs MISSK sous-estiment les efforts par rapport aux mesures, on a souligné en rouge ces butons (premiers lits pour les trois chantiers ainsi que le 2^e lit de VIC). On a souligné en blanc le lit B3 de VIC, car on estime que l'effort de ce lit calculé par MISSK est proche des mesures. On a souligné en vert les butons pour lesquels MISSK a estimé de manière correcte les efforts.

Les efforts calculés par MEF sous-estiment l'effort mesuré pour les butons B1-22, B3-22 de VIC, B3-09 des Ardoines et B3-15 de CLE sachant que les sous-estimations (d'environ 10 % seulement) des deux butons des lits B3 ne sont pas une limite du calcul, mais sont dues aux valeurs des paramètres plastiques qui ne sont pas connus avec précision. Par comparaison,

MISSK sous-estime les efforts dans les lits B1 des trois chantiers, le lit B2 et B3 de VIC. Les sous-estimations des boutons des lits B3 et B4 ont la même cause que les modèles MEF : la fiabilité des paramètres plastiques des couches en profondeurs. Cela reprend les conclusions des comparaisons précédentes : les calculs MEF estiment de manière correcte tous les lits, tandis que MISSK sous-estime les efforts au niveau des boutons lorsque la majeure partie des pressions appliquées sur l'écran est la pression des terres et non pas celle de la nappe phréatique. Pour les lits plus en profondeur et les deux méthodes estiment les efforts de manière correcte.

Pour revenir à l'équation (35), il ne faut pas oublier le terme dû à la dilatation thermique, qui dépend du coefficient d'autocontrainte $m(kN/K)$ et de l'incrément de température $\Delta T(K)$. La Figure III-8 est une illustration de l'équation (35) où on a considéré les efforts mesurés (N_m) comparés aux valeurs obtenues à partir des valeurs N_{ELS} calculées avec les coefficients d'autocontrainte m calculés par MISSK ou MEF respectivement, et de l'incrément de température, pris égal à $\Delta T = 20 K$ pour les boutons à l'air et à $\Delta T = 8 K$ pour les boutons de la section S60 de CLE sous dalle de couverture (en se basant sur (NF EN 1991-1-5/NA 2008)).

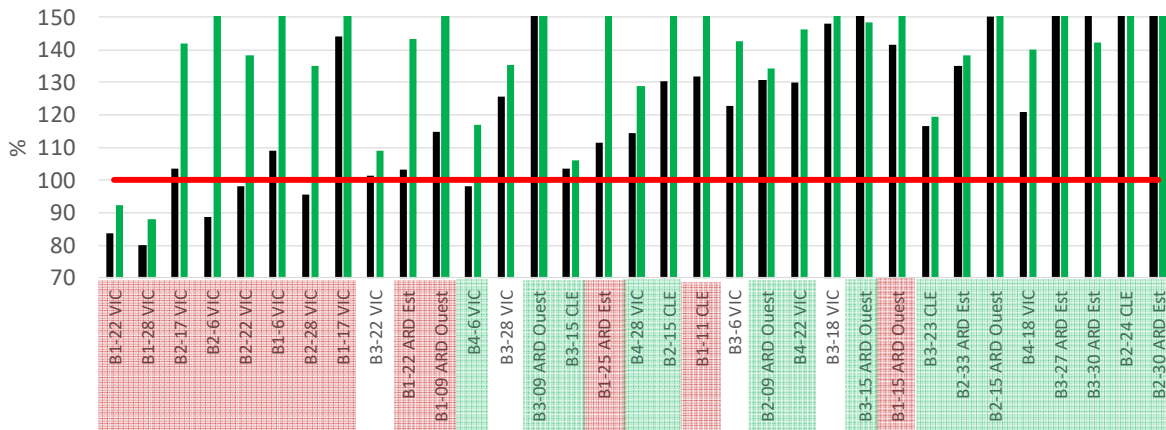


Figure III-8 N_{Ed} calculé par rapport aux efforts mesurés (MISSK en noir, MEF (HSM) en vert)

La Figure III-8 montre que les efforts des boutons B1-22 et B1-28 ont été sous-estimés avec les deux méthodes, l'effort du B2-06 a été légèrement sous-estimé par MISSK de 10 % environ et les efforts des autres boutons ont été définis avec sécurité et souvent surestimés avec souvent de plus de 50 % ou même 100% par les éléments finis. Le nombre de boutons dont les efforts ont été sous-évalués par MISSK (par rapport à la Figure III-7) est plus faible, car les valeurs du coefficient d'autocontrainte calculées par MISSK sont plus grandes que les valeurs mesurées (Figure III-3, Figure III-4 et Figure III-5).

On souligne que la part des efforts mesurés dans les boutons due à la dilatation thermique représente entre 10 et 40 % de l'effort total mesuré.

2.2.5. Moments M_x et conditions aux limites des butons

Grâce aux capteurs installés à 120° sur les butons, il est possible de calculer les moments fléchissants dans la section instrumentée. On suppose que l'installation (du buton et des capteurs) est parfaite. Comme ce n'est jamais le cas dans les conditions d'un chantier réel, il est normal d'avoir des incohérences entre les moments théoriques et les moments mesurés, mais il est important de comprendre ces incohérences.

Sur les quarante-cinq butons instrumentés, huit d'entre eux sont des butons orientés et quatre ont une géométrie complexe (B1-09, B2-09, B2-16 et B3-09 de CLE) : ces douze butons n'ont pas été pris en compte dans l'analyse des moments. Il reste trente-trois butons. Six d'entre eux donnent des valeurs considérées aberrantes, en considérant que le moment est borné par l'inéquation (40), tirée de la résistance des matériaux pour une poutre bi-appuyée :

$$\frac{q \cdot L^2}{8} \geq M_{x,mesuré} \geq - \left(\frac{q \cdot L^2}{12} + \frac{2 \cdot E_{acier} \cdot I_{buton} \cdot \tan \Delta\omega}{L} \right) \quad (40)$$

où q est le poids volumique du buton en kN/m, L longueur du buton en m, $\Delta\omega$ la rotation de la paroi au niveau du buton entre l'installation du buton et la phase analysée (le fond de fouille dans ce cas). Le terme de gauche est le moment maximal (à mi-longueur) pour une poutre bi-articulée et le terme de droite est celui d'une poutre bi-encastree où le moment résulte de la somme du poids propre et de la rotation de la paroi. En théorie, le moment mesuré dans une section ne pourra jamais sortir de ces deux bornes.

Les six butons qui donnent des valeurs aberrantes pour les moments donnent en revanche des valeurs cohérentes pour l'effort normal N_m (par rapport aux autres butons du même lit). On suppose donc que les erreurs de mesure du moment viennent des imperfections du montage des butons et des capteurs (qu'on peut aussi appeler des imperfections d'exécution).

Si le moment mesuré dépasse de manière significative une des bornes de la double inégalité, on considère la mesure comme erronée et elle n'est pas prise en compte dans l'analyse des moments.

Vingt-sept butons satisfont l'inéquation (40). Si on considère que la mesure dans la section instrumentée représente bien la réalité, il est possible d'extrapoler cette mesure et en déduire le moment aux extrémités. Ensuite, en itérant la raideur en rotation des appuis (qui consiste à translater la courbe d'un encastrement parfait vers une articulation) on retrouve les conditions d'appuis aux extrémités. La raideur en rotation nous permettra de définir la longueur de flambement L_{cr} comme le définit (NF EN 1993-1-1 2005). La Figure III-9 est un récapitulatif de L_{cr} calculées.

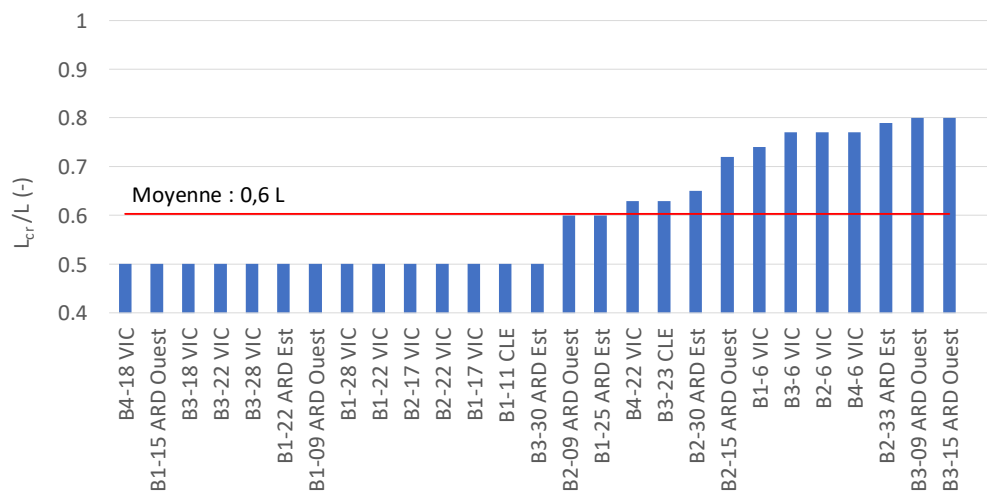


Figure III-9 Récapitulatif des longueurs de flambement L_{cr} des butons instrumentés

Tous les résultats se trouvent entre une longueur de flambement de $0,5 \cdot L$ et $1 \cdot L$ (ce qui était bien l'hypothèse initiale où les butons se situent entre le comportement d'une poutre bi-articulée ou bi-encastree). Environ 50 % des butons donnent $0,5 \cdot L$ ce qui correspond à 100 % d'encastrement aux extrémités.

Pour illustrer l'influence de la longueur de flambement sur le dimensionnement, l'exemple du buton B1-09 des Ardoines a été choisi. La Figure III-10 illustre la résistance au flambement du buton pour trois longueurs de flambement considérées : $1 \cdot L$ (bi-articulées), $0,7 \cdot L$ (encastree d'un côté et articulée de l'autre) et $0,5 \cdot L$ (extrémités bi-encastrees). Les courbes ont été tracées pour un incrément de rotation des parois $\Delta\omega = 0,001$ rad (valeur prise du calcul MISSK), un incrément de température $\Delta T = 20K$ et un coefficient d'autocontrainte mesuré de $m=45$ kN/K (Figure II-29).

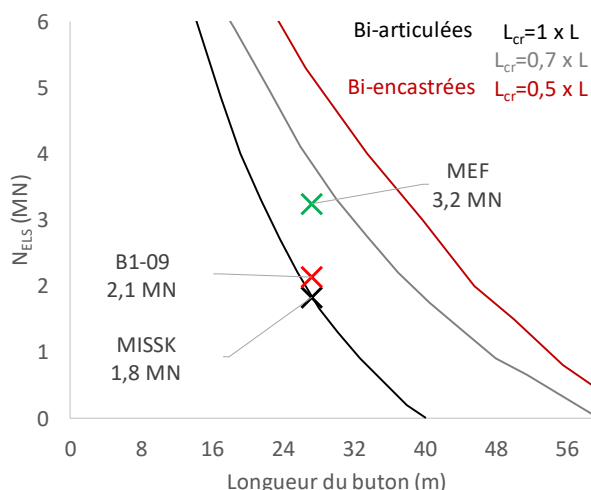


Figure III-10 Enveloppes de la résistance au flambement du buton B1-09 en fonction de la longueur du buton

L'effort N_{ELS} admissible pour ce buton en fonction de la longueur de flambement est présenté dans le Tableau III-5. L'effort admissible dépend fortement des conditions limites et la différence entre des conditions bi-articulées et bi-encastrees est de plus de 250%.

Tableau III-5 Efforts N_{ELS} admissibles B1-09 en fonction des conditions limites

L_{cr}	1 x L	0,7 x L	0,5 x L
Conditions limites	bi-articulées	articulée + encastree	bi-encastrees
N_{ELS} (MN)	1,9	3,9	5,2

On peut aussi vérifier si, aux extrémités du buton, la section est entièrement comprimée. Si c'est le cas, la platine à l'extrémité du buton suit bien la paroi moulée et les conditions aux limites correspondent bien à un encastrement. L'inéquation (41) a été vérifiée pour les vingt-sept butons.

$$\frac{N_m}{S} - \frac{M_{x,mesuré} \cdot R_{ext}}{I_{buton}} > 0 \quad (41)$$

Les mesures par cordes vibrantes confirment donc un encastrement, parfait ou partiel, pour les butons analysés. Cette conclusion est importante, car un encastrement des extrémités permet de justifier des sections des butons beaucoup plus faibles.

Cette discussion sur le moment mesuré et les conditions aux limites pose alors une autre question importante : si le buton est encastree dans la paroi moulée, faut-il prendre en compte dans le calcul le moment appliqué par le buton sur la paroi moulée ? On rappelle que tous les calculs MEF/MISSK ont été faits en supposant que les butons sont articulés.

Cela ne poserait en principe aucune difficulté dans le cadre des calculs MISSK ou MEF : il suffit de modéliser les butons par des poutres (et pas seulement par des ressorts ou des barres).

Cela dit, la physionomie de la connexion à l'interface entre le buton et la paroi moulée est très différente d'un joint entre la paroi et un niveau de plancher avec des aciers en attente, qui permet de transmettre des moments significatifs d'un élément de structure vers un autre (comme dans le cas de la dalle de couverture de la Section S60 de la gare de CLE). Pour les butons, la connexion se ramène à seulement quatre boulons aux coins de la platine (Figure II-24) qui relie un élément très raide (le panneau de paroi moulée) avec un élément nettement plus souple (le buton). On peut donc estimer que le moment du buton n'est pas transmis complètement à la paroi (en tout cas, pas au-delà d'une certaine limite). Pour mieux cerner ce problème, il faudrait construire un modèle structural aux éléments finis en éléments volumiques avec les différentes interfaces, mais cela sort de l'étude présentée. Il convient également de mentionner que pour des écrans en palplanche, les butons auront une raideur plus proche de celle de l'écran, et les conclusions pourraient être différentes.

2.2.6. Moments M_y

Dans le cas des butons droits (perpendiculaires à la paroi), on suppose en général que l'effort est dans l'axe et qu'il n'y a pas de moment fléchissant dans le plan horizontal M_y . Toutefois,

les déformations mesurées par les cordes vibrantes permettent de calculer ce moment pour les butons instrumentés. La Figure III-11 illustre les valeurs de moments M_y des butons droits, classés dans le même ordre que sur la Figure III-9.

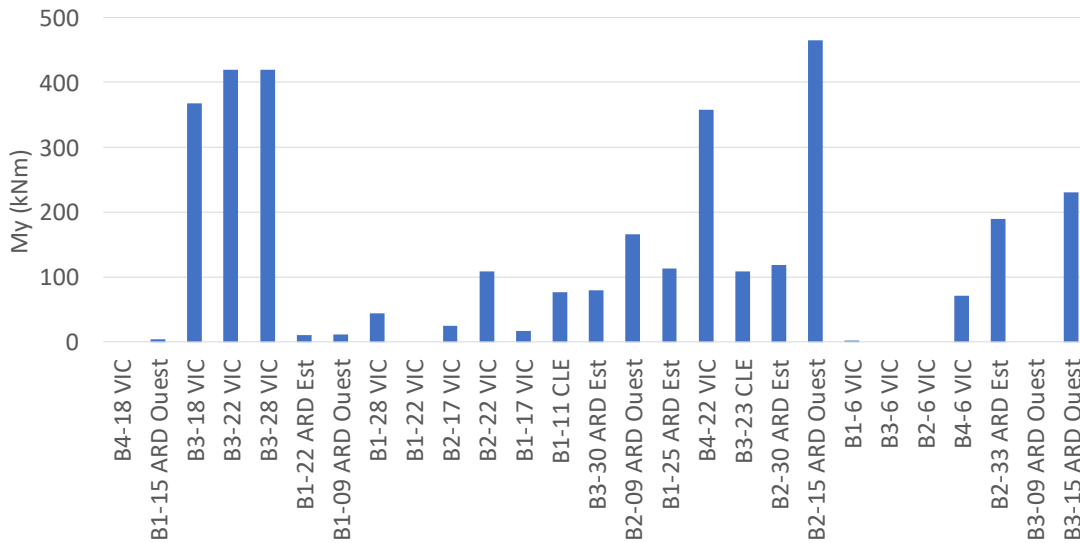


Figure III-11 Récapitulatif des moments dans le plan horizontal – M_y

Les mesures montrent un moment M_y qui dépasse 100 kN.m pour huit des vingt-sept butons (à titre de comparaison la moyenne des moments M_x mesurés à la section instrumentée est d'environ 200 kN.m). Cette valeur n'est pas négligeable et devrait être prise en compte dans le dimensionnement des butons métalliques. On peut imaginer que le fait de négliger le moment M_y lors de la conception des butons, comme on le fait actuellement, pourrait créer des problèmes si ce moment est trop important. La littérature ne semble pas rapporter d'exemple de pathologie due à ces moments, mais on peut envisager de prolonger cette discussion pour s'assurer que l'hypothèse faite pour les dimensionnements aujourd'hui ($M_y=0$) n'a pas de conséquence.

2.2.7. Conclusion sur le dimensionnement des butons droits

Il existe plusieurs sujets de discussion concernant le dimensionnement des butons. Chacun des éléments énumérés dans le paragraphe §2. 2. de la Partie II influence de manière directe le dimensionnement de la section du buton, mais seulement certains de ces paramètres peuvent être déterminés avec certitude. On souligne que les efforts comparés entre mesures et modélisations concernent les valeurs maximales mesurées entre l'installation et la dernière phase de travaux analysée.

On a vu que MISSK sous-estime l'effort N_{ELS} dans les lits supérieurs des trois ouvrages analysés, parce que, en partie supérieure de l'écran, la majorité (voire 100 %) de la poussée totale vient de la poussée des terres et non pas la poussée de l'eau. La méthode MISSK, qui ne permet pas de reproduire la redistribution des contraintes effectives dans le sol, est alors moins performante que la MEF. En partie inférieure, la part de la poussée de l'eau devient plus

significative et pour les lits inférieurs, les deux méthodes donnent des résultats similaires et proches des mesures.

Pour le dimensionnement, la valeur réelle de l'effort de compression dans le buton doit toujours être inférieure à la valeur de calcul. La Figure III-7 illustre la comparaison entre les valeurs calculées et mesurées pour les trois chantiers à l'ELS. On voit que MISSK sous-estime les efforts dans les butons des lits supérieurs, parfois de manière assez marquée, tandis que MEF ne sous-estime que pour un nombre réduit de butons, et d'au plus 15%. On souligne également que certaines valeurs sont fortement surestimées – de plus de 70 % pour certains butons et cela concerne plutôt la MEF que MISSK.

