



**HAL**  
open science

**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 et comparaison avec les mesures réalisées sur site.**

Khadija Nejjar

► **To cite this version:**

Khadija Nejjar. 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 et comparaison avec les mesures réalisées sur site.. Science des matériaux [cond-mat.mtrl-sci]. Université Grenoble Alpes, 2019. Français. NNT : 2019GREAI044 . tel-02414535

**HAL Id: tel-02414535**

**<https://theses.hal.science/tel-02414535>**

Submitted on 16 Dec 2019

**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

Pour obtenir le grade de

### DOCTEUR DE LA COMMUNAUTE UNIVERSITE GRENOBLE ALPES

Spécialité : 2MGE : **Matériaux, Mécanique, Génie Civil,  
Electrochimie**

Arrêté ministériel : 25 mai 2016

Présentée par

**Khadija NEJJAR**

Thèse dirigée par **Daniel DIAS, Professeur, UGA** préparée au sein du **Laboratoire Sols, Solides, Structures et Risques** dans l'**École Doctorale I-MEP2**

## **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 et comparaison avec les  
mesures réalisées sur site

Thèse soutenue publiquement le **04 juillet 2019** devant le jury composé de :

**M. Daniel DIAS**

Professeur des Universités                      Université Grenoble Alpes                      Directeur de thèse

**Mme. Farimah MASROURI**

Professeur des Universités                      Université de Lorraine                      Rapporteur

**M. Pierre BREUL**

Professeur des Universités                      Université Clermont Auvergne                      Rapporteur

**M. Roger FRANK**

Directeur de Recherche Emérite                      Ecole des Ponts ParisTech                      Examineur

**M. Bruno SIMON**

Ingénieur Expert Indépendant                      Terrasol                      Examineur

**M. Fabrice EMERIAULT**

Professeur des Universités                      Université de Grenoble                      Président de Jury

**M. Fahd CUIRA**

Directeur scientifique                      Terrasol                      Invité

**M. Hervé LE BISSONNAIS**

Directeur Général délégué                      Terrasol                      Invité

**M. Nicolas UTTER**

Directeur du bureau d'études                      Soletanche-Bachy                      Invité



اجعله علما ينتفع به...

*Fais de cela une science utile...*





ما ابيض وجهه باكتساب كريمة حتى سوده شحوب المطلب

*Un visage ne s'éclaire d'une connaissance qu'après avoir longtemps pâli à sa recherche*

بالكد تدرك منها كلما استترا  
لن تدرك المجد حتى تلحق الصِّيرا  
و لا ملول و لا من يألف البشرأ

قالت مسائل سحنون لقارئها  
لا تحسبن المجد تمرا أنت آكله  
لا يبلغ العلم بطل و لا كسل

*Les problématiques de Souhmoune ont dit à leur lecteur*

*Avec persévérance tout notre sens caché tu saisisras*

*Ne crois pas que la gloire est un fruit que tu mangeras*

*Tu n'atteindras la gloire qu'une fois la sève amère tu goûteras*

*La science ne se révèle ni à un paresseux ni à un fainéant*

*Ni à une personne qui se lasse ni à une personne qui jacasse*

*(Sagesses arabes)*



## Remerciements

Ce travail de thèse s'inscrit dans le cadre d'une convention CIFRE reliant la société Terrasol et le laboratoire 3SR de l'Université Grenoble Alpes.

Ma profonde gratitude va en premier à Terrasol en les personnes de sa direction Valérie Bernhardt et Hervé Le Bissonnais pour m'avoir offert un excellent cadre pour réaliser cette expérience passionnante. Je tiens à remercier en particulier la direction scientifique de Terrasol en la personne de Fahd Cuiras pour m'avoir inculqué cette rigueur scientifique que j'ai ancrée dans mon esprit par la devise suivante : Rien ne s'invente, rien ne se cuisine, tout se démontre.

Je remercie sincèrement mon directeur de thèse Daniel Dias qui n'a cessé de croire en moi tout le long de ce parcours, pour ses encouragements permanents et son soutien indéfectible, pour ses précieux conseils aussi bien personnels que professionnels, pour sa bonne humeur et sa positivité.

Je tiens à exprimer ma profonde reconnaissance à l'ensemble des équipes travaux du chantier de Fort d'Issy-Vanves-Clamart de Bouygues Travaux Publics et de Soletanche Bachy. Je les remercie pour leur disponibilité et leur gentillesse. Ils ont su répondre avec sourire à mes centaines de requêtes, parfois étonnantes telles que la recherche d'une clé à triangle, d'un ferroskan, de cales béton, de bouts de bois, de bombes de peinture et de dizaines de rouleaux de scotchs. Je les remercie pour cette ambiance familiale qui règne entre tous, compagnons, techniciens, ingénieurs et sous-traitants. Un grand merci aux terrassiers Anthony, Bruno et Guillaume pour leur patience quand je descendais faire une séance photo au fond de fouille. Ils m'ont appris que les apparences sont trompeuses, leurs engins paraissent rebutants mais ceux qui les conduisent sont d'une extrême gentillesse. Merci à Maxime, Nicolas, Lukasz, Pierre-Benoît, José-Luis, Mourad, Houcine, Thomas, Kamal, Raphaël, Lynda, José, Antonio (ou Tony pour les proches), Sergio, Joao, Said, Mohamed, Mounir, Fernando, Bruno, Armando, Jean-Bernard, Bento, Hakim et la liste est encore très longue. Que toute personne ayant participé à la réussite de ce travail, du plus petit coup de marteau à la réalisation des mesures, soit amplement remerciée. Je tiens également à remercier Gilles Chapron de Terrasol et mes collègues de Setec TPI qui m'ont énormément aidé et fourni les documents et explications nécessaires pour une prise en main rapide des enjeux du chantier. Merci à Nicolas, Vincent, Quentin et Marine. Un remerciement particulier est adressé à ma collègue Iris Herrera Martin de Terrasol pour son aide précieuse et sa complicité sur chantier.

J'exprime ma gratitude à la Société du Grand Paris pour m'avoir fait confiance et avoir accepté de financer l'instrumentation avancée proposée dans cette thèse. Je remercie chaleureusement tous ceux qui m'ont accompagné pour l'installation et la réalisation des mesures, leur précieux savoir-faire et leur collaboration a été indispensable. Merci à Mansour, Francesco, Paul, Housin, Terry et Yann de Setec Lerm, à Artie de Geokon, à Aghiad, Gonzague, Carlos et Philippe de l'Ifsttar et à Maurizio de Dimione. Merci également à Raphaël Laurent et Abraham Zigani de l'entreprise d'auscultation Gexpertise pour leurs explications et le temps qu'ils m'ont accordé pour répondre à mes questions multiples. Un remerciement particulier est adressé à Martin Cahn pour sa complicité et son soutien dans la réalisation des mesures.

Je tiens à remercier les professeurs Farimah Masrouri et Pierre Breul pour avoir accepté la lourde tâche de rapporteur. Je remercie également M. Roger Frank, M. Bruno Simon et M. Fabrice Emeriault pour avoir accepté d'examiner ce travail de thèse. Je remercie également M. Nicolas Utter pour sa présence enrichissante dans le jury.

Au terme de ce parcours académique, je me dois de remercier l'Académie Hassan II des Sciences et Techniques en la personne de son secrétaire perpétuel M. Omar Fassi Fihri pour leur accompagnement depuis mes années de classes préparatoires et pour leurs encouragements à persévérer toujours dans la voie de l'excellence.

Ma famille, les prunelles de mes yeux, mon père L'Hajj, ma mère L'Hajja et mon frère, je les remercie pour leurs prières et encouragements, pour leur amour inconditionnel qui me parvenait depuis l'autre côté de la Méditerranée et qui me donnait l'énergie et la capacité à soulever des montagnes.

Je remercie enfin tous mes amis, mes collègues de bureau Ana Maria, Gabriel, Tuan, Youssef et Gaël pour l'excellente ambiance et tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réussite de ce travail et en particulier mon très cher ami et voisin Soufiane pour son extrême gentillesse et ses paroles en or.

## Résumé

Dans le cadre du projet du Grand Paris Express, de nouvelles lignes de métro vont voir le jour afin d'accompagner la croissance du trafic et améliorer la performance du réseau de transport en Ile-de-France. Plusieurs gares de la nouvelle ligne 15 sud vont être excavées à des profondeurs importantes pouvant atteindre les 40 m et soutenues par des parois moulées butonnées. Le recours à une modélisation aux éléments finis s'avère indispensable au vu du contexte exceptionnel du projet à savoir la maîtrise de l'impact sur les avoisinants, la présence de formations peu perméables, surconsolidées et déformables (Argile Plastique) et la nécessité d'utiliser des modèles de sols avancés pour décrire le comportement du sol dans des plages de déformations caractéristiques des soutènements rigides.

Ce travail de recherche vise à approfondir la compréhension du comportement des écrans de soutènement d'excavations profondes en analysant les limites des méthodes de modélisations, à savoir la méthode des coefficients de réaction et la méthode des éléments finis et en confrontant leurs résultats avec des mesures fiables issues d'une excavation réelle. Une instrumentation avancée composée de fibre optique et de cellules de pressions a été mise en place dans la gare de Fort d'Issy-Vanves-Clamart et le retour d'expérience de cette dernière permet de statuer sur la pertinence des modélisations réalisées.

## **Abstract**

As part of the Grand Paris Express project, new subway lines will be created in order to support traffic growth and improve the performance of the transport network in the Ile-de-France region (France). Several stations of the new line 15 will be excavated at great depths up to 40m and supported by strutted retaining walls. The use of a finite element modeling is essential regarding the exceptional context of the project especially the impact on the surrounding structures, the presence of impervious soils, overconsolidated and deformable (Plastic Clay) and the need to use advanced constitutive models to describe the soils behavior in the typical strain range proper to rigid retaining walls.

This research aims to deepen understanding of the behavior of retaining walls for deep excavations by analyzing the limitations of modelling namely finite element method and subgrade reaction method and by comparing their results with a real monitored excavation. An advanced monitoring based on fiber optic and pressure cells was set up in the station of Fort d'Issy-Vanves-Clamart and the measurements feedback allow assessing the relevance of the different adopted modellings.

## Table des matières

<b>Remerciements.....</b>	<b>6</b>
<b>Résumé.....</b>	<b>8</b>
<b>Abstract.....</b>	<b>9</b>
<b>Introduction générale.....</b>	<b>14</b>
<b>Chapitre 1 : Comportement et dimensionnement des soutènements d'excavations profondes ...</b>	<b>18</b>
1.1 Introduction .....	20
1.2 Mouvements autour d'une excavation .....	20
1.2.1 Déformée de l'écran .....	22
1.2.2 Tassement derrière l'écran.....	23
1.2.3 Soulèvement du fond de fouille.....	27
1.2.4 Chemin de contrainte.....	28
1.3 Pratiques de dimensionnement des soutènements.....	30
1.3.1 Pratique de l'Eurocode 7 .....	31
1.3.2 Pratique des British Standards (BS8002).....	33
1.3.3 Pratique du CIRIA C580 (ou C760) .....	37
1.3.4 Pratique allemande (EAB et DIN).....	44
1.4 Méthodes de modélisation des soutènements.....	47
1.4.1 Modèle aux coefficients de réaction (MISS-K) .....	48
1.4.2 Modélisation aux éléments finis (EF) .....	52
1.4.3 Modélisation hybride (FREW).....	53
1.5 Conclusion .....	54
<b>Chapitre 2 : Problématiques spécifiques aux excavations profondes dans le contexte du Grand Paris .....</b>	<b>56</b>
2.1 Introduction .....	58
2.2 Contexte géologique de la ligne 15 sud – Tronçon T3.....	60
2.2.1 Profil géologique .....	60
2.2.2 Variabilité de l'Argile Plastique.....	63
2.3 Comportement non drainé .....	80
2.3.1 Comment distinguer les conditions drainées et non drainées ? .....	80
2.3.2 Comment mesure-t-on la cohésion non drainée $C_u$ la plus pertinente pour le cas d'une excavation ? .....	82
2.3.3 Comment modélise-t-on numériquement le comportement non drainé d'une couche de sol (approche en contraintes totales ou effectives) ? .....	82



2.3.4	A quel point a-t-on raison de considérer que le comportement est entièrement non drainé ? et comment modéliser un comportement intermédiaire ?.....	84
2.3.5	Conclusion.....	87
2.4	Cuvette de tassement.....	88
2.4.1	Méthode semi-empirique.....	89
2.4.2	Méthode numérique.....	90
2.5	Effet de voûte.....	121
2.5.1	Effet de Janssen (1895).....	122
2.5.2	Effet de voûte derrière un écran de soutènement.....	126
2.5.3	Effet de voûte dans la modélisation des soutènements.....	131
2.5.4	Rétro-analyse sur des parois instrumentées.....	141
2.5.5	Conclusion.....	145
2.6	Butée mobilisable.....	146
2.6.1	Introduction.....	146
2.6.2	Effet géométrique.....	147
2.6.3	Effet cinématique.....	151
2.6.4	Vérification du défaut de butée.....	153
2.6.5	Conclusion.....	159
2.7	Conclusion.....	161

**Chapitre 3 : Instrumentation de la gare Fort d'Issy-Vanves-Clamart.....163**

3.1	Introduction.....	164
3.2	Contexte du projet.....	164
3.2.1	Géométrie et phasage.....	166
3.2.2	Paramètres des structures.....	168
3.2.3	Stratigraphie et hydrogéologie.....	170
3.2.4	Paramètres géotechniques.....	175
3.2.5	Terrassement de la gare.....	175
3.3	Instrumentation classique.....	179
3.3.1	Cibles topographiques.....	179
3.3.2	Inclinomètres.....	181
3.3.3	Jauges de déformation.....	185
3.4	Instrumentation avancée.....	192
3.4.1	Fibre optique dans la paroi.....	193
3.4.2	Fibre optique dans la poutre.....	199
3.4.3	Cellules de pression à l'interface sol/paroi.....	200

3.4.4	Recommandations générales .....	204
3.5	Synthèse des mesures obtenues .....	207
3.5.1	Tassement à l'arrière de l'écran .....	208
3.5.2	Déformée et moment dans la paroi.....	212
3.5.3	Effort dans les appuis.....	221
3.5.4	Pression à l'interface sol/écran .....	224
3.6	Conclusion .....	231

**Chapitre 4 : Modélisation de la gare Fort d'Issy-Vanves-Clamart ..... 232**

4.1	Méthodes de modélisation .....	233
4.1.1	Etat initial des contraintes .....	233
4.1.2	Méthode des coefficients de réaction (MISS-K) .....	234
4.1.3	Méthode aux éléments finis (EF 2D et 3D).....	235
4.1.4	Comparaison entre MISS-K et EF 2D .....	240
4.2	Etude de sensibilité .....	247
4.2.1	Modélisation MISS-K.....	247
4.2.2	Modélisation EF 2D .....	248
4.3	Analyse des résultats .....	250
4.3.1	Paramètres d'entrée .....	251
4.3.2	Déformée de l'écran .....	253
4.3.3	Moment dans l'écran.....	261
4.3.4	Efforts dans les appuis .....	263
4.3.5	Pression à l'interface sol/écran .....	271
4.3.6	Défaut de butée .....	273
4.3.7	Tassements derrière l'écran .....	274
4.3.8	Conclusions .....	277
4.4	Conclusion .....	279

**Conclusions et perspectives ..... 280**

**Références bibliographiques ..... 283**

**Annexes .....294**

Annexe 1	: Démonstration de la formule $\beta$ de et de la condition sur le module <i>Eoed</i> .....	295
Annexe 2	: Simulation du modèle HS pour un essai de cisaillement triaxial .....	297

Annexe 3 : Etude d'une excavation dans un sol homogène .....	300
Annexe 4 : Modélisation du TNEC .....	301
Annexe 5 : Profil géologique entre les gares FIVC et CHM .....	302
Annexe 6 : Article sur l'Argile Plastique .....	303
Annexe 7 : Mesures brutes des butons et poutres (courbe effort-température) .....	304
Annexe 8 : Modélisation EF 2D et 3D de FIVC .....	310
Annexe 9 : Modélisation MISS-K de FIVC .....	313

---

## **Introduction générale**

---



Dans l'objectif d'accompagner le développement économique et la croissance démographique, plusieurs agglomérations et métropoles investissent dans les infrastructures de transports urbains, notamment souterrains, à travers l'extension du réseau existant ou la création de nouvelles lignes (Métro B de Rennes, extension des lignes de métro parisien 4, 11, 12 et 14, EOLE, Grand Paris Express et création de 4 nouvelles lignes de métro 15, 16, 17 et 18, CDG Express, Ligne E à Lyon, Toulouse Aerospace Express et d'autres projets en étude). La réalisation de ces projets requiert souvent le creusement de fouilles à grandes profondeurs traversant parfois des horizons géologiques contrastés et dans des zones urbaines denses. Le système de soutènement de ces excavations doit faire face à deux principaux défis à savoir respecter les exigences du projet en termes de limitation des impacts sur les avoisinants et optimiser le dimensionnement pour une meilleure efficacité budgétaire. Par conséquent, il s'avère indispensable de se donner les moyens de modéliser le soutènement le plus fidèlement possible afin de prédire son comportement avec justesse. Dans cette optique, il faut d'une part, analyser les méthodes de modélisation à disposition et être conscients de leurs hypothèses de bases et leurs limitations. D'autre part, il convient de confronter leurs prédictions à des mesures issues d'excavations réelles. Ce travail de thèse propose d'apporter une réponse à ces deux impératifs d'une part, en utilisant la méthode des éléments finis et la méthode des coefficients de réaction et d'autre part, en prenant comme cas d'étude l'excavation de la gare Fort d'Issy-Vanves-Clamart de la ligne 15 sud. Cet ouvrage est la première gare du Grand Paris Express à avoir démarré en travaux au printemps 2016.

Le chapitre 1 commence par recenser les comportements des soutènements d'excavations profondes observés dans la littérature, il pointe ensuite certaines différences entre les pratiques de dimensionnement à l'échelle européenne et présente les méthodes de modélisations couramment utilisées dans l'ingénierie.

Le chapitre 2 diagnostique plus en détails les problématiques spécifiques aux excavations profondes en se concentrant sur le contexte du Grand Paris Express. Tout d'abord, le contexte géologique du bassin parisien au niveau de la ligne 15 sud est présenté, s'en suit une mise en lumière du comportement particulier des sols peu perméables en conditions non drainées pour mieux appréhender les horizons géologiques argileux traversés. Une analyse est menée sur les cuvettes de tassements prédites par les modélisations aux éléments finis afin de cerner les mécanismes de la loi de comportement du sol qui régissent l'allure et l'amplitude de ces cuvettes. Un paragraphe est consacré à l'effet de voûte et la mise en évidence de la redistribution des contraintes derrière l'écran liée à la présence d'appuis rigides. Enfin une réflexion est conduite sur l'évaluation de la butée mobilisable du volume de sol réduit entre deux écrans en face à face avec une discussion sur les méthodes de vérification du défaut de butée selon l'approche 2\* prescrite dans la norme d'application française de l'Eurocode 7 pour les écrans de soutènement NF P94-282.

Pour statuer sur les problématiques soulevées dans le chapitre 2, une instrumentation avancée et adaptée a été mise en place dans la gare Fort d'Issy-Vanves-Clamart. Le chapitre 3 contient une description détaillée de l'instrumentation classique (à base d'inclinomètres, de cibles topographiques et de jauges de déformations) et avancée (à base de fibre optique et de cellules de pressions totales et

interstitielles) mises en place dans cette gare ainsi que du traitement des mesures brutes et du retour d'expérience de chantier. Le suivi du creusement de la gare de Fort d'Issy-Vanves-Clamart est l'élément central de ce travail de thèse. Ce chapitre 3 constitue une synthèse du retour d'expérience acquis sur cette excavation de 32 m de profondeur. Une description détaillée du comportement du soutènement est fournie à travers une analyse qualitative des mesures obtenues en corrélation avec les travaux de terrassements.

Le chapitre 4 utilise les mesures du chapitre 3 pour procéder à une analyse quantitative du comportement du soutènement à travers une comparaison entre les résultats des modélisations aux éléments finis (2D et 3D) et la méthode des coefficients de réaction en termes de déformées et de moments de flexion de l'écran, d'efforts dans les appuis, de pressions à l'interface sol/écran et de tassements à l'arrière de l'écran.

Le chapitre 5 rassemble les conclusions issues de la modélisation et de l'instrumentation de la gare Fort d'Issy-Vanves-Clamart en tant qu'exemple d'excavation profonde et dresse les perspectives à considérer pour faire suite à ce travail.

## **Chapitre 1**

---

# **Comportement et dimensionnement des soutènements d'excavations profondes**

---





## 1.1 Introduction

Dans la littérature, les excavations « profondes » sont souvent attribuées à des fouilles de plus de 10 m de profondeur, cependant les normes de dimensionnement existantes (BS8002, Eurocode7, EAB) n'en fournissent pas de définition précise. Les recommandations allemandes du EAB (2008) évoquent les excavations profondes au-delà de 5 m et donnent des consignes particulières pour les excavations au-delà de 10 m. Puller (1996) s'inspire des hypothèses de base du rapport 97 du CIRIA (1992) pour définir une profondeur limite au-delà de laquelle une excavation est dite profonde, en effet le rapport constitue un guide pratique pour le dimensionnement des excavations d'une profondeur inférieure à 6 m. Puller (1996) adopte donc cette profondeur comme critère pour le choix des excavations historiques à inclure dans son ouvrage de recensement des excavations profondes.

Le présent chapitre vise dans un premier temps à décrire le comportement d'un soutènement à travers les mouvements observés autour d'une excavation. Dans un deuxième temps, une comparaison des pratiques de dimensionnement de différentes normes est présentée dont notamment celles qui ont été élaborées suite à des retours d'expérience sur des fouilles profondes. Dans un troisième temps, les méthodes de modélisations permettant de reproduire le comportement des soutènements et leurs avantages et limitations sont décrites.

## 1.2 Mouvements autour d'une excavation

Dans le cadre d'une approche purement élastique du comportement du sol, Burland et al. (1979) visualisent les mouvements autour d'une excavation comme étant simplement l'inverse des mouvements autour d'un chargement de sol, étant donné qu'une excavation s'apparente à un déchargement du sol. La Figure 1-1 (a) présente les mouvements verticaux représentant un soulèvement dans la zone excavée qui s'accroît avec le temps et un tassement en dehors de cette zone. La Figure 1-1 (b) présente les mouvements horizontaux du sol suite à une excavation. Ils sont dirigés vers la fouille à l'opposé des mouvements horizontaux induits par un chargement qui sont plutôt dirigés vers l'extérieur de la zone de chargement.

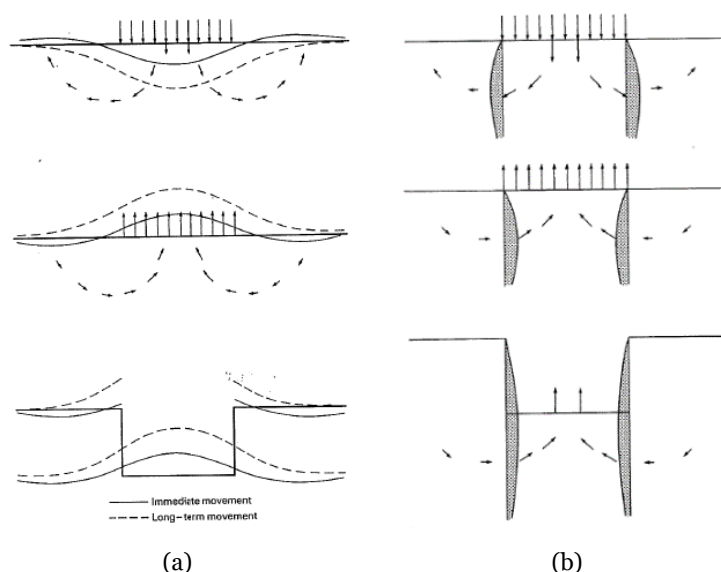


Figure 1-1 : Illustration des mouvements verticaux (a) et horizontaux (b) du sol autour d'une excavation (Burland et al. (1979))

Les mouvements autour d'une excavation se résument à trois grandeurs d'intérêts à savoir la déformée de l'écran de soutènement  $\delta_h$ , la cuvette de tassement à l'arrière du soutènement  $\delta_v$  et le soulèvement du fond de fouille  $\delta_s$  (Figure 1-2). Dans le but d'identifier les paramètres influençant ces trois grandeurs, certains auteurs ont recensé les mesures issues d'excavations profondes instrumentées (Long 2001, Moorman 2004, Marten 2005), d'autres ont mené des études paramétriques sur des modèles numériques (Dong 2014, Kempfert et al. 2006). Il a été conclu que la nature du sol, la rigidité du système de soutènement (écran et éléments d'appuis), le phasage des terrassements et la géométrie de l'excavation sont les principaux éléments impactant l'amplitude de ces trois mouvements.

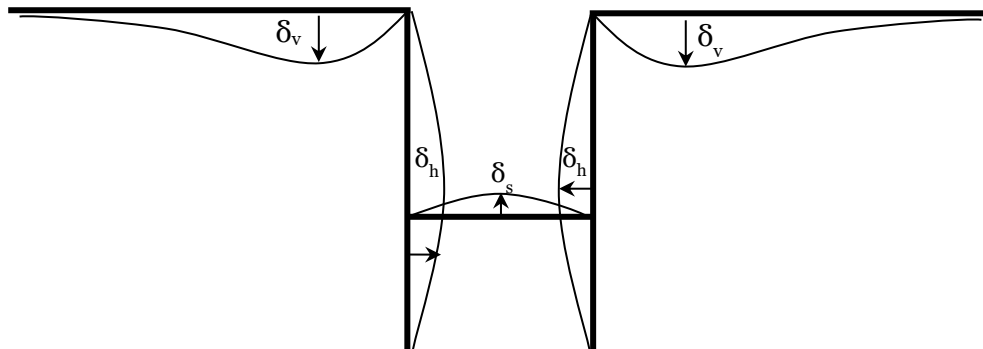


Figure 1-2 : Caractérisation des mouvements autour d'une excavation

Clough et al. (1990) présentent dans la Figure 1-3 l'allure générale des déplacements au cours d'une excavation soutenue par des butons ou des tirants. Au début de l'excavation, le mouvement de l'écran est en cantilever avec un profil triangulaire des tassements, ensuite, à fur et à mesure que l'excavation s'approfondit, la partie supérieure de l'écran est retenue par les éléments de support (butons, tirants) et des déplacements latéraux plus importants ont lieu au niveau du fond de fouille.

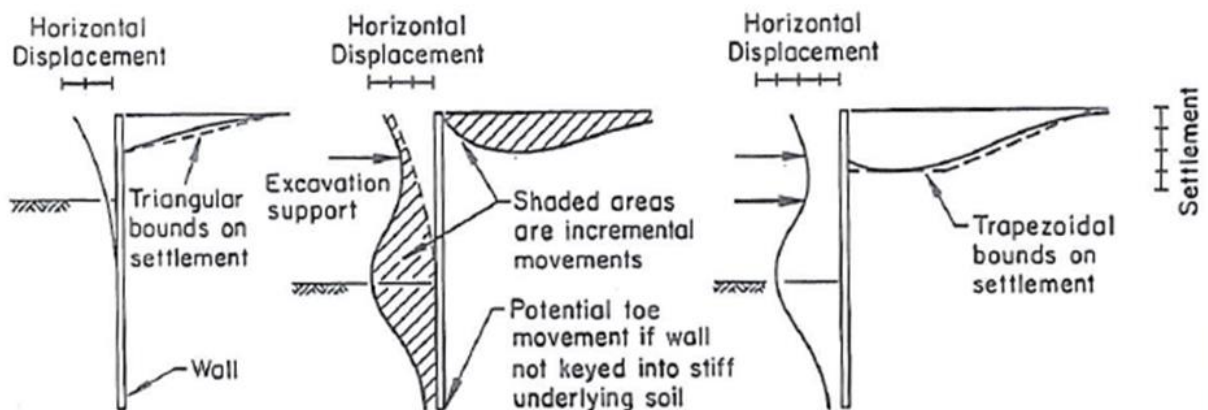


Figure 1-3 : Mouvement type d'une excavation soutenue avec des éléments d'appuis (Clough et al. 1990)

### 1.2.1 Déformée de l'écran

La mesure comme la prévision de la déformée de l'écran de soutènement est devenue une tâche courante grâce à une instrumentation relativement fiable et simple à mettre en place (ex. inclinomètres) et des codes de calcul fournissant avec une certaine précision l'allure et l'amplitude de cette déformée. Il s'avère que l'allure est globalement bien simulée par les calculs prévisionnels, l'amplitude quant à elle reste dépendante d'un choix réfléchi des modules de déformation retenus.

Moorman (2004) a rassemblé une importante base de données de cas historiques d'excavations profondes principalement dans les argiles molles. La Figure 1-4 récapitule la déflexion maximale observée  $u_h^{\max}$  en fonction de la profondeur de l'excavation  $H$  pour différents types de sol et systèmes de soutènement. On remarque que les parois moulées butonnées ou réalisées avec la méthode Top-down (similaire aux gares du Grand Paris Express) présentent un déplacement de moins de 0,25 % de la profondeur d'excavation pour les sols sableux et moins de 0,5 % pour les argiles raides et les sols stratifiés. La base de données de Long (2001) regroupe 171 cas historiques principalement dans les argiles raides et les terrains sableux. Le déplacement horizontal maximal ne dépasse pas 0,6 % de la profondeur.

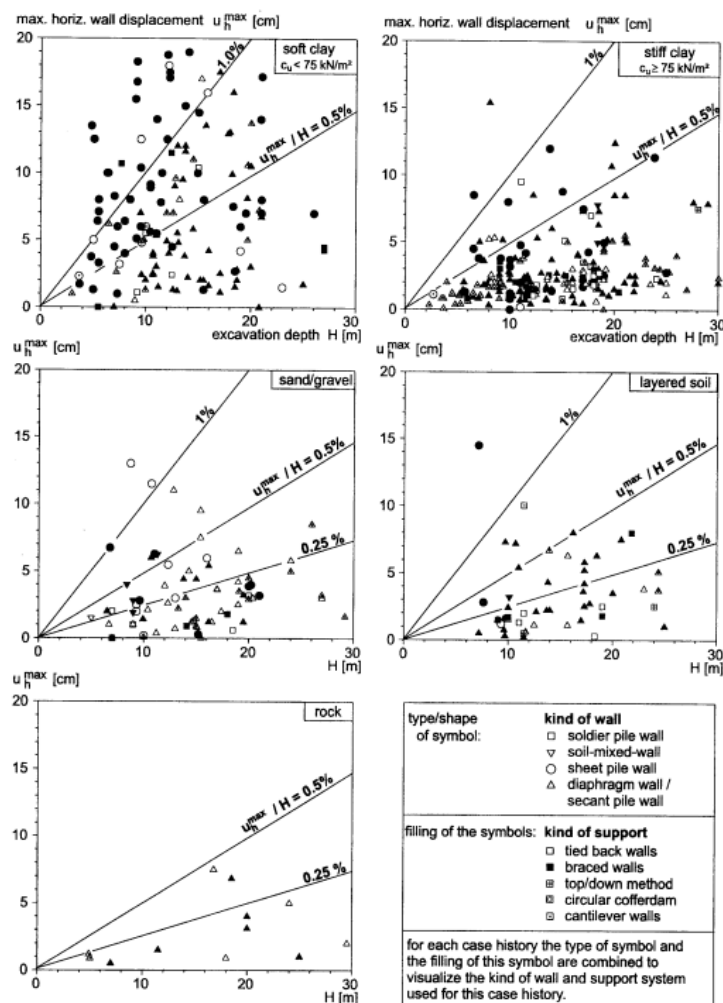


Figure 1-4 : Déflexion maximale de l'écran  $u_h^{\max}$  en fonction de la profondeur de l'excavation  $H$  pour différents types de sol et de systèmes de système de soutènement (Moorman 2004)

Marten (2005) a exploité plusieurs excavations profondes en France principalement soutenues par des parois moulées, elle trouve un déplacement horizontal maximal inférieur à 0,25 % et en dehors des sols argileux de consistance molle un déplacement inférieur à 0,1 % (Figure 1-5).

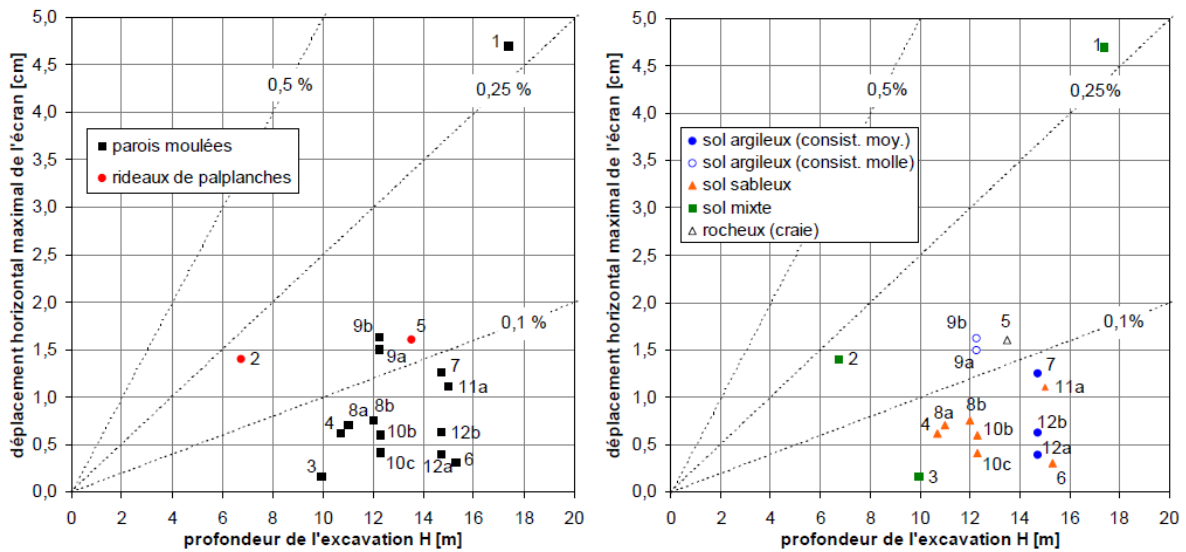


Figure 1-5 : Exploitation des mesures d'excavations profondes en France (Marten 2005)

### 1.2.2 Tassement derrière l'écran

Dans une première approche, le tassement peut être considéré comme lié à la déformée de l'écran par un simple principe de conservation des volumes. Or le comportement élasto-plastique du sol rend cette relation loin d'être évidente. L'enjeu des modélisations numériques est d'obtenir dans un même modèle une prévision de la déformée et du tassement coïncidant conjointement avec les observations.

Peck (1969) synthétise un grand nombre d'observations des tassements au droit d'excavations dans différents types de sol et présente dans un diagramme l'amplitude de ces tassements en fonction de la distance à l'excavation (Figure 1-6). Pour un sol constitué d'argile raide ou de sable cohésif un tassement inférieur à 0,5 % de la profondeur de l'excavation est observé.

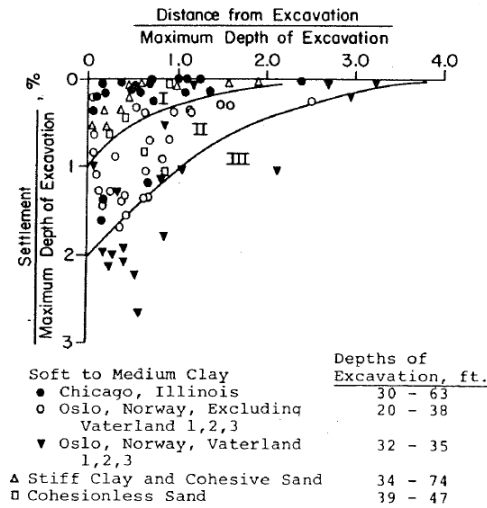


Figure 1-6 : Tassement derrière l'écran, Zone I: sable, argile ferme à raide, Zone II: argile molle à très molle à une profondeur limitée en dessous du fond de fouille, Zone III: argile molle à très molle à une profondeur illimitée en dessous du fond de fouille (Clough et al. (1990))

Les travaux de Clough et al. (1990) viennent compléter ceux de Peck (1969) et donnent les enveloppes de ces tassements pour différents types de sol (Figure 1-7). Ils constatent que les excavations dans des sols sableux ou des argiles raides donnent lieu à un profil de tassement triangulaire qui s'étend jusqu'à 2 fois la profondeur de l'excavation pour les sols sableux et 3 fois pour les argiles raides (Figure 1-7 (a), Figure 1-7 (b)). Les sols à base d'argile moyennement molle à molle présentent plutôt des profils de tassements trapézoïdaux avec une valeur maximale pouvant s'étendre sur une distance de la paroi de 0,75 fois la profondeur de l'excavation (Figure 1-7 (c)).

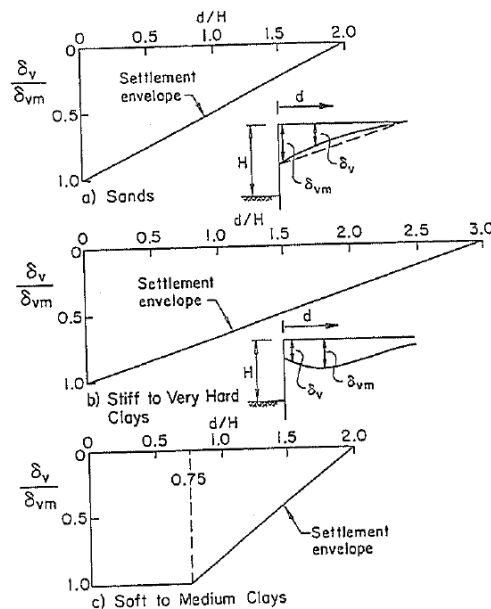


Figure 1-7 : Enveloppe des tassements, (a) sables (b) argile raide à très raide (c) argile moyennement molle à molle (Clough et al. (1990))

En continuité des travaux de Clough et al. (1990), Hsieh et al. (1998) développent une méthode de prévision des tassements du sol adjacent à une excavation en distinguant deux types de profils différents à savoir de type tympan et concave (Figure 1-8).

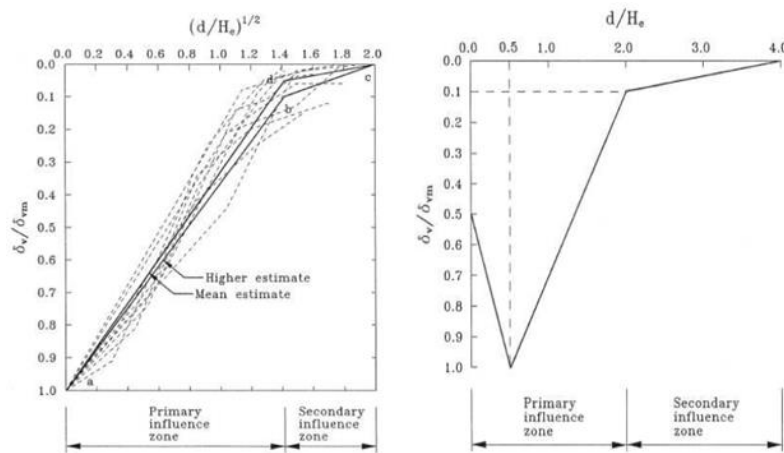


Figure 1-8 : Profil de tassement de type tympan à gauche et de type concave à droite (Hsieh et al. (1998))

A la différence de Clough et al. (1990) qui définissaient leurs différents profils de tassements en fonction du type de sol, Hsieh et al. (1998) s'appuient sur la déformée de l'écran de soutènement pour justifier le choix de l'un ou l'autre de ces deux profils de tassements. A cet effet, les auteurs définissent 3 surfaces à savoir :  $A_{c1}$  l'aire comprise entre la position verticale initiale du soutènement et sa déformée suite à la première passe d'excavation,  $A_s$  : l'aire comprise entre la position verticale initiale du soutènement et sa déformée après la dernière passe d'excavation et  $A_{c2}$  l'aire comprise entre la position verticale initiale du soutènement et la ligne en pointillés de la Figure 1-9.

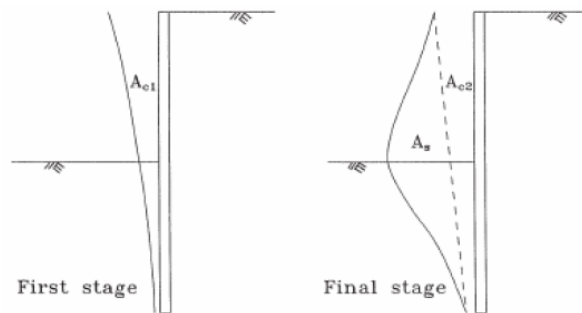


Figure 1-9 : Définition des surfaces  $A_{c1}$ ,  $A_{c2}$  et  $A_s$  à partir de la déflexion du soutènement (Hsieh et al. (1998))

Hsieh et al. (1998) investiguent la grandeur  $A_c = \text{Max}(A_{c1}, A_{c2})$  et remarquent que les tassements de profils concaves sont induits par des excavations ayant une surface  $A_s$  supérieure à  $1,6A_c$  tandis que l'ensemble des autres excavations ont donné lieu à des profils de type tympan (Figure 1-10). Il faut noter que cette méthode a été établie à partir d'observations de cas historiques d'excavation dans des sols principalement cohérents.

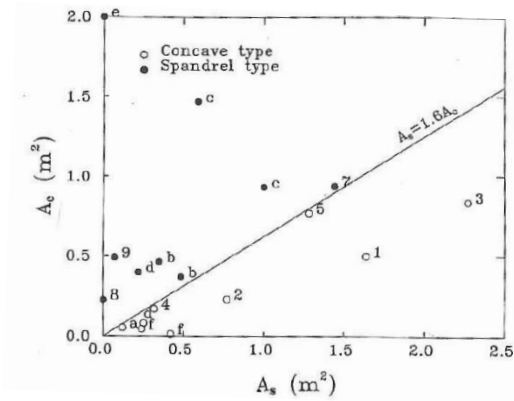


Figure 1-10 : Relation entre les surfaces  $A_c$  et  $A_s$  pour distinguer les deux types de profils de tassement (Hsieh et al. 1998)

Pour mettre en œuvre cette méthode, les auteurs recommandent de calculer la déformée du soutènement à partir d'un code de calcul aux éléments finis, puis d'utiliser le résultat pour évaluer les grandeurs  $A_s$ ,  $A_c$  et le tassement maximal  $\delta_{vm}$ . Ce dernier est estimé à partir de la déflexion maximale du soutènement  $\delta_{hm}$  sachant que  $0,5 < \delta_{vm}/\delta_{hm} < 1$  (Figure 1-11). Enfin, il reste à comparer  $A_s$  et  $1,6A_c$  pour trancher sur le type de profils de tassement prévu (tympan ou concave).

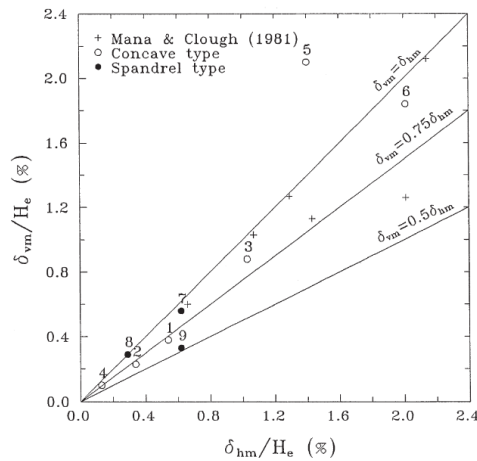


Figure 1-11 : Relation entre  $\delta_{vm}$  et  $\delta_{hm}$  (Hsieh et al. 1998)

Cette méthode a été ultérieurement raffinée en redéfinissant l'étendue de la première zone d'influence des tassements (PIZ, Figure 1-8) en s'appuyant sur la géométrie du mécanisme de rupture général (Ou 2006, Ou et al. 2011).

Etant donné que les fouilles sont de dimensions finies, l'effet des angles sur l'amplitude de la déformée a été discuté par plusieurs auteurs (Ou et al. 1996, Finno et al 2005). Ou et al (1996) a défini un facteur PSR (Plane Strain Ratio) comme étant le déplacement maximal de l'écran issu d'une modélisation 3D rapporté à celui issu d'une modélisation 2D (Figure 1-12). Toutefois, ce facteur a été défini pour des excavations de géométrie régulière (parfaitement rectangulaire), en pratique la multitude d'angles dans le contour de l'écran peut conduire à des facteurs plus faibles.



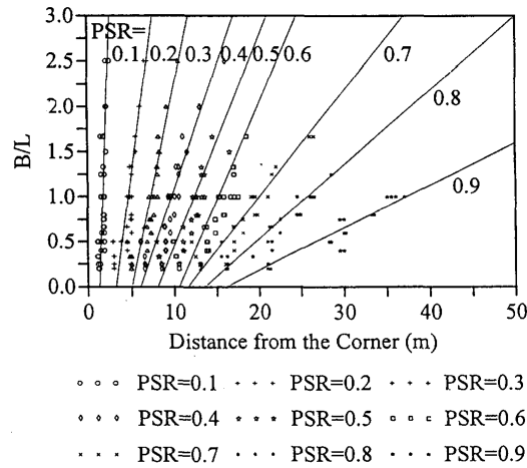


Figure 1-12 : Relation entre le facteur PSR et la géométrie de l'excavation (Ou et al. 1996)

### 1.2.3 Soulèvement du fond de fouille

La mesure du soulèvement du fond de fouille est souvent négligée car elle est considérée comme faible et sans impact (sauf pour le cas particulier de gonflement des argiles sous le radier pour lequel on prévoit un vide sanitaire ou la mise en place d'un matériau compressible). Le tassement et la déformée sont des paramètres plus surveillés car ils peuvent menacer directement la pérennité des bâtiments avoisinants et la structure du soutènement. Le soulèvement du fond de fouille peut être lié au taux de mobilisation de la résistance au cisaillement et représenté par un coefficient de sécurité. Mana et al. (1981) ont fourni un diagramme montrant une corrélation entre le coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement du fond de fouille et le déplacement horizontal maximal de l'écran (Figure 1-13 (a)). L'établissement de ce diagramme est basé sur des cas historiques sélectionnés de plus de 10 m de profondeur soutenus par des rideaux de palplanches en comptabilisant uniquement les déplacements générés par l'excavation. Il a été également validé par des analyses aux éléments finis qui montrent la pertinence du diagramme obtenu (Figure 1-13 (b)). Le coefficient de sécurité est calculé selon la méthode de Terzaghi (1943). Le diagramme de Mana et al. (1981) montre que tant que le coefficient de sécurité reste supérieur à 1,5 les déplacements de l'écran ne dépassent pas 1 % de la profondeur de l'excavation.

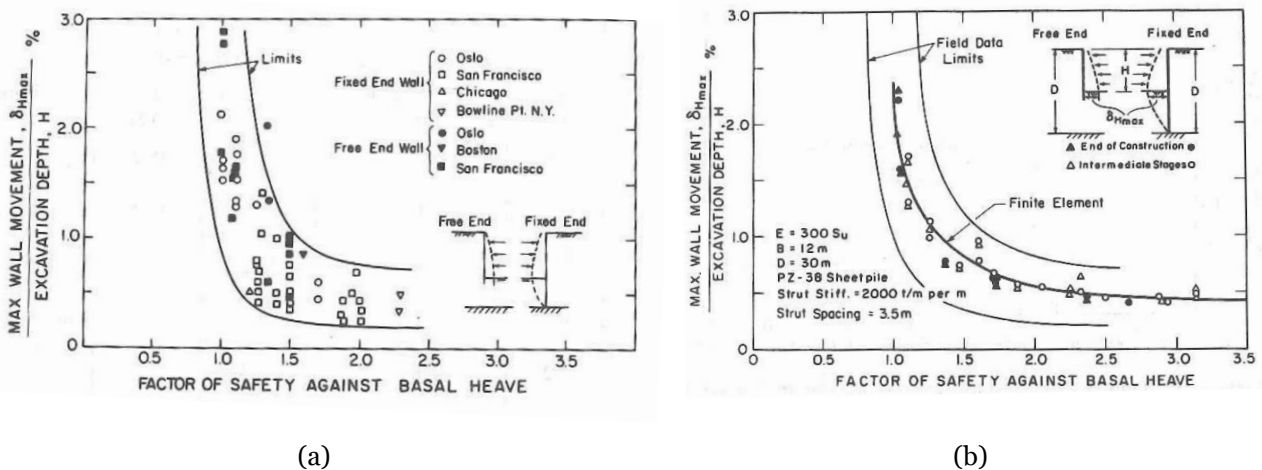


Figure 1-13 : Diagramme d'estimation du déplacement maximal de l'écran en fonction du coefficient de sécurité vis-à-vis du soutènement pour des écrans butonnés dans l'argile (Mana et al. (1981))

### 1.2.4 Chemin de contrainte

L'identification des chemins de contraintes subis par le sol est essentielle pour mieux comprendre le comportement des excavations et déterminer les caractéristiques du sol appropriées à un ouvrage de soutènement pour alimenter la modélisation. En effet, la résistance au cisaillement disponible et la rigidité du sol sont conditionnées par le chemin de contrainte suivi (Gasparre 2005, Jardine et al. 2004). Par conséquent, les essais d'identification des paramètres géotechniques doivent être menés selon ces chemins particuliers.

Le chemin de contrainte s'observe idéalement sur un plan d'invariant de contrainte (premier et deuxième invariant). Cependant certains auteurs investiguent les chemins de contrainte sur un plan de Lambe ( $s'=(\sigma'_1+\sigma'_3)/2$ ,  $t'=(\sigma_1-\sigma_3)/2$ ) ou un plan  $(p',q)$ . D'autres auteurs disposant de mesures in situ d'excavations historiques, investiguent le chemin de contrainte sur un plan de Lambe avec les contraintes horizontales et verticales ( $s'=(\sigma'_v+\sigma'_h)/2$ ,  $t'=(\sigma_v-\sigma_h)/2$ ) étant donné que ce sont les contraintes fournies par les cellules de mesures de pression.

Lambe et al. (1969) avaient déjà reconnu deux types de trajets de contraintes distincts devant et derrière un mur poids (Figure 1-14). En effet, le sol retenu traverse un mode actif de cisaillement semblable à un essai triaxial de cisaillement en compression avec une contrainte verticale fixe et une contrainte horizontale décroissante, tandis que le sol devant le mur subit un mode de cisaillement passif semblable à un essai triaxial en extension avec une contrainte verticale fixe et une contrainte horizontale croissante.

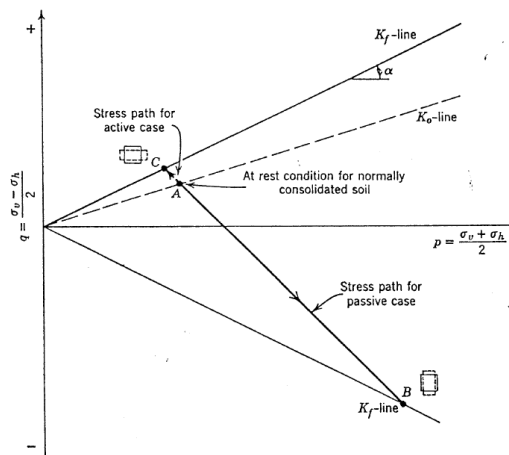


Figure 1-14 : Chemin de contrainte autour d'un mur poids d'après Lambe et al. (1969)

Zhu et Liu (1994) ont identifié numériquement quatre zones différentes en fonction de la variation du rapport des contraintes principales  $\sigma_1/\sigma_3$  (Figure 1-15). L'identification de ces 4 zones a permis à Zhu et Liu d'adapter les essais de sol servant au calage des modèles numériques.

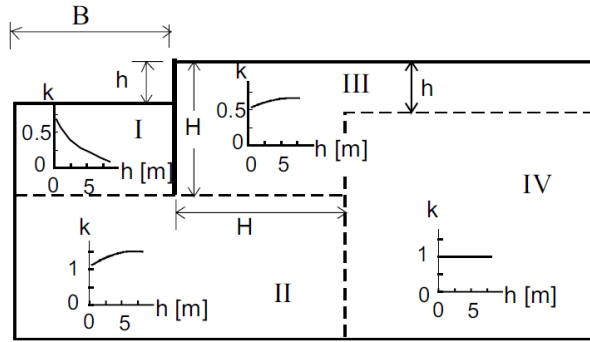


Figure 1-15 : 4 Zones identifiées de chemin de contraintes distinctes  $k = \sigma_1/\sigma_3$  (Delattre 2004)

Ng (1999) a présenté des chemins de contraintes mesurés à partir d'une excavation de 10 m de profondeur dans l'argile raide fissurée de Gault retenue par une paroi moulée. De nombreuses similitudes ont notamment été trouvées avec les essais triaxiaux d'extension et de compression respectivement devant et derrière l'écran réalisés à partir de la même argile. Kempfert et al. (2006) ont mené une analyse numérique des chemins de contrainte d'une excavation théorique, ils remarquent des rotations de contraintes principales proches des éléments d'appuis et du pied du soutènement. Hashash et al. (2002) mettent en évidence clairement la rotation des contraintes principales dans le sol retenu derrière l'écran à cause de la mobilisation du cisaillement, ils visualisent une contrainte horizontale décroissante au départ de l'excavation qui change de sens d'évolution et devient croissante pour les niveaux avancés d'excavation (Figure 1-16). Ils expliquent la cohérence de ces observations avec le développement d'un effet de voûte.

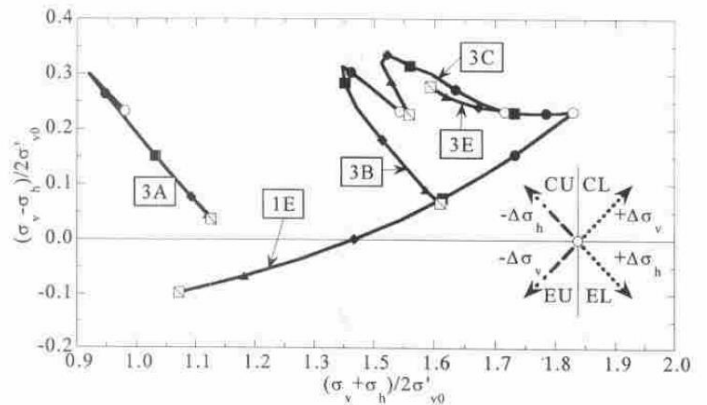
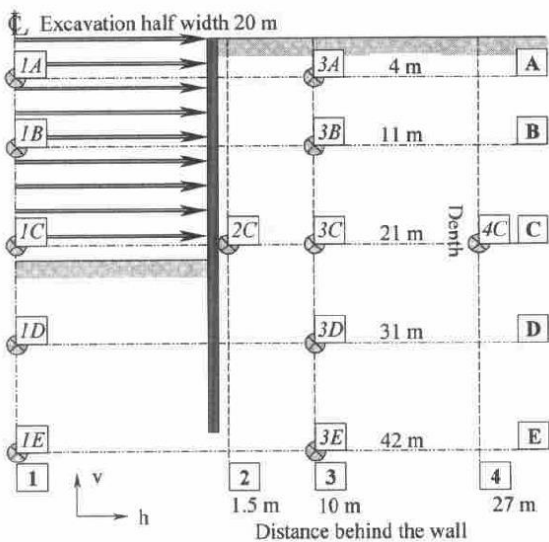


Figure 1-16 : Chemin de contraintes en différents points autour d'une excavation théorique (Hashash et al. 2002)

La conclusion commune, entre les résultats des mesures in situ et des analyses numériques, est la distinction nette entre les chemins de contrainte de part et d'autre de l'écran (diminution de la contrainte horizontale derrière l'écran et diminution de la contrainte verticale devant) et la rotation des contraintes au droit des éléments d'appuis.

La Figure 1-17 synthétise les chemins de contraintes type autour d'une excavation. En effet, lors d'une excavation, le sol derrière l'écran subit une diminution de la contrainte horizontale. Au droit des éléments d'appuis, le sol subit ensuite une rotation des contraintes principales caractérisée par l'augmentation de la contrainte horizontale. Le sol devant l'écran subit au départ une diminution de la contrainte verticale. La mobilisation de la butée conduit ensuite à une augmentation de la contrainte horizontale.

Au vu de ces chemins de contraintes, il est donc judicieux de caractériser le comportement du sol avec des modèles de sol calibrés avec des essais en laboratoire suivants ces chemins spécifiques, notamment des essais triaxiaux en extension.

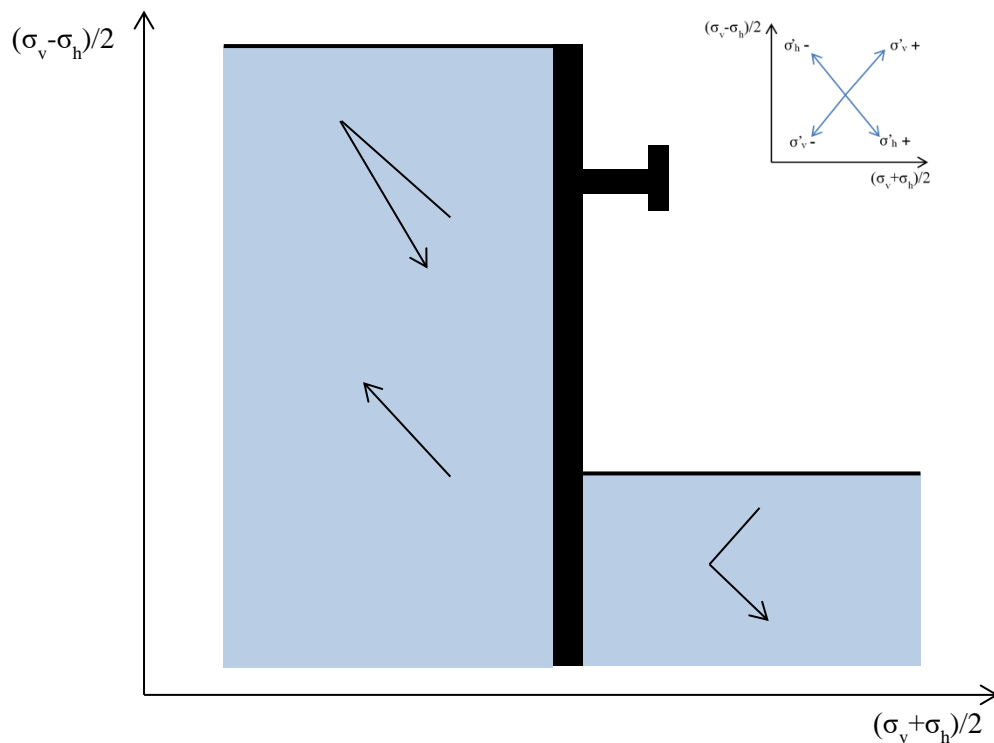


Figure 1-17 : Chemin de contrainte type autour d'un écran de soutènement

### 1.3 Pratiques de dimensionnement des soutènements

Le dimensionnement des soutènements repose sur leur justification vis-à-vis des états limites ultimes ELU et de service ELS. Cette justification se fait suivant plusieurs approches visant à rendre l'occurrence de ces états le plus improbable en appliquant des facteurs de sécurité sur les actions et les résistances. Les ELU sont généralement bien définis compte tenu des mécanismes de rupture identifiés et les ELS sont définis par les exigences du projet (souvent des limitations en déplacement). Le diagnostic de ces deux états repose sur la méthode de modélisation et les paramètres géotechniques à introduire comme entrées de cette méthode. Les différentes pratiques des cadres réglementaires divergent dans le choix des paramètres à utiliser et dans le facteur de sécurité à adopter en fonction de la méthode utilisée. Le présent paragraphe vise à exposer les différences entre plusieurs pratiques de dimensionnement des soutènements en se focalisant sur le cas des fouilles profondes.

### 1.3.1 Pratique de l'Eurocode 7

La norme française d'application de l'Eurocode 7 consacrée au dimensionnement des soutènements est intitulée NF P94-282 Ouvrages de soutènement – Ecrans. Les états limites ultimes concernant les soutènements en termes de structure STR et de géotechnique GEO peuvent être justifiés selon 3 approches récapitulées dans le Tableau 1-1. La pratique française consiste à utiliser l'approche 2. Cependant, l'utilisation de la méthode des coefficients de réaction pour modéliser le soutènement impose une utilisation dérivée de cette approche notée approche 2\* qui consiste à factoriser les effets des actions (moment fléchissant) au lieu des actions directement (pressions des terres sur l'écran) car il est délicat de distinguer entre les pressions des terres agissant comme actions sur le soutènement et celles considérées comme résistance.

Tableau 1-1 : Synthèse des approches de dimensionnement de l'Eurocode

	Approche 1		Approche 2	Approche 3
	Combinaison 1.1	Combinaison 1.2		
Application des facteurs partiels sur:	Les actions	Les paramètres de résistance Les actions variables défavorables	Les actions (pressions des terres) ou effets des actions (moment fléchissant)  Les résistances	Les actions directes sur la structure (STR) Les actions géotechniques variables défavorables (GEO) Les paramètres de résistance
Combinaison (G : action permanent Q : action variable)	1,35 G+1,5 Q	G+1,3 Q (tan(φ'),c')/1,25 Cu/1,4	1,35 G+1,5 Q butée / 1,4	1,35 G+1,5 Q (STR) 1,3 Q (GEO) (tan(φ'),c')/1,25 + Cu/1,4

Chacun des pays membre de l'union européenne a choisi d'adopter l'approche qui s'accorde le mieux avec ses retours d'expérience et ses techniques locales (Figure 1-18). Par exemple, le Royaume Uni a adopté l'approche 1 et Simpson (2007) a défendu la pertinence de cette approche notamment pour l'utilisation de la méthode aux éléments finis. En effet, la divergence du choix entre ces 3 approches provient du choix des méthodes de calculs des soutènements privilégiées par chacune des pratiques. En effet, l'application d'une approche 2 à un calcul aux éléments finis est difficile à gérer voire impossible étant donné que c'est une analyse en milieu continu. En effet, cette dernière ne permet pas d'agir sur les actions appliquées sur l'écran étant donné qu'elles sont des résultats du calcul.



Figure 1-18 : Les approches de l'EC7 utilisées pour chaque pays (Bond et al. 2013)

En plus du choix de l'approche de dimensionnement, l'EC7 recommande de retenir une estimation prudente des valeurs des propriétés du sol nommées « valeurs caractéristiques » tel que le risque de défaillance soit limité à 5 %. Baguelin et al. (2000) présente une méthode pratique pour déterminer ces valeurs caractéristiques en se basant sur les valeurs statistiques des mesures.

Une fois l'approche et les valeurs caractéristiques retenues, la norme d'application française NF P94-282 de l'EC7 stipule principalement la vérification des ELU suivants pour le cas d'une excavation profonde butonnée :

- Stabilité générale

Vérification de la stabilité générale au renversement de l'ensemble de l'écran et du sol à l'arrière.

- Stabilité structurale

Vérification de la stabilité structurale de l'écran et des éléments d'appuis

- Défaut de butée

L'écran devrait être modélisé avec une méthode incluant l'interaction sol structure MISS, la vérification porte sur le rapport entre la butée mobilisable (limite) et la butée mobilisée. Elle vise à

s'assurer que la butée nécessaire à l'équilibre de l'écran garde une marge suffisante par rapport à la butée limite du sol.

- Stabilité de fond de fouille

L'instabilité du fond de fouille est reliée au mécanisme de ruine de type renard solide qui repose sur le dépassement de la capacité portante d'une colonne de sol derrière l'écran. Dans le cas d'une excavation profonde et étroite, la norme considère cette approche pessimiste et recommande de s'orienter vers des approches empiriques ou numériques qui comptabilisent le cisaillement bénéfique se développant en amont de l'écran.

- Equilibre vertical

Cette vérification concerne particulièrement les écrans « porteurs » subissant une descente de charge importante. Elle vise à évaluer la capacité portante du sol au pied de l'écran en prenant en compte la résultante des efforts verticaux et en comptabilisant les composantes verticales des poussées/butées appliquées à l'écran. La méthode de calcul du soutènement devrait permettre de visualiser le cisaillement mobilisé à l'interface sol/écran.

- Stabilité hydraulique

Les écrans concernés par des ruines d'origine hydraulique doivent être justifiés pour des éventuels écoulements d'eau autour de l'écran provoquant la boulangerie suite à une érosion interne (HYD) et le soulèvement du fond de fouille suite à une pression d'eau sous la partie excavée (UPL).

### **1.3.2 Pratique des British Standards (BS8002)**

Le code BS 8002 est applicable aux soutènements d'une hauteur soutenue maximale de 15 m. Le CIRIA C641 affirme qu'en pratique on utilise souvent le CIRIA C580 (ou l'ancien CIRIA R104) pour le dimensionnement des soutènements. Le BS 8002 est réservé généralement aux « petits » écrans.

L'approche adoptée par ce code vise à justifier le dimensionnement du soutènement vis-à-vis des états limites ultime et de service, en appliquant aux paramètres de cisaillement « représentatifs » des facteurs de mobilisation  $M$  qui réduisent le cisaillement développé. La limitation du cisaillement va conduire à limiter également les déplacements.

Pour une analyse en contraintes effectives, l'angle de frottement  $\varphi'_d$  et la cohésion effective  $c'_d$  retenus pour le dimensionnement (indice d pour « design ») sont dérivés des valeurs « représentatives »  $\varphi'$  et  $c'$  en prenant le minimum entre les paramètres représentatifs de résistance à l'état critique et les paramètres représentatifs de résistance au pic divisé par le facteur de mobilisation  $M = 1,2$ . Le BS8002 affirme que cette approche permet de limiter le déplacement de l'écran à 0,5 % de la hauteur soutenue. Le frottement à l'interface sol/écran est constitué seulement de l'angle d'inclinaison, aucune cohésion n'est considérée. La valeur de cet angle retenue pour le dimensionnement est le minimum entre la valeur issue d'un essai de cisaillement à la boîte de grandes dimensions et 75 % de la valeur de l'angle de frottement retenue pour le dimensionnement ( $0,75 \tan(\varphi'_d)$ ).

Pour une analyse en contraintes totales, la cohésion non drainée  $C_{u,d}$  retenue pour le dimensionnement correspond à la valeur « représentative » de cette cohésion divisée par le facteur de mobilisation  $M = 1,5$ . A l'interface, la cohésion considérée correspond à la moitié de la cohésion non drainée de dimensionnement ( $0,5C_{u,d}$ ).

Les diagrammes de pressions des terres utilisés pour le dimensionnement d'un écran à un appui sont prescrits dans le BS8002 (Figure 1-19), le diagramme (a) sert au calcul de l'effort dans l'appui et le diagramme (b) sert au calcul du point de rotation en dessous du fond de fouille. Cela implique l'utilisation des méthodes aux équilibres limites et exclut le recours aux méthodes permettant une redistribution des contraintes.

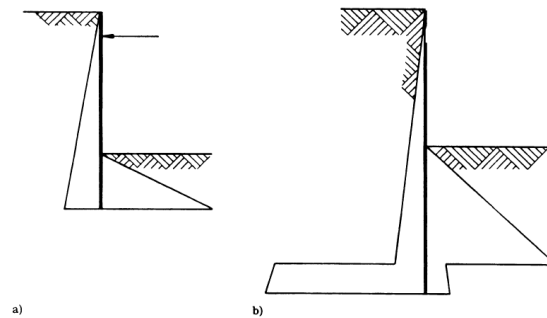


Figure 1-19 : Diagrammes de pressions des terres prescrits par le BS8002

Le BS8002 reconnaît que les écrans butonnés à plusieurs niveaux peuvent induire une redistribution des contraintes impliquant un chargement des éléments d'appui et une réduction des moments fléchissants. Il recommande donc dans ce cas de calculer les efforts dans les appuis à partir des diagrammes empiriques de Terzaghi et Peck (1967).

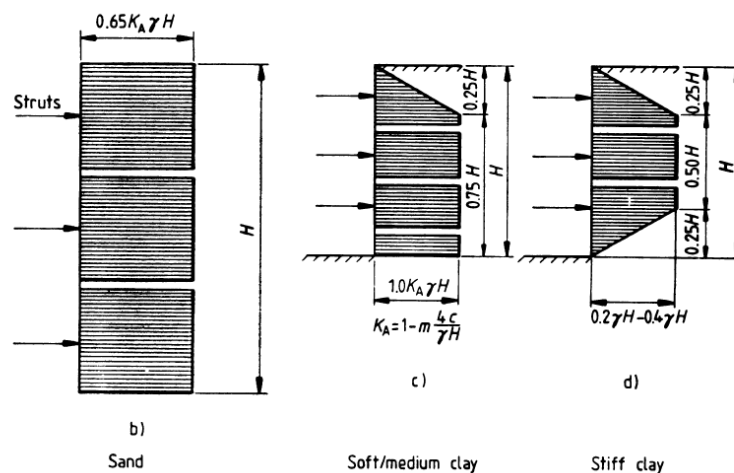


Figure 1-20 : Diagramme de pression active pour les écrans butonnés (BS8002)

L'annexe B du BS8002 présente les méthodes « traditionnelles » des équilibres limites à utiliser pour dimensionner l'écran aux ELU. L'utilisation de ces méthodes est limitée à des écrans en console ou simplement butonnés, cependant il est intéressant de retenir que les facteurs de sécurité sont différents en fonction de la méthode utilisée. La Figure 1-21 présente trois méthodes se basant sur



l'évaluation d'un facteur de sécurité de différentes manières à partir des diagrammes de pressions de poussée/butée limite appliqués sur l'écran.

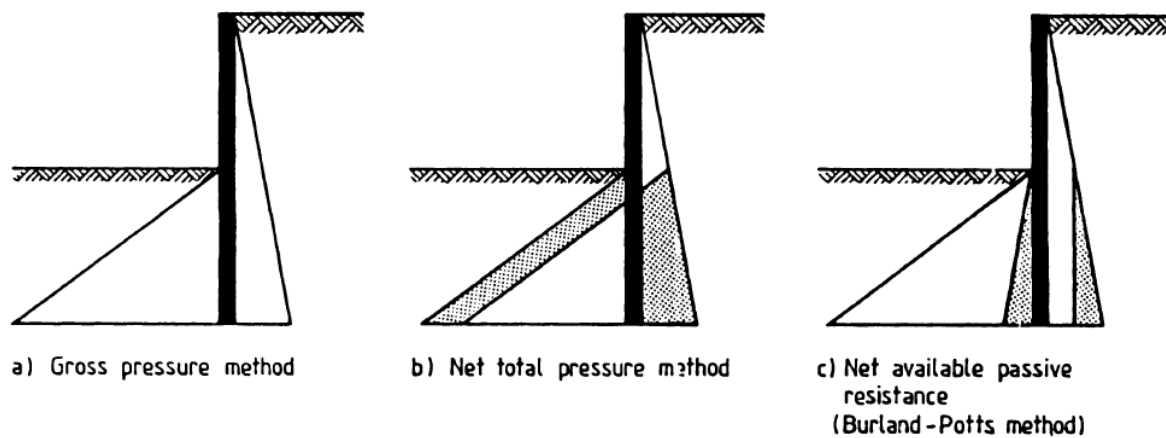


Figure 1-21 : Méthodes traditionnelles d'évaluation du facteur de sécurité (BS8002)

- La méthode de la « pression brute » consiste à appliquer un facteur de sécurité  $F_p$  sur le diagramme brut de butée limite et voir si l'équilibre est toujours maintenu. Les valeurs retenues pour ce facteur dépendent de l'angle de frottement. On recommande une valeur de  $F_p=2,0$  pour  $\varphi' > 30^\circ$ ,  $1,5 < F_p < 2$  pour  $20^\circ < \varphi' < 30^\circ$  et  $F_p=1,5$  pour  $\varphi' < 20^\circ$ . Il s'avère que dans le cas d'un sol non drainé et au-delà d'une certaine profondeur de pénétration de l'écran dans le sol, cette méthode peut aboutir à un facteur  $F_p$  décroissant avec l'augmentation de la fiche, ce qui est aberrant. Toutefois, le BS8002 considère qu'on n'atteint généralement pas ces profondeurs qui présentent ces anomalies.
- La méthode de la « pression nette » consiste à appliquer un facteur de sécurité à l'effort total de la butée nette, c'est-à-dire l'effort calculé en intégrant la différence entre la butée et la poussée en dessous du fond de fouille. Le BS 8002 ne recommande pas de valeur pour le facteur de sécurité mais donne comme référence la norme des palplanches British Steel Piling Handbook (1988) qui recommande une valeur de 2,0. Il est néanmoins important de choisir soigneusement des valeurs conservatives des paramètres.
- La méthode de la « butée nette disponible » a été développée par Burland et al. (1981). Le facteur de sécurité correspond au rapport entre le moment des efforts stabilisants sur le moment des efforts déstabilisants calculé au niveau de l'élément d'appui en considérant un diagramme de pression basé sur l'analogie avec la capacité portante. Cette méthode requiert des facteurs de sécurité différents en fonction de l'angle de frottement du sol.

A ces trois méthodes vient se rajouter la méthode des facteurs de résistance qui consiste à appliquer des facteurs partiels  $F_R$  directement aux paramètres de cisaillement et évaluer l'état d'équilibre limite ultime.

Une comparaison entre ces 4 méthodes faites par Burland et al. (1981) montre que la méthode de la « butée nette disponible » est celle qui donne des facteurs de sécurité les plus proches de ceux de la méthode du facteur de sécurité appliquée sur les paramètres de cisaillement  $F_r$ .

Dans le même sens, le CIRIA Report 104 présente les différents facteurs de sécurité à retenir en fonction de la méthode utilisée (Tableau 1-2) et en fonction de l'angle de frottement du sol.

Tableau 1-2 : Facteurs de sécurité recommandés pour les écrans dans les argiles raides (CIRIA Report 104)

Method		Design Approach A		Design Approach B	
		Recommended range for moderately conservative parameters ( $c'$ , $\phi'$ , or $s_u$ )		Recommended minimum values for worst credible parameters ( $c' = 0$ , $\phi'$ )	
		Temporary works	Permanent works	Temporary works	Permanent works
1. Factor on embedment $F_d$	Effective stress	1.1–1.2 (usually 1.2)	1.2–1.6 (usually 1.5)	Not recommended	1.2
	Total stress*	2.0	–	–	–
2. Strength factor method $F_s$	Effective stress	1.1–1.2 (usually 1.2 except for $\phi' > 30^\circ$ when lower value may be used)	1.2–1.5 (usually 1.5 except for $\phi' > 30^\circ$ when lower value may be used)	1.0	1.2
	Total stress*	1.5	–	–	–
3. Factor on moments: CP2 method $F_p$	Effective stress	1.2–1.5	1.5–2.0	1.0	1.2–1.5
	$\phi' \geq 30^\circ$	1.5	2.0	1.0	1.5
	$\phi' = 20\text{--}30^\circ$	1.2–1.5	1.5–2.0	1.0	1.2–1.5
	$\phi' \leq 20^\circ$	1.2	1.5	1.0	1.2
	Total stress*	2.0	–	–	–
4. Factor on moments: Burland-Potts method $F_r$	Effective stress	1.3–1.5 (usually 1.5)	1.5–2.0 (usually 2.0)	1.0	1.5
	Total stress*	2.0	–	–	–

\* Total stress factors are speculative, and they should be treated with caution.

Le BS8002 évoque pour l'argile l'utilité de mesurer la cohésion non drainée à l'essai triaxial en compression et extension. Il confirme que l'usage repose sur la valeur en compression correspondant bien aux conditions de poussée active, cependant l'utilisation de la valeur en extension s'avère pertinente pour le côté butée. La valeur de l'angle de frottement critique pour les argiles est donnée dans le Tableau 1-3 en fonction de l'indice de plasticité, au cas où les essais au laboratoire ne permettent pas de l'identifier proprement notamment pour les argiles surconsolidées.

Tableau 1-3 : Valeur de l'angle de frottement critique pour les argiles (BS8002)

Plasticity index %	$\psi'_{crit}$ (degrees)
15	30
30	25
50	20
80	15

### 1.3.3 Pratique du CIRIA C580 (ou C760)

Le rapport CIRIA C580 constitue la synthèse du projet de recherche CIRIA 629. Il constitue une référence pour la norme BS8002 et un guide reconnu au Royaume-Uni pour le dimensionnement des écrans de soutènement. L'intérêt de ce document réside dans le fait qu'il se base sur les conclusions et recommandations issues de la synthèse d'un ensemble de retours d'expérience de fouilles principalement dans des argiles surconsolidées (argile de Londres et de Gault entre autres) et des modélisations aux éléments finis. D'après le CIRIA C641, le dimensionnement des soutènements au Royaume-Uni se fait principalement à partir de CIRIA C580 alors que la norme BS8002 ne concerne que les « petits » écrans ne dépassant pas une hauteur soutenue de 15 m. Une nouvelle version de ce document est sortie en 2017 notée C760 afin d'intégrer les roches et sols mous et pour être compatible avec les Eurocodes.

Le CIRIA C580 préconise 3 approches de dimensionnement des soutènements basées sur l'application d'un facteur de sécurité directement sur les paramètres de sol car il considère que l'incertitude est concentrée dans le choix des propriétés du sol à retenir à l'issue des campagnes de reconnaissances géotechniques.

- L'approche A "Modérément conservatrice" (Moderately conservative) : Cette approche consiste à estimer avec précaution la valeur du paramètre liée à l'occurrence de l'état limite. C'est-à-dire la résistance disponible quand l'écran est sur le point de se rompre. Cette valeur est équivalente aux valeurs « représentatives » dans le BS8002 et aux valeurs « caractéristiques » dans l'EC7. Dans une analyse en contraintes effectives, un facteur de réduction de 1,2 est appliqué à  $\tan(\varphi')$  et  $c'$ , l'angle de frottement de l'interface sol/écran doit être inférieur à 67 % de l'angle critique du sol adjacent pour une interface lisse et inférieur à 100 % pour une interface rugueuse. La cohésion à l'interface est prise nulle. Dans une analyse en contraintes totales, un facteur de réduction de 1,5 est appliqué à la cohésion non drainée et le cisaillement à l'interface est limité à 50 % de cette cohésion dans l'argile raide.
- L'approche B "Crédible la plus défavorable" (Worst credible) : cette approche consiste à retenir la valeur crédible la plus défavorable qui correspond au fractile 0,1 % (Figure 1-22). Aucun facteur n'est appliqué à l'angle de frottement ni à la cohésion effective ou non drainée. La gestion de l'interface sol/écran est identique à l'approche A. CIRIA C580 affirme que cette approche est inappropriée aux calculs ELS.
- L'approche C "Le plus probable" (Most probable) : cette approche consiste à retenir les valeurs ayant 50 % de chance d'être dépassées. On recommande d'utiliser cette approche uniquement accompagnée d'une méthode observationnelle et en parallèle avec l'approche B. Les facteurs de réduction appliqués à la résistance effective et non drainée sont similaires à ceux de l'approche A ainsi que la gestion de l'interface sol/écran.

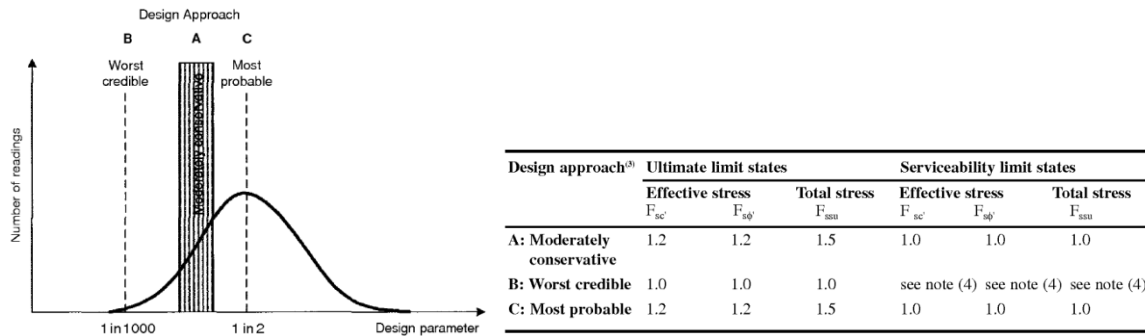


Figure 1-22 : Paramètres retenus dans les approches de dimensionnement et facteurs de sécurité dans CIRIA C580

Il est intéressant de constater que dans ces différentes approches l'application des facteurs de réduction est justifiée par la confiance accordée aux paramètres. Le CIRIA C760 remplace ces trois approches par l'approche 1 de l'Eurocode 7 qui est l'approche choisie dans l'annexe nationale au Royaume-Uni (UK NA) et qualifie les paramètres de sol choisis de « valeurs caractéristiques ».