Cependant, dans le dimensionnement d'un buton, il ne faut pas seulement comparer les valeurs de l'effort de compression à l'ELS. L'analyse des moments montre qu'il est possible d'avoir une sécurité supplémentaire sur les conditions d'appuis. Un buton encastré peut reprendre plus de deux fois l'effort d'un buton articulé aux extrémités (dans l'équation de la charge critique d'Euler la longueur de flambement au dénominateur est au carré), alors que les sous-estimations des mesures par les calculs sont rarement au-delà de 30 %. La majorité des mesures montre que les extrémités des butons semblent au moins partiellement encastrées sur la paroi moulée. D'autre part, il reste à préciser s'il faut affiner la prise en compte des conditions d'appui dans les calculs MEF ou MISSK. Enfin, pour aller plus loin sur ce sujet, il serait intéressant d'instrumenter les butons sur toute leur longueur, ce qui permettrait de tracer la courbe de distribution de moment fléchissant et de mieux cerner les conditions d'appuis. Une installation de fibre optique sur toute la longueur d'un buton permettrait de récupérer ces informations.

2. 3. Butons orientés

Huit butons orientés ont été instrumentés ce qui est un nombre suffisant, a priori, pour essayer de comprendre leurs comportements. Des huit butons, seuls le B1-06 et le B2-06 de CLE montrent des efforts similaires aux autres butons droits des mêmes lits. Les autres montrent des efforts plus faibles que les butons droits, d'un facteur de deux à quatre. Les efforts comparés sont par mètre linéaire de paroi en direction perpendiculaire à la paroi. Pour les butons orientés, l'effort en kN est donc divisé par l'espacement entre les butons pour le ramener à un mètre linéaire de paroi, et multiplié par le cosinus de l'angle que le buton fait avec la perpendiculaire à la paroi pour obtenir un effort dans la direction perpendiculaire.

A priori, si le buton est suffisamment proche du coin de la paroi, il sera moins sollicité, car les retours de paroi sont largement plus raides, et peuvent faire apparaître un effet de voûte, qui devrait être plus visible lorsqu'on est au-dessus de la nappe. Nous allons vérifier si cela est le cas pour les butons instrumentés.

Les huit butons sont à une distance entre 12 m et 15,5 m des coins. On peut imaginer qu'il est possible d'avoir une voûte à cette distance. Les mesures des panneaux P10 et P12 des Ardoines, distants de 4 m environ du retour de paroi, montrent entre deux et trois fois moins de déplacement maximal (12 mm de moins environ) que les six inclinomètres sur des sections courantes. À VIC, les déplacements mesurés aux panneaux P19 et P22, situés à 5,5 m des coins environ, sont proches de ceux des sections courantes. Pour tous les inclinomètres, il y a au moins un joint de paroi entre le panneau instrumenté et le retour de paroi. On pourrait en conclure que la distance critique où la poussée des terres se concentre aux retours de paroi est d'environ 5 m, mais il faudrait avoir plus de mesures pour confirmer cela.

Les butons orientés sont à une distance des coins de 12 à plus de 15 m. Les mesures inclinométriques confirment que cette distance est suffisante pour qu'il n'y ait pas d'effet de concentration de contraintes et on peut en déduire, que le fait que les butons orientés soient moins sollicités que les butons droits (en kN/m dans la direction perpendiculaire à la paroi) n'est pas lié à la poussée des terres, mais aux butons et leur installation.

Malheureusement, aucune mesure inclinométrique au droit des butons orientés n'a été réalisé pour pouvoir comparer les déplacements inclinométriques et les déformations mesurées par corde vibrante.

En conclusion, on pourrait envisager d'étudier en détail le comportement des butons orientés en faisant un suivi des butons par extensomètres et des panneaux de parois correspondants par cibles topographiques et inclinomètres. Toutefois, il est important de souligner que l'hypothèse faite sur les projets courants, à savoir le fait que les sections proches des coins se comportent comme les sections courantes, est sécuritaire.

2. 4. Liernes métalliques

Les liernes instrumentées d'extensomètres à corde vibrante à VIC servent à retenir la cage qui n'est pas directement retenue par des butons. Ces profilés métalliques ont été dimensionnés avec l'hypothèse que toute la pression des terres passe directement sur la lierne. Les mesures sur les deux liernes instrumentées sur deux niveaux différents montrent qu'elles ne reprennent qu'une faible partie de ces pressions –les contraintes ne dépassent pas 40 MPa. Les profilés sont donc largement surdimensionnés. On rappelle que la paroi fait 1 m d'épaisseur et que l'espacement horizontal entre les deux butons (longueur que soutient la lierne) est de 7,8 m. On peut en conclure que pour dimensionner ces profilés, des modélisations permettant de prendre en compte la distribution des contraintes à l'intérieur du volume de la paroi moulée devraient être utilisées.

Chapitre 3 - Discussion sur les redistributions de contraintes dans le sol

Ce chapitre présente une discussion sur les distributions de pression active non-triangulaire du côté de la poussée, autrement dit les redistributions de contraintes ou l'effet de voûte. Des éléments bibliographiques ont été présentés dans la Partie I. Nous présentons un autre point de vue sur ce phénomène, en l'illustrant sur des cas théoriques et des éléments tirés des chantiers du GPE analysés.

3. 1. Paramètres qui influencent la redistribution de pressions en poussée

En ingénierie, il est important de comprendre l'influence des différents paramètres sur le comportement : un bon modèle est celui dont on connaît l'influence de chacun des paramètres. Nous allons chercher à identifier les différents paramètres des modèles, qui semblent influencer la création des redistributions de contraintes dans le sol derrière les appuis.

En pratique, l'apparition d'un effet de voûte fait passer le diagramme de pression d'une pression purement triangulaire (celle décrite dans (Rankine 1857)) à une distribution qui comporte une bulle de pression derrière les appuis (celle décrite dans (Peck 1969)), due au fait que l'appui est un élément très raide.

Regardons maintenant les différents paramètres structuraux et géotechniques qui influencent ce comportement.

Considérons un écran très raide (une paroi moulée de 1,5 m d'épaisseur) soutenu par un buton. Le buton, peut-il influencer le diagramme de pression côté terre et modifier la distribution de pression de Rankine ? L'analyse présentée dans le Chapitre 3 de la Partie I montre que la réponse dépend de la raideur de l'appui : la pression derrière un buton souple n'est pas modifiée autant que dans le cas d'un buton rigide (on pourra se reporter aux calculs par éléments finis sur l'exemple des rouleaux de Schneebeli (Masroui et Kastner 1991)). Pour une paroi raide et un buton souple, il n'y a pas de redistribution de contraintes, la contrainte principale majeure reste verticale, la théorie de Rankine reste valide, car l'écran se comporte comme une console.

Si l'écran est plus souple (une palplanche par exemple) ou si le buton est très raide, le buton retient l'écran qui, lors des terrassements, se déforme au-dessous du buton. Le buton constituant un point quasi-fixe, les contraintes se concentrent au niveau du point dur. L'incrément de pression horizontale derrière le buton devient significatif, la contrainte principale majeure peut devenir horizontale, le diagramme de pression n'est plus triangulaire et la théorie de Rankine n'est plus vérifiée.

La raideur relative de l'écran et du buton influence donc de manière importante la forme du diagramme de pressions du côté terre.

Un autre paramètre structural et géométrique dans l'analyse joue un rôle : l'espacement vertical entre les butons $L_{\text{esp,v}}$. Le comportement d'une paroi multi-butoyée est fortement influencé par cette distance, comme on l'a vu dans le Chapitre 3 de la Partie I : (Clough, Smith et Sweeney 1989) proposent de l'intégrer (à la puissance 4) dans leur indicateur System Flexibility pour caractériser la raideur globale du système. Si l'espacement vertical est très faible, avec des butons tous les mètres, la raideur de l'écran ne joue plus de rôle significatif dans la raideur du système, car les butons reprennent toute la pression appliquée. En revanche, si l'espacement vertical entre les appuis est significatif (il atteint plus de 12 m dans le cas de la Section S10 de CLE), la raideur de la paroi joue un rôle clé. Le paramètre $L_{\text{esp,v}}$ a donc une influence claire sur le diagramme de pression, mais on ne sait pas juger facilement comment les pressions se redistribuent dans ce cas.

En dernier lieu, la raideur du sol influence la création de ces redistributions (Boone et Westland 2006). Plus précisément, les redistributions sont liées à des contraintes de cisaillement : si la résistance au cisaillement est faible, les incréments de pression ne pourront pas se créer au niveau des appuis et la poussée sera quasiment triangulaire. Si le sol est résistant, il pourra reprendre des efforts de cisaillement et donc des redistributions pourront se créer.

Pour récapituler, trois types de paramètres structuraux, géométriques et géotechniques, influencent la création des redistributions des pressions et le passage d'un diagramme purement triangulaire à un diagramme avec une « bulle de pression ». Ce sont le rapport entre les raideurs de l'écran et du buton, l'espacement vertical entre les appuis et les caractéristiques du sol.

3. 2. Redistribution de contraintes en poussée aux éléments finis

Dans la Partie I, nous avons expliqué pourquoi MISSK n'est pas capable de reproduire la redistribution des pressions. Les paliers de la courbe de réaction (Figure I-4) sont définis avec les hypothèses de Rankine, qui excluent toute rotation des contraintes principales.

Dans les modèles MEF, le massif de sol est modélisé en continuum ce qui permet la création de redistributions de contraintes dans le sol derrière un écran.

On rappelle que le sens de variation (augmentations et diminutions) de la pression active dans le calcul est en assez bon accord avec les capteurs de pression total sur VIC, même si les valeurs absolues des capteurs ne donnent pas des résultats fiables, et si les valeurs des incréments ne sont pas quantitativement les mêmes dans les calculs et dans les mesures.

L'analyse globale des déplacements et des pressions permet de conclure que la MEF modélise mieux le comportement en partie supérieure des écrans avec un ou plusieurs appuis en partie supérieure que MISSK.

3. 3. Redistribution de contraintes en poussée avec MISSK

Comme souligné tout au long de ce mémoire, la méthode au coefficient de réaction ne permet pas de prendre en compte les effets de voûte dans le sol, ce qui est lié au fait que le sol est modélisé par des ressorts sont indépendants.

Cependant, ce travail montre que les phénomènes de voûte derrière un écran de soutènement sont courants. Pour modéliser les parties supérieures des écrans, où la majorité de la pression vient de la poussée des terres et non pas de la nappe phréatique, ces redistributions des pressions sont prépondérantes et il est nécessaire de les prendre en compte dans les calculs.

On peut donc proposer, comme suite à ce travail, de continuer d'installer des capteurs de pression totale sur les chantiers pour approfondir les connaissances, non seulement sur les variations de pression derrière un écran, mais aussi sur les valeurs absolues. On pourra alors comparer ces mesures avec les diagrammes de pression forfaitaires utilisés dans les pays anglo-saxons et germaniques et essayer d'introduire la création de ces incréments de pressions horizontales sur les écrans dans les logiciels de calcul aux coefficients de réaction.

3. 4. Etude paramétrique sur les limites des méthodes

Pour alimenter la réflexion sur le sujet de création des voûtes et la validité et les limites des méthodes de calcul, une étude paramétrique sur quelques paramètres principaux est présentée dans ce paragraphe.

On choisit trois modèles simples, avec une seule couche de sol, une paroi de 37 m de profondeur et 1,2 m d'épaisseur (comme celle de Créteil L'Échat) et un lit de butons installé à 1 m de la tête de l'écran. On considère qu'il n'y a pas de nappe phréatique.

Les trois modèles se différencient par le type de sol : un sol considéré raide (un rapport de raideur de la paroi à celle du sol $EI / (E_M / \alpha) = 20$), un sol moyen ($EI / (E_M / \alpha) = 100$) et un sol mou ($EI / (E_M / \alpha) = 300$). La loi de comportement utilisée dans les calculs MEF

est le HSM. Pour MISSK, nous avons défini le k_h avec la formule de Schmitt. L'angle de frottement et la cohésion sont $\varphi'=35^\circ$ et $c'=10$ kPa pour tous les modèles.

Le phasage est le suivant : après un premier terrassement de 2 m, nous installons le buton ($k_x=137$ MN/m/m), puis nous terrassons par passes de 1 m jusqu'à atteindre 13 m de terrassement (ce qui représente plus ou moins le premier terrassement du chantier de Créteil L'Échat).

La Figure III-12 illustre les résultats des trois calculs avec les deux méthodes.

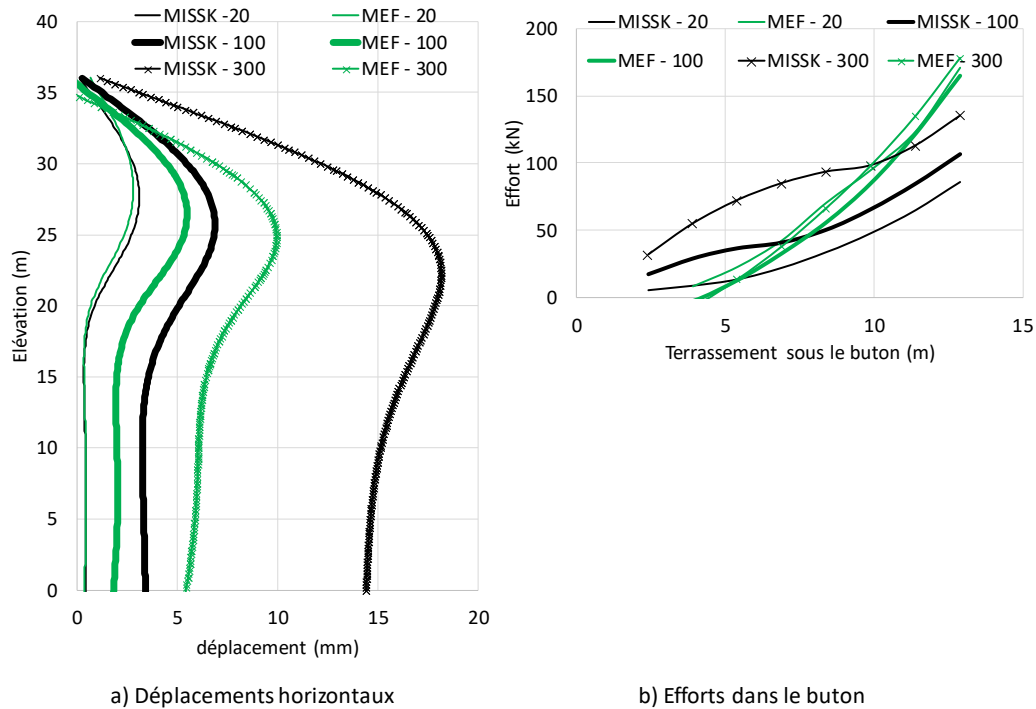


Figure III-12 : Résultats d'une analyse de sensibilité sur la raideur de sol

On peut remarquer que la MEF montre moins d'effort lors des premiers terrassements. Ensuite, la pente d'effort en fonction du terrassement de MEF est plus inclinée que celle de MISSK. Cela confirme que la profondeur de terrassement joue un rôle important dans la création des voûtes dans le sol. Un espacement vertical important aura tendance à accentuer la création des voûtes. On note que la raideur du sol ne joue pas de rôle important dans le calcul MEF, mais joue un rôle significatif dans le calcul MISSK. On souligne également que pour le sol mou les courbes de déplacements divergent de manière non-négligeable, surtout en partie inférieure de paroi.

Des calculs avec les mêmes rapports de raideur, mais une paroi de 0,5 m ont été faits : les résultats sont similaires et permettent de donner les mêmes conclusions.

Une piste à poursuivre les prochains travaux de recherche pour avoir une meilleure compréhension sur la création des voûtes serait de faire des calculs sur la sensibilité des paramètres de raideurs du buton, des sols et de la paroi ainsi que des sols stratifiés sur

des fouilles multi-butonnées. De tels calculs ne feraient pas référence à des mesures in situ, mais permettraient de mieux comprendre les limites des méthodes et les domaines d'application. Une des limites visibles sur la Figure III-12 est le déplacement en partie inférieure de l'écran. Cependant, on ne pourra dire quelle méthode est plus proche de la réalité.

Chapitre 4 - Discussion sur l'organisation du suivi d'auscultations

Le Grand Paris Express est le plus grand projet d'infrastructure en termes d'investissement en cours actuellement dans toute l'Europe et un des plus grands au monde. Constituer un retour d'expérience sur les ouvrages construits est une des préoccupations du maître d'ouvrage, la Société du Grand Paris. Il est indispensable de récupérer et de stocker toutes les données liées à la construction de l'ouvrage, mais aussi les données d'instrumentation et de calcul. Cela concerne les géométries des ouvrages et les informations comme les photos d'avancement des travaux, les paramètres d'entrée des calculs. Un tel retour d'expérience pourrait servir non seulement à concevoir d'autres ouvrages de ce type ou analogues (fouilles profondes, tunnels, puits circulaires, etc.) dans la région parisienne, mais aussi à constituer des références utiles pour toutes les autres métropoles mondiales.

Dans le cadre de cette recherche, nous nous concentrons sur les données d'instrumentation et en particulier sur deux aspects : comment organiser un suivi d'auscultations sur un chantier aussi considérable ; quelles données est-il impératif de récupérer et comment les stocker ?

4. 1. Comment organiser un suivi des instrumentations ?

Avant de se lancer dans la planification d'un programme d'instrumentations, il faut savoir quelles données on veut réellement acquérir.

Une donnée comme la température d'installation d'un bouton T_i a-t-elle une valeur ? Cette donnée est utile pour affiner les méthodes de calcul des efforts dus à la dilatation thermique des boutons, ce qui in fine permettrait d'optimiser les sections des boutons. Mais, dans le passé, des milliers de chantiers dans le monde ont été réalisés sans cette information et on n'a pas eu de sinistre.

Voici un autre exemple, peut être plus critique : le talus constitué des terres excavées derrière le panneau P10 sur le chantier de CLE. Est-ce que les informations sur ce talus (ses dimensions, dates, etc.) ont une valeur pour nous ? La réponse est positive si l'on cherche à évaluer les performances des méthodes de calcul, par exemple.

Pour définir un programme d'instrumentation, il faut donc répondre aux questions suivantes :

- Quels sont les objectifs des instrumentations à mettre en place ? Voir §2. 1. de la Partie I
- Quelles instrumentations (et quelles quantités) répondent aux objectifs ?
- Comment va-t-on récupérer les données ?
- Est-ce que ce programme est réalisable ?

Cette liste est non exhaustive, mais permet d'illustrer que l'instrumentation constitue en soi un projet qu'il faut gérer et maîtriser, qui comporte beaucoup d'interfaces avec beaucoup de personnes de profils différents (qui vont du directeur technique aux ouvriers sur site sans lesquels les instrumentations seront abîmées et inutilisables).

En pratique, pour récupérer ces données, une personne, présente sur le chantier du matin au soir, doit être responsable. Il faut donc que l'ingénieur travaux soit mobilisé pour qu'un minimum de données soient perdues.

Dans le cas des chantiers étudiés, les caméras installées sur les toits des bâtiments avoisinants ont dans de nombreuses situations permis de comprendre les données d'instrumentation. Ces caméras devraient donc faire partie intégrante du programme d'instrumentation.