Le CIRIA C580 met l'accent sur l'importance du choix d'une méthode de modélisation adaptée au type de soutènement, car les états limites les plus défavorables peuvent être occultés par l'usage d'une méthode inappropriée. En effet, on propose d'utiliser un simple calcul aux équilibres limites pour dimensionner les écrans en console. En revanche, pour les écrans soutenus par des éléments d'appuis un calcul intégrant l'interaction sol structure est fortement recommandé car il prend en compte la redistribution des contraintes derrière l'écran, ce qui implique un report des charges dans les éléments d'appuis. L'effort repris par ces derniers s'avère être beaucoup plus important que celui issu d'un calcul aux équilibres limites. Toutefois, si ce dernier est utilisé, le CIRIA C580 recommande de multiplier l'effort issu d'un tel calcul par 1,85 à l'ELS. La version actualisée du CIRIA C760 fait usage du principe de coefficient de modèle  $\gamma_{sa}$  introduit dans l'Eurocode 7 pour couvrir les incertitudes liées à la méthode de modélisation utilisée. Ce coefficient est pris égal à 1,0 si l'effort est issu d'un calcul numérique aux éléments (ou différences) fini(e)s ou pseudo-éléments finis prenant en compte la redistribution des contraintes, il est égal à 1,15 si l'effort est issu d'un calcul aux équilibres limites et augmenté à 1,3 si le soutènement comporte un seul appui. L'effet de la température sur les appuis est pris en compte comme une action additionnelle variable  $Q_{k,temp}$  en fonction de la variation de température, du coefficient de dilatation thermique  $\alpha = 1,2 \cdot 10^{-5}$ , du module de l'acier E et de la section A de l'appui, auquel se rajoute un coefficient  $\beta$  nommé degré de restriction de l'appui (degree of restraint of the prop) il est égal à 0 si l'appui est libre de se dilater à ses extrémités et il est égale à 100 % si ses extrémités sont fixes. A partir de retours d'expérience, le CIRIA C760 recommande de prendre une valeur de 50 % pour les écrans rigides dans des sols rigides et une valeur de 30 % pour les écrans souples dans des sols rigides.

$$Q_{k,temp} = \alpha \cdot \Delta T \cdot E \cdot A \cdot \frac{\beta}{100}$$

L'annexe 10 de CIRIA C580 et l'annexe 4.8 du CIRIA C760 présentent la synthèse de la comparaison entre plusieurs méthodes de modélisation : méthode aux équilibres limites, méthode des coefficients

de réaction, méthode hybride et les méthodes des éléments (ou différences) fini(e)s. Quand peu de redistribution des contraintes a lieu notamment dans les écrans en console, les méthodes aux équilibres limites et d'interaction sol/structure donnent des résultats similaires en termes de fiche de l'écran et de moments fléchissants. En revanche, les écrans butonnés sont connus par l'occurrence de la redistribution des contraintes, un dimensionnement aux équilibres limites donne des fiches plus longues, des moments plus importants et des efforts dans les appuis considérablement sous-estimés comparés aux méthodes d'interaction sol structure.

Pour déterminer la fiche des écrans soutenus par plusieurs niveaux d'appuis, le CIRIA C580 propose la méthode aux équilibres limites de Phillips et al. (1993) qui consiste à analyser l'équilibre des efforts et moment de la partie inférieure de l'écran en dessous du dernier niveau d'appui. Cette méthode suppose cependant la connaissance du moment et de l'effort au dernier niveau (Figure 1-23). Le CIRIA C760 propose d'utiliser cette méthode pour une vérification additionnelle mais ne la recommande pas pour le dimensionnement.

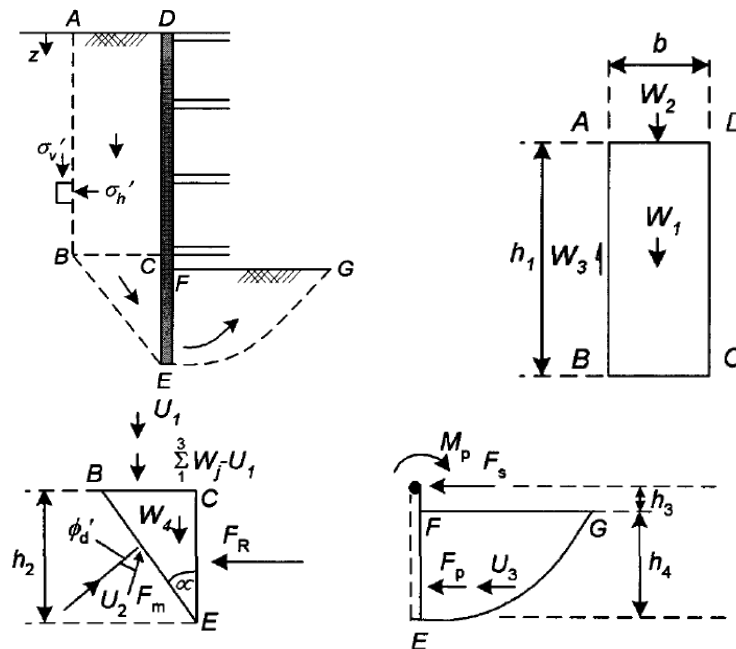


Figure 1-23 : Méthode de Phillips et al. (1993) pour la stabilité des écrans butonnés (CIRIA C580)

Dans cette méthode, il est intéressant de noter que l'expression de la contrainte horizontale utilisée pour le calcul du cisaillement de la face AB utilise la formule de Krynine (1945) et non pas la formule classique de Rankine. Cela est dû au fait qu'on distingue sur le cercle de Mohr les contraintes principales et les contraintes verticales et horizontales comme indiqué sur le schéma de la Figure 1-24. En effet, le rapport entre les contraintes principales nous donne les coefficients de Rankine alors que le rapport entre les contraintes horizontales et verticales nous donne l'expression de Krynine.

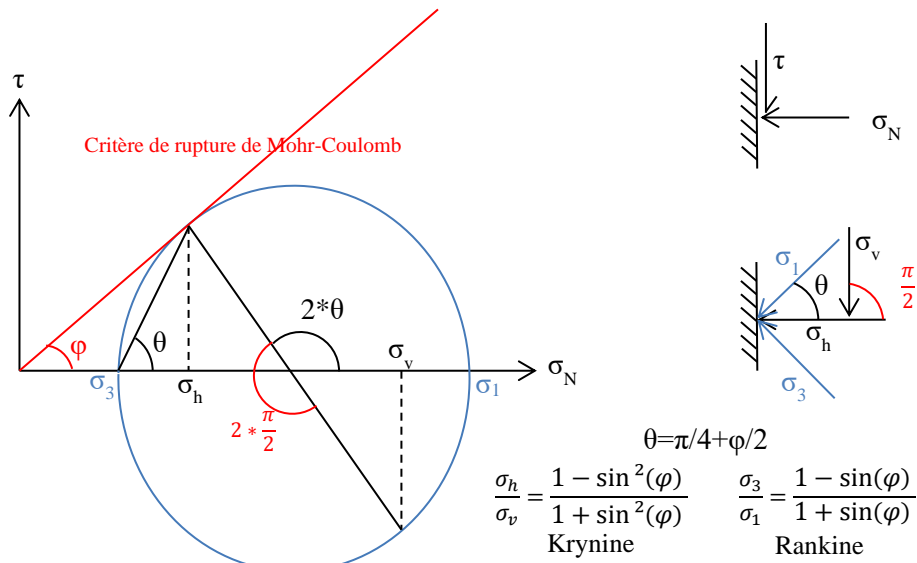


Figure 1-24 : Définition des contraintes verticale et horizontale par rapport aux contraintes principales

Pour le dimensionnement des éléments d'appuis provisoires, le CIRIA C580 présente la méthode empirique DPL (Distributed Prop Load CIRIA C517) qui s'appuie sur des diagrammes de contraintes horizontales selon le type de sol. Ils ont été conçus à partir de la synthèse de plus de 80 fouilles instrumentées allant jusqu'à 27m de profondeur (Twine et al. 1999). Le principe de la méthode est présenté dans la Figure 1-25. L'utilisation de ces diagrammes nécessite néanmoins une vérification de la compatibilité du projet (sol et rigidité de l'écran) avec les fouilles répertoriées par cette méthode.

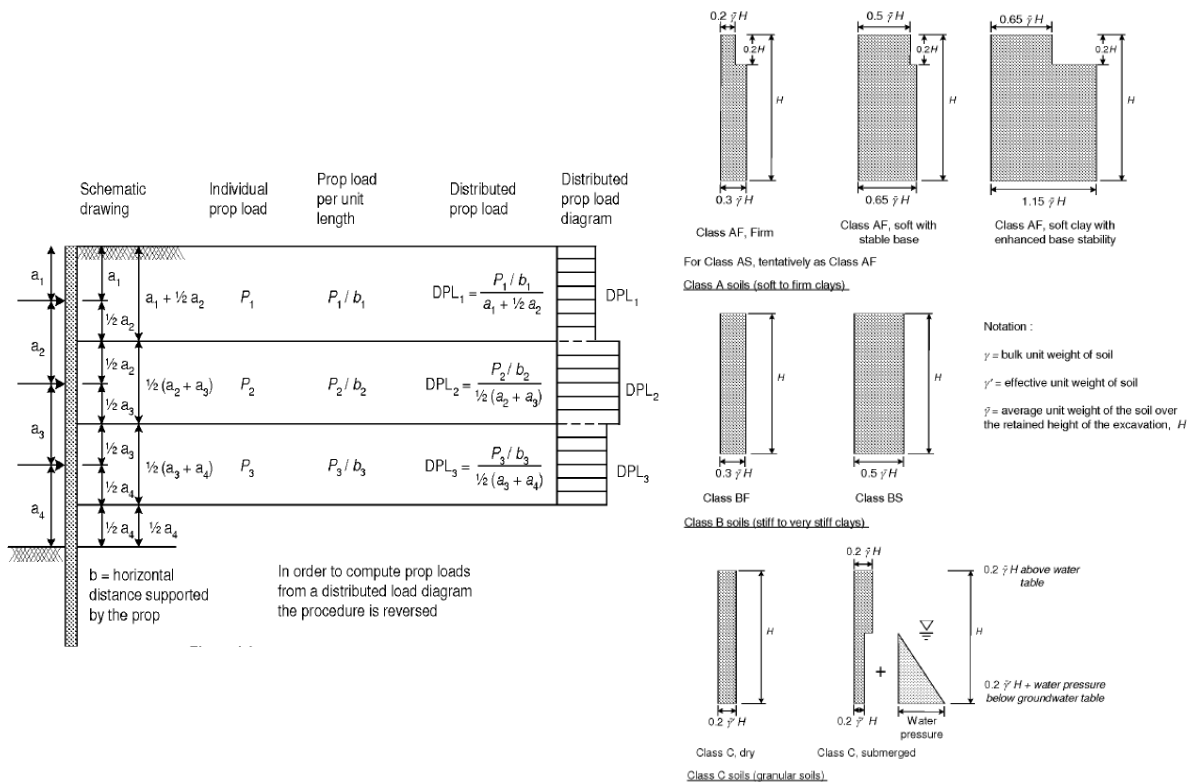


Figure 1-25 : Méthode empirique de détermination des efforts dans les appuis (Distributed prop load method)

Un ensemble de recommandations et de résultats intéressants évoqués dans le rapport CIRIA C580 sont récapitulés dans les points suivants :

- Pour un sol surconsolidé la détermination de l'angle de frottement au pic est plus facile que l'angle de frottement critique. Il s'avère que pour plusieurs types de sol, les grandes déformations s'amorcent à partir de 80 % du pic de résistance.
- Les conditions non drainées peuvent être considérées à court terme si la perméabilité est inférieure à  $10^{-8}$  m/s d'après le BS 8002, sinon un dimensionnement avec des conditions drainées est adopté.
- La valeur du coefficient des terres au repos  $K_0$  utilisée dans les calculs doit tenir compte de l'effet de l'installation de l'écran, on recommande une valeur de 1,0 pour les sols surconsolidés (c'est une valeur réduite par rapport aux valeurs proches du coefficient de butée mesurées en surface pour l'Argile de Londres). En fait, l'installation de l'écran qui nécessite le creusement d'une tranchée implique une réduction de la valeur du  $K_0$ , cette réduction peut être de l'ordre de 20 % pour les parois moulées et de 10 % pour les pieux sécants.
- L'évolution des contraintes verticales, horizontales et pressions interstitielles durant l'excavation pour quatre points sont présentés dans la Figure 1-26. Il est intéressant de voir que ce sont des chemins d'extension qui sont mobilisés côté fouille et des chemins de compression côté sol.

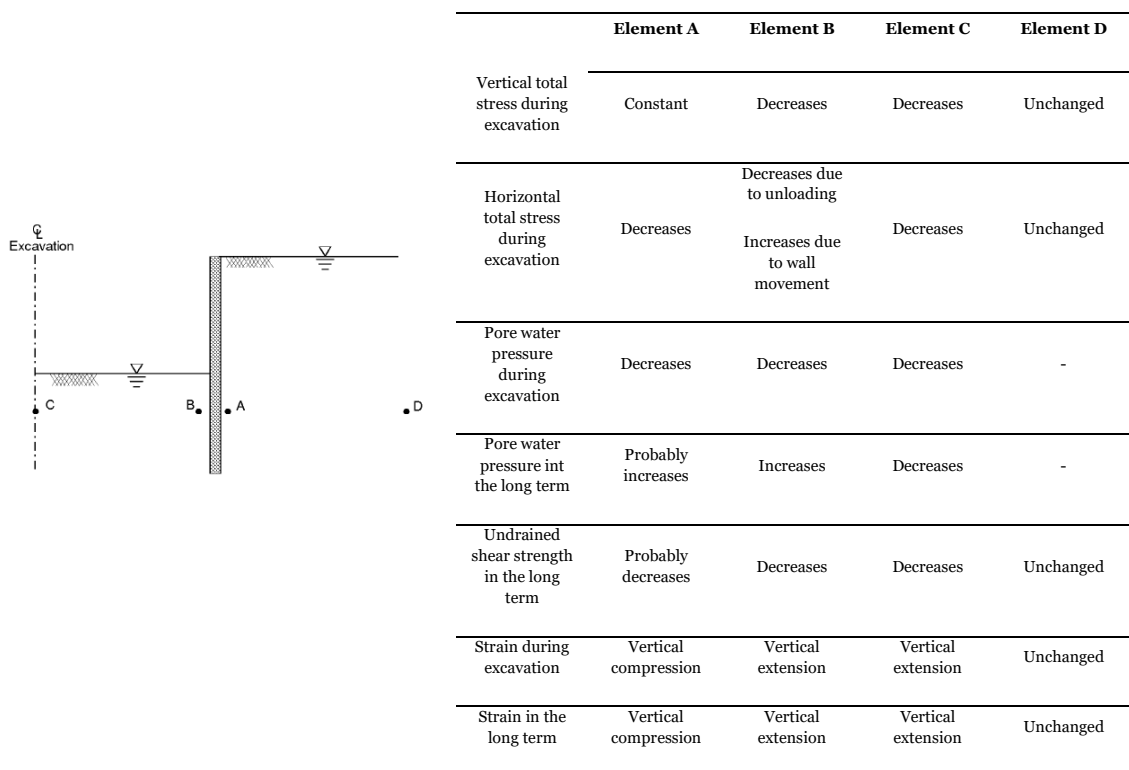


Figure 1-26 : Chemins de contraintes à proximité d'une excavation retenue par une paroi moulée (CIRIA C580)

- Pour les écrans de soutènement, la gamme de déformation observée varie entre  $10^{-4}$  et  $10^{-3}$ .

- Dans le cas de deux écrans face à face ayant une fiche plus importante que la demi distance entre les deux, des analyses numériques ont montré que la butée mobilisable est plus importante. L'amplification de cette butée est décrite dans la Figure 1-27 en fonction de la géométrie des écrans, elle est d'autant plus importante que l'angle de frottement du sol est important.

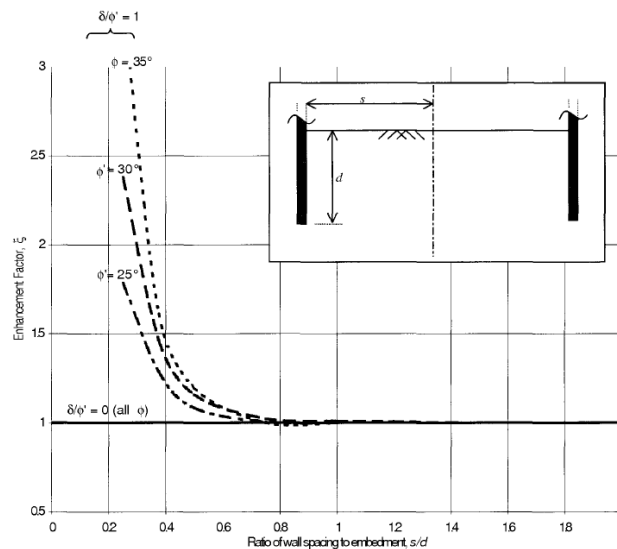


Figure 1-27: Facteur d'amplification de la butée mobilisable en fonction de la géométrie de l'écran (CIRIA C580)

- Une vérification à l'ELU supplémentaire prévoyant une surexcavation de 0,5 m ou 10 % de la hauteur soutenue depuis le fond de fouille jusqu'au niveau de l'appui le plus bas est nécessaire.
- Dans le cas de conditions non drainées, le profil de cohésion non drainée en dessous du fond de fouille doit prendre en compte les perturbations et dissipations de surpression au niveau du fond de fouille. Il est ainsi recommandé de considérer une cohésion non drainée nulle au fond de fouille et une augmentation jusqu'à sa valeur initiale à une profondeur qui correspond à 0,5 m.
- L'effet de la prise en compte du frottement à l'interface sol/écran s'avère être bénéfique dans la configuration classique où le sol derrière l'écran tasse par rapport à l'écran et diminue donc la poussée. Le sol côté fouille se soulève par rapport à l'écran et augmente donc la butée. Cependant, un écran porteur fortement chargé peut entraîner un tassement de ce dernier par rapport au sol des deux côtés, on obtiendra alors une poussée plus importante d'où l'intérêt de prendre en compte le frottement à l'interface dans la modélisation. En revanche, on obtiendra également une butée plus importante pour le sol retenu quand l'écran bouge vers le sol. C'est notamment le cas de la zone juste au-dessus des éléments d'appuis et la zone en contre butée en dessous du point fixe d'un écran en console. Dans le cas particulier d'un écran fortement chargé verticalement, notamment dans la dernière phase d'excavation, le CIRIA C580 recommande de considérer un frottement et cohésion nuls à l'interface pour la portion de l'écran au-dessus du niveau de fond de fouille, de garder les limitations de l'angle de frottement (à 67 % pour les écrans lisses et 100 % pour les écrans rugueux) et une cohésion nulle à l'interface sol/écran en dessous du fond de fouille.



- Le CIRIA C580 défend l'usage des facteurs partiels appliqués directement sur les paramètres de résistance car l'impact du facteur sur une grandeur ultérieure dans le calcul est difficilement cernable et fortement disproportionné notamment pour les modèles non-linéaires. Les facteurs doivent être appliqués aux principales incertitudes à savoir les paramètres d'entrée et doivent être en nombre faible pour éviter des confusions.
- La contrainte verticale est difficile à estimer au droit de l'écran à cause de la mobilisation du frottement à l'interface sol/écran

Le CIRIA C760 actualise la base de données des tassements derrière un écran, déjà présentée dans le CIRIA C580, pour alimenter le chapitre consacré à l'évaluation des tassements par des méthodes empiriques. Il est intéressant de noter que les tassements induits par la construction de l'écran (creusement de parois moulées ou pieux forés) et les tassements dus à l'excavation de la fouille sont distingués. Les Tableau 1-4 et Tableau 1-5 présentent l'amplitude de ces tassements et leur distance par rapport à l'écran ainsi que les mouvements horizontaux. Pour un rapport entre la hauteur excavée H et la longueur de l'écran L de  $H/L=2/3$ , on remarque que le rapport entre les tassements induits par le creusement d'une paroi plane et les tassements induits par l'excavation à l'abri d'un soutènement rigide est de  $0,05\%L/0,1\%H = 75\%$ . En d'autres termes, le creusement d'une paroi moulée épaisse peut engendrer jusqu'à 75% des tassements attendus pendant l'excavation de la fouille. Ce résultat peut paraître surprenant étant donné que la phase de réalisation de l'écran est souvent négligée dans les calculs de dimensionnement, d'où l'importance de la prendre en compte notamment à proximité d'ouvrages vulnérables aux tassements.

Tableau 1-4 : Déplacements dus à la réalisation d'une paroi moulée ou d'une paroi en pieux dans des argiles raides (CIRIA C760)

Wall type	Horizontal movements		Vertical movements	
	Surface movement at wall (per cent of wall depth)	Distance behind wall to negligible movement (multiple of wall depth)	Surface movement at wall (per cent of wall depth)	Distance behind wall to negligible movement (multiple of wall depth)
<i>Bored piles</i>				
Contiguous	0.04	1.5	0.04	2
Secant	0.08	1.5	0.05	2
<i>Diaphragm walls</i>				
Planar	0.05	1.5	0.05	1.5
Counterfort	0.1	1.5	0.05	1.5

Tableau 1-5 : Déplacements dus à l'excavation devant un écran fiché dans des argiles raides (CIRIA C760)

Movement type	High support stiffness (high propped wall, top-down construction)		Low support stiffness (cantilever or low-stiffness temporary props or temporary props installed at low level)	
	Surface movement at wall (per cent of max excavation depth)	Distance behind wall to negligible movement (multiple of max excavation depth)	Surface movement at wall (per cent of max excavation depth)	Distance behind wall to negligible movement (multiple of max excavation depth)
Horizontal	0.15	4	0.4	4
Vertical	0.1	3.5	0.35	3.5

### 1.3.4 Pratique allemande (EAB et DIN)

En Allemagne, la norme en vigueur pour le dimensionnement des soutènements est la norme DIN 1054 (2005) « Verification of the safety of earthworks and foundations » qui fait référence à la norme DIN 4084 (2009) « Calculation of embankment failure and overall stability of retaining structures » et la norme DIN 4085 « Calculation of earth pressure ». En pratique, le dimensionnement des écrans se fait selon une approche semi-empirique en se basant sur les diagrammes de pression poussée/butée limites fournis par la norme DIN 4085. Cependant, dans le cas des écrans rigides et excavations profondes butonnées, les déformations attendues sont suffisamment faibles pour ne pas amorcer la poussée active, une « poussée majorée » est prescrite et son amplitude est d'autant plus importante que le soutènement est rigide. Par exemple, la norme DIN 4085 stipule de retenir pour les écrans plus rigides une poussée égale à 75 % de la poussée des terres initiale et 25 % de la poussée active (deux autres cas existent, moyennement rigide à 50 % des deux poussées et le cas le moins rigide à 25 % et 75 % respectivement). Une fois que la « poussée majorée » est retenue, elle est projetée sur des diagrammes de pression type en fonction des conditions d'appuis et du type de soutènement (Figure 1-28).

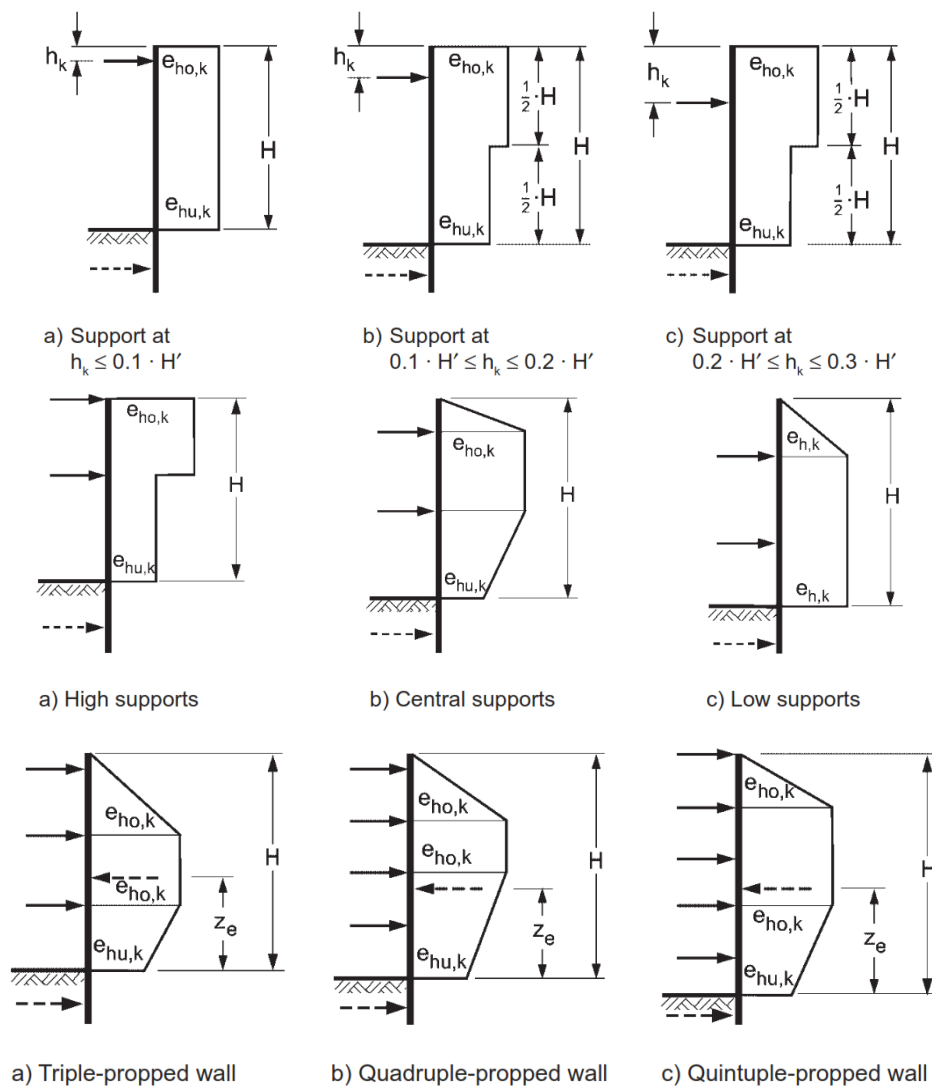


Figure 1-28 : Diagrammes de pressions recommandés pour une paroi moulée (EAB 2008)

Par ailleurs, on demande de se référer aux recommandations des EAB (2008). En complément à cette analyse semi-empirique, ce dernier donne la possibilité de faire intervenir dans l'analyse du soutènement la méthode des coefficients de réaction uniquement dans la partie butée en dessous du fond de fouille (Figure 1-29). Le coefficient de réaction a une variation non linéaire avec un coefficient plus important pour les faibles déplacements (formule de Hettler et al. 2009).

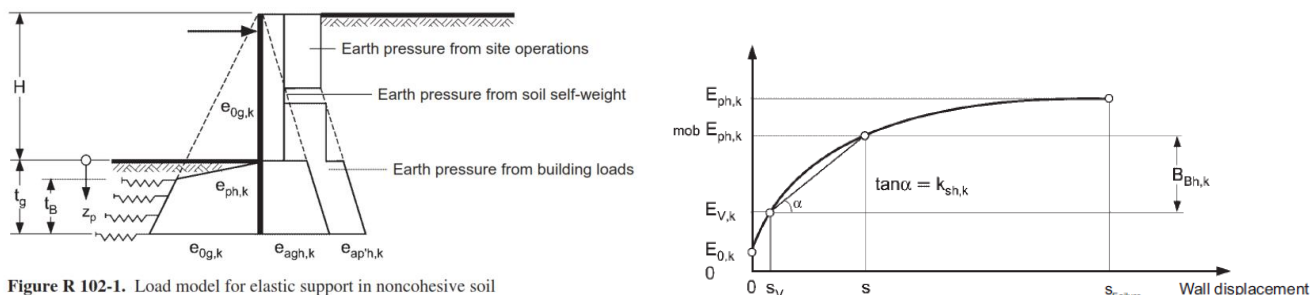


Figure R 102-1. Load model for elastic support in noncohesive soil

Figure 1-29 : Illustration de l'intégration de la méthode des coefficients de réaction dans la partie butée (EAB 2008)

La quatrième édition des recommandations EAB (2008) fournit des éléments de comparaison entre la pratique allemande et l'Eurocode 7. En effet, l'approche de dimensionnement adoptée par la norme DIN 1054 équivaut à l'approche 2 de l'Eurocode 7. Les facteurs partiels sont différents en fonction du cas de charge relatif à la combinaison des actions (Load case) LC1, LC2 ou LC3 et la classe de sécurité (SC). Les Tableau 1-6, Tableau 1-7 et Tableau 1-8 récapitulent les facteurs employés. Il est intéressant de voir que les facteurs partiels s'appliquent directement à la poussée appliquée sur le sol et à la poussée à l'état initial.

Tableau 1-6 : Facteurs de sécurité sur les actions et les contraintes (EAB 2008)

Action or load	Abbreviation	Load case			
		LC 1	LC 2	LC 2/3	LC 3
<b>EQU: Loss of static equilibrium</b>					
Favourable permanent actions	$\gamma_{G,stab}$	(0.95)	0.95	0.95	0.95
Unfavourable permanent actions	$\gamma_{G,dst}$	(1.05)	1.05	1.05	1.00
Seepage force in favourable subsoil	$\gamma_H$	(1.35)	1.30	1.25	1.20
Seepage force in unfavourable subsoil	$\gamma_H$	(1.80)	1.60	1.50	1.35
Changeable actions <sup>1)</sup>	$\gamma_{Q,dst}$	(1.50)	1.30	1.15	1.00
<b>STR: Failure of structures and structural elements</b>					
General permanent loads	$\gamma_G$	(1.35)	1.20	1.10	1.00
– Intermediate stage $E_0 : E_a = 0.25 : 0.75$	$\gamma_G$		1.18	1.09	1.00
– Intermediate stage $E_0 : E_a = 0.50 : 0.50$	$\gamma_G$		1.15	1.08	1.00
– Intermediate stage $E_0 : E_a = 0.75 : 0.25$	$\gamma_G$		1.13	1.06	1.00
Earth pressure at rest	$\gamma_{EOg}$	(1.20)	1.10	1.05	1.00
Changeable loads <sup>1)</sup>	$\gamma_Q$	(1.50)	1.30	1.15	1.00
<b>GEO: Overall stability</b>					
Permanent loads	$\gamma_G$	(1.00)	1.00	1.00	1.00
Changeable loads <sup>1)</sup>	$\gamma_Q$	(1.30)	1.20	1.10	1.00

Tableau 1-7: Facteur de sécurité sur les paramètres de résistance pour une vérification STR (EAB 2008)

Type of resistance	Abbreviation	Load case			
		LC 1	LC 2	LC 2/3	LC 3
<b>Ground resistances</b>					
Passive earth pressure	$\gamma_{Ep}$	(1.40)	1.30	1.25	1.20
Sliding resistance	$\gamma_{Gl}$	(1.10)	1.10	1.10	1.10
<b>Pile resistances</b>					
Compressive pile capacity during load testing	$\gamma_{Pc}$	(1.20)	1.20	1.20	1.20
Tensile pile capacity during load testing	$\gamma_{Pt}$	(1.30)	1.30	1.30	1.30
Compressive and tensile pile resistance based on empirical values	$\gamma_P$	(1.40)	1.40	1.40	1.40
<b>Ground anchor resistances</b>					
Resistance of a steel tendon	$\gamma_m$	(1.15)	1.15	1.15	1.15
Pull-out resistance of the grouted body	$\gamma_A$	(1.10)	1.10	1.10	1.10

Tableau 1-8: Facteur de sécurité sur les paramètres de résistance pour une vérification GEO (EAB 2008)

Type of resistance	Abbreviation	Load case			
		LC 1	LC 2	LC 2/3	LC 3
<b>Shear strength</b>					
Friction coefficient $\tan \phi'$ and $\tan \phi_u$ <sup>1)</sup>	$\gamma_\phi, \gamma_{\phi u}$	(1.25)	1.15	1.13	1.10
Cohesion $c'$ of the drained soil	$\gamma_c$	(1.25)	1.15	1.13	1.10
shear strength $c_u$ of the undrained soil	$\gamma_{cu}$	(1.25)	1.15	1.13	1.10
<b>Pull-out resistances</b>					
Soil and rock nails	$\gamma_N$	(1.40)	1.30	1.25	1.20
Tension anchor piles	$\gamma_Z$	(1.40)	1.30	1.25	1.20
Grouted body of ground anchors	$\gamma_A$	(1.10)	1.10	1.10	1.10

<sup>1)</sup> If  $\phi_u > 0$

L'EAB recommande de mener une étude de stabilité du fond de fouille notamment si le sol a un angle de frottement inférieur à 25°. La méthode adoptée est celle de Terzaghi (1943). Cependant ils précisent que pour les excavations étroites et profondes le cisaillement comptabilisé le long de la colonne de sol  $R_{v,k}$  doit être limité (Figure 1-30).

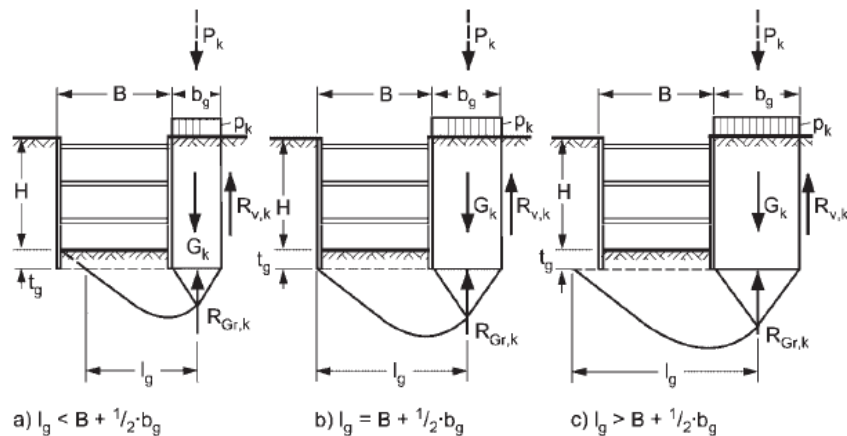


Figure 1-30 : Vérification de la stabilité du fond de fouille (EAB 2008)

## 1.4 Méthodes de modélisation des soutènements

Dans le cadre de la modélisation des soutènements d'excavations profondes réalisées en milieu urbain, l'ingénieur concepteur a besoin de connaître plusieurs informations sur le comportement du soutènement. Il ne peut se contenter uniquement du déplacement et du moment de l'écran, il est nécessaire aussi d'évaluer le tassement du sol à l'arrière, les efforts dans les appuis et vérifier la cohérence de l'ensemble de ses résultats avec une précision à la hauteur des exigences du projet. De plus, il est indispensable de prendre en compte dans la modélisation les spécificités géologiques des différentes couches de sol sollicitées pendant l'excavation (faible perméabilité, surconsolidation, caractéristiques différentes au déchargement) pour prédire le comportement du soutènement. Les outils de modélisations disponibles ont nécessité de nombreux développements pour évoluer et devenir capables de répondre aux exigences, à mesure que la compréhension du comportement des soutènements progresse. D'une part, grâce à la capitalisation sur les retours d'expérience et d'autre part, grâce au développement important des outils de calculs numériques à la fin du 20<sup>ème</sup> siècle. Dans son mémoire de thèse, Delattre (1999) a réalisé une synthèse de l'évolution des méthodes de modélisations de soutènements en expliquant l'avantage de chacune et le cheminement intellectuel de la compréhension de la complexité de l'interaction sol structure. La Figure 1-31 présente brièvement les grands axes de cette évolution regroupée sous forme de 4 branches à savoir 1) les méthodes classiques à la main, 2) la méthode des coefficients de réaction, 3) la méthode des éléments finis et 4) les méthodes empiriques.

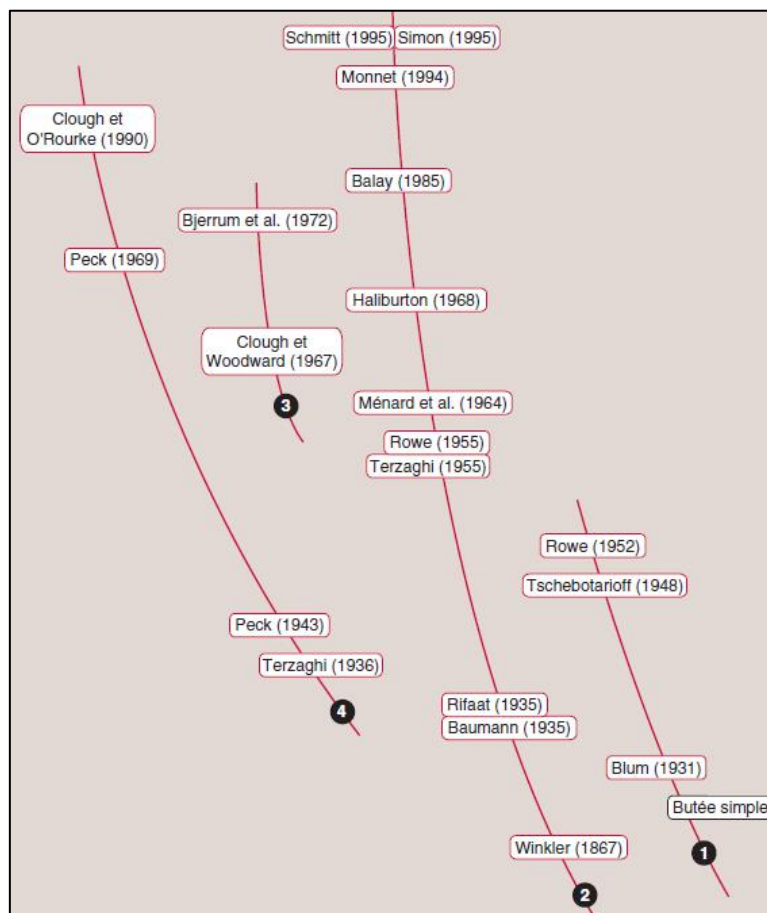


Figure 1-31 : Grands axes et principaux jalons du développement des méthodes de modélisation des écrans de soutènement (Delattre 2001)

Le présent paragraphe vise à présenter les trois principales méthodes couramment utilisées dans la modélisation des soutènements dans le but de discuter la pertinence de chacune et son aptitude à reproduire fidèlement le comportement d'une excavation profonde.

#### 1.4.1 Modèle aux coefficients de réaction (MISS-K)

La méthode des coefficients de réaction trouve son origine dans les travaux de Winkler (1867), elle repose sur l'hypothèse de la proportionnalité en tout point entre la réaction du sol appliquée à une structure et le déplacement de cette dernière. Cette méthode a tout d'abord été utilisée pour les fondations et les radiers, elle a été ensuite introduite pour les soutènements (Rifaat 1935 et Baumann 1935). La Figure 1-32 présente le modèle appliqué au soutènement avec des ressorts élastiques parfaitement plastique plafonnés aux valeurs de la pression limite de poussée et butée. Les valeurs de ces pressions limites sont calculées à partir des coefficients issus des tables classiques de Caquot et Kerisel (1948). Ces dernières sont établies pour un sol en état limite de poussée ou butée sur toute sa hauteur. En revanche l'évaluation du coefficient de réaction  $k_h$  du ressort est loin de former un consensus. La formalisation de cette méthode a donné naissance en France à des logiciels précurseurs notamment Rido (Fages et al. 1971) et Denebola (Balay et al. 1982). Le choix du coefficient de réaction et d'autres paramètres de calcul à savoir le coefficient de décompression  $k_d$  reste un sujet de discussion.

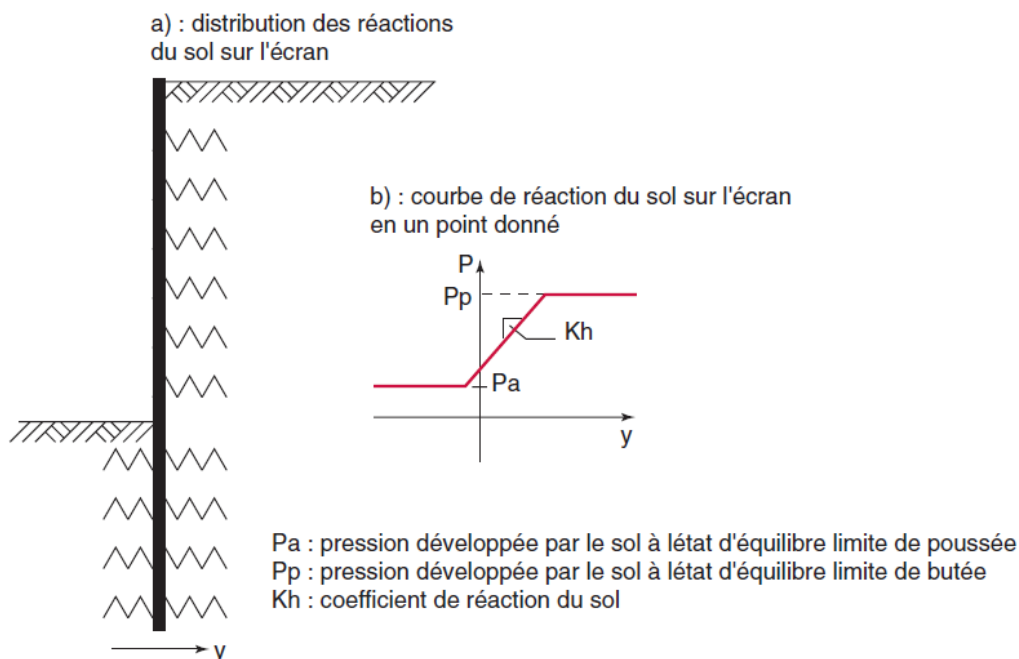


Figure 1-32 : Modèle de l'interaction sol/écran par la méthode des coefficients de réaction (Delattre 2001)

Plusieurs formules ont été proposées pour la détermination du  $k_h$  à partir de différents paramètres. Terzaghi (1955) propose l'évaluation du coefficient de réaction pour des écrans souples à partir d'une approche semi-empirique. Pour le cas d'une argile raide, il distingue la partie supérieure de la fiche qui a une rigidité plus faible étant donné le mouvement de la surface libre et la partie inférieure de la fiche

qui a une rigidité plus grande étant donné son confinement. La Figure 1-33 présente les formules proposées avec  $k_{s1}$  de l'ordre de 50 à 100  $C_u$  pour une argile raide, 100 à 200  $C_u$  pour une argile très raide et au-delà de 200  $C_u$  pour une argile dure. Simon (1995) remarque que ces expressions sont proches des formules de l'élasticité isotrope pour le tassement d'une plaque rectangulaire.

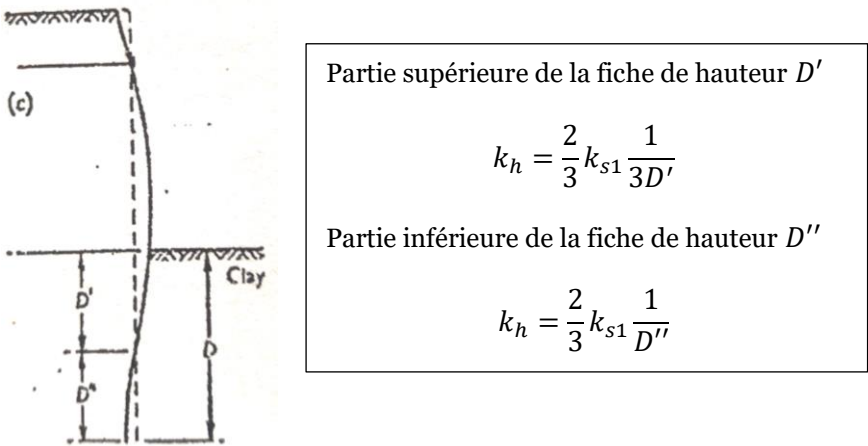


Figure 1-33 : Evaluation du coefficient de réaction selon Terzaghi (1955)

Ménard et al. (1964,1968) propose une formule à partir du module pressiométrique  $E_M$ , du coefficient rhéologique  $\alpha$  et d'un paramètre  $a$  correspondant à la hauteur sur laquelle le sol est sollicité en butée par l'ouvrage. Cette valeur est évaluée forfaitairement aux 2/3 de la fiche du rideau.

$$k_h = \frac{E_M}{\frac{\alpha \cdot a}{2} + 0.13(9 \cdot a)^\alpha}$$

Balay (1985) complète cette formule en reliant le paramètre  $a$  au phasage du terrassement (Figure 1-34).

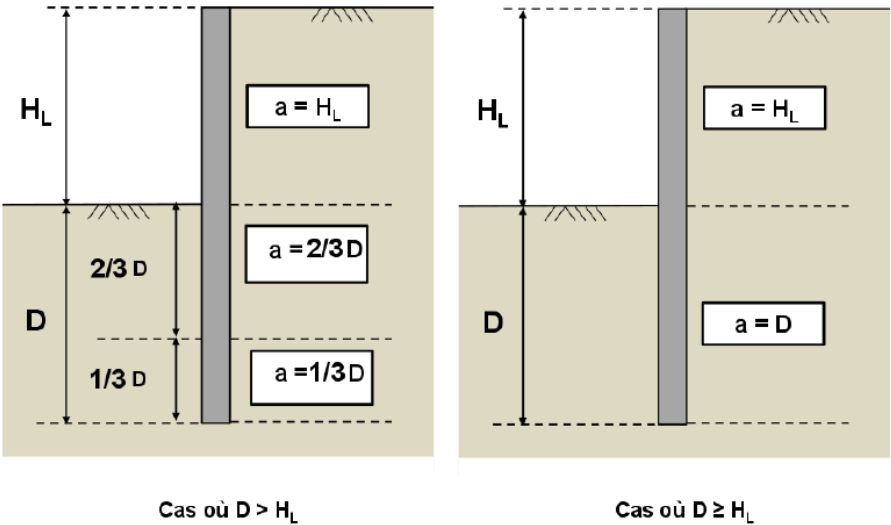


Figure 1-34 : Définition du paramètre  $a$  dans la formule de Balay (1985) (K-Réa Manuel C 2006)

Les abaques de Chadeisson (publié par Monnet 1994) proposent des ordres de grandeur de  $k_h$  à partir des paramètres de cisaillement du sol à savoir l'angle de frottement et la cohésion effective. L'idée était de dériver les déplacements nécessaires pour mobiliser la butée limite (Figure 1-35).

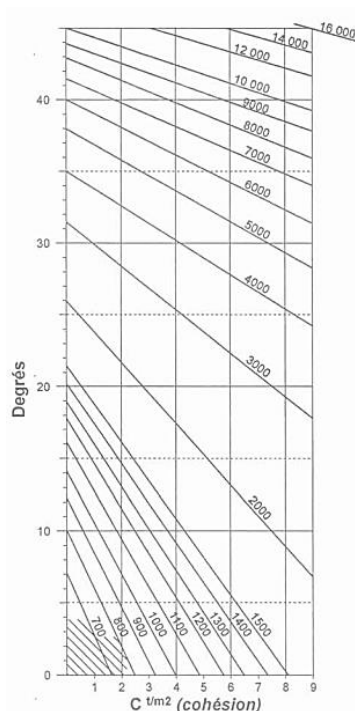


Figure 1-35 : Abaque de Chadeisson pour estimer  $k_h$  ( $\text{kN/m}^2/\text{ml}$ ) (Monnet 1994)

Schmitt (1995) propose d'envisager l'hypothèse de la proportionnalité du paramètre  $a$  avec la longueur de transfert du soutènement. Il aboutit à une expression de  $a$  en fonction du rapport entre le produit d'inertie de l'écran  $EI$  et le module pressiométrique  $E_M$  (rigidité relative) en s'appuyant sur quelques cas d'écrans instrumentés de fouilles peu profondes recensés (Schmitt 1984). Il propose ainsi une nouvelle formule de  $k_h$  qui est actuellement couramment utilisée par l'ingénierie géotechnique.

$$k_h = \frac{2.1 \left( \frac{E_M}{\alpha} \right)^{\frac{4}{3}}}{(EI)^{\frac{1}{3}}}$$

Vézole (1995) critique sévèrement la méthode des coefficients de réaction en insistant sur l'absence de fondement physique, ce qui remet en cause sa crédibilité. Il dévoile les aberrations auxquelles peut conduire une utilisation aveugle de cette méthode en termes de modélisation de l'interaction sol-structure. Il rappelle notamment les critiques formulées par Terzaghi et Peck dans le manuel « Mécanique des sols appliquée » à savoir la constance du rapport pression sur tassement et l'indépendance des éléments de ressorts adjacents:

« Les procédés simplifiés reposent sur une hypothèse arbitraire et inexacte, à savoir que le tassement  $S$  d'un élément quelconque de la surface chargée est absolument indépendant de la charge sur les éléments voisins. On suppose également, ce qui est contraire à la réalité, que le rapport  $K_s = p/S$  entre intensité  $p$  de la pression sur l'élément et le tassement correspondant  $S$  est une constante  $K_s$  ».



Simon (1995) rappelle les limitations connues de cette méthode et essaie de bâtir un cadre de référence réfléchi pour l'application de cette méthode. La Figure 1-36 présente deux cas limites à savoir une semelle infiniment souple soumise à une charge répartie pour laquelle la méthode des coefficients de réaction prédit un déplacement uniforme alors que le massif de sol produira plutôt un déplacement sous forme d'une cuvette de tassement. Le deuxième cas concerne une semelle infiniment rigide soumise à une charge verticale centrée pour laquelle la répartition de pression prédite est uniforme alors que le massif met en évidence une réaction plus élevée aux extrémités.

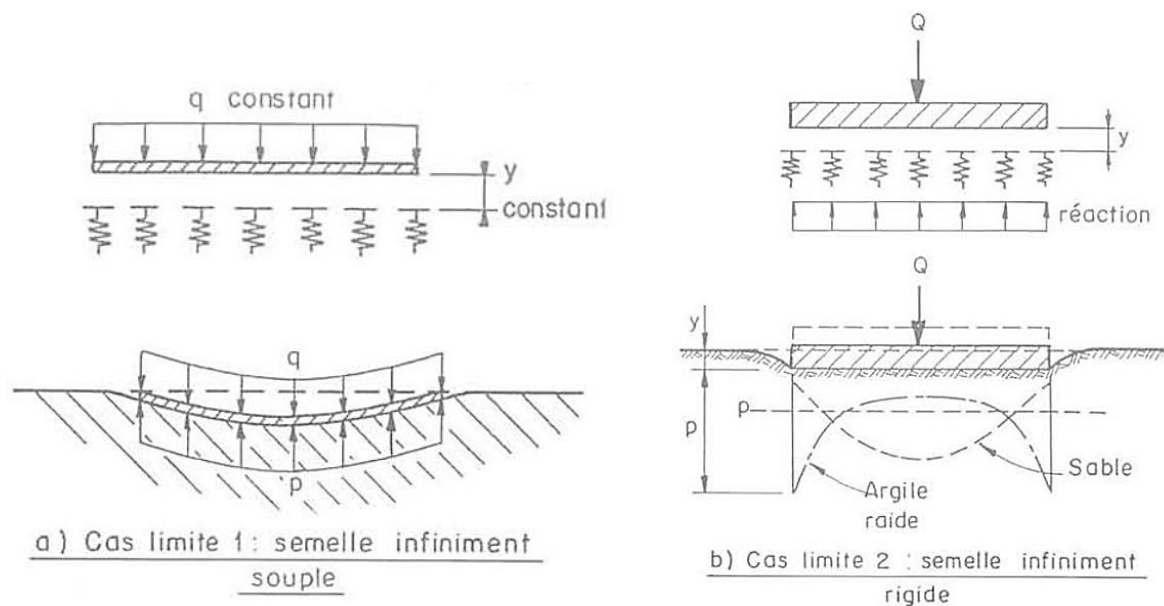


Figure 1-36 : Deux cas limites de l'utilisation de la méthode des coefficients de réaction (Simon 1995)

Ces limitations ont été dépassées dans le cas des radiers et fondations superficielles grâce au développement réalisé sur l'interaction sol-structure et l'intégration de l'influence de chaque ressort sur ses voisins (Cuiru et Simon 2008). En revanche les soutènements n'ont pas profité du même développement dans la pratique française alors qu'un traitement similaire pourrait améliorer significativement la performance de la méthode des coefficients de réaction.

On peut également noter qu'en plus du coefficient de réaction  $k_h$ , d'autres paramètres de cette méthode ont été sujets à discussion notamment le coefficient de décompression  $k_d$  qui représente le rapport entre la variation de contrainte horizontale à déplacement nul  $\Delta\sigma'_h$  et le décrement de contrainte verticale suite à l'excavation  $\Delta\sigma'_v$ .

$$\Delta\sigma'_h = k_d\Delta\sigma'_v$$

En pratique, ce coefficient est pris couramment égal au coefficient des terres au repos  $K_0$ , cependant cela conduit à une chute parfois exagérée des contraintes, Monnet (1994) propose une formulation plus réaliste de cette diminution des contraintes en fonction du taux de déchargement (OCR) qui est le rapport entre la contrainte verticale initiale et la contrainte verticale après terrassement, il est donc variable suivant la phase d'excavation.

$$k_d = K_0 \frac{(OCR - OCR^{\sin(\varphi')})}{OCR - 1}$$

La Figure 1-37 présente le rapport entre la formulation proposée et le coefficient des terres au repos.

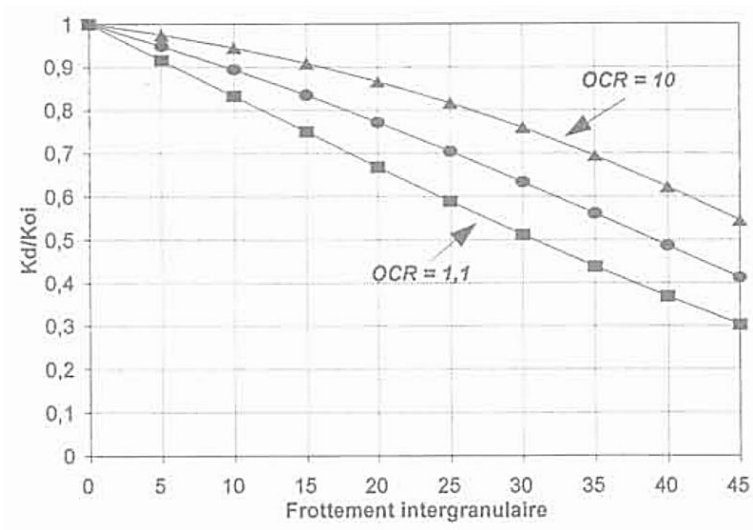


Figure 1-37 : Rapport entre  $k_d$  et  $K_0$  (Monnet 1994)

Comme il est laborieux de changer la valeur à chaque phase de terrassement pour tous les sols et comme les courbes ci-dessus sont plutôt proches dans un intervalle d'OCR entre 1,1 et 10 qui correspond à la fourchette des cas usuels, Monnet (1994) recommande de retenir une valeur moyenne de OCR=3 constante pour les différentes phases (courbe au milieu de la Figure 1-37) et utiliser ainsi la formule suivante :

$$k_d = K_0 \frac{(3 - 3^{\sin(\varphi')})}{2}$$

On note que pour un sol élastique ce coefficient s'écrit en fonction du coefficient de Poisson  $\nu$  avec la formule suivante :

$$k_d = \frac{\nu}{1 - \nu}$$

#### 1.4.2 Modélisation aux éléments finis (EF)

L'essor fulgurant qu'a connu la méthode des éléments finis depuis la fin du 20<sup>ème</sup> siècle a permis la démocratisation de ce type de modélisation pour différents types d'ouvrages grâce à la disponibilité d'outils ergonomiques mis au point pour l'ingénieur. La performance de cette méthode repose sur la maîtrise des paramètres d'entrée du modèle de comportement du sol et du choix réfléchi des éléments de structure introduits pour reproduire le comportement de l'ouvrage ainsi que l'adaptation du maillage avec la complexité de la modélisation.

Pour le cas d'un ouvrage de soutènement, les éléments de structures sont usuellement modélisés par des éléments de plaques ou des éléments de poutres. L'avantage de cette méthode est qu'elle permet de

représenter le sol sous forme d'un milieu continu auquel on attribue une loi de comportement. Plusieurs choix sont disponibles pour le modèle de comportement du sol et chacun d'entre eux nécessite un nombre de paramètres d'entrée différent à introduire en fonction de la complexité du modèle. De manière générale, les lois de comportement peuvent être divisées en trois catégories :

- Loi élastique avec critère de rupture
- Loi élasto-plastique avec critère de rupture
- Loi élasto-plastique avec critère de rupture et domaine élastique avancé

Le critère de rupture est indispensable pour toute loi de comportement étant donné que le sol admet un cisaillement limité, le critère de Mohr-Coulomb est usuellement retenu avec la définition de ses paramètres à savoir angle de frottement et cohésion. Le domaine élastique correspond au comportement réversible du sol, les essais au laboratoire sur différents types de sol ont montré qu'il n'est pas toujours linéaire et dépend du niveau de contrainte ainsi que du taux de déformation. La plasticité avec écrouissage est indispensable pour modéliser le comportement irréversible du sol et la génération de déformations permanentes, elle assure une transition entre le domaine purement élastique et la rupture conformément aux observations au laboratoire.

Plusieurs retours d'expériences d'excavations profondes ont été réalisés systématiquement avec une modélisation aux éléments finis pour pouvoir reproduire le comportement observé du soutènement et les déplacements du sol avoisinant qui sont indispensables à prévoir pour les fouilles creusées dans un milieu urbain (Kazmierczak 1996, Zghondi 2010, Dong 2014, Schwamb 2014,2015, Liu et al. 2016). Ou (2016) synthétise les problèmes encore d'actualité rencontrés dans la modélisation aux éléments finis des excavations profondes, il cite notamment la modélisation du comportement non drainé des sols peu perméables, l'évaluation du facteur de sécurité vis-à-vis des différents mécanismes de rupture, la modélisation des techniques d'amélioration du sol en butée par des refends réalisés avant l'excavation. La modélisation 3D prend de plus en plus d'ampleur car elle décrit mieux la réalité de l'ouvrage et permet éventuellement d'optimiser son dimensionnement en prenant en compte des effets, souvent bénéfiques, du 3D.

Toutefois, la modélisation aux éléments finis reste une méthode qui requiert plus d'attention pour le choix des différents paramètres et de temps de mise en œuvre, ce qui peut être un frein vis-à-vis de son utilisation dans les projets courants.

#### **1.4.3 Modélisation hybride (FREW)**

Dans le but de s'affranchir des limitations de la méthode des coefficients de réaction et la complexité de la méthode aux éléments finis, une méthode hybride a été proposée par Pappin et al. (1985) et mise en place dans le cadre d'un code de calcul nommé **FREW** (Flexible **RE**taining **W**all).

L'objet de cette méthode est de garder la même simplicité que le formalisme de la méthode des coefficients de réaction mais d'introduire une interaction entre les ressorts moyennant une matrice

d'interaction pré-établie analytiquement à partir des solutions de Mindlin (Vaziri et al. 1982). La pression du sol sur l'écran reste limitée aux pressions de poussée / butée limites calculées à partir des coefficients issus des tables de Caquot et Kerisel (1948). La limite de plasticité peut être appliquée de façon locale (en termes de pression en un point donné) ou globale (en termes de résultante sur une zone donnée).

Vaziri (1996) présente une confrontation des résultats de cette méthode hybride avec les mesures de plusieurs excavations instrumentées. Celle-ci confirme la performance de cette méthode car elle permet de reproduire à la fois les déformées d'écran et également les efforts dans les éléments d'appui similaires aux mesures. Cette méthode hybride est largement utilisée en Angleterre (logiciel FREW).

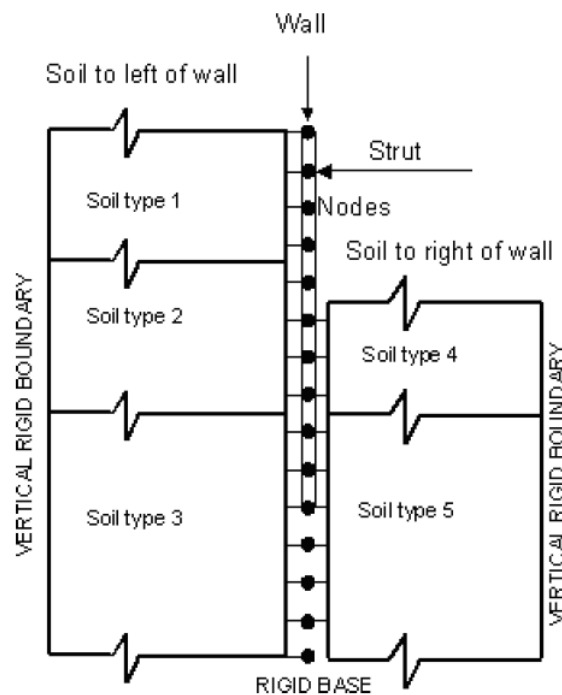


Figure 1-38: Principe de la méthode hybride (FREW manuel)

## 1.5 Conclusion

Les retours d'expériences constituent une source riche en enseignements car ils permettent à l'ingénieur concepteur de visualiser le comportement réel du soutènement à travers les mesures des mouvements induits dans son voisinage. Les bases de données de déformée d'écran et de tassements de sol sont ainsi précieuses à consulter. Pour une excavation dans un sol plutôt raide (argile raide, sol mixte stratifié), nous pouvons retenir un ordre de grandeur du déplacement maximal de l'écran inférieur à 0,25 %, voire 0,1 %, de la profondeur de l'excavation et un rapport entre le tassement et le déplacement maximal entre 0,5 et 1. De plus, les chemins de contraintes que l'excavation fait subir au sol sont importants à considérer étant donné qu'ils conditionnent le modèle de comportement du sol à choisir dans la modélisation. A l'arrière de l'écran, le sol subit principalement une diminution de la contrainte horizontale avec une rotation des contraintes principales au droit des appuis. Devant l'écran, le sol subit principalement une diminution de la contrainte verticale et une augmentation de la contrainte horizontale lors de la mobilisation de la butée.

Les pratiques de dimensionnement de chaque pays sont souvent enrichies par les retours d'expérience de leurs projets nationaux. Certains pays peuvent avoir une connaissance pointue sur des problématiques spécifiques car ils s'y sont confrontés à plusieurs reprises. Par exemple, le CIRIA C580 capitalise sur les retours d'expérience dans l'argile raide surconsolidée et fournit des recommandations sur l'évaluation d'un coefficient des terres au repos réduit prenant en compte le remaniement du sol durant l'installation de l'écran. Les recommandations allemandes EAB proposent des approches semi-empiriques pour évaluer le diagramme des pressions du sol en fonction des caractéristiques du soutènement. Il s'avère donc indispensable d'être au fait des recommandations émises suite à différents retours d'expérience de projets internationaux afin d'accélérer l'enseignement collectif.

La maîtrise des méthodes de modélisations et la connaissance des limitations de chacune sont importantes pour réaliser des prévisions pertinentes du comportement des excavations profondes. Le soutènement d'une excavation peut être modélisé par la méthode des coefficients de réaction qui représente le sol sous forme de ressorts horizontaux indépendants. Cette méthode étudie uniquement l'équilibre horizontal du soutènement. La modélisation aux éléments finis permet de représenter le sol sous forme d'un milieu continu prenant en compte le cisaillement du sol avec une loi de comportement. La modélisation hybride étudie l'équilibre horizontal du soutènement en prenant en compte l'interaction entre les ressorts.

Dans le cadre du creusement des nouvelles gares du Grand Paris Express, certaines problématiques spécifiques peuvent émerger au regard de l'ampleur du projet, de la profondeur des excavations envisagées et leur localisation en sites urbains denses ainsi que des particularités des couches de sol rencontrées. Le diagnostic de ces problématiques, en étant conscient de l'état de l'art actuel et en faisant usage de modélisations avancées, permettra d'ouvrir des pistes d'amélioration des pratiques actuelles.

## **Chapitre 2**

---

# **Problématiques spécifiques aux excavations profondes dans le contexte du Grand Paris**

---



## 2.1 Introduction

Dans le cadre du projet du Grand Paris Express, 68 gares et 200 km de tunnel sont à creuser dans le contexte géologique du bassin parisien. Une grande partie de ces gares nécessite le creusement d'excavations profondes dans un contexte urbain dense et souvent à proximité de voies ferroviaires existantes pour assurer la connexion des nouvelles lignes de métro avec l'actuel réseau de transports franciliens. Cet environnement complexe requiert le respect d'un niveau d'exigence soutenu par rapport aux impacts des travaux sur les avoisinants et la pérennité des ouvrages construits à long terme. Par conséquent, de nouveaux enjeux surgissent pour la conception des soutènements.

Les excavations réalisées atteignent des formations géologiques profondes dont certaines présentent des caractéristiques défavorables pour le comportement des soutènements telles que l'Argile Plastique surconsolidée. Une importante campagne de reconnaissance géotechnique a été réalisée afin de mieux identifier les paramètres des différentes couches de sol, cependant, cette campagne a mis en évidence une dispersion dans les mesures obtenues rendant le choix des paramètres délicat pour un dimensionnement déterministe.

L'un des premiers enjeux consiste à caractériser ce **contexte géologique** à travers une description appropriée de la variabilité des grandeurs mesurées. Cette variabilité peut être intégrée ultérieurement à des approches de dimensionnement fiabiliste. De plus, le caractère imperméable des couches nécessite d'analyser leur **comportement en conditions non drainées**.

La mitoyenneté des excavations profondes avec des avoisinants sensibles tels que des voies ferroviaires de lignes à grande vitesse (LGV) ou des Immeubles de Grande Hauteur (IGH) requiert la prévision des **cuvettes de tassements** derrière l'écran de soutènement. Les approches semi-empiriques fournissent un ordre de grandeur de l'amplitude maximale des tassements attendus. Les modélisations numériques avancées permettent d'accéder à une meilleure évaluation de la totalité de la cuvette de tassement. Cependant le résultat dépend du choix du modèle de comportement de sol adopté pour les différentes couches.

La limitation des déformations à la fois de l'écran et du sol derrière conduit à une conception rigide des appuis des soutènements. De plus, le planning et le besoin d'optimisation oriente vers l'adoption de phasages de type top-down en réalisant les planchers des gares au fur et à mesure de l'avancement de l'excavation. Une telle configuration combinée à des sols déformables regroupe les conditions propices en termes de contraste de rigidité le long de l'écran pour le développement d'**effets de voûte**. La prise en compte de ces derniers dans la modélisation du soutènement permet d'analyser la redistribution des contraintes derrière l'écran et d'évaluer la répercussion sur les efforts dans les appuis.

La géométrie prévue pour les nouvelles gares du Grand Paris est d'une largeur autour de 25 m correspondant à la distance nécessaire pour les voies du métro et les quais. Par conséquent le rapport entre la demi-largeur de la fouille et la fiche de l'écran est faible (entre 1 et 2 pour les gares de la ligne 15 sud). Les coefficients de butée issus des tables de Caquot et Kerisel (1948) pour l'évaluation de la butée mobilisable sont valables pour un sol d'étendue infinie devant l'écran. La largeur limitée



imposée par la géométrie des gares du Grand Paris peut nécessiter la réévaluation de la **butée mobilisable** disponible.

Le présent chapitre vise à diagnostiquer les 5 problématiques précitées (en gras) dans le contexte de la ligne 15 sud du Grand Paris Express en utilisant une modélisation classique avec la méthode des coefficients de réaction et des modélisations numériques avancées avec la méthode des éléments finis.

## 2.2 Contexte géologique de la ligne 15 sud – Tronçon T3

Le tronçon T3 de la ligne 15 sud est composé de 8 gares réalisées à ciel ouvert avec des parois moulées d'une profondeur comprise entre 40 et 50 m pour soutenir des hauteurs d'excavation allant jusqu'à 30 à 40 m soit 10 m de fiche en moyenne. Une grande partie de ces gares sera réalisée suivant un phasage en Top-down.

Le présent paragraphe présente uniquement le contexte géologique du secteur centre qui s'étend sur 5,2 km et comprend les 4 gares Fort d'Issy-Vanves-Clamart (FIVC), Châtillon-Montrouge (CHM), Bagneux (BAG) et Arcueil-Cachan (ARC) (Figure 2-1). L'intérêt de ce secteur est qu'il correspond à la présence des Argiles Plastiques sur ce tronçon, une formation géologique ayant des caractéristiques particulièrement défavorables pour le comportement des soutènements notamment à cause de sa surconsolidation et la dispersion des paramètres mesurés. L'une des problématiques de ce secteur centre est la présence de carrières d'anciennes exploitations du Calcaire Grossier qui vont devoir être comblées et contournées par un tracé plus profond du tunnel. Cet aspect n'est pas discuté dans le présent paragraphe.

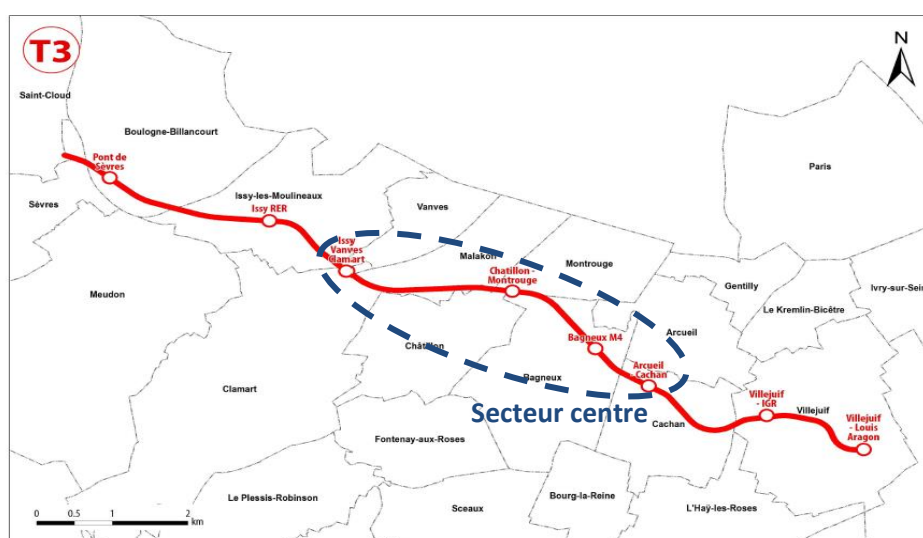


Figure 2-1 : Tracé du tronçon T3 de la ligne 15 sud avec ses 8 gares

### 2.2.1 Profil géologique

Les formations du bassin parisien ont une structure d'ensemble relativement horizontale héritée des dépôts sédimentaires successifs qui les constituent. Le tronçon T3 est situé dans le plateau constitué de formations allant de l'Eocène supérieur (Marinésien) au Paléocène (Montien) (Figure 2-2).

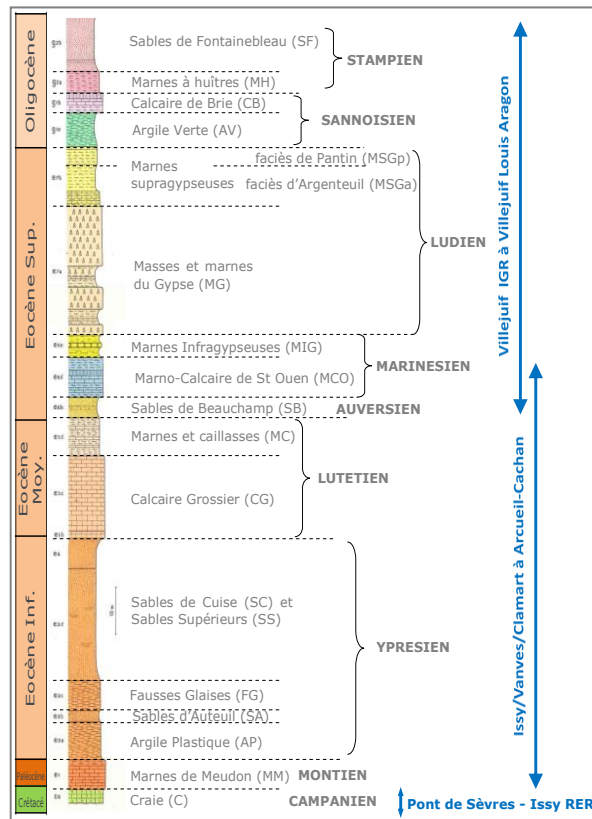


Figure 2-2 : Coupe stratigraphique type du Bassin de Paris – d’après BRGM (1973)

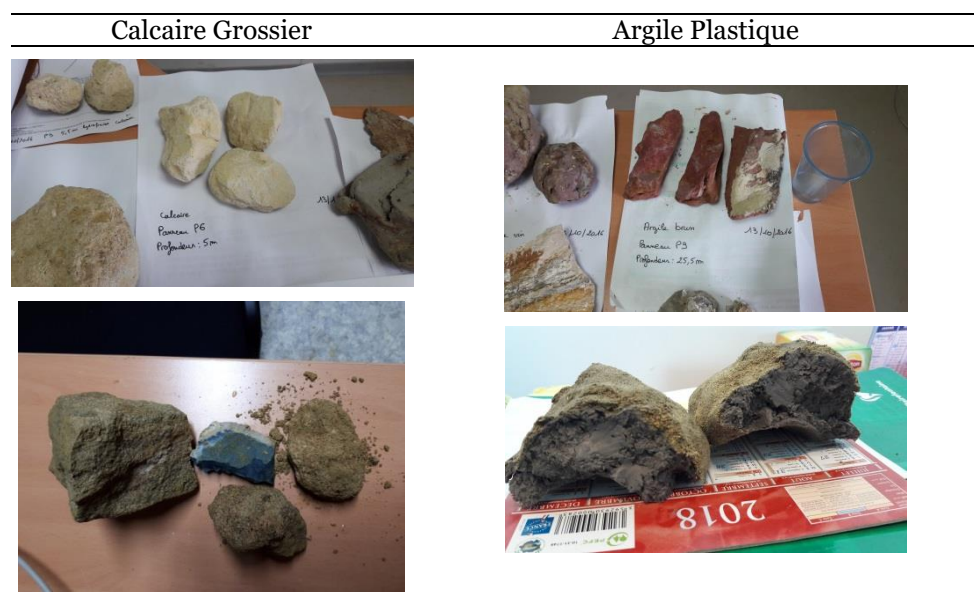
Les parois moulées des gares du secteur centre traversent 5 couches de sol : des Remblais (RB), le Calcaire Grossier (CG), les Argiles Plastiques (AP), les Marnes de Meudon (MM) et la Craie (Cs). Le profil en long entre les gares FIVC et CHM est présenté en Annexe 5. La caractérisation de ces couches géologiques a été effectuée à partir d’une large campagne de reconnaissance comprenant 59 sondages carottés, 54 sondages pressiométriques, 46 forages destructifs, 10 CPT et 6 essais cross-hole. Les terrains rencontrés sont décrits ci-après :

- Remblais (RB): remblais hétérogènes, de consistance limoneuse à sableuse, localement avec des blocs et cailloux de taille variable. Cette formation comprend les remblais superficiels associés à l’urbanisation, ainsi que ceux de comblement des anciennes exploitations minières (à ciel ouvert)
- Calcaire Grossier (CG) : calcaire fossilifère massif, glauconieux à sa base. Il a été largement exploité comme pierre de taille, à ciel ouvert et en souterrain. Les galeries comportent 1 à 3 niveaux et sont partiellement remblayées. Ces zones d’exploitation, très étendues et dont la cartographie est incomplète, sont une source d’instabilité majeure à prendre en compte pour le projet. Les sous-ensembles de cette formation sont :
  - En tête, une alternance de bancs calcaires partiellement dolomités (banc de Roche etc...) et de niveaux marneux blanchâtres, l’ensemble, en place sur une épaisseur plurimétrique, constituant les calcaires grossiers supérieurs (CGsup);

- En dessous une épaisseur plurimétrique de calcaires sableux tendres, peu fracturés, constituant les calcaires grossiers médians (CGmoy) ;
  - En général suit une épaisseur de l'ordre de 5 m verdâtre à noirâtre de niveaux franchement glauconieux, plus compacts, peu fracturés, constituant les calcaires grossiers inférieurs (CGinf) ;
  - La base des calcaires inférieurs passe progressivement à un niveau plus sableux, riche en glauconie contenant des débris coquilliers, plus friable et sans cohésion apparente (CGbase).
- Argile Plastique (AP) : argile très plastique de teinte grise sur quelques mètres puis devenant bariolée (bleuâtre, verdâtre, rouille à lie de vin). L'AP est particulièrement exposée aux phénomènes de gonflement et de fluage.
  - Marnes de Meudon (MM) : marnes argileuses à crayeuses à cailloux de craie, d'épaisseur et d'extension irrégulières (reprise de dépôt sur une ancienne surface d'érosion).
  - Craie (Cs) : craie blanchâtre, pouvant contenir des lits de silex. Elle est parfois altérée en tête et saine en profondeur. Il s'agit du substratum dans le cadre du projet.

Le contexte hydrogéologique est principalement caractérisé par deux nappes : la première, dans le calcaire, soutenue par les Argiles Plastiques imperméable et la deuxième beaucoup plus profonde dans la Craie.

La Figure 2-3 présente des échantillons illustratifs des différentes formations géologiques rencontrées issus de l'excavation de la gare FIVC.



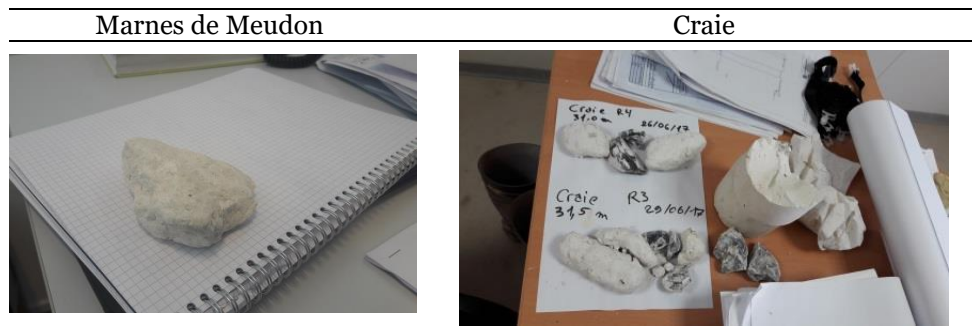


Figure 2-3 : Echantillons illustratifs de chaque formation géologique extraits de la gare FIVC

### 2.2.2 Variabilité de l'Argile Plastique

La couche d'Argile Plastique a fait l'objet d'un grand nombre d'essais au laboratoire et in situ afin de caractériser plusieurs de ses paramètres à savoir les paramètres d'identification, les paramètres de cisaillement drainé et non drainé, les modules de déformations et l'état de contraintes initiales du sol. Les données sur 5,2 km du secteur centre ont été compilées et analysées suivant deux approches baptisées l'approche univariée descriptive et l'approche multivariée prédictive. La première permet de donner une description de la variabilité des paramètres mesurés et la deuxième permet de prédire des paramètres en ayant mesuré d'autres paramètres de nature différente, par exemple estimer la cohésion non drainée connaissant les paramètres d'identification, les modules de déformations et le degré de surconsolidation.

La localisation de l'AP en termes de profondeur le long des 5,2 km du secteur centre est présentée dans la Figure 2-4. L'épaisseur de la couche est en moyenne de 10 m et peut se trouver réduite à 6 m localement. Certaines zones ont mis en évidence la présence d'un horizon yprésien sableux (silty to sandy clay) à la base de la couche d'AP ; on remarquera que les caractéristiques de l'argile au droit de ces zones sont différentes ; deux groupes d'AP ont été ainsi distingués nommés G1 et G2 respectivement pour les zones sans et avec présence de l'yprésien sableux.

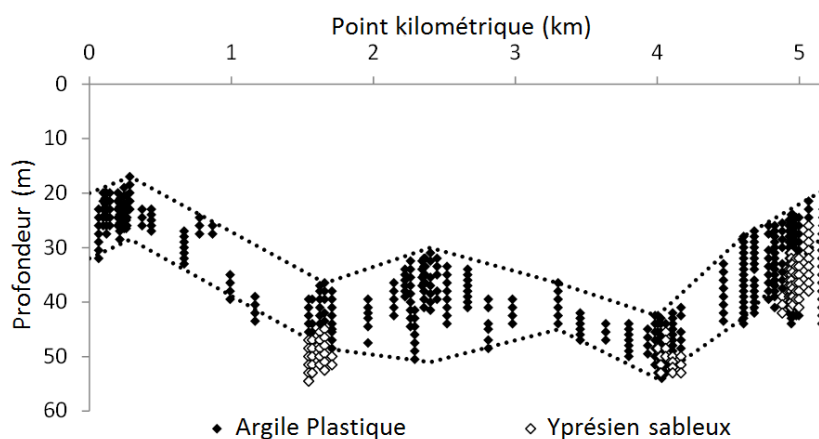


Figure 2-4 : Localisation des AP le long des 5.2 km à partir des données des pressiomètres

La quantité de données traitées dans la présente analyse pour chaque paramètre est récapitulée dans le Tableau 2-1.

Tableau 2-1 : Récapitulatif de la quantité de données recensées de l'Argile Plastique

Groupe	Paramètre	Nombre de valeur
Paramètres d'identification	Teneur en eau $w$	656
	Indice de plasticité $IP$	153
	Pourcentage de fines ( $< 2 \mu\text{m}$ )	143
Résistance au cisaillement	Angle de frottement effectif $\varphi'$	91
	Cohésion effective $c'$	(80 CD <sup>1</sup> et 195 CU+U <sup>2</sup> )
	Cohésion non drainée $C_u$	65 (195 CU+U) 46 (46 UU <sup>3</sup> )
Module de déformation	Module initial drainé $E_i$	123 (CD)
	Module pressiométrique $E_M$	393
	Module sécant à 50% de la résistance $E_{50}$	123 (CD)
	Module de cisaillement dynamique (cross-hole) $G_{dyn}$	46
Etat initial des contraintes	Coefficient des terres au repos $K_0$ (à partir de la pression de préconsolidation $\sigma'_p$ mesurée à l'oedomètre)	70

<sup>1</sup>Essai triaxial consolidé drainé, <sup>2</sup>Essai triaxial consolidé non drainé avec mesure de la pression interstitielle,

<sup>3</sup>Essai triaxial non consolidé non drainé

Devant la variabilité évidente des mesures disponibles, le choix d'une valeur unique à retenir pour un calcul déterministe s'avère délicat. Une description de cette variabilité semble plus pertinente, elle consiste à déterminer le coefficient de variation  $COV$  qui décrit la dispersion des données autour de la moyenne (rapport entre l'écart type et la moyenne). Ce coefficient permet d'alimenter des calculs fiabilistes. En effet, ces derniers constituent une approche judicieuse pour intégrer cette incertitude géotechnique dans la méthodologie de dimensionnement. Cependant, l'efficacité des approches fiabilistes repose en grande partie sur la justesse de ces  $COV$ . Phoon et al. (1999a, 1999b) ont décrit une méthodologie permettant de prendre en compte proprement la variabilité verticale en distinguant entre la variabilité inhérente à l'hétérogénéité du sol, l'erreur de mesure liée à l'opérateur et l'erreur liée à la corrélation utilisée. Cette approche permet de fournir le coefficient de variation noté par la suite  $COV_a$  de chaque paramètre individuellement, on l'a nommé « **Approche univariée descriptive** ».

Phoon et al. (2015) ont clairement mis en évidence l'aspect multivarié de l'information géotechnique typique des campagnes de reconnaissance courantes. En effet, la limitation du budget alloué et l'impératif d'identifier plusieurs paramètres géotechniques nécessaires au dimensionnement des ouvrages, fait que ces campagnes ne peuvent se restreindre à réaliser une grande quantité d'un même

essai pour espérer caractériser proprement un paramètre par inférence statistique. Ainsi les sondages réalisés sont de différentes natures afin de couvrir les différents paramètres géotechniques requis (paramètres d'identification, paramètres de cisaillement, de déformation et l'état des contraintes initiales). Phoon (2006) relate que l'une des approches pratiques permettant de caractériser cet aspect multivarié de l'information géotechnique est la construction d'une distribution multivariée normale à partir de la matrice de corrélation entre les différents paramètres mesurés. Ching et al. (2012, 2013, 2014, 2016) montrent comment l'usage de cette distribution suivant une analyse bayésienne permet de prédire les distributions marginales conditionnelles de certains paramètres en connaissant d'autres. En d'autres termes, la moyenne et l'écart type d'un paramètre sont actualisés localement sur une zone en fonction de la mesure d'autres paramètres à proximité. Cette approche est nommée ci-après « **Approche multivariée prédictive** ». L'Annexe 6 présente ces deux approches avec plus de détails.

#### 2.2.2.1 Approche univariée descriptive

L'objectif de cette approche descriptive est de déterminer le coefficient de variation  $COV_a$  défini suivant la méthodologie de Phoon et al. (1999a et 1999b) qui prend en compte la variabilité inhérente  $COV_w$  et la variabilité liée à la corrélation utilisée  $COV_c$ . Cette méthode a été appliquée pour les paramètres d'identification, la cohésion non drainée, les modules de déformation et le coefficient des terres au repos  $K_0$ .

Par ailleurs, une méthodologie spéciale a été appliquée pour les paramètres de cisaillement drainés ( $\phi'$ ,  $c'$ ) basée sur un traitement particulier des points de rupture dans le diagramme de Lambe pour définir correctement la distribution statistique de l'angle de frottement. De plus, une courbe de dégradation du module avec la déformation a été construite à partir de différents modules mesurés afin de mieux cerner la dispersion importante des modules en la reliant aux niveaux de déformation. L'ensemble des résultats est présenté synthétiquement dans les paragraphes ci-après (voir l'article en Annexe 6 pour plus de détails).

#### Paramètres d'identification

L'Argile Plastique étant une couche argileuse les principaux indices mesurés pour son identification sont la teneur en eau  $w$ , l'indice de plasticité IP et le pourcentage de particules fines inférieures à  $2\mu\text{m}$ . La Figure 2-5 (a) présente le  $COV_a$  calculé pour les mesures regroupées dans chaque intervalle de 500 m environ le long des 5,2 km. On constate que les 3 indices fluctuent simultanément mettant ainsi en évidence une variabilité spatiale naturelle de cette couche d'AP. La Figure 2-5 (b) révèle la pertinence de la distinction entre les deux groupes G1 et G2 (défini dans l'introduction du paragraphe 2.2.2), en effet, l'argile du groupe G1 a une teneur en eau autour de 30 %, un indice de plasticité autour de 50 % et un pourcentage de particules fines autour de 80 %, tandis que le groupe G2 a une teneur en eau plus faible de 20%, un indice de plasticité de 42 % et un pourcentage de particules fines proche de 62 %.

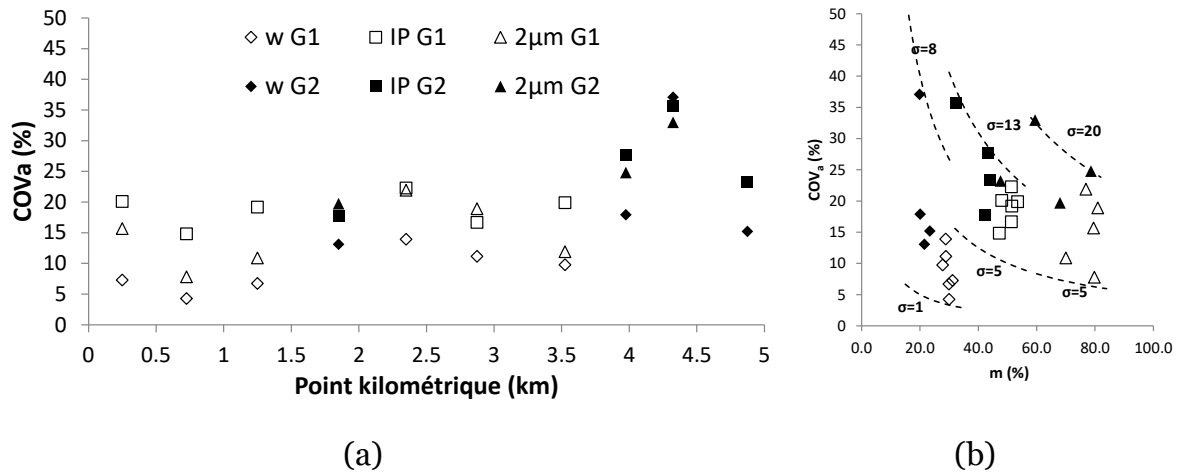


Figure 2-5 : Coefficient de variation des indices d'identification de l'AP le long des 5,2 km

Le Tableau 2-2 récapitule les résultats des indices d'identification pour les deux groupes d'AP identifiés G1 et G2. On peut retenir que la teneur en eau  $w$  a le plus petit  $COV_a$ , cela montre que le géotechnicien peut se contenter de demander une petite quantité de mesures étant donné que les résultats ne seront pas très dispersés. En revanche, quand le coefficient de variation est important il devrait plutôt privilégier une plus grande quantité d'essais pour espérer appréhender la dispersion naturelle de la propriété dans le sol.

Tableau 2-2 : Récapitulatif des résultats des indices d'identification pour les deux groupes d'AP

	Teneur en eau $w$ (%)		Indice de plasticité IP (%)		Pourcentage de fines ( $2\mu m$ %)	
	G1	G2	G1	G2	G1	G2
$m$	30 [28 - 31]	22 [20 - 23]	50 [47 - 51]	43 [32 - 44]	78 [70 - 81]	61 [48 - 68]
$COV_a$	11 [9.1 - 16]	17 [15 - 38]	30 [28 - 33]	33 [30 - 43]	18 [15 - 25]	27 [28 - 40]

### Paramètres de cisaillement

Les Argiles Plastiques sont des formations imperméables, par conséquent les paramètres de cisaillement peuvent être définis suivant des conditions drainées ou non drainées en fonction du type d'essai réalisé. On caractérise ainsi la résistance au cisaillement par un couple d'angle de frottement et une cohésion effective ou bien une cohésion non drainée.

- *Cohésion non drainée*

La cohésion non drainée est réputée être croissante avec la profondeur, elle est souvent présentée sous forme d'un rapport entre la cohésion et la contrainte verticale effective.

La Figure 2-6 présente les mesures de la cohésion non drainée issues des essais triaxiaux en compression CU+u avec consolidation isotrope et UU le long des 5,2 km ce qui permet de distinguer les deux groupes d'argile identifiés auparavant. Cependant, la dispersion des cohésions non drainées issues des essais UU est plus importante que celles issues des essais CU+u.



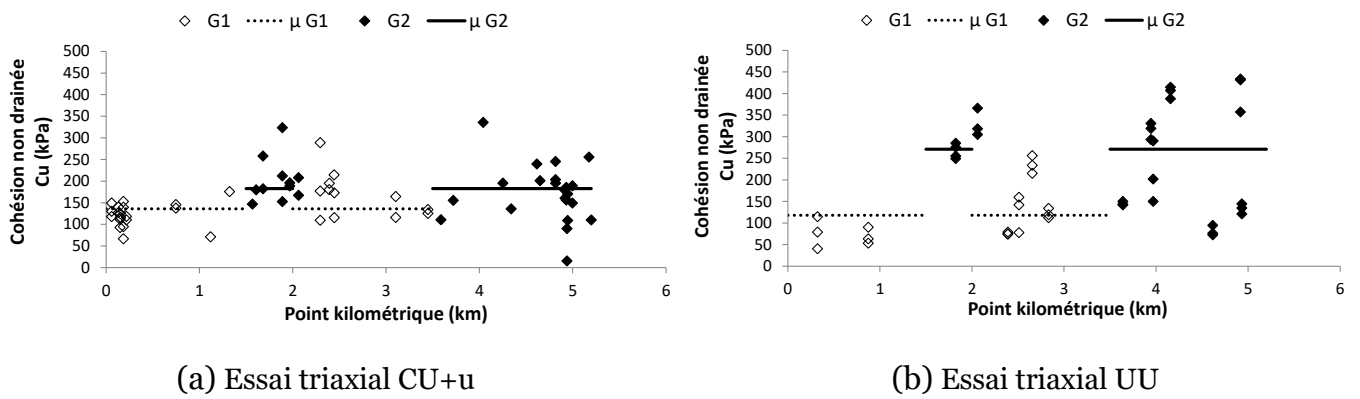


Figure 2-6 : Mesures de la cohésion non drainée le long des 5,2 km

La Figure 2-7 permet de justifier la dispersion visualisée le long des 5,2 km par une croissance linéaire avec la profondeur. La Figure 2-8 présente les coefficients de variation de la cohésion non drainée le long des 5,2 km, on remarque encore une fois que les cohésions issues des essais UU varient dans une large gamme de valeurs entre 50 kPa et 320 kPa avec des  $COV_a$  plus importants en comparaison avec les essais CU+u. On conclut qu'il faudra plutôt privilégier les essais CU+u moins dispersés et plus fiables pour la mesure de la cohésion non drainée.

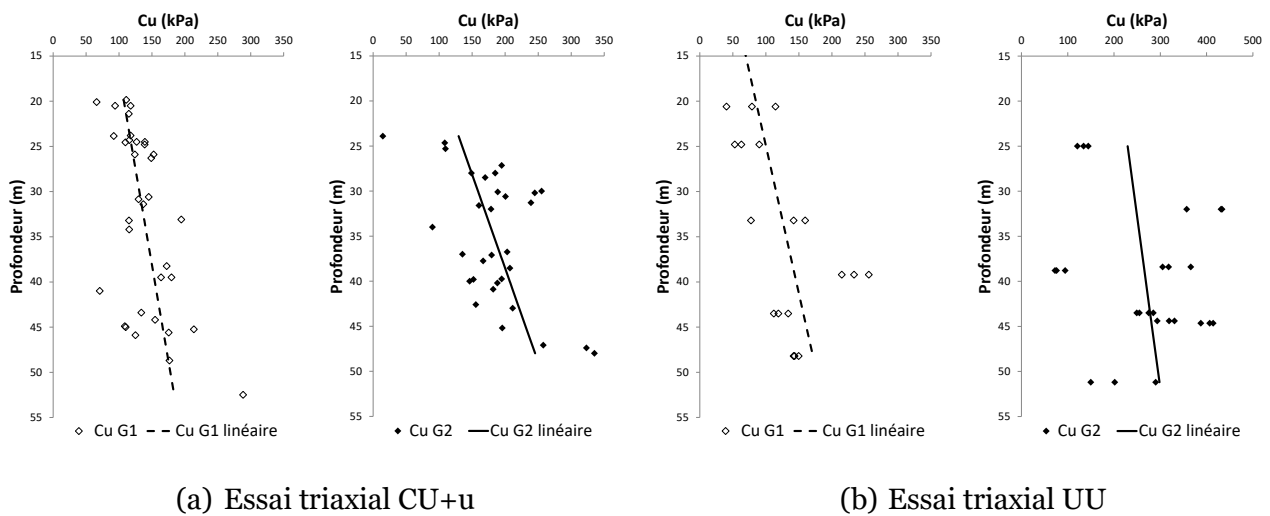


Figure 2-7 : Mesures de cohésion non drainée en fonction de la profondeur

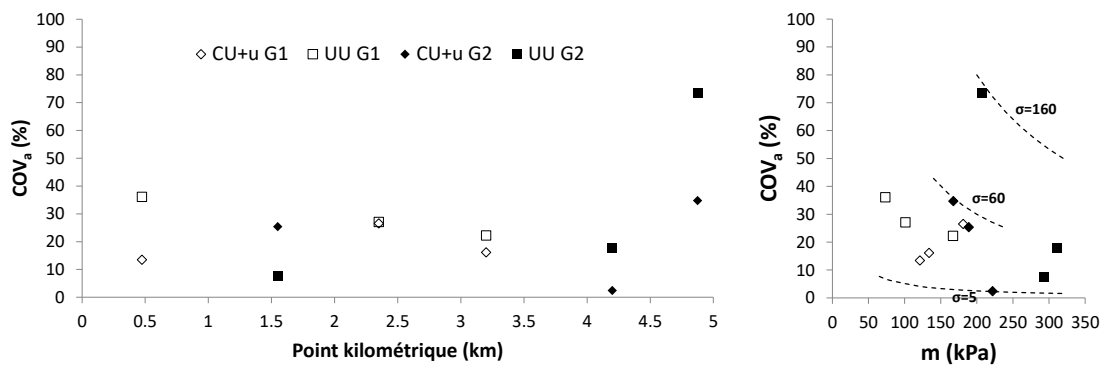


Figure 2-8 : Coefficient de variation de la cohésion non drainée le long des 5,2 km

- *Angle de frottement et cohésion effective*

L'approche statistique appliquée directement sur les angles de frottement et cohésions effectives n'est pas pertinente car ces deux paramètres de cisaillement sont interdépendants et chaque couple  $(\varphi', c')$  comporte des erreurs dues à la régression linéaire du triplet d'essais triaxiaux utilisés. L'utilisation des points représentatifs des contraintes de résistances de tous les essais triaxiaux tracés dans le même plan de Lambe permet de limiter ces erreurs. A ce propos, une méthodologie spéciale a été proposée afin de construire la distribution conditionnelle de l'angle de frottement pour différentes valeurs de cohésions effectives à partir du plan de Lambe.

Considérant une cohésion fixe  $c' = c'_j$ , la distribution de l'angle de frottement est déterminée à partir de la définition suivante de sa fonction de répartition. L'idée principale est de constater que, pour un angle de frottement  $\varphi'_i$ , tous les points en dessous de la ligne de rupture défini par  $\varphi' = \varphi'_i$  et  $c' = c'_j$  ont rompu avec un angle de frottement inférieure à  $\varphi'_i$ . Ainsi la probabilité d'avoir un angle de frottement inférieure à  $\varphi'_i$  (connaissant  $c' = c'_j$ ) est le rapport entre le nombre de points en dessous de la ligne de rupture  $N_i$  et le nombre de points total  $N$  (Figure 2-9). Cette probabilité correspond à la fonction de répartition de la distribution conditionnelle de  $\varphi'_i$  connaissant  $c' = c'_j$ .

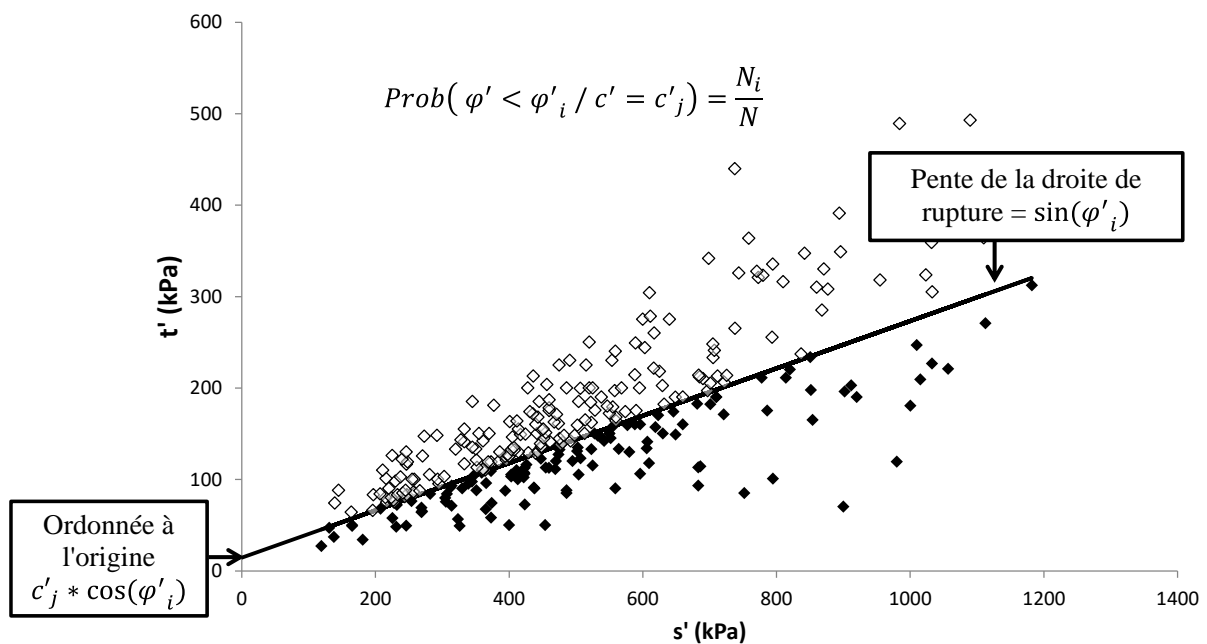


Figure 2-9 : Définition de la fonction de répartition de  $\varphi'_i$  dans le plan de Lambe

Ainsi, pour chaque cohésion la distribution de l'angle de frottement est déterminée et calée sur une distribution normale, log-normale ou beta (bornée entre  $0^\circ$  et  $40^\circ$ ) pour retenir l'espérance mathématique et l'écart type, ce qui permet de calculer le coefficient de variation  $COV_\varphi$ . La Figure 2-10 présente les angles de frottement et leurs coefficients de variation pour différentes cohésions effectives. On constate encore une fois que la distinction entre les deux groupes d'argile G1 et G2 est pertinente. On observe que l'espérance mathématique de l'angle de frottement diminue avec la cohésion effective. On observe également que les angles de frottement issus des essais CD sont plus faibles et ont un coefficient de variation plus important en comparaison avec ceux des essais CU+u. On

aurait ainsi tendance à privilégier les essais CU+u car ils mettent en évidence des angles de frottement moins dispersés.

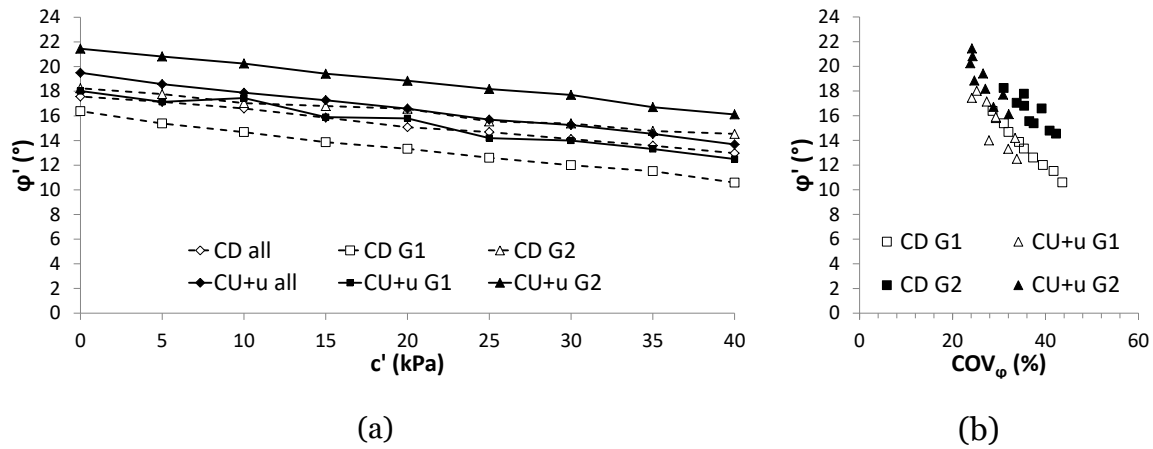


Figure 2-10 : Coefficient de variation des distributions conditionnelles de l'angle de frottement pour différentes cohésions effectives

Le Tableau 2-3 présente le récapitulatif des coefficients de variation de l'angle de frottement pour les deux groupes d'AP en distinguant entre les essais CD et CU+u. Si on prend une cohésion effective faible de 10 kPa, d'après les résultats des essais CU+u on obtient un angle de frottement de 16,6° avec  $COV_{\varphi} = 24,1 \%$  pour le groupe G1 et 19,7° avec  $COV_{\varphi} = 23,8 \%$  pour le groupe G2. On retiendra ces deux couples comme valeurs caractéristiques des paramètres de cisaillement des AP.

Tableau 2-3 : Récapitulatif des paramètres de cisaillement drainé pour les deux groupes d'AP

		Méthode proposée	
		$(\varphi', c')$	$(COV_{\varphi}, \varphi')$
CD	G1	$\varphi' = -0,14c' + 16$ $R^2=0,99$	$COV_{\varphi} = -1,52\varphi' + 52,5$ $R^2=0,75$
	G2	$\varphi' = -0,09c' + 18$ $R^2=0,98$	$COV_{\varphi} = -1,48\varphi' + 54,8$ $R^2=0,78$
CU+u	G1	$\varphi' = -0,14c' + 18$ $R^2=0,96$	$COV_{\varphi} = -2,64\varphi' + 71,2$ $R^2=0,99$
	G2	$\varphi' = -0,13c' + 21$ $R^2=0,99$	$COV_{\varphi} = -2,34\varphi' + 75,0$ $R^2=0,75$

R : Coefficient de corrélation linéaire

### Modules de déformation

Les modules de déformation peuvent être tirés de plusieurs essais, dans notre cas on a pu recenser les modules pressiométriques  $E_M$ , les modules sécants issus des essais triaxiaux ( $E_i$  et  $E_{50}$ ) et les modules de cisaillement dynamiques issus des essais cross-hole  $G_{dyn}$ . Le Tableau 2-4 présente les coefficients de variation des différents modules de déformations, on remarque que les valeurs sont très importantes pouvant dépasser les 60 % pour  $E_{50}$  par exemple. Cette dispersion des modules peut être

due au fait qu'ils dépendent du niveau de déformation à laquelle est mesurée le module. Afin de réduire cette dispersion et mieux décrire les modules mesurés, le module sécant  $E_{50}$  et la déformation axiale correspondante  $\varepsilon_{1,50}$  sont tracés sur une échelle logarithmique. Le module de Young est ensuite converti en un module de cisaillement  $G_{50}$  et la déformation axiale en une distorsion  $\gamma_{50}$ . La Figure 2-11 présente le tracé de ces points avec le module de cisaillement dynamique  $G_{dyn}$ .

Tableau 2-4 : Récapitulatif des coefficients de variation des différents modules de déformation pour les deux groupes d'AP

	G1				G2			
	$E_i$	$E_{50}$	$E_M$	$G_{dyn}$	$E_i$	$E_{50}$	$E_M$	$G_{dyn}$
m (MPa)	36	26	58	156	68	44	52	306
$COV_d(\%)$	43	59	45	37	47	68	33	31

La Figure 2-11 montre encore une fois la pertinence de la distinction entre les deux groupes d'AP G1 et G2. On remarque que la dispersion est significativement réduite autour de la courbe de dégradation sigmoïdale calée sur les mesures. Cette courbe fait intervenir deux paramètres  $G_0$  et  $\gamma_{0.7}$  suivant l'expression suivante (modèle Hardin et Drnevich 1972) :

$$\frac{G_{50}}{G_0} = \frac{1}{1 + 0.385 \frac{\gamma_{50}}{\gamma_{0.7}}}$$

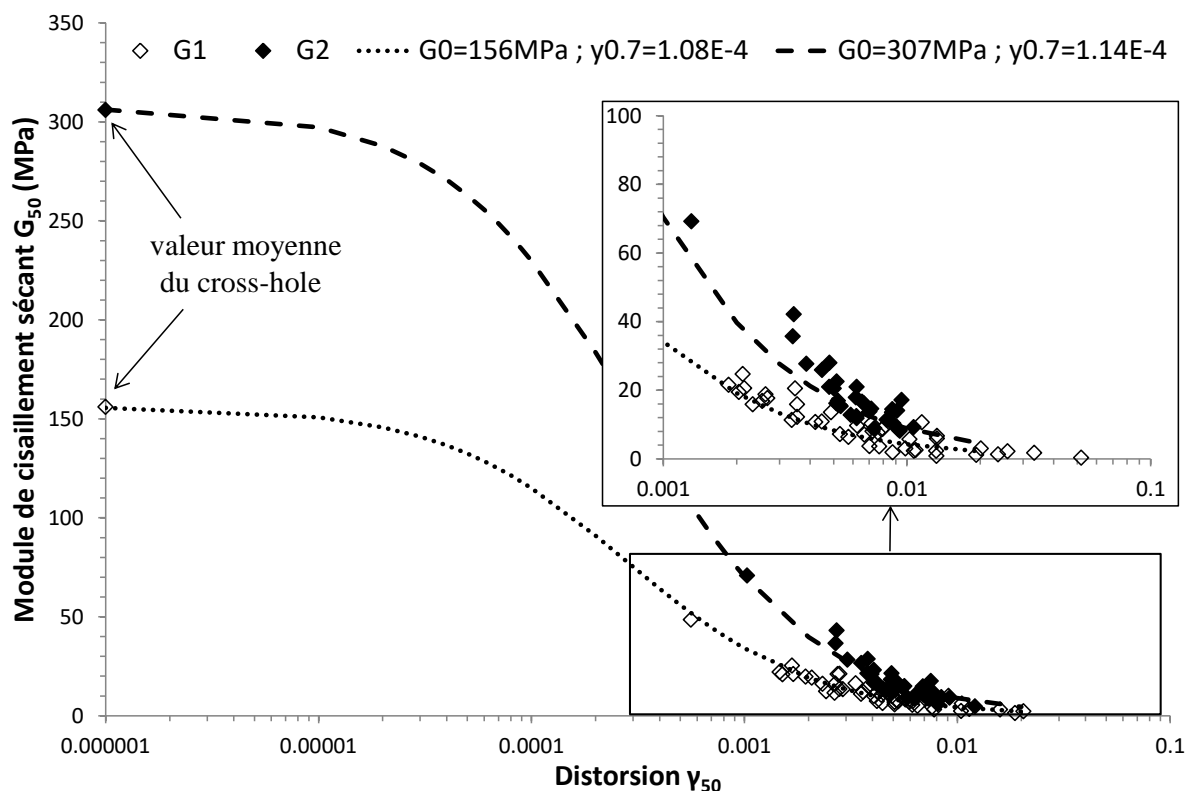


Figure 2-11 : Courbe de dégradation du module à partir des modules  $E_{50}$  et  $G_{dyn}$

### Etat initial du sol

L'état des contraintes initiales du sol est une information essentielle pour le dimensionnement des ouvrages de soutènement. Cet état est décrit par le coefficient des terres au repos  $K_0$  qui correspond au rapport entre la contrainte horizontale effective et la contrainte verticale effective en place. Pour les sols normalement consolidés, ce coefficient est couramment pris égal à  $1 - \sin(\varphi')$  (formule de Jaky 1944). Pour les sols surconsolidés, le degré de surconsolidation OCR intervient dans la formule de Mayne et Kulhawy (1982) suivante :

$$K_0 = (1 - \sin(\varphi')) \cdot \sqrt{OCR}$$

D'après l'histoire géologique du bassin parisien et les cycles de sédimentations et d'érosions, les AP se retrouvent actuellement dans un état surconsolidé. La Figure 2-12 présente le degré de consolidation issu des essais œdométriques en fonction de la profondeur.

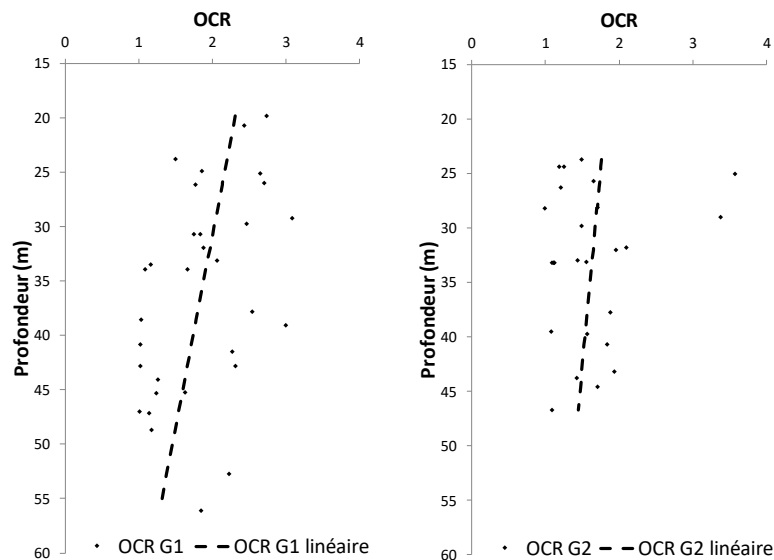


Figure 2-12 : Variation de l'OCR en fonction de la profondeur

D'après Phoon et al. (1999b) pour déterminer le coefficient de variation de  $K_0$  il est nécessaire d'intégrer l'incertitude liée à la corrélation réalisée par Mayne et Kulhawy (1982). La formule du coefficient de variation de  $K_0$  obtenu est présentée dans l'Annexe 6. L'angle de frottement utilisé pour le groupe G1 est de  $16,6^\circ$  et pour le groupe G2 de  $19,7^\circ$ , correspondant aux valeurs retenues dans le paragraphe des paramètres de cisaillement.

La Figure 2-13 montre la variation du  $K_0$  le long des 5,2 km, la dispersion observée est réduite dans la Figure 2-14 en mettant les  $K_0$  en fonction de la profondeur. La décroissance du coefficient avec la profondeur est cohérente car plus le sol est profond moins il est surconsolidé.

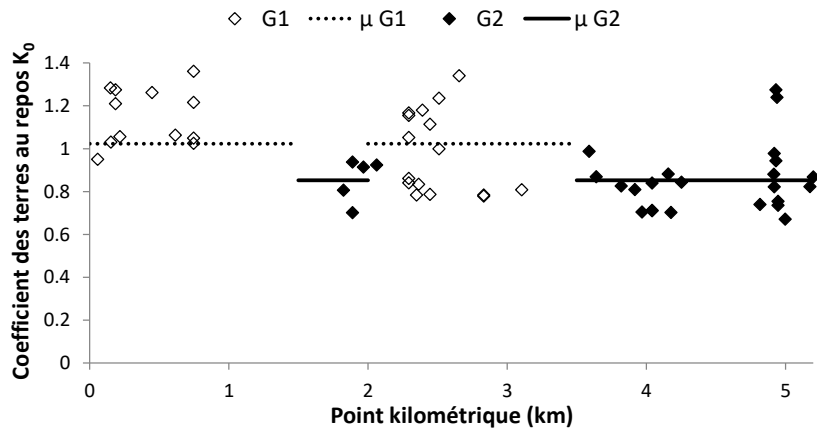


Figure 2-13 : Variation du coefficient des terres au repos le long des 5,2 km

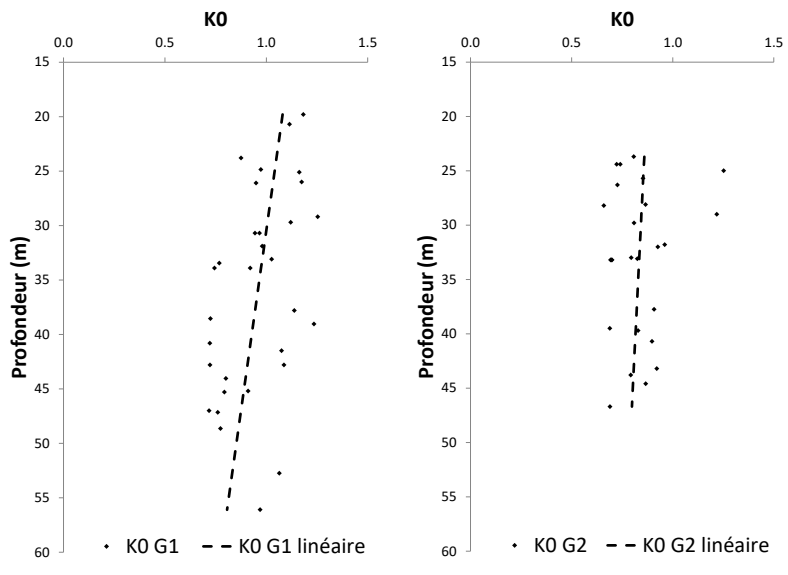


Figure 2-14 : Variation du coefficient des terres au repos en fonction de la profondeur

La Figure 2-15 présente les coefficients de variation du  $K_0$  pour les deux groupes d'AP G1 et G2, on constate qu'ils ne dépassent pas les 35 % et que la distinction entre les deux groupes n'est pas aisée à effectuer.

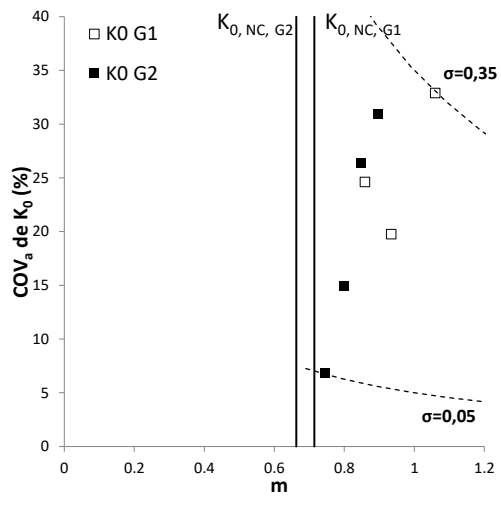


Figure 2-15 : Coefficient de variation du  $K_0$

## Synthèse et comparaison avec l'Argile de Flandres et l'Argile de Londres

Le Tableau 2-5 présente une comparaison entre les paramètres géotechniques de l'AP en distinguant ses deux groupes G1 et G2 et les paramètres de cette même argile située sur la ligne 14 sud obtenus à partir d'une campagne d'essais spécifiques (Bergère et al. 2018) et les paramètres de deux autres argiles surconsolidés et géologiquement proches à savoir l'Argile de Londres (Gasparre 2005 et Jardine et al. 2004) et l'Argile des Flandres (Josseaume 1991 et 1998). On remarque que pour plusieurs paramètres, les valeurs se rejoignent d'une manière satisfaisante.

Tableau 2-5 : Comparaison entre les AP (G1,G2) et les argiles de Londres et des Flandres

	G1	G2	Argile de Londres	Argile des Flandres	Ligne 14 sud
$w$ (%)	30 [28 - 31] $COV_a = 11 \%$	22 [20 - 23] $COV_a = 17 \%$	23 - 27	24 - 35	15 - 30
$IP$ (%)	50 [47 - 51] $COV_a = 30 \%$	43 [32-44] $COV_a = 33 \%$	36 - 43	32 - 57	27 - 59
Pourcentage de fines (%)	78 [70 - 81] $COV_a = 18 \%$	61 [48 - 68] $COV_a = 27 \%$	42 - 60	56	23 - 28
$(\varphi', c')$	(16,6°, 10 kPa)	(19,7°, 10 kPa)	Pic (20°, 0 kPa)	(23°, 30 kPa)	Valeur moyenne (16°, 20 kPa)
(CU+u)	$COV_\varphi = 24,1\%$	$COV_\varphi = 23,8\%$	Résiduel (12°-15°, 0 kPa à cause de la fissuration)		Valeur inférieure (12°, 10 kPa)
$C_u$ (kPa)	138 [122 - 181]	185 [167 - 222]	Augmente avec la profondeur de 80 kPa à 300 kPa (UU)	Entre 200 kPa et 300 kPa	100 à 150 kPa sur 7 m puis 150 à 170 kPa
(CU+u)	$COV_a = 32 \%$	$COV_a = 33 \%$			
$G_{dyn}$ (MPa)	156 $COV_a = 42 \%$	306 $COV_a = 37 \%$	de 50 MPa à 150 MPa augmente avec la profondeur	-	70 MPa au toit et 150 MPa à la base
$K_0$	0,97 [0,86 - 1,06] $COV_a = 29 \%$	0,85 [0,74 - 0,90] $COV_a = 27 \%$	2 à 3 au toit, décroît avec la profondeur et se stabilise 1	Entre 0,9 et 1,1	0,8 à 1,0 sur 7 m puis 1,0 à 1,1

### 2.2.2.2 Approche multivariée prédictive

#### Distribution multivariée normale à 8 dimensions

L'objectif de cette approche est de déterminer la distribution multivariée normale à 8 dimensions à partir de la base de données des essais d'Argiles Plastiques disponibles sur les 5,2 km de la ligne 15 sud. La distribution concerne les 8 paramètres géotechniques suivant : la teneur en eau  $w$ , le pourcentage de particules fines  $\mu_m$ , l'indice de plasticité  $IP$ , le module triaxial sécant  $E_{50}$ , le module triaxial initiale  $E_i$ , le module pressiométrique  $\ln(E_M)$ , la cohésion non drainée  $C_u$ , le degré de

surconsolidation  $\ln(\text{OCR}-1)$ . La détermination de cette distribution repose sur la matrice de corrélation en calculant les coefficients de corrélation entre les paramètres mesurés dans des profondeurs similaires ou moyennées à 1 m. Le Tableau 2-6 récapitule la quantité de données obtenues pour former des couples de paramètres utilisés pour la construction de la matrice de corrélation.

	$w$	$2\mu\text{m}$	$IP$	$E_{50}$	$E_i$	$\ln(E_M)$	$C_u$	$\ln(\text{OCR}-1)$
$w$		143	153	22	23	31	65	56
$2\mu\text{m}$			143	22	23	29	26	27
$IP$				22	23	29	26	27
$E_{50}$					123	22	22	22
$E_i$						23	23	23
$\ln(E_M)$							26	27
$C_u^*$								26

\* Essai triaxial CU+u

Tableau 2-6 : Quantité de données obtenues pour le calcul de la matrice de corrélation

Pour obtenir une distribution multivariée normale, les variables doivent être normales, ainsi le module pressiométrique  $E_M$  et l'OCR sont convertis en variables normales en considérant leur logarithme népérien. La Figure 2-16 montre les histogrammes empiriques des différents paramètres de sols utilisés et leur calage satisfaisant avec une loi normale. La Figure 2-17 présente les diagrammes de dispersion des paramètres deux à deux.



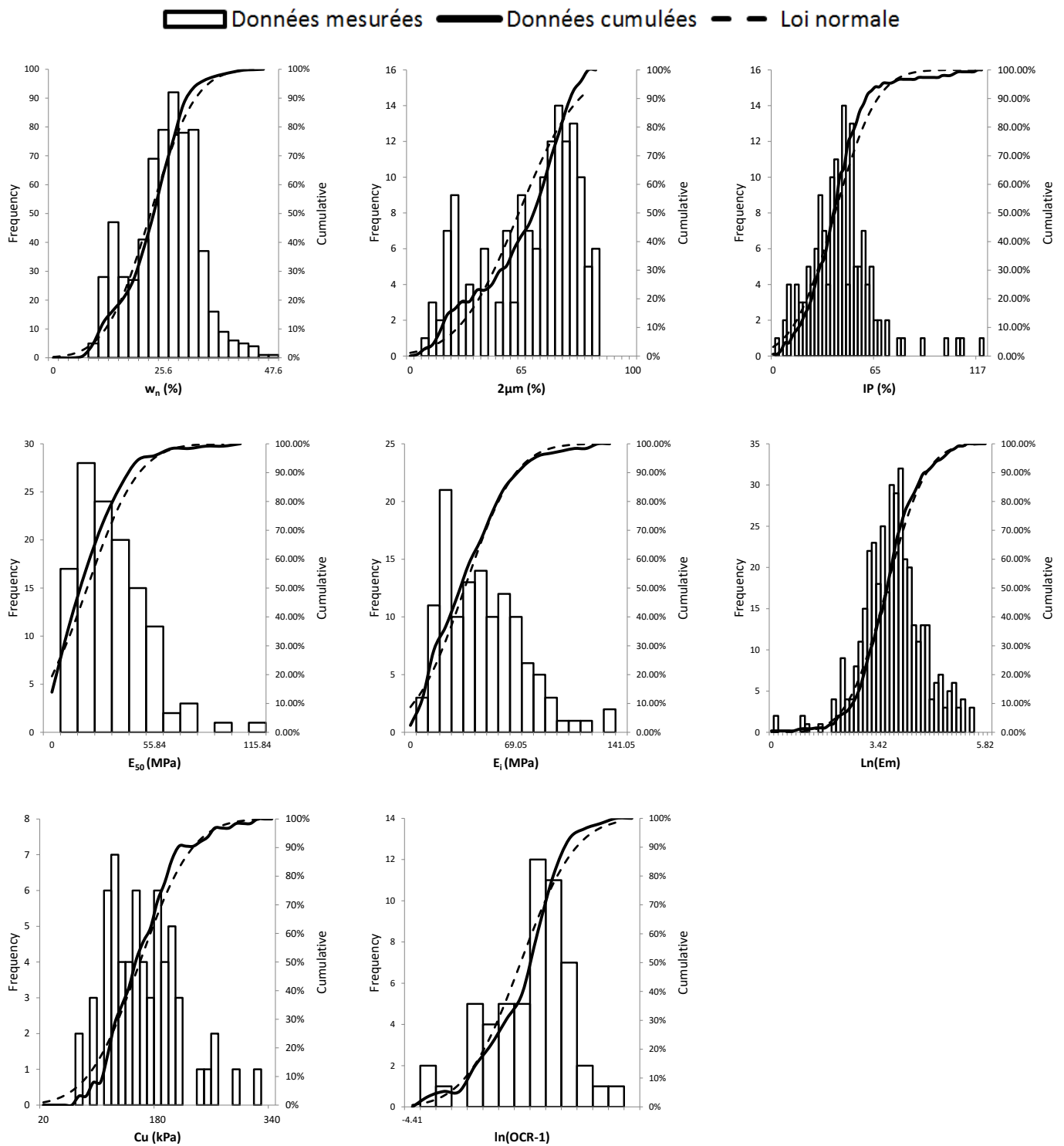


Figure 2-16 : Histogramme empirique des 8 paramètres

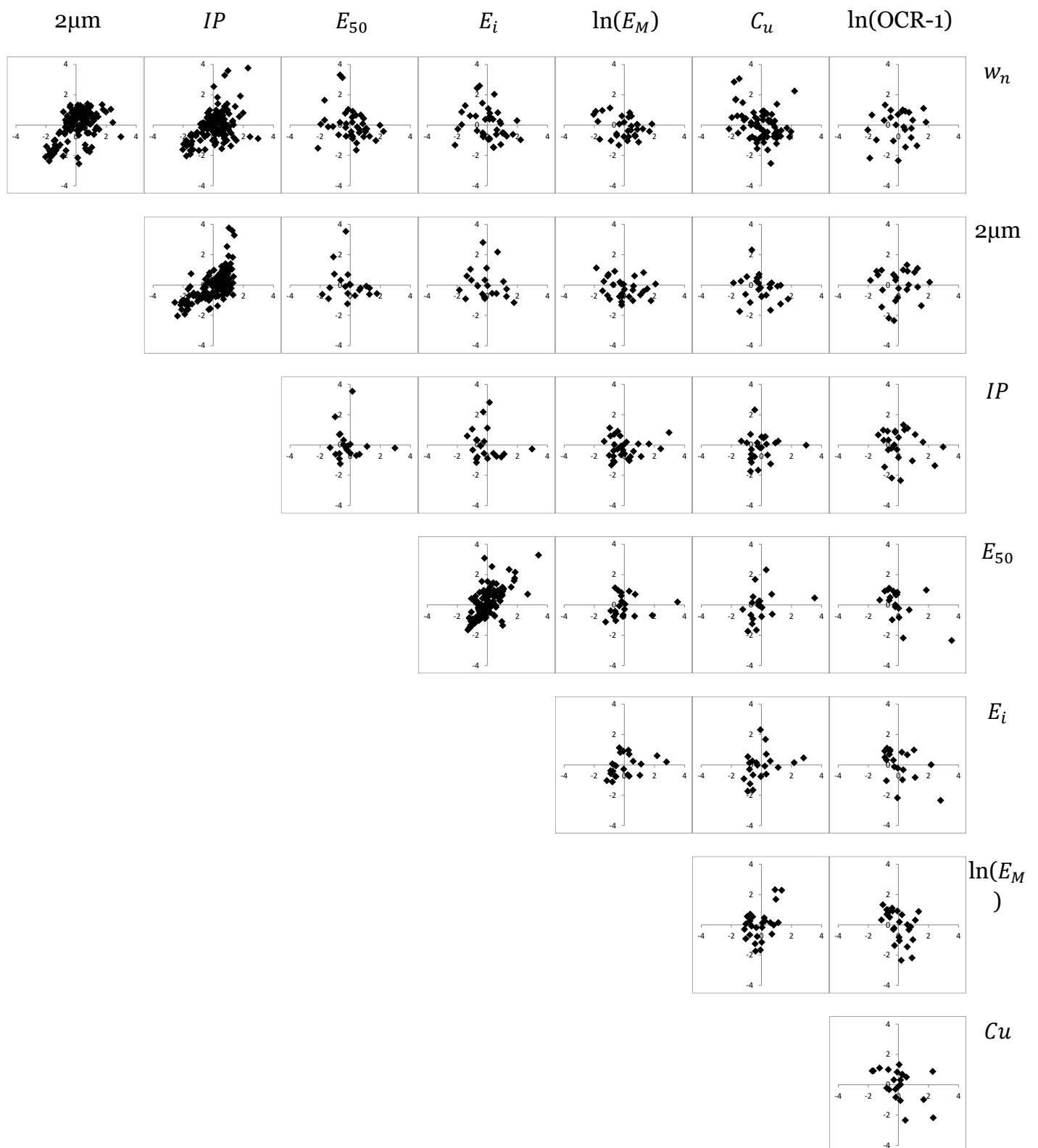


Figure 2-17 : Diagrammes de dispersion des paramètres deux à deux

La matrice de corrélation obtenue est présentée dans le Tableau 2-7, elle est définie et positive ce qui est un critère nécessaire pour éviter d'aboutir à des variances négatives (Phoon et al. 2015).

Tableau 2-7 : Matrice de corrélation à 8 dimensions

	$w$	$2\mu m$	$IP$	$E_{50}$	$E_i$	$\ln(E_M)$	$Cu$	$\ln(OCR-1)$
$w$	1	0,516	0,404	-0,240	-0,254	-0,272	-0,327	-0,023
$2\mu m$	0,516	1	0,631	-0,188	-0,134	-0,225	-0,202	0,078
$IP$	0,404	0,631	1	-0,045	-0,143	0,075	0,074	-0,121
$E_{50}$	-0,240	-0,188	-0,045	1	0,638	0,129	0,289	-0,542
$E_i$	-0,254	-0,134	-0,143	0,638	1	0,339	0,318	-0,472
$\ln(E_M)$	-0,272	-0,225	0,075	0,129	0,339	1	0,456	-0,437
$Cu$	-0,327	-0,202	0,074	0,289	0,318	0,456	1	-0,447
$\ln(OCR-1)$	-0,023	0,078	-0,121	-0,542	-0,472	-0,437	-0,447	1

L'utilité d'avoir une distribution multivariée normale est le fait qu'on peut retrouver facilement les distributions conditionnelles à travers une approche bayésienne. Par exemple, la distribution marginale du vecteur  $X2$  de  $n_2$  paramètres peut être actualisée connaissant la mesure du vecteur  $X1$  de  $n_1$  paramètres ( $n_1+n_2=8$ ). On définit les sous-matrices de la matrice de corrélation  $C$  comme suit :  $C11$  ( $n_1$  dimensions),  $C12$ ,  $C22$  ( $n_2$  dimensions):

$$C = \begin{pmatrix} C11 & C12 \\ C12 & C22 \end{pmatrix}$$

La densité de probabilité de la distribution conditionnelle de  $X2$  connaissant  $X1$  s'exprime comme suit :

$$f(X2|X1) = \frac{f(X1, X2)}{f(X1)} = \frac{1}{\sqrt{2\pi}^{n_2} \cdot \sqrt{|C_{22,up}|}} \exp\left(-\frac{(X2 - \mu_{2,up})^T C_{22,up}^{-1} (X2 - \mu_{2,up})}{2}\right)$$

Ainsi le vecteur moyenne  $\mu_{2,up}$  et la covariance  $C_{22,up}$  actualisée du vecteur  $X2$  sont les suivants :

$$\mu_{2,up} = \mu_2 + C12^T C11^{-1} (X1 - \mu_1)$$

$$C_{22,up} = C22 - C12^T C11^{-1} C12$$

### Applications de l'approche bayésienne

Comme présenté dans le paragraphe précédent, l'approche bayésienne utilisant la distribution multivariée normale permet d'actualiser la moyenne et l'écart type d'un paramètre en ayant mesuré un autre paramètre différent à proximité. Le Tableau 2-8 donne l'exemple de l'écart type actualisé de la cohésion non drainée en fonction du nombre de paramètres mesurés. On remarque que la dispersion

est réduite quand on dispose de plusieurs paramètres connus. En d'autres termes, la dispersion globale qu'on avait pour un paramètre est diminuée quand on dispose d'information supplémentaire sur le sol par le biais d'autres paramètres. Cette logique d'aborder l'information géotechnique issue de différents essais s'accorde parfaitement avec l'esprit des campagnes de reconnaissance.

Tableau 2-8 : Ecart type actualisé de la cohésion non drainé avec différents paramètres mesurés

Information	Ecart type actualisé
$w_n, 2\mu\text{m}, PI$	51,4
$w_n, 2\mu\text{m}, PI, E_{50}$	50,4
$w_n, 2\mu\text{m}, PI, E_{50}, E_i$	49,2
$w_n, 2\mu\text{m}, PI, E_{50}, E_i, \ln(E_M)$	47,2
$w_n, 2\mu\text{m}, PI, E_{50}, E_i, \ln(E_M), \ln(\text{OCR}-1)$	45,1

Le Tableau 2-9 présente une deuxième application de l'approche bayésienne, les moyennes et écart types sont actualisés pour 7 paramètres à partir de la connaissance de la teneur en eau des deux groupes G1 et G2 respectivement 30 % et 22 %. On remarque que le seul paramètre de teneur en eau permet déjà de distinguer la tendance des propriétés des deux groupes en prédisant pour le groupe G1 un pourcentage de particules fines et un indice de plasticité plus important en comparaison avec G2 comme décrit dans l'approche univariée descriptive. Néanmoins les valeurs ne sont pas exactement similaires. Une compilation d'autres mesures dans la base de données pourrait améliorer la matrice de corrélation en liant davantage les paramètres les uns avec les autres.

Tableau 2-9 : Distributions actualisées des paramètres des groupes G1 et G2 à partir de leur teneur en eau

		G1	G2
Pourcentage de fines (%)	$m$	72	68
	$COV(\%)$	23	24
$IP$ (%)	$m$	49	46
	$COV(\%)$	31	33
$E_{50}$ (MPa)	$m$	30	32
	$COV(\%)$	76	71
$E_i$ (MPa)	$m$	45	47
	$COV(\%)$	58	56
$\ln(E_M)$ (MPa)	$m$	2,67	4,85
	$COV(\%)$	25	14
$C_u$ (CU+u) (kPa)	$m$	158	161
	$COV(\%)$	34	34
$\ln(\text{OCR}-1)$	$m$	-0,81	-0,63
	$COV(\%)$	168	217

### 2.2.2.3 Conclusion

Les campagnes de reconnaissances du secteur centre de la ligne 15 sud ont permis de constituer une base de données consistante sur la couche d'Argile Plastique et mettre en évidence une variabilité évidente de cette dernière. D'une part, la caractérisation de cette variabilité a été effectuée suivant l'approche univariée descriptive qui a permis de fournir les coefficients de variation de chaque paramètre géotechnique afin d'alimenter des méthodes de dimensionnement fiabilistes. D'autre part, l'exploitation de la base de données des mesures a permis de construire une distribution multivariée normale à 8 dimensions dans le but de l'utiliser dans une approche bayésienne afin d'actualiser la moyenne et l'écart type des paramètres localement en connaissant les mesures d'autres paramètres. Cette approche nommée « approche multivariée prédictive » peut être améliorée en actualisant la matrice de corrélation à partir d'une base de données plus large.

## 2.3 Comportement non drainé

La géologie du bassin parisien met en évidence la présence de couches argileuses peu perméables en dessous de nappes dans lesquelles vont être creusées les nouvelles gares du Grand Paris Express. Afin de bien prédire la pression que vont exercer ces sols sur l'écran de soutènement ainsi que leur résistance au cisaillement disponible, il est nécessaire de cerner la nature de leur comportement en présence d'eau et de statuer sur le maintien ou pas des conditions non drainées dans le cas d'une excavation. En fait, dans le cas des remblais sur sols mous, la prise en compte des conditions non drainées est indispensable car le comportement à court terme est le plus critique à cause de la génération de surpressions interstitielles positives élevées induisant des contraintes effectives faibles proche de la rupture. En revanche, dans le cas des excavations, le problème est inverse car on décharge le sol au lieu de le charger et se sont plutôt des surpressions interstitielles négatives qui vont être générées et qui participent à éloigner les contraintes effectives de la rupture. Ainsi le comportement non drainé des excavations s'avère ne pas être la phase la plus critique et mérite d'être reconsidéré, d'autant plus que le formalisme des théories classiques de poussée/butée a été principalement conduit autour des paramètres drainés des sols.

### 2.3.1 Comment distinguer les conditions drainées et non drainées ?

Le comportement macroscopique d'un sol saturé d'eau repose sur le comportement de ses constituants à savoir l'agencement des grains solides et l'incompressibilité de l'eau. En effet, on distingue deux types de comportement : drainé et non drainé.

Le comportement drainé consiste à considérer que tout incrément de contrainte appliquée au sol impacte uniquement les grains solides tandis que l'eau ne subit aucune surpression. Cela dit, la rupture est contrôlée par les paramètres de cisaillement effectifs à savoir l'angle de frottement et la cohésion effective. C'est le cas des sols perméables qui par leur aspect granulaire permettent à l'eau de s'écouler lors du réarrangement des grains et de ne pas participer à la résistance de l'ensemble, suite à un incrément de contrainte (Figure 2-18).

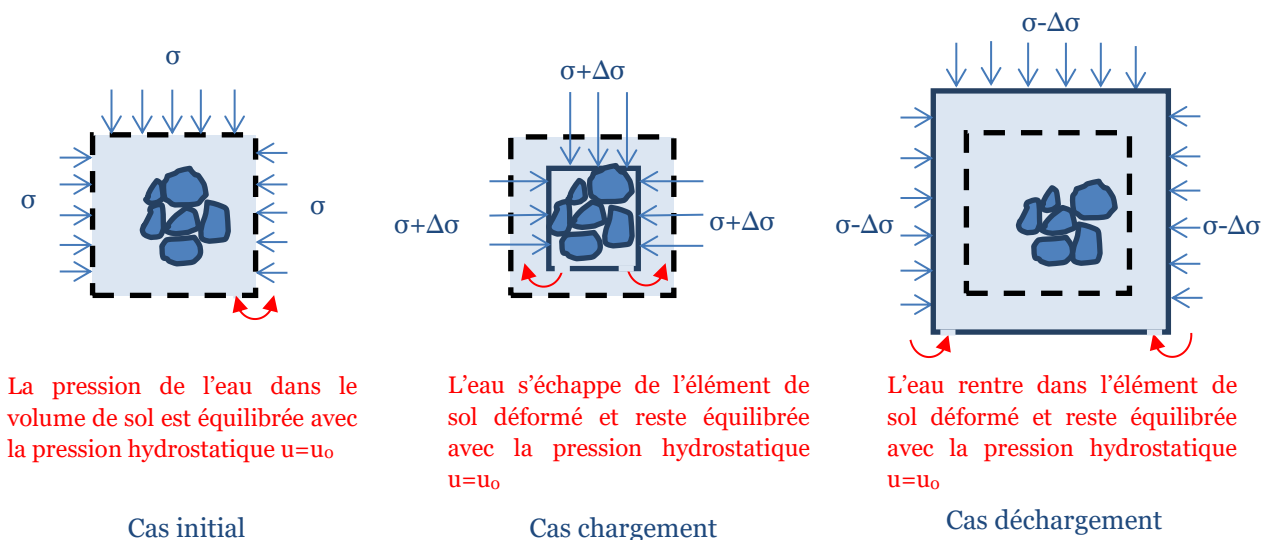


Figure 2-18 : Illustration d'un chargement et déchargement d'un volume de sol en conditions drainées

Le comportement non drainé consiste à considérer que toute contrainte appliquée au sol est reprise en partie par l'eau. C'est le cas des sols peu perméables où l'eau n'arrive pas à s'échapper suite à un incrément de contrainte, son caractère incompressible ne lui permettant pas non plus de se comprimer, elle se trouve donc en conditions de déformation volumique nulle et des surpressions interstitielles positives (augmentation de la pression) sont générées. Dans le cas d'un déchargement du sol en conditions non drainées, des surpressions négatives (diminution de la pression) apparaissent car un décrétement de contrainte induit une chute des pressions interstitielles à cause des conditions non drainées isochores (Figure 2-19). Il est important de noter que dans le cas d'un déchargement non drainé, on suppose que la pression ne chute pas en dessous de zéro, auquel cas on se retrouverait avec des succions (pressions négatives) et on sortirait du cadre de la mécanique classique des sols saturés de Terzaghi (Mécanique de Bishop et al. 1963).

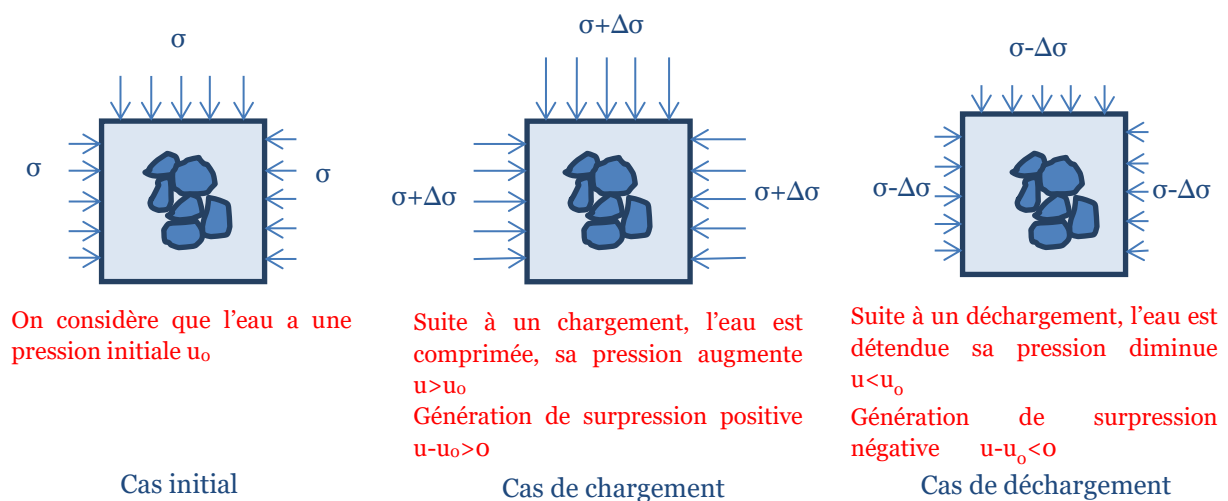


Figure 2-19 : Illustration d'un chargement et déchargement d'un volume de sol en conditions non drainées

Si on connaît l'évolution de la pression interstitielle, on peut suivre l'évolution de la contrainte effective, ainsi la rupture peut toujours être gérée par les paramètres de cisaillement effectifs. Or ces pressions ne sont pas toujours faciles à prédire notamment pour le cas des sols surconsolidés pour lesquels on observe dans un essai triaxial de compression non drainé une chute de la pression interstitielle après un pic, ce qui nécessite des modèles de sols spécifiques pour pouvoir reproduire cette observation. Le modèle Cam Clay par exemple peut reproduire cette chute de pression post-pic, toutefois la valeur du pic peut être trop importante et surestimer la résistance. Par conséquent, il est plus pratique de définir la rupture par rapport à la contrainte totale à travers la résistance au cisaillement totale apparente nommée « Cohésion non drainée ».

Pour évaluer correctement la cohésion non drainée et l'intégrer dans la modélisation du comportement des sols peu perméables il faut pouvoir répondre aux trois questions suivantes :

### **2.3.2 Comment mesure-t-on la cohésion non drainée $C_u$ la plus pertinente pour le cas d'une excavation ?**

La cohésion non drainée n'est pas un paramètre intrinsèque du sol mais plutôt une résistance apparente en contrainte totale prenant en compte la présence de l'eau entre les grains à cause de la faible perméabilité du sol, elle dépend ainsi de l'évolution de la pression de cette eau interstitielle au cours du chemin de contraintes vers la rupture. Par conséquent, le choix de ce paramètre doit être fait sur la base d'essais en laboratoire suivant un chemin de contrainte similaire à celui suivi par le sol pendant l'excavation afin de reproduire le même développement de pression interstitielle (Ou 2016). En effet, pour un sol fin normalement consolidé, la pression interstitielle augmente pendant un essai de compression triaxiale, en revanche pour un sol surconsolidé, la pression interstitielle diminue après un pic lors du même essai. Il en résulte une résistance au cisaillement (représentée par la cohésion non drainée) différente. Plusieurs auteurs ont proposé des expressions du rapport entre ces deux cohésions en fonction du degré de surconsolidation OCR (Ladd et al. 1977). De plus, la cohésion non drainée est anisotrope, c'est-à-dire qu'elle dépend de l'orientation de la direction de la contrainte principale, des formules de  $C_u$  en fonction de l'angle que fait la direction de la contrainte principale avec la verticale ont été proposées dans la littérature pour les argiles molles (Lo 1965). Cette anisotropie est même introduite dans la vérification de la stabilité des excavations dans l'argile molle vis-à-vis du soulèvement du fond de fouille (renard solide) étant donné que l'orientation des directions des contraintes principales de part et d'autre de l'écran de soutènement sont différentes (Hsieh et al. 2008, Wang et al 2014).

### **2.3.3 Comment modélise-t-on numériquement le comportement non drainé d'une couche de sol (approche en contraintes totales ou effectives) ?**

La modélisation du comportement non drainé des couches peu perméables peut se faire suivant deux approches à savoir en contraintes totales ou en contraintes effectives.

La modélisation en contraintes totales suppose que les grains de sols et l'eau forment un seul matériau, la pression interstitielle n'est pas définie. Le matériau se déforme suivant un module non drainé  $E_u$  incluant la compressibilité de l'eau qui est importante et un coefficient de Poisson quasi égal à la valeur limite de 0,5 (déformation volumique nulle). Le critère de rupture correspond à la cohésion non drainée ( $\varphi=0$ ,  $c=C_u$ ).

La modélisation en contraintes effectives consiste à simuler le couplage entre les comportements du sol et de l'eau. Le profil hydrostatique est pris en compte et la génération de pression interstitielle est simulée selon l'évolution des déformations volumiques produites en fonction de la loi de comportement du sol. Le sol réagit aux sollicitations suivant un modèle rhéologique exprimé en contraintes effectives (modules de déformations effectifs et paramètres de cisaillement effectifs ( $\varphi=\varphi'$ ,  $c=c'$ )). La cohésion non drainée apparente est un résultat du modèle et n'est pas fixée au préalable, elle dépend ainsi du modèle de sol utilisé. Elle doit être contrôlée afin de ne pas dépasser les valeurs expérimentales préétablies in situ ou en laboratoire pour des chemins de contraintes similaires à ceux suivis par le sol dans la modélisation.



La Figure 2-20 présente schématiquement la différence entre les cohésions non drainées d'un sol normalement consolidé obtenues avec trois modèles de sol différents ayant le même critère de rupture à savoir la droite de Mohr-Coulomb et les mêmes paramètres de cisaillement drainés. Le modèle MC correspond à un modèle élastique parfaitement plastique, ainsi dans des conditions non drainées, la déformation volumique élastique correspondant à la déformation volumique totale avant la rupture est nulle, la pression moyenne  $p$  reste donc constante et le chemin de contrainte dans un plan  $(p',q)$  est vertical (domaine élastique). Le modèle HS correspond à un modèle élasto-plastique avec écrouissage selon deux surfaces de charges en cisaillement et en compression (Plaxis Material Models Manual 2017). Cet écrouissage génère des déformations volumiques plastiques, il permet ainsi une variation de la contrainte effective moyenne et produit un chemin de contraintes incurvé. Le modèle Cam-Clay (CC) dispose d'une surface de charge elliptique de demi-axe horizontal correspondant à la moitié de la pression de préconsolidation, ainsi le chemin de contrainte suivi mène à la valeur de cohésion non drainée la plus faible. On retrouve au final l'ordre suivant entre les cohésions non drainées issues de ces modèles de sols, on remarque que le modèle MC devrait être évité car il surestime la cohésion non drainée dans le cas d'une argile normalement consolidée avec un comportement contractant (Nicoll Highway Collapse, Whittle et al. 2006).

$$C_u \text{ MC} > C_u \text{ HS} > C_u \text{ CC}$$

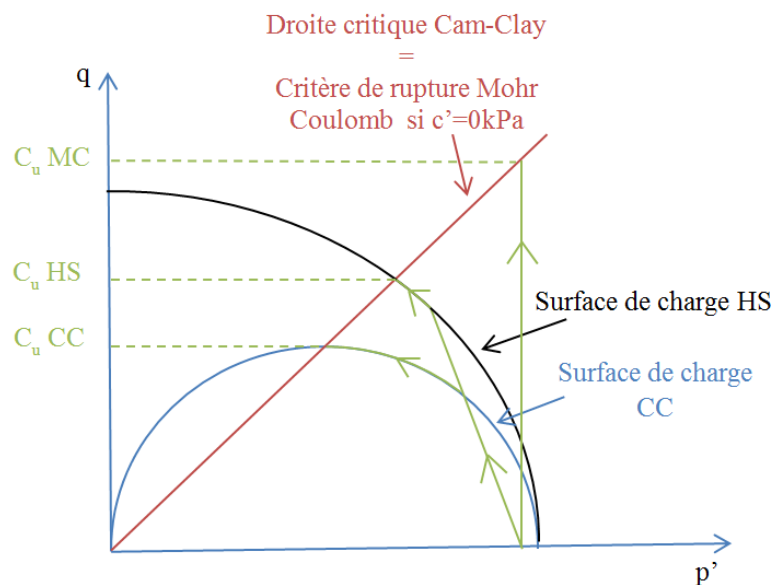


Figure 2-20 : Chemins de contraintes d'un essai triaxial de cisaillement non drainé normalement consolidé avec différents modèles de sol (MC, HS et CC)

La Figure 2-21 présente schématiquement la différence entre les cohésions non drainées d'un sol surconsolidé (OCR supérieur à 2) obtenues avec les trois modèles de sol précédemment présenté. Le modèle CC présente la cohésion non drainée la plus élevée car l'état de surconsolidation du sol permet de générer de la dilatance avec ce modèle (domaine dilatant de Cam-Clay  $p' < 0,5 p'_p$ , domaine contractant de Cam-Clay  $p' > 0,5 p'_p$ ). Le modèle HS présente un domaine élastique initial dû à la surconsolidation indiquée par la surface de charge en cisaillement initial en pointillés. Le chemin de contrainte est vertical dans ce domaine ensuite il devient incurvé par écrouissage plastique. La

cohésion non drainée issue de ce modèle est la plus faible. Le modèle MC produit une cohésion non drainée intermédiaire suivant un chemin de contraintes verticale.

Il est important de noter que le modèle HS ne permet pas de produire de la dilatance due à la surconsolidation d'un sol argileux, néanmoins, pour un sol sableux dense l'introduction d'un angle de dilatance est possible et permet de générer des déformations volumiques dilatantes avec le modèle HS grâce à une loi d'écoulement non associée pour la surface de charge en cisaillement.

On retrouve au final l'ordre suivant entre les cohésions non drainées issues de ces modèles de sols, on remarque que le modèle CC permet de simuler la dilatance observée pour les sols surconsolidés, toutefois la valeur simulée peut être élevée.

$$C_u \text{ CC} > C_u \text{ MC} > C_u \text{ HS}$$

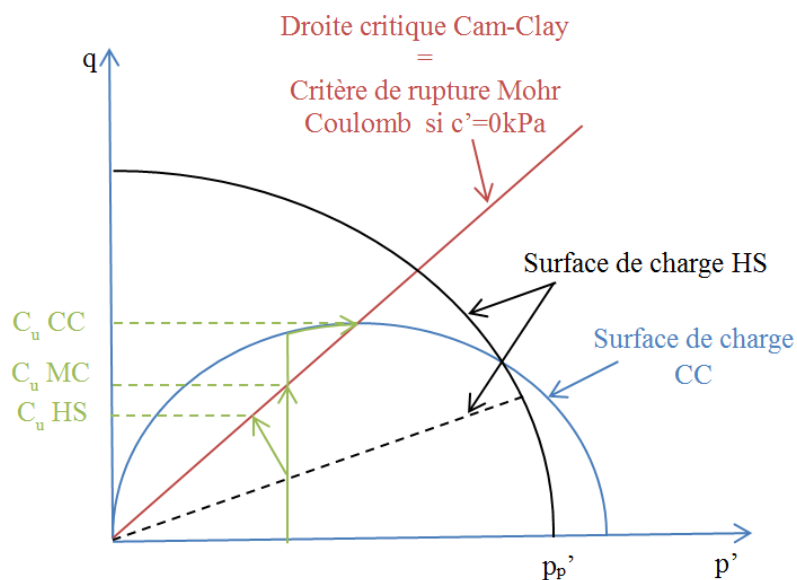


Figure 2-21 : Chemins de contraintes d'un essai triaxial non drainé surconsolidé ( $OCR > 2$ ) avec différents modèles de sol (MC, HS et CC)

### 2.3.4 A quel point a-t-on raison de considérer que le comportement est entièrement non drainé ? et comment modéliser un comportement intermédiaire ?

La considération du comportement non drainé repose d'une part, sur la faible perméabilité de la couche de sol et d'autres par sur la cadence de réalisation des travaux. En effet, une perméabilité faible ou une cadence rapide correspondent à un comportement du sol en conditions non drainées (à court terme). Cependant, les surpressions interstitielles générées se dissipent avec le temps jusqu'à s'annuler à long terme (conditions drainées). La prise en compte du couplage entre le comportement du sol et de l'eau interstitielle permet de décrire ce comportement intermédiaire. Cette description plus réaliste du sol pendant l'excavation permet d'une part, d'éviter de considérer entièrement l'effet bénéfique du comportement à court terme et d'autre part, d'éviter de pénaliser le dimensionnement des phases provisoires par un comportement entièrement drainé. Toutefois, il est légitime de se demander si le

temps de dissipation des surpressions interstitielles est suffisamment lent par rapport aux différentes phases provisoires des travaux pour prétendre à l'utilité de considérer un comportement intermédiaire.

La Figure 2-22 présente la proposition de Vermeer et Meier (1998) qui consiste à calculer un facteur temps  $T$  sans dimension à partir duquel on décide si on devrait procéder suivant une analyse drainée ou non drainée. Ce facteur s'exprime en fonction de la perméabilité  $k$ , du module oedométrique  $E_{oed}$ , du poids volumique de l'eau  $\gamma_w$  et de la distance de drainage  $D$ . Une valeur faible de  $T$  indique un comportement du sol proche des conditions non drainées, une valeur élevée de  $T$  indique un comportement du sol proche des conditions drainées. Il est intéressant de constater que ce facteur dépend du module de déformation, pour le cas des excavations pour lesquels on observe généralement un niveau de déformation autour de  $10^{-4}$  le module correspondant sera élevé en comparaison avec le cas de remblais sur sol mou ( $10^{-2}$ ). En effet, pour une perméabilité de  $10^{-8}$  m/s, un module de 50 MPa et une distance de drainage de 20 m on obtient une valeur du facteur  $T$  égale à 3 au bout de 1 mois. Ce qui indique une dissipation rapide des surpressions interstitielles et selon la suggestion de Vermeer et Meier (1998) un comportement du sol proche des conditions drainées.

suggestion de Vermeer & Meier (1998)

$T < 0.10$  ( $U < 10\%$ ) → analyse non drainée

$T > 0.40$  ( $U > 70\%$ ) → analyse drainée

$$T = \frac{k E_{oed} t}{\gamma_w D^2}$$

$k$  = perméabilité  
 $E_{oed}$  = module oedométrique  
 $\gamma_w$  = poids volumique de l'eau  
 $D$  = distance de drainage  
 $t$  = durée de construction  
 $T$  = facteur de temps sans dimension  
 $U$  = degré de consolidation

Figure 2-22 : Proposition de Vermeer et Meier (1998) pour le choix de l'approche drainée ou non drainée

Freiseder (1998) présente dans la Figure 2-23 les surpressions interstitielles observées durant une excavation de 6,3 m pour un parc souterrain à Salzburg. On remarque durant les phases d'excavation que des surpressions négatives se développent et se dissipent quelques semaines après. En comparaison avec la durée des phases provisoires de travaux (plusieurs mois), la durée d'un comportement intermédiaire du sol est courte et peut être négligée. En conclusion une modélisation du sol en conditions drainées pendant l'excavation est suffisante.

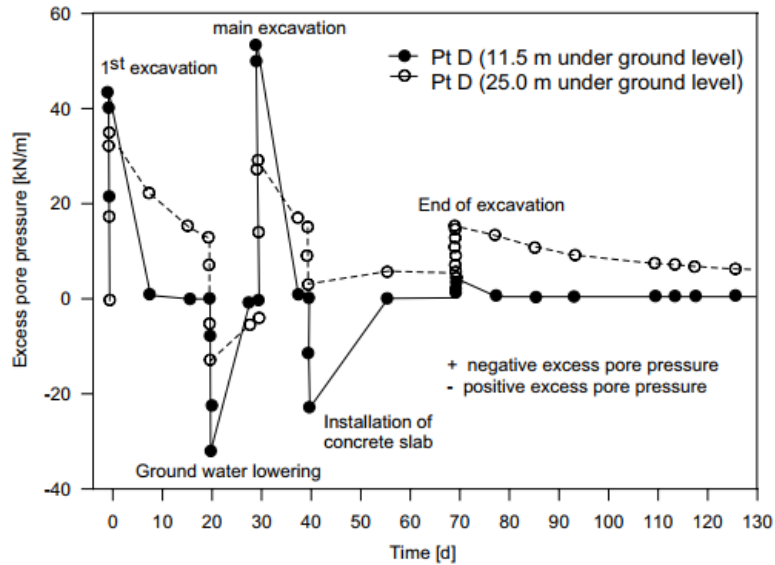


Figure 2-23 : Le développement des surpressions interstitielles et leur dissipation durant l'excavation (Freiseder 1998)

Chan et al. (2018) présente les mesures de soulèvement sur une période de 21 ans du sous-sol de Horseferry Road posé sur l'Argile de Londres, le calage qu'il réalise suivant la théorie de la consolidation lui permet d'évaluer le coefficient de consolidation  $C_v$  entre 38 et 52  $m^2/an$  ce qui est 12 à 17 fois plus important que la valeur usuelle dans cette argile. Ce résultat confirme la rapidité de dissipation des pressions interstitielles dans le cas d'une excavation.

Du point de vue de la stabilité, Atkinson (1993) envisage que le facteur de sécurité diminue avec le temps suite à la dissipation des surpressions interstitielles négatives générées par l'excavation (déchargement). De ce fait, la contrainte effective moyenne  $p'$  diminue avec le temps, ainsi le chemin de contraintes sur un plan  $(p',q)$  s'approche du critère de rupture et le facteur de sécurité diminue. Kempfert et al. (2006) concluent que les conditions drainées à long terme sont plus critiques pour la stabilité d'une excavation. C'est une tendance inverse qu'on observe pour les remblais sur sols mous (chargement) où les surpressions interstitielles générées sont positives et se dissipent avec le temps. Dans ce cas la contrainte effective moyenne  $p'$  augmente et s'éloigne du critère de rupture. Le facteur de sécurité augmente avec le temps et les conditions non drainées à court terme sont les plus critiques pour la stabilité de l'ouvrage.

Par ailleurs, les argiles surconsolidées peuvent présenter des fissurations qui vont permettre à l'eau de circuler librement, par conséquent le comportement macroscopique de ces argiles peut être considéré comme drainé assez rapidement (CIRIA report 104 Padfield et Mair 1984).

Ainsi la modélisation du comportement de l'excavation en conditions drainées s'avère suffisante d'une part à cause de la durée limitée du comportement intermédiaire et d'autre part étant donné que ce dernier ne constitue pas la phase la plus critique.

### 2.3.5 Conclusion

Dans le cas des sols peu perméables, le couplage entre le comportement du sol et de l'eau permet de distinguer entre un état à court terme du sol en conditions non drainées, un état intermédiaire d'évolution des surpressions interstitielles et un état à long terme en conditions drainées. La modélisation de ce couplage peut être considérée suivant deux approches :

- Une approche en contraintes totales qui décrit l'état du sol à court terme et définit une résistance au cisaillement totale notée « Cohésion non drainée ». Cette dernière peut être anisotrope et dépendre du chemin de contraintes suivi et de l'état de consolidation du sol.
- Une approche en contraintes effectives qui décrit l'état intermédiaire du sol pendant la dissipation des surpressions interstitielles. La résistance au cisaillement est générée par les paramètres de cisaillement effectifs. La cohésion non drainée résultante varie en fonction de la loi de comportement du sol utilisée. Pour un sol normalement consolidé un modèle élastique parfaitement plastique surestime cette valeur et devrait être évité. Pour un sol surconsolidé, la dilatance n'est pas prise en compte dans les modèles usuels, le recours à des lois de comportement spécifiques pour ce type de sol est nécessaire (Cam-Clay). Toutefois, la résistance issue de ce type de modèle peut être surestimée et devrait être contrôlée par les valeurs d'essais expérimentaux in situ ou en laboratoire.

Certains retours d'expérience montrent que la dissipation des surpressions interstitielles est rapide en comparaison avec la durée des phases provisoires des travaux. Cette observation peut être expliquée par la proportionnalité entre la vitesse de consolidation et le module de déformation. En effet, le niveau de déformation autour d'une excavation est de l'ordre de  $10^{-4}$ , ce qui implique l'utilisation d'un module de déformation élevé. De plus, pour les sols surconsolidés, la présence de fissuration permet la circulation libre de l'eau et un comportement macroscopique en conditions drainées.

Le déchargement du sol suite à l'excavation induit des surpressions interstitielles négatives à court terme, leur dissipation conduit à diminuer la contrainte effective et le chemin de contraintes s'approche du critère de rupture. Ainsi l'état le plus critique pour une excavation correspond à l'état du sol à long terme.

Au vu de la durée courte du comportement intermédiaire et du fait que l'état le plus critique est celui à long terme, la modélisation du comportement des sols peu perméables en conditions drainées est suffisante pour le dimensionnement des excavations des gares du Grand Paris.

## 2.4 Cuvette de tassement

Les infrastructures de transports sont par nature implantées dans des sites urbains pour assurer la proximité aux usagers. L'ensemble des 68 gares du Grand Paris Express seront ainsi réalisées dans un contexte urbain dense, adjacent à plusieurs avoisinants existants. Ces derniers sont souvent des bâtiments de différents degrés de sensibilité mais aussi des ouvrages stratégiques et vulnérables tels que des voies ferroviaires de desserte de lignes de grandes vitesses. La prévision des tassements engendrés par les travaux d'excavation des nouvelles gares est indispensable et s'avère même dimensionnant pour le soutènement de ces fouilles profondes à cause des strictes limitations des mouvements que peuvent supporter ces avoisinants sensibles.