4. 2. Quelles données récupérer ?

On peut s'intéresser aux données géotechniques que la Société du Grand Paris collecte de manière systématique. Toutes les informations liées aux milliers de forages géotechniques réalisés dans le cadre du Grand Paris Express sont stockées dans un système de base de données en format numérique ; certaines de ces données sont même libres de droit et accessibles en ligne (Société du Grand Paris 2020).

La prochaine étape consisterait à stocker de la même manière les données d'instrumentation (qui sont en bonne partie déjà sous format numérique, car les capteurs sont tous numériques), de géométrie, etc.

Comme exemple, nous donnons quelques éléments concernant les butons métalliques qui seront perdus après la réalisation des chantiers : qui a installé les capteurs (corde vibrante), quand et avec quel matériel ? Est-ce que la mesure initiale a été prise en zone de stockage ou après l'installation du buton ? Avant ou après le matage ? Une information très importante si on veut discuter les moments : quelle est la distance entre la paroi et la section instrumentée par les extensomètres ? Est-ce qu'on a fait une mesure après la dépose du lit pour vérifier si elle correspond à la mesure initiale ? Des photos de l'installation seraient intéressantes également pour s'assurer que l'installation correspond à ce qui a été prévu, etc. Aujourd'hui, une bonne partie de ces informations est perdue, certaines pouvant difficilement être récupérées après la réalisation des travaux.

4. 3. Comment stocker les données récupérées ?

Pour stocker ces informations, il faudrait créer un système de base de données relationnelle (où les données sont organisées sous forme de tables) pour que toutes ces données, qui viennent de sources très différentes soient datées, détaillées, réfléchies et interopérables, et puissent être exportées facilement vers des logiciels de visualisation et d'analyse.

Un tel stockage des données permettrait un retour d'expérience complet, une réutilisation de ces données (entre autres celles présentées dans cette recherche) pour des travaux de recherche appliquée et faire progresser l'industrie dans le monde du numérique, de la donnée et de l'information.

On souligne que plus le temps passe et les travaux avancent, plus les informations se perdent. La mise en place du système d'information doit avoir lieu le plus tôt possible.

4. 4. Quelles données permettent un suivi optimal ?

Comme expliqué précédemment, les éléments qui permettent de faire un suivi opérationnel des auscultations sont d'un côté les données de mesure et d'un autre des seuils, fixés par des ingénieurs pour pouvoir comparer les deux. Cependant, il faut souligner que des seuils de déplacements et d'effort sont les plus simples à appliquer, mais pas toujours les meilleurs. Prenons l'exemple des inclinomètres qui donnent avant tout une information sur la déformée de l'écran et pas sur les déplacements (sauf s'ils sont combinés avec des cibles topographique). Une courbe inclinométrique peut donner un déplacement de quelques millimètres et être en dessous des seuils fixés, mais son comportement peut illustrer des phénomènes inquiétants pour la sécurité de l'ouvrage. Sachant qu'on ausculte des ouvrages pour maîtriser les risques, cette information sur la courbure devient donc critique, car elle peut apparaître déjà lors des premières phases de terrassement. Cependant, pour rester pragmatique, il faut proposer plus de critères, plus développés que simplement l'effort maximal ou le déplacement maximal mesuré qui devront être respectés et modifiés en fonction de la phase de travaux concerné.

Conclusion

Ce travail de thèse propose de s'appuyer sur des observations faites sur des chantiers en construction pour évaluer les performances et les limites des méthodes de calcul les plus couramment utilisées pour les écrans de soutènement. On rappelle que c'est en précisant les limites de calcul qu'on renforce leur fiabilité.

Tout d'abord, après avoir décrit les différents systèmes d'instrumentation et les deux méthodes de calcul retenues dans ce travail, on a revu en détail quelques études de cas tirées de la littérature, qui ont permis de mettre en évidence deux éléments importants : la difficulté d'obtenir des mesures fiables et l'influence des données d'entrée des modélisations. Sur le plan de la méthodologie, on a également conclu qu'il faut mener autant que possible l'analyse des mesures sans idée préconçue à partir de calculs déjà effectués.

Ensuite, on a travaillé, pendant la réalisation des travaux, à recueillir et à analyser les mesures de différents systèmes d'instrumentation de trois chantiers, ceux des futures gares des Ardoines, de Créteil l'Échat et de Vitry Centre de la Ligne 15 Sud du Grand Paris Express. Il a été possible de fiabiliser les mesures grâce à la quantité importante de données, la redondance des systèmes de mesure ainsi qu'une présence quasi-quotidienne sur chantier. Chacun de ces trois éléments s'est avéré indispensable pour pouvoir tirer des conclusions fiables.

On souligne que la quantité de mesures réalisées est importante, car elle permet de comparer les mesures d'un même système d'instrumentation. Par exemple, on peut comparer les mesures inclinométriques sur différents panneaux à différentes dates ou les efforts dans les butons d'un même lit. Si les mesures sont cohérentes, cela leur donne une légitimité forte et on peut penser qu'elles reflètent le comportement réel de l'ouvrage. Si les mesures ne sont pas cohérentes, on peut se poser des questions sur leur fiabilité ; avec un nombre de données suffisant, on peut éliminer sans ambiguïté les valeurs aberrantes.

Sur les chantiers de la Ligne 15 Sud analysés, on a pu faire deux comparaisons de mesures redondantes. La première consiste à comparer les mesures par cibles topographiques installées sur la paroi moulée au fur et à mesure du creusement de la fouille avec les déplacements inclinométriques au niveau des cibles installées. Ces mesures sont cohérentes sur quasiment tous les niveaux sauf en tête de paroi : cela est dû au fait que la précision des mesures inclinométriques est moins bonne en tête qu'en pied de paroi. Cette comparaison a permis

de conclure sur un aspect important : le pied peut être considéré fixe pour tous les tubes inclinométriques analysés. La deuxième comparaison consistait à vérifier si les mesures de déformation par cordes vibrantes sur les butons métalliques sont cohérentes avec les déplacements inclinométriques au niveau des butons, ce qui revient à vérifier si la raideur des butons est celle de leur section métallique ou s'il y a des pertes de raideur à cause de l'assemblage des tronçons métalliques. Pour la majorité des butons, les deux mesures ont été concordantes. Cependant, on a pu identifier que certains butons se montrent moins raides.

Le troisième point est celui des données issues directement du chantier. Une présence quotidienne sur site et des caméras installées sur des bâtiments avoisinants sont des éléments clés pour comprendre et fiabiliser les données d'instrumentation et avoir une vision exacte (en temps réel et à posteriori) des dates précises auxquelles les opérations sont réalisées sur chantier.

Ensuite, après avoir analysé les données géotechniques des trois chantiers, des modèles géotechniques avec des bornes inférieure et supérieure des paramètres ont été proposés. Les calculs avec ces deux jeux de paramètres ont permis de borner les comportements des écrans calculés par les deux méthodes. Ensuite, on a proposé un jeu de paramètres intermédiaires, qui semblait le mieux représenter la réalité mesurée sur les chantiers. Les modules considérés dans les calculs sont basés sur des essais pressiométriques et le module pressiométrique Ménard E_M . Les conclusions suivantes ont pu être tirées à partir de ces modélisations :

1. Les déplacements durant un essai de pompage (rabattement de nappe à l'intérieur de la fouille sans aucun terrassement) ne sont pas négligeables et ni MISSK ni la MEF ne calculent ces déplacements de manière satisfaisante.
2. Pour définir les modules élastiques (pour la MEF) et le coefficient k_h (pour MISSK) à prendre en compte pour les phases de terrassement, les formules suivantes ont confirmé leur validité :

$$E_{50} = 2 \cdot \frac{E_M}{\alpha} = \frac{E_{ur}}{3} \quad \text{Pour le modèle HSM}$$

$$E_{ELMC} = 4 \cdot \frac{E_M}{\alpha} \quad \text{Pour le modèle ELMC}$$

$$k_h = 2,1 \cdot \frac{(E_M/\alpha)^{4/3}}{(EI)^{1/3}} \quad \text{Pour MISSK}$$

3. MISSK a sous-estimé les efforts des lits au-dessus de la nappe phréatique (c'est-à-dire le premier lit pour les trois chantiers analysés, et les lits B2 et B3 de VIC). Cela est dû à la redistribution des contraintes en partie supérieure des écrans qui fait que la pression horizontale sur l'écran n'est plus triangulaire et dépasse de manière significative la pression de poussée, et même la pression au repos. En partie inférieure des écrans, MISSK estime de manière correcte les déplacements et les efforts dans les appuis.

4. Les déplacements calculés avec la MEF sont très proches des mesures dans quasiment tous les cas analysés en partie supérieure et inférieure des écrans. Les efforts dans les butons calculés sont quasiment tous supérieurs aux mesures. Cependant, on note que les efforts sont souvent surestimés.
5. Grâce aux mesures (corrigées) avec un système de chaîne inclinométrique (Shape Accel Array) enterrée perpendiculaire à la paroi moulée sur le chantier de Créteil l'Échat, il a été possible de comparer la cuvette de tassement mesurée aux calculs avec une méthode semi-empirique et la MEF. La première méthode est très facile à utiliser et s'est montrée très efficace : elle a donné des valeurs de tassements beaucoup plus proches des mesures que la MEF (avec la loi HSM), qui a surestimé la cuvette de tassement en valeur absolue et aussi en étendue.

Enfin, il faut souligner que le Grand Paris Express comporte 68 gares et des dizaines d'ouvrages annexes, dont la majorité est soutenue par des parois moulées. Dans la présente recherche, les données d'instrumentation de seulement trois chantiers ont été exploitées. La quantité totale de données qui restent à traiter est colossale.

Références

- Addenbrooke, T. I. *A flexibility number for the displacement controlled design of multipropped retaining walls*. Ground Engineering 27 (7), 41-45, 1994.
- Batten, M, W Powrie, R Boorman, H.-T Yu, and Q Leiper. *Use of vibrating wire strain gauges to measure loads in tubular steel props supporting deep retaining walls*. Proc. Instn. Civ. Engrs Geotech. Engng. 1999, 137, Jan., 3-13, 1999.
- Bazin, E, and P Schmitt. *Analyse des mesures de déformation des parois moulées du métro du Caire*. XVe CIMSG, Istanbul, vol 2, 2001.
- Binet, Eric. *Vocabulaire de l'équipement des transports et du tourisme*. Ministère de l'écologie, du développement durable des transports et du logement, 2011.
- Boone, S.J., and J Westland. *Design excavation support using apparent earth pressure diagrams : consistent design or consistent problem ?* proceedings of the 5th International Symposium of TC28 of the ISSMGE, the Netherlands, 809-815, 2006.
- Boone, S.J., and J. Westland. *Design, Construction, and Performance of a Deep Braced Excavation*. International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering. 29., 2004.
- Bourdeau, Y. *Le comportement des alluvions du Rhône dans une grande boîte de cisaillement direct*. Revue Française de Géotechnique N 79, 2, 1997.
- Caquot, A, and J Kerisel. *Tables de poussée et de butée*. Gauthier-Villars, Paris, 1948.
- Clough, G.W, E.M Smith, and B.P Sweeney. *Movement control of excavation support systems by iterative design*. Foundation engineering, current principles and practices, Proc ASCE, Vol2, 869-884, 1989.
- Clough, G.W., and T.D. O'Rourke. *Construction induced movements of in situ walls*. Proceedings of design and performance of earth retaining structure, geotechnical, Special Publication No. 25, ASCE, New York, pp 439-470, 1990.
- Combarieu, O. *L'usage des modules de déformation en géotechnique*. Revue Française de Géotechnique n°114, 3-32, 2006.

- Coulomb, C.A. *Essai sur une application des regles de maximis et minimis à quelques problemes de stratique relatifs à l'architecture*. Memoires de Mathematique et de Physique. Presentes a l'Academie Royale des Sciences, Paris, 7, 343-382, 1776.
- Daktera, T, E Bourgeois, P Schmitt , T Jeanmaire, N Utter, and P Gotteland. *Tassements derrière un écran de soutènement : comparaison entre mesures et modèles* . Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur – Lyon 2020 , 2020.
- Daktera, T, E Bourgeois, P Schmitt, T Jeanmaire, L Delva, and G Priol. *Design of deep supported excavations: comparison between real behavior and predictions based on the subgrade coefficient method*. Proceedings of the XVII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 2608–2615, 2019.
- Delattre, L. *Comportement des écrans de soutènement, experimentations et calculs*. thèse de doctorat LCPC, 1999.
- Delattre, L. "Un siècle de méthodes de calcul d'écrans de soutènement - les méthodes classiques et la méthode au coefficient de réaction." (Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 234, Sept-Oct 2001, 35-55) 2001.
- Dunnicliff, J. *Geotechnical instrumentation for monitoring field performance*. 2nd edition. John Wiley & Sons, Inc., 577 p., 1993.
- Gaba, A.R, S Hardy, L Doughty, W Powrie, and D Selemetas. *Guidance on embedded retaining wall design*. London: CIRIA, 2017, 2017.
- Geokon. *Instruction Manual, Model 4800 series VW Earth Pressure Cells*. 2017.
- Gilbert, C. *Une nouvelle approche des calculs d'interaction sol-structure*. Revue Française de Géotechnique, pp 3-9, n 72, 1995.
- Gonin, H, P Vandangeon, and M.P Lafeuillade. *Etude sur les corrélations entre le standard penetration test et le pressiomètre* . Revue Française de Géotechnique n°58, 67-78, 1992.
- Hamza, M, A Ata, and A Roussin. *Ground movements due to the construction of cut-and-cover structures and slurry shield tunnel of the Cairo Metro*. Tunnelling and Underground Space Technology, July, 1999.
- Jaky, J. *The coefficient of earth pressure at rest*. The coefficient of earth pressure at rest. Journal of Society of Hungarian Architects and Engineers, pp. 355–358, 1944.
- Janssen, H.A. *Investigations of pressure of grain in silo*. Vereins Eutscher Ingenieure Zeitschrift, 1895, p. 1045--1049, 1895.
- Kastner, R. "Parois de soutènement ancrées ou butonnées : l'apport des retours d'expérience organisés." (Conférence Coulomb 2018) 2018.

- Kastner, R, P Lareal, J Ferrand, P Dupeuble, and Y Fenoux. *Soutènements provisoires des tranchées du métro de Lyon*. Soutènements provisoires des tranchées du métro de Lyon. 12th ICSMFE, Rio de Janeiro, Brazil, 1497-1498, 1989.
- Kerisel, J, and E Absi. *Tables de poussée et de butée des terres*. Presse de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, 1973.
- Lavisse, J. *La paroi moulée autostable de la Bibliothèque de France*. Travaux 7/8, 42-49, 1993.
- Londez, M, S Namur, and P Schmitt. *Analyses des mesures de déformations d'une paroi moulée à Colombes*. Proceedings of the 14th ICSMFE, 1323-1326, 1997.
- Machan, G, and V.G. Bennett. *Transportation research circular number E-C129. Use of Inclinometers for Geotechnical Instrumentation on Transportation Projects*. 2008.
- Marten, Sonia. *Étude expérimentale et méthodologique sur le comportement des écrans de soutènement*. thèse de doctorat, LCPC, 2005.
- Masrouri, F, and R Kastner. *Essais sur modèle de rideaux de soutènement ; confrontation à diverses méthodes de calcul*. Revue Française de Géotechnique n°55, pp17-33, 1991.
- Ménard, L, and G Bourdon. *Calcul des rideaux de soutènement - méthode nouvelle prenant en compte les conditions réelles d'encastrement*. Sols Soils, No 12, 18-32, 1965.
- Mikkelsen. *Advances in inclinometer data analysis*. Symposium on field Measurements in Geomechanics. FMGM, Oslo, Norway, September, 2003.
- Mikkelsen, PE, and E DiBiagio. *Depth position errors in inclinometer surveys and false displacement results, in PM Dight (ed.)*. Proceedings of the Ninth Symposium on Field Measurements in Geomechanics, Australian Centre for Geomechanics, Perth, pp. 117-123, 2015.
- Monnet, A. *Module de réaction, coefficient de décompression, au sujet des paramètres utilisés dans la méthode de calcul élastoplastique des soutènements*. Revue Française de Géotechnique n° 65, 1/94, 67-72, 1994.
- Motil, A, A Bergman, and M Tur. *State of the art of Brillouin fiber-optic distributed sensing*. Optics & Laser Technology, 78, 81-103, 2016.
- Nejjar, K. *Comportement des parois de soutènement dans un contexte exceptionnel (grande profondeur, formations déformables, environnement sensible). Application à la gare Fort d'Issy-Vanves-Clamart du Grand Paris Express*. thèse Université Grenoble Alpes, 2019.
- NF EN 1990. *Eurocode 0 : Eurocodes structureaux. Bases de calcul des structures*. AFNOR, 2003.

- NF EN 1991-1-5. *Eurocode 1 : Actions sur les structures Partie 1-5 : Actions générales — Actions thermiques*. AFNOR, 2004.
- NF EN 1991-1-5/NA. *Eurocode 1 : Actions sur les structures - Partie 1-5 : Actions générales - Actions thermiques Annexe nationale à la NF EN 1991-1-5:2004 Actions générales — Actions thermiques*. AFNOR, 2008.
- NF EN 1992-1-1. *Eurocode 2 : Calcul des structures en béton. Parite 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments*. AFNOR, 2005.
- NF EN 1993-1-1. *Eurocode 3 : Calcul des structures en acier, partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments*. AFNOR, 2005.
- NF EN 1997-1. *Eurocode 7 : Calcul géotechnique - Partie 1 : Règles générales*. AFNOR, 2005.
- NF P 94-282. *Calcul géotechnique - Ouvrages de soutènement – Écrans*, AFNOR. 2009.
- Osouli, A, and Y Hashash. *Case studies of prediction of excavation response using learned excavation performance*. International Journal of Geoengineering Case Histories, Vol. 1, Issue 4, p. 340, 2010.
- Peck, R. *Advantages and limitations of the observational method in applied soil mechanics*. Géotechnique 19, n°2, 171-187, 1969.
- Peck, R. *Deep excavations and tunneling in soft ground*. Proceedings of 7th international Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Mexico City : State of the Art Report, 1969.
- Philip, F, Z El Balqui, P Schmitt, and J. - P Baud. *Use of Ménard pressuremeter modulus in finite element models for retaining walls design*. 6th International Conference on geotechnical and geophysical site characterisation, 2021.
- Plaxis 2D,3D. *Tutorial Manual, Reference Manual, Material Models Manual, Scientific Manual*. 2018.
- Potts, D. M, and A. B Fourie. *The effect of wall stiffness on the behaviour of a propped retaining wall*. Géotechnique, 35(3), 347–352, 1985.
- Poulos, H. *Rational Assessment of Modulus of Subgrade Reaction*. Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA Vol. 49 No. 1 March, 2018.
- Rankine, W. J. M. *On the Stability of Loose Earth*. Philosophical Transactions of the Royal Society of London, 147, 9-27, 1857.
- Reiffsteck, P, D Lossy, and J Benoît. *Forages, Sondages et Essais In Situ Géotechniques – les outils pour la reconnaissance des sols et des roches*. Presses des Ponts, France, 796 pages., 2012.

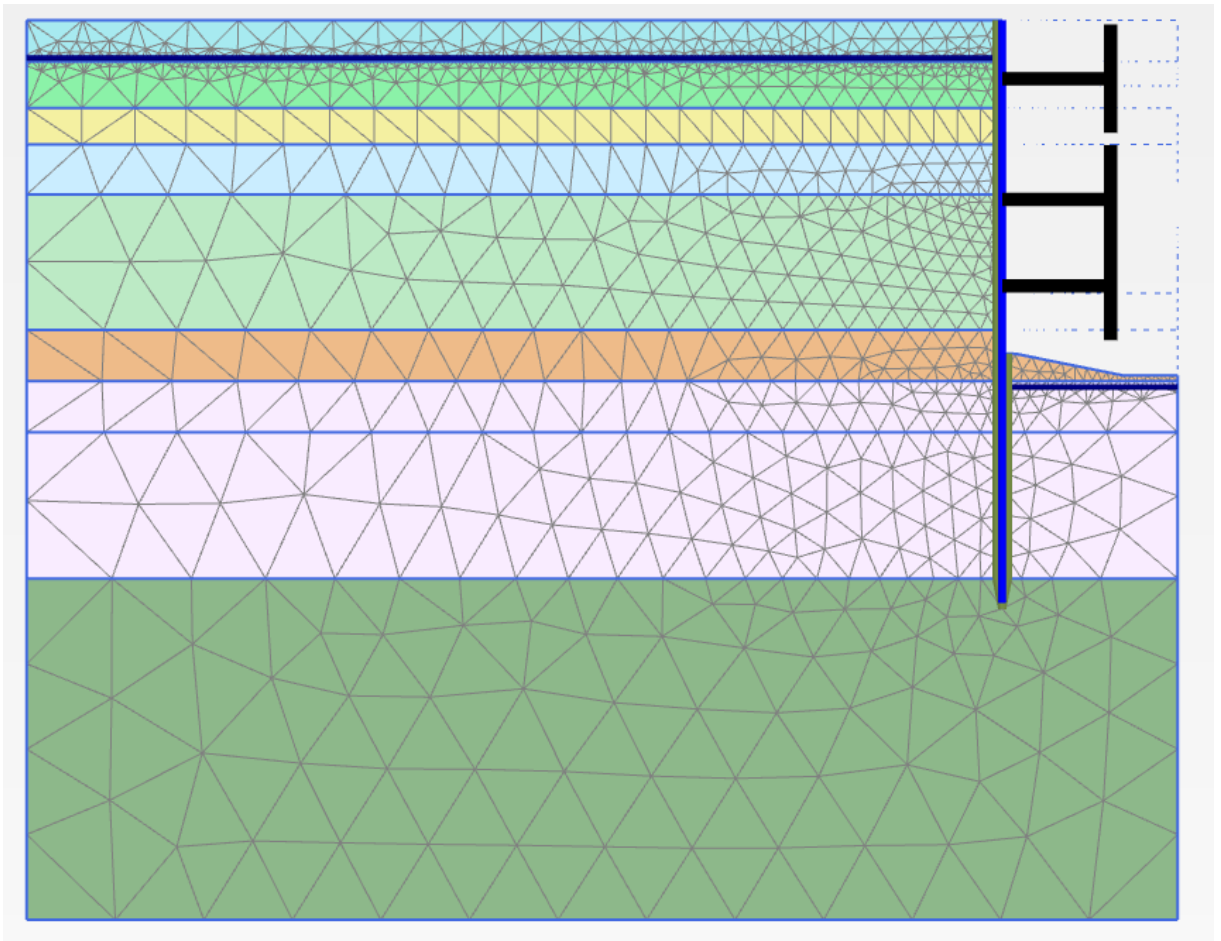
- Rosin-Corre, N, C Noret, and J.-L. Bordes. *L'auscultation par capteurs à corde vibrante, 80 ans de retour d'expérience*. Proceedings colloque CFBR, 2012.
- Rowe, P.W. *A theoretical and experimental analysis of sheet-pile walls*. Proc. Instn Civ. Engrs, Pt I, Vol. 4, 1955.
- Schanz, T, P.A Vermeer, and P.G Bonnier. *Formulation and Verification of the Hardening Soil Model*. Brinkgreve (ed.) Beyond 2000 in Computational Geotechnics, 281–290. Balkema, Rotterdam, 1999.
- Schmitt, P. *Au sujet de la variation du coefficient de réaction du sol en fonction de l'inertie des écrans de soutènement*. Revue Française de Géotechnique, n°74, pp. 75-76, 1996.
- Schmitt, P. *De l'élasticité linéaire au coefficient de réaction : théories, observations et ordre de grandeur*. Revue française de géotechnique n°85., p. 79-87, 1998.
- Schmitt, P. *De l'importance du suivi pour maîtriser le dimensionnement des ouvrages géotechniques*. Revue française de géotechnique n°126-127, 49-75, 2009.
- Schmitt, P. *Etude expérimentale de la sollicitation exercée par le sol sur les ouvrages de soutènement souples*. Revue Française de Géotechnique, N°28, 27-40, 1984.
- Schmitt, P. *Méthode empirique d'évaluation du coefficient de réaction du sol vis-à-vis des ouvrages de soutènement souples*. Revue, 1995.
- Schmitt, P, E Bazin, C Gilbert, and J.-F Ragu. *Action des chargements non-uniformes sur les écrans de soutènements*. XIII ICSMFE, pp 799-802, New Delhi, India , 1994.
- Serrai, K, C Plumelle, and P Schmitt. *Interprétation par la méthode des éléments finis des mesures de déformations d'une paroi moulée à Colombes*. Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 2005.
- Simon, B. *Commentaires sur le choix des coefficients de réaction pour le calcul des écrans de soutènement*. Revue Française de Géotechnique n° 71, 2/95, 11-20, 1995.
- Société du Grand Paris. <https://www.data.gouv.fr/fr/datasets/sondages-geotechniques-ligne-15-sud-du-grand-paris-express/>. 2020.
- Soga, K, et al. *The Role of Distributed Sensing in Understanding the Engineering Performance of Geotechnical Structures*. Proceedings of the XVI ECSMGE Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development , 2015.
- Swabrick, G.E, and S.J Clarke. *Shape Accel Arrays - comparative performance in a mining application*. FMGM, Sydney, Australia, 2015.
- Tarnawski, M. *Zastosowanie presjometru w badaniach gruntu*. Wydawnictwo Naukowe Pwn, 2007.

- Terzaghi, K. *Distribution of lateral pressure of sand on the timbering of cuts*. Proceedings 1st ICSM (Harvard), Vol. 1, 211-215, 1936.
- Terzaghi, K. *Evaluation of coefficient of subgrade reaction*. Evaluation of coefficient of subgrade reaction. Geotechnique, vol.5, 1955.
- Tschebotarioff, G.P, and P.P Brown. *Lateral earth pressure as a problem of deformation or of rupture*. Comptes-rendus du IIe CIMSTF, Vol. II, 81-86, 1948.
- Twine, D, and H Roscoe. *Temporary propping of deep excavations - guidance on design*. London: Construction Industry Research and Information Association, 1999.
- Vanoudheusden, E, G Petit, J Robert, F Emeriault, and R Kastner. *Comportement d'une paroi moulée en site urbain. Modélisations et mesures*. 16th ICSMGE, Osaka, 1141-1145., 2005.
- Vezole, P. *Retaining walls Ground-Structure interaction about the reaction coefficients method*. Revue Française de Géotechnique, N° 71, 2ème trimestre, pp 31-37, 1995.
- Westergaard, H. M. *A Problem of Elasticity Suggested by a Problem in Soil Mechanics: Soft Material Reinforced by Numerous Strong Horizontal Sheets*. Contributions to the Mechanics of Solids, 1938.
- Winkler, E. *Die Lehre von der Elasticitaet und Festigkeit*. Dominicus, Prague, 1867.
- Yohannes, S. *Execution management of deep excavation in Addis Ababa construction projects*. Mémoire de master, Addis Ababa Institute of Technology, 2016.
- Zgondhi, J. *Modélisation avancée des excavations multi-soutenues en site urbain*. thèse de doctorat INSA Lyon , 2010.

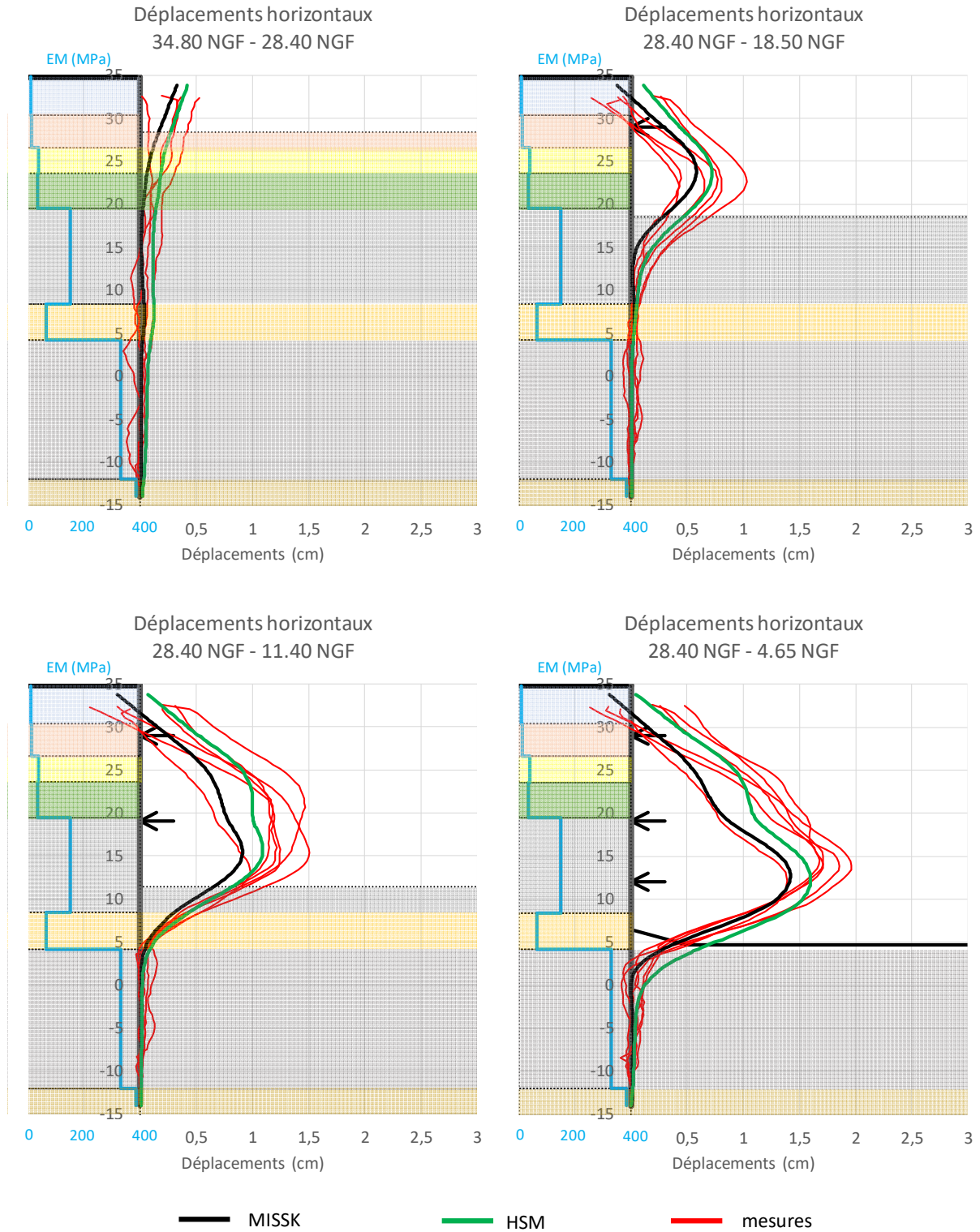
Annexes

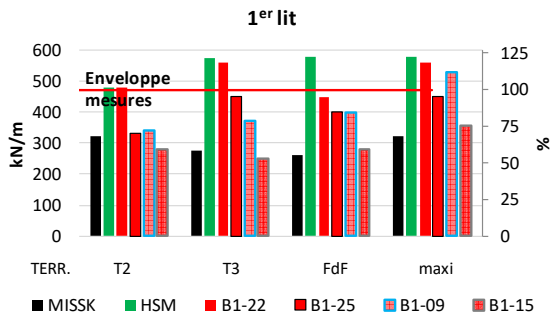
Annexe 1 – Les Ardoines

Maillage MEF du modèle des Ardoines

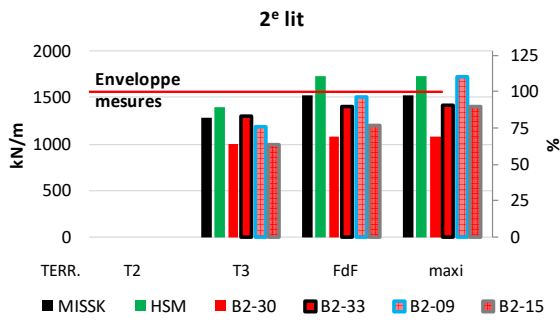


Calcul borne supérieure

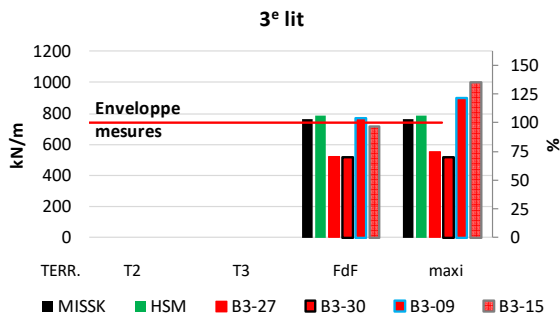




100 % → moyenne des quatre valeurs enveloppes

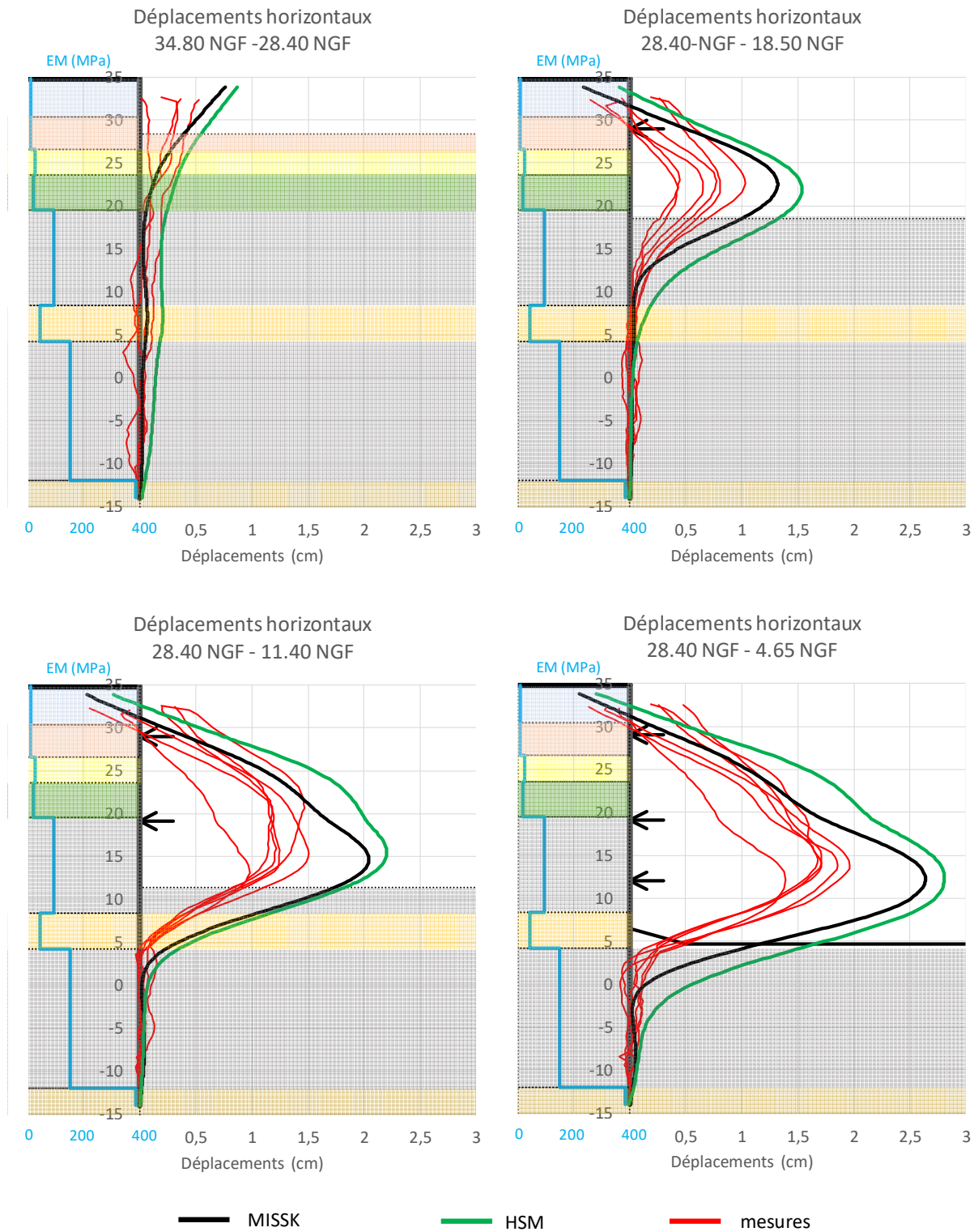


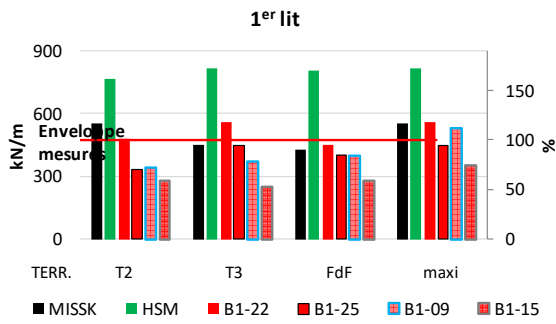
100 % → moyenne de B2-33 et B2-09.
 - B2-15 ne reprend pas la totalité de l'effort à cause du buton orienté qui retient la paroi intermédiaire.
 - La raideur du B2-30 n'est pas vérifiée par les inclinomètres