Il faut distinguer tout d'abord deux types de tassements : ceux dus à la réalisation du soutènement tel que le creusement de la tranchée d'une paroi moulée épaisse et ceux dus aux phases de terrassement de la fouille. Cette distinction est essentielle car le premier type de tassement est souvent ignoré dans le dimensionnement, les modélisations courantes n'intégrant guère la phase de construction de l'écran de soutènement, ce dernier est souvent modélisé comme un élément de plaque et mis en place après la phase d'initialisation des contraintes dans le sol. L'omission de ces tassements préliminaires repose sur l'hypothèse courante qui consiste à négliger ces tassements devant ceux générés pendant l'excavation. Or cette hypothèse n'est pas toujours valide dans la réalité. La Figure 2-24 présente la synthèse des mesures de tassements recensées par Clough et al. (1990) dus uniquement à la phase de réalisation des parois moulées. On peut noter l'exemple extrême de la station Chater à Hong Kong (1976-1980) qui a donné lieu à 50 mm de tassement lors du creusement des parois d'une profondeur de 37 m et d'une épaisseur de 1,2 m dans des sols meubles (remblais dégradés, dépôt marins, sables silteux). Tandis que les tassements ultérieurs dus à l'excavation étaient dans la plage de 5 à 15 mm.

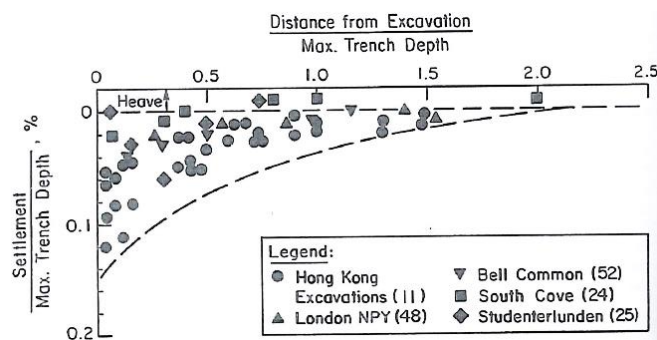


Figure 2-24 : Tassements mesurés pendant la réalisation des parois moulées (Clough et al. 1990)

L'ingénieur géotechnicien doit ainsi garder en tête l'occurrence de ces tassements dus au creusement des parois moulées et devra orienter l'auscultation de telle sorte à pouvoir mesurer ces tassements, c'est-à-dire insister sur le démarrage de l'auscultation des avoisinants avant le début des travaux de parois moulées et non pas seulement avant le démarrage de l'excavation. Cependant, l'évaluation de ces tassements reste délicate car elle nécessite de modéliser la procédure de réalisation de parois moulées avec ses nombreuses incertitudes en termes d'inhomogénéité de la densité de la boue, en circulation permanente, ou celles liées au processus de prise du béton. La prise en compte de ces processus de réalisation nécessite une modélisation du soutènement en éléments volumiques. Cette

modélisation est nommée dans la littérature par « Wall Installation Modelled » à l'encontre de la modélisation classique « Wished In Place ». Le travail de Burlon (2007) met l'accent sur l'apport de la modélisation WIM notamment en termes de génération de champ de contraintes derrière l'écran, prenant en compte le déconfinement subi par le sol pendant la réalisation de la paroi et son incidence sur le comportement ultérieur du soutènement.

Etant donné les nombreuses incertitudes sur le processus de réalisation de la paroi et le manque de retour d'expérience suffisamment consistant sur ce sujet, le présent paragraphe concernera uniquement la prévision des tassements dus à l'excavation. Ces derniers ont néanmoins été largement documentés à partir de plusieurs retours d'expérience d'excavations profondes. On peut distinguer deux méthodes d'évaluation de ces tassements :

- une méthode semi-empirique se basant sur les retours d'expérience existants pour prédire l'amplitude et l'allure de la cuvette de tassement à partir de la géométrie de l'excavation, du type de soutènement, du type de sol et/ou de la déformée de l'écran
- une méthode numérique se basant sur la modélisation de l'ensemble des éléments géométriques et structurels du projet avec la prise en compte du comportement du sol et du phasage des travaux

Le présent paragraphe abordera ces deux méthodes et en particulier la méthode numérique en se basant sur le code de calcul en éléments finis Plaxis 2D v.2017 avec une modélisation du cas historique de construction du Taipei National Enterprise Center (TNEC) pour permettre d'explicitier des recommandations nécessaires pour aboutir à une modélisation pertinente de la réalité.

#### **2.4.1 Méthode semi-empirique**

Les méthodes semi-empiriques reposent sur la détermination d'une corrélation entre l'allure ou l'amplitude de la cuvette de tassement mesuré et des éléments spécifiques au projet à savoir la géométrie de la fouille, la rigidité du soutènement et le type de sol. Cette corrélation est établie à la base d'une multitude de retours d'expérience et permet l'établissement d'abaques. Cependant, l'utilisation de ces derniers reste limitée pour deux raisons : la première est le degré de similitude entre le projet en cours de conception et ceux qui l'ont précédé dans la littérature car de manière générale les projets n'obéissent pas à la logique d'une production en chaîne et peuvent être totalement différents, la deuxième est la qualité de la mesure enregistrée, souvent très peu d'information sont données sur la mesure, elle est présentée comme une grandeur absolue sans intervalle de variation et avec peu d'éléments sur les conditions de réalisation (démarrage avant réalisation de l'écran ou après, date d'enregistrement en fonction du phasage des travaux, etc.).

Toutefois, ces abaques présentent l'intérêt de synthétiser l'expertise acquise sur plusieurs projets pour juger de la pertinence des modèles de prédictions, numériques notamment.

Parmi l'ensemble des abaques disponibles dans la littérature, on peut distinguer quatre types en fonction des caractéristiques de la cuvette de tassement qu'ils proposent de fournir à savoir des

abaques qui fournissent l'amplitude maximale de cette cuvette, la localisation de ce maximum, l'étendue de la zone impactée par les tassements et l'allure de la cuvette de tassement.

On peut citer le travail colossal de recensement réalisé par plusieurs auteurs Peck (1969), Clough et al. (1990), Long (2001) et Moorman (2004). Ces auteurs ont produit principalement des abaques fournissant le rapport entre l'amplitude maximale de tassement et la profondeur de l'excavation en fonction de la nature du sol, du soutènement et du phasage des travaux (Top-down ou Bottom-up). Hsieh et al. (1998) se sont quant à eux intéressés à caractériser l'allure de la cuvette de tassement. En effet, un bâtiment est plus endommagé par un tassement différentiel important plutôt que par un tassement uniforme important. Ils distinguent deux profils des cuvettes de tassement à savoir un profil en tympan et un profil concave (Figure 2-25). Ils se basent sur l'aire de la déformée de l'écran pour distinguer ces deux profils. Leur méthode a été ultérieurement raffinée en redéfinissant l'étendue de la première zone d'influence des tassements (PIZ) en s'appuyant sur la géométrie du mécanisme de rupture générale (Ou 2006, Ou et al. 2011).

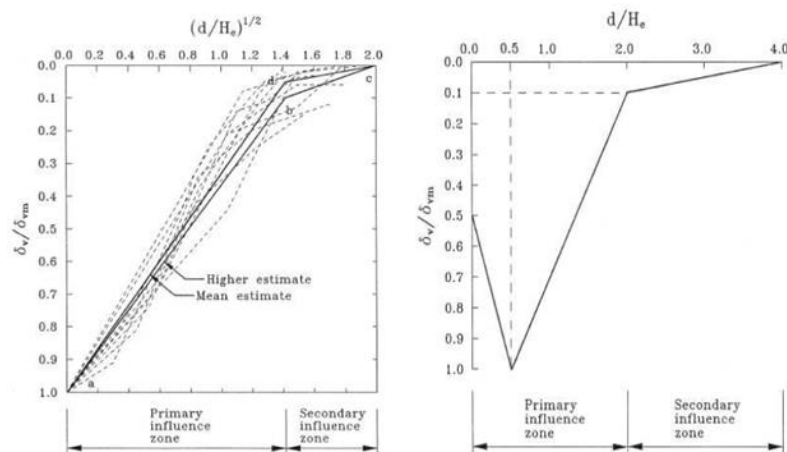


Figure 2-25 : Profil de tassement tympan à gauche et concave à droite selon Hsieh et al. (1998)

#### 2.4.2 Méthode numérique

Les méthodes numériques offrent l'avantage de décrire le plus fidèlement possible les spécificités du projet d'excavation notamment en termes de géométrie et de phasage. Elles permettent également de disposer de plusieurs modèles de comportement de sol. Le choix d'utilisation d'un modèle impacte la cuvette de tassement en termes d'allure et d'amplitude. Il est instinctif de considérer que le tassement est directement lié à la déformée de l'écran par un simple principe de conservation des volumes. Or le comportement élasto-plastique du sol rend cette relation loin d'être évidente. Certains modèles peuvent générer des soulèvements aberrants alors même que l'écran bascule vers la fouille. L'enjeu des modélisations numériques est d'obtenir dans un même modèle une prévision de la déformée et du tassement s'approchant conjointement au mieux des mesures in situ.

Lors d'une excavation réelle, le réarrangement des grains induit un tassement observé en surface. La modélisation numérique de cette excavation en milieu continu consiste à désactiver le volume de sol excavé ce qui est équivalent à appliquer une contrainte négative pour annuler celle en place. Dans le



cas d'une loi de comportement purement élastique, la déformation résultante est dilatante (dans le sens de la contrainte négative appliquée) d'où les soulèvements calculés dans des modèles utilisant des lois de comportement purement élastique (Figure 2-26). Dans l'objectif de reproduire les tassements observés, il est nécessaire d'investiguer des modèles de sol avancés afin d'identifier les mécanismes de la loi de comportement permettant de modéliser une cuvette de tassement plus réaliste. Pour ce faire, nous avons investigué le modèle Generalized Hardening Soil (GHS) récemment développé par Plaxis qui est un modèle « Hardening Soil model with Small-strain stiffness » (HSS) asservi (Plaxis Material Models Manual 2017), c'est-à-dire qui permet d'activer et de désactiver certains mécanismes de la loi de comportement, ce qui nous permettra d'évaluer leur impact sur la cuvette calculée.

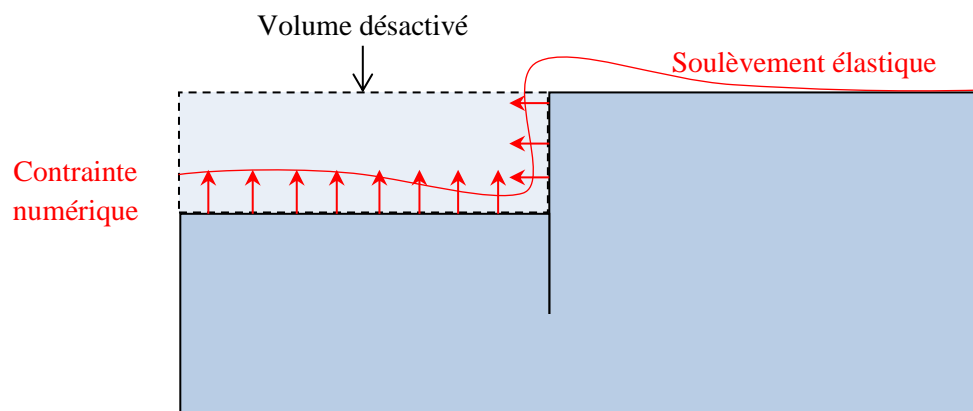


Figure 2-26 : Illustration du soulèvement élastique numérique lors de la désactivation d'un élément de sol

#### 2.4.2.1 Analyse du modèle GHS

Le modèle GHS est un modèle élasto-plastique avec écoulement suivant deux surfaces de charge, une surface de charge en cisaillement (Shear Yield) et une surface de charge en compression (Cap Yield). Le critère de rupture par cisaillement est celui de Mohr-Coulomb. Le domaine élastique décrit un comportement avancé avec la possibilité d'avoir un module dépendant de la déformation et de la contrainte. Les spécificités du domaine élastique et plastique seront présentées ci-après avec les configurations possibles ainsi que des comparaisons entre certaines configurations.

#### Domaine élastique

Toute loi de comportement requiert un domaine élastique car le premier pas de calcul se fait systématiquement dans le domaine élastique puis on vérifie si le franchissement de la surface de charge a eu lieu pour basculer dans la plasticité. Pour reproduire la courbe hyperbolique observée lors d'un essai triaxial, la subtilité du modèle HS (« Hardening Soil ») est qu'il maintient au départ la surface de charge à zéro de telle sorte à faire rentrer le modèle en plasticité dès la première itération. Ainsi le module  $E_{ur}$  qui représente le module élastique du modèle est nommé module de déchargement/rechargement car il n'intervient intégralement que pendant un déchargement purement élastique. En fait, dès le premier chargement, l'écrouissage plastique est déclenché, les déformations totales sont la somme de déformations plastiques et élastiques, et ces dernières sont

régies par le module  $E_{ur}$  et le coefficient de Poisson  $\nu_{ur}$ . La formulation de la surface de charge et la loi d'écoulement génèrent des déformations plastiques qui, se rajoutant aux déformations élastiques linéaires, permettent d'obtenir la courbe hyperbolique de premier chargement du modèle HS. Le domaine élastique du modèle HS est donc un domaine dont le chargement et le déchargement élastique sont identiques et se font par le biais d'un même module  $E_{ur}$  qui peut dépendre de la contrainte via une loi en puissance. Le modèle HSS prévoit en plus une dépendance de ce module avec la déformation. Le nouveau modèle GHS propose de nouvelles formules pour la dépendance du module avec la contrainte et un processus d'actualisation de ces modules mené à des étapes différentes.

### Dépendance du module avec la contrainte

Les Tableau 2-10 et Tableau 2-11 présentent la formulation de la dépendance en contraintes du modèle GHS qui propose des formules différentes et un processus d'actualisation de ces modules mené à des étapes différentes. Les paramètres « Stress Dependency Formula » qu'on notera Sdf et « Stress Dependent Stiffness » qu'on notera SDs sont des paramètres d'entrée du modèle GHS permettant à l'utilisateur de choisir entre les différentes options disponibles.

La formule Sdf=0 est la formule utilisée dans les modèles HS et HSS actuels, elle fait dépendre le module de la contrainte  $\sigma_3$  suivant une loi en puissance. Cette formule peut paraître curieuse car elle fait intervenir les paramètres de cisaillement qui sont des paramètres du critère de rupture loin du domaine élastique. La formule Sdf=1 fait intervenir la pression de préconsolidation  $p_c$  en gardant la dépendance du module avec la contrainte  $\sigma_3$ . Cette deuxième variante permet d'assurer un minorant du module lié à l'historique de chargement du sol grâce à la pression  $p_c$  même si la contrainte  $\sigma_3$  chute significativement (typiquement le cas du sol en dessous du fond de fouille). La formule Sdf=2 améliore la formule Sdf=1 en remplaçant la contrainte  $\sigma_3$  par la pression moyenne effective  $p'$ . Cette variante semble plus cohérente, car le modèle considéré est un modèle isotrope, il est donc judicieux de faire dépendre ses modules d'une contrainte isotrope.

Tableau 2-10 : Options du paramètre Stress Dependent Stiffness (SDs)

	Pas de mise à jour	Mise à jour au début de la phase	Mise à jour à chaque pas de calcul (step)
SDs	0	1	2

Tableau 2-11: Options du paramètre Stress Dependency Formula (Sdf)

	Formule avec paramètres de cisaillement et contrainte $\sigma_3$ (HS/HSS)	Formule avec pression de pré-consolidation $p_c$ et contrainte $\sigma_3$	Formule avec pression de pré-consolidation $p_c$ et pression moyenne effective $p'$
	$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left( \frac{\sigma_3 + c' \cdot \cot(\varphi')}{\sigma^{ref} + c' \cdot \cot(\varphi')} \right)^m$	$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left( \frac{\sigma_3 + p_c}{p^{ref}} \right)^m$	$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left( \frac{p' + p_c}{p^{ref}} \right)^m$
Sdf	0	1	2

Concernant l'étape d'actualisation des valeurs des modules (SDs), trois options sont proposées à savoir l'option 0 qui considère un module constant, c'est-à-dire pas d'actualisation. L'option 1 qui actualise les modules au début de la phase avec l'état de contrainte de la phase précédente. L'option 2 qui actualise les modules à chaque pas de calcul durant la convergence de la phase. L'option actuellement existante pour les modèles HS et HSS est l'option 2, cependant l'option 1 peut sembler plus réaliste. En effet, l'option 1 fait dépendre le module d'un état de contrainte de la phase précédente qui a convergé et donc un état de contrainte réaliste, or l'option 2 fait varier les modules au cours de la convergence suivant des états de contraintes intermédiaires (pas de calcul = step). Néanmoins ces derniers représentent des états d'équilibre intermédiaires car les efforts sont appliqués progressivement. Ainsi l'actualisation des modules à chaque pas de calcul permet d'avoir une évolution de leur valeur en parallèle de l'évolution de l'état de contraintes atteint.

La combinaison qui semble la plus pertinente pour le module du domaine élastique est l'utilisation de la formule 2 et l'option d'actualisation 2. Il faut noter que ces combinaisons ne s'appliquent pas seulement au module élastique mais elles sont appliquées à l'ensemble des modules de déformations que fait intervenir le modèle ( $E_{50}$  et  $E_{oed}$ ). Cette hypothèse simplificatrice qui considère une même loi puissance pour l'ensemble des modules n'est pas forcément physiquement justifiée.

### Dépendance du module avec la déformation

Le modèle GHS utilise la même formule de dépendance du module avec la déformation que celle du modèle HSS à savoir le modèle de Hardin et Drnevich (1972). En effet, au lieu d'avoir un module unique dans le domaine élastique, on a une courbe de dégradation du module qui varie entre le module de cisaillement dynamique (à très faible niveau de déformation)  $G_0$  et le module de cisaillement  $G_{ur} = \frac{E_{ur}}{2(1+\nu_{ur})}$ . Cette dépendance suit le modèle sigmoïdal de Hardin et Drnevich (1972) qui fait intervenir le paramètre  $\gamma_{0.7}$  correspondant à la distorsion à 30 % de dégradation du module ( $0,7 G_0$ ) suivant l'expression suivante :

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + 0.385 \frac{\gamma}{\gamma_{0.7}}}$$

Pour des sols normalement consolidés, le paramètre  $\gamma_{0.7}$  peut être évalué selon la formulation suivante proposé par Benz (2007) dans laquelle la contrainte principale  $\sigma'_1$  peut correspondre à la contrainte verticale à mi-couche.

$$\gamma_{0.7} = \frac{3}{28G_0} (2c' (1 + \cos(2\varphi')) + \sigma'_1 (1 + K_0) \sin(2\varphi'))$$

Ce paramètre  $\gamma_{0.7}$  augmente pour les sols surconsolidés notamment avec un indice de plasticité élevé (Stokoe et al. 2004 et Vucetic et Dobry 1991).

La dépendance avec la contrainte est introduite dans les modules  $G_0$  et  $G_{ur}$ . On peut ainsi voir que les dépendances du module avec à la fois la contrainte et la déformation sont complètement séparées.

L'activation de cette option de dépendance du module avec la déformation se fait par le biais du paramètre « Strain Dependent Stiffness » qu'on notera par la suite SS. Ce dernier est par défaut mis à zéro, pour activer la dépendance module déformation l'utilisateur doit mettre ce paramètre à SS=1.

### Domaine plastique

L'entrée en plasticité est gérée par deux surfaces de charge à savoir :

- une surface elliptique  $f_c$  (Cap Yield) avec un mécanisme d'écrouissage isotrope et une loi d'écoulement associée (cette ellipse est initialement centrée à zéro avec son demi axe horizontal à  $p_p=1\text{kPa}$  (Figure 2-27) et vertical à  $Mp_p$  avec M étant un paramètre interne dépendant du coefficient des terre au repos  $K_0^{NC}$ ). L'expression de la surface est présentée ci-après, la loi d'écoulement est associée et l'écrouissage plastique fait intervenir le paramètre  $E_{oed}$ . Ce dernier correspond au rapport entre la variation de la contrainte et la déformation verticales lors d'un essai oedométrique

$$f_c = \frac{q^2}{M^2} + p^2 - p_p^2$$

- une surface parabolique  $f_s$  (Shear Yield) avec un mécanisme d'écrouissage en cisaillement et une loi d'écoulement non associée avec un potentiel plastique correspondant au critère de Mohr Coulomb (cette surface est initialement quasi horizontale). Les expressions de la surface et du potentiel plastique  $g$  (loi d'écoulement non associée) sont présentées ci-après et l'écrouissage plastique fait intervenir le paramètre  $E_{50}$ . Ce dernier correspond au module sécant à 50 % de la résistance lors d'un essai triaxial.  $\gamma^p$  représente le paramètre d'écrouissage et  $R_f$  le rapport entre le déviateur ultime à la rupture et l'asymptote de l'hyperbole.

$$f_s = \frac{2 - R_f}{E_{50}} \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} - \frac{2q}{E_{ur}} - \gamma^p$$

$$g = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \sin(\psi_m)$$

D'après Schanz (1999) l'angle de dilatance mobilisé  $\psi_m$  s'exprime en fonction de l'angle de frottement mobilisé  $\varphi_m$  et de l'angle critique de frottement  $\varphi_{cv}$  selon les expressions suivantes :

$$\sin(\psi_m) = \frac{\sin(\varphi_m) - \sin(\varphi_{cv})}{1 - \sin(\varphi_m) \sin(\varphi_{cv})}$$

$$\sin(\varphi_m) = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 - 2c \cot(\varphi)}$$

$$\sin(\varphi_{cv}) = \frac{\sin(\varphi) - \sin(\psi)}{1 - \sin(\varphi) \sin(\psi)}$$

Le comportement est contractant si  $\varphi_m < \varphi_{cv}$  et devient dilatant si  $\varphi_m > \varphi_{cv}$ .

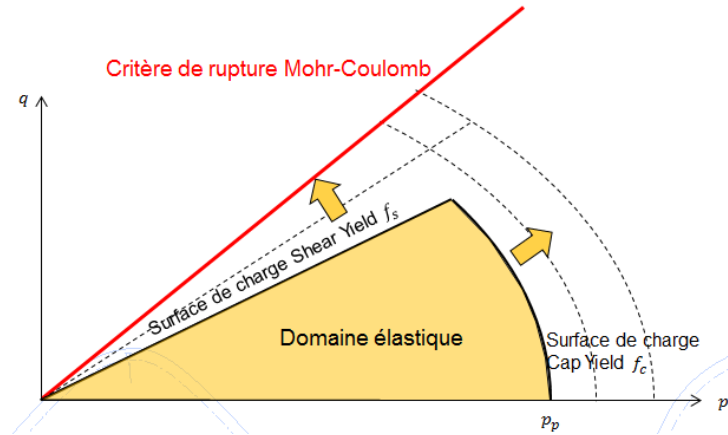


Figure 2-27 : Illustration des deux surfaces de charges sur le plan (p,q)

L'expression originale de la surface de charge  $f_s$  (Shear Yield) permet d'aboutir à une relation hyperbolique (de type Duncan et Chang 1970) entre la déformation axiale et le déviateur  $q$  lors d'un essai triaxial en compression. L'existence de deux surfaces de charge permet de générer des déformations plastiques plus importantes notamment volumiques grâce à la surface  $f_c$  (Cap Yield), par conséquent, les tassements obtenus seront vraisemblablement plus importants.

Les modules de déformation  $E_{50}$  et  $E_{oed}$  que fait intervenir le domaine plastique doivent respecter certaines conditions de cohérence. Les deux principales conditions identifiées sont présentées ci-après :

- Condition sur le module  $E_{50}$  reliée à la nécessité d'avoir un module de déchargement élastique plus fort que le module de premier chargement  $E_i = \frac{2E_{50}}{2-R_f}$  pour toute valeur de  $R_f$

$$E_i \leq E_{ur} \Rightarrow E_{50} \leq \frac{E_{ur}}{2}$$

Cette condition peut également s'expliquer par la positivité du paramètre d'écrouissage  $\gamma^p$  quand la surface de charge  $f_s$  est activée pour tout déviateur  $q$  et tout rapport  $R_f$

$$\frac{2-R_f}{E_{50}} \frac{q}{1-\frac{q}{q_a}} - \frac{2q}{E_{ur}} \geq 0 \Rightarrow E_{50} \leq \frac{E_{ur}}{2}$$

- Condition sur le module  $E_{oed}$  reliée à la positivité du paramètre  $M^2$ . La démonstration de cette condition est présentée dans l'Annexe 1 à partir de l'analyse d'un essai œdométrique.

$$M^2 \geq 0 \Rightarrow \left(1 - (1 - 2v_{ur})(1 + 2K_0^{nc}) \frac{E_{oed}}{E_{ur}}\right) \left(1 - (1 + v_{ur})(1 - K_0^{nc}) \frac{E_{oed}}{E_{ur}}\right) \geq 0$$

Le modèle GHS permet de choisir d'activer ou de désactiver l'une ou l'autre des surfaces de charge suivant 4 modes disponibles (Tableau 2-12). Le paramètre « Plasticity Model », qu'on notera par la suite PM, est mis à disposition pour permettre à l'utilisateur de faire son choix. L'option 1 correspond

au modèle « Mohr-Coulomb model » actuellement disponible sur Plaxis et l'option 4 correspond aux modèles HS et HSS.

Tableau 2-12 : Options de gestion de la plasticité dans le modèle GHS

Plasticity Model (PM)	Description de l'option
1 (MC)	Cap Yield désactivée
	Shear Yield désactivée
	Comportement parfaitement plastique sans écoulement
	Critère de rupture Mohr-Coulomb
2	Shear Yield activée
	Cap Yield désactivée
	Comportement plastique avec écoulement selon la surface Shear Yield
	Critère de rupture Mohr-Coulomb
3	Shear Yield désactivée
	Cap Yield activée
	Comportement plastique avec écoulement selon la surface Cap Yield
	Critère de rupture Mohr-Coulomb
4 (HS/HSS)	Shear Yield activée
	Cap Yield activée
	Comportement plastique avec écoulement selon les deux surfaces de charge
	Critère de rupture de Mohr-Coulomb

### Comparaison de quelques configurations

Les configurations qu'on a choisi d'investiguer sont présentées dans le Tableau 2-13 avec les notations qu'on va utiliser par la suite.

Tableau 2-13 : Configurations étudiées à partir du modèle GHS

Notation de la configuration	Jeux de paramètres
MC + SS	SDs = 0
	SS = 1
	PM = 1
	SDf = 0
MC + HS	SDs = 0
	SS = 0
	PM = 2
	SDf = 0
MC + HS + Cap (HS)	SDs = 0

	SS =0
	PM =4
	SDf =0
	SDs =0
MC + HS + SS	SS =1
	PM =2
	SDf =0
	SDs =0
MC + HS + SS + Cap (HSS)	SS =1
	PM =4
	SDf =0
	SDs =1
MC + HS + SD	SS =0
	PM =2
	SDf =2
	SDs =1
MC + HS + SD + SS	SS =1
	PM =2
	SDf =2
	SDs =1
MC + HS + SD + SS + Cap	SS =1
	PM =4
	SDf =2

Trois principales comparaisons ont été effectuées et sont présentées ci-après avec la justification du contexte de chaque comparaison et la projection des conclusions sur le cas d'une excavation.

- *Comparaison 1: MC + SS et MC + HS*

L'originalité du modèle HS repose sur l'obtention d'une relation hyperbolique (de type Duncan et Chang 1970) entre le déviateur et la déformation axiale similaire à ce qu'on observe dans les essais au laboratoire. Cependant, ce modèle obtient cette courbe via un choix subtil de l'expression de la surface de charge (Shear Yield) et une plastification quasi instantanée. Or ce comportement hyperbolique pourrait éventuellement être simulé avec un domaine d'élasticité non linéaire en gardant une plasticité parfaite (critère de rupture coïncidant avec la surface de charge). Le modèle GHS permet d'investiguer cette possibilité pour comprendre si la plasticité est indispensable pour générer des tassements ou si elle sert juste comme un artifice pour obtenir cette courbe hyperbolique. En effet, la combinaison entre l'option 1 du domaine plastique (PM=1) et la dépendance du module avec la déformation (SS=1) permet de produire cette courbe hyperbolique d'une manière quasi identique moyennant un calage des paramètres  $\gamma_{0,7}$  et  $G_0$ . Le calage a été effectué sur un essai triaxial en compression. La Figure 2-28

montre un calage satisfaisant entre les deux modèles MC + SS et MC + HS dans le plan déformation axiale  $\varepsilon_1$  déviateur  $q$ . Cependant en termes de déformation volumique  $\varepsilon_V$ , le résultat est très loin d'être semblable.

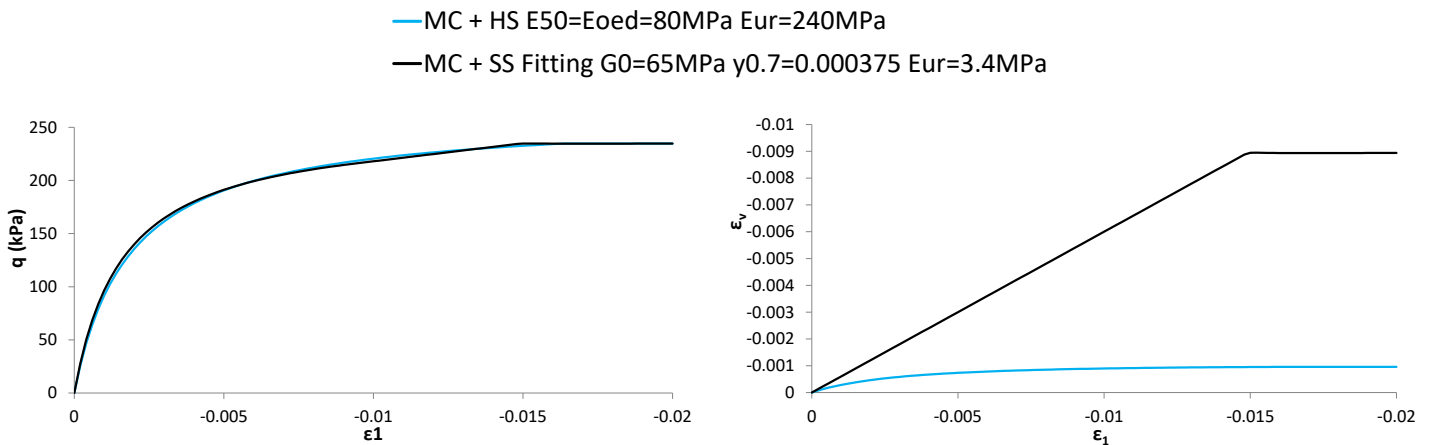


Figure 2-28 : Comparaison entre les modèles MC + HS et MC + SS

Le modèle MC + SS donne une déformation volumique totale 10 fois plus importante que le modèle MC + HS. La relation linéaire entre  $\varepsilon_V$  et  $\varepsilon_1$  via le coefficient de Poisson  $(1-2\nu)$  est caractéristique du domaine élastique du modèle MC + SS, tandis que l'entrée en plasticité rapide du modèle MC + HS permet un découplage entre les déformations volumique et déviatorique et aboutit à une déformation volumique totale plus faible et non linéaire par rapport à  $\varepsilon_1$ .

On conclut que l'élasticité non linéaire permet d'obtenir une courbe hyperbolique similaire aux observations au laboratoire grâce à une raideur apparente adaptés aux niveaux de déformation déviatorique mais elle est insuffisante pour reproduire les déformations volumiques. Toutefois, il est intéressant de noter que dans les travaux de Duncan et Chang (1970) la formulation de l'élasticité non linéaire prenait en compte une variation du coefficient de Poisson ce qui permettait d'obtenir une relation non linéaire entre la déformation volumique  $\varepsilon_V$  et la déformation axiale  $\varepsilon_1$ , alors que dans notre cas le module de Poisson est considéré constant.

Dans le cas d'une excavation, le sol subit une diminution de la pression, les déformations volumiques élastiques étant proportionnelles à cette dernière, elles sont systématiquement dilatantes et produisent ainsi des soulèvements. En revanche, l'écroutissage plastique offre la possibilité d'entrer en plasticité rapidement et de produire des déformations volumiques plastiques « contractantes » suite au cisaillement du sol derrière l'écran. Par conséquent, la résultante des déformations volumiques générera des tassements du sol si la part des déformations contractantes est plus importante que celle des déformations dilatantes. Ainsi, on peut s'attendre à obtenir des tassements plus importants avec MC + HS en comparaison avec le modèle MC + SS, ou du moins des soulèvements plus faibles. L'étude des cuvettes de tassements d'une excavation dans un sol homogène permettra d'illustrer avec clarté ce point au paragraphe 2.4.2.2.



La comparaison entre les modèles MC + HS et MC + SS a permis d'éclaircir l'apport de la plasticité dans la génération de déformations volumiques contractantes nécessaires pour prédire les tassements derrière une excavation, l'élasticité non linéaire étant insuffisante.

- *Comparaison 2: MC + HS et MC + HS + Cap*

L'une des particularités du modèle HS est qu'il fait intervenir deux surfaces de charges qui sont initialisées, pour un sol normalement consolidé, avec un domaine élastique quasi-nul. Par conséquent, plusieurs éléments de sol se retrouvent situés à l'intersection de ces deux surfaces. Cette zone d'intersection n'est pas explicitement clarifiée dans le code de calcul. L'annexe 2 présente une comparaison entre une simulation du modèle HS à l'aide d'une procédure incrémentale implémentée sur un tableur excel et le résultat issu de Plaxis pour un essai de cisaillement triaxial. Cette comparaison montre que la gestion des déformations plastiques issues des deux surfaces n'est pas évidente. D'autant plus que le rôle de la surface Cap Yield n'est pas suffisamment documenté à l'encontre de la surface de charge Shear Yield qui a été conçue et réfléchiée pour reproduire le comportement hyperbolique d'un essai triaxial en compression sur le plan  $(\varepsilon_1, q)$ . La Figure 2-29 compare les résultats des modèles MC + HS et MC + HS + Cap issus de la modélisation d'un essai triaxial de compression suivi d'un déchargement. On remarque que pendant le confinement, la déformation volumique produite par le modèle MC + HS + Cap est plus importante que celle produite par le modèle MC + HS. En effet, pendant le confinement, le modèle MC + HS produit uniquement des déformations volumiques élastiques  $\Delta\varepsilon_v^e$  alors que le modèle MC + HS + Cap produit en plus des déformations volumiques plastiques  $\Delta\varepsilon_v^p$  grâce à l'écroûissage de la surface Cap Yield. La valeur de cette déformation est évaluée à partir de l'expression suivante de la loi d'écoulement (pour une loi puissance nulle  $m = 0$ ) (Plaxis Material Models Manual 2017) :

$$\Delta\varepsilon_v^p = \beta \Delta p_p \quad \text{avec} \quad \beta_{plaxis} = \frac{\frac{K_s}{K_c} - 1}{K_s^{ref}}$$

$$\frac{K_s}{K_c} \approx \frac{E_{ur}}{E_{oed}} \frac{K_0^{nc}}{(1 + 2K_0^{nc})(1 - 2\nu_{ur})}$$

L'expression exacte de  $\beta$  a été démontrée dans l'Annexe 1. Pour l'exemple étudié, on retrouve pour un confinement de 200 kPa, un coefficient des terres au repos normalement consolidé  $K_0^{nc}=0,5$  et des modules  $E_{ur}=240$  GPa  $E_{oed}=80$  GPa les valeurs suivantes des déformations élastiques du modèle MC + HS  $\Delta\varepsilon_v^e=0,0015$  et les déformations volumiques totales du modèle MC + HS + Cap (plastique + élastique)  $\Delta\varepsilon_v = 0,003$ . Ce qui est proche des valeurs issues du calcul (Figure 2-29).

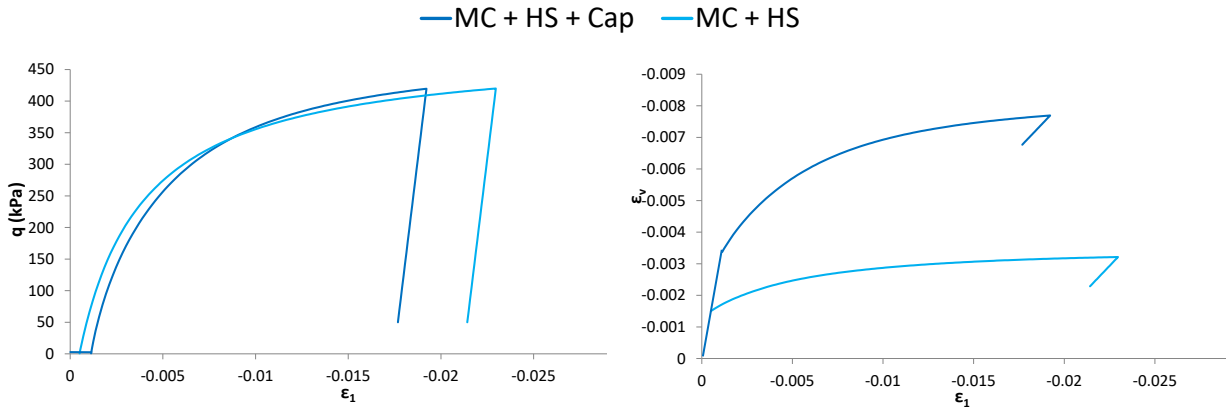


Figure 2-29 : Comparaison entre les modèles MC + HS et MC + HS + Cap

Dans le cas d'une excavation où le sol subit principalement une diminution des contraintes moyennes (déconfinement), cette surface de charge ne sera vraisemblablement pas sollicitée. Toutefois, elle sera sollicitée dans le cas d'une augmentation de la pression de préconsolidation (concentration de contrainte) et sa contribution le cas échéant sera dans le sens d'augmenter le tassement car elle générera des déformations volumiques contractantes. On peut retenir que l'activation de cette surface de charge pour le cas d'une excavation est toujours conservatrice pour la cuvette de tassement, ce qui sera illustré dans l'exemple du paragraphe 2.4.2.2.

- *Comparaison 3: MC + HS et MC + HS + SS*

Les ouvrages de soutènements sont concernés par une plage de déformation entre  $10^{-4}$  et  $10^{-3}$ , la prise en compte de la variation du module élastique avec la déformation permet de mettre en évidence les contrastes entre différentes zones du champ de déplacements. Comme le niveau de déformation à proximité de l'excavation change à mesure qu'on s'éloigne de l'écran, ce contraste de rigidité permet de raffiner l'allure de la cuvette de tassement avec une forme plus creuse et une pente plus forte. Le paragraphe 2.4.2.2 ci-après illustrera plus en détails ce point à la lumière d'un exemple théorique dans un sol homogène. La Figure 2-30 montre qu'effectivement la prise en compte de la dépendance module / déformation permet de réduire l'amplitude des déformations volumiques de plus de la moitié lors d'un essai triaxial.

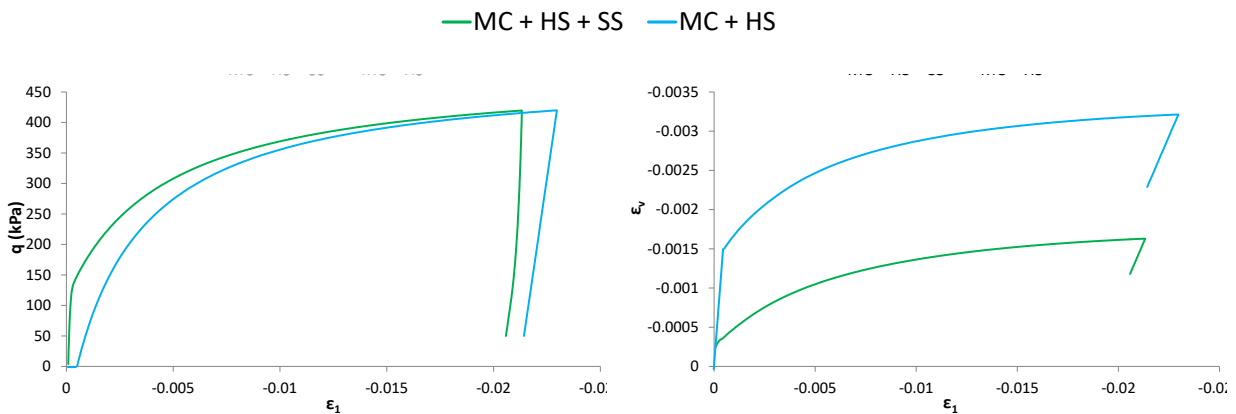


Figure 2-30 : Comparaison entre les modèles MC + HS et MC + HS + SS

#### 2.4.2.2 Etude d'une excavation théorique dans un sol homogène

L'objectif de ce paragraphe est de comprendre l'apport de chaque mécanisme de la loi de comportement sur la cuvette de tassement à travers une excavation dans un sol homogène en explorant les configurations disponibles avec le modèle GHS. La géométrie et le soutènement de cette excavation sont présentés dans la Figure 2-31, ils correspondent à ceux de la coupe centrale de la gare Fort d'Issy-Vanves-Clamart qui sera étudiée dans le chapitre 3 (Coupe D). Il s'agit d'une excavation soutenue par une paroi moulée de 1,2 m d'épaisseur (module du béton  $E_{\text{béton}}=24$  GPa) et 5 éléments d'appuis passifs non précontraints et le radier de 1 m d'épaisseur (Appui 1 à 1,8 m: 2760 MN/m/ml, Appui 2 à 9 m: 1900 MN/m/ml, Appui 3 à 15 m: 160 MN/m/ml, Appui 4 à 21 m: 480 MN/m/ml, Appui 5 à 26 m: 200 MN/m/ml) avec 6 phases de terrassement (2 m, 10 m, 16 m, 21,4 m, 27 m, 32 m).

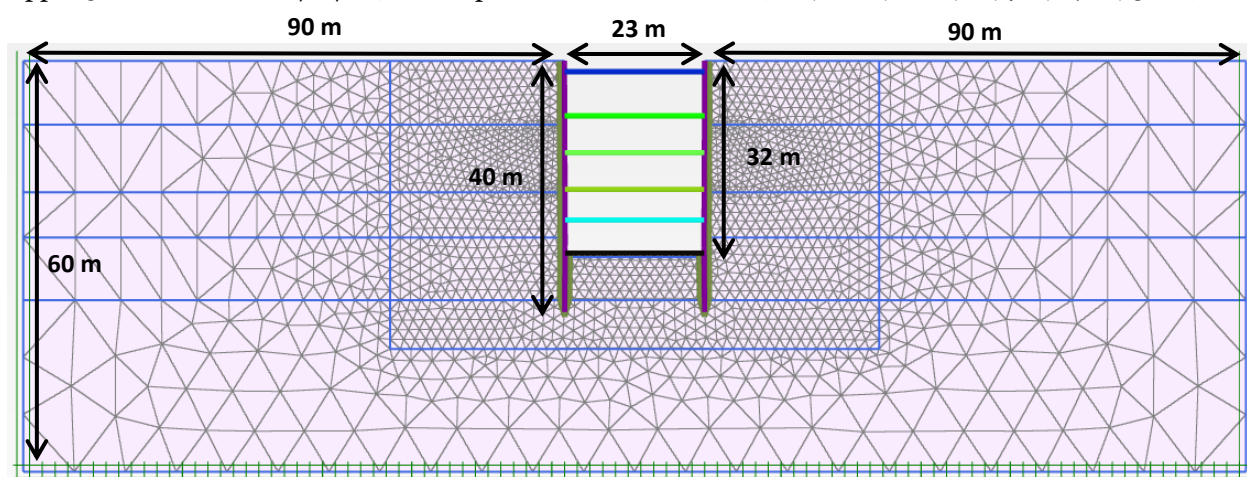
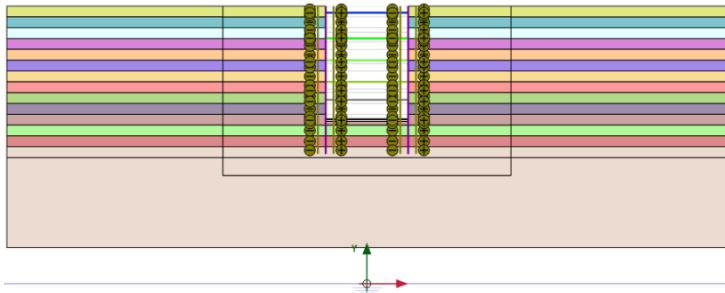


Figure 2-31 : Géométrie de l'excavation théorique étudiée

Les paramètres de l'ensemble des configurations explorées du modèle GHS sont récapitulés en Annexe 3.

#### Rôle de l'érouissage plastique en cisaillement (Shear Yield)

La comparaison 1 du paragraphe précédent nous a montré que la plasticité permet d'atténuer les déformations élastiques qui se traduisent en soulèvements dans le cas d'une excavation. Pour illustrer cette remarque nous avons comparé les cuvettes de tassement du modèle MC+HS et son modèle équivalent MC+SS. L'équivalence de ces deux modèles selon un essai triaxial n'est possible que pour un niveau de contrainte de confinement donné. Pour ce faire, le sol homogène a été subdivisé en plusieurs couches de sols de 3 m et pour chaque couche, c'est-à-dire pour chaque niveau de contrainte, nous avons réalisé le calage entre MC+SS et MC+HS suivant un essai triaxial en extension. La simulation de l'essai triaxial en extension a été réalisée à l'aide de l'outil SoilTest disponible sur Plaxis et le calage a été effectué sur la valeur du paramètre  $\gamma_{0,7}$  en maintenant le paramètre  $G_0$  égal à 60,6 MPa pour toutes les couches. Le tableau de la Figure 2-32 récapitule les valeurs obtenues pour chaque couche.



Toit de la couche (m)	Contrainte de confinement (kPa)	$\gamma_{0.7}$
0	30	0,00091
3	90	0,00091
6	150	0,00085
9	210	0,00078
12	270	0,00071
15	330	0,00065
18	390	0,00058
21	450	0,000515
24	510	0,00045
27	570	0,00038
30	630	0,00032
33	690	0,00025
36	750	0,000185
38	810	0,000118

Figure 2-32 : Subdivision du sol en multicouche et calage du modèle MC + SS

La Figure 2-33 montre la déformation volumique à la dernière phase avec la distinction entre les déformations de contraction (tassement) en noir et les déformations de dilatation (soulèvement) en blanc. On observe que la zone noire est plus étendue que la zone blanche pour le modèle MC + HS en comparaison avec le modèle MC + SS. D'où l'obtention de tassements plus importants pour le modèle MC + HS.

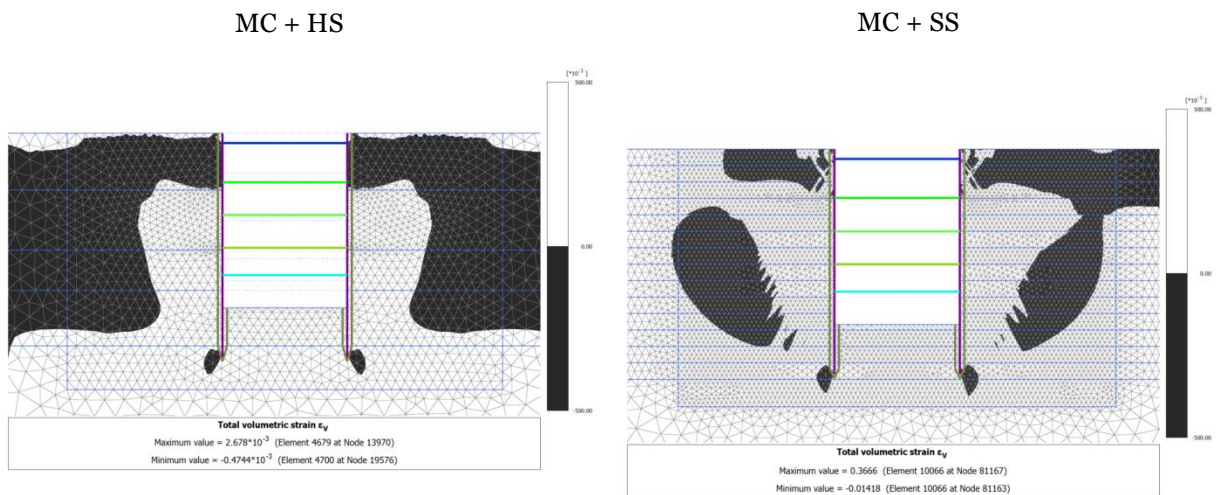


Figure 2-33 : Déformation volumique du modèle MC + HS et MC + SS : Zone blanche dilatation, zone noire compression

La Figure 2-34 présente le tassement final ainsi que la déformée de l'écran. Le modèle MC+SS présente un soulèvement même si l'écran se déforme de façon similaire au modèle MC+HS, tandis que ce dernier présente une cuvette de tassement.

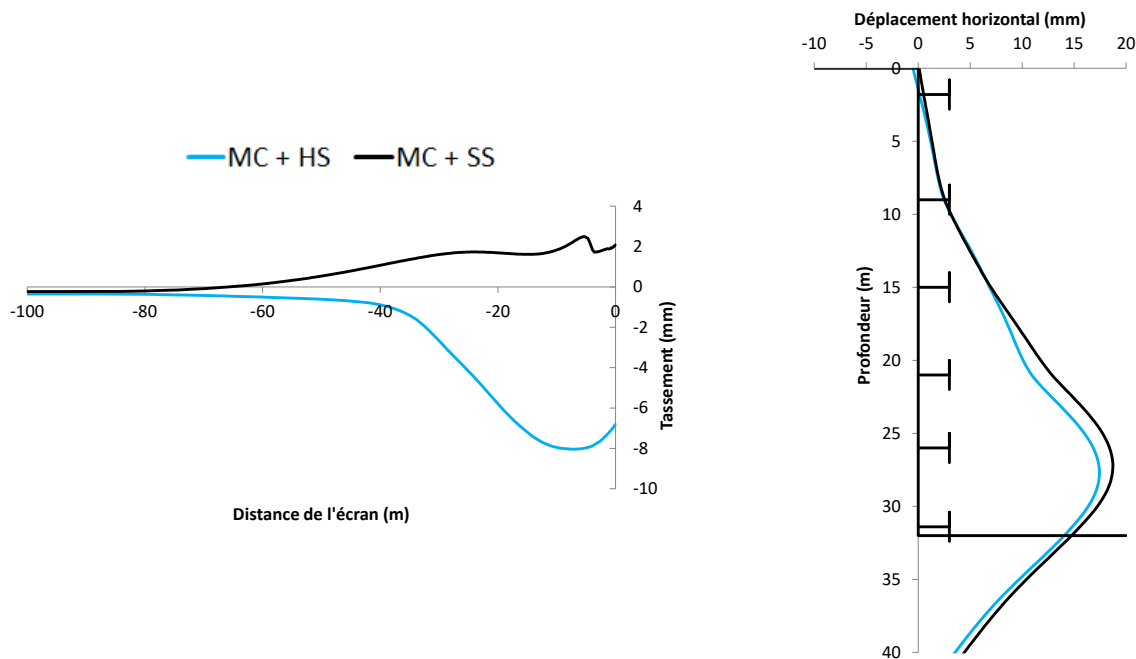


Figure 2-34 : Comparaison entre les modèles MC + HS et MC + SS à la dernière phase d'excavation 32 m

Cette comparaison prouve que l'élasticité non linéaire n'est pas suffisante pour reproduire à la fois la déformée de l'écran et la cuvette de tassement du sol. Cependant, il faut noter que la cuvette présentée dans la Figure 2-34 correspond au déplacement vertical cumulé à la dernière phase, en fait un modèle MC+SS ne génère pas systématiquement des soulèvements pour n'importe quelle profondeur d'excavation. Quand on excave un volume de sol important, on peut observer des incréments de tassement d'une phase à l'autre, mais le déplacement vertical total reste un soulèvement. En fait, les soulèvements générés dans les premières phases de terrassement sont significatifs que même si on a des tassements ultérieurement (à cause du déplacement important de l'écran), le déplacement vertical cumulé reste un soulèvement.

La cuvette de tassement présentée par le modèle MC + HS paraît cohérente, cependant il faut noter qu'elle correspond à la dernière phase d'excavation et que ce n'était pas le cas dans les premières phases de terrassement. En effet, la Figure 2-35 présente les soulèvements observés pour le modèle MC + HS à 10 m d'excavation. Ce dernier garde cette problématique de soulèvement élastique dans les premières phases d'excavation malgré la plasticité, ce n'est qu'à une profondeur plus importante que le modèle arrive à les compenser et produire des tassements.

On peut retenir que la plasticité permet d'atténuer les soulèvements mais pas de les annuler complètement. Une solution pour réduire ces soulèvements serait d'utiliser des lois d'écoulements plus contractantes ou plutôt de les atténuer à la source, c'est-à-dire améliorer le domaine élastique.

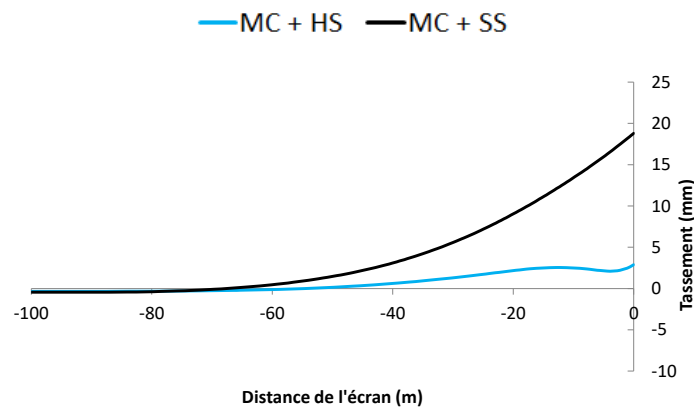


Figure 2-35 : Comparaison des cuvettes de tassements entre les modèles MC + HS et MC + SS à 10 m d'excavation

### Rôle de l'écroûissage plastique en compression (Cap Yield)

Dans le cas d'une excavation, le sol est censé subir une diminution de la pression moyenne  $p'$ , ainsi la sollicitation de la surface de charge Cap Yield n'est pas censée avoir lieu. Cependant, en fonction de la géométrie de l'excavation et de la rigidité des éléments d'appuis, des concentrations de contraintes peuvent avoir lieu et certaines zones peuvent être assujetties à une augmentation de pression moyenne. Dans ce cas, la surface de charge Cap Yield est sollicitée quand la pression dépasse la pression de préconsolidation pour générer davantage de déformations volumiques plastiques contractantes qui vont servir à accentuer l'amplitude des tassements. Ainsi l'usage de cette surface de charge, dans le cas d'une excavation, est toujours conservateur pour l'évaluation des tassements.

Dans le cas de notre excavation théorique dans un sol homogène, la Figure 2-36 montre effectivement que le modèle MC + HS + Cap donne des tassements plus importants que le modèle MC + HS tout en gardant exactement la même allure de la cuvette. Cependant, il prévoit l'occurrence de tassement loin de l'excavation à une distance de plus de 3 fois sa profondeur avec une amplitude non négligeable. Cela dévoile l'extrême sensibilité de cette surface de charge et l'éventuelle nécessité de revoir la loi d'écoulement de cette surface de charge, notamment le paramètre  $\beta$  (voir équation paragraphe 2.4.2.1).

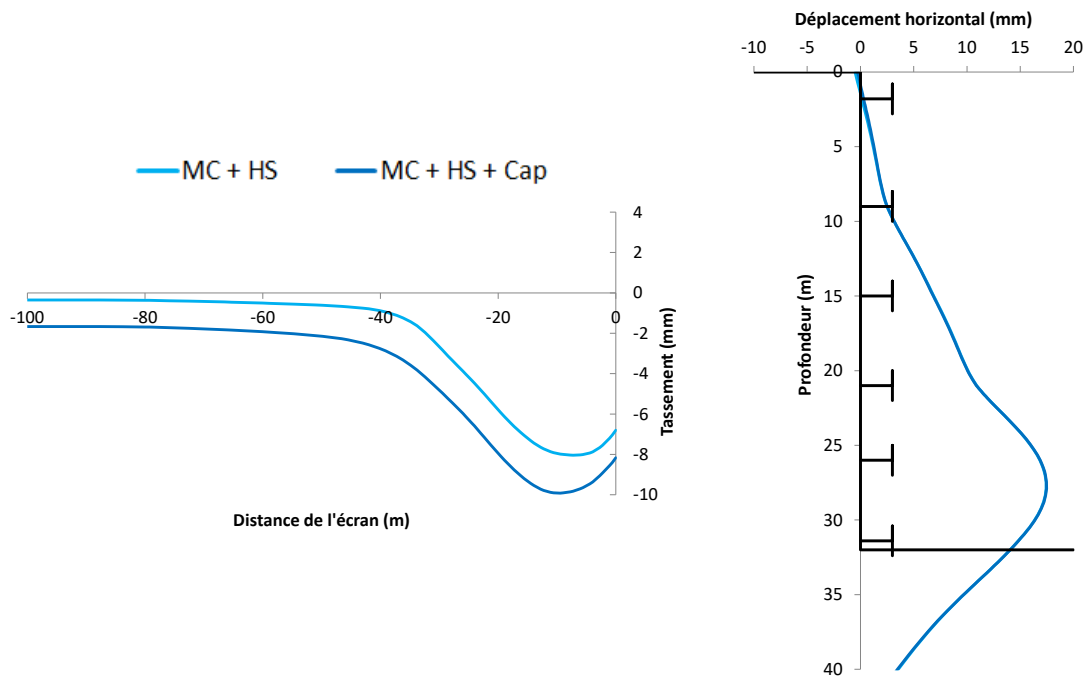


Figure 2-36 : Comparaison entre les modèles MC + HS et MC + HS + Cap pour l'excavation étudiée

Il est intéressant de noter que la Figure 2-36 montre qu'on a obtenu des cuvettes de tassement différentes tout en ayant des déformées identiques, ce qui dévoile l'inexactitude de corréler systématiquement la déformée aux tassements.

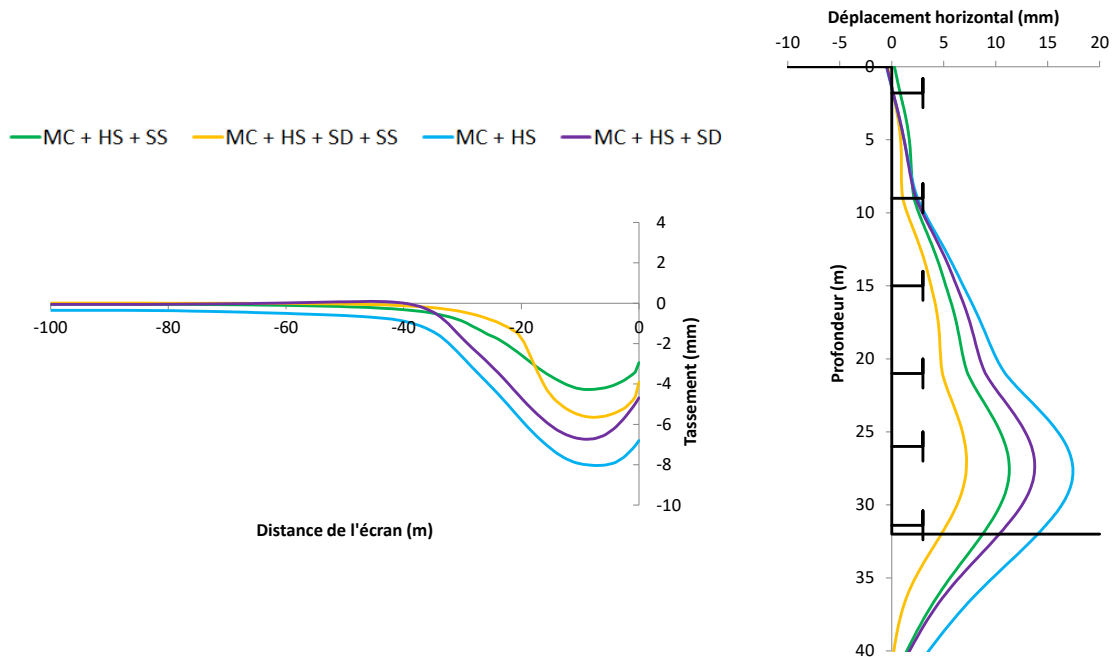
### Rôle de l'amélioration du domaine élastique

Comme mentionné précédemment, l'écroûissage plastique de la surface de charge Shear Yield avec sa loi d'écoulement non associée permet de réduire les soulèvements élastiques mais ne parvient à les annuler complètement que pour des phases de terrassements avancées. Afin de pallier cette difficulté, on peut penser à réadapter la loi d'écoulement pour qu'elle puisse générer davantage de déformations volumiques plastiques ou bien d'améliorer le domaine élastique afin de réduire les déformations volumiques élastiques. La deuxième option s'avère la plus simple à explorer en vue des outils numériques à disposition. Parmi ces outils, la dépendance du module élastique avec la déformation et la contrainte.

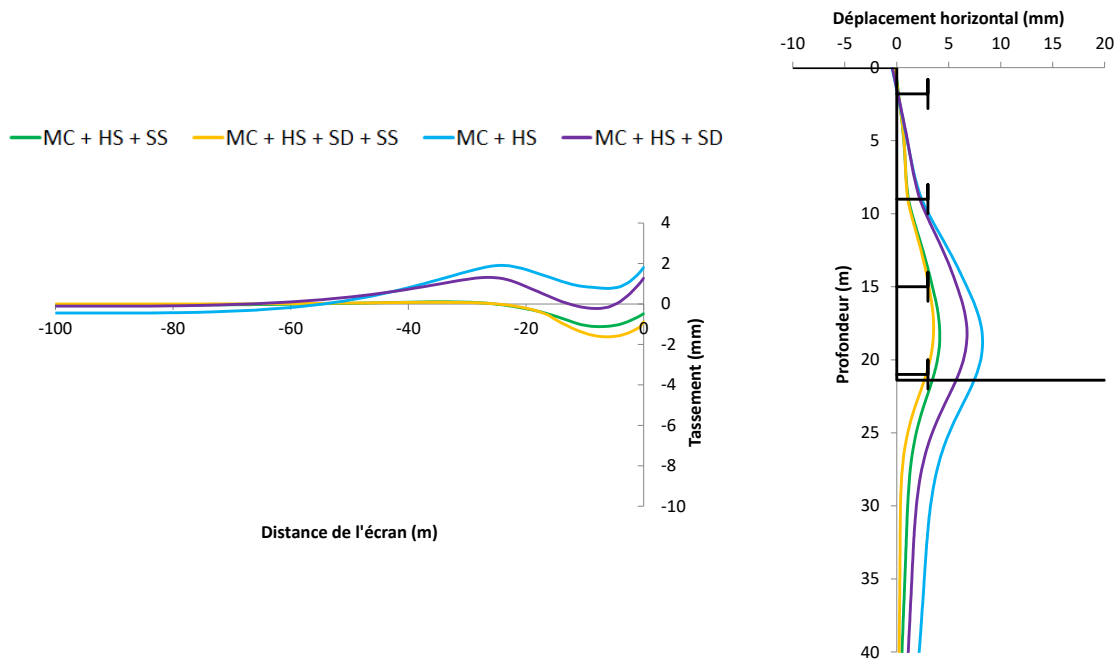
### **Dépendance du module avec la déformation**

La Figure 2-37 montre la comparaison entre un modèle MC + HS + SS (courbe verte) prenant en compte la dépendance avec le niveau de déformation et un modèle MC + HS (courbe bleue). En analysant les tassements de la dernière phase d'excavation (Figure 2-37 (a)), on observe que la dépendance avec la déformation permet d'avoir une allure plus cohérente en réduisant l'amplitude des tassements loin de l'excavation grâce à l'augmentation du module de cette zone à cause de son faible niveau de déformation. En analysant les tassements d'une phase intermédiaire d'excavation (moins profonde Figure 2-37 (b)) on observe que le modèle MC + HS présente des soulèvements importants alors que le modèle MC + HS + SS présente une faible cuvette de tassement plus cohérente. Les deux

modèles disposent de l'écroutissement plastique suivant la surface de charge Shear Yield, ils génèrent donc pareillement des déformations volumiques plastiques de type « contractant » qui vont produire des tassements, cependant, la part du soulèvement élastique du modèle MC + HS est beaucoup plus importante que celle du modèle MC + HS + SS. Ce dernier présente ainsi des cuvettes de tassements dès les premières phases de terrassement alors que le modèle MC + HS nécessite des phases plus profondes pour arriver à compenser les soulèvements élastiques et générer un tassement.



(a) Phase finale d'excavation (32m)



(b) Phase intermédiaire d'excavation (21.4m)

Figure 2-37 : Tassements et déformées de différentes configurations du domaine élastique



L'importance de la dépendance du module avec la déformation est mise en évidence dans la Figure 2-38 qui présente des coupes horizontales du sol derrière l'écran à trois profondeurs différentes (15 m, 25 m, 35 m) et présente la déformation en fonction de la distance à l'écran à mesure qu'on avance dans l'excavation. Ces courbes dévoilent la plage de variation des déformations du sol derrière l'écran qui est entre  $10^{-3}$  et  $10^{-5}$ . En réalisant une application numérique à partir de la formule de Hardin & Drnevich (1972) on trouve que le rapport entre le module à  $10^{-3}$  et celui à  $10^{-5}$  (en prenant un  $\gamma_{0.7}=10^{-4}$ ) est de 4,7, d'où l'importance de prendre en compte la dépendance du module avec la déformation. La Figure 2-38 nous permet également d'avoir une idée sur la zone d'influence de l'excavation à l'arrière de l'écran qui paraît s'étendre sur environ 2 fois la profondeur de l'excavation.

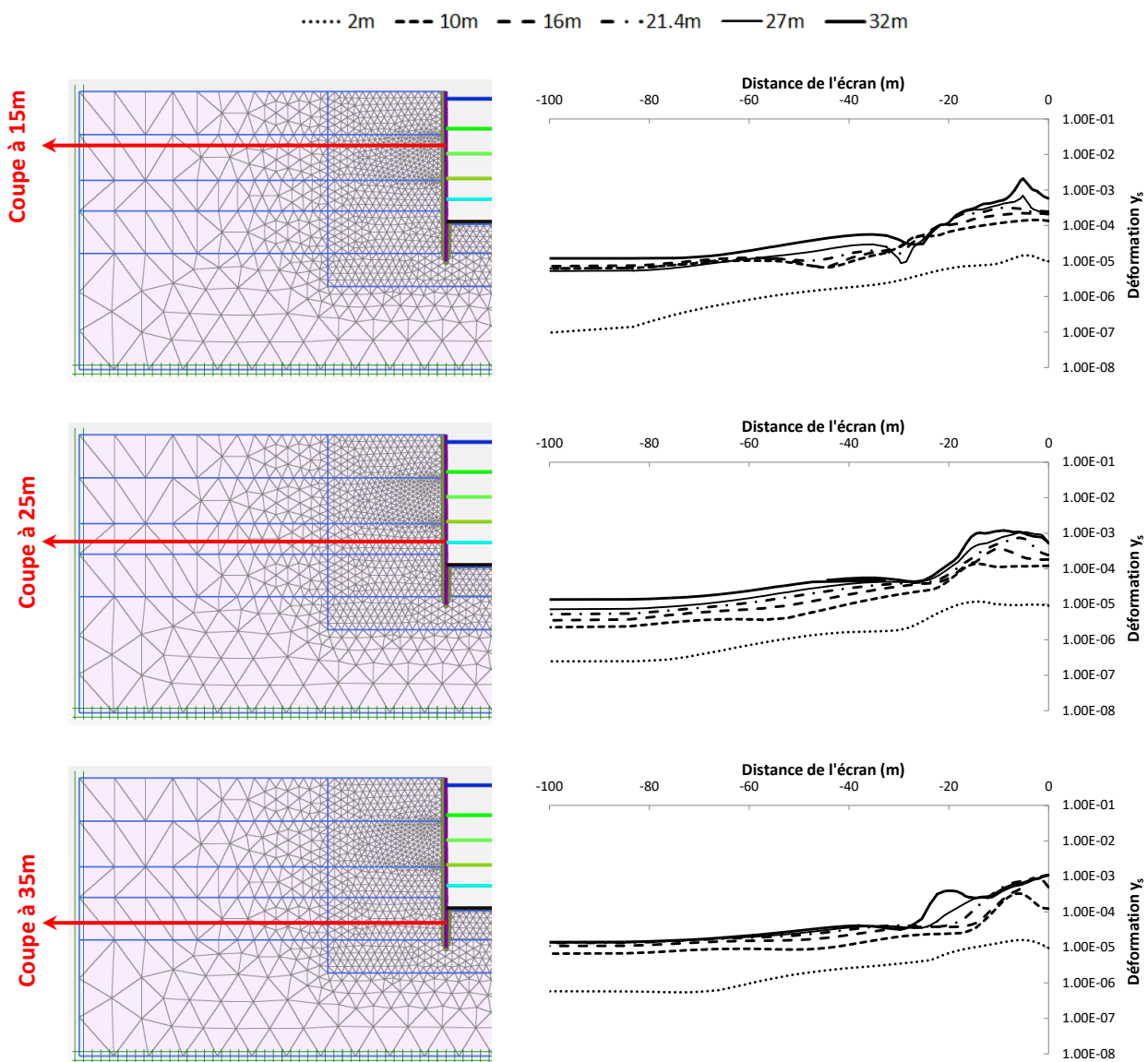


Figure 2-38 : Niveau de déformation à l'arrière de l'écran à 3 profondeurs différentes

L'apport de la dépendance du module avec la déformation est double :

- Elle permet d'atténuer les soulèvements élastiques notamment dans les premières phases de terrassements ;
- Elle permet de corriger l'allure de la cuvette de tassement loin de l'excavation grâce à l'utilisation de valeurs de modules adaptées dans cette zone à faible niveau de déformation.

### **Dépendance du module avec la contrainte**

Il est intuitif de penser que la dépendance module - contrainte sert principalement à modéliser la variation du module avec la profondeur, or l'usage de cette dépendance implique aussi la variation du module à mesure qu'on s'éloigne de l'écran (horizontalement). C'est cette perspective qui est plus intéressante pour la cuvette de tassement. La Figure 2-39 présente des coupes horizontales du sol derrière l'écran à trois profondeurs différentes (15 m, 25 m, 35 m) et présente la pression moyenne  $p'$  en fonction de la distance à l'écran à mesure qu'on avance dans l'excavation. Ces courbes dévoilent la variation de la pression moyenne qui peut atteindre jusqu'à 30 % dans une zone d'influence derrière l'écran d'environ 2 fois la profondeur de l'excavation.

La Figure 2-37 montre la comparaison des cuvettes de tassements entre le modèle MC + HS + SD (courbe violette) prenant en compte la dépendance du module avec la contrainte et le modèle MC + HS (courbe bleue). On observe clairement comment l'apport de la dépendance module contrainte a permis au modèle MC + HS + SD de corriger les tassements générés par MC + HS loin de l'excavation. On peut constater aussi que pour la phase intermédiaire d'excavation les soulèvements générés par MC + HS + SD sont plus faibles.

On peut retenir que la variation du module avec la contrainte n'est pas seulement bénéfique pour la prise en compte de la profondeur des couches mais aussi intéressante pour rendre l'allure de la cuvette encore plus réaliste. Par conséquent, dans le cas d'un sol stratifié avec des couches d'épaisseur faible, l'activation de la dépendance du module avec la contrainte permettra de calculer des cuvettes de tassements plus réalistes, mais il faudra s'assurer de mettre le module de référence correspondant à la pression à la mi couche.

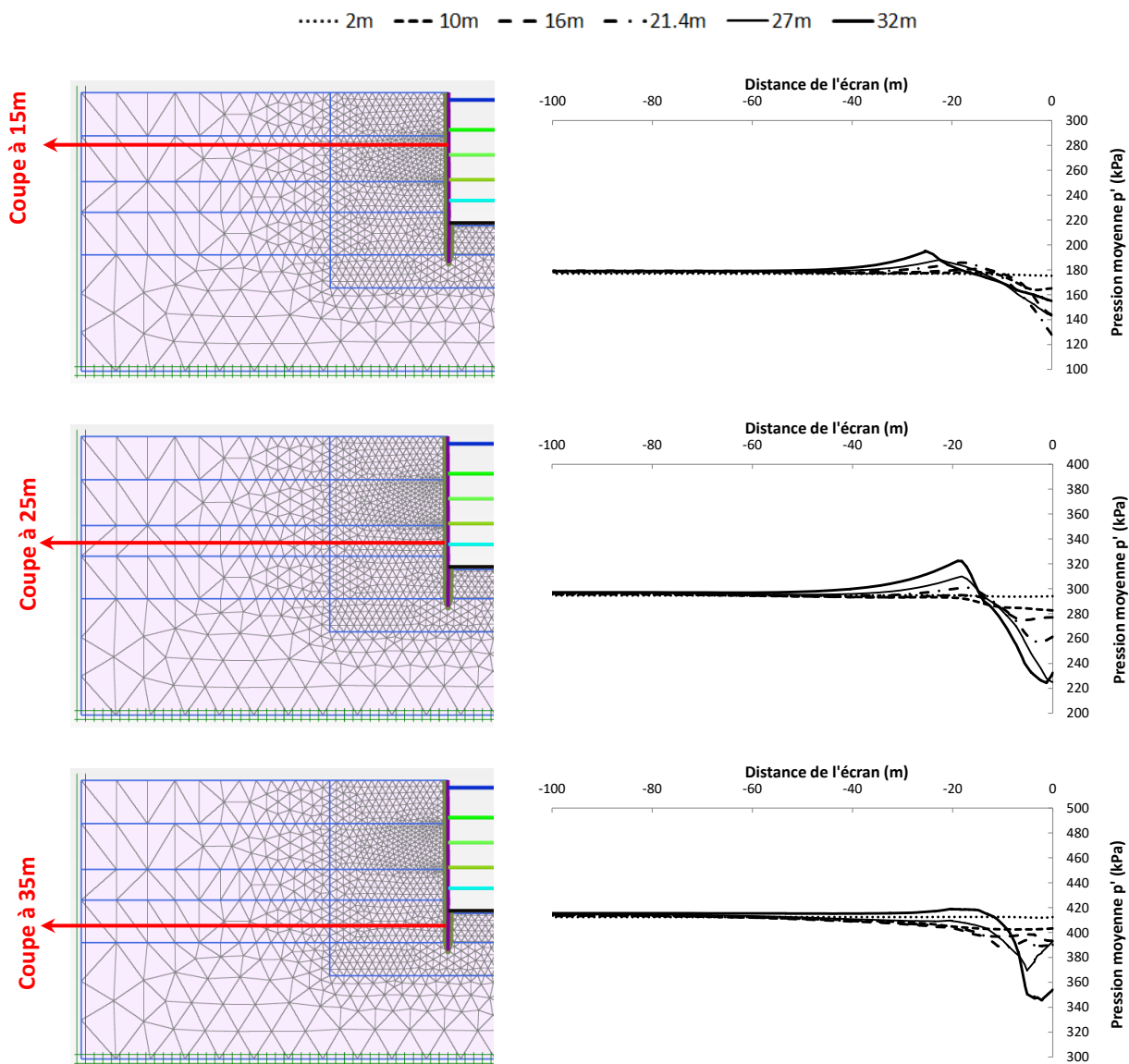


Figure 2-39 : Pression moyenne à l'arrière de l'écran à 3 profondeurs différentes

### Dépendance du module avec la déformation et la contrainte

La Figure 2-37 montre que la dépendance du module avec à la fois la déformation et la contrainte semble être la combinaison la plus adaptée pour évaluer correctement les tassements. En comparant le modèle MC + HS + SS (courbe verte) et MC + HS + SD + SS (courbe jaune), on s'aperçoit que l'apport de la dépendance avec la contrainte nous permet d'avoir des cuvettes de tassement plus creuses, par conséquent des pentes plus importantes, ce qui est plus compromettant pour les avoisinants. En comparant le modèle MC + HS + SD (courbe violette) et MC + HS + SD + SS (courbe jaune), on s'aperçoit que l'apport de la dépendance avec la déformation nous permet d'améliorer l'allure générale de la cuvette et de restreindre la zone d'influence de l'excavation.

On peut conclure que le modèle MC + HS + SD + SS prenant en compte à la fois la dépendance avec la déformation et la contrainte permet de maîtriser les soulèvements des premières phases de

terrassment, d'avoir des cuvettes de tassement plus creuses et d'annuler les tassements aberrants loin de l'excavation.

### Conclusion

L'étude d'une excavation théorique dans un sol homogène a permis d'analyser l'influence des différents mécanismes du modèle de sol avancé HSS à travers sa version asservie GHS. Face à une excavation qui produit principalement une diminution de la pression dans le sol à l'arrière de l'écran, l'élasticité génère essentiellement des soulèvements. Ce n'est qu'à partir d'une déformée importante de l'écran qu'on peut apercevoir des tassements. Ces derniers n'arrivent souvent pas à compenser les soulèvements importants des phases précédentes. L'apport de la plasticité s'avère pertinent pour compenser ces soulèvements en produisant des déformations volumiques plastiques contractantes. Cependant, la compensation s'avère difficile à mener sans la prise en compte de la dépendance du module élastique avec la contrainte et la déformation dans l'objectif d'atténuer à la source ces soulèvements élastiques. Cette dépendance double permet d'améliorer l'allure et l'amplitude de la cuvette de tassements.

#### *2.4.2.3 Etude de l'excavation du TNEC*

### Contexte de l'excavation TNEC

Le Taipei National Enterprise Center (TNEC) est un immeuble de 18 étages qui a été construit pendant les années 90 et s'étend sur une superficie de 3500 m<sup>2</sup>. Il comporte 5 niveaux de sous-sols réalisés en « Top-Down » en creusant une fouille de 20 m de profondeur. Ou et al. (1998) ont présenté une description détaillée de la construction de cet ouvrage, des mesures de l'instrumentation mise en place ainsi que la nature des sols. Kung et al. (2009) ont enrichi la connaissance des sols en place avec la réalisation d'essais complémentaires sur des échantillons extraits de forages à proximité du site. Cette excavation historique dispose d'une part, d'un système d'instrumentation riche permettant de mesurer la cuvette de tassement sur une distance de 50 m derrière l'écran avec un pas entre 1,5 m et 3 m et des mesures à chaque niveau de terrassement, et d'autre part, les couches de sols ont fait l'objet de plusieurs essais de reconnaissances permettant d'alimenter des modèles de sol avancés. De surcroît, les amplitudes des mouvements du sol sont importantes de l'ordre d'une dizaine de centimètres, ce qui renforce la fiabilité de ces mesures car elles sont bien au-delà de la plage d'erreur du dispositif de mesure. Par conséquent, ce cas historique constitue un excellent cas d'application pour y confronter notre méthode numérique et les conclusions tirées du paragraphe précédent.

La Figure 2-40 présente une vue en plan de la géométrie de l'excavation et une coupe transversale avec la stratigraphie et les éléments d'appuis. On peut s'apercevoir qu'il y a plusieurs dispositifs d'instrumentation mis en place ; on s'intéressera dans notre étude uniquement aux mesures de tassements derrière l'écran, la déformée des inclinomètres et les cellules de pressions totales.

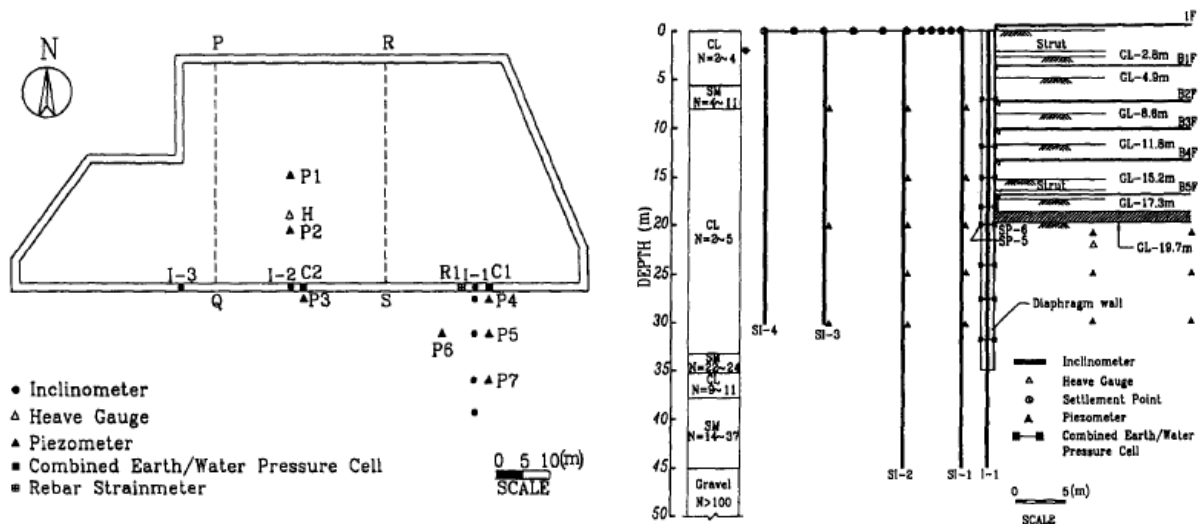


Figure 2-40 : Vue en plan et coupe transversale du TNEC (Ou et al. 1998)

Le phasage est présenté dans le Tableau 2-14 avec le temps écoulé entre les différentes phases qui va nous servir pour prendre en compte la consolidation. La paroi moulée a une épaisseur de 90 cm et une profondeur de 35 m. Les deux niveaux de lits de butons B1 et B2 ont respectivement les rigidités équivalentes par mètre linéaire 14980 kN/m/m et 64363 kN/m/m d'après Ou et al. (1998). Les planchers sont des dalles de 150 mm d'épaisseur.