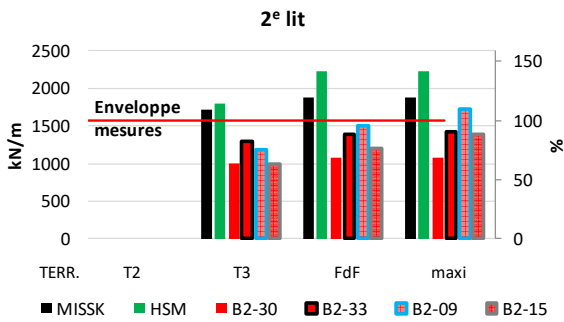
100 % → moyenne des quatre valeurs enveloppes

Calcul borne inférieure

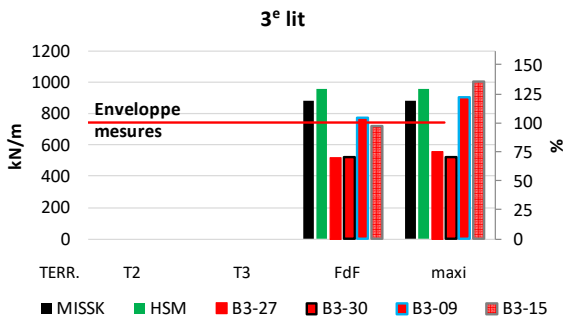




100 % → moyenne des quatre valeurs enveloppes



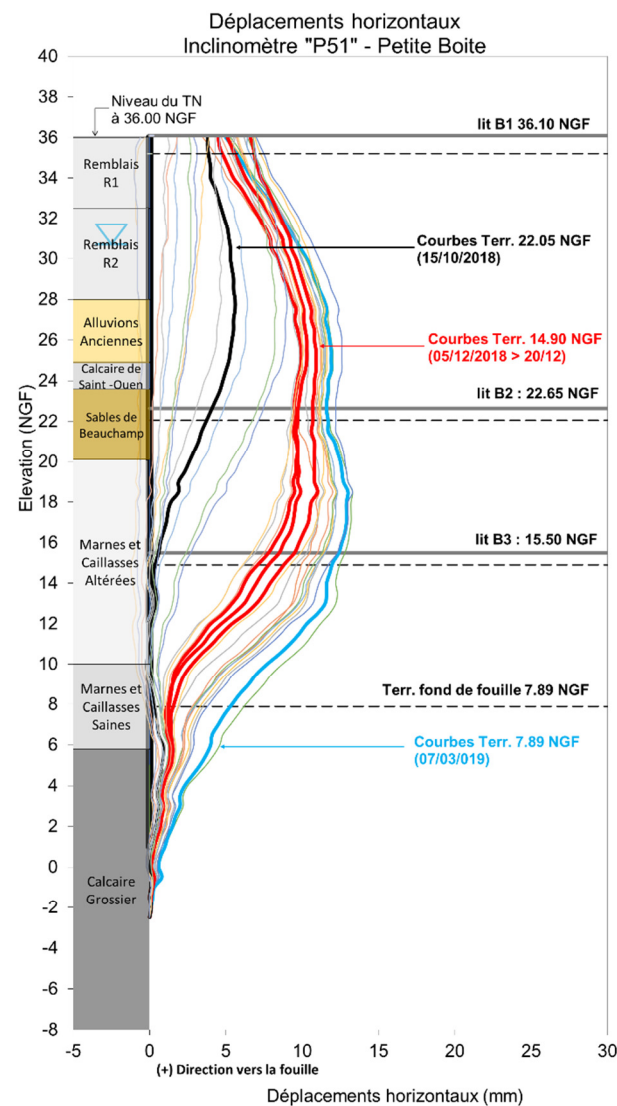
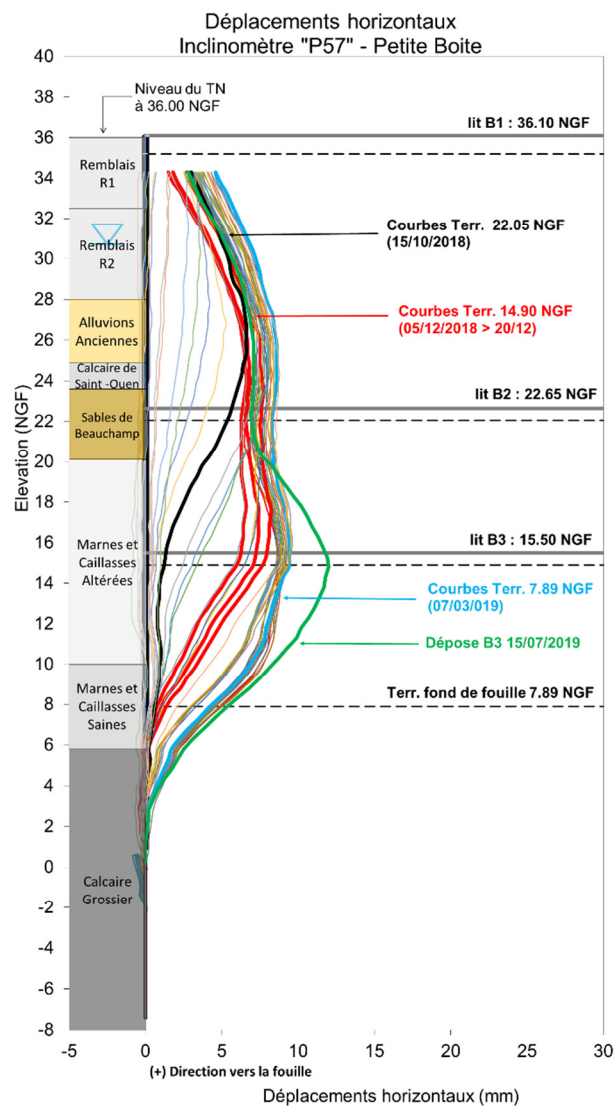
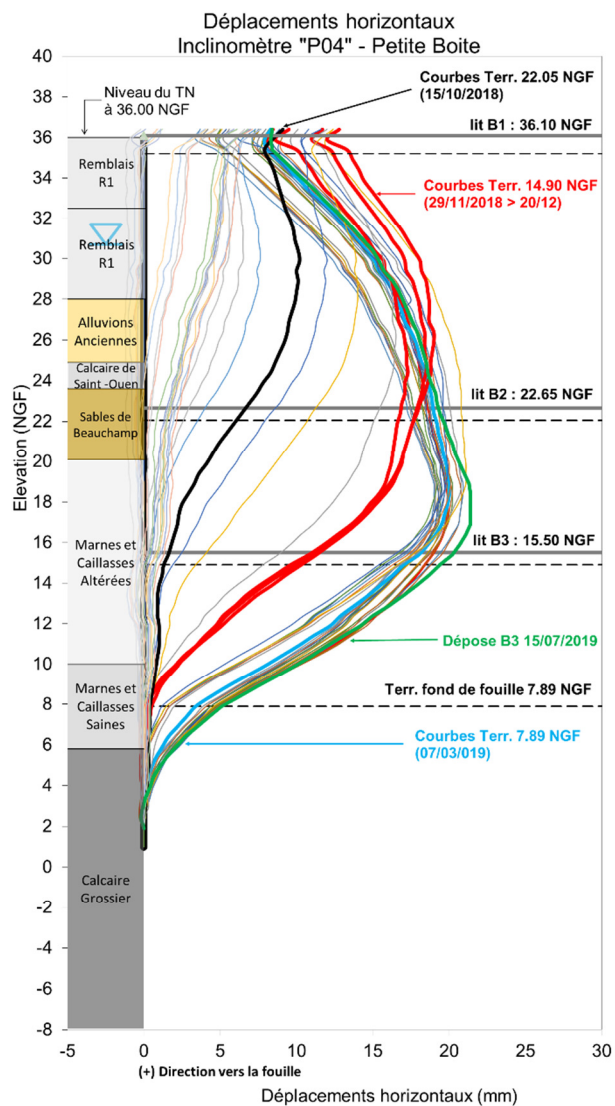
100 % → moyenne de B2-33 et B2-09.
 - B2-15 ne reprend pas la totalité de l'effort à cause du buton orienté qui retient la paroi intermédiaire.
 - La raideur du B2-30 n'est pas vérifiée par les inclinomètres

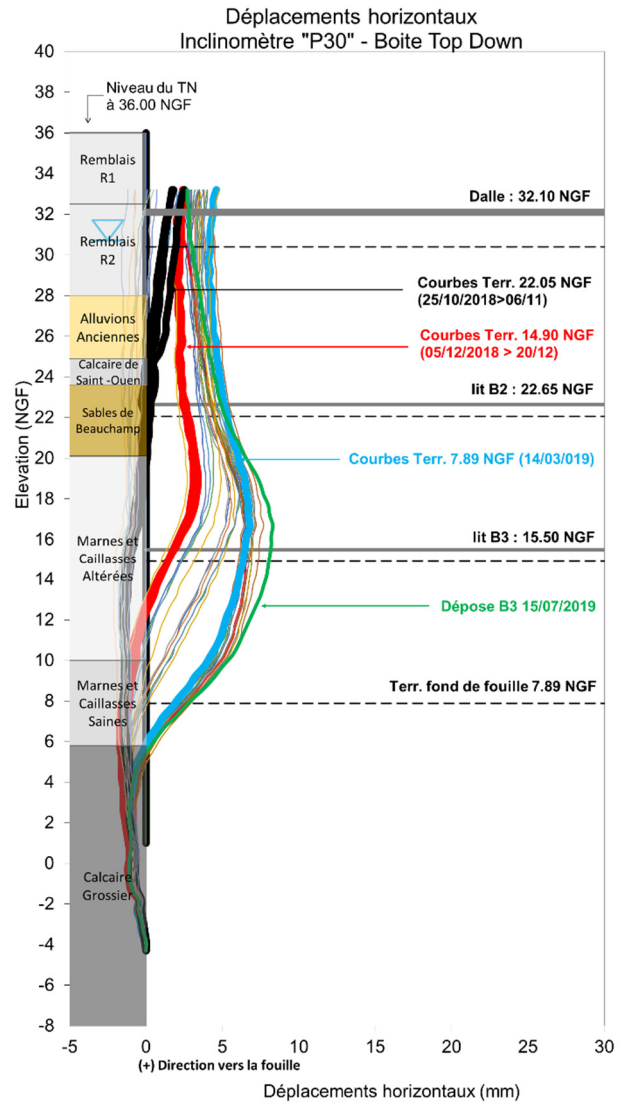


100 % → moyenne des quatre valeurs enveloppes

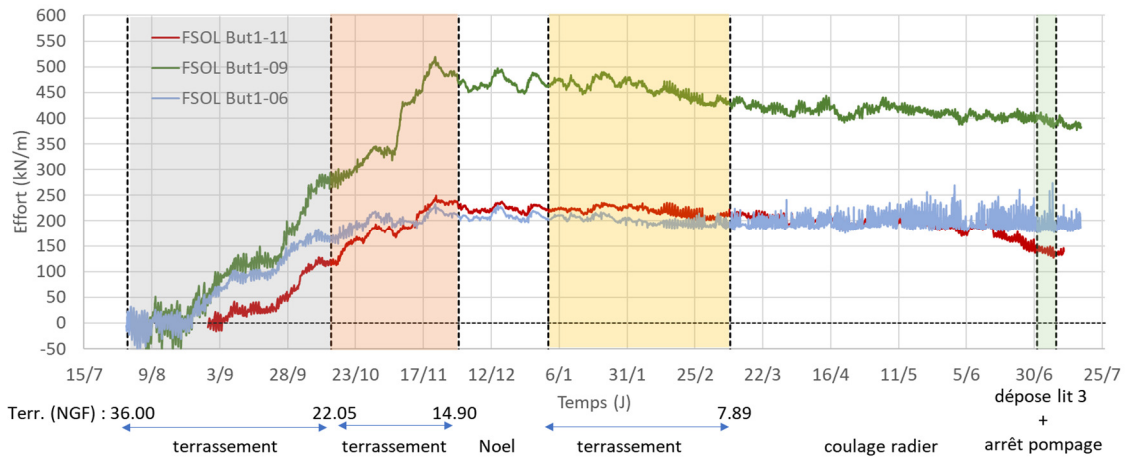
Annexe 2 – Créteil L'Échat

Courbes inclinométriques des panneaux instrumentés

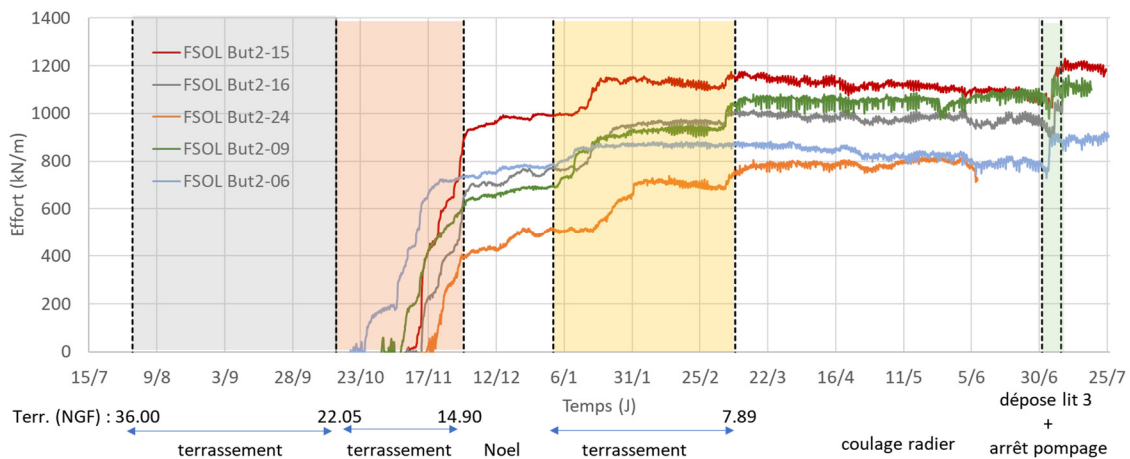




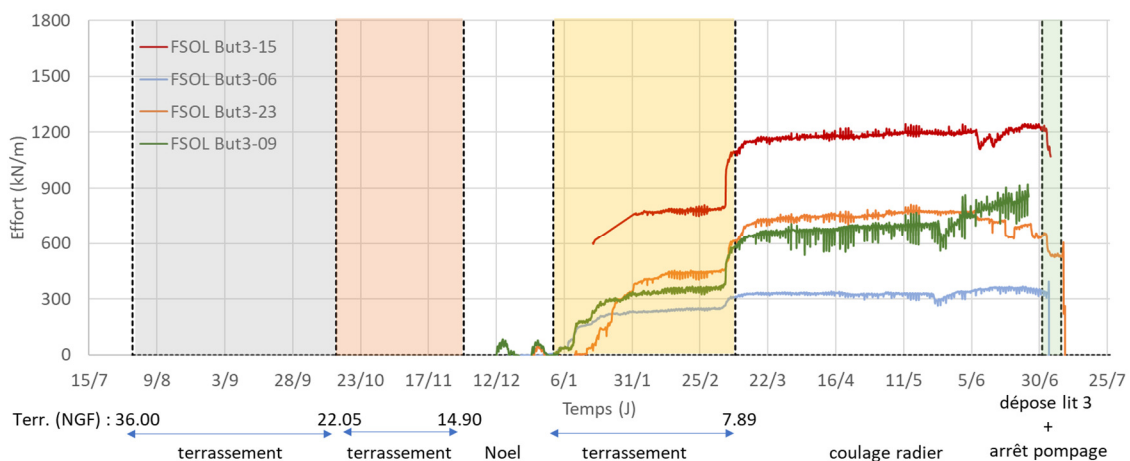
Efforts dans butons instrumentés



Le cas du 1^{er} lit de butons. Efforts perpendiculaires à la paroi moulée en kN/m.

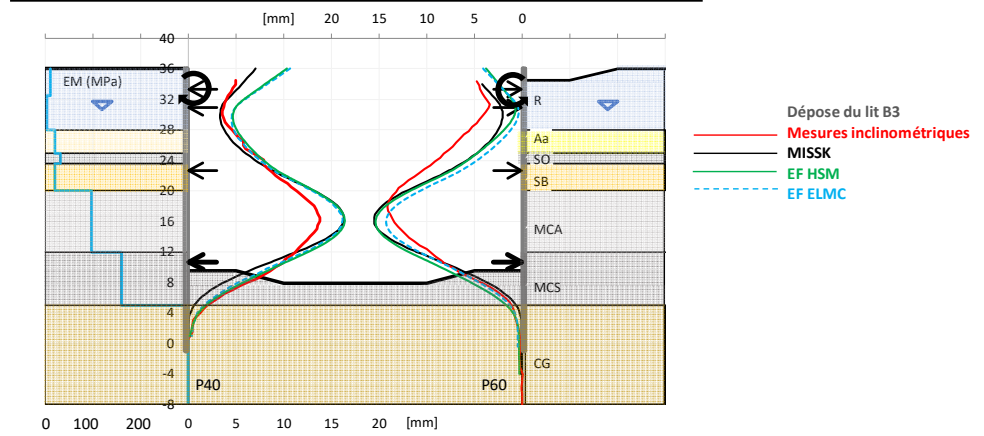
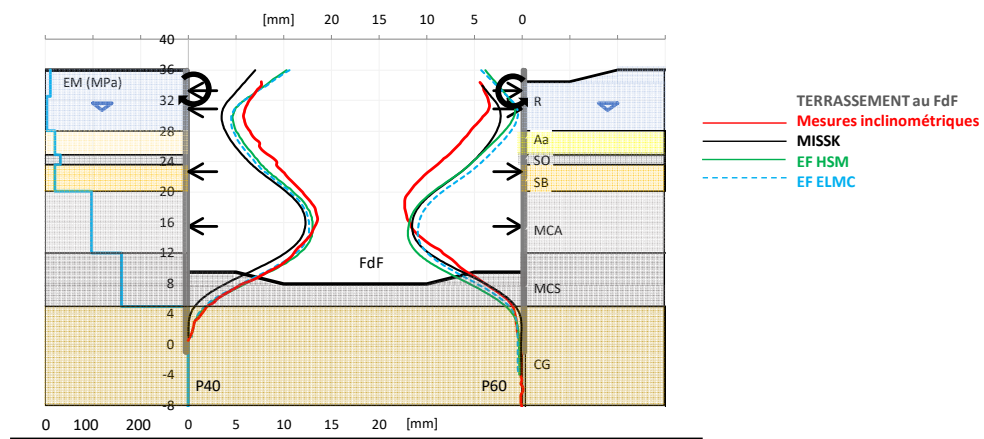
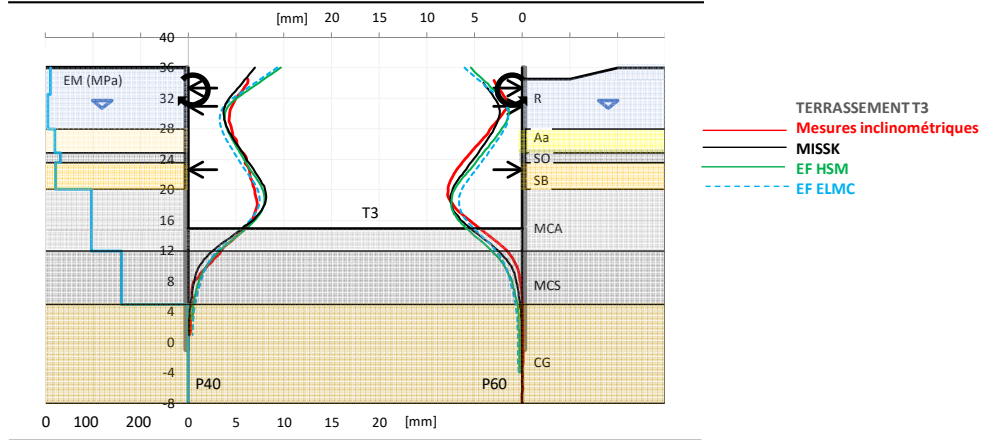
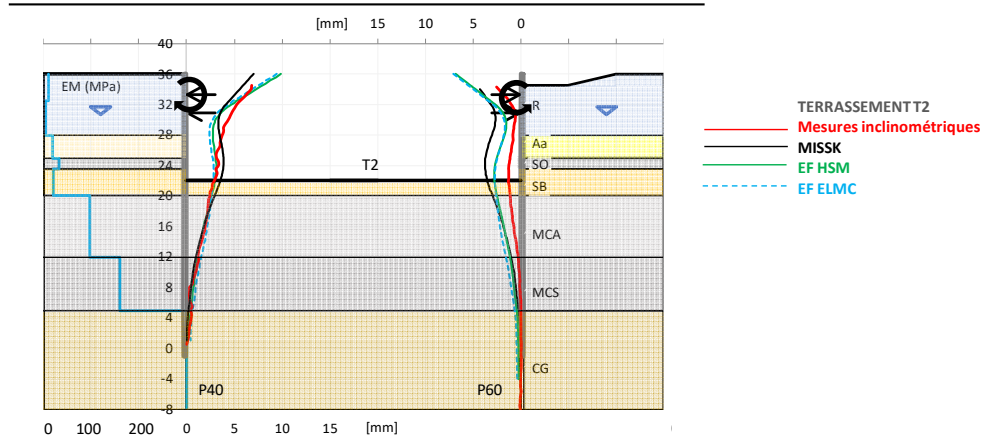


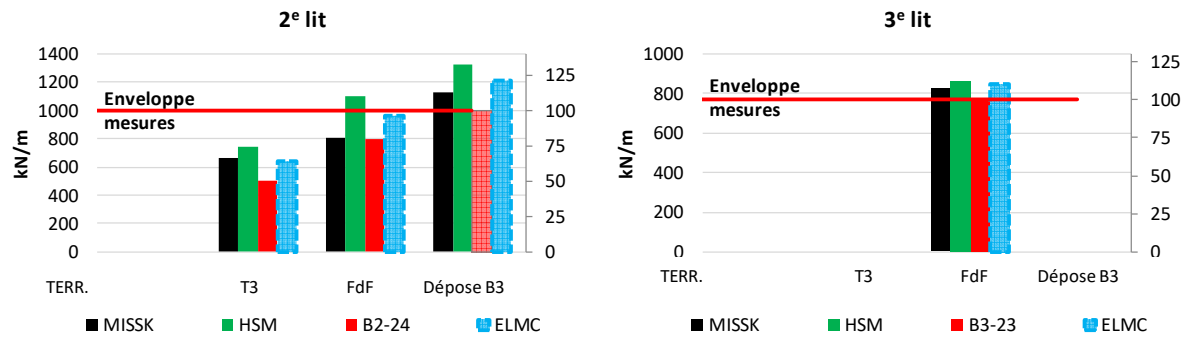
Le cas du 2^e lit de butons. Efforts perpendiculaires à la paroi moulée en kN/m.



Le cas du 3^e lit de butons. Efforts perpendiculaires à la paroi moulée en kN/m.

Calculs ELMC Section S60



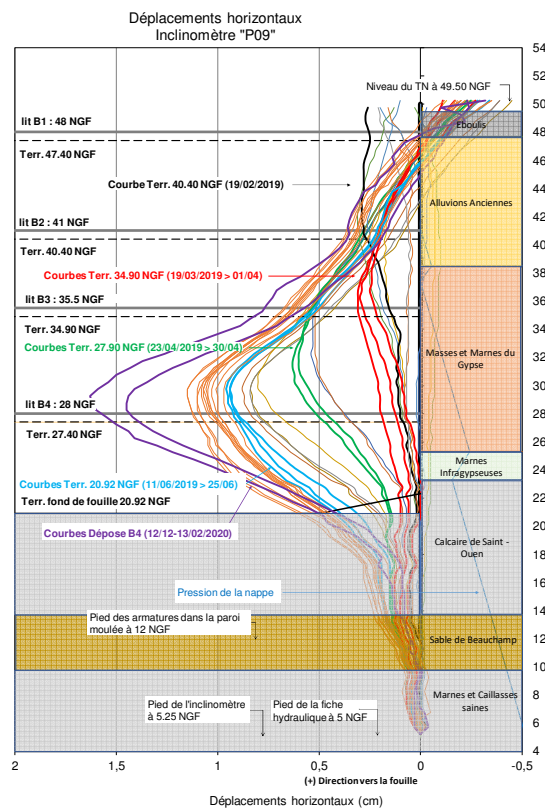
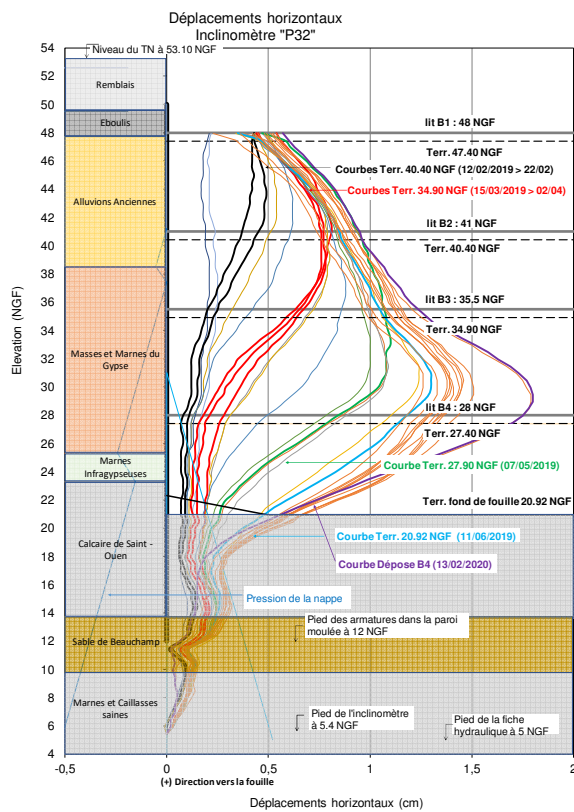
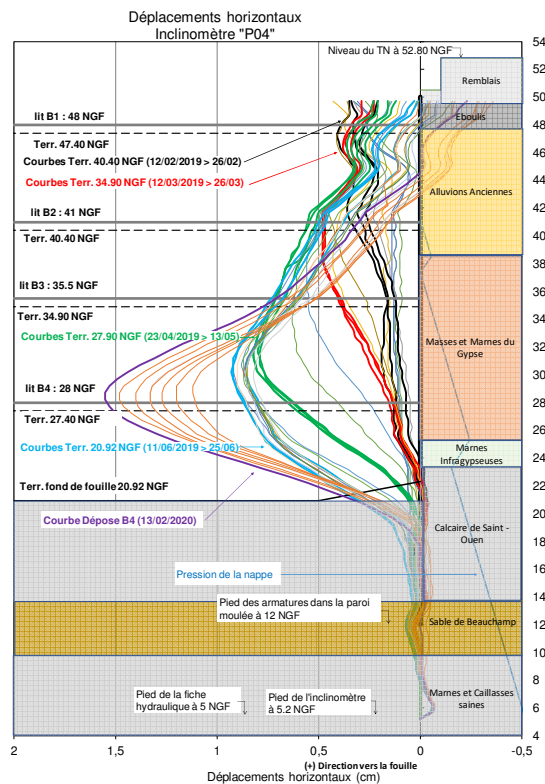
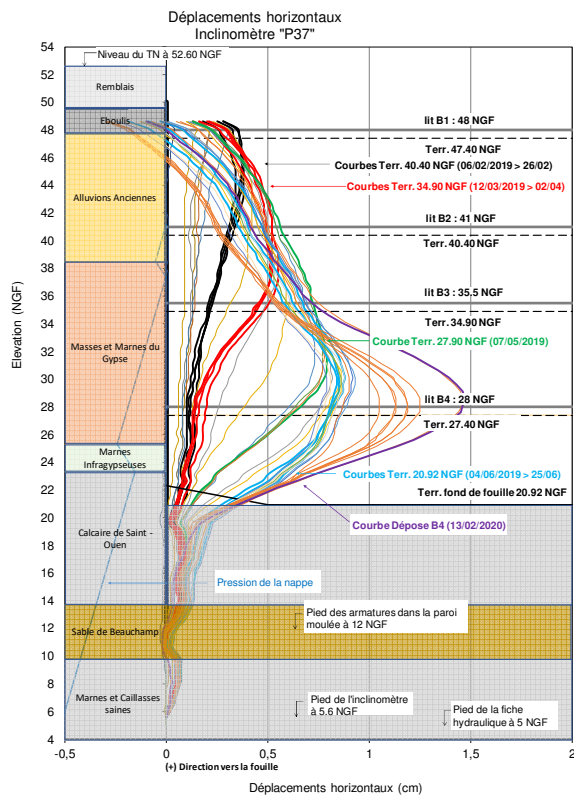


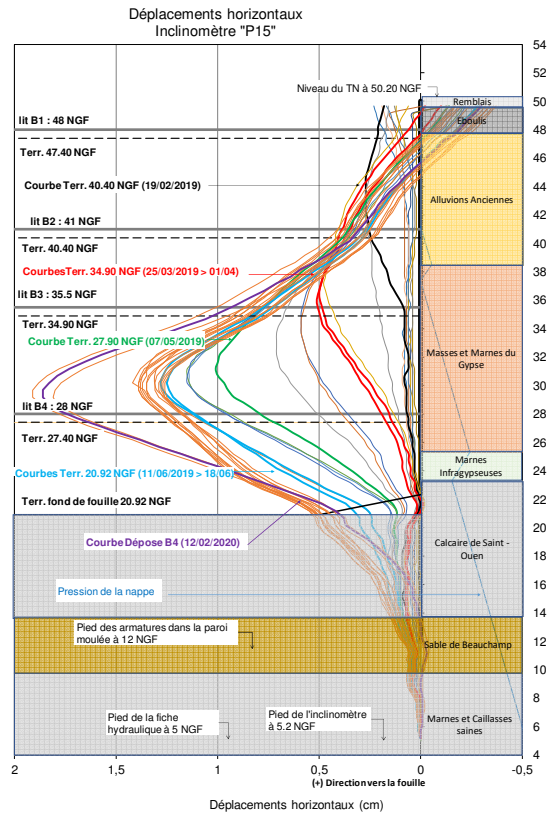
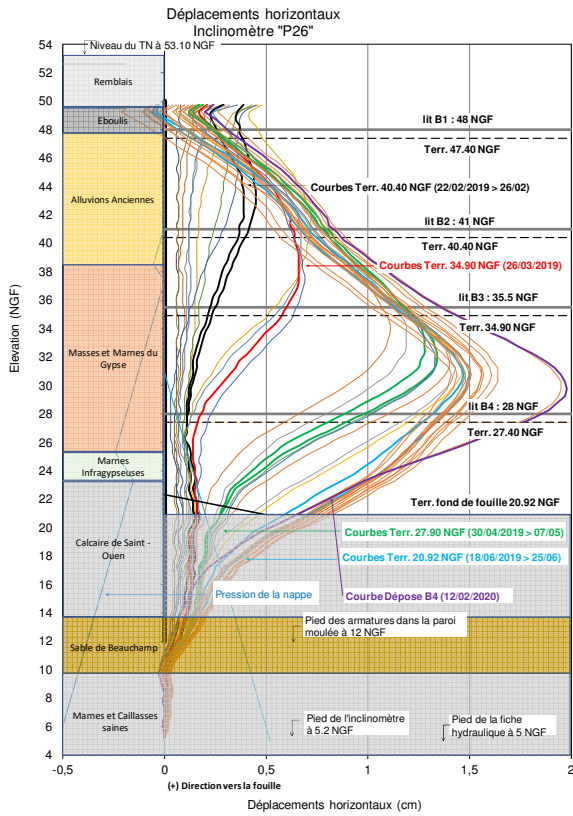
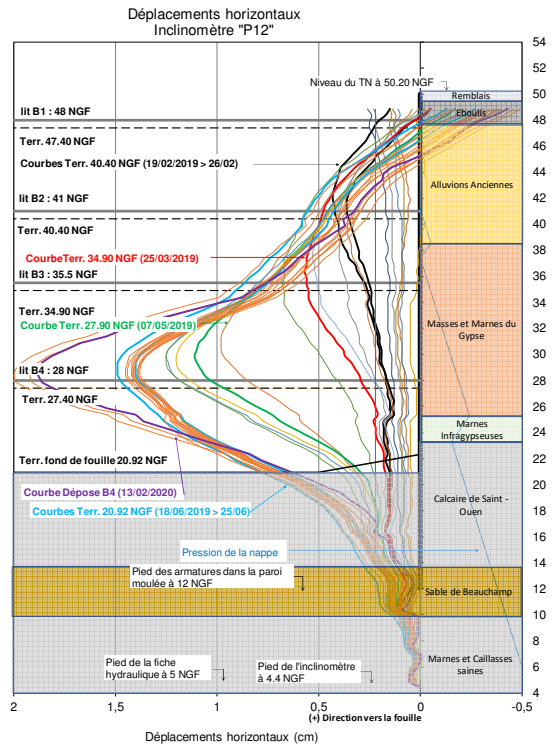
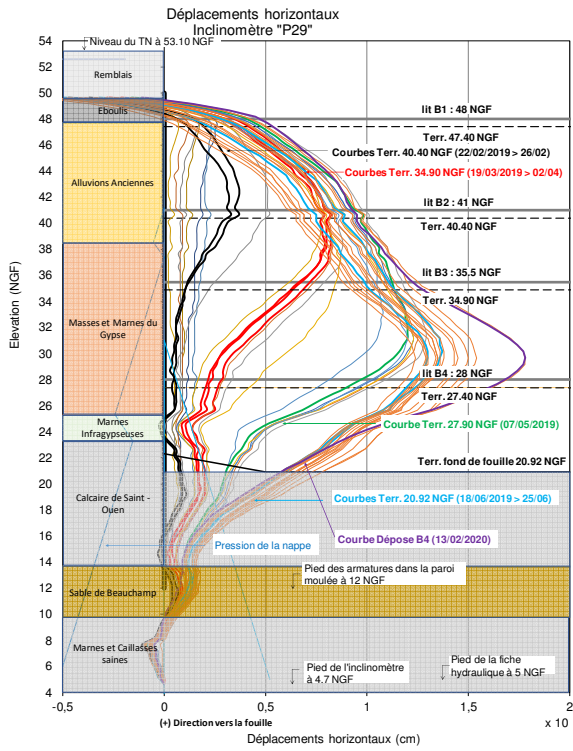
Modèle géotechnique G1

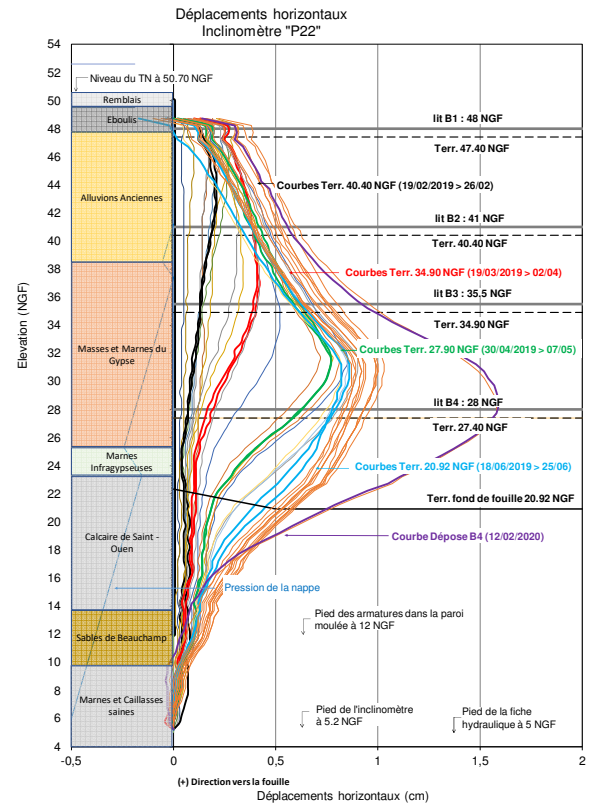
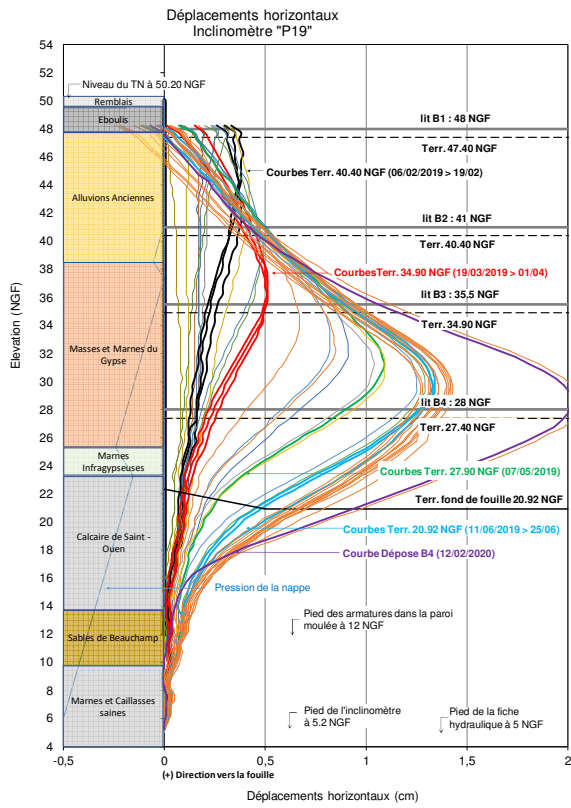
	E_M (MPa)	φ' (°)	c' (kPa)	k_h (MN/m ³)	E_{50} (MPa)
R1	14	35	5	11	56
R2	8	35	5	5.4	32
Aa	15	35	2	22	91
SO	40	32	30	46	160
SB	29	35	25	30	116
MCa	52	36	25	65	208
MCS	140	36	30	245	560
CG	577	40	100	1600	2308