Tableau 2-14: Phasage de construction du TNEC (Ou et al. 1998)

Phase	Temps (jour)
Construction de la paroi moulée	1 - 89
Construction des pieux de fondations	90 - 155
Excavation à -2,8 m	156 - 162
Installation du 1 <sup>er</sup> lit de buton B1 à -2,0 m précontraint à 98,1 kN/m	164 - 169
Excavation à -4,9 m	181 - 188
Coulage du plancher B1F à -3,5 m	217
Démolition du premier lit de buton B1 et coulage du plancher 1F	222 - 328
Excavation à -8,6 m	233 - 255
Coulage du plancher B2F à -7,1 m	279
Excavation à -11,8 m	318 - 337
Coulage du plancher B3F à -10,3 m	352
Excavation à -15,2 m	363 - 378
Coulage du plancher B4F à -13,7 m	400
Excavation à -17,3 m	419 - 436
Installation du 2 <sup>ème</sup> lit de buton B2 à -16,5 m précontraint à 392 kN/m	425 - 444
Excavation à -19,7 m	445 - 460

Les caractéristiques des différentes couches de sol sont présentées dans le Tableau 2-15. La couche maîtresse qui régit principalement le comportement du soutènement est la couche d'argile APP 2 de 25 m d'épaisseur. La perméabilité des horizons argileux est de  $4.10^{-6}$  cm/s.

Tableau 2-15 : Paramètres des couches de sol (Kung et al. 2009)

Toit de la couche (m)	Type de sol	SPT – N (frappe/ft)	Teneur en eau (%)	Indice de liquidité (%)	Indice de plasticité (%)	$\phi'$ (°)
0	Argile peu plastique (APP1)	3	32	34	23	33
5,6	Sable Limoneux (SL1)	11	25	-	-	31
8	Argile peu plastique (APP2)	3 - 10	25 - 40	29 – 39	9 – 19	30
33	Sable Limoneux (SL2)	20	24	-	-	31
35	Argile peu plastique (APP3)	14	28	33	21	32
37,5	Sable Limoneux (SL3)	30	30	-	-	-
46	Gravier	>100	-	-	-	-

Kung et al. (2009) ont réalisé des essais triaxiaux en mesurant les petites déformations. Le Tableau 2-16 synthétise leurs résultats. Le rapport entre les modules de déformation à  $10^{-4}$  et  $10^{-5}$  est intéressant car il nous permet d'en déduire la valeur du paramètre  $\gamma_{0.7}$  de la courbe de dégradation du module selon le modèle Hardin et Drnevich (1972). La moyenne des essais en compression nous donne une moyenne de  $5,0 \cdot 10^{-5}$  et les essais en extension nous donne une moyenne de  $5,0 \cdot 10^{-4}$ .

Tableau 2-16 : Résultats des essais triaxiaux à petites déformations (Kung et al. 2009)

Essais	Essais triaxiaux aux petites déformations				Modèle Hardin et Drnevich (1972)
	$C_u$ (kPa)	$E(10^{-5})/C_u$	$E(10^{-4})/C_u$	$E(10^{-4})/ E(10^{-5})$	$\gamma_{0.7}$
Compression 1 (13 m)	53,5	2222	1331	0,599	$5,0 \cdot 10^{-5}$
Compression 2 (15,5 m)	51,0	1991	1373	0,690	$7,3 \cdot 10^{-5}$
Compression 3 (25 m)	92,3	2187	1091	0,499	$3,1 \cdot 10^{-5}$
Extension 1 (10 m)	48,7	1464	1415	0,967	$1,0 \cdot 10^{-3}$
Extension 2 (14 m)	51,4	1409	1079	0,766	$1,1 \cdot 10^{-4}$
Extension 3 (18 m)	49,0	1382	1249	0,904	$3,2 \cdot 10^{-4}$

La Figure 2-41 présente un essai cross-hole réalisé sur le site et les mesures du degré de consolidation OCR réalisées par plusieurs auteurs et synthétisées par Hejazi (2010).

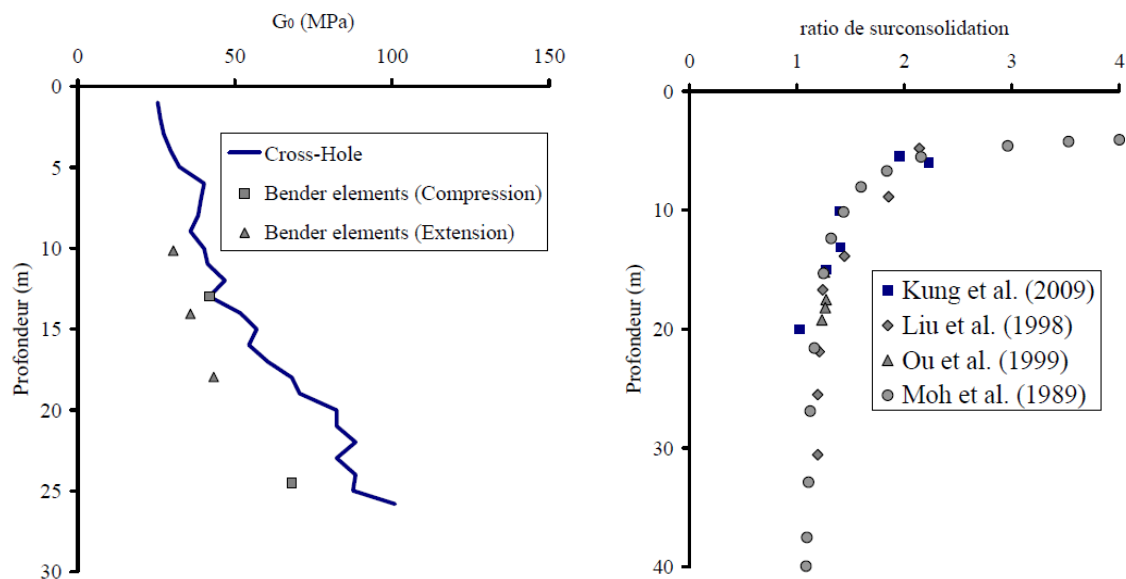


Figure 2-41 : Profil du module de cisaillement dynamique et le degré de surconsolidation (Hejazi 2010)

### Modélisation de l'excavation

La Figure 2-42 présente la géométrie et le maillage de la modélisation aux éléments finis réalisée. Les éléments de structure sont modélisés par des éléments élastiques linéaires avec un module de béton de 20 GPa. L'état des contraintes initiales prend en compte la variation du degré de surconsolidation avec la profondeur en utilisant la formule de Mayne et Kulhawy (1982). On distingue donc dans la couche APP2 un toit d'épaisseur 5 m ayant un OCR de 1,45 et le reste de la couche ayant 1,25. Le modèle GHS a été utilisé pour modéliser l'ensemble des sols à l'exception du substratum Gravier qui est modélisé avec un modèle élastique parfaitement plastique (modèle MC, Plaxis Material Models Manual 2017). Les sols argileux APP ont été modélisés avec un comportement non drainé en contraintes effectives avec génération de surpressions interstitielles et les sols sableux SL ont été modélisés avec un comportement drainé. La dépendance avec la contrainte a été calée en se basant sur le profil du module de cisaillement dynamique  $G_0$ . En effet, comme on a une couche de sol d'épaisseur conséquente (APP2 : 25 m), une description fidèle du sol nécessite de prendre en compte la dépendance avec la contrainte. La dépendance avec la déformation a été calée avec le paramètre  $\gamma_{0.7}$  en prenant la valeur moyenne issue des essais triaxiaux à petites déformations. Les valeurs  $G_{ur}$  ont été volontairement prises faibles pour laisser le modèle exploiter toute la courbe de dégradation du module. L'Annexe 4 récapitule l'ensemble des paramètres des modèles utilisés.

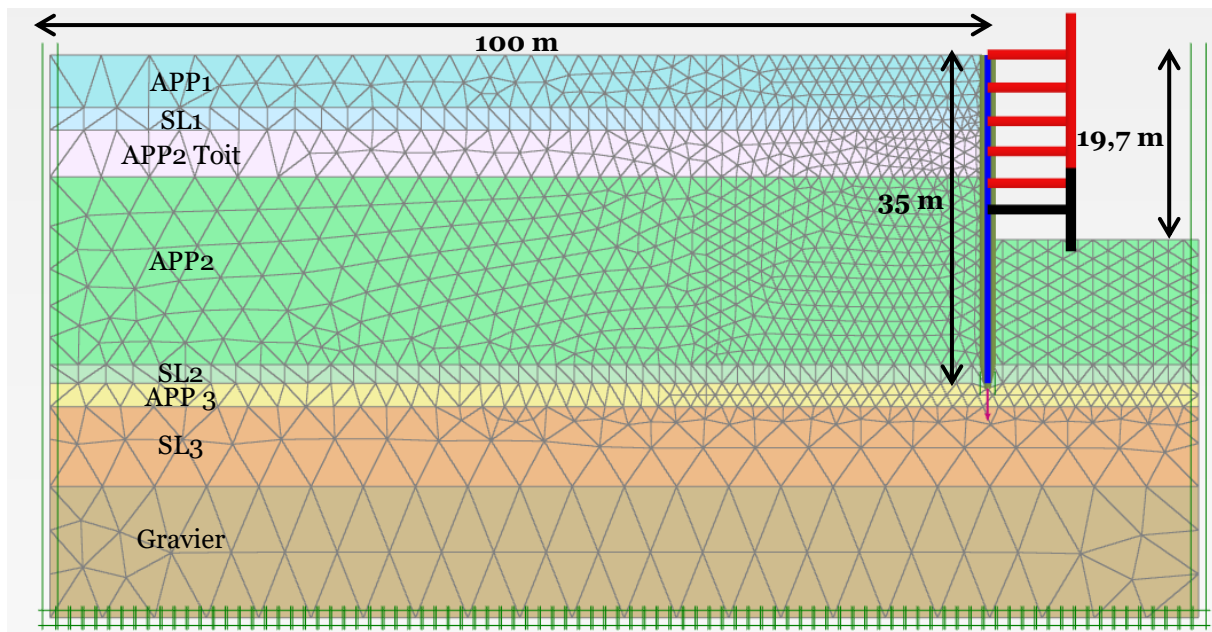


Figure 2-42 : Géométrie de la modélisation sur Plaxis 2D v.2017

Dans le phasage du modèle, la durée des travaux a été comptabilisée en termes de consolidation grâce à la connaissance de la perméabilité des horizons argileux. Comme Ou et al. (1998) ont précisé les dates de réalisation des mesures inclinométriques par rapport au planning des travaux, des phases intermédiaires ont été rajoutées après chaque phase de terrassement pour comptabiliser cette consolidation et pouvoir se comparer aux déformées à la date de leur mesure. Ou et al. (1998) ont noté que la précontrainte réalisée pour le 1<sup>er</sup> lit de butons n'a pas été traduite sur le comportement observé de l'écran de soutènement. On suppose ainsi que sa faible valeur n'a pas dû être effectivement appliquée sur le soutènement. Nous avons donc supprimé cette précontrainte, d'autant plus qu'un modèle avec la précontrainte donnait une allure de la déformée différente de celle mesurée. Le phasage de la modélisation est récapitulé dans le Tableau 2-17.

Tableau 2-17 : Phasage de la modélisation aux éléments finis

Numéro	Phase	Durée de consolidation (jour)
1	Initialisation des contraintes dans les couches de sol	-
2	Mise en place de la paroi en élément de plaque et remise à zéro des déplacements	-
3	Excavation à -2,8 m	-
4	Installation du 1 <sup>er</sup> lit de buton B1 à -2,0 m sans précontrainte	25
5	Excavation à -4,9 m	-
6	Coulage du plancher B1F à -3,5 m (Mesure inclinomètre)	40



7	Démolition du premier lit de buton	2
8	Coulage du plancher 1F	-
9	Excavation à -8,6 m	-
10	Coulage du plancher B2F à -7,1 m (Mesure inclinomètre)	48
11	Coulage du plancher B2F à -7,1 m (suite)	37
12	Excavation à -11,8 m	-
13	Coulage du plancher B3F à -10,3 m	45
14	Excavation à -15,2 m	-
15	Coulage du plancher B4F à -13,7 m (Mesure inclinomètre)	38
16	Coulage du plancher B4F à -13,7 m (Suite)	18
17	Excavation à -17,3 m	-
18	Installation du 2 <sup>ème</sup> lit de buton B2 à -16,5 m précontraint à 392 kN/m	26
19	Excavation à -19,7 m	-
20	Excavation à -19,7 m (Mesure inclinomètre)	25

### Analyse des résultats

Dans un premier temps, 2 types de modélisations de la couche APP2 sont comparées, celle qui régit principalement le comportement du soutènement (25 m d'épaisseur). Dans la première modélisation on utilise un modèle de sol avec un domaine élastique linéaire sans dépendance de la rigidité avec la déformation ni la contrainte (équivalent au modèle noté MC + HS présenté dans le paragraphe 2.4.2.2). Dans la deuxième modélisation on utilise un modèle de sol avec un domaine élastique non linéaire prenant en compte les deux dépendances de la rigidité avec la déformation et la contrainte (équivalent au modèle MC + HS + SD + SS présenté dans le paragraphe 2.4.2.2). Les deux modèles sont munis d'une loi de comportement avec écrouissage plastique selon la surface de charge Shear Yield. On notera le premier modèle Modèle 0 et le deuxième modèle Modèle 1.

Les résultats de la Figure 2-45 montrent que le Modèle 0 (courbe orange) et le Modèle 1 (courbe rouge) prédisent des déformées de l'écran et des amplitudes de tassement maximal similaires pour les différentes phases d'excavation. En revanche l'allure des cuvettes de tassements est différente. Le Modèle 1 prédit des cuvettes plus creuses qui reproduisent mieux les mesures alors que le Modèle 0 prédit des cuvettes plus étalées. Par conséquent, les tassements différentiels sont sous-estimés par le Modèle 0. On conclut que la prise en compte de la dépendance de la rigidité avec la déformation et la contrainte permet d'aboutir à des cuvettes de tassement plus proches des mesures notamment en termes de tassements différentiels.

Dans un deuxième temps, on compare 3 modélisations utilisant le même type de modèle de sol que le Modèle 1 mais ayant uniquement le paramètre  $\gamma_{0,7}$  comme variable différente pour les couches APP 1 et APP 2. L'objectif est de raffiner davantage les résultats du Modèle 1 pour se caler au mieux aux mesures. Le Tableau 2-18 récapitule les valeurs utilisées pour chaque modélisation.

Tableau 2-18 : Différence entre les 3 modélisations

$\gamma_{0,7}$	Modèle 1	Modèle 2	Modèle 3
APP 1	$5,0 \cdot 10^{-5}$	$1,0 \cdot 10^{-5}$	$1,0 \cdot 10^{-5}$
APP 2 Toit	$5,0 \cdot 10^{-5}$	$1,0 \cdot 10^{-5}$	$1,0 \cdot 10^{-5}$
APP 2	$5,0 \cdot 10^{-5}$	$1,0 \cdot 10^{-5}$	$5,0 \cdot 10^{-5}$

Le Modèle 1 correspond au modèle de base contenant l'ensemble des hypothèses issues des essais réalisés sur les couches de sols. Les résultats de ce modèle en termes de tassement semblent être satisfaisants en termes de localisation du tassement maximal et l'allure de la cuvette même si les cuvettes calculées enveloppent celles mesurées. Cependant, les déformées calculées sont plus faibles même si leurs allures restent similaires aux mesures inclinométriques. Afin d'amplifier l'amplitude des déformées, le paramètre  $\gamma_{0,7}$  a été diminué dans le Modèle 2 permettant ainsi une dégradation plus rapide du module (Figure 2-43).

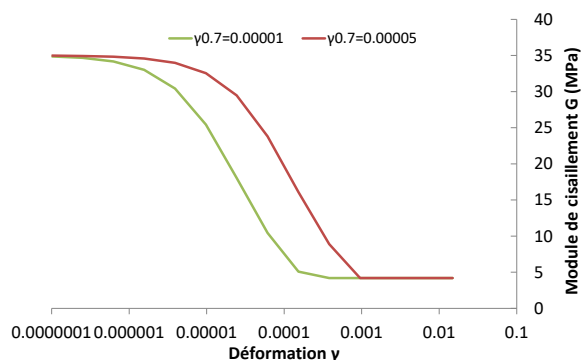
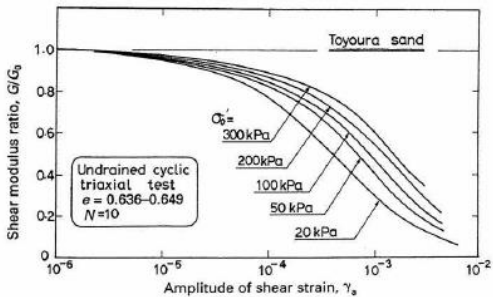


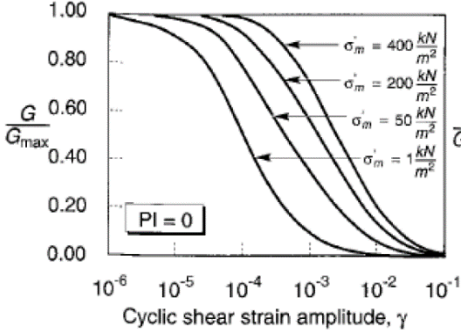
Figure 2-43 : Comparaison des courbes de dégradation avec différentes valeurs de  $\gamma_{0,7}$

Les déformées obtenues pour ce 2<sup>ème</sup> modèle sont plus proches des mesures pour les phases d'excavations profondes à 15,2m et 19,7m, en revanche, elles surestiment les déformées des phases initiales à savoir 4,9m et 8,6m. Il s'avère qu'une diminution généralisée du paramètre  $\gamma_{0,7}$  n'améliore pas les résultats dans toutes les phases, il est donc nécessaire de faire varier la valeur de ce paramètre en fonction de la profondeur. Le Modèle 3 propose des valeurs distinctes entre les couches et donne des déformées plus proches des mesures pour l'ensemble des phases, cependant en termes de tassement on surestime le tassement des phases initiales et la pente de la cuvette calculée est plus faible que celle mesurée dans les dernières phases d'excavation. Il semble que la variation du  $\gamma_{0,7}$  avec la profondeur n'est pas suffisante, il faudra vraisemblablement une variation du  $\gamma_{0,7}$  avec la contrainte dans le but d'obtenir une variation horizontale du  $\gamma_{0,7}$  en fonction de la distance à la paroi, ce qui permettra d'améliorer l'allure des cuvettes de tassement (les rendre encore plus creuses) sans pour autant modifier la déformée de la paroi. En fait, cette conclusion n'est pas nouvelle, plusieurs auteurs

ont réalisé des essais sur différents sols et ont comparé les courbes de dégradation du module. La Figure 2-44 présente quelques résultats de la littérature. Il semble qu'effectivement, plus le confinement est important plus le paramètre  $\gamma_{0.7}$  devrait augmenter. La projection de ce comportement sur un projet d'excavation peut se voir en termes de déconfinement. En fait, l'excavation génère une diminution de la contrainte à l'arrière de l'écran, ainsi cette diminution implique une diminution de  $\gamma_{0.7}$  c'est-à-dire une dégradation plus rapide du module de déformation et donc des cuvettes de tassement vraisemblablement plus creuses. La version actuelle du modèle GHS ne permet pas cette dépendance entre  $\gamma_{0.7}$  et la contrainte, il serait donc judicieux d'intégrer cette dépendance dans les futurs développements du modèle pour confirmer ces conclusions.



Sable de Toyoura (Kokusho, 1980)

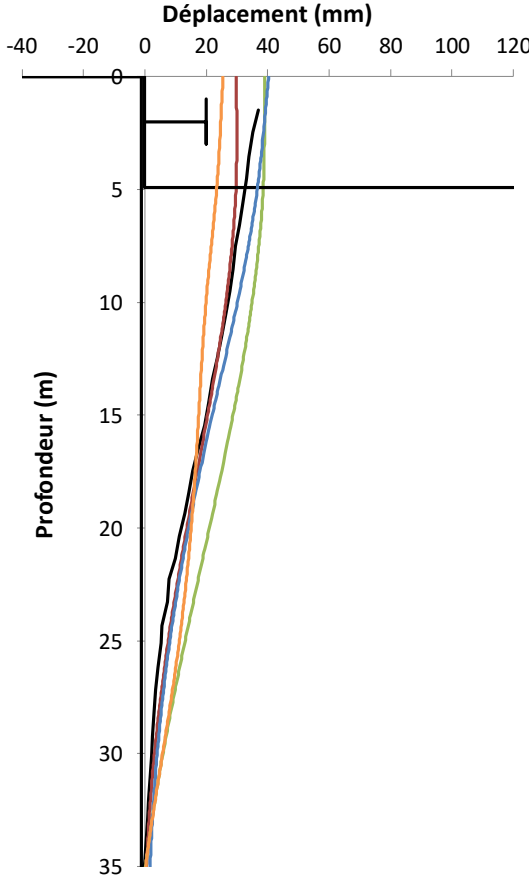
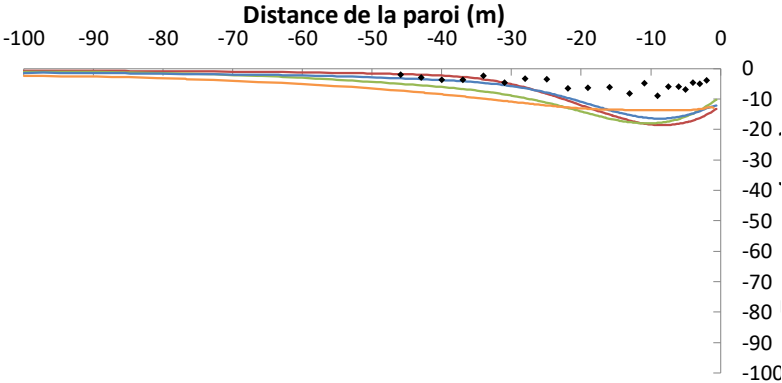


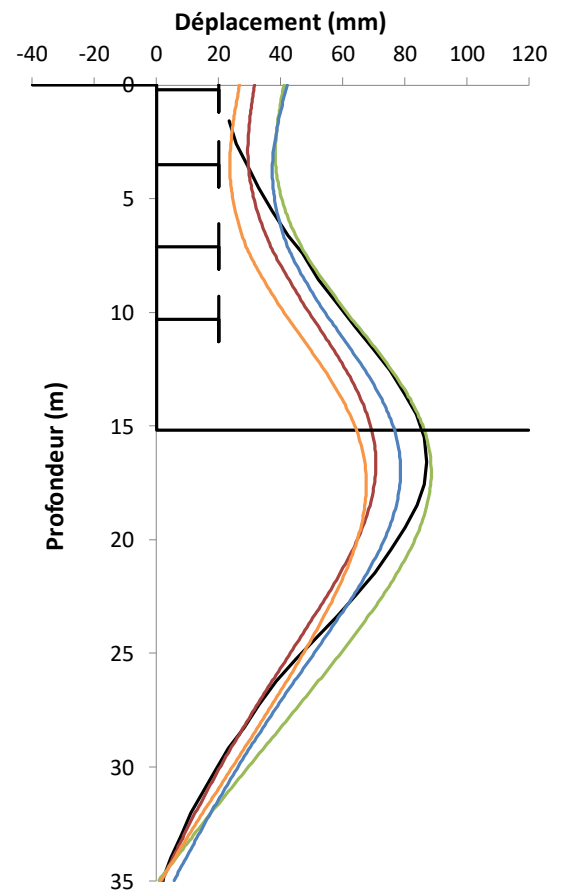
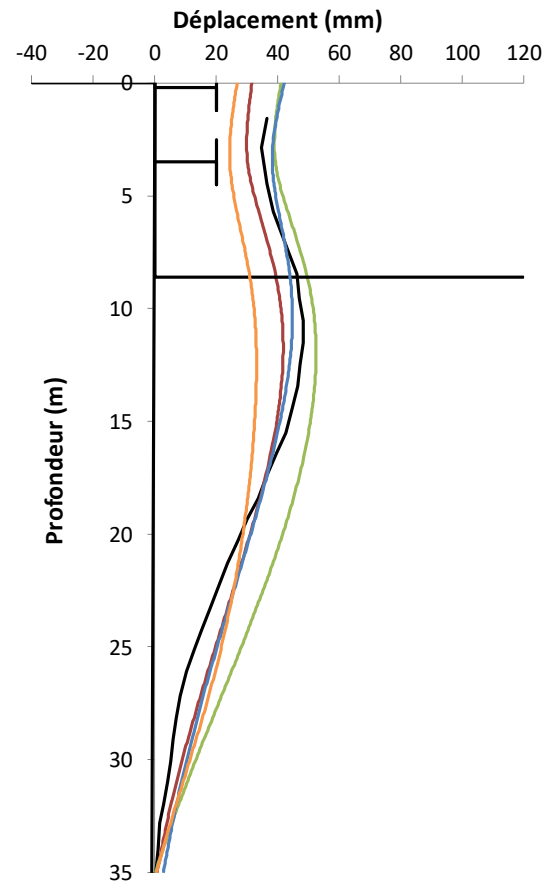
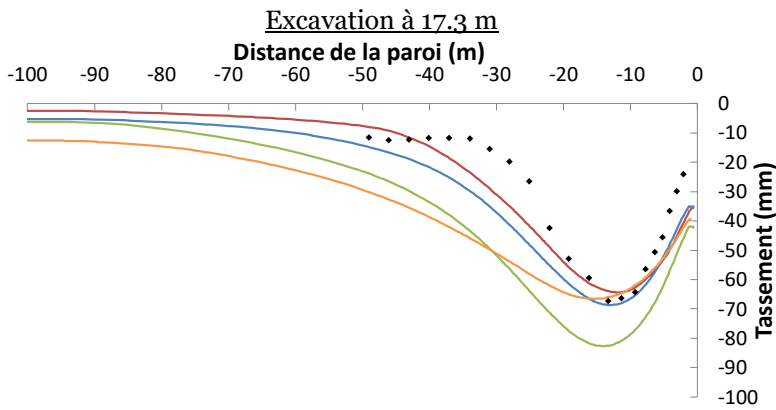
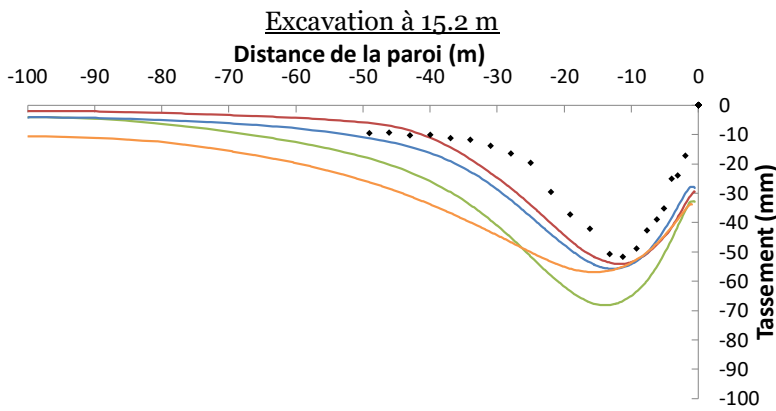
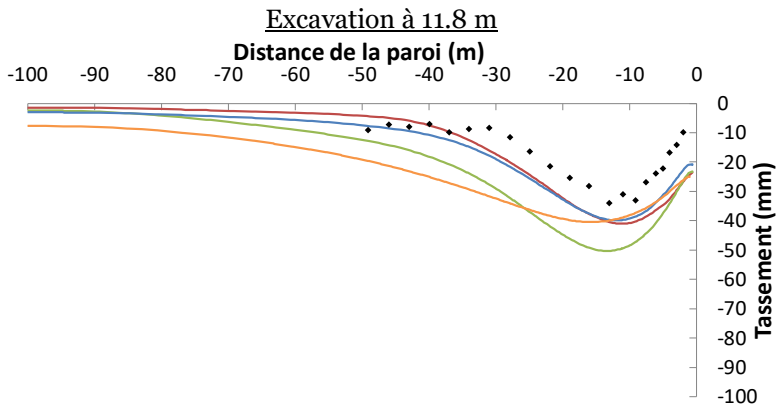
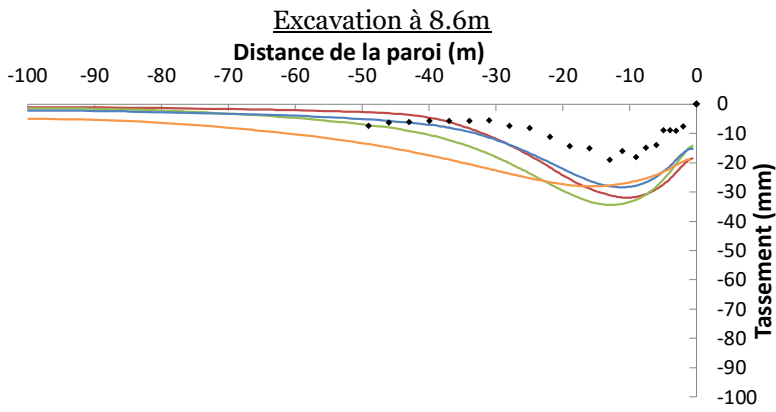
Ishibashi curves 1993 (Kramer 1996)

Figure 2-44 : Illustration des courbes de dégradation issues de différents confinements

— Mesure — Modèle 0 — Modèle 1 — Modèle 2 — Modèle 3

Excavation à 4.9m





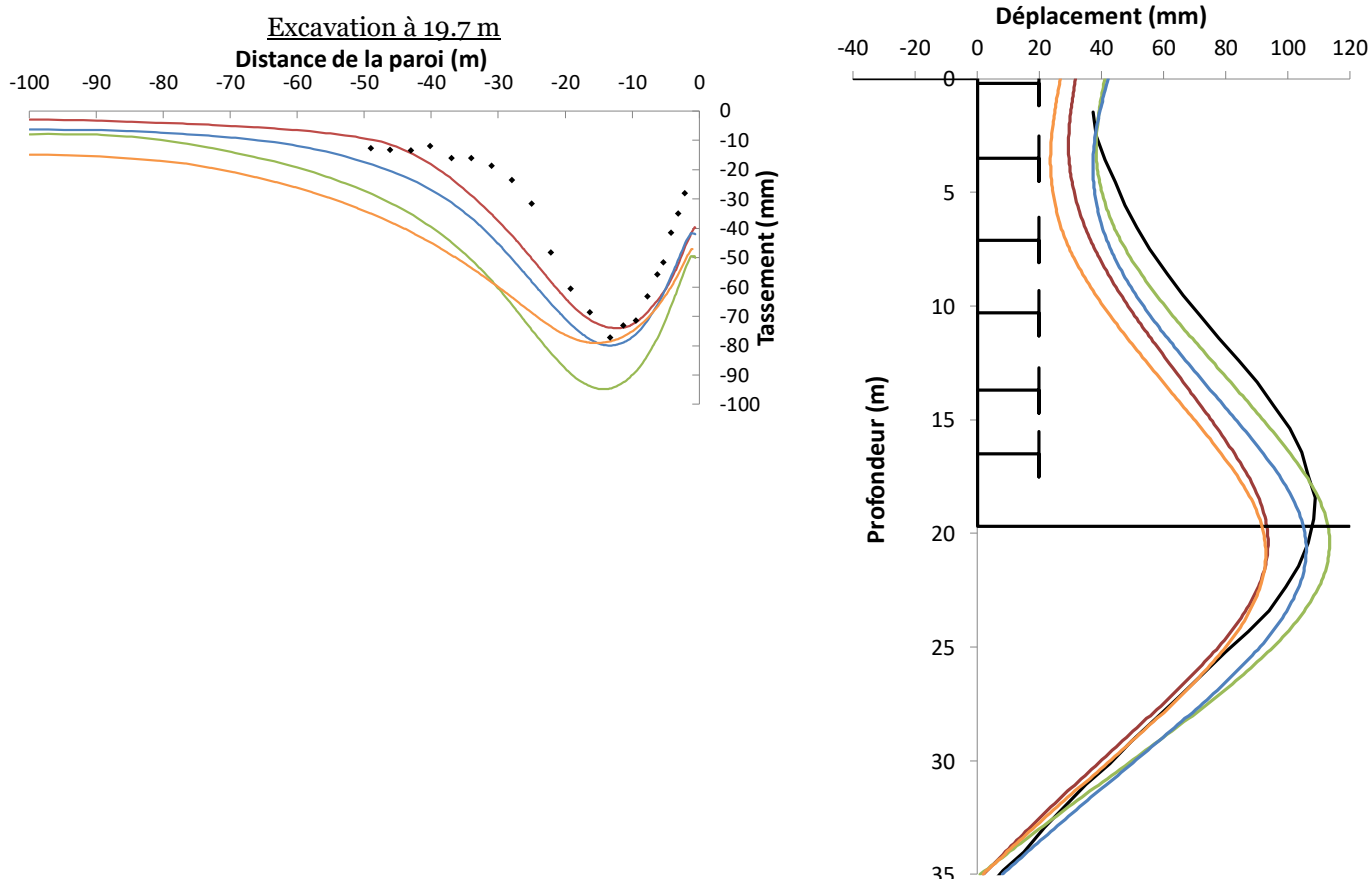


Figure 2-45 : Résultats de la modélisation du TNEC

#### 2.4.2.4 Conclusions

L'évaluation de la cuvette de tassement à partir de la modélisation numérique permet de décrire plus fidèlement un projet d'excavation en prenant en compte l'ensemble des spécificités du projet en termes de géométrie et de comportement de sol.

L'analyse du modèle GHS implémenté sur Plaxis v.2017 a permis de comprendre que l'élasticité non linéaire n'est pas suffisante pour produire des cuvettes de tassements. L'écroûissage plastique est nécessaire pour générer des déformations volumiques plastiques contractantes et compenser les soulèvements élastiques générés par la nature des travaux d'excavation (diminution de la pression moyenne des sols suite au déchargement). Ce n'est pas seulement un artifice pour reproduire le comportement hyperbolique observé en laboratoire. Cependant, cette compensation n'est pas suffisante, pour pallier ces soulèvements persistants notamment dans les premières phases de terrassement, une amélioration du domaine élastique est indispensable pour reproduire des cuvettes de tassements similaires à celles observées. La dépendance du module élastique avec la déformation et la contrainte permet de réduire la part des soulèvements élastiques. D'une part, la dépendance avec la déformation permet d'améliorer l'allure générale de la courbe en réduisant l'étendue de la cuvette en utilisant des modules plus importants loin de l'excavation, d'autre part, la dépendance avec la contrainte permet d'obtenir des cuvettes plus creuses (tassement différentiel plus important) car la variation de la pression proche de l'écran est plus importante.

L'étude du cas d'excavation théorique a permis d'évaluer la zone d'influence de l'excavation derrière l'écran qui est de l'ordre de 2 fois la profondeur de l'excavation. Ainsi, un modèle numérique de largeur 3 fois la profondeur de l'excavation semble être satisfaisant pour éviter les effets de bord. La plage de déformation dans laquelle se trouve le sol derrière une excavation est de l'ordre de  $10^{-5}$  à  $10^{-3}$ .

L'étude de l'excavation du TNEC a permis de mettre en évidence la pertinence de prendre en compte la dépendance de la rigidité avec la déformation et la contrainte pour pouvoir reproduire les mesures notamment en termes de tassement différentiel. En effet, l'augmentation du contraste de rigidité entre les zones à proximité de l'écran et celles loin de l'écran induit des cuvettes de tassement plus creuses et plus proches de celles mesurées. Cependant, ces dernières sont encore plus creuses que celles calculées, il s'avère que la dépendance du paramètre  $\gamma_{0.7}$  avec la contrainte pourrait en être la cause. En effet, la courbe de dégradation du module du modèle Hardin et Drnevich (1972) ne prend pas en compte la variation de cette sigmoïde avec le confinement alors que plusieurs auteurs ont montré expérimentalement cette dépendance. Il serait donc judicieux d'investiguer cette piste de développement afin de confirmer sa pertinence.

## 2.5 Effet de voûte

L'effet de voûte a été décrit par Terzaghi (1943) comme étant « the most universal phenomena encountered in soils both in the field and in the laboratory ». Il insiste sur l'effectivité de ces arcs maintenus seulement par les contraintes de cisaillement en rajoutant : « since arching is maintained solely by shearing stresses in the soil, it is no less permanent than any other state of stress in the soil which depends on the existence of shearing stresses, such as the state of stress beneath the footing of a column ». L'effet de voûte se manifeste par un mécanisme de transfert de charge qui concentre les contraintes dans les points rigides et les allège dans les endroits souples. Ainsi, cette redistribution des contraintes prend toute son ampleur dans des ouvrages géotechniques qui mobilisent le cisaillement dans le sol avoisinant et présentent des contrastes de rigidités importants, par exemple des remblais sur un sol compressible renforcé par inclusions rigides.

Dans le cas des gares du Grand Paris, un phasage en Top-down est souvent privilégié pour réduire le temps de construction, ainsi les appuis correspondent aux planchers définitifs en béton armé et sont considérablement plus rigides que des butons métalliques provisoires. La Figure 2-46 illustre la configuration type de telle excavation avec une zone rigide avec appuis et une zone souple au droit du sol excavé. A mesure de l'avancement des terrassements, le contraste de rigidités entre ces deux zones est propice au report de charge via le cisaillement dans le sol qui conduit à une concentration des contraintes dans les appuis et une décharge de la zone souple excavée. Ce contraste de rigidités sera d'autant plus important si la stratigraphie présente également des couches déformables en dessous de couches dures.

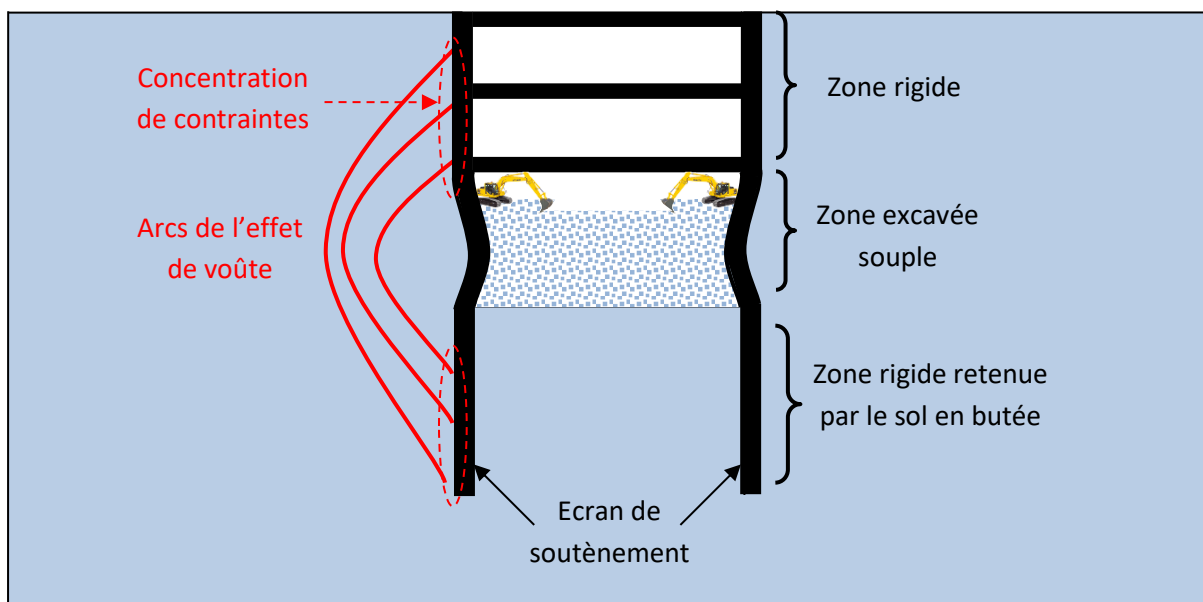


Figure 2-46 : Illustration de l'effet de voûte dans une excavation profonde

L'objectif du présent paragraphe est de présenter l'origine de l'effet de voûte à travers les travaux précurseurs de Janssen (1895), puis la manifestation de cet effet dans le cas des soutènements et la capacité des outils de modélisation à le reproduire. Enfin les résultats de deux rétro-analyses réalisées sur des excavations instrumentées mettront en lumière l'importance d'intégrer l'effet de voûte dans l'analyse pour comprendre les mesures obtenues.

### 2.5.1 Effet de Janssen (1895)

Janssen (1895) a été le premier à mettre en évidence l'effet de voûte dans des silos de stockage de grains de maïs en observant une saturation de la pression mesurée à la base du silo avec la hauteur de remplissage (Figure 2-47). Il suppose que cette différence entre la pression mesurée et le poids calculé des grains contenu dans le silo est reprise par les parois de ce dernier sous forme de frottement latéral qui retient les grains en suspension sous forme d'une voûte (Figure 2-48) et allège ainsi le poids résultant.

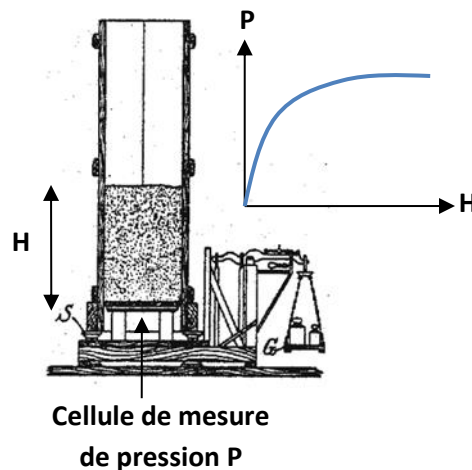


Figure 2-47 : Illustration des observations expérimentales de Janssen (Sperl 2005)

Suite à ces observations, Janssen retrouve l'expression de la pression verticale en fonction de la hauteur en étudiant l'équilibre d'une couche de grains sous son poids en considérant le frottement vertical des parois agissant dans le sens inverse du poids. Il aboutit à une expression non linéaire de la distribution de la contrainte verticale  $\sigma_z$  en fonction des dimensions du silo, du rapport entre contrainte horizontale et verticale  $K$ , du coefficient de frottement  $\mu$  et du poids volumique des grains  $\gamma$ .

La Figure 2-48 reproduit le même raisonnement en étudiant une couche cylindrique de rayon  $R$  et d'épaisseur  $dz$  (les silos de Janssen étaient rectangulaires). En projection verticale, cette couche est soumise aux forces  $F_z(z)$  et  $F_z(z + dz)$ , au frottement latéral  $T$  et à son poids  $W$ . Les différentes forces sont exprimées ci-après,  $\sigma_z$  étant la contrainte moyenne verticale.

$$F_z(z + dz) = \sigma_z(z + dz)\pi R^2$$

$$F_z(z) = -\sigma_z(z)\pi R^2$$

$$T = \mu\sigma_r 2\pi R dz = \mu K \sigma_z 2\pi R dz$$



$$W = -\gamma\pi R^2 dz$$

A la limite du glissement la somme des forces est nulle, on obtient l'équation différentielle suivante :

$$\frac{\partial\sigma_z}{\partial z} + \frac{2K\mu}{R}\sigma_z = \gamma$$

Moyennant les conditions aux limites ( $\sigma_v(z = 0) = 0$ ) on aboutit à la distribution de la contrainte verticale suivante :

$$\sigma_z = \frac{\gamma R}{2K\mu} \left( 1 - \exp\left(-\frac{2K\mu z}{R}\right) \right)$$

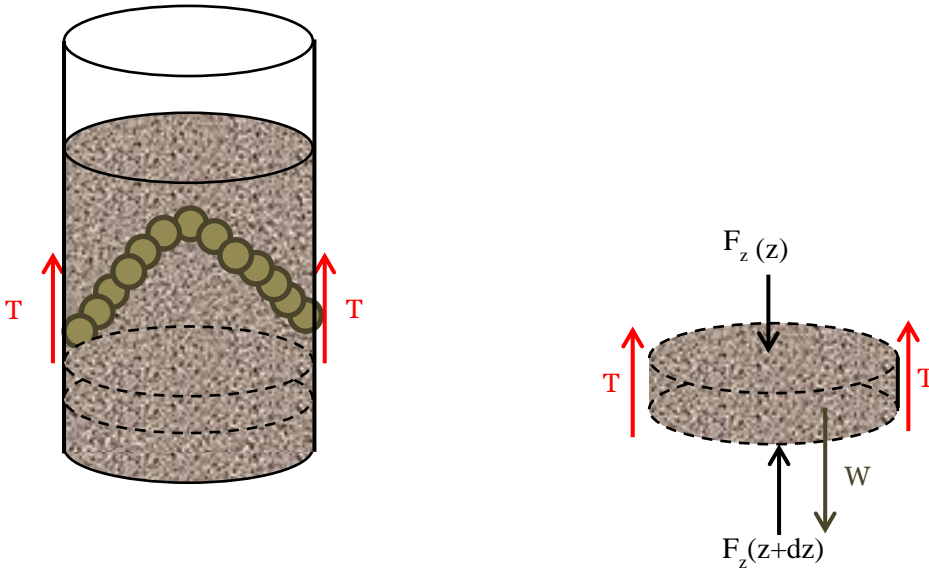


Figure 2-48 : Equilibre d'une couche cylindrique dans un silo avec mobilisation du frottement

Terzaghi (1943) reprend le même raisonnement avec sa célèbre expérience de la trappe de largeur  $2B$  qui génère un mouvement descendant localisé du sol et mobilise ainsi du frottement tout le long de la couche de sol (Figure 2-49). Il étudie ainsi l'équilibre d'une tranche de sol de largeur  $2B$  en introduisant les paramètres de cisaillement du sol à l'interface de frottement, cohésion  $c$  et angle de frottement  $\varphi$ , et obtient une expression de la contrainte verticale similaire à celle de Janssen avec  $\mu = \tan(\varphi)$  et  $q = \sigma_v(z = 0)$ .

$$\sigma_v = \frac{B(\gamma - \frac{c}{B})}{K \tan(\varphi)} \left( 1 - \exp\left(-\frac{2K \tan(\varphi) z}{B}\right) \right) + q \exp\left(-\frac{K \tan(\varphi) z}{B}\right)$$

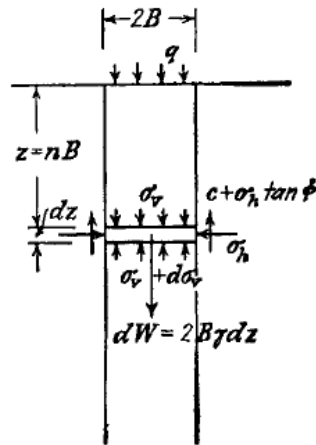


Figure 2-49 : Expérience de la trappe générant un mouvement vertical du sol et mobilisation du frottement (Terzaghi 1943)

Cependant, ces méthodes évaluent le frottement latéral en utilisant une contrainte horizontale obtenue à partir de la contrainte verticale via le coefficient  $K$  considéré constant. Janssen a calé la valeur de ce coefficient à environ 0.2 à partir de ses mesures sur les silos de maïs. Marston et al. (1913) propose de considérer ce coefficient  $K$  égal à celui de Rankine en poussée active  $K_a$  pour le dimensionnement des conduites dans des tranchées remblayées. Handy (1985) considère que ce coefficient est sous-estimé et réexamine le problème d'un point de vue de contraintes principales dans le plan de Mohr. En fait, il considère que le coefficient de poussée active  $K_a$  ne peut être utilisé que pour un rapport entre des contraintes principales  $\sigma_3/\sigma_1$  ce qui n'est pas le cas des contraintes verticales et horizontales étant donné que  $\sigma_h$  est normale à une facette sur laquelle le frottement est mobilisé (par définition les contraintes principales agissent sur des facettes sans frottement). Il en déduit qu'il est inapproprié d'utiliser le  $K_a$  de Rankine. En fait, la direction de la contrainte principale  $\sigma_1$  fait un angle  $\theta$  avec l'horizontale. La retranscription des contraintes sur les cercles de Mohr (Figure 2-50) en prenant leur disposition sur une facette permet de retrouver la formule suivante proposée par Handy (1985) du rapport  $K$  entre contrainte horizontale  $\sigma_h$  et verticale  $\sigma_v$  en fonction de l'angle  $\theta$  :

$$K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{\cos^2(\theta) + K_a \sin^2(\theta)}{\sin^2(\theta) + K_a \cos^2(\theta)} \quad (2)$$

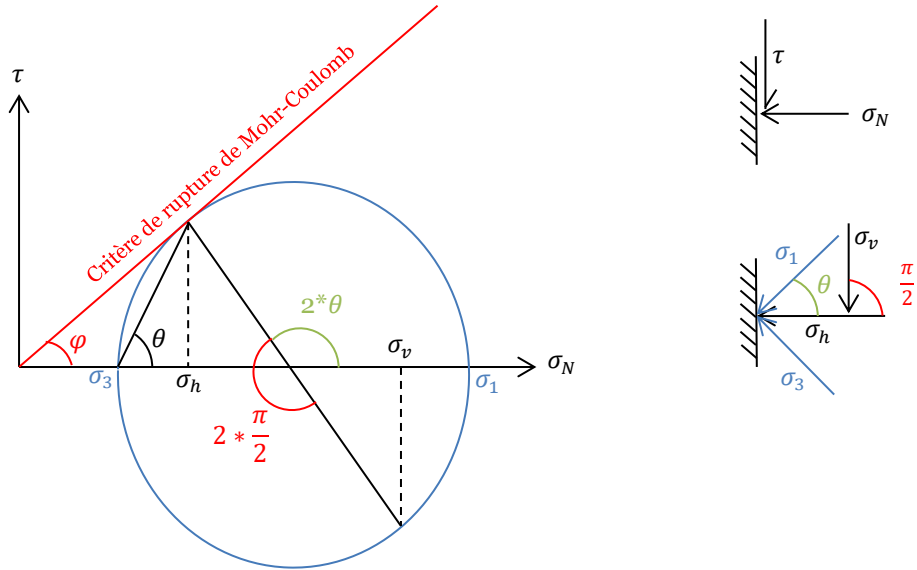


Figure 2-50 : Disposition des contraintes principales et les contraintes horizontales et verticales dans le plan de Mohr

Dans le cas où l'angle de frottement à l'interface  $\delta$  est égal à l'angle de frottement  $\varphi$  du sol l'inclinaison de la direction de la contrainte principale  $\sigma_1$  par rapport à celle de la contrainte horizontale  $\sigma_h$  est la suivante :  $\theta = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$ .

En considérant l'expression du coefficient de Rankine  $K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$  on aboutit à la formule de Krynine (1945).

$$K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{1 - \sin^2(\varphi)}{1 + \sin^2(\varphi)}$$

Pour  $\varphi = 30^\circ$ , Krynine (1945) prévoit un coefficient de  $K_{Krynine} = 0,6$  alors que Rankine est beaucoup plus faible  $K_{Rankine} = 0,33$

Dans le cas où  $\delta < \varphi$ , des considérations géométriques nous mènent à une expression de l'angle  $\theta$  dépendant maintenant de l'angle  $\delta$  (Figure 2-51). L'expression de Handy (1985) est toujours valable pour évaluer le rapport  $K$  en reprenant l'angle  $\theta$  de la formule suivante :

$$\tan(\delta) = \frac{(1 - K_a) \tan(\theta)}{1 + K_a \tan^2(\theta)}$$

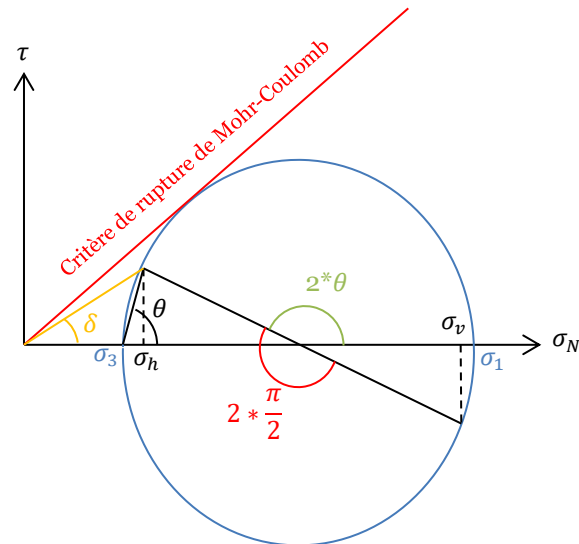


Figure 2-51 : Disposition des contraintes dans l'angle de Mohr avec un angle de frottement  $\delta$

En l'appliquant aux écrans de soutènement, le raisonnement sur une tranche de sol a été reproduit par plusieurs auteurs (Wang 2000, Paik et al. 2003, Patra et al. 2008, Nadukuru 2012, Ertugrul 2013), ils se sont intéressés à sophistiquer les dimensions de la tranche de sol et distinguer entre les forces qui y sont appliquées aux extrémités, en supposant dans une extrémité le frottement à l'interface sol/écran et dans l'autre le cisaillement mobilisé au niveau de la surface de rupture (Figure 2-52). Ils en déduisent ainsi un diagramme non linéaire de la contrainte verticale derrière l'écran. L'utilité de ce diagramme est discutable, étant donné qu'il est issu d'une étude à l'équilibre limite, il ne concernerait donc que la poussée active, or l'effet de voûte derrière un écran de soutènement s'amorce bien avant et s'avère être de nature différente, comme cela sera décrit dans le paragraphe suivant.

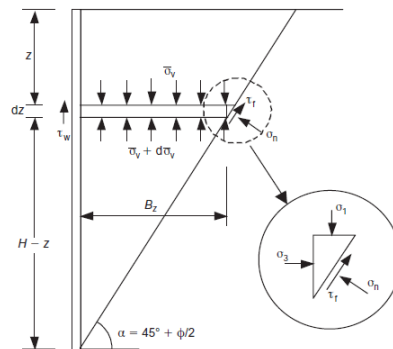


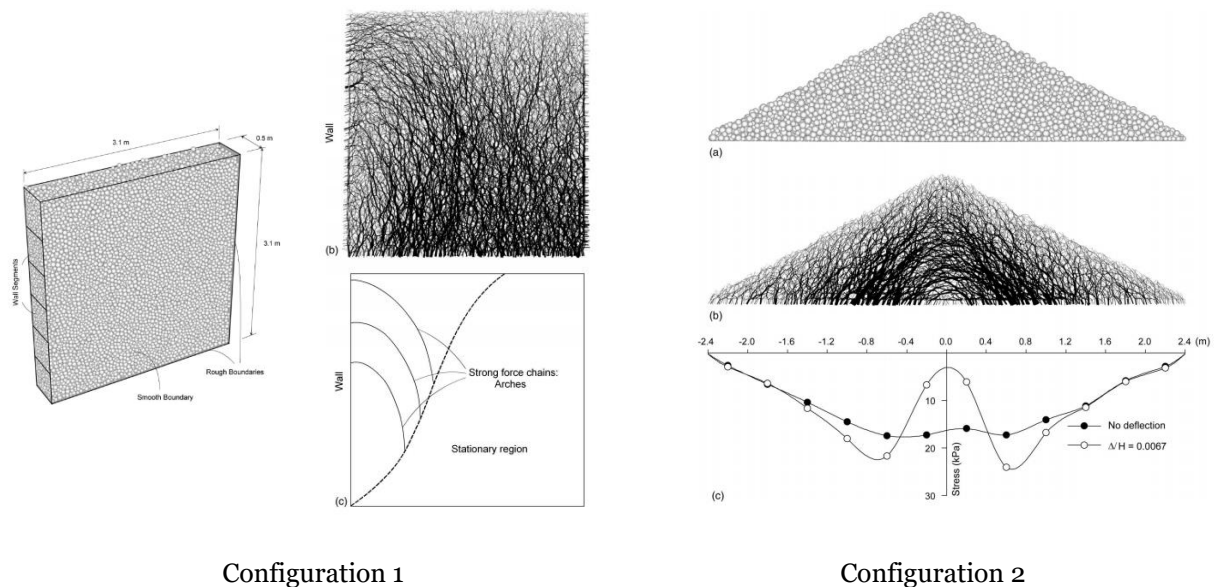
Figure 2-52 : Equilibre d'une couche de sol en comptabilisant le frottement à l'interface et à la surface de rupture (Paik et al. 2003)

## 2.5.2 Effet de voûte derrière un écran de soutènement

### 2.5.2.1 Mise en évidence de l'effet de voûte

Les travaux de Janssen (1895) ainsi que les développements qui les ont suivis ont permis de constater qu'une distribution non linéaire de la contrainte verticale pouvait avoir lieu à cause de la mobilisation du cisaillement dans le sol qui est à l'origine de la formation d'arcs de voûte. La projection de ces conclusions sur le cas des soutènements nécessite d'identifier les similitudes avec le comportement d'un écran. Nadukuru et al. (2012) illustre l'effet de voûte dans le sol à travers des modélisations aux

éléments discrets sur des grains de sables en présentant deux configurations illustratives (Figure 2-53). La première consiste à considérer un écran soutenant des grains de sables et de lui appliquer une rotation en tête. La deuxième consiste à considérer un tas de grains de sables et appliquer une déflexion au centre de leur base. La Figure 2-53 montre les chaînes de forces assimilables aux arcs de voûte dans les deux configurations.



Configuration 1

Configuration 2

Figure 2-53 : Mise en évidence des arcs de voûte dans le sol suivant deux configurations (Nadukuru et al. 2012)

La configuration 1, peut s'apparenter à une partie localisée d'un écran en dessous d'un appui autour duquel il tourne suffisamment pour amorcer la surface de rupture, ce qui n'est pas forcément toujours le cas. Cependant pour le cas des excavations profondes avec un écran retenu en tête par des appuis rigides et en fiche par un sol en butée la configuration 2 semble la plus pertinente. En effet, l'écran est analogue à la base du tas de sables et la déflexion au centre est analogue à la déflexion du ventre au droit de la zone excavée (la plus souple). Par conséquent, la pression diminue au droit de la zone souple et les contraintes sont reportées sur les zones adjacentes plus rigides. La pression au centre se retrouve ainsi réduite. Le diagnostic de Bjerrum et al. (1972) rejoint ce raisonnement en s'appuyant sur l'analyse des retours d'expérience notamment le cas de la gare Vaterland I du métro d'Oslo qui a mis en évidence un effort mesuré dans les appuis 2 fois plus important que prévu. Il met en plus en évidence l'augmentation observée des contraintes au droit des appuis et en dessous du fond de fouille derrière l'écran (Figure 2-54).

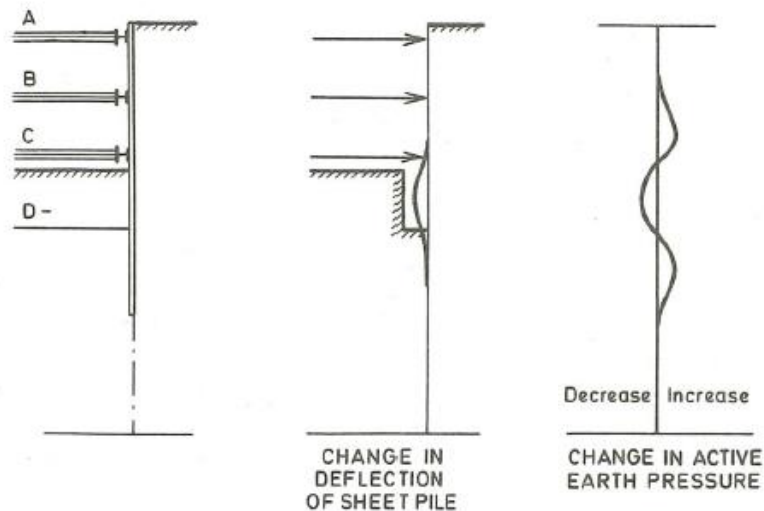


Figure 2-54 : Analyse de la redistribution des contraintes derrière un écran suite à une phase de terrassement (Bjerrum et al. 1972)

L'intérêt de la configuration 2 est qu'elle permet d'expliquer la concentration de contrainte au niveau des appuis rigides mais aussi en dessous du fond de fouille derrière l'écran qu'on observera dans les simulations numériques dans la partie 2.5.3. La Figure 2-55 synthétise schématiquement le mécanisme de l'effet de voûte et la redistribution des contraintes à l'arrière d'un écran de soutènement.

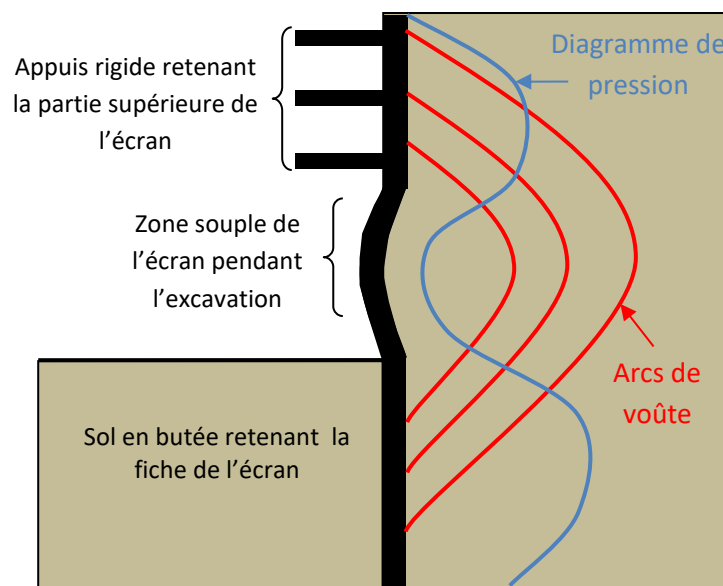


Figure 2-55 : Manifestation des arcs de voûte dans le sol derrière un écran de soutènement

Il est intéressant de noter qu'en analogie avec l'expérience de la trappe de Terzaghi (1943) les développements analytiques réalisés par ce dernier ne permettent d'évaluer, pour le cas de notre écran, que la pression horizontale en fonction de la distance de l'écran, alors que ce qui nous intéresse c'est plutôt la répartition de la contrainte le long de l'écran, c'est-à-dire le long de la trappe de Terzaghi

ainsi que de part et d'autre de celle-ci. Le développement des modèles numériques par éléments finis ou différences finies rend aisé l'évaluation de ce diagramme de pression.

De surcroît, le mécanisme d'effet de voûte derrière un écran de soutènement peut être examiné en faisant l'analogie avec d'autres ouvrages prenant en compte cet effet systématiquement sous forme d'interaction sol/structure à savoir les radiers et les inclusions rigides dans un sol mou sous remblais. Ces derniers peuvent être considérés comme des soutènements horizontaux, les appuis correspondent aux points rigides à savoir les zones peu déformables d'un radier et les têtes des inclusions, l'écran correspond au radier ou au matelas de répartition des inclusions et la zone d'excavation correspond à la zone souple déformable du radier ou aux zones de contacts matelas de répartition / sol mou.

Cette redistribution de contraintes a été mentionnée brièvement par Caquot et Kerisel (1948) en introduction aux tables des coefficients de poussée/butée, ils disent :

« De nombreuses expériences assez récentes ont montré que ceci n'est exact que si le mur subit un léger mouvement de translation horizontale. En revanche, si le mur subit une rotation, la répartition triangulaire est bouleversée, les pressions les plus fortes correspondant aux points du mur qui se déplacent le moins, et vice versa. Pour mobiliser la butée, la translation vers le massif doit être plus importante et en rotation les contraintes les plus fortes correspondent aux points qui se déplacent le plus, et vice versa. Mais quelle que soit la cinématique du mur la valeur de la résultante de la poussée (et de la butée) reste sensiblement égale à celle que l'on peut calculer à partir des tables, l'incertitude ne règne donc que sur le point d'application de la résultante, obligeant l'ingénieur à examiner diverses hypothèses. » On en déduit que la redistribution des pressions liée dans cet extrait à la cinématique de l'écran impacte la répartition des efforts dans les appuis et la valeur du moment étant donné que le point d'application de la résultante est modifié.

#### 2.5.2.2 *Apport des retours d'expérience*

Le développement des réseaux souterrains de transport urbains au début du 20<sup>ème</sup> siècle a permis d'approfondir la compréhension du comportement des soutènements d'excavations profondes. Plusieurs retours d'expérience de fouilles instrumentées ont été recensés et analysés pour améliorer les méthodes de dimensionnement. En effet, les ingénieries danoise et allemande étaient les premières à remettre en question le diagramme triangulaire de pression des terres derrière ces fouilles butonnées à travers d'une part les observations de Christiani (Hansen 1953) sur les écrans souples, où il remarquait notamment que les pressions entre les appuis étaient plus faibles que ce que prévoyait la théorie classique avec un diagramme triangulaire (Coulomb et Boussinesq) et il en déduit la redistribution des pressions vers les appuis. D'autre part, des diagrammes empiriques ont été établis à partir de mesures recensées par plusieurs chercheurs allemands qui dépendent du type de soutènement, du nombre de butons et du type de sol (Lehmann 1942, Briske 1958). Ces diagrammes constituent un point de repère dans la pratique de dimensionnement allemande actuelle (recommandations des EAB 2008 et norme DIN4085).

Terzaghi et Peck (1967) profitent des mesures issues des chantiers des métros américains et d'autres (Chicago dans l'argile molle, Munich et Berlin dans les sables, Londres et Houston dans les argiles

raides), principalement des fouilles blindées, pour dresser des diagrammes empiriques enveloppes pour calculer les efforts dans les appuis (Figure 2-56).

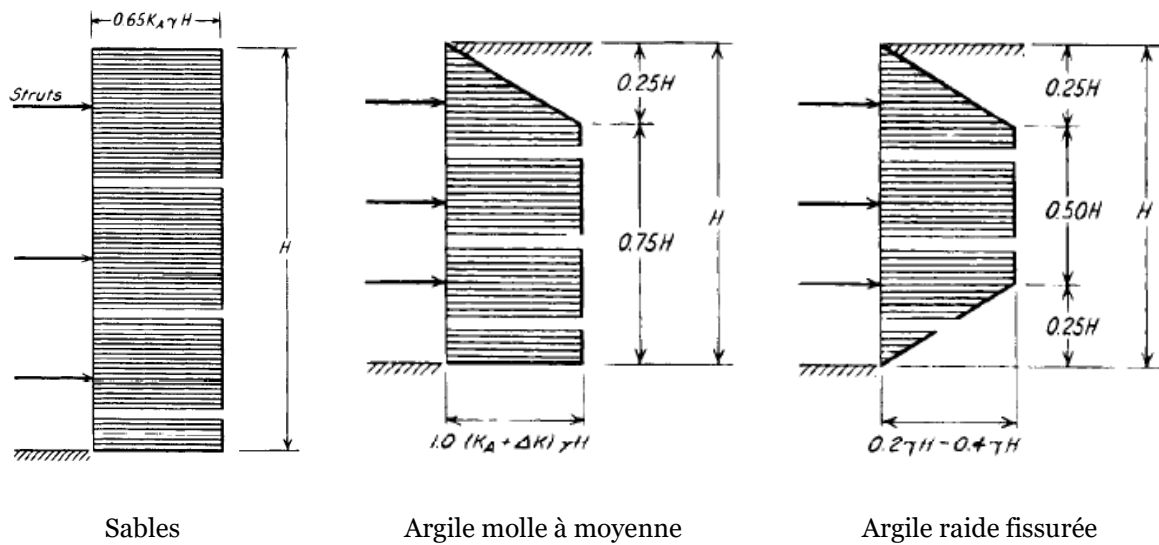
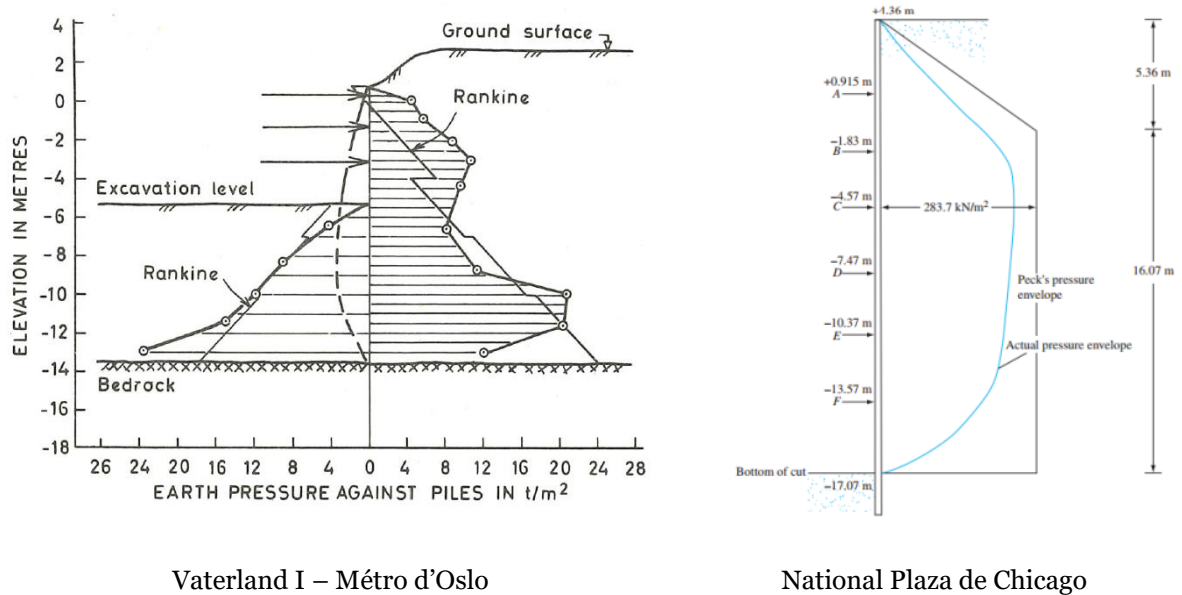


Figure 2-56 : Diagrammes empiriques proposés par Terzaghi et Peck (1967)

La Figure 2-57 présente le profil de pressions mesurées pour deux exemples d'excavations instrumentées à savoir Vaterland I du métro d'Oslo et la National Plaza de Chicago soutenues par des rideaux de palplanches.



Vaterland I – Métro d'Oslo

National Plaza de Chicago

Figure 2-57 : Exemples de diagrammes de pression mesurés

En France, étant donné que les soutènements sont souvent modélisés avec le modèle aux coefficients de réaction, l'effet de voûte est complètement occulté ; cependant des retours d'expérience récents des métros lyonnais et toulousains (Zghondi 2010) avec des expériences sur modèles réduits (Masrouri 1986) ont permis d'expliquer certaines observations par l'effet de voûte et de s'orienter vers des modélisations aux éléments finis afin de le prendre en compte dans la prévision des efforts dans les



appuis (Figure 2-58, Kastner 2018). Les retours d'expérience des excavations profondes du Grand Paris Express permettront d'examiner l'intensité des efforts réellement mesurés et de les confronter aux résultats des différentes méthodes de modélisation dans l'objectif d'une exploitation avisée des modèles simplifiés.

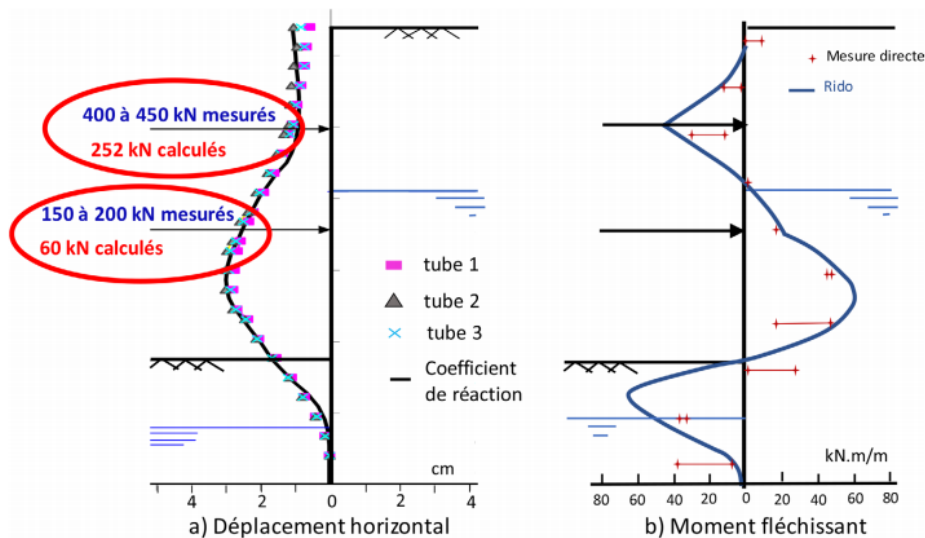


Figure 2-58 : Rétro-analyse de l'excavation de Félix Faure à Lyon par la méthode des coefficients de réaction (Kastner 2018)

### 2.5.3 Effet de voûte dans la modélisation des soutènements

Dans le but d'apprécier l'effet de voûte derrière l'écran et son incidence sur le comportement du soutènement, ce paragraphe se consacre à l'analyse de deux méthodes de modélisation à savoir la méthode des coefficients de réaction (MISS-K) à l'aide du logiciel K-Réa et la méthode aux éléments finis (EF) à l'aide du logiciel Plaxis v.2017. L'objectif est de réaliser une comparaison entre les deux méthodes et de mettre en évidence les observations du paragraphe précédent relatives à l'occurrence de l'effet de voûte ainsi que les incidences de sa non-prise en compte sur les efforts dans les appuis, le moment dans la paroi et l'amplitude de la butée mobilisée. Dans cette perspective, une excavation théorique a été considérée avec une géométrie similaire aux géométries des nouvelles gares du Grand Paris Express en termes de hauteur excavée (30 - 40 m), de profondeur et d'épaisseur de l'écran de soutènement, du nombre et de la répartition des appuis. Le Tableau 2-19 présente les caractéristiques géométriques et structurelles du soutènement considérées dans le modèle de référence ( $z=0$  correspond à la cote de la surface).

Tableau 2-19 : Caractéristiques de l'excavation théorique

Appuis		Niveau d'excavation	Paroi			
Cote (m)	Rigidité (kN/m/ml)	Côte (m)	Epaisseur (m)	Longueur (m)	EI (KN.m <sup>2</sup> /ml)	EA (kN/ml)
-3	100000	-5	1,2	50	3,456 10 <sup>6</sup>	28,8 10 <sup>6</sup>
-8	100000	-10				
-13	100000	-15				
-18	100000	-20				
-23	100000	-25				
		-30				
		-37				

La Figure 2-59 présente le maillage et la géométrie de l'excavation théorique modélisée par les éléments finis.

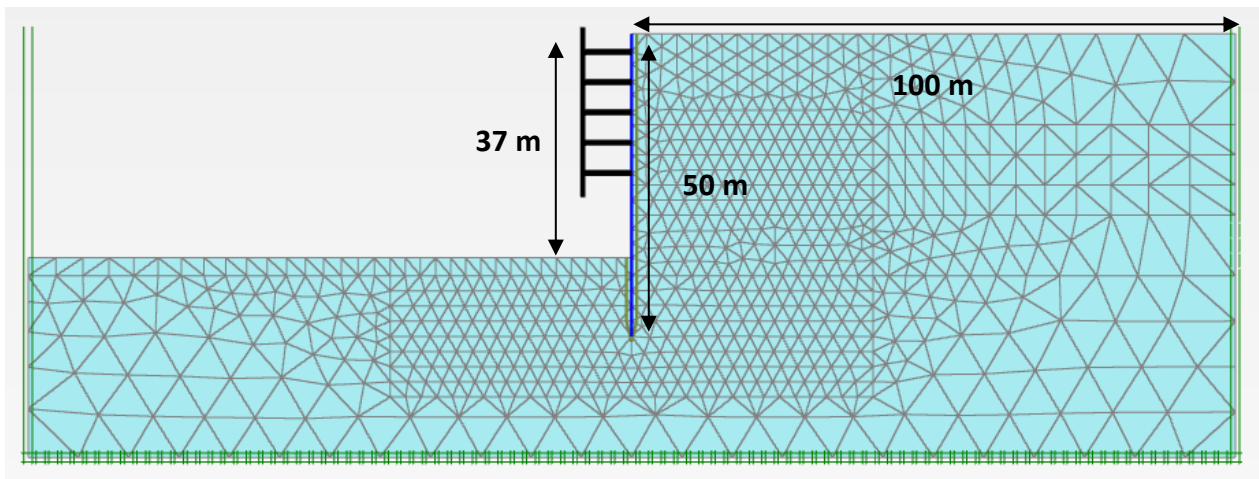


Figure 2-59 : Géométrie et maillage de l'excavation théorique étudiée

### 2.5.3.1 Mise en évidence

La Figure 2-60 présente la déformée, le moment et le diagramme de pression issus d'une modélisation aux coefficients de réaction MISS-K et d'une modélisation aux éléments finis utilisant un modèle de sol élastique parfaitement plastique EF-MC et un modèle élasto-plastique avec écrouissage suivant deux surfaces de charge EF-HS (Plaxis Material Models Manual 2017). Le choix des modules de déformation dans ces deux modélisations et celui des coefficients de réaction a été fait de telle sorte à obtenir une flèche identique avec un rapport flèche sur profondeur d'excavation égal à 0,1 %, ce qui est comparable à celui attendu dans le projet du Grand Paris. Les valeurs retenues sont récapitulées dans le Tableau 2-20.

Tableau 2-20 : Paramètres de sols dans les différentes modélisations

	EF-MC	EF-HS	MISS-K
	$E'=250\text{MPa}$	$E_{50}=E_{oed}=200\text{MPa}$	$E_M=100\text{MPa}$
		$E_{ur}=400\text{MPa}$	$\alpha=1$
	$\nu=0,2$	$\nu_{ur}=0,2$	
Paramètres	$\varphi'=30^\circ$	$\varphi'=30^\circ$	$\varphi'=30^\circ$
	$c'=30\text{kPa}$	$c'=30\text{kPa}$	$c'=30\text{kPa}$
	$\psi=0^\circ$	$\psi=0^\circ$	
	$K_0=0,5$	$K_0=0,5$	$K_0=0,5$

L'effet de voûte se révèle clairement mis en évidence dans le diagramme de pression par la dépression au droit de la zone la plus déformable, accompagnée d'un report important des charges vers la partie supérieure butonnée de l'écran et vers la fiche retenue par le sol en butée (Figure 2-60). Cette manifestation explicite est uniquement visible dans les modélisations aux éléments finis, le modèle MISS-K ignore par construction les effets de cisaillement horizontaux et ne montre ainsi aucun effet de voûte. Par conséquent, les résultats de la Figure 2-60 montrent qu'à flèche égale, le modèle MISS-K prévoit un moment fléchissant maximal 30 % plus important, une butée mobilisée 30 % plus faible et une somme des efforts dans les appuis 40 % plus faible que le modèle EF-MC. Aussi, le rapport de butée (mobilisable sur mobilisée) est de 3 pour le modèle MISS-K, il est réduit à 2,1 pour le modèle EF-MC. La « non linéarité » du modèle EF-HS accentue davantage ces écarts.

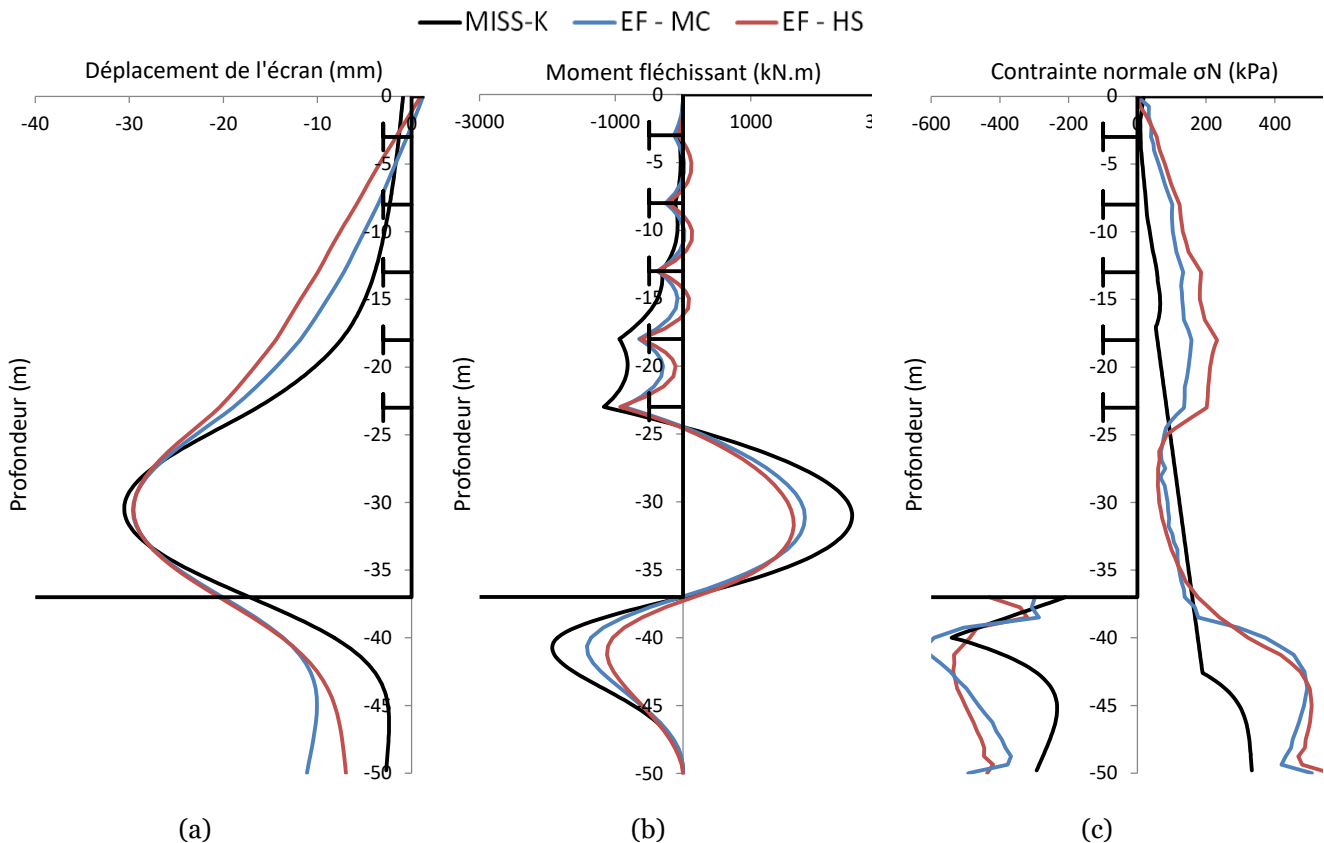


Figure 2-60 : Comparaison entre la modélisation aux éléments finis et aux coefficients de réaction

La Figure 2-61 présente les variations de contrainte derrière l'écran observée durant chacune des 3 dernières phases d'excavation. On remarque que la dépression est localisée systématiquement au niveau de la zone excavée qui est la plus souple et cette dépression est simultanément accompagnée pour les modèles EF de deux compressions dans les zones supérieure et inférieure. C'est le cumul de ces compressions phase après phase qui aboutit à un écart important entre les diagrammes de pression derrière l'écran (et par la suite les efforts dans les appuis) issus des modèles EF et le modèle MISS-K. Par conséquent, ces écarts sont d'autant plus importants que l'excavation est profonde.