Annexe 3 – Vitry Centre

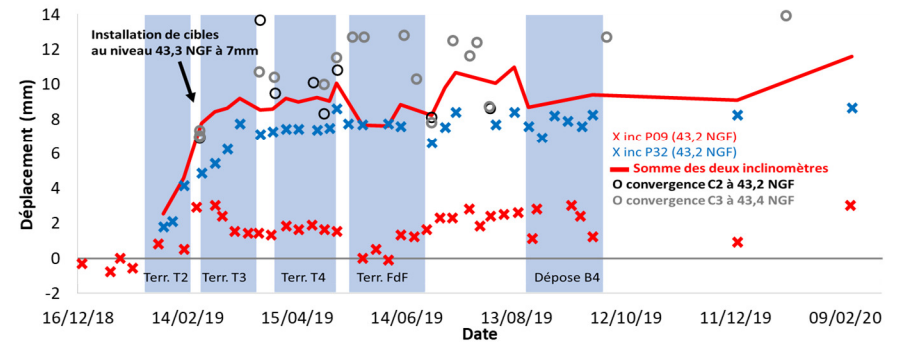
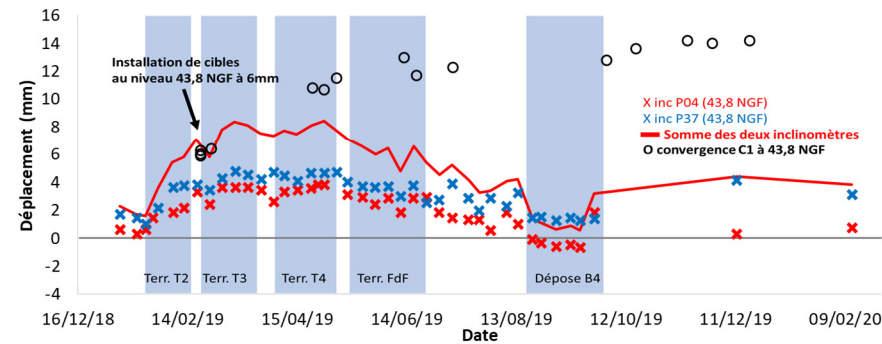
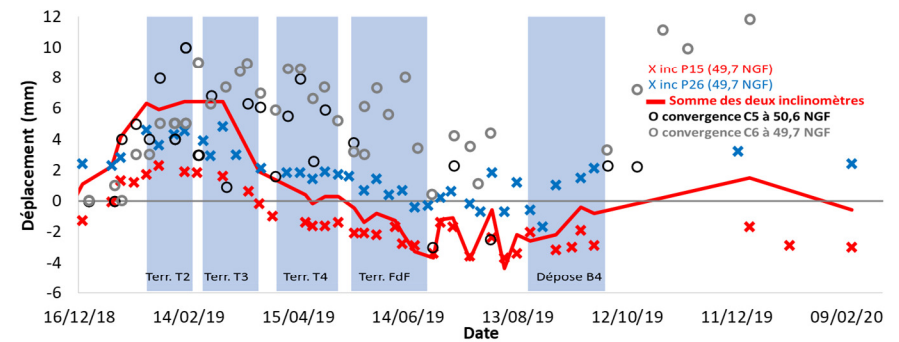
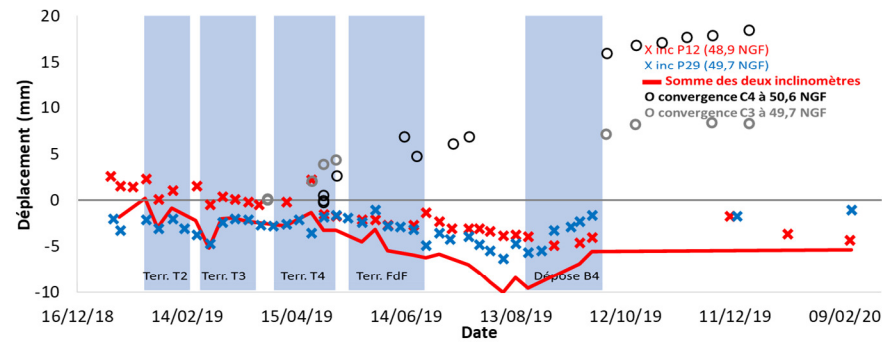
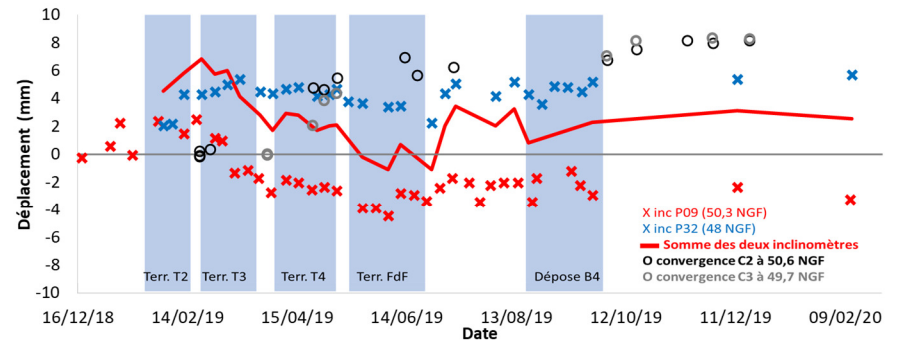
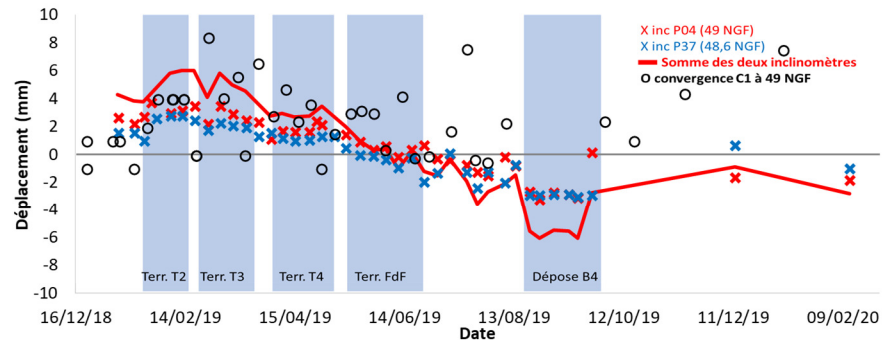
Mesures inclinométriques

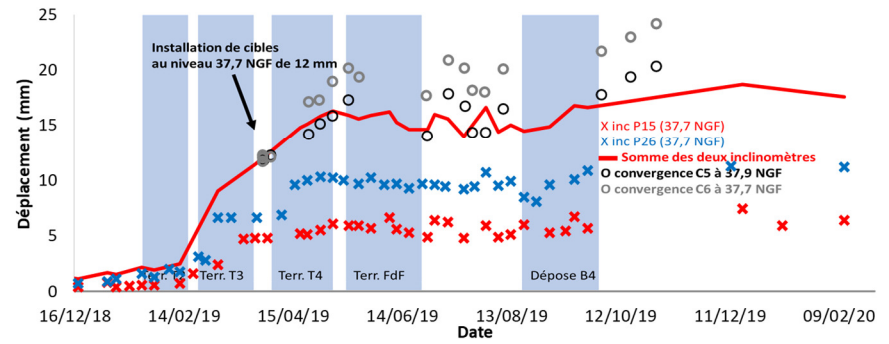
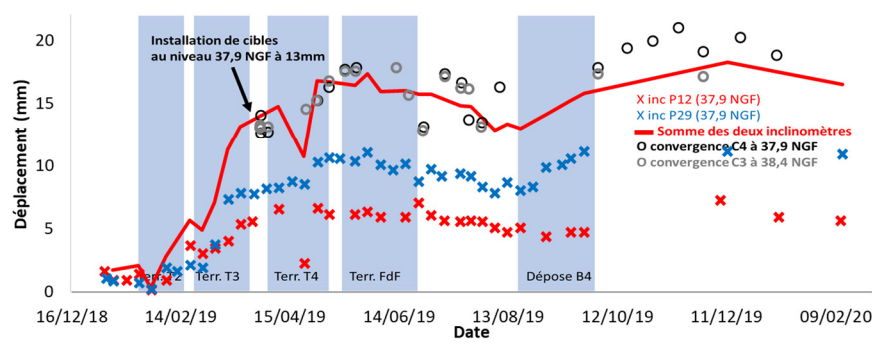
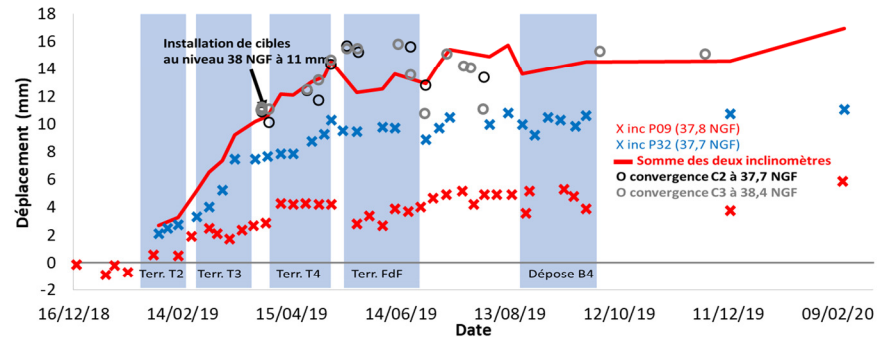
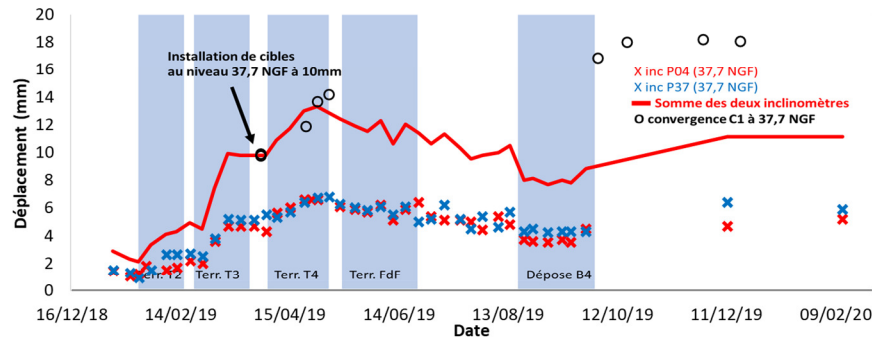
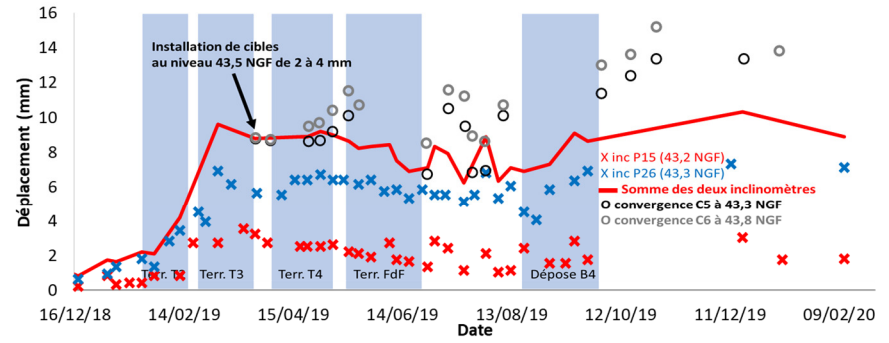
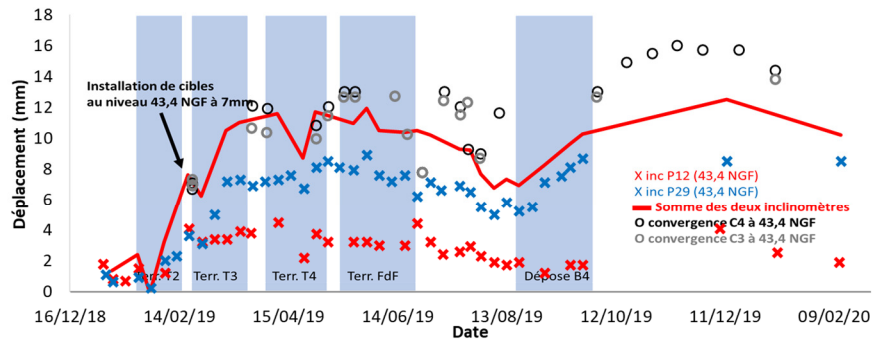


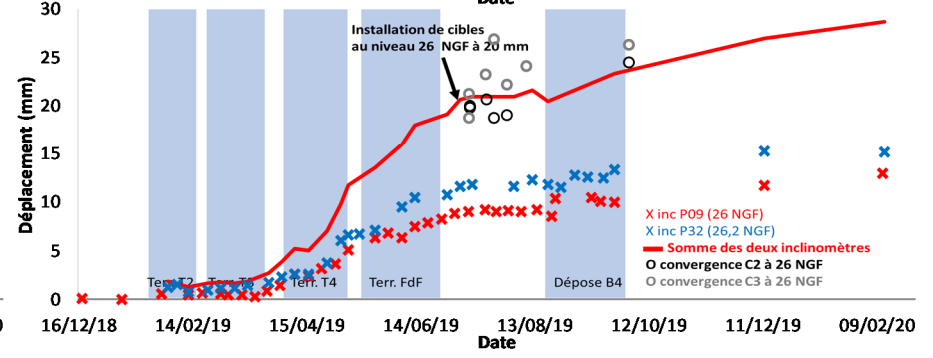
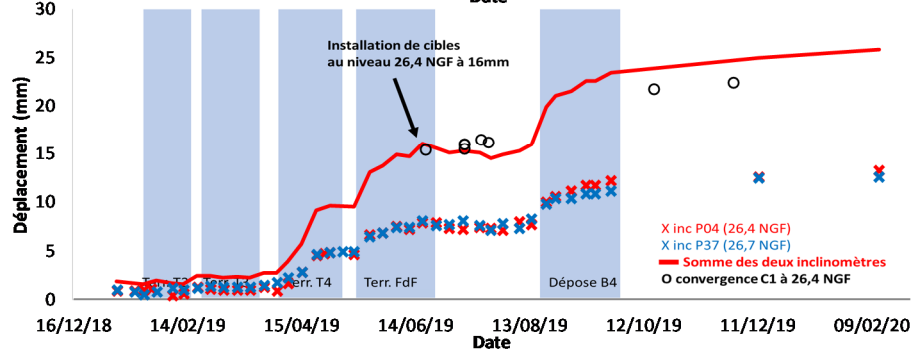
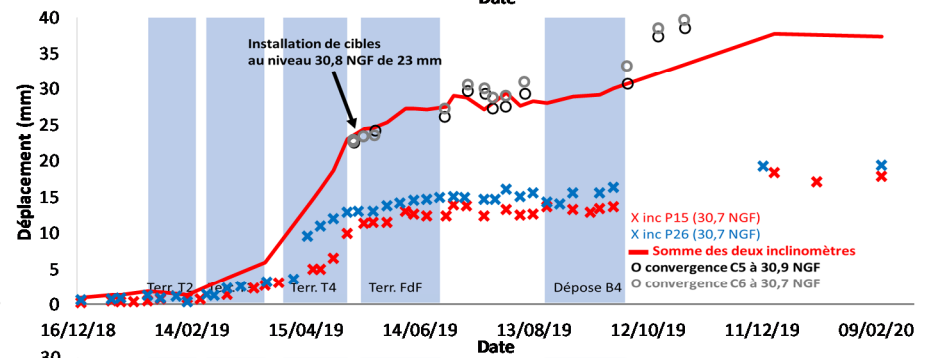
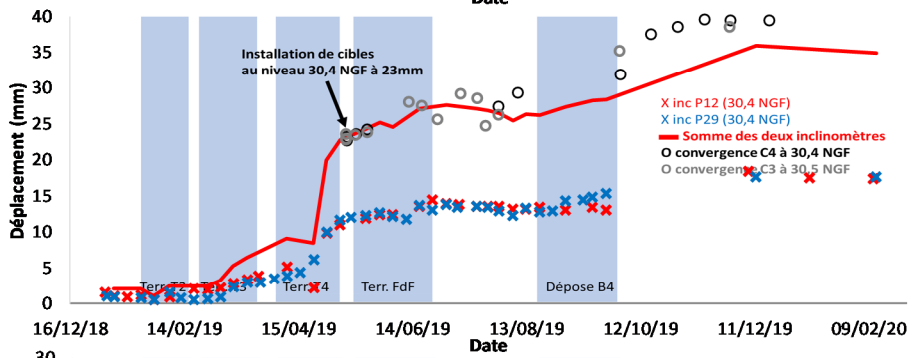
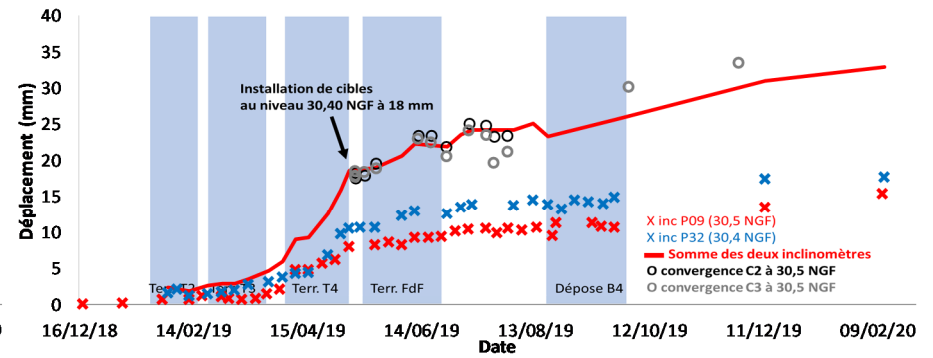
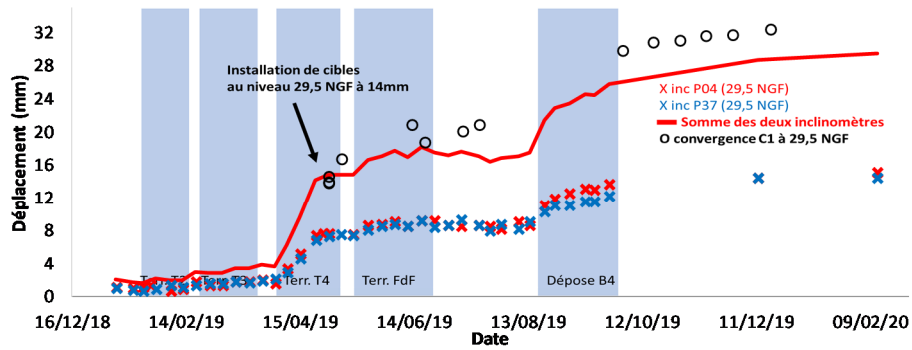


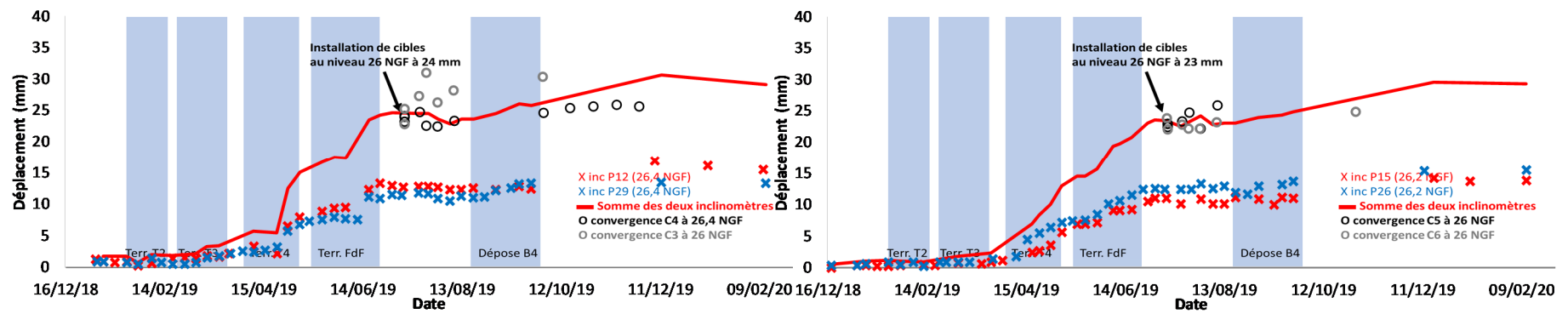


Comparaisons entre cibles topographiques et mesures inclinométriques



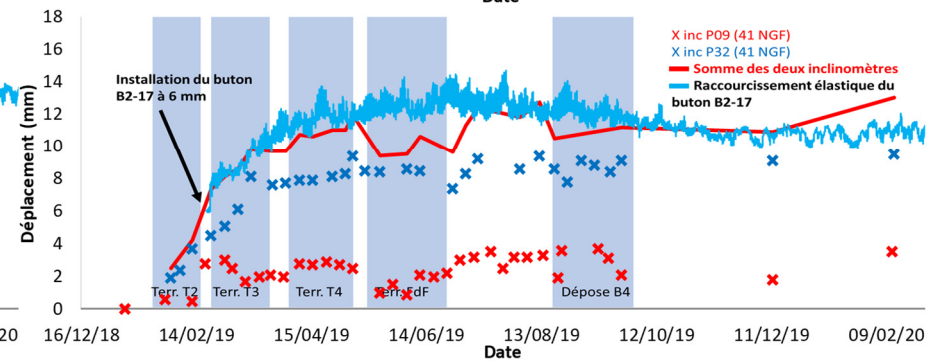
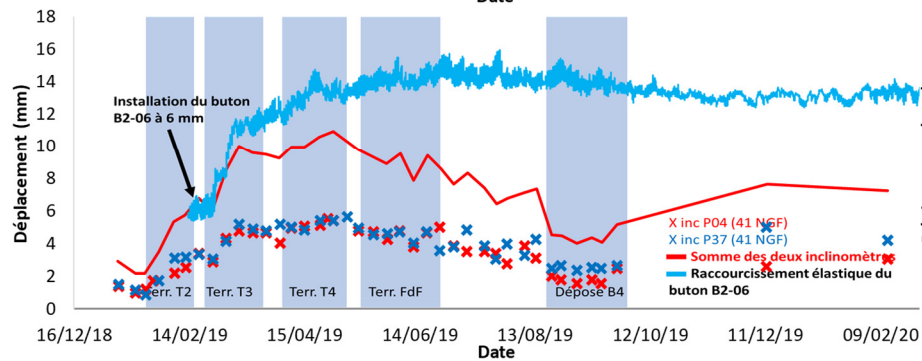
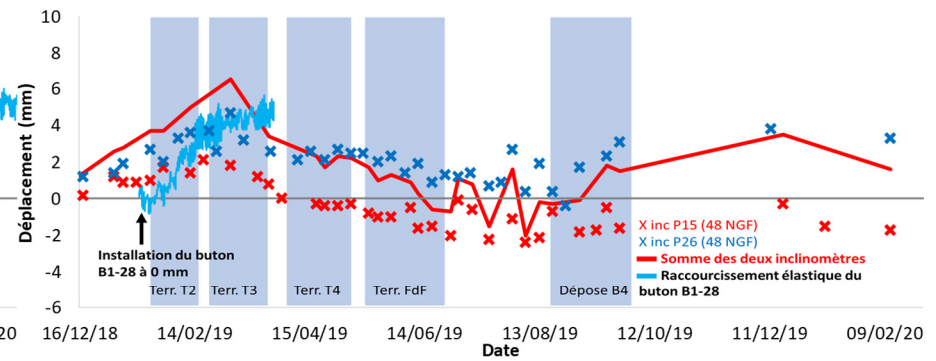
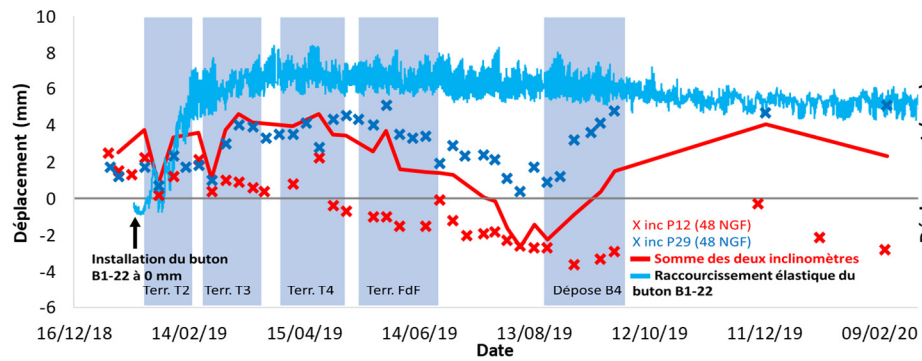
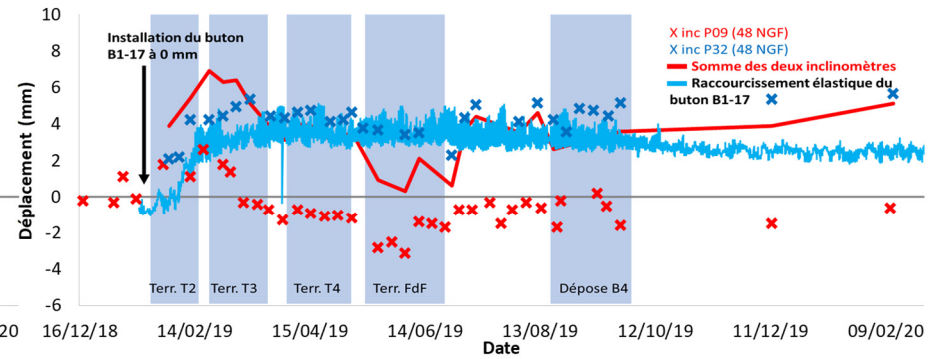
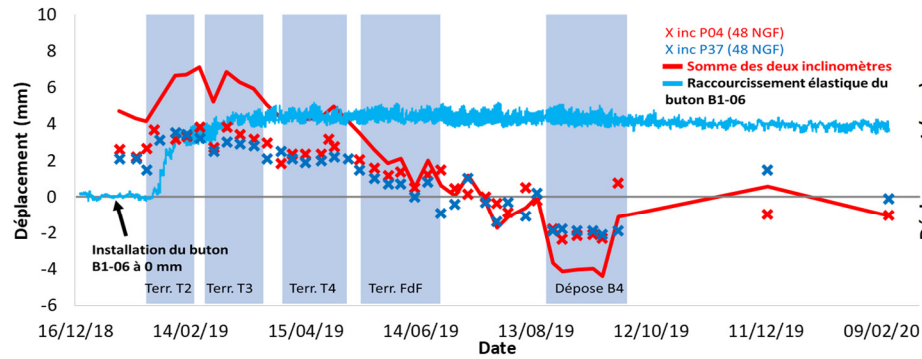


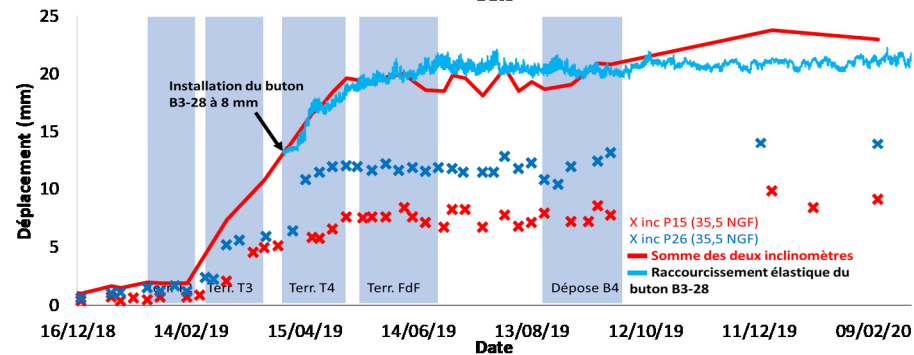
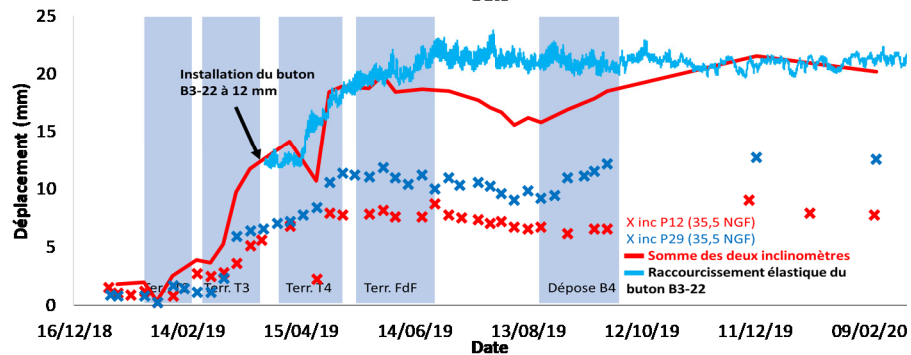
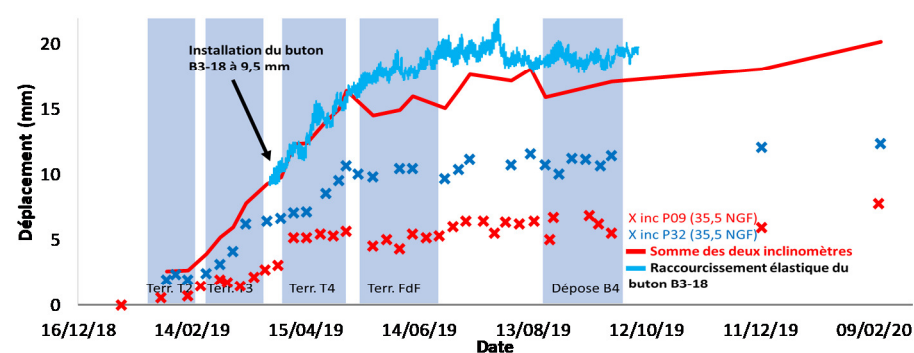
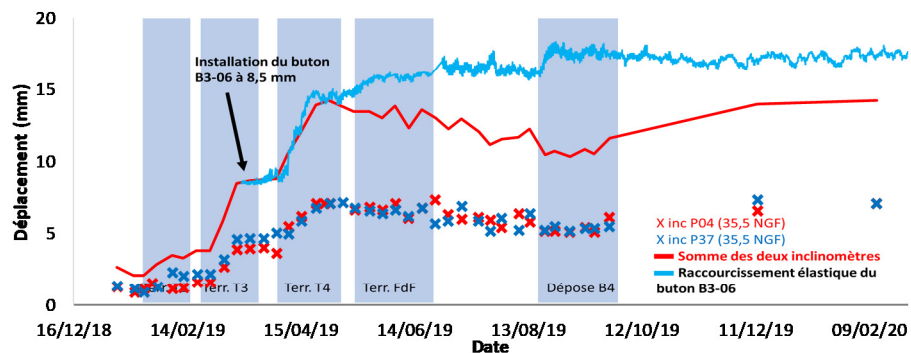
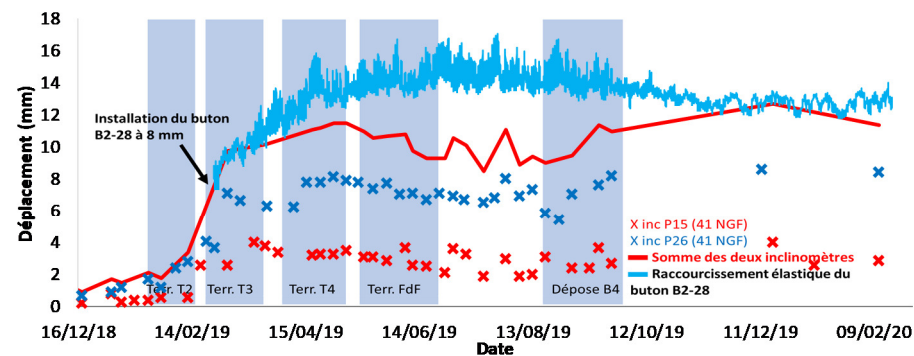
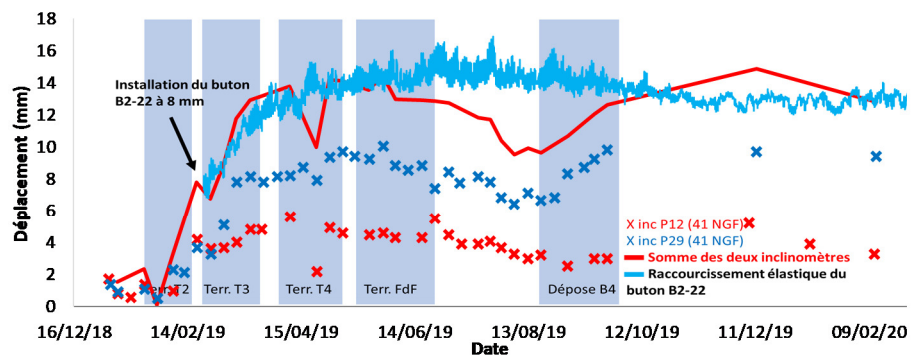


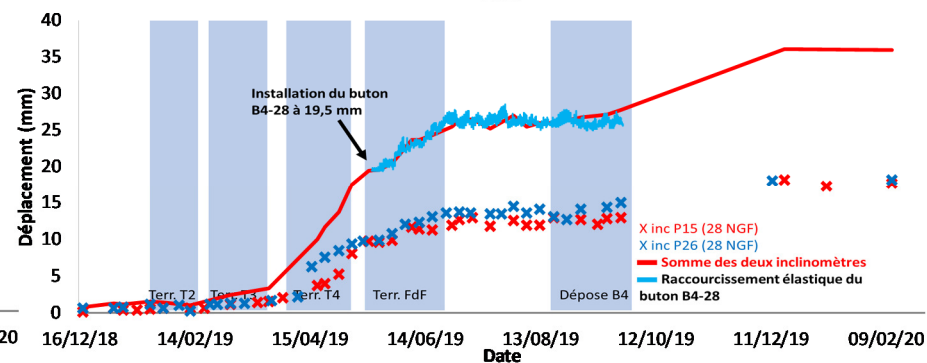
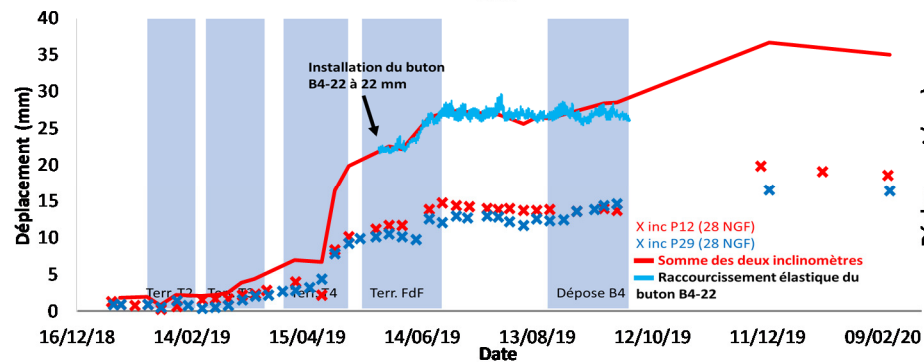
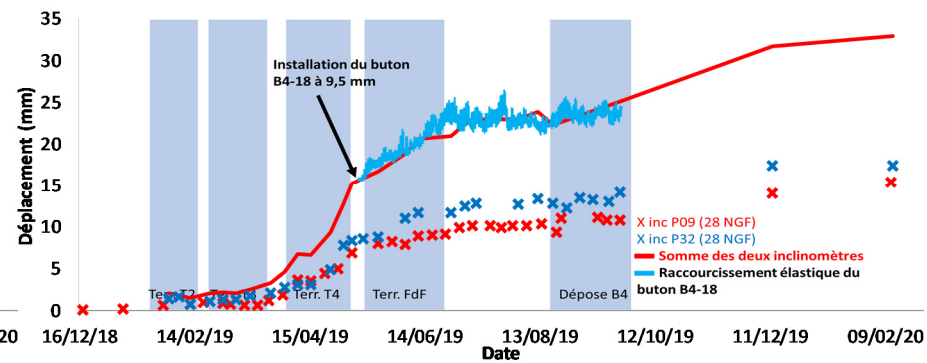
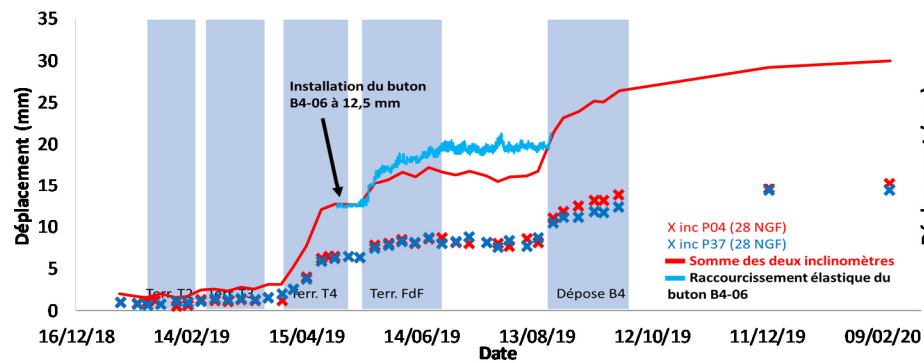


Nota : les élévations précises des cibles installées sur les parois moulées en dessous de la cote 35 NGF ne sont pas connues mais seulement estimées

Comparaisons entre raccourcissement élastique des butons et mesures inclinométriques







Installation des cordes vibrantes sur lierne



Mesures de température par capteurs de pression