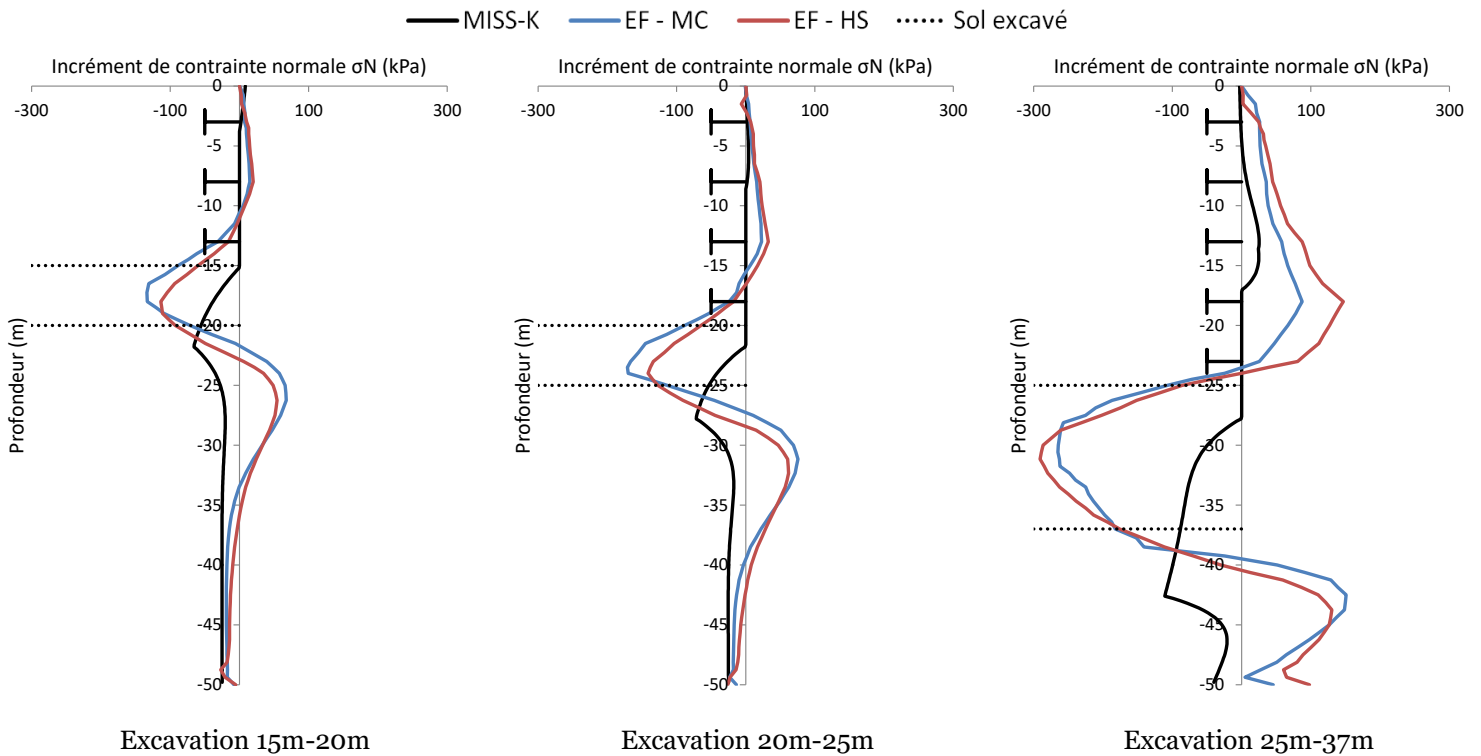


Figure 2-61 : Comparaison des incréments de contrainte derrière l'écran par phase de terrassement

La Figure 2-62 présente les efforts dans les appuis à la dernière phase d'excavation. On constate que ce sont les appuis supérieurs qui présentent les écarts les plus importants étant donné qu'ils ont cumulé les reports de charge de plusieurs phases d'excavation. Il est intéressant de noter que pour le dernier appui, MISS-K et EF-MC prévoient une valeur identique. Le modèle EF-HS accentue ces écarts avec une somme des efforts dans les appuis 30 % plus importante que le modèle EF-MC.

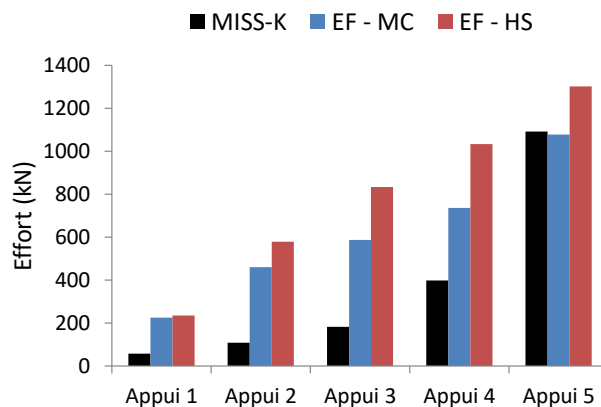


Figure 2-62 : Comparaison des efforts dans les éléments d'appuis à 37 m

La Figure 2-63 présente l'évolution des efforts des appuis en fonction de la profondeur de l'excavation. Il est intéressant de constater que le modèle MISS-K met en évidence des efforts qui restent stables voire diminuent tandis que les modèles EF-MC et EF-HS ont des efforts qui augmentent significativement avec l'avancement de l'excavation. Cette remarque est une conséquence du cumul de compressions incrémentales observées derrière l'écran dans la Figure 2-61. La stabilisation des efforts prédite par MISS-K s'explique par l'indépendance des ressorts, en effet une fois l'excavation passée devant eux, les ressorts atteignent un équilibre et ne sont plus concernés par l'excavation qui est effectuée plus profondément.

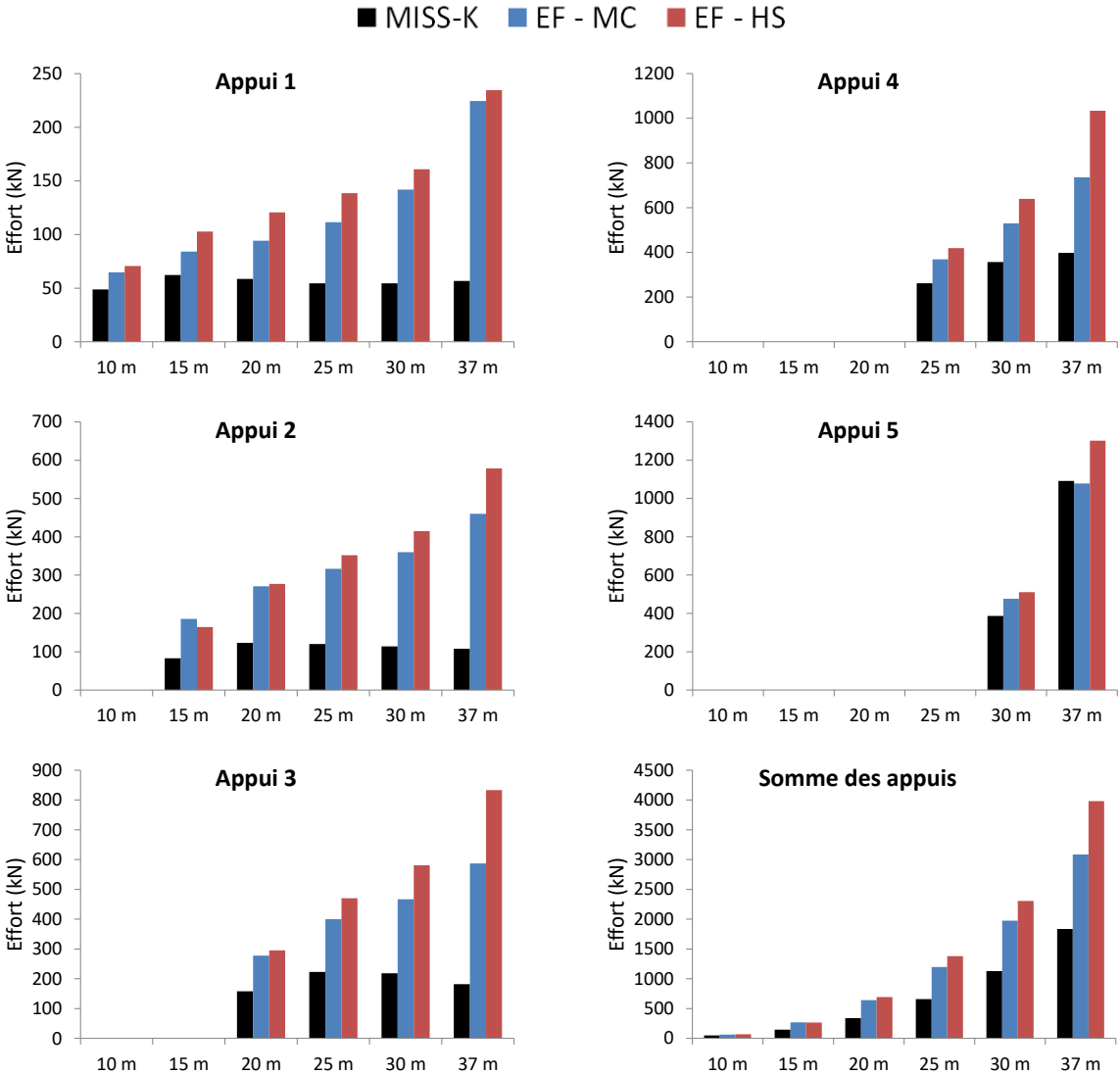


Figure 2-63 : Evolution des efforts dans les appuis avec la profondeur d'excavation

La Figure 2-64 met en évidence une autre incidence de l'effet de voûte qui est la rotation des contraintes principales, vraisemblablement à cause de la formation des arcs de voûte. En effet, la contrainte verticale derrière l'écran ne suit pas une droite linéaire croissante avec la profondeur mais elle diminue au droit de la zone la plus souple du soutènement et augmente sous le fond de fouille. On remarque aussi que le modèle MISS-K ne permet guère d'avoir un tel comportement étant donné qu'il

ne manipule que les contraintes verticales et horizontales, à savoir que l'angle d'inclinaison introduit pour l'interface sol/écran n'est activée qu'une fois la poussée/butée limite atteinte.

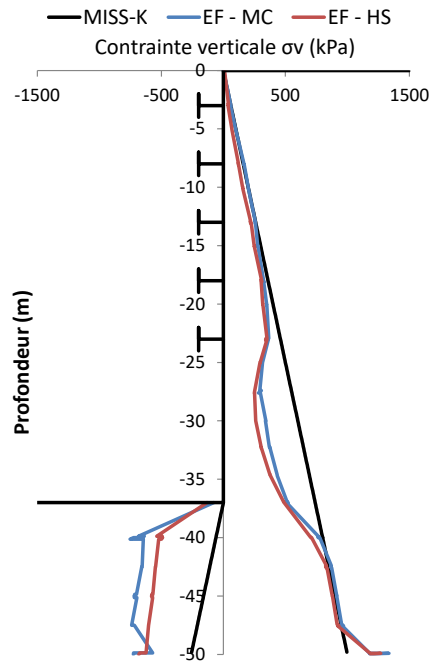


Figure 2-64 : Comparaison de la contrainte verticale des différentes modélisations

### 2.5.3.2 Etude paramétrique

Une étude paramétrique a été réalisée afin d'identifier les éléments qui influent sur le développement des effets de voûte mis en évidence dans les modèles numériques. Elle concerne l'influence du modèle de sol, de la stratigraphie et du cisaillement à l'interface sol/écran.

#### Influence du modèle de sol

La Figure 2-60 illustre l'impact de l'utilisation d'un modèle de sol élasto-plastique avec écrouissage HS au lieu d'un modèle élastique linéaire parfaitement plastique MC. Le modèle HS accentue l'effet de voûte en chargeant davantage les appuis de la partie supérieure, le moment maximal se retrouve ainsi légèrement réduit en comparaison avec le modèle MC. Le caractère « non linéaire » du modèle HS dû à l'écrouissage permet de mieux rendre compte de cet effet de voûte. En effet il permet d'accentuer les contrastes de rigidités en utilisant un module de déformation « apparent » (module sécant) plus fort dans la zone où le sol est peu sollicité en cisaillement et un module plus faible dans les zones où le sol est très sollicité.

#### Influence de la stratigraphie

La différence de rigidité entre la zone souple adjacente à la zone excavée et les parties supérieures et inférieures sont des facteurs amorceurs de l'effet de voûte, ainsi la stratigraphie peut également accentuer cette différence de rigidité avec la présence d'une couche molle en dessous des appuis. La Figure 2-65 indique la localisation de la couche molle (en jaune) entre 25 m et 40 m de profondeur

introduite dans notre exemple d'excavation théorique afin d'évaluer l'influence de sa présence. Ce type de configuration correspond à la stratigraphie du bassin parisien de la ligne 15 sud du Grand Paris où on retrouve une couche d'Argile Plastique de faibles caractéristiques en dessous du Calcaire Grossier.

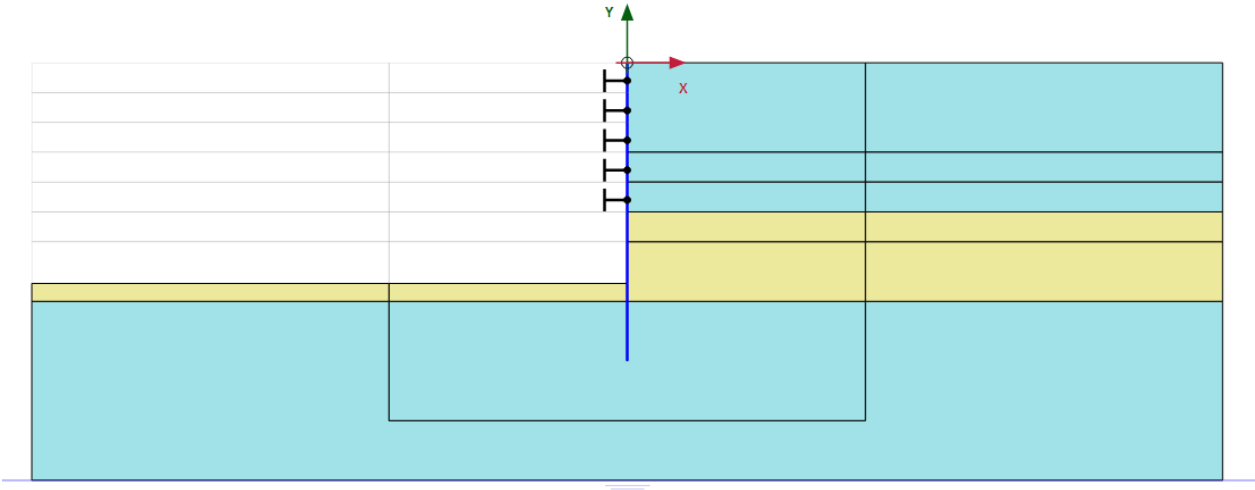


Figure 2-65 : Localisation de la couche molle

La Figure 2-66 présente les écarts des efforts des appuis à la dernière phase d'excavation entre le modèle de référence monocouche et le modèle bicouche, en distinguant entre le cas où on a une couche introduite avec un module réduit et le cas où on a un angle de frottement réduit. On remarque que pour les deux cas, on a une augmentation des efforts dans les appuis pour le modèle aux éléments finis, ce qui traduit une accentuation de l'effet de voûte. Le modèle MISS-K quant à lui présente des variations reflétant la déconnexion totale entre les ressorts des différents éléments de sol. En effet, les appuis 4 et 5 les plus proches de la couche molle récupèrent un effort accentué pour équilibrer localement la poussée de cette couche dégradée alors que les appuis supérieurs voient leur effort diminuer légèrement.

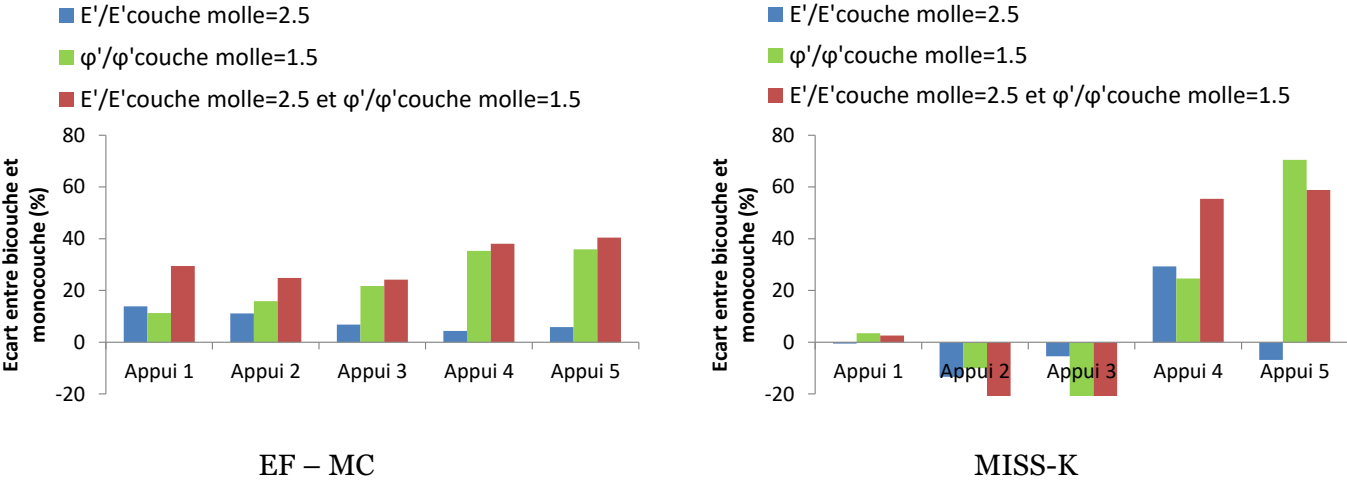


Figure 2-66 : Ecart des efforts dans les appuis entre le modèle bicouche et le modèle monocouche

### Influence du cisaillement à l'interface sol/écran

L'étude de l'influence du cisaillement admissible à l'interface sol/écran est réalisée en faisant varier le paramètre d'interface  $R_{inter}$  qui constitue le pourcentage de cisaillement du sol adjacent admissible à l'interface. Plus  $R_{inter}$  est faible, moins de cisaillement est mobilisable à l'interface et plus de mouvements sont admissibles entre le sol et l'écran. La Figure 2-67 présente les écarts entre les efforts des appuis à différents  $R_{inter}$  et le modèle de référence avec un  $R_{inter}=1$ . On remarque qu'uniquement les deux premiers appuis récupèrent un effort plus important quand on diminue le  $R_{inter}$ . La Figure 2-68 montre le diagramme de pression derrière l'écran et la déformée obtenue avec différents  $R_{inter}$ . On constate que la diminution du  $R_{inter}$  assouplit l'écran et induit une déformée plus importante. Ainsi l'augmentation des efforts dans les appuis supérieurs peut être interprétée seulement par l'augmentation de la poussée horizontale dû à la diminution du  $R_{inter}$  et l'assouplissement de l'écran notamment en tête. Le cisaillement à l'interface sol/écran ne semble pas influencer le mécanisme d'effet de voûte.

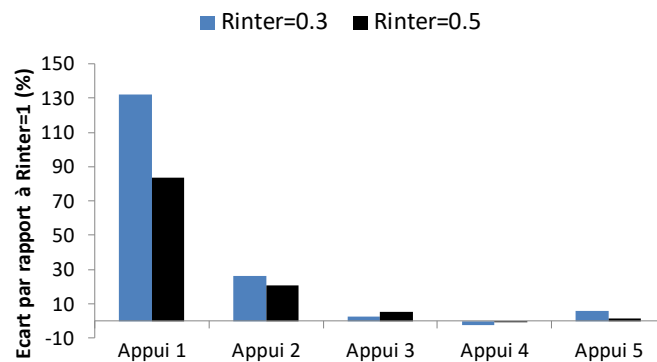


Figure 2-67 : Ecart des efforts des appuis par rapport à un modèle à interface rigide  $R_{inter}=1$

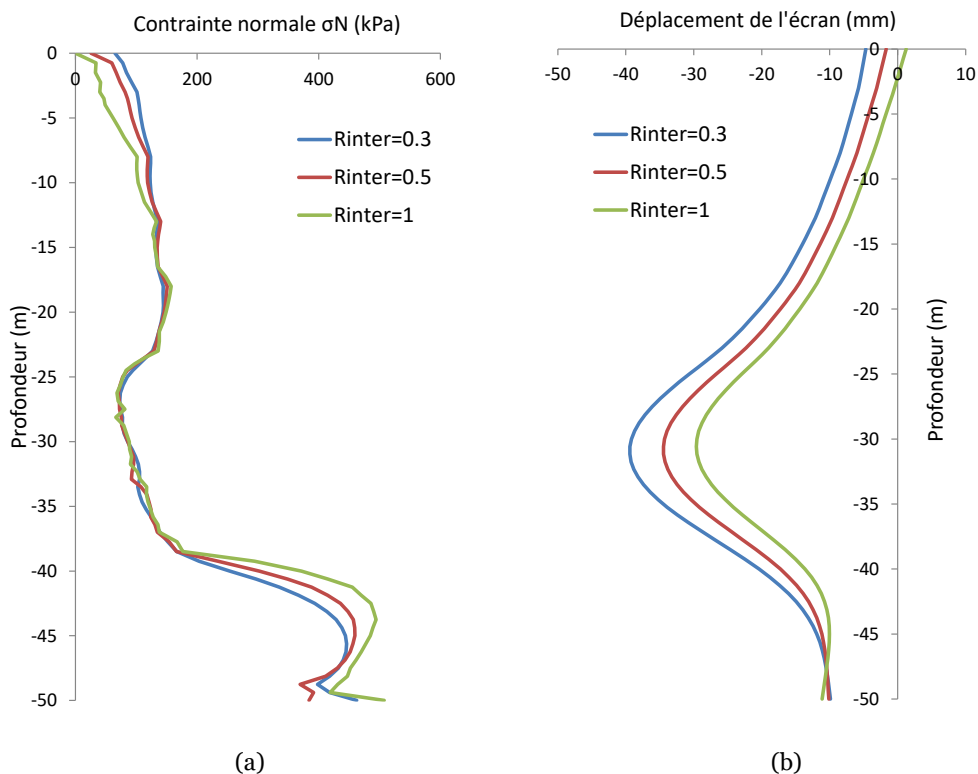


Figure 2-68 : Comparaison des résultats obtenus avec différents  $R_{inter}$

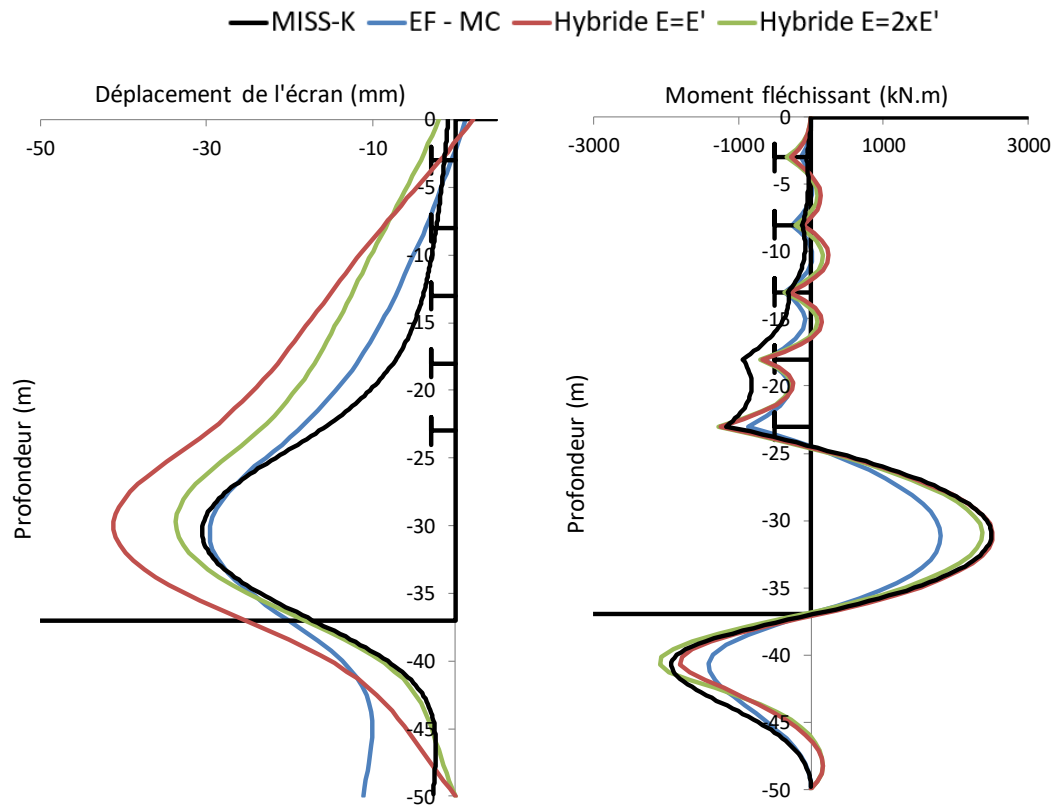


### 2.5.3.3 Méthode hybride

Pappin et al. (1985) ont proposé une amélioration de la méthode des coefficients de réaction en introduisant une matrice de rigidité du sol support intégrant les interactions entre les ressorts. Cette matrice est constituée analytiquement à partir des formules de Mindlin (Vaziri et al. 1982). La méthode a fait l'objet d'un programme informatique appelé FREW (commercialisé par Oasys pôle logiciel de Arup). Cette méthode est baptisée dans la littérature « méthode hybride » ou « méthode pseudo éléments finis », les paramètres d'entrée sont ceux d'un modèle MISS-K complétés par un module de déformation et un coefficient de Poisson.

La Figure 2-69 montre les résultats assez probants de ce logiciel sur notre excavation théorique du paragraphe 2.5.3 en comparaison avec MISS-K et EF-MC et en utilisant les paramètres du Tableau 2-20. Deux résultats sont présentés pour FREW, le premier (en rouge) en prenant un module égal au module de EF-MC et le deuxième (en vert) en prenant un module égal 2 fois le module de EF-MC pour se rapprocher de la déformée des modèles EF-MC et MISS-K. Le coefficient de Poisson est pris identique égal à 0,2.

On remarque que les modèles FREW permettent de reproduire les effets de voûte avec un diagramme de pression derrière l'écran très similaire à celui d'une modélisation aux éléments finis, toutefois ils surestiment la concentration de pression au droit des appuis. Par conséquent les efforts dans les appuis sont plus importants que le modèle EF-MC. Des comparaisons approfondies semblent nécessaires pour statuer sur ces écarts.



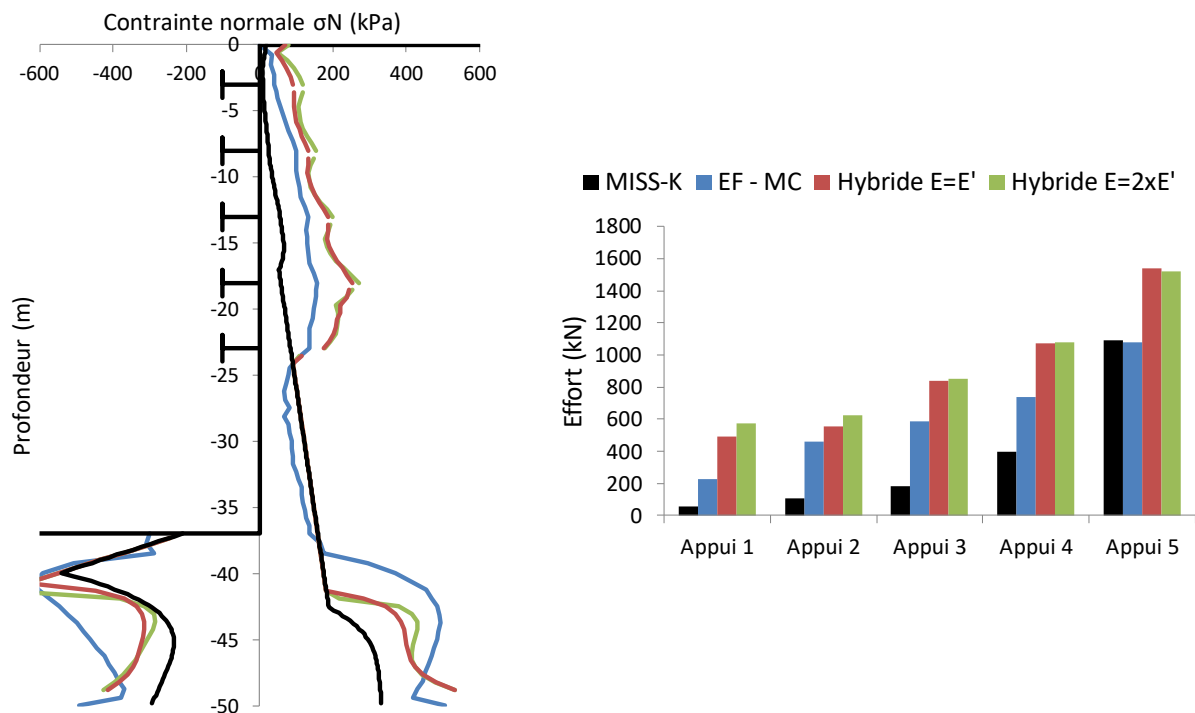


Figure 2-69 : Comparaison entre la méthode hybride et les modélisations aux EF et MISS-K

#### 2.5.3.4 Conclusions

Le mécanisme de l'effet de voûte a été analysé à partir de la modélisation d'une excavation théorique ayant la même géométrie que les gares de la ligne 15 sud du Grand Paris et avec un système de soutènement donnant le même rapport entre la flèche prévue sur ces gares et la profondeur excavée (0,1 %).

La modélisation aux éléments finis et celle aux coefficients de réaction donnent la même flèche, toutefois la distribution des pressions derrière et devant l'écran est différente. Le modèle MISS-K avec des ressorts indépendants ne permet pas de reproduire les reports de charges dû au contraste de rigidités apparents le long de l'écran. Il aboutit ainsi à une sous-estimation des efforts dans les appuis (- 40 %) et une sous-estimation de la butée mobilisée (- 30 %) en comparaison avec un modèle aux éléments finis. De plus, la redistribution des contraintes derrière l'écran entraîne une réduction du moment fléchissant, le modèle MISS-K se retrouve ainsi à surestimer ce moment (+ 30 %).

Ces écarts sont d'autant plus importants que l'excavation est profonde. Par conséquent, la modélisation du sol sous forme de milieu continu pour prendre en compte cet effet de voûte peut permettre d'optimiser le ferrailage. En revanche l'utilisation du modèle aux coefficients de réaction ne permet pas de prendre en compte ce phénomène et peut mener à une sous-estimation des efforts dans les appuis et à une surestimation du rapport des butées (butée mobilisable limite sur butée mobilisée).

Plusieurs éléments peuvent venir accentuer cet effet de voûte à savoir un modèle de sol avancé prenant en compte la non-linéarité du comportement du sol ou la présence d'une couche molle en dessous d'une couche rigide dans la stratigraphie.

La formulation de la méthode hybride dans le programme FREW permet de reproduire le mécanisme de redistribution des pressions derrière l'écran en intégrant une matrice de rigidité du sol support, toutefois les efforts dans les appuis sont beaucoup plus importants que ceux issus d'un modèle aux éléments finis. Cette méthode hybride semble être l'évolution inéluctable de la méthode classique MISS-K mais sa performance doit encore être examinée avec des comparaisons plus approfondies avec des mesures in situ pour statuer sur l'intensité des efforts prédits.

#### 2.5.4 Rétro-analyse sur des parois instrumentées

Deux rétro-analyses ont été réalisées sur deux cas d'excavations profondes mettant en évidence l'effet de voûte, il s'agit de la station Alma-Gare du métro de Lille (Kazmierczak 1996) et de l'excavation du TNEC à Taipei (Ou et al. 1998). La première s'appuie sur les mesures des jauges de déformation sur les butons et la deuxième s'appuie sur les mesures de cellules de pression totale à l'interface sol/écran.

##### 2.5.4.1 Station Alma-Gare Métro de Lille (1996)

Kazmierczak (1996) a présenté l'ensemble des caractéristiques de la station Alma-Gare et recensé les mesures qui ont été réalisées. La station Alma-Gare est une fouille parfaitement rectangulaire de largeur 22 m et d'une profondeur de 20,35 m soutenue par une paroi moulée d'épaisseur 1,22 m et de 29 m de profondeur en plus de 4 lits de butons provisoires espacés chacun de 2,5 m et de sections respectives  $5,78 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$ ,  $9,49 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$ ,  $1,07 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2$  et  $1,07 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2$ . Le radier de 0,5 m est déposé à 20,95 m. La paroi traverse trois horizons géologiques à savoir les Formations Quaternaires, l'Argile Altérée et l'Argile des Flandres. La nappe se trouve à 1,5 m de la surface. Certaines surcharges sont prises en compte pour modéliser les avoisinants. La Figure 2-70 illustre la géométrie et le maillage de la modélisation aux éléments finis.

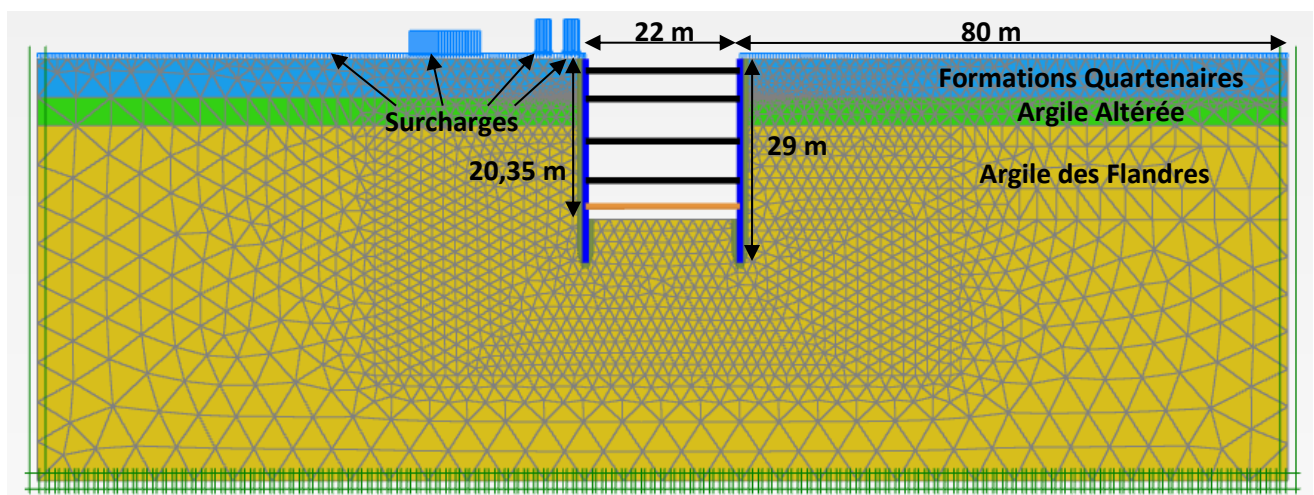


Figure 2-70 : Géométrie de la modélisation aux éléments finis de la station Alma-Gare

Le Tableau 2-21 présente la description de la numérotation des phases utilisée dans la représentation graphique des résultats de la Figure 2-71.

Tableau 2-21 : Description des numérotations des phases

Phases	Description
0	Excavation sous lit de butons 1 à -6,45 m
1	Mise en place du lit de butons 2 à -5,7 m
2	Excavation sous lit de butons 2 à -12,45 m
3	Mise en place du lit de butons 3 à -11,7 m
4	Excavation sous lit de butons 3 à -18,05 m
5	Mise en place du lit de butons 4 à -17,3 m
6	Excavation sous lit de butons 4 à -22,35 m
7	Mise en place du radier à 20,95 m

Les principaux paramètres géotechniques des couches de sol sont présentés dans le Tableau 2-22.

Tableau 2-22 : Paramètres géotechniques des couches de sol

	Toit de la couche (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$E_M$ (MPa)	$\alpha$	$\varphi'$ (°)	$c'$ (kPa)
Formations Quaternaires	0	18,8	3,07	0,5	32	5
Argile Altérée	5,5	18,8	7,0	0,7	26	28
Argile des Flandres	9,5	19	20,0	0,7	28	50

La Figure 2-71 compare les résultats de trois modélisations avec les mesures des efforts dans les butons à savoir deux modélisations aux éléments finis avec le modèle de sol HS avec deux modules  $E_{50}$  différents (le module  $E_{ur}$  est pris égal au double de  $E_{50}$  pour toutes les couches) et une modélisation MISS-K avec les modules pressiométriques et coefficients rhéologiques retenus par Kazmierczak (1996). On remarque que les efforts prédits par MISS-K sont inférieurs aux efforts mesurés dans les lits 2 et 3 de 46 % et 38 % respectivement. Au vu de l'incrément important des efforts de ces deux lits pendant l'excavation, ils sont les plus impactés par l'effet de voûte étant donné leur rigidité 2 fois plus importante que le 1<sup>er</sup> lit de butons. Ce dernier présente d'ailleurs un comportement distinct entre ses deux butons instrumentés. Cette différence de comportement au sein du même lit de butons peut être due à un éventuel effet de voûte horizontal à cause de l'espacement des butons. Kazmierczak (1996) a essayé de retrouver ces efforts mesurés en utilisant différentes formules pour le coefficient de réaction  $k_h$  trouvées dans la littérature à savoir les formules de Ménard, Chadeisson, Balay, Schmitt et Simon, mais en vain. Il conclut que «...toutes les méthodes, quelles qu'elles soient, conduisent à une sous-estimation des efforts dans les butons »

La modélisation aux éléments finis EF-HS permet de rendre compte de ces incréments importants des efforts dans les butons. Le calage du modèle EF-HS avec un module  $E_{50}$  égal à 4 fois  $E_M/\alpha$  semble plus pertinent que le calage à 1,5 fois  $E_M/\alpha$ . Le modèle arrive à prédire les efforts dans les butons à la dernière phase d'excavation avec une surestimation d'environ 25 % pour les butons 2 et 3. Les mesures de déplacement de la paroi ne sont malheureusement pas disponibles, cependant la base de données de Marten (2005) sur les excavations en France soutenues par des parois moulées montre qu'on ne

dépasse pas en déplacement 0,25% de la hauteur soutenue, ce qui correspond dans notre cas à 50 mm, ce qui reste du même ordre de grandeur que le résultat du modèle EF-HS avec  $E_{50}=4 \times E_M/\alpha$ .

On conclut que dans le cas de cette excavation, le modèle MISS-K (courbe bleu) prévoit effectivement des efforts dans les appuis plus faibles que les mesures autour de 40 %, en revanche le modèle EF-HS (courbe verte) prédit des efforts plus importants que les mesures d'environ 25 %.

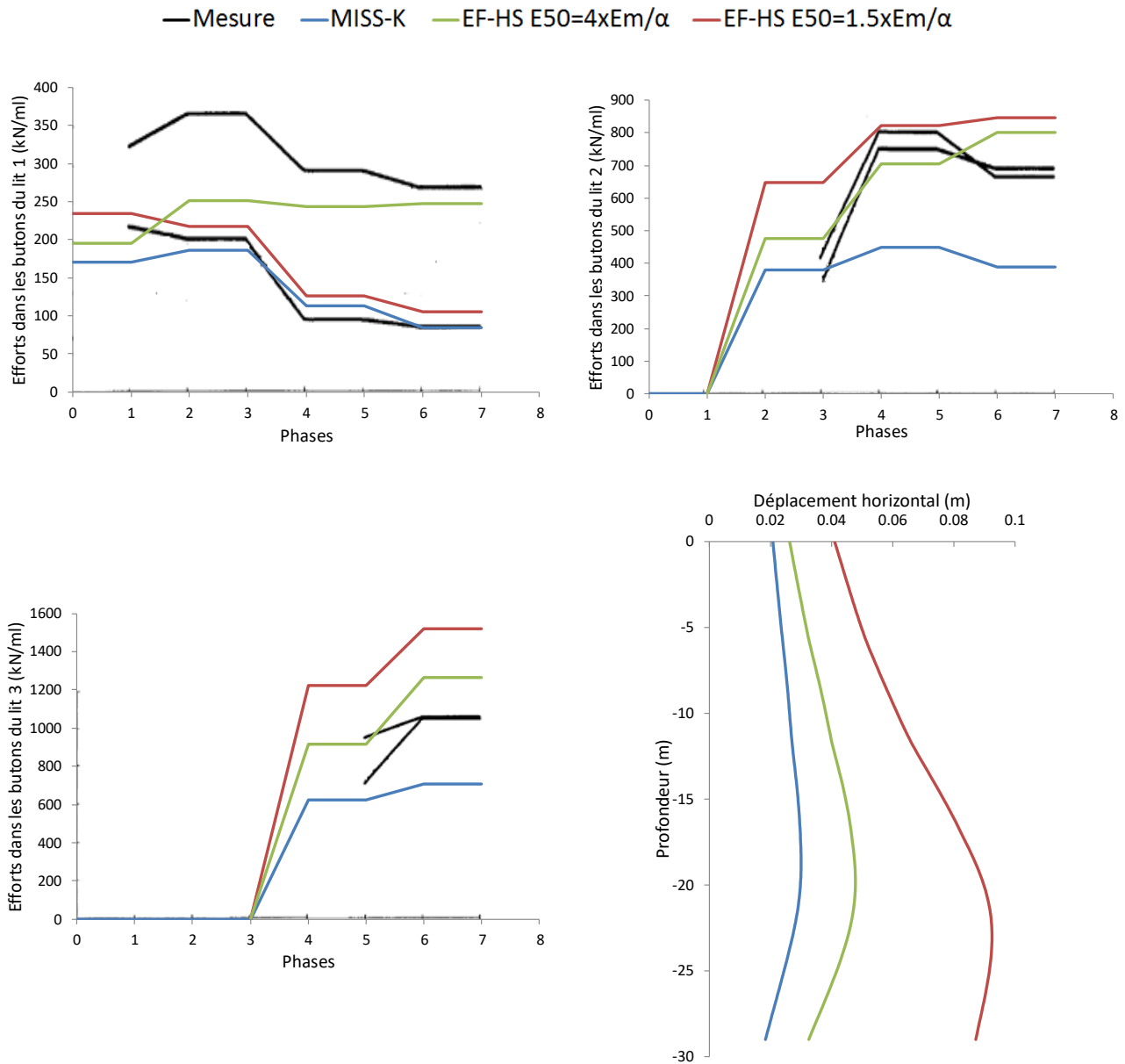


Figure 2-71 : Confrontation des mesures avec la rétro-analyse de la gare Alma-gare métro de Lille

#### 2.5.4.2 Excavation du TNEC à Taipei (1998)

Ou et al. (1998) ont présenté l'ensemble des caractéristiques de l'excavation du bâtiment TNEC à Taipei ainsi que les mesures des différentes instrumentations mises en place. Il s'agit d'une excavation de 19,7 m de hauteur soutenue par une paroi moulée de 0,9 m d'épaisseur et de 35 m de profondeur. La paroi traverse une succession de couches d'argiles peu plastiques intercalées de couches sableuses.

La rétro analyse à partir des mesures des tassements et déformées de l'écran a été réalisée dans le paragraphe 2.4.2.3. La Figure 2-72 présente les résultats issus du modèle 3 (voir Tableau 2-18 du paragraphe 2.4.2.3) en comparaison avec les mesures des cellules de pression et de la déformée de l'écran. Les deux graphes présentent la variation des mesures entre les phases d'excavation à -15,2 m et -19,7 m. Dans la Figure 2-72 (b) on constate que la modélisation reproduit très bien l'incrément de contrainte mesuré par les cellules de pression dans la partie supérieure et la chute de contraintes dans la zone la plus souple de l'écran qui a subi le plus de déplacement. Il s'agit ainsi d'une manifestation de l'effet de voûte. Ou et al. (1998) interprètent cet incrément de contrainte par un éventuel effet de levier, c'est-à-dire un mouvement de l'écran vers le sol à cause des grands déplacements en-dessous du fond de fouille, cependant, si on se fie aux mesures des inclinomètres dans la Figure 2-72 (a), on ne constate pas d'effet de levier, les mesures indiquent un mouvement vers la fouille entre les deux phases d'excavations. La seule explication à ces mesures et leur concordance avec la modélisation est l'effet de voûte qui se manifeste par une dépression au droit de la zone la plus déformable (la plus souple) et une compression au droit de la zone la plus rigide qui se trouve être juste au-dessus de la zone excavée.

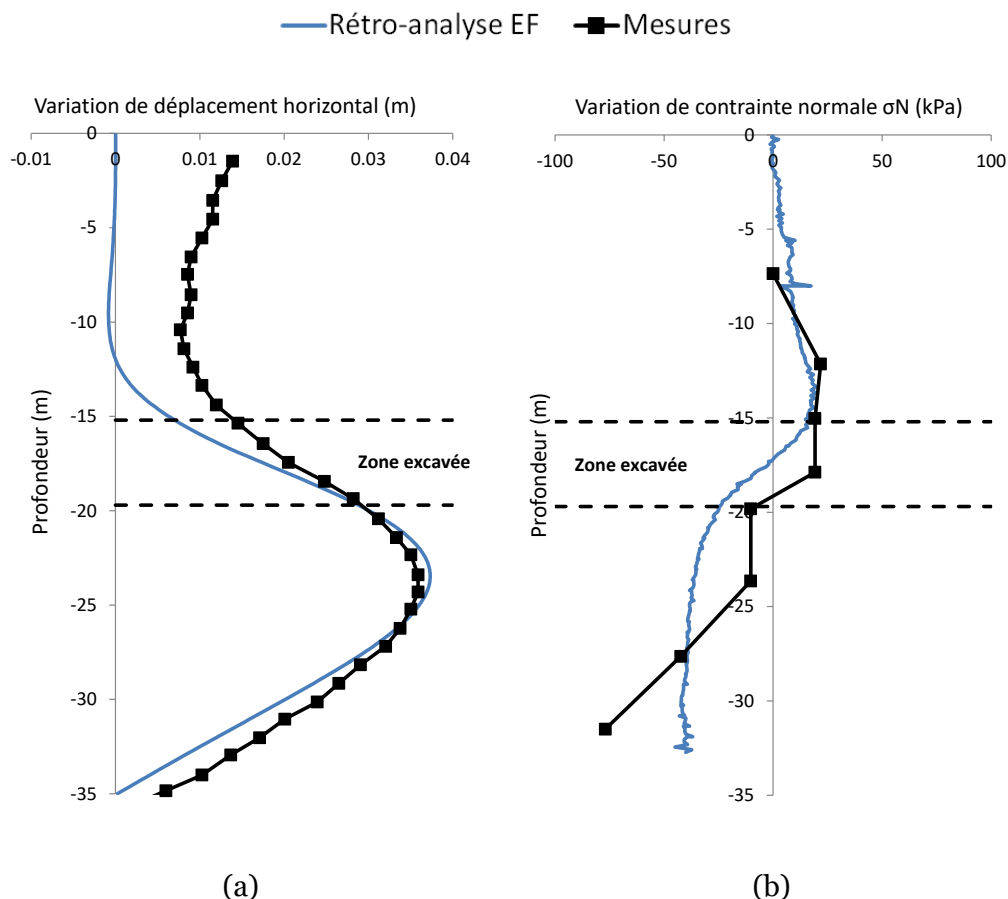


Figure 2-72 : Confrontation des mesures des cellules de pression avec la rétro-analyse réalisée pour l'excavation du TNEC (Ou et al. 1998)

### 2.5.5 Conclusion

L'historique de l'effet de voûte remonte aux travaux précurseurs de Janssen (1895) sur les silos de maïs qui a essayé de donner un sens à ses mesures de pressions de saturation en introduisant le frottement à la paroi des silos. Par la suite, plusieurs travaux théoriques et expérimentaux ont permis de mettre en évidence la réalité de ce mécanisme d'effet de voûte et de mieux le caractériser. L'application aux ouvrages de soutènement est arrivée avec les grands projets de transports métropolitains au début du 20<sup>ème</sup> siècle avec la mesure d'efforts dans les appuis significativement plus importants que les valeurs attendues avec un diagramme de pression linéaire. La capitalisation sur ces retours d'expérience a conduit à l'établissement de diagrammes de pression types prêts à utiliser pour prédire les efforts dans les appuis. Ces méthodes semi-empiriques ont rapidement cédé la place aux modélisations numériques avec le développement des méthodes aux éléments finis. Ces derniers modélisent le sol sous forme d'un milieu continu et prennent ainsi en compte les mécanismes de reports de charges derrière l'écran dus au contraste de rigidités apparentes le long de l'écran. La méthode des coefficients de réaction sous sa formulation classique avec des ressorts indépendants les uns des autres est incapable par construction d'intégrer cet effet de voûte, par conséquent elle peut sous-estimer les efforts dans les appuis, la butée mobilisée et surestimer le moment fléchissant maximal. Ces écarts sont d'autant plus importants pour les excavations profondes.

La méthode hybride issue des travaux de Pappin et al. (1985) est une évolution pertinente de la méthode classique des coefficients de réaction. En fait, elle rejoint le même sens de développement qu'a pris la modélisation des radiers dans la prise en compte de l'interaction entre des ressorts. Toutefois, elle mérite encore d'être examinée car elle semble surestimer les efforts dans les appuis en comparaison avec un modèle aux éléments finis.

Les deux rétro-analyses réalisées s'appuyant sur les retours d'expérience de la station Alma-Gare du métro de Lille et l'excavation historique du TNEC à Taipei permettent de confirmer la capacité de la modélisation aux éléments finis à prédire l'occurrence de l'effet de voûte, toutefois les efforts semblent être surestimés par rapport aux mesures, en revanche la méthode classique des coefficients de réaction sous-estime ces efforts.

## 2.6 Butée mobilisable

### 2.6.1 Introduction

Le dimensionnement d'un écran de soutènement nécessite, entre autres, de déterminer la fiche nécessaire pour équilibrer, avec l'aide des éléments d'appuis, la pression du sol retenu derrière l'écran. La force intégrale maximale que peut encaisser le sol sous le fond de fouille correspond à la butée mobilisable, elle traduit ainsi la résistance du sol. La norme NF P94-282 de l'Eurocode 7 prescrit de ne consommer que 53% (pour les situations durables) de cette résistance afin de garder une marge suffisante de sécurité de butée disponible. L'ingénieur concepteur a donc besoin de connaître la butée mobilisable du sol afin d'optimiser le dimensionnement du soutènement. Caquot et Kerisel (1948) ont répertorié dans des tables des coefficients  $k_p$  permettant d'évaluer la butée mobilisable B d'une couche de sol frottant d'épaisseur H suivant la formule suivante :

$$B(H) = \frac{1}{2} \gamma H^2 k_p$$

L'établissement de ces tables s'est basé sur les travaux de Boussinesq (1882) visant à analyser plusieurs surfaces de rupture pour déterminer la force minimale B(H) agissant sur une couche de sol homogène d'épaisseur H à l'équilibre limite. Caquot et Kerisel (1948) ont intégré le système d'équations différentielles posées par Boussinesq et établi les tables bien connues de coefficients de butée.

La validité de ces coefficients reste restreinte au cas d'un sol homogène avec une étendue illimitée. Or, dans le cas d'une excavation profonde le volume de sol mobilisé en butée est limitée par les dimensions de la fouille. Il semble donc légitime de remettre en question l'utilisation de ces coefficients pour le cas de fouille profonde et étroite. Le document CIRIA C580 propose un facteur d'amplification du coefficient de butée (Enhancement factor) en fonction de l'angle de frottement et des dimensions de la fouille. La butée mobilisable semble donc impactée par l'**effet géométrique**.

De plus, l'établissement de ces coefficients s'est basé sur une approche d'équilibres de forces appliquées sur un bloc de sol sans prise en compte de la cinématique de l'écran de soutènement. L'omission de cette dernière peut paraître intuitive et légitime car l'approche vise à déterminer la résistance ultime du sol en étudiant l'équilibre limite. Cependant, il s'avère que la cinématique de l'écran influence la surface de rupture qui s'amorcera dans le sol. Brinch Hansen (1953) propose une méthode de détermination de la pression du sol à la rupture en prenant en compte les différents modes de rupture de l'écran. Les travaux précurseurs de Fang et al. (1994) sur un modèle de sol réduit ont permis de mettre en évidence la différence de la butée mobilisable entre un écran en translation et un écran en rotation. Ces mesures expérimentales ont alimenté par la suite plusieurs études analytiques et numériques. La butée mobilisable semble donc impactée par l'**effet cinématique**.

Dans ce contexte, il est nécessaire d'investiguer l'effet de la géométrie de l'excavation qui paraît être favorable et l'effet de la cinématique de l'écran qui lui paraît être défavorable pour la valeur de la butée mobilisable. Par ailleurs, l'utilisation de méthode numérique aux éléments finis pour modéliser les



soutènements ne permet pas d'avoir accès à la butée mobilisable, par conséquent la justification du défaut de butée selon la norme NF P94-282 est compromise. Le présent paragraphe analyse les différents effets impactant la butée mobilisable et propose des méthodes permettant de justifier le défaut de butée à partir de la modélisation numérique. L'ensemble des calculs numériques sont réalisés à partir du code de calcul Plaxis v.2017.

### 2.6.2 Effet géométrique

Le volume de sol mobilisé en butée est délimité par une longueur de la fiche H et une largeur de la fouille B. L'interaction entre les mécanismes de butée intervient quand la demi-largeur de la fouille est inférieure à l'étendue du mécanisme de rupture, c'est-à-dire que pour un angle d'inclinaison nulle ( $\delta=0$ ) et un sol purement frottant d'angle de frottement  $\varphi$  l'inégalité suivante est satisfaite (Figure 2-73) :

$$\tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \geq \frac{B}{2H}$$

Cette inégalité montre qu'un angle de frottement élevé rend l'occurrence de cette interaction plus probable car l'étendue de la zone d'interaction des deux mécanismes de butée est plus importante. Cette remarque rejoint le résultat présenté par le CIRIA C580 qui propose un coefficient d'amplification plus important pour les angles de frottement importants.

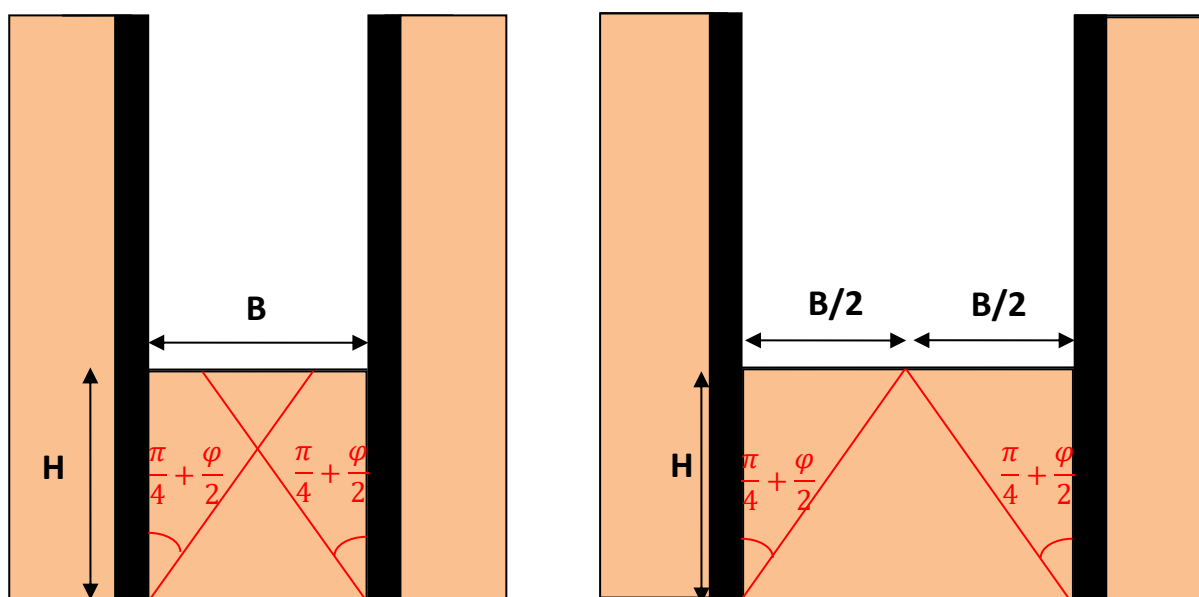


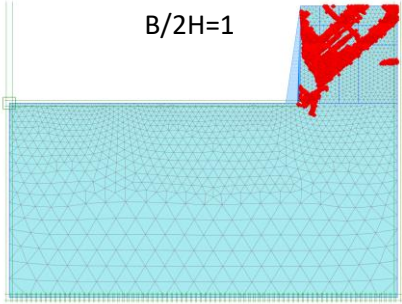
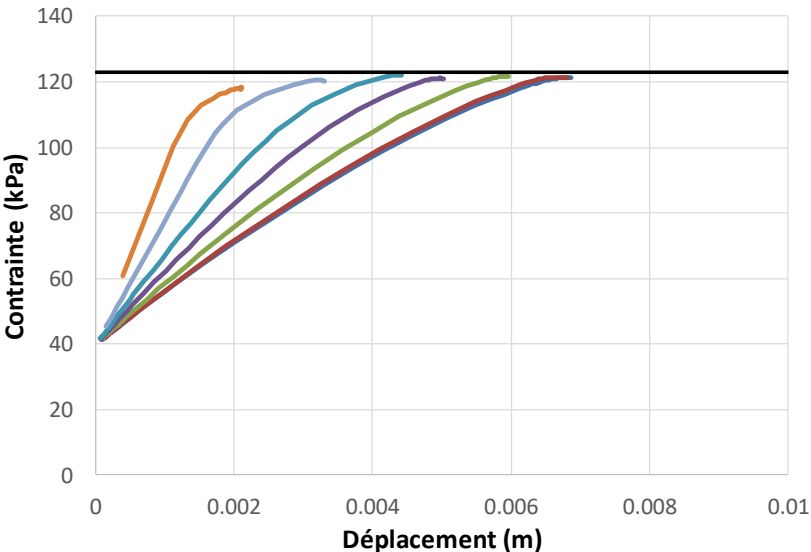
Figure 2-73 : Illustration de l'interaction en butée sous l'effet de la géométrie

La Figure 2-74 présente les résultats des simulations numériques réalisées sur Plaxis pour trois angles de frottement différents à savoir 20°, 25° et 30°. Chaque simulation consiste à initialiser les contraintes de la couche de sol puis excaver et appliquer un diagramme de contraintes triangulaire horizontal ( $\delta=0$ ) jusqu'à la rupture (point en rupture en rouge), l'évolution de la contrainte en fonction du déplacement est l'objet de la comparaison. Le modèle de sol utilisé est un modèle élastique linéaire parfaitement plastique avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb. Ce modèle simplifié est suffisant

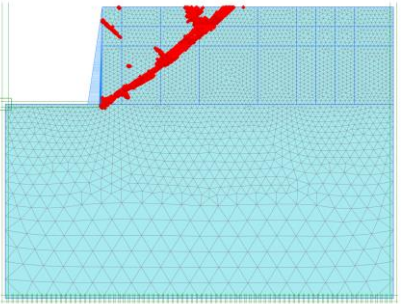
pour cette étude paramétrique car on s'intéresse principalement à la rupture. Le module de déformation élastique est pris égal à  $E'=100$  MPa et le coefficient de Poisson  $\nu=0,3$ . Le sol est homogène d'une hauteur de 5 m avec un poids volumique  $\gamma=20$  kN/m<sup>3</sup>, il est considéré purement frottant sans cohésion  $c'=0$  kPa. La contrainte présentée dans la Figure 2-74 correspond à la contrainte horizontale à la profondeur de 3 m.

- Butée théorique
- B/2H=3
- B/2H=2.8
- B/2H=2
- B/2H=1.4
- B/2H=1
- B/2H=0.6
- B/2H=0.4

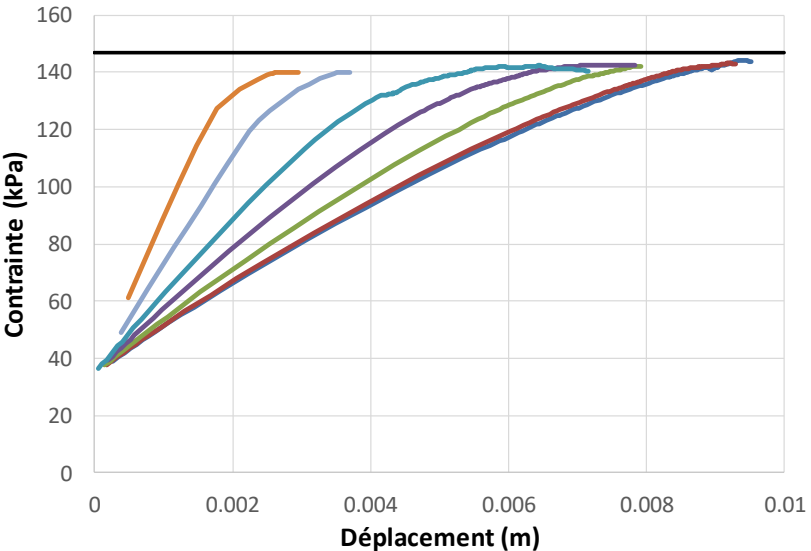
$\varphi=20^\circ$



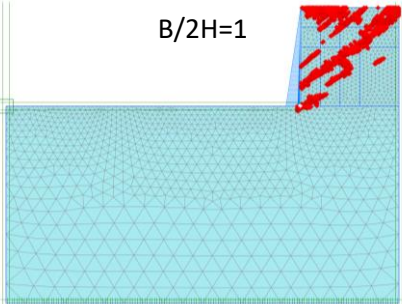
B/2H=3



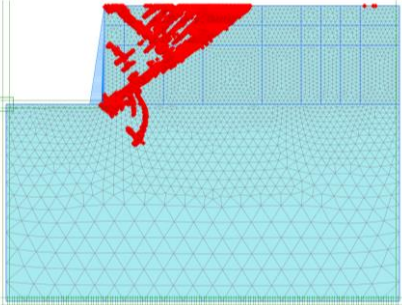
$\varphi=25^\circ$



B/2H=1



B/2H=3



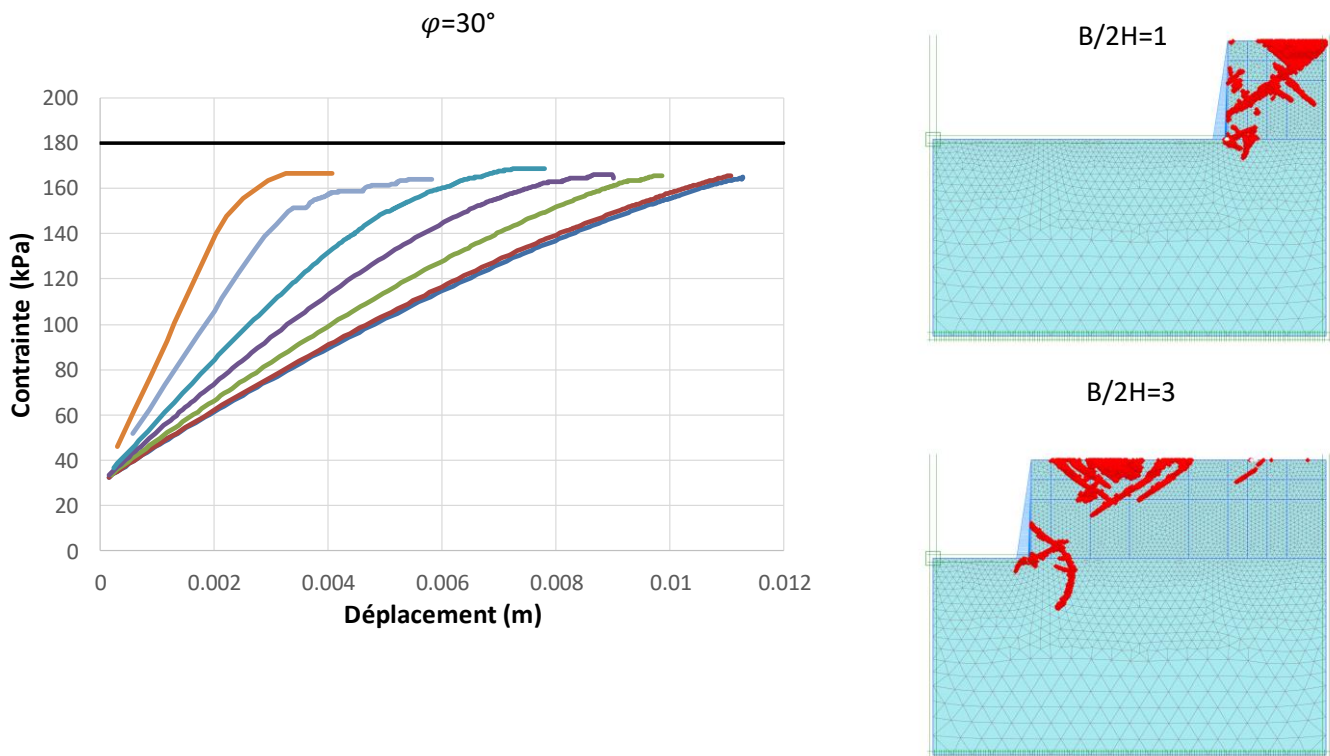


Figure 2-74 : Résultats des simulations numériques de mobilisation de la butée à inclinaison nulle ( $\delta=0^\circ$ ) pour différents angles de frottement ( $\varphi=20^\circ$ ,  $\varphi=25^\circ$ ,  $\varphi=30^\circ$ )

Tout d'abord on peut constater que pour les angles de frottement  $20^\circ$  et  $25^\circ$  la butée mobilisable théorique calculée à partir des coefficients de butée des tables de Caquot et Kerisel (1948) correspond parfaitement à la butée numérique. Pour l'angle de  $30^\circ$  une différence de 7 % est constatée ce qui reste acceptable et ne remet pas en question la validité de la modélisation pour simuler la mobilisation de la butée. Ensuite l'ensemble des trois cas affichent la même valeur de butée mobilisable pour les différentes géométries avec un rapport  $B/2H$  variant de 0,4 à 3. Ainsi la perspective d'une augmentation de la butée mobilisable par effet géométrique, pour le cas particulier d'une inclinaison nulle ( $\delta=0^\circ$ ), ne semble pas avérée. En revanche, l'effet géométrique a un impact significatif sur la rigidité  $k_h$ , correspondant à la pente des droites avant d'atteindre la rupture et qui correspond ainsi aux coefficients de réaction d'une méthode MISS-K. La Figure 2-75 montre la variation importante de  $k_h$  qui peut atteindre une amplification de plus de 3 entre une fouille de rapport  $B/2H = 0,4$  et une fouille très large  $B/2H = 3$ . Cette amplification augmente significativement à partir d'un rapport  $B/2H$  égal à 2 ce qui est largement au-dessus des géométries de l'ensemble des gares de la future ligne 15 du Grand Paris. On remarque également que cette variation de rigidité est évidemment indépendante de l'angle de frottement.

Ce résultat montre que les fouilles profondes et étroites nécessitent moins de déplacement pour mobiliser la butée à cause de la rigidité du volume de sol restreint entre les deux écrans ; par conséquent, un coefficient de réaction  $k_h$  plus élevé côté fouille devrait être considéré dans les modèles aux coefficients de réaction.

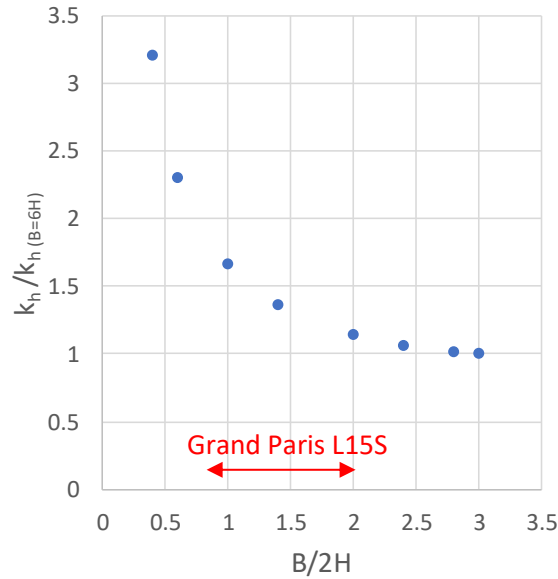


Figure 2-75 : Variation de la rigidité apparente  $k_h$  en fonction de la géométrie

Dans les simulations précédentes, la mobilisation de la butée limite est déclenchée en appliquant des contraintes horizontales ( $\delta=0^\circ$ ), la valeur de cette dernière n'est pas affectée par la géométrie. La Figure 2-76 présente les résultats des simulations avec un angle d'inclinaison non nul à savoir  $\delta=-1/3\varphi$  et  $\delta=-2/3\varphi$  pour différents angles de frottement. Les graphes présentent la butée mobilisable obtenue pour différentes géométries, rapportées à celle obtenue pour un rapport  $B/2H=3$ .

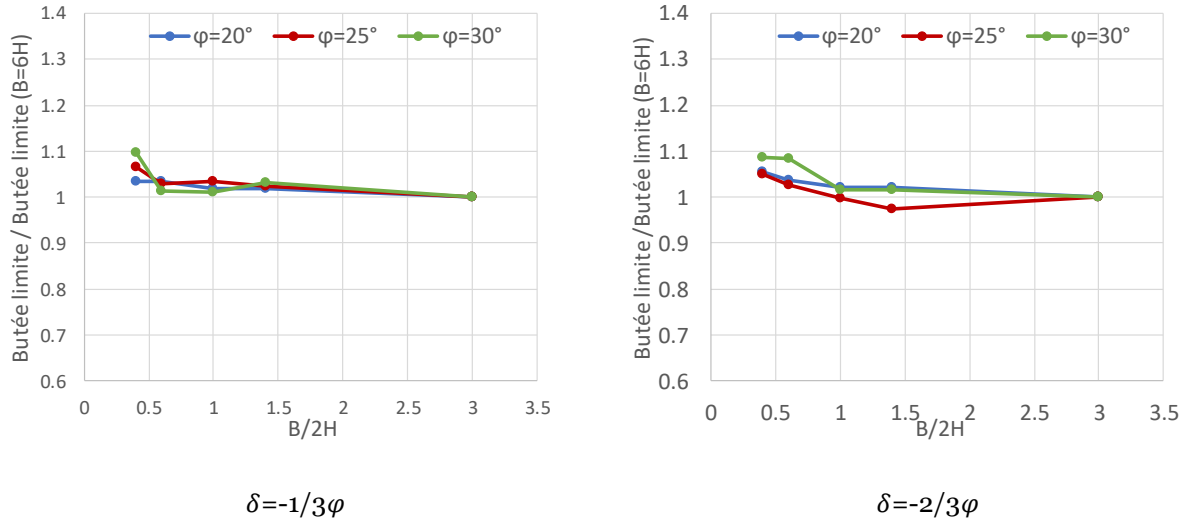


Figure 2-76 : Variation de la butée mobilisable en fonction de la géométrie pour un sol frottant

On remarque qu'en dessous d'un rapport  $B/2H$  de 1 la butée peut être légèrement amplifiée (10 %). CIRIA C580 propose des facteurs d'amplification significativement plus élevés (cf paragraphe 1.33 Figure 1-27). Toutefois, il n'est pas conseillé d'appliquer de tels facteurs systématiquement car ils peuvent ne pas être pertinents dans certaines configurations (particularité de certaines couches de sol, prise en compte de l'eau, rigidité du soutènement). De plus, l'ensemble des gares de la ligne 15 sud du Grand Paris ont un rapport  $B/2H$  entre 0,8 et 2, ainsi cette amplification ne semble pas les concerner.

### 2.6.3 Effet cinématique

Dans le cas des excavations profondes butonnées, la cinématique de la fiche de l'écran, suite à l'excavation ou à l'amorce d'un mécanisme de défaut de butée, suit vraisemblablement un mouvement de rotation autour du dernier élément d'appuis (buton ou plancher). La localisation du centre de rotation est définie par une grandeur notée  $n$  (Figure 2-77).

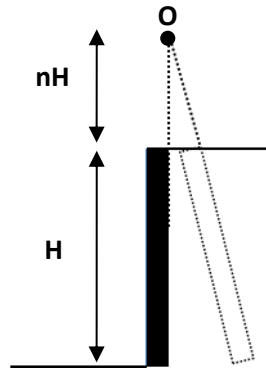
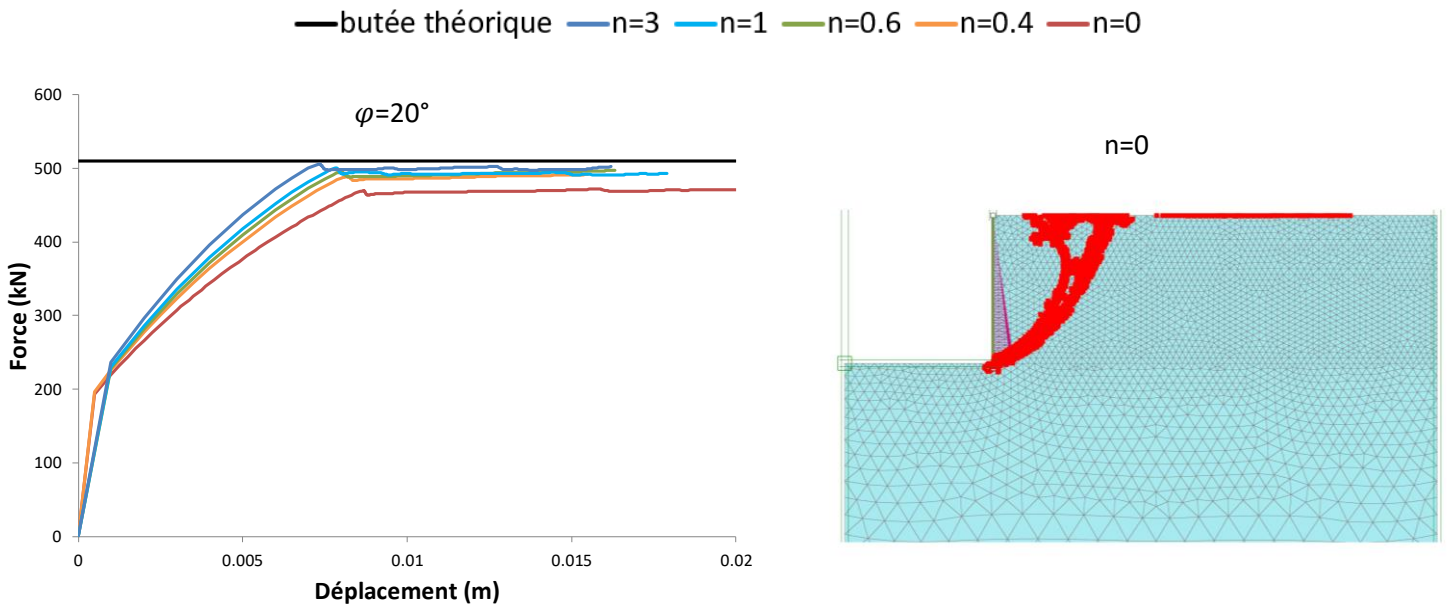


Figure 2-77 : Cinématique de rotation de la fiche de l'écran

La Figure 2-78 présente les résultats des simulations numériques réalisées pour différentes valeurs de  $n$  et différents angles de frottement. On remarque que la butée mobilisable semble diminuer légèrement avec la diminution de  $n$ . Le mécanisme de rupture est lui aussi différent de celui généré avec un mouvement de translation de l'écran (Figure 2-74).



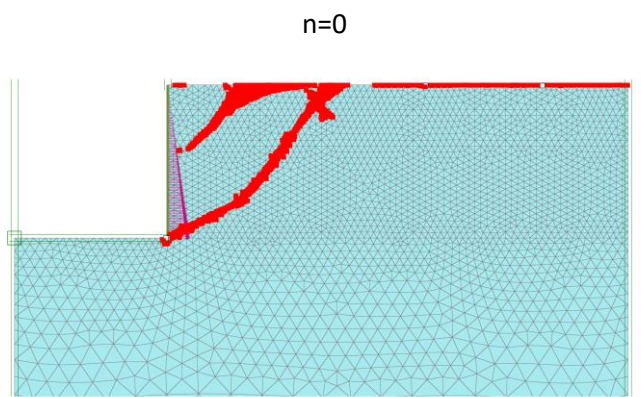
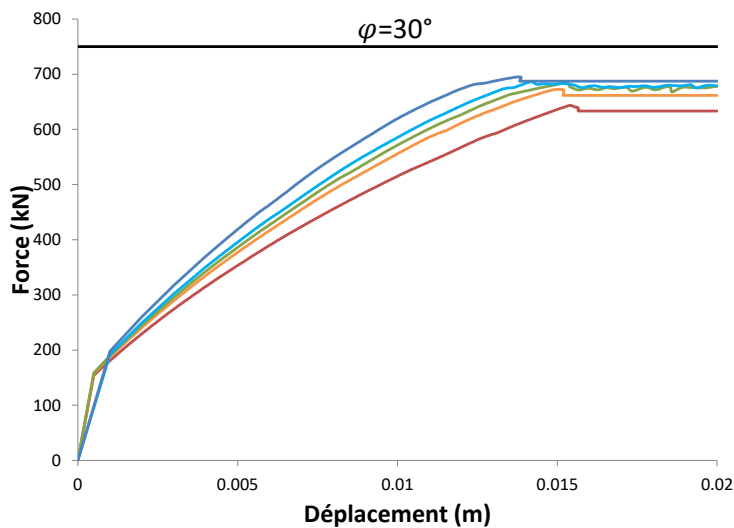
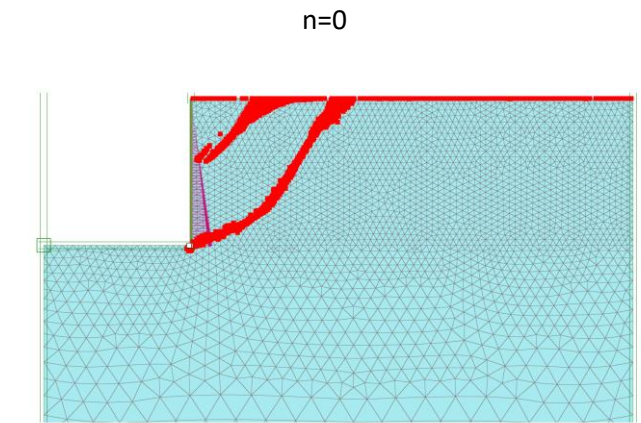
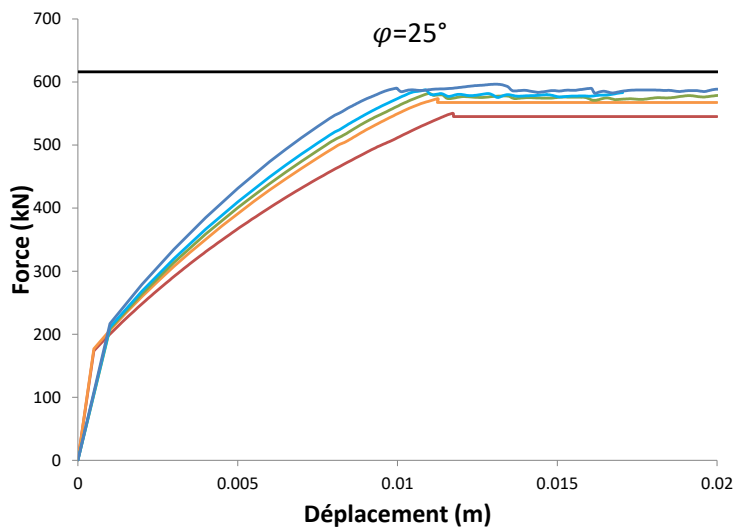


Figure 2-78 : Résultats des simulations numériques de mobilisation de la butée par rotation pour différents angles de frottement ( $\varphi=20^\circ$ ,  $\varphi=25^\circ$ ,  $\varphi=30^\circ$ )

Pour le cas le plus pessimiste de  $n=0$ , l'écart entre la butée théorique et la butée mobilisable suite à un mouvement en rotation de l'écran augmente avec l'angle de frottement. Le Tableau 2-23 illustre les valeurs de ces écarts qui restent limités à 14 %. Fang et al. (1994) avait mesuré expérimentalement sur un modèle de sol réduit une réduction de 16 % pour un sol frottant d'angle  $\varphi=30,9^\circ$ .

Tableau 2-23 : Ecart entre la butée mobilisable théorique et celle issue d'une rotation de l'écran pour différents angles de frottement  $\varphi$

Angle de frottement du sol $\phi$ ( $^\circ$ )	Butée mobilisable théorique (kPa)	Butée mobilisable numérique $n=0$ (kPa)	Ecart par rapport à la butée mobilisable théorique (%)
20	513	476	- 7,2
25	613	550	- 10
30	750	644	- 14



On peut donc retenir que pour des sols d'angle de frottement entre 20° et 30°, les simulations numériques réalisées montrent une éventuelle diminution de la butée mobilisable due à l'effet cinématique qui reste bornée à 15 %.

#### 2.6.4 Vérification du défaut de butée

Conformément aux prescriptions de l'annexe nationale NF P94-282 de l'Eurocode 7, la vérification du défaut de butée doit être effectuée pour le dimensionnement des écrans de soutènement. Dans le cadre de l'approche 2\*, cette vérification consiste à calculer le rapport entre la butée mobilisable et la butée mobilisée qui doit être supérieur à 1,9 (1,35\*1,4) pour une phase durable et 1,5 (1,35\*1,1) pour une phase transitoire. Cette vérification suppose la connaissance de la valeur de ces deux grandeurs dans la modélisation du soutènement. Or, il se trouve que la butée mobilisable est inaccessible pour le cas d'une modélisation aux éléments finis. De plus la butée mobilisée issue de cette dernière est plus importante que celle issue d'un modèle MISS-K à cause vraisemblablement de l'augmentation de la rigidité par effet géométrique (cf paragraphe 2.6.2) et du report des charges vers la fiche par effet de voûte (cf paragraphe 2.5), tous les deux non considérés par construction dans un modèle à ressorts identiques de part et d'autre de l'écran et indépendants.

Ce paragraphe vise à explorer 3 méthodes permettant de réaliser cette vérification dans le cadre d'une modélisation aux éléments finis. Le cas d'étude correspond au modèle de sol homogène présenté dans le paragraphe 2.4.2.2 avec une fiche plus longue pour avoir plus de marge de butée à mobiliser (12 m au lieu de 9 m), en utilisant le code de calcul aux éléments finis Plaxis 2D v.2017 et le modèle de sol Hardening Soil (Plaxis Material Models Manual 2017).

##### 2.6.4.1 Méthode 1

Cette méthode consiste à calculer directement le rapport de butées à l'issue d'un état d'équilibre à l'ELS. Le diagramme de pressions appliquées sur l'écran étant disponible dans une modélisation aux éléments finis, la butée mobilisée correspond à l'intégrale de la contrainte normale à l'interface sol/écran côté fouille. La butée mobilisable disponible correspond à la butée calculée à partir des tables de Caquot et Kerisel (1948).

Ainsi le rapport de butée, qu'on notera  $F$  s'exprime de la manière suivante :

$$F = \frac{\text{Butée mobilisable issue des tables Caquot et Kerisel (1948)}}{\text{Butée mobilisée issue de la modélisation numérique}}$$

##### 2.6.4.2 Méthode 2

Dans une modélisation aux éléments finis, on ne peut agir que sur les paramètres d'entrée, les pressions appliquées par le sol sur l'écran sont un résultat du calcul. Comme la butée mobilisable s'exprime en fonction des paramètres de cisaillement, cette méthode propose d'agir sur ces paramètres à la source de telle sorte à assurer une réduction de la butée résultante du facteur souhaité  $F$ , ce dernier correspondant au rapport de butées ciblé. Ainsi pour un angle de frottement  $\varphi'_k$  et une cohésion effective  $c'_k$ , il faut trouver leurs correspondants respectifs  $\varphi'_d$  et  $c'_d$  pour que le rapport de

leurs butées mobilisables soit égal à  $F$ . Cette équivalence recherchée peut se traduire par la formulation suivante de la pression limite de butée à partir de la contrainte verticale effective  $\sigma'_v$  et des coefficients  $k_{p\gamma}$  et  $k_{pc}$  issus des tables de Caquot et Kerisel (1948):

$$k_{p\gamma}(\varphi'_d) * \sigma'_v + k_{pc}(\varphi'_d) * c'_d = \frac{k_{p\gamma}(\varphi'_k) * \sigma'_v + k_{pc}(\varphi'_k) * c'_k}{F} = \frac{k_{p\gamma}(\varphi'_k)}{F} \sigma'_v + \frac{k_{pc}(\varphi'_k) * c'_k}{F}$$

Par identification on peut obtenir  $\varphi'_d$  et  $c'_d$  successivement avec les deux formules suivantes :

$$k_{p\gamma}(\varphi'_d) = \frac{k_{p\gamma}(\varphi'_k)}{F}$$

$$c'_d = \frac{k_{pc}(\varphi'_k) * c'_k}{k_{pc}(\varphi'_d) * F}$$

En pratique la mise en œuvre de cette méthode consiste à rajouter une phase dans laquelle on modifie les paramètres de cisaillement du volume de sol en butée et on plafonne les efforts des appuis à la valeur maximale qu'a encaissée chacun pendant les phases précédentes (Figure 2-79). Ce plafonnement des efforts est réalisé en modifiant le comportement des appuis d'une loi élastique à une loi élasto-plastique et en mettant la valeur de plastification égale à la valeur maximale atteinte dans les phases précédentes. Ce plafonnement est nécessaire car sinon ce sont les appuis qui récupéreront les efforts induits à la place du volume de sol en butée et on n'atteindra pas la rupture même si on applique un facteur  $F$  important.

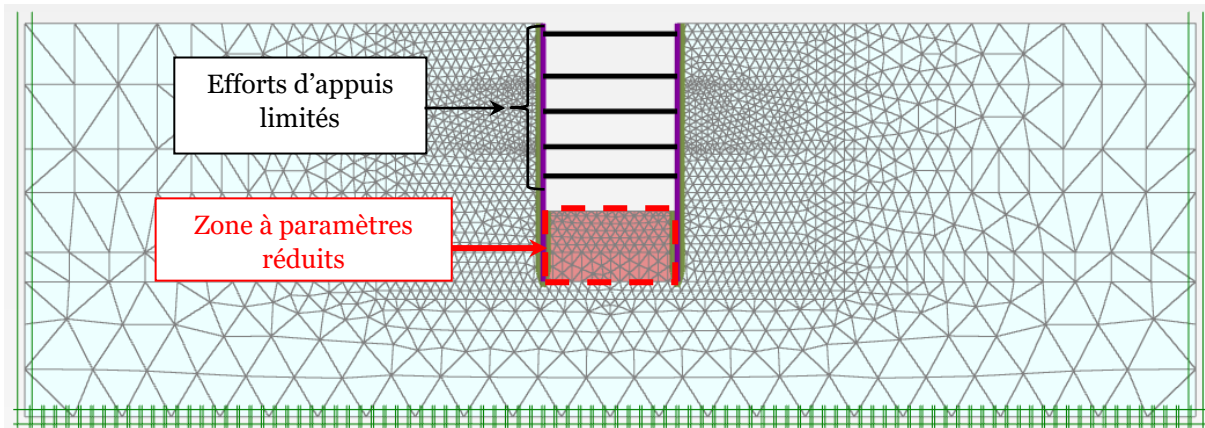


Figure 2-79 : Application de la méthode 2 - Efforts des appuis limités et paramètres de cisaillement réduits du sol au fond de fouille

La Figure 2-80 présente un exemple de résultat de cette méthode pour un sol homogène frottant d'angle de frottement  $\varphi'=30^\circ$  et une interface imposant une inclinaison maximale  $\delta$  telle que  $|\delta| = \varphi'$ . La butée mobilisée à la dernière phase d'excavation est tracée en bleu et la butée mobilisée à la limite de la rupture correspondant à l'angle de frottement de  $17^\circ$  est tracée en rouge. Cet angle correspond à une réduction de la butée selon les tables de Caquot et Kerisel (1948) de  $F = \frac{k_{p\gamma}(30^\circ)}{k_{p\gamma}(17^\circ)} = 2,3$ .



Il est intéressant de noter que lorsqu'on réduit l'angle de frottement, on n'agit pas seulement sur la butée mobilisable mais on altère également la butée mobilisée. En effet, la partie supérieure de la fiche est souvent plastifiée, une réduction de l'angle de frottement implique une réduction de la butée mobilisée dans la partie supérieure, pour compenser cette perte de butée l'écran va solliciter le sol inférieur et le mener à la plastification. Cela est illustré dans la Figure 2-80 qui montre que les maximums des courbes s'approfondissent à mesure qu'on réduit l'angle de frottement. En d'autres termes, la hauteur plastifiée s'agrandit. La limite de cette réduction de l'angle de frottement coïncide avec l'état où toute la fiche est plastifiée.

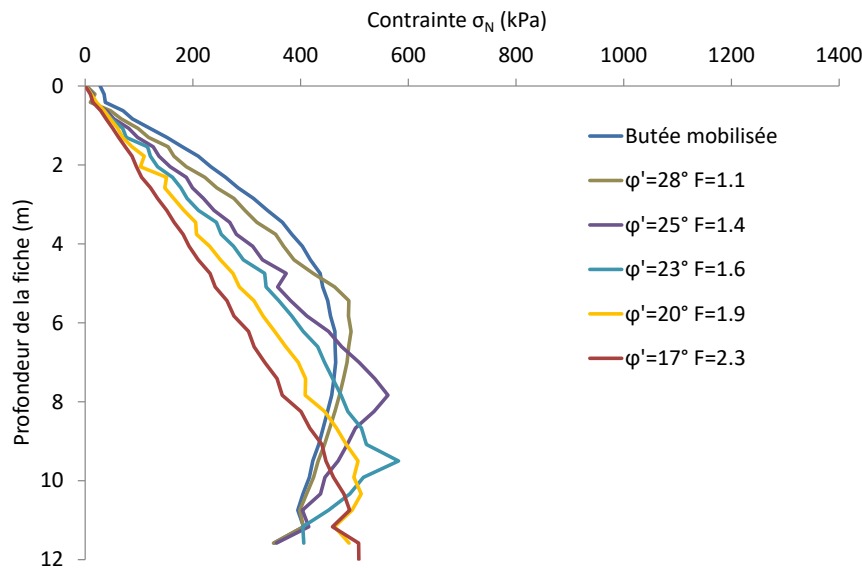


Figure 2-80 : Application de la méthode 2 sur un sol homogène frottant d'angle de frottement  $\phi' = 30^\circ$

Dans le même esprit que la vérification du défaut de butée, l'approche 2\* préconise une marge de sécurité sur l'effet des actions, le moment retenu pour le dimensionnement à l'ELU correspond ainsi au moment maximal induit sur l'écran à la dernière phase d'excavation multiplié par 1,35. Etant donné que la méthode 2 proposée consiste à simuler une phase ELU, il serait intéressant de comparer le moment induit par rapport au moment de la dernière phase d'excavation. Les Figure 2-81 et Figure 2-82 présentent le rapport entre le moment induit dans l'écran après réduction de la butée et celui de la dernière phase d'excavation pour différents angles de frottement et pour deux valeurs de cohésion. Il est intéressant de souligner que certains rapports peuvent être supérieurs à 1,35. Il serait ainsi judicieux de prendre le maximum entre le moment de la dernière phase d'excavation multiplié par 1,35 et le moment de la phase de réduction de butée. A ce propos, la note de la CNJOG (Avril 2018) précise que concernant la résistance structurale il convient de retenir l'enveloppe des moments entre le moment issu d'un calcul à l'ELS multiplié par 1,35 et celui obtenu à l'issue d'un calcul de réduction des paramètres à la source.

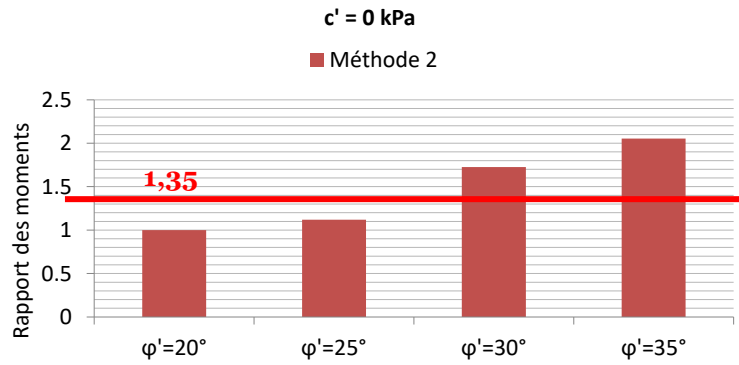


Figure 2-81 : Rapport des moments pour un sol frottant pour différents angles de frottement

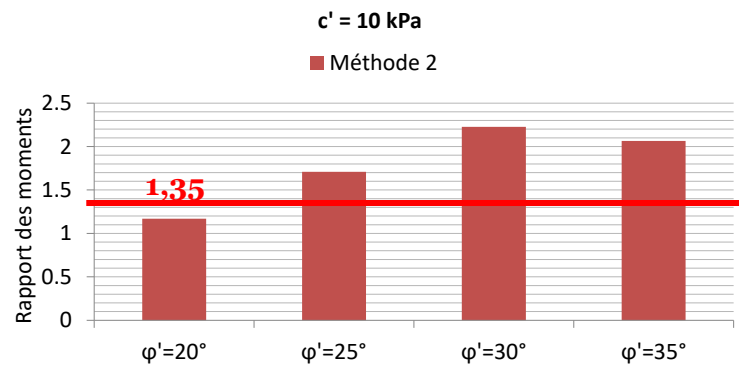


Figure 2-82 : Rapport des moments pour un sol de 10kPa de cohésion et pour différents angles de frottement

### 2.6.4.3 Méthode 3

Plusieurs modélisations aux éléments finis proposent un facteur de sécurité basé sur la réduction des paramètres de cisaillement jusqu'à atteindre la rupture. Ce calcul est souvent disponible sous le nom de «  $c$ - $\varphi$  réduction ». Il consiste à réduire  $\tan(\varphi')$  et  $c'$  d'un même facteur  $F$ . Dans la version Plaxis v.2017 il est possible de localiser la zone de réduction. On peut ainsi localiser cette réduction au niveau du volume de sol en butée, néanmoins le facteur  $F$  ne correspondra pas au rapport de butée. Toutefois, il met en évidence une dégradation de la butée mobilisable résultante, ce qui est dans le même esprit que la méthode 2 mais en choisissant de mener la dégradation d'une manière différente. La méthode 3 consiste ainsi à convertir le facteur  $F$  à un rapport de butées  $F'$ . En effet, pour un sol homogène d'angle de frottement  $\varphi'$  et de cohésion effective  $c'$  le facteur  $F$  peut être converti en un facteur  $F'$  correspond au rapport des butées calculées à partir des tables de Caquot et Kerisel (1948) de sols ayant les paramètres de cisaillement respectives  $(\varphi', c')$  et  $(\frac{\tan(\varphi')}{F}, \frac{c'}{F})$ . Pour une couche de sol de hauteur  $H$  et de poids volumique  $\gamma$  le facteur  $F'$  peut s'écrire sous la forme suivante :

$$F' = \frac{\text{Butée}_{\text{Caquot et Kerisel}}(\varphi', c')}{\text{Butée}_{\text{Caquot et Kerisel}}\left(\frac{\tan(\varphi')}{F}, \frac{c'}{F}\right)} = \frac{k_{p\gamma}(\varphi') * \frac{H^2}{2} \gamma + k_{pc}(\varphi') * c' * H}{k_{p\gamma}\left(\text{Arctan}\left(\frac{\tan(\varphi')}{F}\right)\right) * \frac{H^2}{2} \gamma + k_{pc}\left(\frac{\tan(\varphi')}{F}\right) * \frac{c'}{F} * H}$$

La Figure 2-83 présente l'application de cette formule pour un sol homogène pour différents angles de frottement  $\varphi' = \{20, 25, 30, 35\}$  et pour deux cohésions  $c' = 0$  kPa et  $c' = 10$  kPa. L'angle d'inclinaison  $\delta$  est pris tel que  $|\delta| = \varphi'$ .

On remarque que le facteur converti  $F'$  n'est pas toujours supérieur à  $F$ , ni l'inverse. On ne peut donc pas se satisfaire de calculer le facteur de sécurité  $F$  donné par la  $c-\varphi$  réduction pour la vérification du défaut de butée, d'autant plus qu'on peut avoir des sols stratifiés. Il est nécessaire de recalculer le  $F'$  au cas par cas afin de statuer.

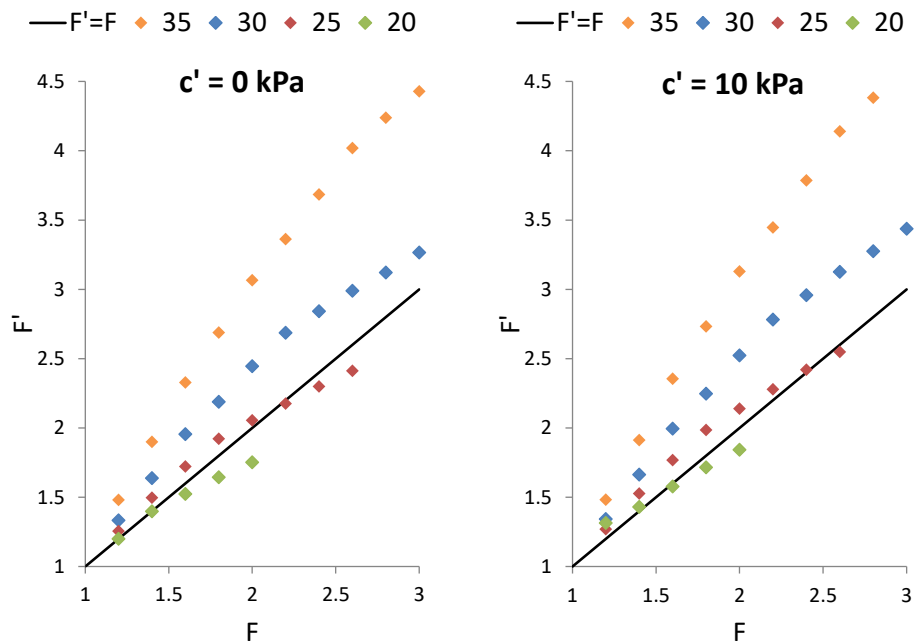


Figure 2-83 : Conversion du facteur de sécurité  $F$  de  $c-\varphi$  réduction à un rapport de butée  $F'$

En pratique, la mise en œuvre de cette méthode consiste à créer une nouvelle phase dans laquelle on plafonne les efforts dans les appuis à leurs valeurs maximales des phases précédentes, une deuxième phase doit être créée dans laquelle on applique le calcul  $c-\varphi$  réduction en localisant le volume de sol en butée concerné par la dégradation. On choisit ensuite un point dans ce volume pour enregistrer son déplacement pendant le calcul.

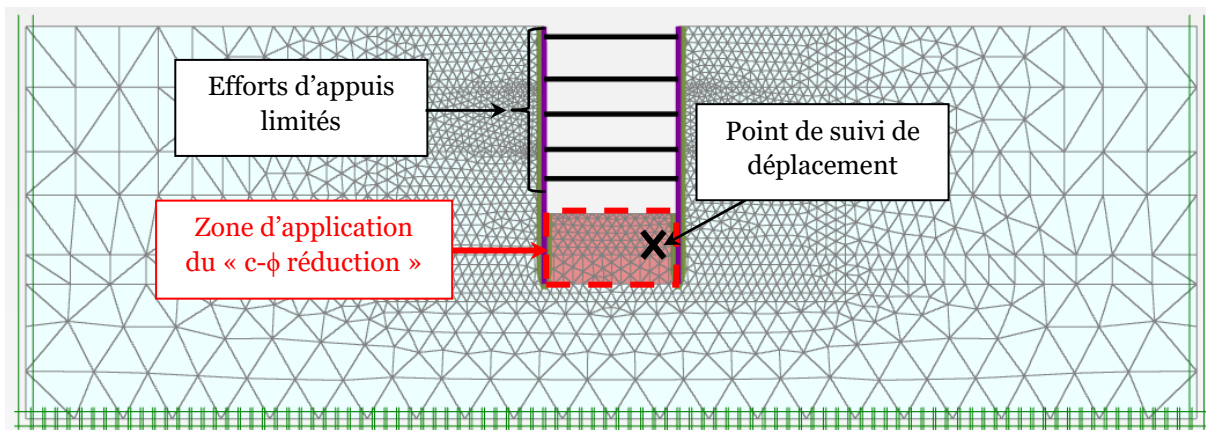


Figure 2-84 : Application de la méthode 3 - Efforts des appuis limités et paramètres de cisailement réduits du sol au fond de fouille

Une fois le calcul lancé et terminé on trace l'évolution du facteur  $F$  (noté « Msf » sur Plaxis) en fonction du déplacement de ce point. Le palier atteint par  $F$  correspond à la valeur à retenir. Si un palier n'est pas observé, il faut refaire le calcul et augmenter le nombre de phases intermédiaires de calcul (« steps ») afin que le calcul prolonge l'augmentation de  $F$  jusqu'à obtenir un palier témoignant de l'atteinte de la rupture (Figure 2-85).

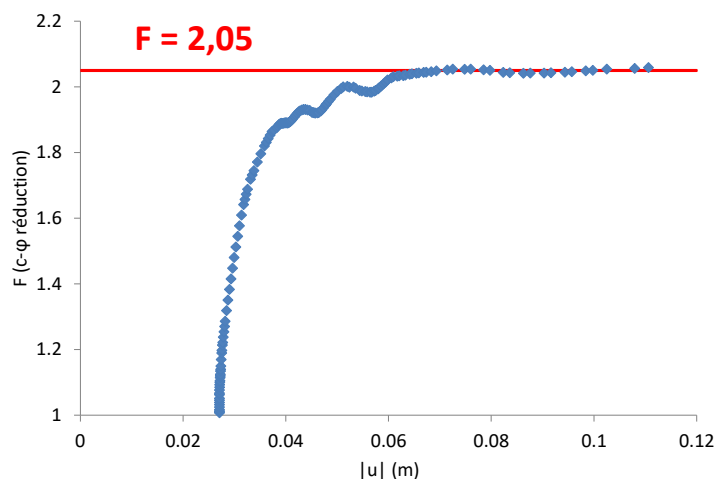


Figure 2-85 : Evolution du facteur  $F$  en fonction du déplacement du point de suivi

Il est important de noter que le rapport de butée ainsi obtenu est un résultat du calcul et non pas une donnée fixée au départ, il peut donc être vraisemblablement plus élevé que la valeur cible. Le cas échéant, il n'est pas pertinent d'examiner les moments dans l'écran qui peuvent être beaucoup plus importants et aboutir à un surdimensionnement. Les moments ne doivent être examinés que si le rapport de butée obtenu est égal à celui recherché à savoir 1,9 pour les phases durables et 1,5 pour les phases transitoires.

#### 2.6.4.4 Comparaison des méthodes

Les Figure 2-86 et Figure 2-87 présentent une comparaison entre ces 3 méthodes à titre indicatif pour une même longueur de la fiche et pour différents angles de frottement  $\varphi' = \{20, 25, 30, 35\}$  et pour deux cohésions  $c' = 0$  kPa et  $c' = 10$  kPa. L'angle d'inclinaison  $\delta$  est pris tel que  $|\delta| = \varphi'$ . Un calcul itératif est mené pour la méthode 2 pour retrouver le rapport de butées correspondant à la valeur maximale de la réduction à appliquer. Les méthodes 1 et 2 donnent des résultats assez comparables avec un rapport plus important pour la méthode 2. L'écart entre les deux méthodes augmente avec la présence de la cohésion. Pour le cas d'un sol avec une cohésion non nulle, la méthode 3 met en évidence un rapport qui diminue avec l'angle de frottement. Cette tendance inattendue peut s'expliquer par le fait que la butée mobilisable n'évolue pas d'une manière linéaire avec à la fois l'angle de frottement et la cohésion. Ainsi la méthode 3 qui consiste à dégrader de la même manière  $\tan(\varphi')$  et  $c'$  ne semble pas être cohérente avec le calcul d'un rapport de butée et peut ainsi produire des rapports trop faibles. En fait, elle s'apparente plutôt à une approche 3 de l'Eurocode 7. La méthode 2 semble ainsi la plus adaptée pour vérifier le rapport de butée dans le sens de l'approche 2\* dans le cadre d'une modélisation aux éléments finis.

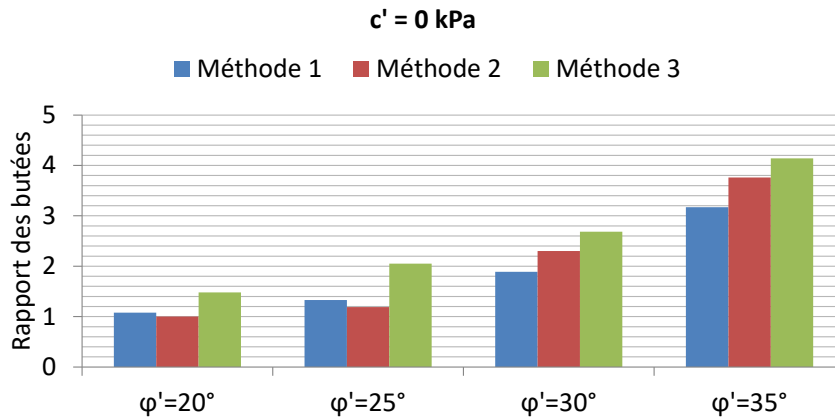


Figure 2-86 : Comparaison entre les 3 méthodes de vérification du rapport de butée pour différents angles de frottement et  $c'=0kPa$

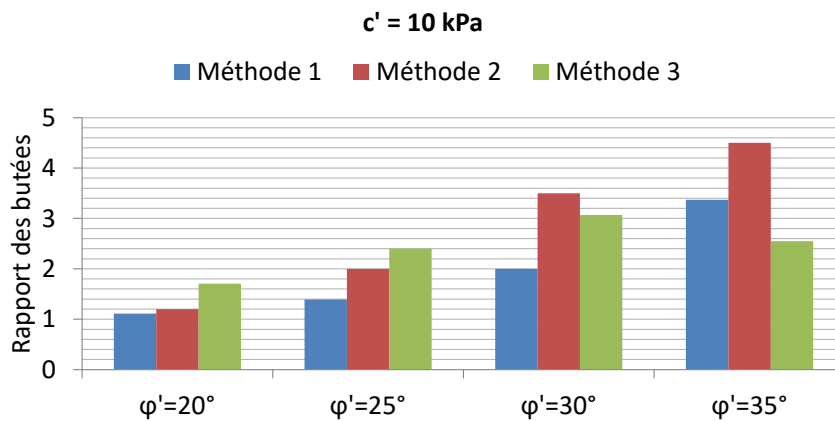


Figure 2-87 : Comparaison entre les 3 méthodes de vérification du rapport de butée pour différents angles de frottement et  $c'=10kPa$

### 2.6.5 Conclusion

Dans le contexte des excavations profondes et étroites, des simulations numériques sur sol frottant ont permis d'investiguer l'effet géométrique et l'effet cinématique sur l'évaluation de la butée mobilisable. L'effet géométrique a un impact significatif sur la rigidité du volume de sol qui se trouve amplifiée notamment en dessous d'un rapport de 2 entre la demi-largeur de la fouille  $B/2$  et la longueur de la fiche  $H$ . Par conséquent, un modèle à ressorts identiques de part et d'autre de l'écran tel que la méthode MISS-K devrait considérer une augmentation de la rigidité des ressorts devant l'écran. Il est intéressant de noter que pour une grande partie des gares du Grand Paris notamment l'ensemble du tronçon T3C de la ligne 15 sud, l'effet géométrique semble les impacter étant donné que le rapport  $B/2H$  de ces gares est entre 0,8 et 2

La butée mobilisable semble être légèrement augmentée par l'effet géométrique et légèrement diminuée par l'effet cinématique de rotation de l'écran autour du dernier appui. Toutefois ces variations restent limitées à +/- 15 %.

La vérification du défaut de butée nécessite l'évaluation du rapport entre la butée mobilisable et la butée mobilisée. Trois méthodes ont été présentées pour réaliser cette vérification pour une modélisation aux éléments finis. Dans la méthode 1, ce rapport est calculé à posteriori pour comparer la butée mobilisée à l'issue d'une situation d'équilibre à l'ELS à la butée limite disponible. Dans la méthode 2, ce rapport est introduit en amont via une réduction adaptée à la source des paramètres de cisaillement, la convergence du calcul confirme l'obtention d'un état d'équilibre et les moments dans l'écran doivent être examinés. Pour la méthode 3 ce rapport est un résultat du calcul  $c-\varphi$  reduction après conversion du facteur de sécurité obtenu. Les moments ne doivent être examinés que si le rapport de butées obtenu est égal à celui recherché à savoir 1,9 pour les phases durables et 1,5 pour les phases transitoires.

Une comparaison entre ces 3 méthodes montre que les méthodes 1 et 2 aboutissent à des rapports de butées similaires pour un sol purement frottant et la méthode 2 donne des rapports plus importants pour un sol avec une cohésion non nulle. La méthode 3 peut aboutir à des rapports trop faibles notamment pour un sol à cohésion non nulle car la dégradation des paramètres de cisaillement ( $\tan(\varphi')$  et  $c'$ ) d'un même facteur n'est pas linéaire avec une dégradation de la butée mobilisable résultante. La méthode 2 semble la plus pertinente car elle propose de dégrader directement la résultante de la butée mobilisable en dégradant différemment l'angle de frottement et la cohésion.

## 2.7 Conclusion

A partir de l'analyse des 5 problématiques identifiées comme étant spécifiques aux excavations profondes dans le contexte du Grand Paris Express plusieurs conclusions peuvent être tirées à savoir :

- La variabilité des paramètres géotechniques étant un constat inhérent à la nature du sol, au lieu de chercher à retenir des valeurs déterministes, il est plus pertinent de chercher à intégrer cette variabilité dans une approche de dimensionnement fiabiliste en déterminant plutôt les coefficients de variation *COV* nécessaire pour alimenter ce type de dimensionnement. L'Argile Plastique a été soumise à cet exercice en profitant de la disponibilité d'une base de données consistante issue de la campagne de reconnaissance de la ligne 15 sud. Une synthèse des *COV* de plusieurs paramètres a été présentée et prête à utiliser, en plus d'une caractérisation de cette couche sur 5.2 km avec les valeurs de ses différents paramètres à savoir les indices d'identification, les paramètres de cisaillement drainés et non drainés, les modules de déformation et la courbe de dégradation, l'état des contraintes initiales.
- Pour les sols peu perméables, le couplage entre le comportement du sol et de l'eau peut judicieusement être pris en compte à l'aide d'une modélisation en contraintes effectives avec génération de pressions interstitielles et prise en compte du temps de dissipation, à conditions de vérifier que le modèle de sol utilisé ne mobilise pas un cisaillement dépassant la cohésion non drainée mesurée expérimentalement pour des chemins de contraintes similaires. Pour une excavation, le comportement à long terme s'avère généralement être plus critique à cause de la dissipation des surpressions interstitielles négatives. Cette dissipation est rapide étant donné la proportionnalité entre la vitesse de consolidation et le module de déformation, ce dernier étant notamment élevé pour une excavation mobilisant un niveau de déformation faible de l'ordre de  $10^{-4}$ . Ainsi, la modélisation du comportement des sols peu perméables en conditions drainées est suffisante pour le dimensionnement des excavations.
- Un modèle de sol avec un écrouissage plastique est nécessaire pour produire des déformations volumiques contractantes et réduire les soulèvements élastiques générés par la nature des travaux d'excavation (diminution de la pression moyenne des sols suite au déchargement). De plus, l'élasticité non linéaire permet d'améliorer l'allure des cuvettes de tassement en termes d'amplitude et de tassements différentiels. La dépendance du module avec le niveau de déformation permet d'obtenir une allure générale plus réaliste en réduisant l'étendue de la cuvette et la dépendance du module avec la contrainte permet d'obtenir des cuvettes plus creuses et plus conformes à la réalité.
- Le modèle aux coefficients de réaction est incapable par construction de prendre en compte l'effet de voûte. L'enjeu des fouilles profondes impose de compléter l'analyse par des modèles aux éléments finis (ou des modèles hybrides) en vue d'évaluer l'impact de la redistribution des contraintes derrière l'écran sur les efforts dans les appuis. En effet, la non-prise en compte de l'effet de voûte conduit à une sous-estimation des efforts dans les appuis, une surestimation du moment maximal et une sous-estimation de la butée mobilisée. Une méthode hybride

formulée dans le logiciel FREW à la base des travaux de Pappin et al. (1985) et incluant l'interaction entre les ressorts du modèle des coefficients de réaction permet de rendre compte du mécanisme de transfert de charge. Toutefois, elle mérite encore d'être examinée car elle semble surestimer les efforts dans les appuis en comparaison avec un modèle aux éléments finis.

- La géométrie étroite et profonde de l'excavation ainsi que la cinématique de l'écran peuvent impacter le comportement du volume de sol en butée. A partir des simulations numériques réalisées, il apparaît que la géométrie impacte principalement la rigidité de ce volume qui augmente significativement quand le rapport entre la demi largeur de l'excavation et la fiche est inférieure à 2. Par conséquence, un coefficient de réaction plus élevé côté fouille devrait être considéré dans les modèles MISS-K. La butée mobilisable est légèrement impactée par l'effet géométrique et cinématique dans l'ordre de +/-15 %. Trois méthodes ont été proposées pour la vérification du défaut de butée pour une modélisations aux éléments finis. La méthode 1 calcule le rapport de butées à posteriori, la méthode 2 propose une réduction adaptée à la source des paramètres de cisaillement et la méthode 3 propose de convertir le facteur de sécurité issu d'un calcul  $c-\varphi$  reduction en un rapport de butées mais ce dernier peut être faible. La méthode 2 a été retenue comme la mieux adaptée à la modélisation aux éléments finis.

Les conclusions issues de cette analyse peuvent être aisément transférables à d'autres lignes du Grand Paris Express faisant face à des problématiques similaires. Certaines de ces conclusions vont être confrontées aux mesures in situ de l'instrumentation de la gare Fort d'Issy-Vanves-Clamart présentées dans le chapitre 3.



## **Chapitre 3**

---

### **Instrumentation de la gare Fort d'Issy- Vanves-Clamart**

---

### 3.1 Introduction

Le creusement de la gare Fort d'Issy-Vanves-Clamart est l'objet central de ce travail de recherche. Une forte implication sur chantier a été nécessaire afin d'assurer le suivi de la réalisation de cet ouvrage dès le démarrage des travaux d'injection, en amont de la réalisation des parois moulées. Un suivi permanent de l'entreprise d'auscultation a été assuré tout au long des travaux avec une participation au choix des dispositifs d'instrumentation mis en place et leur localisation. Un accès privilégié aux données brutes a permis de réaliser un traitement autonome afin d'apprécier la qualité des mesures et de déceler les éventuelles mesures entachées d'erreurs à écarter. En plus de l'instrumentation classique, une instrumentation avancée a été proposée et mise en place dans le cadre de ce travail de thèse. Elle est notamment composée de fibres optiques et de cellules de pression.

Le présent chapitre vise à présenter la synthèse de l'ensemble des mesures réalisées sur la gare de Fort d'Issy-Vanves-Clamart accompagnée d'une description détaillée des travaux en parallèle de ces mesures. L'objectif est de fournir un retour d'expérience complet sur le comportement du soutènement observé en vue d'enrichir la base de données des excavations profondes françaises, de valider les résultats des modélisations numériques et d'alimenter d'éventuels futurs travaux de recherche visant à approfondir l'analyse des problématiques relevées dans ce travail ou d'en déceler d'autres.

### 3.2 Contexte du projet

La gare Fort d'Issy-Vanves-Clamart (FIVC) est située sur le tronçon T3 de la future ligne 15 sud du projet du Grand Paris Express et constitue à elle seule le lot dit « T3B ». Il est prévu qu'elle soit mise en service à l'horizon 2025 (Figure 3-1). Les travaux ont démarré au printemps 2016. Le creusement effectif à l'intérieur de la boîte gare a commencé en octobre 2017 après la réussite de l'opération de ripage de la dalle de couverture pendant le weekend du 15 août. Le fond de fouille à 32 m de profondeur a été atteint en avril 2019.

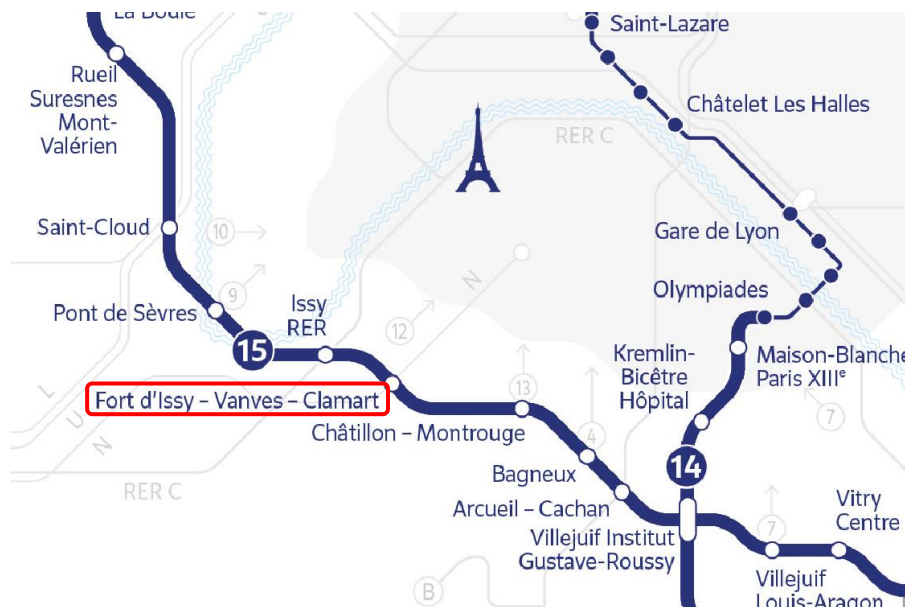


Figure 3-1 : Localisation de la gare FIVC dans le réseau du Grand Paris Express (SGP)

La gare FIVC se caractérise par un phasage particulier des travaux étant donné la nécessité du maintien de la circulation ferroviaire et du fonctionnement de la gare existante pendant toute la durée des travaux. La Figure 3-2 (a) montre une vue en 3D de la future gare avec la localisation des voies ferroviaires en oblique avant le ripage de la dalle de couverture et la Figure 3-2 (b) présente une vue réelle de la gare après ripage de cette dalle.



(a)

(b)

Figure 3-2 : (a) Vue en 3D de la projection de la réalisation de la gare (SGP) (b) Photo aérienne après ripage de la dalle de couverture (SNCF Réseau/Artemis)

Le phasage distingue trois zones (Figure 3-3) : la zone centrale en dessous des voies qui sera réalisée selon la méthode « Top-down » c'est-à-dire par la réalisation du génie civil définitif au fur et à mesure de l'excavation, tandis que les zones est et ouest seront excavées en « Bottom-up » à ciel ouvert en descendant à l'aide de butons provisoires jusqu'au fond de fouille suivi de la réalisation des niveaux de génie civil en remontant sur étaie depuis le radier. La Figure 3-3 montre également les dimensions de la gare qui sont de l'ordre de 110 m par 21,8 m. Les bâtiments avoisinants y sont également localisés. L'enceinte de la gare est constituée de parois moulées d'épaisseur 1,2 m et de profondeur 40 m ancrées dans la Craie pour soutenir une hauteur excavée de 32 m.

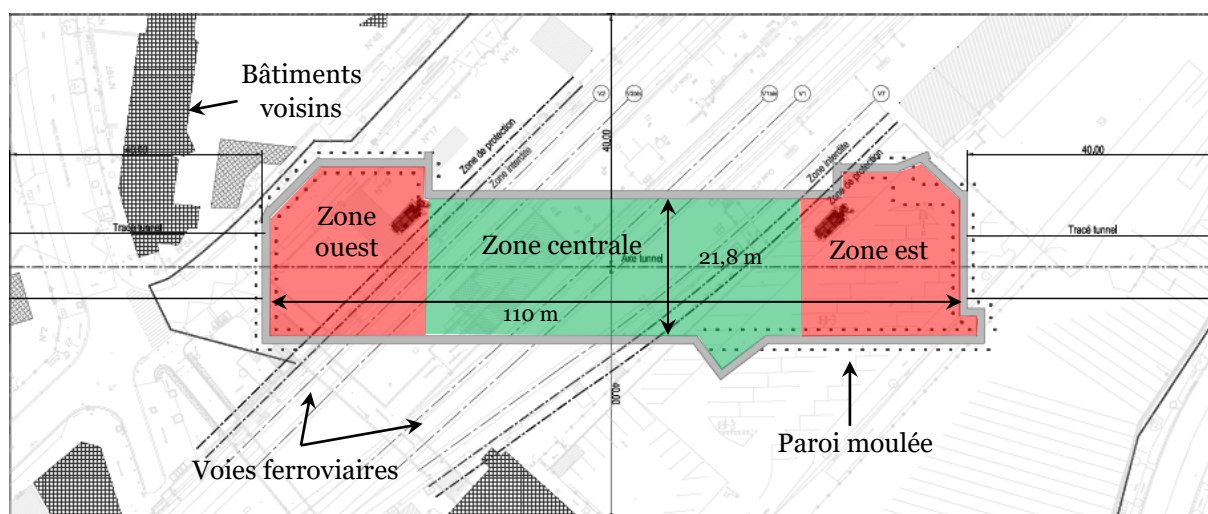


Figure 3-3 : Vue en plan de la gare avec distinction des zones ouest, centrale et est

### 3.2.1 Géométrie et phasage

Le phasage distinguant les zones est et ouest est visible sur la coupe transversale de la Figure 3-4. Les appuis de la zone centrale sont constitués du génie civil définitif (en gris), à savoir la dalle de couverture et 3 niveaux de planchers (N-1, N-2 et N-3). Les zones est et ouest sont retenues par 4 lits de butons provisoires (en rouge). Le radier général de la gare est coulé à 44,8 m NGF et fait 1 m d'épaisseur.

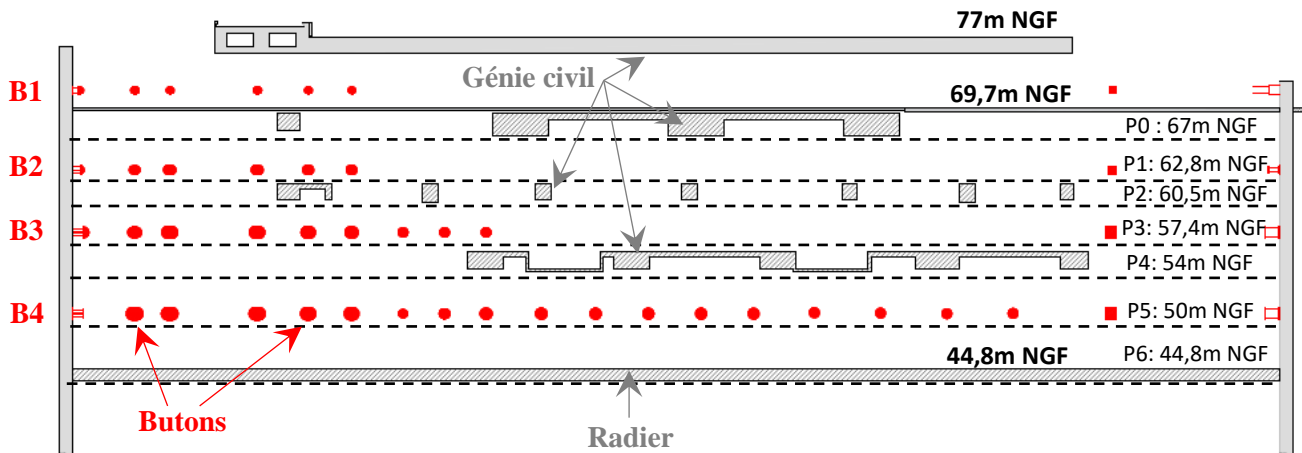


Figure 3-4 : Coupe transversale de la gare avec les éléments d'appuis et les phases de terrassement

La Figure 3-5 présente la disposition des lits de butons provisoires. Ils se déploient sous la forme d'un éventail dans la zone ouest et ils forment une « patte d'oie » dans la zone est. Les lits B1 et B2 se superposent parfaitement tandis que le lit B3 est plus long. Le lit B4 s'étale sur toute la gare.

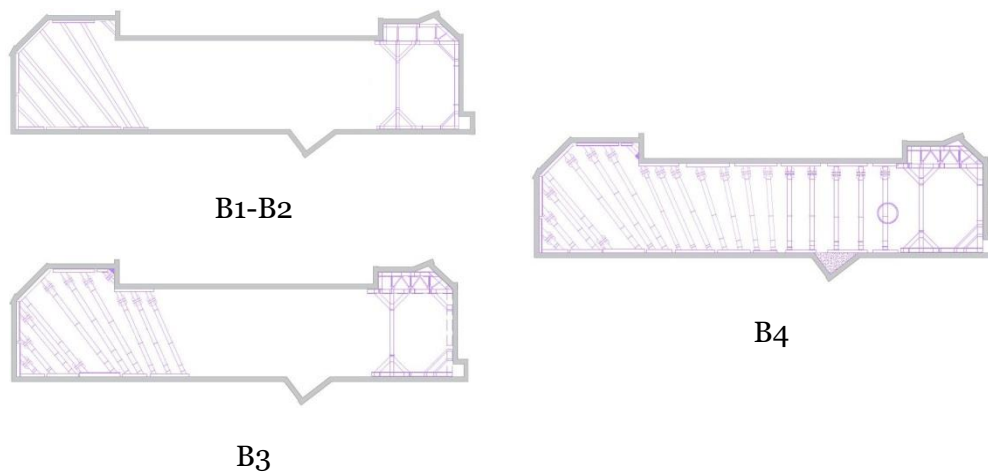


Figure 3-5 : Vue en plan de la gare avec la géométrie des lits de butons provisoires

Le phasage des travaux s'est déroulé comme suit :

- La cote NGF (Nivellement Général de France) du Terrain Naturel (TN) du projet a été initialement fixée à 77 m NGF,
- Après les travaux d'injections, les parois moulées des zones est et ouest ont été réalisées sur toute leur hauteur,



- Excavation jusqu'à la cote 69,7m NGF sur toute la gare et à l'abri d'une paroi clouée dans la zone centrale,
- Réalisation des parois moulées de la zone centrale à 69,7m NGF, en dessous des voies SNCF toujours maintenues en circulation (Figure 3-6),



Figure 3-6 : Creusement des parois moulées de la zone centrale

- Réalisation des rehausses (continuité des parois moulées) dans la zone centrale jusqu'au niveau des parois des zones est et ouest et remblaiement du talus (Figure 3-7),



Figure 3-7 : Réalisation des rehausses dans la zone centrale

- Ripage de la dalle à l'aide de kamags (chariots auto-moteurs) (Figure 3-8),

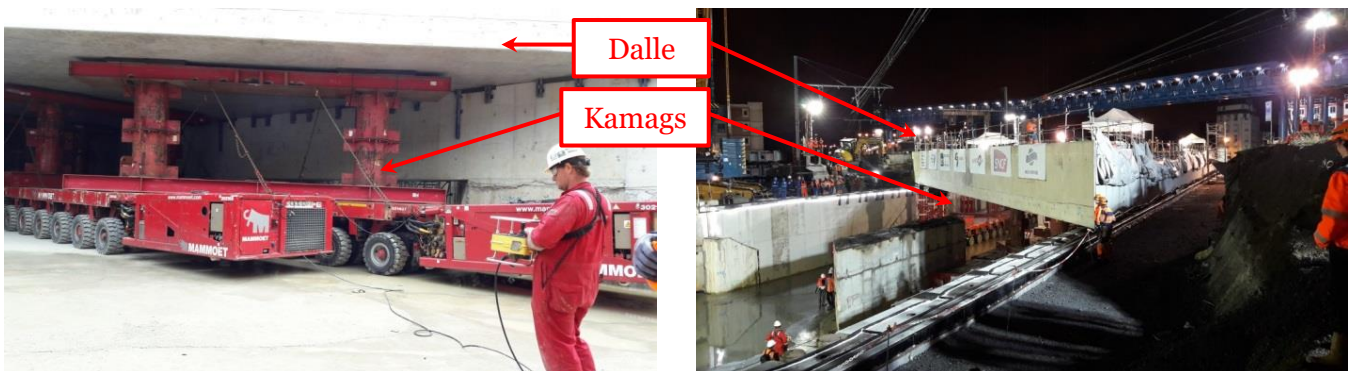


Figure 3-8 : Ripage de la dalle de couverture avec des kamags

- Succession de phases de terrassement (P0 à P6 cf. Figure 3-4) et de réalisation de génie civil ou mise en place de lits de butons jusqu'à arriver au fond de fouille à 32 m de profondeur (Figure 3-9 et Figure 3-10).



*Figure 3-9 : Phases de réalisation du génie civil définitif et de mise en place des butons provisoires*



*Figure 3-10 : Phases de terrassement en dessous du génie civil et en dessous des lits de butons*

Dans la zone centrale, une surcharge de 30 kPa correspondant au trafic ferroviaire SNCF a été prise en compte derrière la paroi. Dans les zones est et ouest une surcharge de 20 kPa relative au chantier a été considérée.

### **3.2.2 Paramètres des structures**

La paroi moulée a pour dimensions 1.2 m d'épaisseur et environ 40m de profondeur (de 39 m à 43 m environ en fonction des zones). Le module de Young retenu pour la paroi est de 24 GPa (conformément aux études d'exécution).

Les éléments d'appuis sont constitués de la dalle de couverture, des 3 planchers N-1, N-2 et N-3, du radier général de 1m d'épaisseur et de 4 lits de butons provisoires. Le module de béton pour les appuis définitifs est pris égal à 23 GPa (conformément aux études d'exécution) et le module de l'acier pour les butons provisoires est pris égal à 210 GPa. La rigidité de ces différents éléments d'appuis peut différer d'une zone à une autre étant donné que la dalle de couverture a une géométrie trapézoïdale, que les planchers sont constitués de dalles, de poutres et de trémies et que les butons ont des espacements et des angles d'inclinaison différents.

En fonction de la localisation de l'instrumentation mise en place, 5 coupes ont été retenues pour la présente étude. Les paramètres des éléments d'appui au droit de ces 5 coupes ont été repris des notes d'exécution de l'entreprise et de son bureau d'études structure. La Figure 3-11 présente la localisation des coupes sur une vue en plan de la gare.

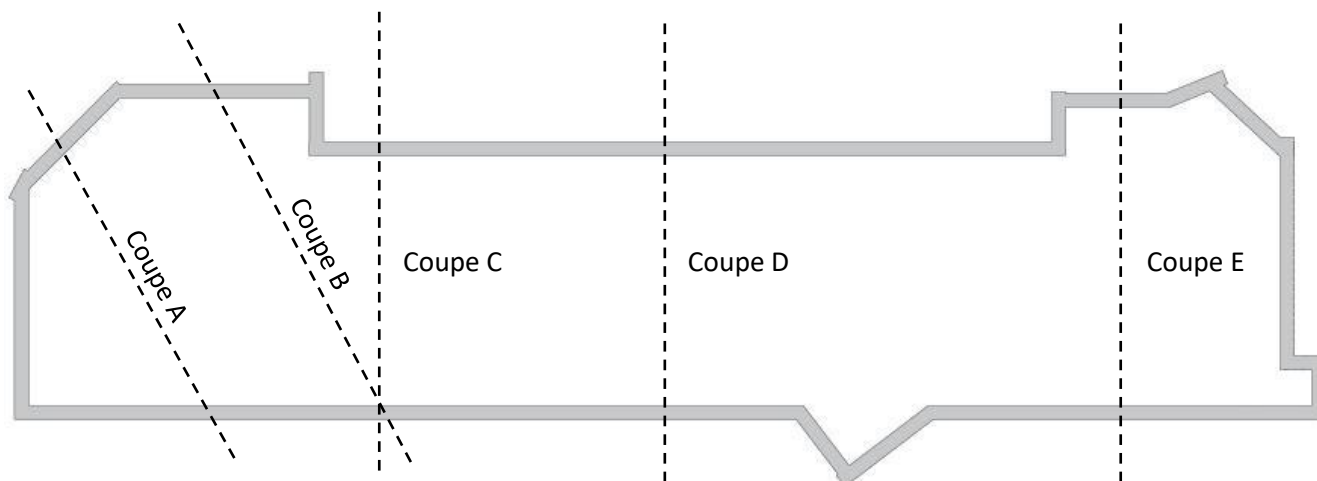


Figure 3-11 : Localisation des coupes étudiées

Le Tableau 3-1 récapitule les paramètres structurels en termes de cote d'installation des appuis, la rigidité par mètre linéaire, la précontrainte appliquée par mètre linéaire et la cote du pied d'ancrage de la paroi moulée. Il faut noter que les rigidités des planchers ont été calculées pour une distance de centre à centre des parois nord et sud (c'est-à-dire la somme de la distance de nu à nu qui est de 21,8 m et de l'épaisseur de la paroi qui est de 1,2m).

Tableau 3-1 : Paramètres des éléments de structures pour les 5 coupes retenues

	Cote (m NGF)	Rigidité (kN/m/ml), Précontrainte (kN/ml)				
		Coupe A	Coupe B	Coupe C	Coupe D	Coupe E
Dalle de couverture	75,2	539000	2760000	2760000	2760000	-
B1	71,2	44793	50440	50440	-	164460
Précontrainte		122	124	124		37
N-1	68,33	-	280000	280000	1900000	-
B2	64	113660	102389	102389	-	136300
Précontrainte		485	498	498		294
N-2	62,06	-	160000	160000	160000	-
B3	58,35	200999	181068	181068	-	276100
Précontrainte		972	994	774		294
N-3	55,85	-	480000	480000	480000	-
B4	51	179000	161250	161250	240938	276100
Précontrainte		972	994	874	835	735
Radier	45,67	1 m d'épaisseur				



Pied de paroi moulée (m NGF)	Sud 36 Nord 38	Sud 36 Nord 38	36	36	34
---------------------------------	-------------------	-------------------	----	----	----

Les descentes de charge à l'ELS quasi-permanent du génie civil ont été prises en compte et sont récapitulées dans le Tableau 3-2.

Tableau 3-2 : Descente de charge des planchers à l'ELS quasi-permanent

Descente de charges (kN/ml)	
Dalle de couverture	1370
N-1	361
N-2	59
N-3	381
Radier	70

### 3.2.3 Stratigraphie et hydrogéologie

La gare FIVC s'inscrit dans le contexte géologique du tronçon T3 de la ligne 15 sud (cf. paragraphe 2.2). La paroi traverse ainsi 4 couches de sol à savoir les remblais, le Calcaire Grossier dégradé, l'Argile Plastique et les Marnes de Meudon pour venir s'ancrer dans la Craie. Les couches de sol sont quasi horizontales sauf pour le toit de la Craie qui semble être plus profond à l'est de la gare. La Figure 3-12 dresse le profil géologique avec le génie civil final de la gare et le Tableau 3-4 présente la stratigraphie pour les 5 coupes retenues (Figure 3-11).

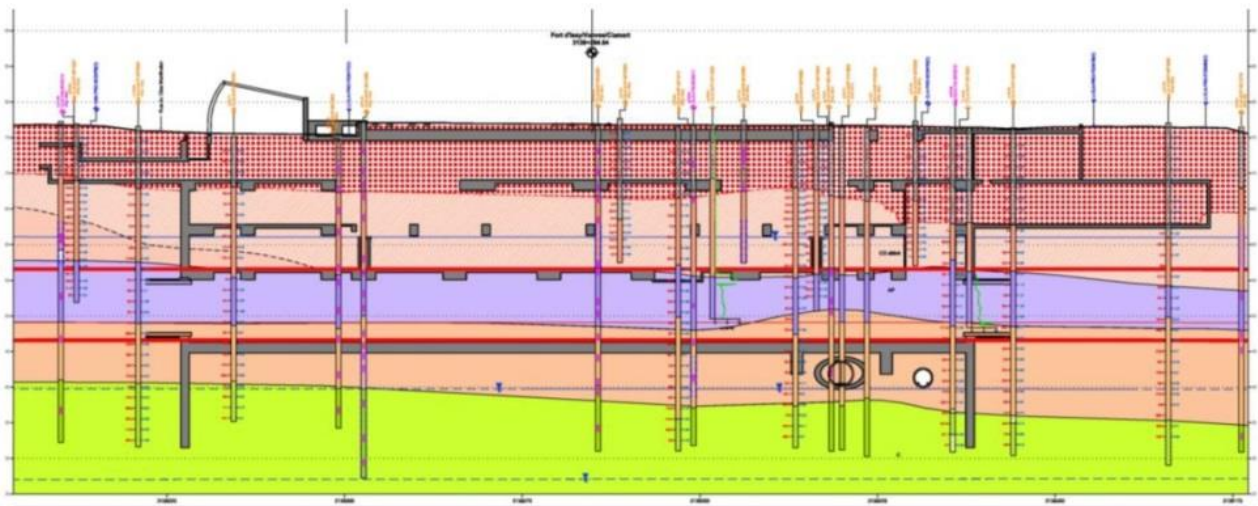


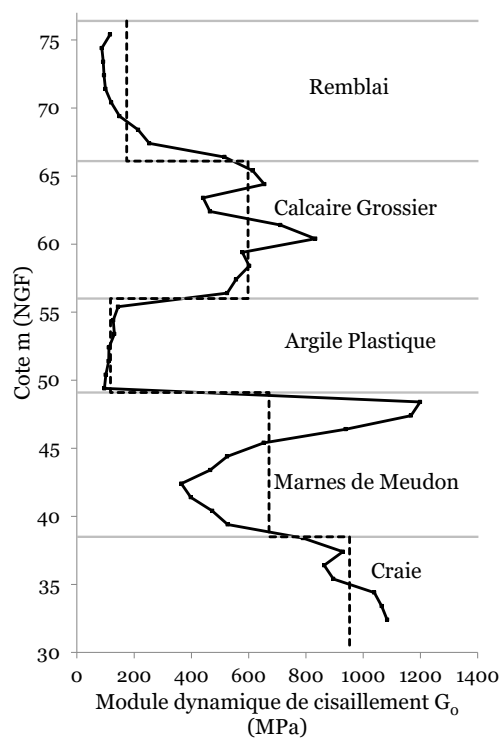
Figure 3-12 : Profil géologique au droit de la gare FIVC



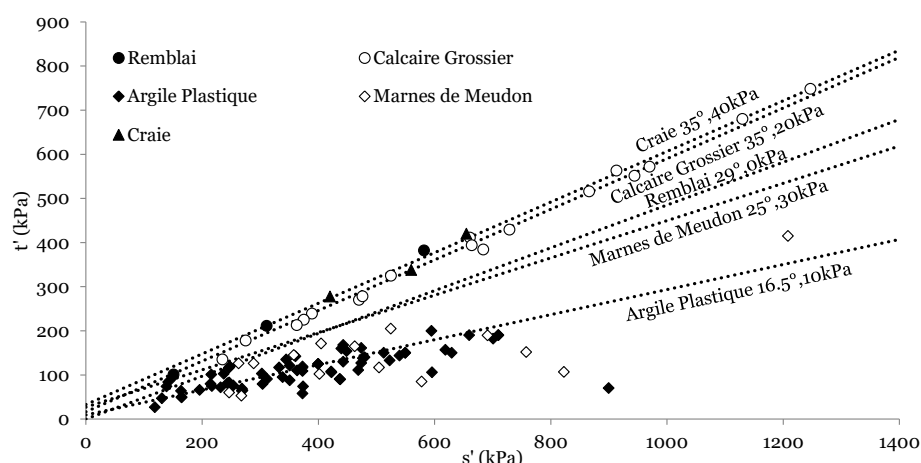
Tableau 3-3 : Stratigraphie des coupes retenues

Toit de la couche (m NGF)	Coupe A Coupe B Coupe C	Coupe D Coupe E
Remblais	77	77
Calcaire Grossier	67	67
Argile Plastique	56	56
Marnes de Meudon	48	48
Craie	40	38

La Figure 3-13 (a) présente cette stratigraphie à travers les valeurs des modules dynamiques de cisaillement issus d'un essai cross-hole réalisé au droit de la gare. La Figure 3-13 (b) présente la variation de la résistance au cisaillement entre les couches de sol rencontrées. D'une part, on remarque que le module dynamique de la couche déformable d'Argile Plastique est beaucoup plus faible que celui des couches adjacentes. Par conséquent le déplacement maximal de la paroi sera vraisemblablement attendu au niveau de cette couche et la gestion de ce contraste important de rigidité doit être assurée dans la modélisation du comportement du soutènement. D'autre part, cette même couche d'Argile Plastique présente la plus faible résistance au cisaillement, elle appliquera ainsi plus de poussée au droit de la paroi et mobilisera moins de butée. Cet horizon est donc important pour le dimensionnement du système de soutènement et nécessite une identification fine de son comportement (cf. paragraphe 2.2).



(a) Modules dynamique de cisaillement  $G$  issus d'un essai Cross-hole



(b) Résistance au cisaillement issues des essais triaxiaux CU+u et CD représentés dans le plan de Lambe ( $s',t'$ )

Figure 3-13 : Illustration de la stratigraphie de la gare FIVC à travers des paramètres géotechniques mesurés

Le profil piézométrique initial correspond au profil hydrostatique à long terme qui prend en compte une nappe dans le Calcaire Grossier à la cote +61m NGF et un profil linéaire décroissant dans l'Argile Plastique constituant un mur imperméable (Figure 3-14).

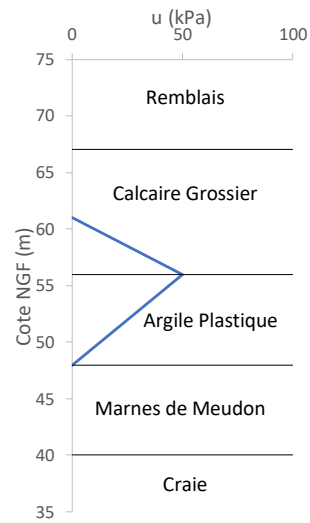


Figure 3-14 : Profil hydrostatique initial

### Argile Plastique à FIVC

- *Propriétés d'identification*

La Figure 3-15 présente les propriétés d'identification de l'Argile Plastique à FIVC en fonction de la profondeur. Une valeur moyenne de la teneur en eau de 30 %, un indice de plasticité de 48 % et une fraction argileuse (passant à 2 $\mu$ m) de 80 % ont été relevés. Ces propriétés permettent de classer cette argile dans le groupe G1 présenté dans l'analyse globale du tronçon T3 dans le paragraphe 2.2.

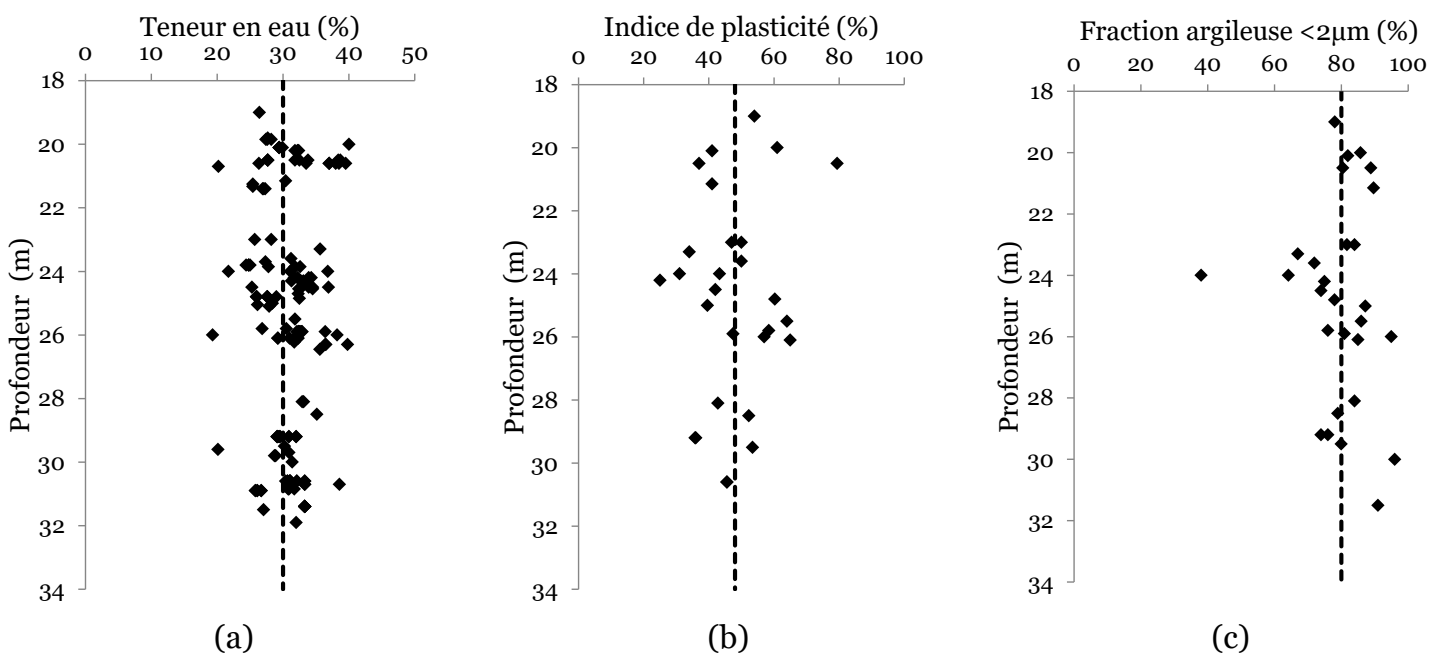


Figure 3-15 : Propriétés d'identification de l'Argile Plastique à FIVC

- *Etat initial de contraintes*

La couche d'Argile Plastique appartient à l'Yprésien et on suppose qu'elle a été chargée avant l'érosion de plus de 120 m de terrains sédimentaires ultérieurs jusqu'au Calcaire de Beauce. Elle s'avère donc être une couche surconsolidée avec une contrainte horizontale en place importante. La Figure 3-16(a) présente le ratio de surconsolidation OCR en fonction de la profondeur, issu des essais de compression œdométriques et des essais au pénétromètre statique CPT utilisant la corrélation de Robertson (Robertson et al. 2015). Une valeur moyenne de 2,2 a été retenue pour l'OCR.

La corrélation de Mayne et Kulhawy (1982) utilisant un angle de frottement de  $16,5^\circ$  (voir paragraphe 2.2) induit un coefficient des terres au repos  $K_0=1,06$ . La Figure 3-16(b) montre que cet horizon a une cohésion non drainée croissante avec la profondeur avec une augmentation de 4 kPa par mètre. Elle varie ainsi entre 80 kPa et 150 kPa ce qui classe cette argile dans la catégorie des argiles raides selon la norme BS 5930 (seuil de 75 kPa dépassé). Une valeur moyenne de 120 kPa a été retenue ce qui correspond à la valeur de la régression linéaire au milieu de la couche.

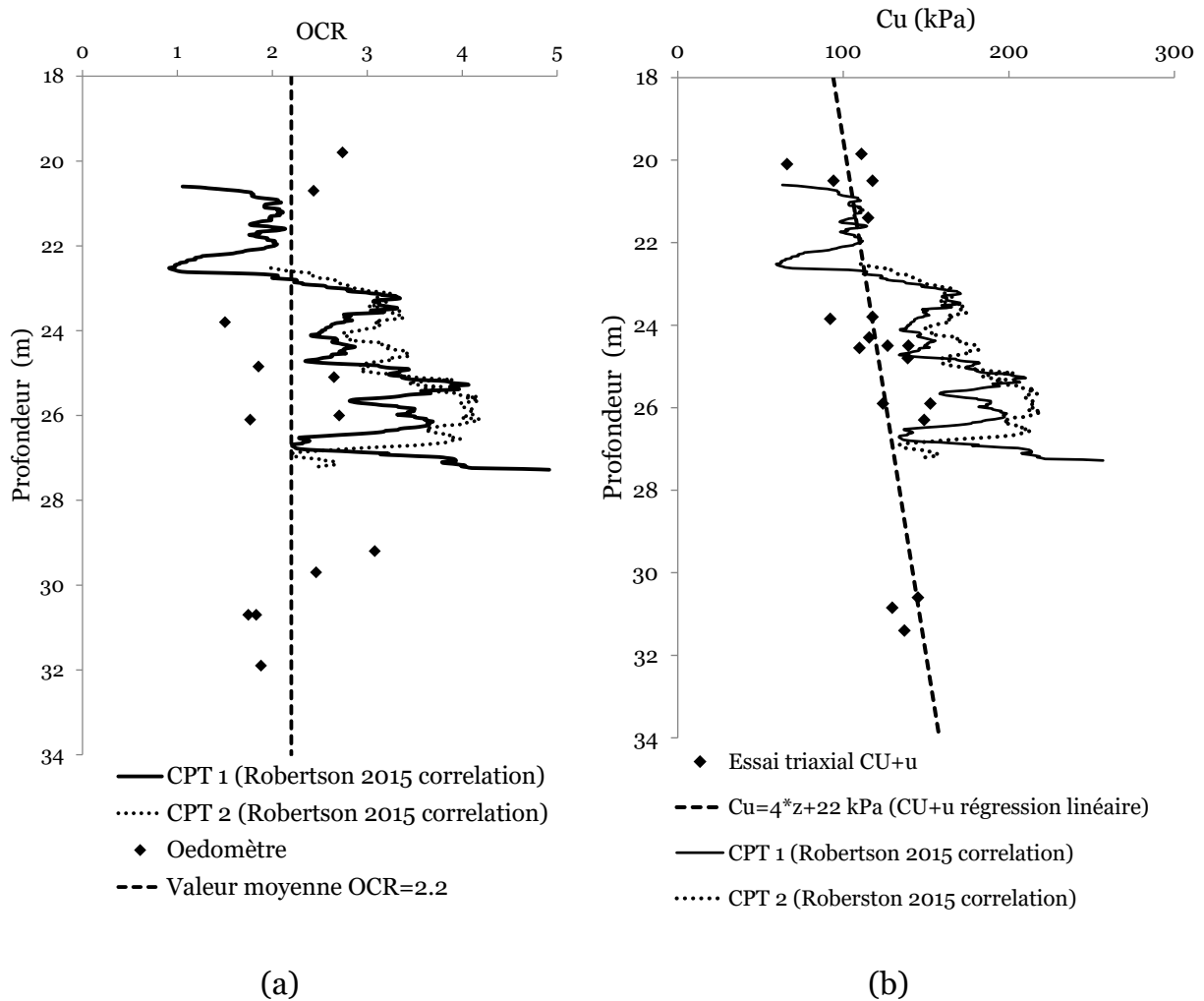


Figure 3-16 : (a) Ratio de surconsolidation OCR, (b) Cohésion non drainée en fonction de la profondeur

- *Modules de déformation*

La Figure 3-17 présente l'histogramme des modules pressiométriques mesurés autour de la gare FIVC. Une loi log-normale a été adoptée pour qualifier la distribution des mesures, plus représentative de la population de données selon le critère de la distance de Kolmogorov-Smirnov en comparaison avec la loi normale. Son espérance est de 47 MPa avec un écart type de 21 MPa ce qui donne un coefficient de variation de 45 %. La valeur retenue pour le dimensionnement de la gare en phase conception (dans le Dossier de Consultation des Entreprises DCE) est la moyenne basse selon Baguelin et al. (2000) correspondant à 40 MPa. Un essai cross hole a été réalisé au droit de la gare, il est présenté dans la Figure 3-13 (a), le module de cisaillement dynamique retenu pour l'Argile Plastique est de 117 MPa.

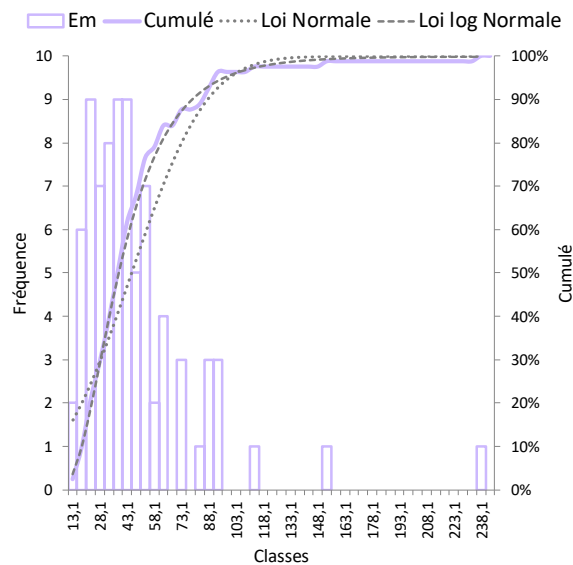


Figure 3-17 : Histogramme du module pressiométrique mesuré à FIVC

- *Paramètres de cisaillement*

Les paramètres de cisaillement de l'Argile Plastique sont issus des essais triaxiaux consolidés non drainés avec mesure de la pression interstitielle (CU+u). Ces essais ont été réalisés en nombre important par rapport aux essais drainés qui nécessitent une plus longue durée. Une cohésion effective prudente de  $c'=10$  kPa a été retenue, ce qui induit un angle de frottement  $\varphi'=16,5^\circ$  (Figure 3-18).

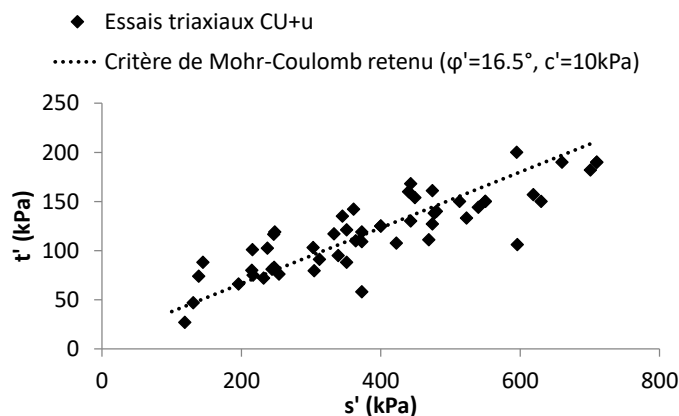


Figure 3-18 : Plan de Lambe et critère de Mohr-Coulomb (Autour de FIVC)

### 3.2.4 Paramètres géotechniques

L'ensemble des paramètres géotechniques retenus sont récapitulés dans le Tableau 3-4. Les valeurs du module pressiométrique  $E_M$ , du coefficient rhéologique  $\alpha$  et des paramètres de cisaillement de l'ensemble des couches correspondent à celles retenues dans le dossier de consultation des entreprises (DCE) issues de la synthèse géotechnique de la phase de conception. A l'exception de l'angle de frottement de la couche d'Argile Plastique qui a été déterminé suivant la méthode proposée au paragraphe 2.2. Le module dynamique de cisaillement  $G_0$  correspond au module issu des essais cross hole. Le paramètre  $\gamma_{0,7}$  du modèle de courbe de dégradation selon Hardin et Drnevich (1972) a été calculé pour les sols normalement consolidés à partir de la formule de Benz (2007) dans laquelle la contrainte principale  $\sigma'_1$  est prise égale à la contrainte verticale au milieu de la couche. Pour l'Argile Plastique, la valeur retenue est de  $1,1 \cdot 10^{-4}$  qui correspond à la valeur arrondie retenue pour le groupe G1 dans le paragraphe 2.2 (Figure 2-11).

$$\gamma_{0,7} = \frac{3}{28G_0} (2c' (1 + \cos(2\varphi')) + \sigma'_1(1 + K_0)\sin(2\varphi'))$$

Concernant l'état de contraintes initial, la formule de Jaky ( $K_0 = 1 - \sin(\varphi')$ ) a été utilisée pour l'ensemble des sols normalement consolidés. Pour l'Argile Plastique, la valeur déterminée dans le paragraphe précédent de 1,06 est retenue.

Tableau 3-4 : Récapitulatif des paramètres géotechniques retenus

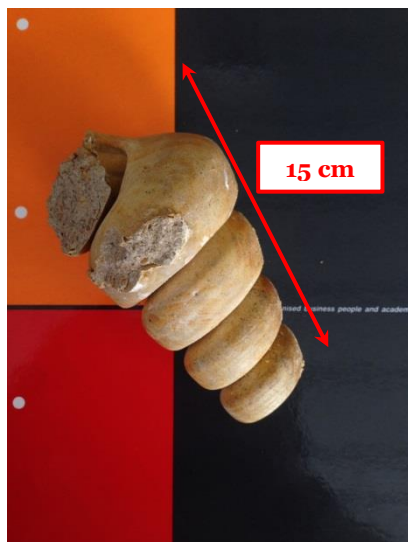
	$E_M$ (MPa)	$\alpha$	$G_0$ (MPa)	$\gamma_{0,7}$	$\varphi'$ (°)	$c'$ (kPa)	$C_u$ (kPa)	OCR	$K_0$
Remblais	6	1/2	175	$9,5 \cdot 10^{-5}$	29	0	-	-	0,52
Calcaire Grossier	25	1/2	600	$9,0 \cdot 10^{-5}$	35	20	-	-	0,43
Argile Plastique	40	1	117	$1,1 \cdot 10^{-4}$	16,5	10	120	2,2	1,06
Marnes de Meudon	100	2/3	670	$1,5 \cdot 10^{-4}$	25	30	-	-	0,58
Craie	170	1/2	950	$1,3 \cdot 10^{-4}$	35	40	-	-	0,43

### 3.2.5 Terrassement de la gare

Le suivi des terrassements a permis de visualiser en grandeur nature les différents horizons géologiques traversés et de décrire notamment la nature de la transition entre les différentes couches de sol.

La Figure 3-19 présente la couche de Calcaire Grossier dégradé pendant le terrassement de la phase P1 62,8 m NGF. On observe que le calcaire est bien dégradé avec des blocs de taille variable et des niveaux plus sableux riches en glauconie et contenant des débris coquilliers, des bancs horizontaux peuvent

être partiellement identifiés. Le coulis des injections préalables à la paroi moulée est visible dans les zones les plus fracturées. Un fossile de gastéropode d'environ 15 cm parfaitement préservé a été retrouvé pendant le terrassement.



Fossile de gastéropode retrouvé pendant le terrassement



Glauconie et coulis d'injection

*Figure 3-19 : Terrassement de la couche de Calcaire Grossier dégradé*

La Figure 3-20 présente la transition quasi-horizontale entre le Calcaire Grossier dégradé et les Argiles Plastiques à environ 56 m NGF. La couleur grise de l'argile à l'interface la rend facilement identifiable. Elle change de couleur plus en profondeur et devient rouge bariolé.





*Figure 3-20 : Transition entre le Calcaire Grossier dégradé et les Argiles Plastiques pendant la phase de terrassement P4 54 m NGF*

Au niveau du toit des argiles, on a observé la présence ponctuelle de lignite reconnaissable à leur couleur noire (Figure 3-21).



*Figure 3-21 : Présence de lignites au toit de l'Argile*

Après environ 1 m d'argile de couleur grise homogène, elle devient bariolée en profondeur témoignant d'une oxydation plus ou moins importante (Figure 3-22).



*Figure 3-22 : Argile plastique bariolée*





Figure 3-23 : Un front d'Argile Plastique entre 54 m NGF et 52 m NGF

A environ 2 m de la base des argiles, on a observé une résurgence ponctuelle de Marnes de Meudon reconnaissables à leur couleur blanche caractéristique et leur texture marneuse à blocs crayeux (Figure 3-24).



Figure 3-24 : Résurgence des Marnes de Meudon à la fin du terrassement P5 50 m NGF

La Figure 3-25 présente la transition entre les Argiles Plastiques et les Marnes de Meudon pendant le terrassement P6 (44,8 m NGF). Elle met en évidence une interface non horizontale avec un dénivelé d'environ 2 m (entre 50 m NGF et 48 m NGF). La Figure 3-26 illustre cette transition de plus près.



Figure 3-25 : Transition non horizontale entre les Argiles Plastiques et les Marnes de Meudon pendant la phase de terrassement P6 44,8 m NGF





Figure 3-26 : Transition entre l'Argile Plastique et les Marnes de Meudon

### 3.3 Instrumentation classique

L'instrumentation mise en place concerne les ouvrages construits et existants à savoir la paroi moulée, les butons provisoires, les poutres butonnantes du plancher N-2, les voiries et bâtiments voisins et les voies SNCF. Le présent paragraphe présente l'ensemble des dispositifs mis en place en soulignant les spécificités de chacun.

#### 3.3.1 Cibles topographiques

Les cibles topographiques sont installées sur 7 bâtiments voisins (B1, B2, B6 et B3 qui regroupe 4 bâtiments), 3 voiries attenantes (N1, N2 et N3), 4 voies ferroviaires à raison d'un espacement de 3m (V1, V1bis, V2 et V2bis) et les deux piliers d'une passerelle servant de transit pour les voyageurs pendant les travaux (B4 et B5). Au total, les mouvements d'une centaine de points sont ainsi suivis en X, Y et Z à l'aide de 5 théodolites automatisés à la fréquence d'une mesure par heure environ. La Figure 3-27 présente l'implantation de l'ensemble de ces ouvrages autour de la gare. Une dizaine de prismes topographiques ont été installés sur la paroi moulée mais leur suivi est resté en local pour mesurer uniquement la convergence des parois (mesures relatives). Leur utilité est limitée étant donné que leur mise en place est effectuée après la passe de terrassement et le rabotage de la paroi. De plus, leurs mesures ne semblent pas très fiables étant donné que les prismes sont vulnérables et aisément endommagés par les travaux. Ils ont été ainsi écartés de notre analyse.

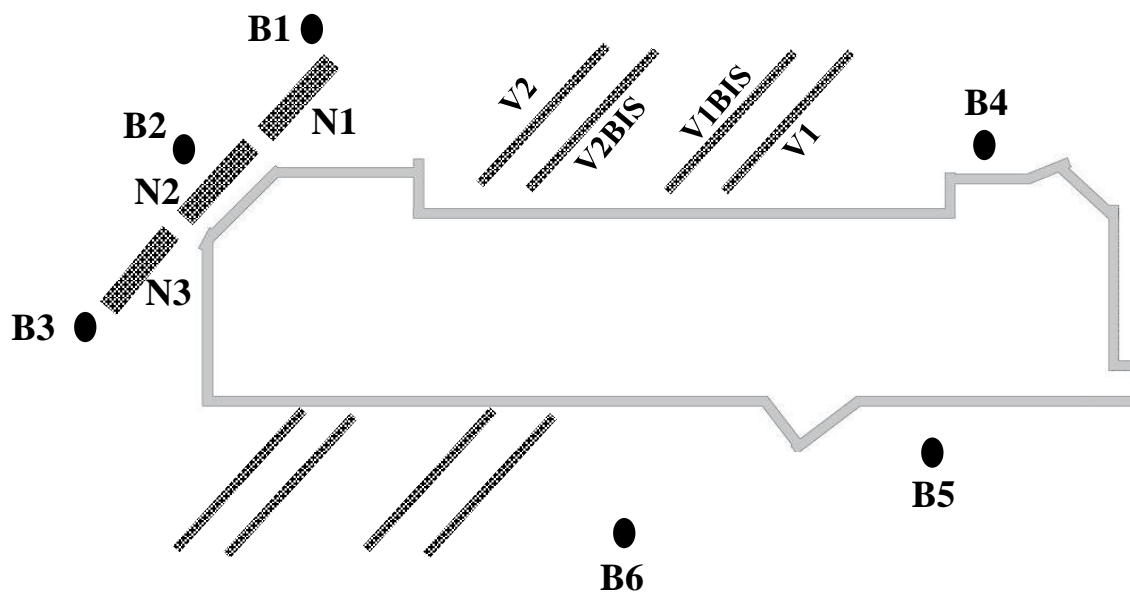


Figure 3-27 : Implantation des avoisinants instrumentés en cibles topographiques

La performance de ce réseau de cibles topographiques repose sur le choix des points de référence fixes. 6 références sont nécessaires pour obtenir des mesures stables et doivent être situées en dehors de la zone d'influence géotechnique (ZIG) avec une répartition isotrope dans l'espace. Il est aussi important de noter que l'installation de ce réseau doit être faite avant le démarrage des travaux de parois moulées, car les mouvements de terrains ne sont pas uniquement générés par l'excavation à l'intérieur de la boîte gare. Des tassements non négligeables peuvent aussi être observés pendant le creusement des parois moulées elle-même (cf. paragraphe 2.4). En l'occurrence, nous avons effectivement observé des tassements pendant la réalisation des parois de la zone centrale de la gare FIVC, ils seront présentés dans le paragraphe 3.5.1.1.

L'exploitation des mesures a concerné les trois aspects suivants :

- La détermination de la distance de chaque cible perpendiculairement à la paroi dans le but de faciliter la comparaison avec les résultats des modélisations. Le Tableau 3-5 récapitule la distance de la paroi pour l'ensemble des zones équipées de cibles.
- Etant donné que quelques décalages sont apparus dans certaines mesures sans lien avec des phénomènes physiques, il a été jugé plus pertinent de ne pas prendre les valeurs absolues des mesures mais de raisonner plutôt sur les différentiels, c'est-à-dire cibler des périodes d'intérêt (correspondant aux phases de terrassement P0 à P6) et évaluer la différence des mesures avant et après pour en déduire le mouvement qui a eu lieu pendant la période en question. Afin d'éviter l'effet des fluctuations journalières et de certains pics aberrants, les mesures encadrant une période correspondent à la moyenne sur 5 jours.
- Chaque bâtiment étant équipé de plusieurs cibles (en moyenne plus de 5), la valeur présentée correspond à la moyenne des mesures de l'ensemble des cibles du bâtiment.

Tableau 3-5 : Distance de la paroi de l'ensemble des cibles topographiques

Cibles	Distance de la paroi (m)
B1	35
B2	5
B3	{16, 18, 38, 42}
B4	6
B5	9
B6	26
N1	17
N2	3
N3	9
V1	[5-35]
V1Bis	[0-35]
V2	[10-35]
V2Bis	[10-35]

### 3.3.2 Inclinomètres

L'enceinte de la gare est équipée de 13 tubes inclinométriques dans 13 panneaux de paroi moulée. Après le ripage de la dalle l'inclinomètre I29 est devenu inaccessible à cause de la non coïncidence de la réservation, il est devenu inopérant et a été écarté de notre analyse. La Figure 3-28 présente la localisation des panneaux équipés.

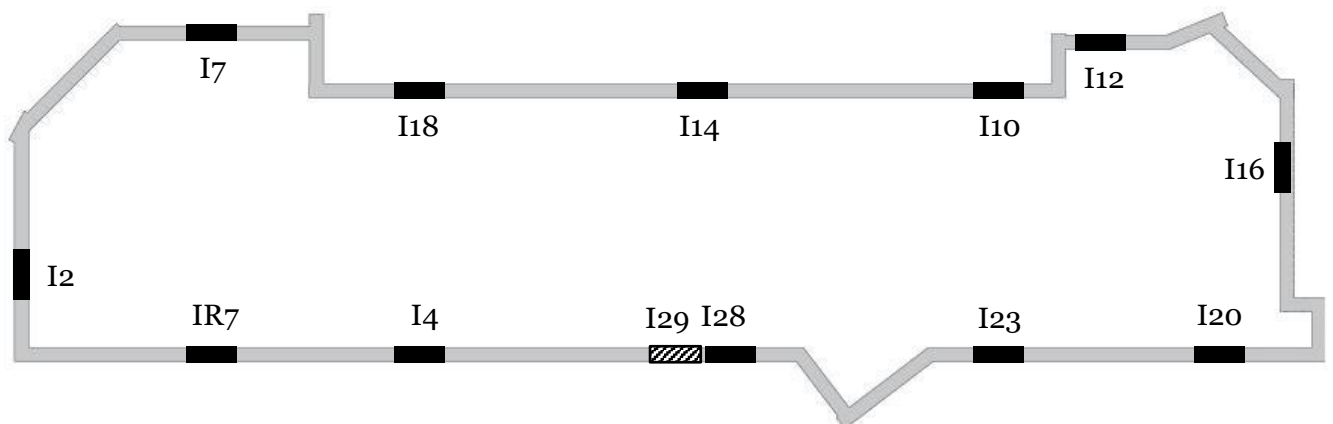


Figure 3-28 : Localisation des inclinomètres dans la paroi

#### 3.3.2.1 Principe de la mesure

L'inclinomètre sert à mesurer localement l'inclinaison d'un tube en PVC ou ABS solidaire d'une structure (paroi moulée) ou massif de sol. Le tube est rainuré pour marquer les deux axes de mesures perpendiculaires A et B. Une sonde standard de 500 mm de longueur munie de roulettes est introduite dans le tube inclinométrique et positionnée dans les rainures puis descendue jusqu'au fond. Elle contient un accéléromètre permettant de mesurer l'angle qu'elle fait avec la verticale. La mesure des

angles d'inclinaison  $\theta_i$  à chaque pas (pas = longueur de la sonde = 500mm) fournit la déviation  $d_i$  ( $d_i = 500 * \sin(\theta_i)$  mm). Le cumul de ces déviations donne la déformée totale du tube. Il est recommandé de réaliser une mesure de déplacement à la tête du tube avec une cible topographique afin de recalibrer la déformée du tube dans le cas où la base n'est pas fixe. Dans le cas de notre paroi, un carottage de fond de panneau d'environ 5 m a été réalisé. Grâce à cet ancrage dans la Craie le point bas de l'inclinomètre est supposé être fixe. La norme NF P94-156 présente la méthodologie de mesure standardisée ainsi que les incertitudes et les tolérances.

Comme tout dispositif de mesure il peut être entaché de certaines erreurs, on citera ci-après les trois principales erreurs d'une mesure inclinométrique :

### 3.3.2.2 Erreur du biais (Bias-Shift Error, BSE)

Il est important de savoir que même pour une sonde inclinométrique parfaitement verticale, la mesure de son angle d'inclinaison  $\theta$  peut afficher une valeur non nulle. Il s'agit du biais de la sonde  $b$  qui peut évoluer pendant le temps. La Figure 3-29 présente explicitement les paramètres intervenants dans la valeur affichée  $A(i)$  d'une mesure inclinométrique à une profondeur  $i$ . Le coefficient  $k$  est une constante liée à l'instrument qui est souvent égal à 20000 ou 25000 (Mikkelsen 2003).

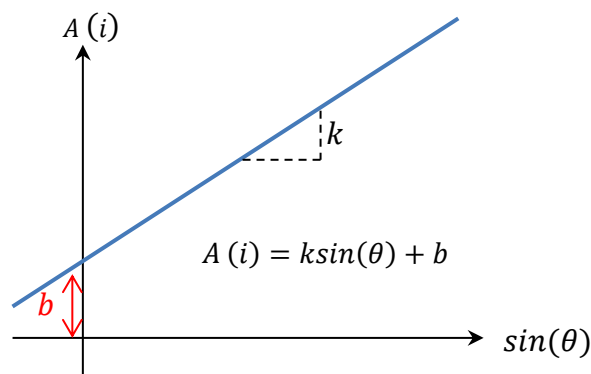


Figure 3-29 : Paramètres intervenants dans la lecture d'une mesure inclinométrique

Il s'avère que plusieurs causes peuvent impacter la variation de ce biais, à savoir :

- une manipulation brutale de la sonde, par exemple un opérateur pourrait cogner la sonde quand il la sort et la tourne pour faire les mesures à  $180^\circ$
- le changement de température pour lequel on recommande vivement à l'opérateur de descendre la sonde au fond du tube inclinométrique et d'attendre au moins 10 minutes avant de commencer les mesures.

L'existence de ce biais n'est pas problématique du moment qu'on réalise deux mesures  $A^+(i)$  à  $0^\circ$  et  $A^-(i)$  à  $180^\circ$ . En effet, on écarte ainsi le biais en soustrayant les deux mesures et les divisant par deux. À la profondeur  $i$  la mesure retenue est donc la suivante :

$$A(i) = \frac{A^+(i) - A^-(i)}{2}$$

On suppose cependant que le biais n'a pas changé entre la première et la deuxième mesure d'où la nécessité d'accroître la vigilance de l'opérateur lors du retournement de la sonde. La constance du biais peut être vérifiée en sommant les deux mesures puis en divisant par deux, ce qui nous donne la grandeur  $B(i)$  qui doit fluctuer autour d'une valeur constante le long du tube inclinométriques.

$$B(i) = \frac{A^+(i) + A^-(i)}{2} = b + \varepsilon(i)$$

La norme NF P94-156 précise que la plage de variation de l'erreur  $\varepsilon(i)$  ne doit pas dépasser l'équivalent de  $\pm 4 \cdot 10^{-4}$  radians.

La prise en compte de l'existence d'un biais inhérent à la sonde permet de comprendre pourquoi la somme des mesures à  $0^\circ$  et  $180^\circ$  ne varie pas autour de zéro.

### 3.3.2.3 Erreur de positionnement (Depth Position Error, DPE)

Le DPE est l'erreur de positionnement de la sonde dans le tube inclinométrique. C'est-à-dire que les points de la mesure en cours ne correspondent pas au même endroit que la mesure de référence. La réalisation de la mesure est moins exposée à cette erreur quand le tube est parfaitement droit tandis qu'elle est plus fréquemment rencontrée pour des tubes incurvés avec une forme en J ou en S. La longueur du tube et l'attitude de l'opérateur sont aussi des facteurs accentuant les chances d'occurrence de cette erreur. De manière générale, quatre autres causes peuvent être notées à savoir : changement de la référence du point en tête du tube (coupure du tube en tête), changement de longueur du câble de mesure, tassement comprimant le tube et réduisant sa longueur ou remplissage du fond du tube et changement du point de départ.

La détection de cette erreur peut se faire en remarquant que l'allure ondulée du déplacement horizontal est très similaire à la déviation de la mesure de référence.

Après détection de l'occurrence de l'erreur DPE, la différence entre la position réelle de la sonde et le point de mesure théorique est noté  $d_{DPE}$ . Cette valeur peut être positive ou négative.

La correction de l'erreur DPE est menée sur les mesures  $A(i)$  selon la formule suivante pour chaque point de mesure  $i$  (Schwamb 2014):

$$\begin{aligned} \text{si } d_{DPE} > 0 \quad A_{corr}(i) &= A(i) + (A(i+1) - A(i)) * \frac{|d_{DPE}|}{L} \\ \text{si } d_{DPE} < 0 \quad A_{corr}(i) &= A(i) + (A(i-1) - A(i)) * \frac{|d_{DPE}|}{L} \end{aligned}$$

Le sens de cette formule s'appuie sur une simple règle de trois qui consiste à dire que la différence de mesure entre les points  $A(i)$  et  $A(i+1)$  (ou  $A(i-1)$ ) est proportionnelle à la différence de mesure entre  $A_{corr}(i)$  et  $A(i)$  selon le rapport de leurs distances respectives  $\frac{|d_{DPE}|}{L}$ .

Cette formule suppose la connaissance du  $d_{DPE}$ . Si ce n'est pas le cas, on pourrait faire varier sa valeur d'une manière itérative jusqu'à obtention d'une allure satisfaisante. De plus la valeur du  $d_{DPE}$  peut-être soit constante soit dépendante de la profondeur (constante par endroit). Il revient au contrôleur de choisir la bonne valeur en fonction de l'analyse des courbes de déplacement.

La Figure 3-30 présente un exemple de mesure de l'inclinomètre I28 dont le relevé au 19/10/2017 a mis en évidence une erreur de DPE. On remarque ainsi que l'allure de la déviation de la mesure de référence est similaire au déplacement de la mesure en cours. Après application de la correction qui consistait à décaler les cotes de l'ensemble des mesures de 50cm, on obtient un profil de déplacement cohérent.

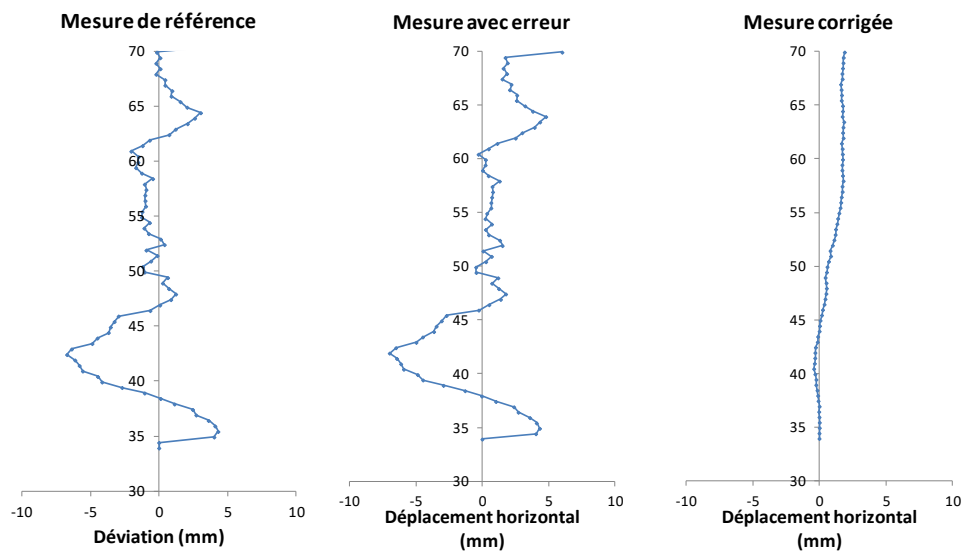


Figure 3-30 : Exemple de mesure erronée et corrigée (Inclinomètre I28)

#### 3.3.2.4 Erreur de rotation (Rotation Error, RE)

La sonde inclinométrique mesure la déviation du tube suivant un axe principal A et un axe perpendiculaire B. Il se trouve que parfois la sonde mesure suivant un axe ayant subi une rotation par rapport à l'axe principal d'un angle  $\omega$  à cause de l'usure des roues, si la sonde a été secouée violemment ou si le tube inclinométrique est trop penché dans le sens de l'axe perpendiculaire B. Cet angle  $\omega$  constitue l'erreur de rotation. Cette erreur se manifeste par des déplacements importants dans l'axe B et une allure similaire entre les deux axes de mesures.

La correction du RE repose sur la détermination de l'angle de rotation  $\omega$ . Ce dernier est déterminé en rapportant le déplacement de l'axe A sur le déplacement de l'axe B. Une fois cet angle déterminé, la correction se fait suivant les équations suivantes :

$$A_{corr} = B * \sin(\omega) + A$$

$$B_{corr} = B - A * \sin(\omega)$$

Ces deux expressions reposent sur les équations de changements de coordonnées par rotation avec l'hypothèse que l'angle  $\omega$  est faible et donc que  $\cos(\omega)=1$ .

### 3.3.2.5 Limitations et recommandations

Même si la mesure inclinométrique reste l'une des mesures les plus fiables pour suivre le comportement du soutènement, elle peut avoir quelques limitations dans certaines conditions à savoir :

- Le pas de mesure est limité à la longueur de la sonde c'est-à-dire à 500 mm pour une sonde standard. Un pas plus faible aurait été intéressant pour obtenir une courbe de déplacement plus lisse afin de pouvoir la dériver deux fois pour accéder au profil du moment fléchissant.
- La sonde est sensible à la température et au mouvement. Il est donc nécessaire de la laisser 10 minutes au minimum au fond du tube avant de démarrer l'acquisition des mesures, notamment quand celui-ci est rempli d'eau, puis de remonter délicatement la sonde à chaque pas et attendre la stabilisation des mesures avant d'enregistrer. Dans le cas de tube profond, la mesure d'un tube inclinométrique peut ainsi prendre jusqu'à 1 heure pour être réalisée correctement. L'opérateur peut donc être tenté de ne pas respecter scrupuleusement les consignes en accélérant le rythme d'acquisition, notamment s'il a plusieurs tubes à mesurer, et provoquer ainsi des erreurs de type DPE ou RE ou même un changement du biais de la sonde. La mesure produite peut être tellement altérée qu'elle devient inexploitable et une deuxième mesure est requise.
- Il est préférable qu'une même sonde de mesure soit utilisée tout le long du chantier, car un changement de sonde peut induire des incohérences. Si un changement de sonde est indispensable, pour des raisons de maintenance ou autres vu la durée du chantier (2 à 3 ans), il est recommandé de réaliser une nouvelle mesure de référence avec la nouvelle sonde et calculer les déplacements ultérieurs par rapport à cette nouvelle référence puis de les rajouter au cumul de déplacements mesurés par l'ancienne sonde.
- En fonction des configurations du chantier, un accès sécurisé pour l'opérateur au tube inclinométrique peut ne pas être assuré durant la durée des travaux. Il pourrait être indispensable d'installer un inclinomètre automatisé pour récupérer les mesures à distance. Ce sont des chaînes inclinométriques de plusieurs sondes mises en place à des profondeurs différentes et installées de manière permanente. Néanmoins, le nombre de sondes introduites sera limité étant donné que le diamètre limité du tube ne permet pas de sortir l'ensemble des câbles d'acquisition. De ce fait, le nombre de point de mesure sera réduit et espacé, ainsi l'obtention d'un profil de déplacement nécessitera une interpolation grossière ce qui rajoutera une imprécision importante sur le profil final.

### 3.3.3 Jauges de déformation

Des jauges de déformation à corde vibrante ont été installées sur les butons provisoires des 4 lits de butons provisoires (soudées sur l'acier) et dans les poutres butonnantes du N-2 (noyées dans le béton). La Figure 3-31 présente la localisation des butons et poutres instrumentés ainsi que leur numérotation. Les lits B1 et B2 sont identiquement superposés, chaque lit comporte 3 butons instrumentés.

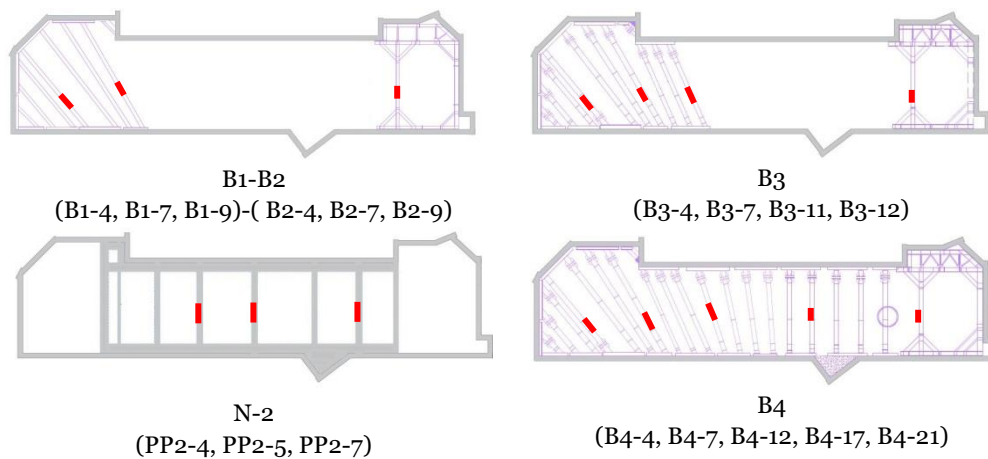


Figure 3-31 : Localisation des jauges de déformation sur les butons provisoires et les poutres butonnantes du plancher N-2

Pour les butons provisoires cylindriques, 3 jauges ont été installées sur chaque buton instrumenté et espacées de  $120^\circ$ . Pour les butons carrés (zone est), 3 jauges ont été installées, une dans la partie supérieure et deux dans la partie inférieure. Pour les poutres butonnantes du N-2, 2 jauges ont été installées, une dans la partie supérieure et l'autre dans la partie inférieure. La Figure 3-32 illustre cette disposition et la mesure retenue à partir des mesures des jauges  $J_i$  ( $i = \{1,2,3\}$ ).

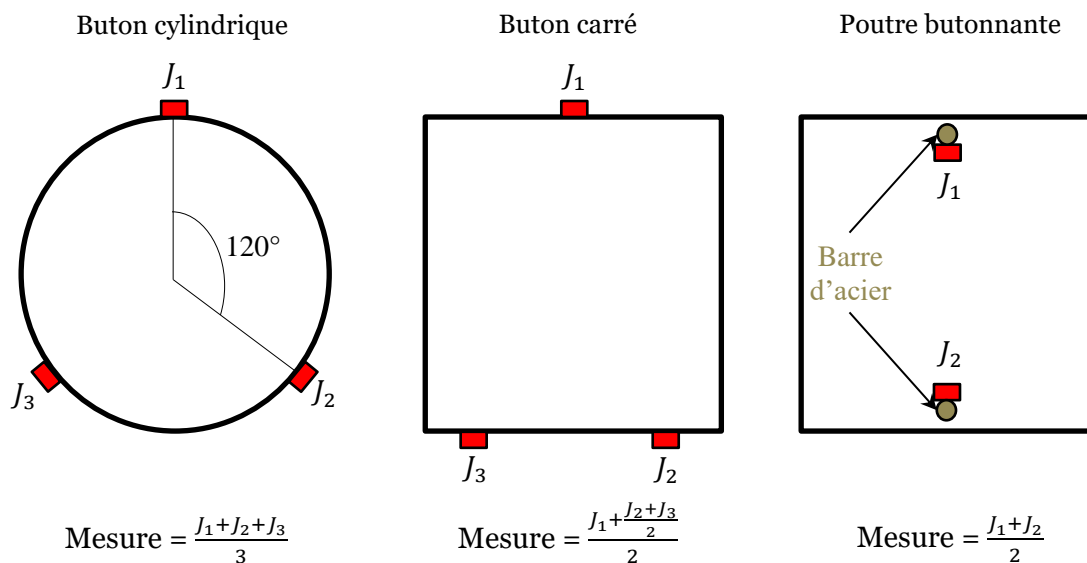


Figure 3-32 : Disposition des jauges de déformation sur les butons et poutres

Chaque jauge de déformation mesure simultanément la déformation axiale et la température locale avec une fréquence d'une mesure par heure. Comme la jauge est soit soudée sur les butons soit noyée dans les poutres, la mesure correspond ainsi respectivement à la température du buton et du béton. Il est important de noter que l'ensemble des jauges de déformation ont été soudées sur chaque buton avant sa mise en précontrainte afin de pouvoir mesurer la compression du buton pendant cette phase et avoir une confirmation de la valeur lue sur le manomètre du dispositif de vérinage (vérins plats).



### 3.3.3.1 Méthodologie d'exploitation des mesures

Afin d'expliquer le cheminement de la réflexion qui a mené à la méthodologie adoptée pour traiter les données brutes des jauges de déformations, les mesures brutes du buton B3-11 pendant la phase de terrassement P4 servent d'illustration dans ce paragraphe. La Figure 3-33 présente l'évolution de l'effort et de la température pendant la phase de terrassement P4 juste après la mise en précontrainte du buton B3-11. L'effort correspond à la déformation mesurée multipliée par le module de l'acier (210 GPa) et par la section du buton. On remarque que l'effort varie d'une manière parallèle à la température comme un thermomètre à tel point qu'il est difficile de discerner sur ce graphique un incrément de l'effort dû au terrassement.

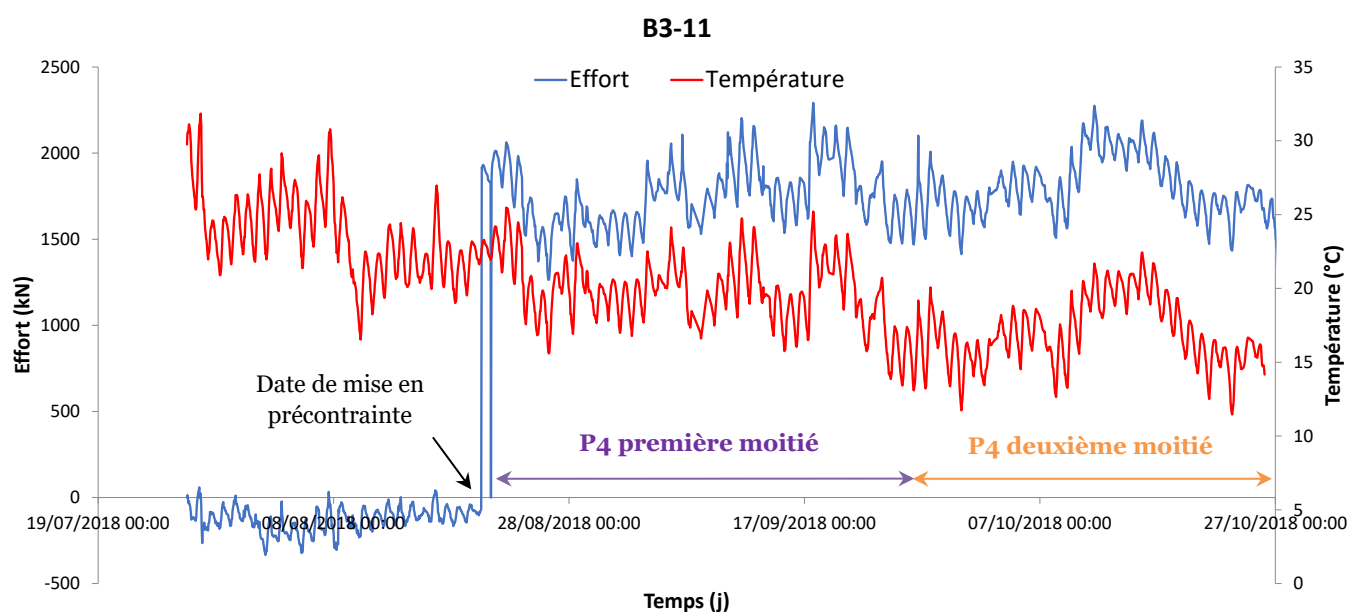


Figure 3-33 : Evolution de l'effort et de la température mesurés en fonction du temps pour le buton B3-11

La Figure 3-34 propose de visualiser les mêmes données brutes mais cette fois ci en mettant l'effort en fonction de la température et en rajoutant le temps en couleur. Ainsi les points violets représentent la première moitié de la phase P4 (3 premières semaines) et les points orange la deuxième moitié (3 dernières semaines). Ces périodes sont illustrées par les mêmes couleurs sur la Figure 3-33. On remarque ainsi que la variation de l'effort avec la température est bien linéaire mais qu'elle avance avec le terrassement car on observe une évolution de l'effort entre la première moitié de la phase P4 et la deuxième. Si l'on trace deux droites parallèles encadrant ce nuage de points, on peut définir la distance  $\Delta F$  entre ces deux droites comme étant l'incrément de l'effort dû au terrassement. En effet cette distance est indépendante de la température car les droites sont parallèles. On peut ainsi établir la méthodologie qui consiste à tracer systématiquement l'effort en fonction de la température, à identifier les points correspondants à chaque phase de terrassement par des couleurs différentes et à retenir comme variation de l'effort l'épaisseur du nuage de points délimitée par les deux droites parallèles. La mesure ainsi retenue pourra être comparée avec les modélisations, à savoir l'incrément de l'effort  $\Delta F$  depuis la précontrainte et non pas la valeur de l'effort absolu. En fait, ce dernier ne semble pas toujours précis, étant donné qu'on a observé pour certains butons que la valeur mesurée

par les jauges lors de la précontrainte ne correspondait pas exactement à la valeur affichée sur le manomètre des vérins de précontrainte.

Afin de pouvoir se comparer aux modélisations 2D, la valeur  $\Delta F$  retenue est ensuite convertie en une valeur par mètre linéaire en la multipliant par le cosinus de l'inclinaison du buton par rapport à la normale à la paroi et en divisant par l'espacement.

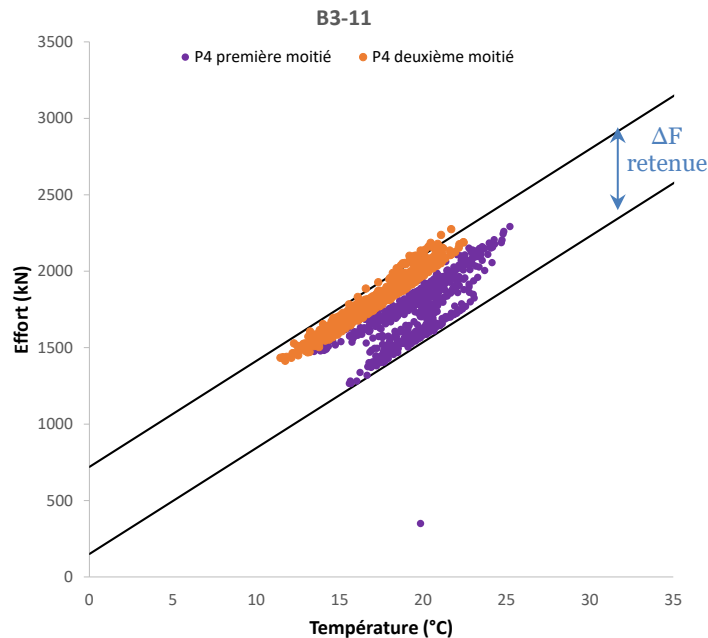


Figure 3-34 : Evolution de l'effort en fonction de la température distinguant les deux moitiés de la phase de terrassement P4

La pente des deux droites tracées est définie en fonction du module de l'acier  $E$  (210 MPa), de la section du buton  $S$ , du coefficient de dilatation thermique de l'acier  $\alpha_T$  ( $\alpha_T = 1,2 \cdot 10^{-5}/^\circ\text{C}$ ) et d'un coefficient  $\beta$  qu'on ajuste pour chaque buton en fonction de la forme du nuage de points.

$$\text{Pente} = \beta \cdot E \cdot S \cdot \alpha_T$$

Si le buton est fixe à ses extrémités, alors  $\beta = 1$  et l'effet de la température se traduit intégralement en effort. Si le buton est libre à ses extrémités, alors  $\beta = 0$  et l'effet de la température se traduit intégralement par un allongement du buton sans induire d'effort. Dans le cas d'un soutènement, le buton n'est pas libre mais relié à la paroi qui a une certaine souplesse. Ainsi la valeur de  $\beta$  sera comprise entre 0 et 1. Le CIRIA C760 présente ce coefficient comme étant le « degré de restriction du buton » et propose de lui attribuer une valeur de 50% pour un écran rigide dans un sol rigide ou de 30% pour un écran souple dans un sol rigide (Figure 3-35).

If the prop is restricted or prevented from expanding freely, an additional load is generated in the prop. For a uniform cross section steel prop the magnitude of this additional load is:

$$Q_{k,temp} = \alpha \cdot \Delta t \cdot E \cdot A \cdot (\beta/100) \quad (8.10)$$

where

$E$  = Young's modulus of the prop material

$A$  = cross-sectional area of the prop

$\beta$  = percentage degree of restraint of the prop (based on back analysis of field case studies (Richards *et al.*, 1999, Batten and Powrie, 2000, Ivanova, 2012, Chambers *et al.*, 2016) it is recommended that 50 per cent is used for stiff walls in stiff ground and 30 per cent is used for flexible walls in stiff ground).

Figure 3-35 : Extrait du CIRIA C760

Il est intéressant de noter que la linéarité de ce nuage de points peut être compromise pour des hautes températures, Richards *et al.* (1999) ont relevé cela dans leurs mesures. Nous l'avons également relevé pour certains butons. Ainsi, pour s'affranchir de cet effet et avoir des nuages bien linéaires, l'ensemble des données retenues correspondent aux mesures de nuits (entre 18h et 8h).

La détermination du coefficient  $\beta$  peut être menée analytiquement par le raisonnement suivant :

On considère la moitié d'un buton de longueur  $\Delta x = \frac{L}{2}$ . Suite à une surcharge thermique  $\Delta T$ , le buton ressent un incrément d'effort  $\Delta N$  accompagné d'un raccourcissement  $\Delta u$ . La déformation résultante  $\varepsilon$  s'exprime suivant l'équation suivante :

$$\varepsilon = \frac{\Delta u}{\Delta x} = -\frac{\Delta N}{ES} + \alpha_T \Delta T$$

Si on modélise la paroi et le sol par un ressort apparent de rigidité  $K_A$ , ce ressort étant connecté avec le buton, à l'équilibre on peut écrire :

$$\Delta N = K_A * \Delta u$$

Des deux équations précédentes on peut exprimer l'incrément de l'effort dû à une surcharge thermique de la manière suivante :

$$\Delta N = \frac{1}{1 + \frac{2ES}{K_A L}} * ES \alpha_T \Delta T$$

On reconnaît ainsi dans la formule précédente l'expression suivante du coefficient  $\beta$  avec  $K_{buton} = \frac{2ES}{L}$  :

$$\beta = \frac{1}{1 + \frac{K_{buton}}{K_A}}$$

Afin d'estimer analytiquement le coefficient  $\beta$  avec la formule précédente, il faut évaluer la rigidité apparente  $K_A$ . Cette dernière peut s'estimer à partir des modélisations de l'excavation aux éléments finis 2D ou aux coefficients de réaction suivant la procédure suivante :

- On choisit une phase de terrassement en dessous du buton concerné
- A partir de cette phase on rajoute une nouvelle phase dans laquelle on supprime le buton et on le remplace par une force ponctuelle  $F$  qui a le même effort qu'avait encaissé le buton dans la phase précédent  $F_{buton}$  incrémenté d'un effort  $\Delta N$ . On applique donc au droit du buton supprimé une force égale à  $F = F_{buton} + \Delta N$
- On récupère l'incrément de déplacement  $\Delta u$  engendré par l'application de cette force
- La rigidité apparente au droit du buton correspond donc simplement à :

$$K_A = \frac{\Delta N}{\Delta u}$$

Dans le paragraphe 3.5.3, une comparaison sera présentée dans le Tableau 3-9 entre les valeurs mesurées de ce coefficient  $\beta_{mesuré}$  à partir de la pente des courbes d'efforts en fonction de la température et les valeurs calculées  $\beta_{calculé}$  à partir de la formule analytique et la procédure ci-dessus.

Concernant les jauges de déformation noyées dans le béton, une illustration des mesures obtenues pour la poutre PP2-4 du N-2 est présentée dans la Figure 3-36. On remarque que, de façon similaire aux butons, les jauges installées dans les poutres manifestent aussi une dépendance avec la température. On conduira ainsi le même raisonnement que précédemment en considérant l'état initial correspondant à la fin du bétonnage (Figure 3-37). Il est intéressant de noter que pour les jauges noyées dans le béton l'évolution des déformations avec les phases de terrassement est bien perceptible en comparaison avec les jauges sur les butons, car la dépendance avec la température est moins flagrante.

La déformation retenue  $\Delta \epsilon$  sera ensuite multipliée par le module du béton retenu pour le calcul des paramètres de structures à savoir 23 GPa (voir paragraphe 3.2.2) et la section de la poutre puis divisée par l'espacement entre les poutres pour obtenir une grandeur par mètre linéaire directement comparable aux modélisations 2D.

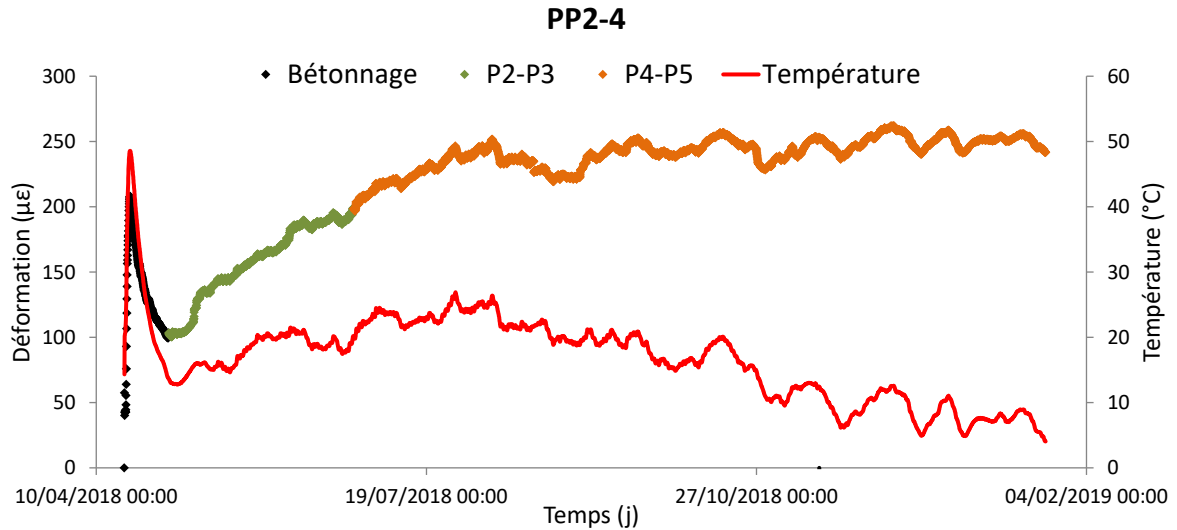


Figure 3-36 : Evolution de la déformation mesurée avec le temps sur la poutre PP2-4

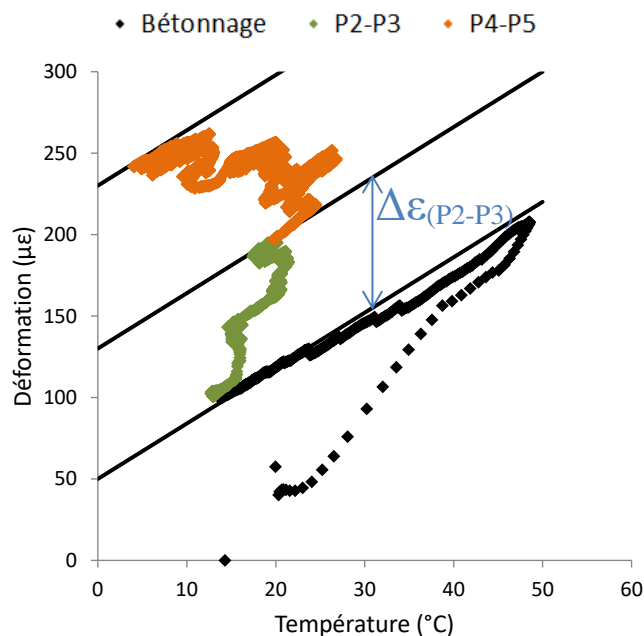


Figure 3-37 : Evolution de la déformation de la poutre avec la température pendant les phases de terrassement P2 à P5

### 3.3.3.2 Limitations et recommandations

La méthodologie présentée ci-dessus, principalement axée sur l'analyse incrémentale des mesures brutes, permet de s'affranchir de plusieurs problématiques liées notamment à l'influence de la température et le doute sur certaines valeurs initiales absolues. Néanmoins, il est judicieux de rappeler certaines limitations et de souligner la nécessité de certaines précautions à anticiper sur chantier à savoir :

- Le traitement présenté est possible grâce à la disponibilité de la mesure de la température des jauges, il est donc important d'insister sur la mise en place d'une mesure de déformation couplée à une mesure de température enregistrée simultanément,

- Même si on a noté que la mesure de la précontrainte peut parfois donner des valeurs différentes des valeurs issues du système de vérinage, il reste pertinent de demander l'installation de jauges avant la mise en précontrainte afin, d'une part, de s'assurer que le système d'acquisition est opérationnel et d'autre part, d'évaluer la valeur de la compression du bouton pendant la précontrainte,
- Les jauges noyées dans le béton ont été installées ponctuellement dans les poutres. Il aurait été judicieux d'en installer plusieurs le long de la poutre, car l'hétérogénéité du béton peut réduire la précision de la valeur mesurée et la redondance sur plusieurs sections permet de la confirmer.

### **3.4 Instrumentation avancée**

Dans le but de mieux appréhender le comportement du soutènement, une instrumentation complémentaire a été proposée et mise en œuvre dans le cadre de cette thèse. Elle vise à mettre en place des dispositifs avancés permettant d'accéder à des grandeurs précieuses pour le géotechnicien à savoir une déformée de la paroi précise grâce à un pas centimétrique, la mesure directe du profil du moment fléchissant et la pression appliquée par le sol sur la paroi de part et d'autre de celle-ci. Ces trois grandeurs constituent les éléments clés du dimensionnement d'une paroi moulée. De plus, comme la zone centrale de la gare est construite avec un phasage en *top down*, les éléments d'appuis de la paroi seront directement les planchers définitifs. L'effort normal le long de ces poutres butonnantes a également été mesuré avec de la fibre optique en complément des mesures ponctuelles des jauges de déformation noyées dans le béton. Ainsi, l'instrumentation avancée a concerné le panneau de paroi moulée attenant au panneau équipé de l'inclinomètre I4 et la poutre butonnante du plancher N-2 numérotée PP2-4 (Figure 3-38).

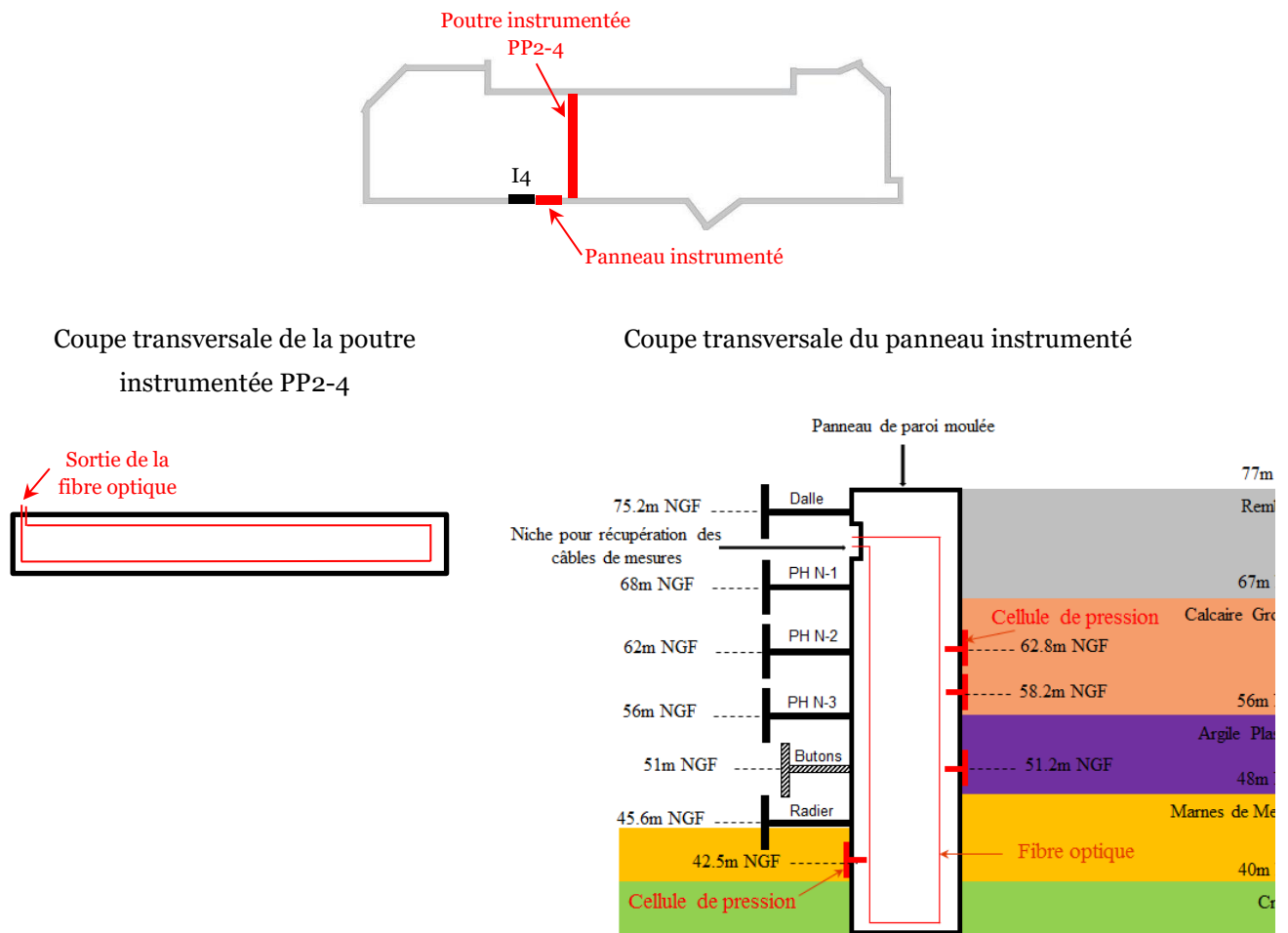


Figure 3-38 : Localisation de l'instrumentation avancée

L'instrumentation avancée est composée de :

- 100 m de fibre optique installée en U dans un panneau de paroi moulée
- 4 cellules de pression totale (CPT1, CPT2, CPT3 et CPT4) combinées à 4 cellules de pression interstitielle (CPI1, CPI2, CPI3 et CPI4) installées à l'interface sol/paroi, 3 côté sol et 1 côté fouille
- 85 m de fibre optique installée en U dans la poutre PP2-4 du plancher N-2

### 3.4.1 Fibre optique dans la paroi

#### 3.4.1.1 Principe de la mesure

L'utilisation de la fibre optique en génie civil permet d'ausculter des ouvrages de grandes dimensions (grand linéaire / surface). Elle a l'avantage d'être insensible à la radioactivité et aux champs électromagnétiques, d'être résistante aux fortes températures et peu intrusive.

La fibre optique est installée à la fois côté terre et côté fouille pour mesurer respectivement le comportement de la fibre comprimée et de la fibre tendue de la paroi lors de son fléchissement suite à

l'excavation. Un interrogateur (appareil de mesure auquel est branché la fibre) vient solliciter la fibre avec une onde lumineuse. Cette onde interagit avec les particules de silice rencontrées sur son chemin et renvoie par rétrodiffusion une onde avec des caractéristiques différentes de l'onde incidente. Trois phénomènes d'interaction sont connus : la rétrodiffusion de Rayleigh, de Raman et de Brillouin (Figure 3-39). Plusieurs types d'interrogateur existent pour mesurer chacun des trois phénomènes. L'analyse d'une des rétrodiffusions permet d'identifier la variation de température et la déformation subie par la fibre optique.

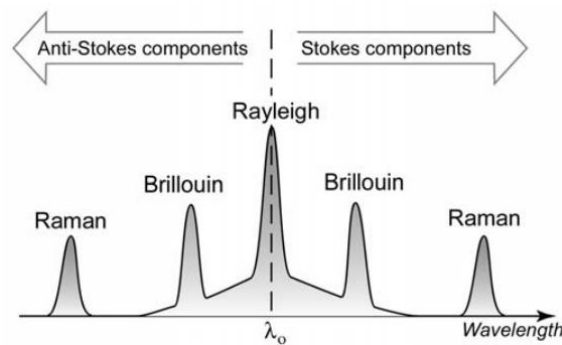


Figure 3-39 : Spectre de rétrodiffusion d'une onde monochromatique dans une fibre optique (Sikali 2014)

Le Tableau 3-6 tiré de Sikali (2014) présente une comparaison entre les trois rétrodiffusions d'une onde lumineuse dans la fibre optique. Pour le diagnostic de notre paroi moulée, la rétrodiffusion de Rayleigh paraît la mieux adaptée du fait de la portée (la fibre mise en place a une longueur de seulement 100 m) et du point de vue de la résolution spatiale. Un pas de mesure faible est en effet nécessaire pour avoir un profil continu de déformation le long de la paroi. La précision de la déformation de la rétrodiffusion de Rayleigh est de plus la meilleure parmi les trois types de capteurs.

Cependant, la mesure reste également dépendante de la température. Une hypothèse couramment utilisée consiste à supposer que la paroi subit une variation de température négligeable et que la rétrodiffusion de Rayleigh est principalement due à la déformation mécanique de la fibre. Ainsi, les résultats de la mesure seront directement exploitables.

Tableau 3-6 : Comparatif des performances des capteurs à fibres optiques

	Rayleigh	Brillouin	Raman
Résolution spatiale	< 3 mm	50 cm (5 cm)	1 m (25 cm)
Portée	70 m (2km)	10-50 km (3-5 km)	10-30 km (2 km)
Temps d'acquisition	30 s (10 kHz)	quelques minutes (Hz)	30 s-quelques minutes
Précision de la déformation ( $\mu\epsilon$ )	1	20	-
Précision de température ( $^{\circ}\text{C}$ )	0.1	1	0.1



### 1.2.1.1. Méthodologie d'exploitation des mesures

Une fois la fibre optique mise en place, une mesure de référence est nécessaire à réaliser avant le début des terrassements. Elle constitue la signature de la fibre et rend compte de son historique de déformation depuis sa fabrication.

A chaque interrogation de la fibre, l'interrogateur traite le signal obtenu en considérant comme référence la signature de la fibre et fournit la déformation qu'a subie la fibre entre la mesure de référence et la mesure en cours en fonction de l'abscisse curviligne de la fibre. La connaissance du cheminement des 100 m de fibre est indispensable afin de pouvoir convertir l'abscisse curviligne de la fibre en profondeur de la paroi  $z$ . Une fois la conversion réalisée, on a ainsi accès aux incréments de déformation des deux fibres côté terre  $\Delta\varepsilon_T(z)$  et côté fouille  $\Delta\varepsilon_F(z)$  (Figure 3-40).

Ces deux grandeurs constituent les données d'entrée pour remonter au moment et au déplacement de la paroi. Les formules suivantes issues des hypothèses de la théorie des poutres et également utilisées dans le même contexte par Schwamb (2014) et Mohamad et al. (2011) permettent de remonter à la courbure  $\Delta\kappa$ , au moment  $\Delta M$ , à la rotation  $\Delta\alpha$  et au déplacement  $\Delta u$ .

$$\Delta\kappa = \frac{\Delta\varepsilon_T(z) - \Delta\varepsilon_F(z)}{e}$$

$$\Delta M = EI \times \Delta\kappa$$

$$\Delta\alpha = \int \Delta\kappa dz + C_1$$

$$\Delta u = \int \Delta\alpha dz + C_2$$

L'espacement  $e = 1,05m$  est la distance entre les deux fibres côté terre et côté fouille. Le produit d'inertie  $EI$  est calculé à partir des dimensions de la paroi et du module de béton pris égal à  $E = 24 GPa$ . Les constantes  $C_1$  et  $C_2$  sont nulles du moment que l'on suppose que le pied de la paroi est fixe (pas de rotation ni de déplacement).

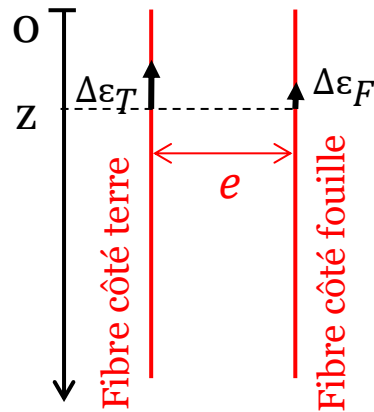


Figure 3-40 : Schéma illustratif de l'exploitation des mesures de fibre optique

### 3.4.1.2 Précision des mesures

Le Tableau 3-6 annonce une précision de la mesure de l'ordre  $1 \mu\epsilon$  pour la rétro diffusion de Rayleigh utilisée. Cette précision dépend du pas de mesure choisi. La Figure 3-41 présente la déformation obtenue entre deux mesures réalisées successivement pour deux pas distincts de 5 et 10 cm. L'abscisse curviligne de la fibre est limitée entre 16 et 86 m, ce qui correspond au tronçon utile pour notre analyse.

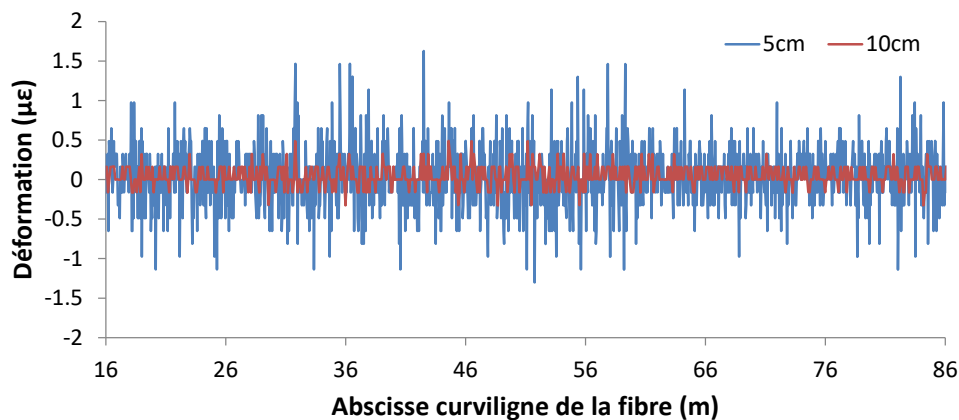


Figure 3-41 : Précision de la fibre optique pour deux pas de mesures différents

Pour un pas de 5 cm, on obtient une précision de  $\pm 1,5 \mu\epsilon$  alors que pour un pas plus large de 10 cm, la précision est meilleure à  $\pm 0,5 \mu\epsilon$ . Ainsi, plus les pas sont petits, et plus la précision se dégrade. Il faut donc choisir un pas de mesure permettant de concilier une résolution intéressante pour la paroi (meilleure que le pas de 50 cm de l'inclinomètre) et une précision acceptable étant donné l'ordre de grandeur des déformations visées (une centaine de  $\mu\epsilon$ ). Les mesures présentées dans notre cas ont systématiquement été effectuées avec un pas de 10 cm.

### 3.4.1.3 Procédure de mise en place

Les 100 m de fibre optique ont été mises en place pendant l'équipement du panneau de paroi moulée avec les cages d'armatures, ils ont été répartis sur deux bobines contenant 50 m chacune de sorte à faciliter leur manipulation pendant l'exécution (Figure 3-42).

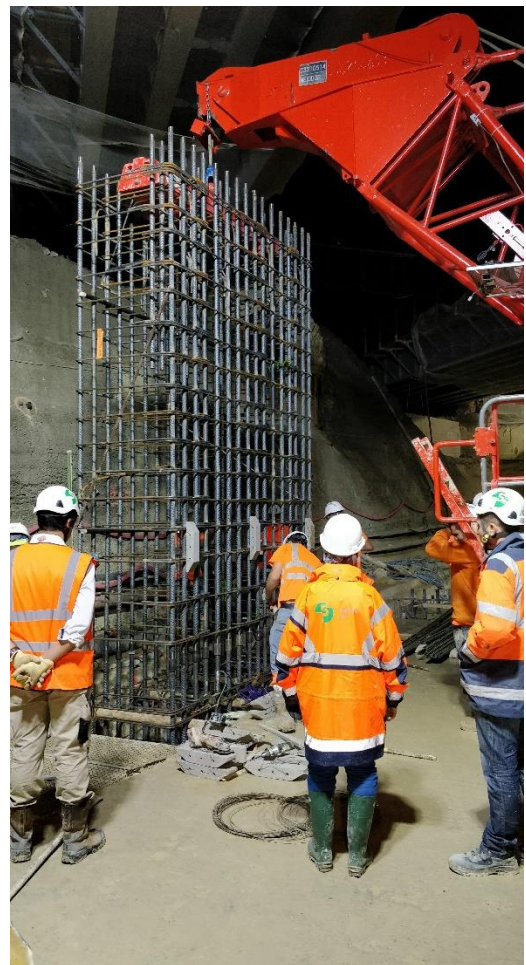
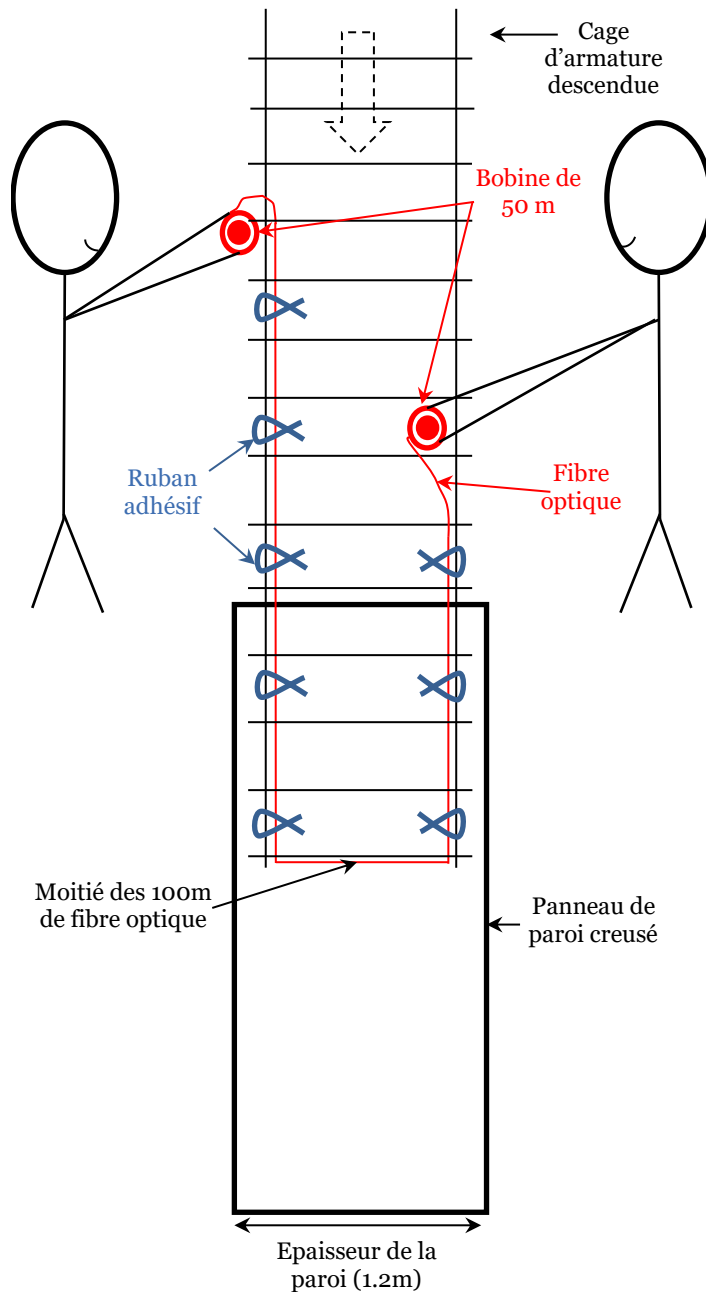


Figure 3-42 : Procédure de mise en place de la fibre

L'équipement du panneau était composé de 8 éléments de cages d'armature d'environ 5 m de long chacun (limitation de gabarit à cause de la limitation de la hauteur disponible due à la présence des voies SNCF), la fibre a été tout d'abord fixée le long des deux barres longitudinales du premier élément en choisissant de faire coïncider la moitié des 100 m au niveau de la moitié de l'épaisseur de la paroi

dans le but de faciliter le traitement des données ultérieurement, notamment en termes de conversion d'abscisse curviligne de la fibre en profondeur de la paroi (Figure 3-43). Ensuite, les deux bobines ont été déroulées à fur et à mesure que les cages d'armatures descendaient dans le panneau en fixant la fibre aux barres longitudinales en face à face à l'aide d'un simple ruban adhésif.

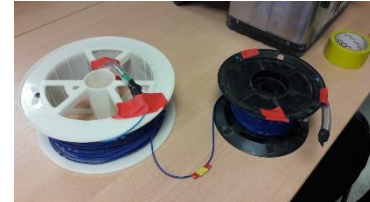


Figure 3-43 : Cheminement de la fibre optique à l'aide de deux bobines

Les cages d'armatures étaient composées de 16 couplets de barres longitudinales, il a été retenu d'installer la fibre sur les barres de l'extrémité principalement en raison de leur facilité d'identification et le faible risque d'erreur sur leur localisation. L'importance de faciliter le repérage des barres instrumentées sur le chantier sera expliqué dans le paragraphe 3.4.4.

Une fois l'ensemble des cages d'armatures descendu dans le panneau, les fibres restantes sont regroupées côté terre et protégées dans un tube cannelé en attendant le bétonnage. Une fois le bétonnage réalisé, les fibres ont été embobinées dans une même bobine et hermétiquement protégées. Une attention particulière leur a été accordée pendant la phase de recépage et de ferrailage des rehausses. Une réservation (niche) dans la rehausse a été prévue pour accueillir la bobine de fibre et la mettre à l'abri des conditions météorologiques et des travaux à proximité (Figure 3-44). Elle gardera cette position durant toute la durée du chantier. Les mesures ont ultérieurement été réalisées au même endroit qui correspond au plancher N-1.



Figure 3-44 : Illustration du dispositif de mesure installé à côté de la niche contenant la bobine de fibre optique

### 3.4.2 Fibre optique dans la poutre

#### 3.4.2.1 Principe de la mesure

Le principe de mesure est identique à celui de la fibre dans la paroi. La même technologie de rétro diffusion de Rayleigh est retenue.

#### 3.4.2.2 Méthodologie d'exploitation des mesures

La longueur totale de la fibre est de 85,2 m dont 37,6 m sont noyés dans le béton. Lors de la réalisation de la mesure de référence, une cassure dans la fibre a été détectée. Grâce au cheminement enregistré en détails pendant la mise en place, la localisation de la cassure a pu être déterminée. La Figure 3-45 montre sa localisation. L'installation de la fibre sous forme d'un U avec la possibilité de solliciter la fibre des deux extrémités (en l'équipant de connecteurs aux deux bouts) a permis de récupérer les mesures le long de la fibre malgré la cassure. Néanmoins il a été jugé suffisant de réaliser des mesures du côté A uniquement. Les mesures présentées concerneront ainsi toute la longueur de la partie haute de la poutre PP2-4 c'est-à-dire 17.5m et 12.2m de la partie basse.

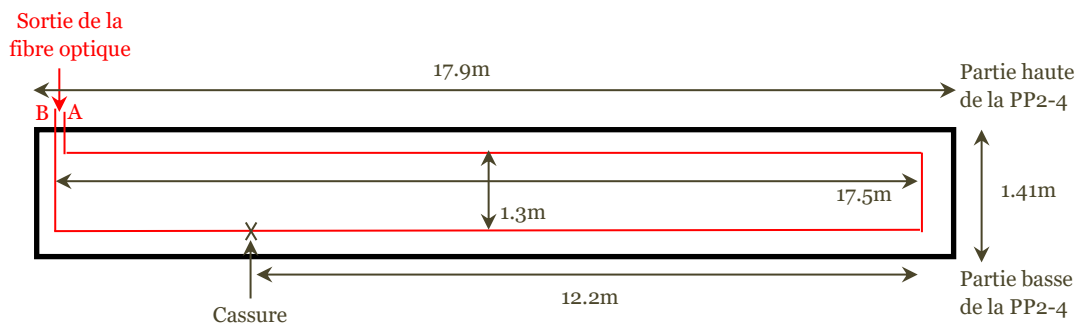


Figure 3-45 : Cheminement de la fibre optique dans la poutre PP2-4

A chaque sollicitation de la fibre, on mesure la déformation axiale qui a eu lieu depuis la mesure de référence. Cette déformation est multipliée par le module du béton de 23 GPa (retenu dans les paramètres de structure au paragraphe 3.2.2) et la section de la poutre puis divisé par l'espacement entre les poutres pour obtenir un effort par mètre linéaire pour être comparé aux valeurs des modélisations 2D (le N-2 est composé de poutre de mêmes dimensions régulièrement espacées).

#### 3.4.2.3 Précision des mesures

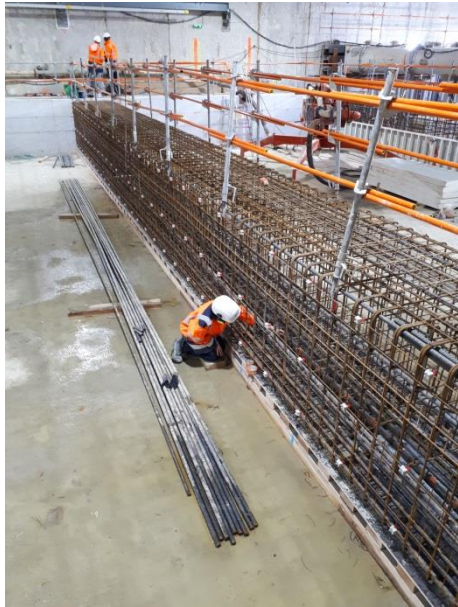
Le principe de mesure est identique à celui de la fibre dans la paroi et un pas de mesure de 10cm est retenu.

#### 3.4.2.4 Procédure de mise en place

La mise en place de la fibre optique dans la poutre PP2-4 a été réalisée après la fin du ferrailage et juste avant le coffrage. La fibre a été installée le long de deux barres longitudinales en face à face (une dans la nappe haute et l'autre dans la nappe basse du ferrailage) à l'aide de ruban adhésif. Les deux barres ont été choisies au centre de la poutre dans la mesure du possible (difficulté d'accès à cause de



la densité du ferrailage). La fibre a été fixée au-dessus de la barre basse et en dessous de la barre haute pour assurer une protection par rapport à la chute du béton. En plus du marquage des barres instrumentées par de la peinture, une présence permanente a été assurée pendant le poste de bétonnage pour éviter la proximité des aiguilles vibrantes qui risquent de détériorer la fibre. La Figure 3-46 illustre en image la procédure de mise en place.



Fixation de la fibre sur les barres



Marquage des barres instrumentées en rouge



Barre basse



Barre haute



Fin du bétonnage

Figure 3-46 : Illustration de la mise en place de la fibre dans la poutre PP2-4

### 3.4.3 Cellules de pression à l'interface sol/paroi

#### 3.4.3.1 Principe de la mesure

La mesure de la pression totale et interstitielle se fait à travers deux dispositifs distincts : la cellule de pression totale (CPT) et la cellule de pression interstitielle (CPI). La différence des deux pressions permet d'avoir accès à la pression effective.

La CPT est une cellule circulaire de diamètre 150 mm et d'épaisseur 12 mm (Figure 3-47). Elle est constituée de deux plaques planes jointes à leurs périphéries et séparées par un espace fin rempli d'huile hydraulique. Lorsque le sol vient au contact de la plaque, l'huile monte en pression, un transducteur de pression convertit alors cette pression en un signal électrique qui est transmis par l'intermédiaire de câbles à la centrale d'acquisition.

La CPI est un tube de longueur 194 mm et de diamètre 32 mm (Figure 3-47) qui contient un transducteur de pression au centre. La première extrémité du tube au contact du sol est constituée d'une chambre de mesure avec filtre pour permettre le passage de l'eau tout en empêchant l'entrée des particules de sol. La deuxième extrémité est composée d'un joint de cloison et d'un joint de sortie de câble pour empêcher l'eau d'atteindre l'arrière du transducteur.



Figure 3-47 : Cellule de pression totale à gauche et cellule de pression interstitielle à droite

#### 3.4.3.2 Méthodologie d'exploitation des mesures

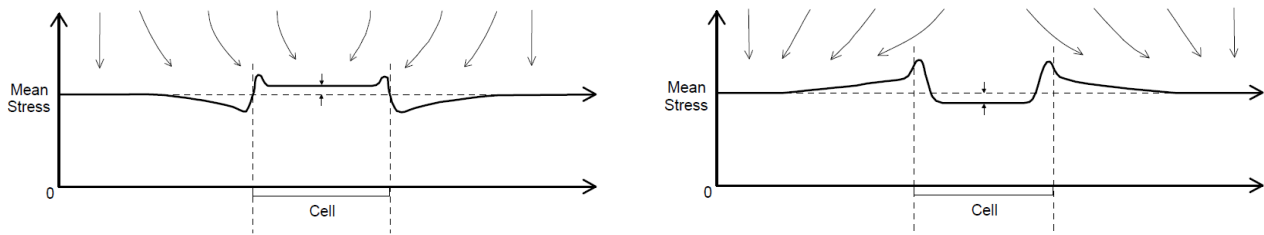
Les câbles sortant des deux cellules de pression CPT et CPI sont connectés à une centrale d'acquisition. Cette dernière vient solliciter la CPT et la CPI à une fréquence régulière choisie au préalable (horaire ou journalière) pour récupérer les données brutes renvoyées par les transducteurs (microvolts). Dans notre cas, une mesure est effectuée toutes les 6 heures (soit 4 mesures par jour). Deux formules de calibration (régression linéaire et forme polynomiale plus précise) sont fournies par le constructeur pour chaque cellule afin de convertir les tensions mesurées en pression. Ainsi l'exploitation des mesures brutes en microvolts consiste à appliquer les formules de calibrations à l'aide d'un tableur.

Les profondeurs auxquelles ont été mises en place ces cellules ont été choisies sur la base de comparaisons préalables entre la modélisation aux éléments finis et le modèle aux coefficients de réaction. Elles correspondent aux profondeurs où on a remarqué les plus grandes différences entre ces deux modélisations.

#### 3.4.3.3 Précision des mesures

La pression mesurée par la CPT ne correspond pas à la pression du sol comme si la cellule n'existait pas mais plutôt à une pression du sol légèrement modifiée par la présence de la cellule. Du fait des

dimensions de la CPT, des effets de bords peuvent éventuellement apparaître et être accentués en fonction du rapport de rigidité entre la cellule et le sol. Une cellule plus rigide que le sol aurait alors tendance à surestimer la pression tandis qu'une cellule moins rigide que le sol aurait tendance à sous-estimer la pression (Figure 3-48). D'après Geokon (2017), plusieurs tests réalisés sur différents types de sol ont confirmé que la variation de la pression mesurée par rapport à la pression réelle du sol (en l'absence de la cellule) ne dépasse pas  $\pm 15\%$ . L'analyse des mesures ainsi que les rétro-analyses conduites ultérieurement doivent donc prendre en compte cet intervalle de confiance de 15 % sur les mesures par précaution.



(a) cellule plus rigide que le sol

(b) cellule moins rigide que le sol

Figure 3-48 : Variation de la pression mesurée par la CPT en fonction de la rigidité du sol (Geokon 2017)

#### 3.4.3.4 Procédure de mise en place

Le montage des CPT et CPI a été réalisé sur un support noir équipé d'un vérin, les bulles d'air ont été chassées du circuit hydraulique de chaque vérin au préalable en mettant un poids sur le vérin pour lui imposer un déplacement permettant de chasser les bulles d'air (Figure 3-49).

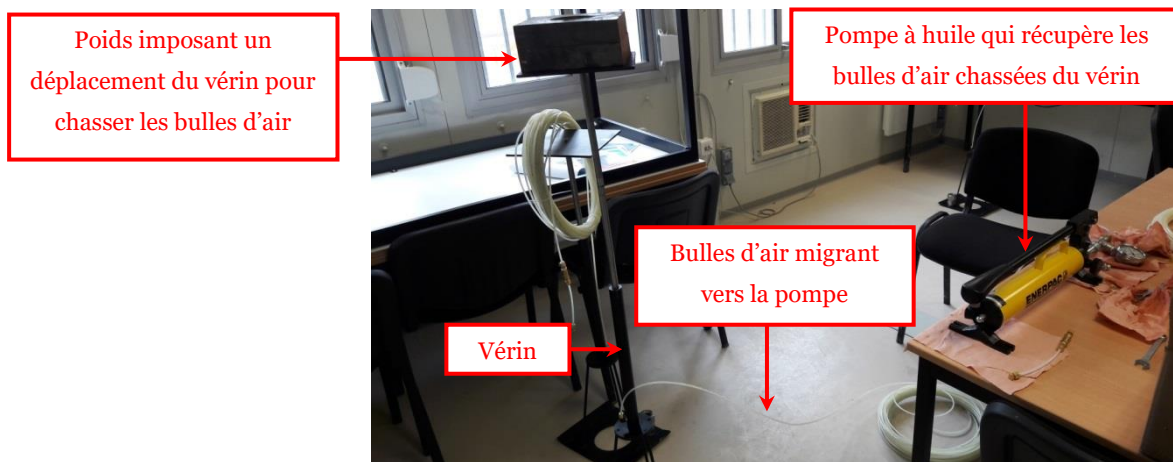


Figure 3-49 : Préparation des supports avant montage des cellules

La CPT et la CPI sont ensuite installées sur le support noir et l'ensemble des câbles de mesures connectés (Figure 3-50).



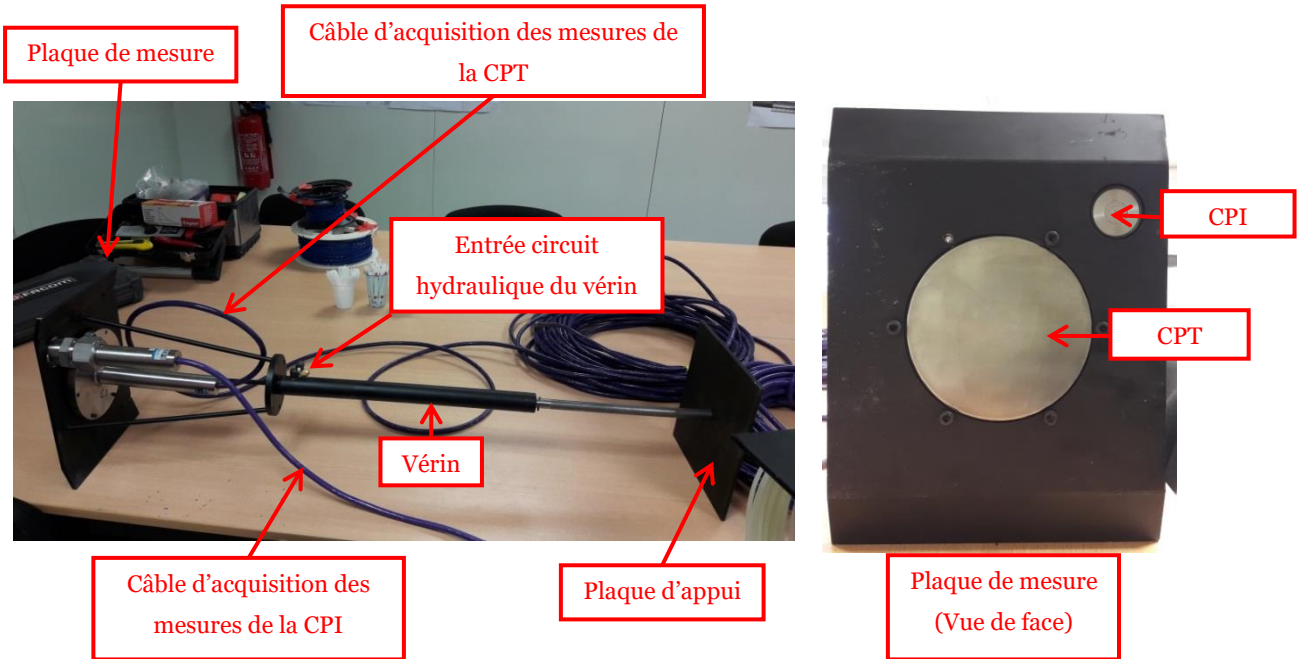


Figure 3-50 : Montage type d'un support équipé de vérin et contenant la CPT et la CPI

Une fois le montage finalisé des 4 supports, ils ont été installés dans les cages d'armatures aux profondeurs choisies par soudure de la plaque d'appui sur les barres longitudinales. Cette plaque soudée constitue ainsi le point fixe du vérin. Deux barres croisées ont été utilisées pour guider horizontalement la course du vérin pendant le vérinage de la plaque de mesure contre le sol (Figure 3-52). L'ensemble des câbles d'acquisition est ensuite acheminé le long d'une armature longitudinale (Figure 3-51). Ils seront connectés à la centrale d'acquisition qui permettra la transmission des données à distance via le réseau GSM. Il est recommandé de réaliser cette connexion et de commencer à enregistrer les données avant le vérinage de la plaque de mesure contre le sol. Cela permet d'enregistrer la pression de boue mesurée par les cellules qui servira (connaissant la densité de la boue) à s'assurer de la position des cellules dans les profondeurs voulues. Ainsi, il est impératif de réaliser la configuration de la centrale d'acquisition au préalable pour démarrer la transmission des données dès le branchement des câbles. Enfin, le vérinage des plaques de mesures contre le sol est effectué à l'aide d'une pompe hydraulique à clapets antiretours. Une fois l'ensemble des plaques vérinées, le bétonnage peut démarrer.

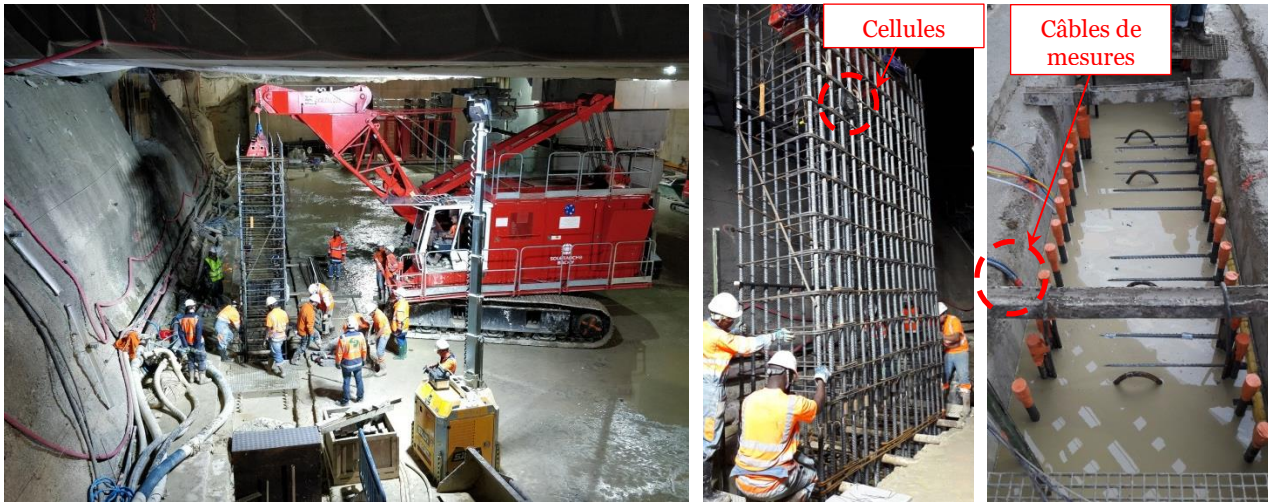


Figure 3-51 : Illustration de l'installation des cages équipées de cellules

L'ensemble des câbles de mesure ont été protégés dans un tube cannelé et une attention particulière leur a été accordée pendant le recépage de la paroi en vue de la réalisation des rehausses. Une fois ces dernières réalisées, la centrale d'acquisition ainsi que les câbles ont été installés dans la même réservation (niche) que la bobine de fibre optique (Figure 3-44).

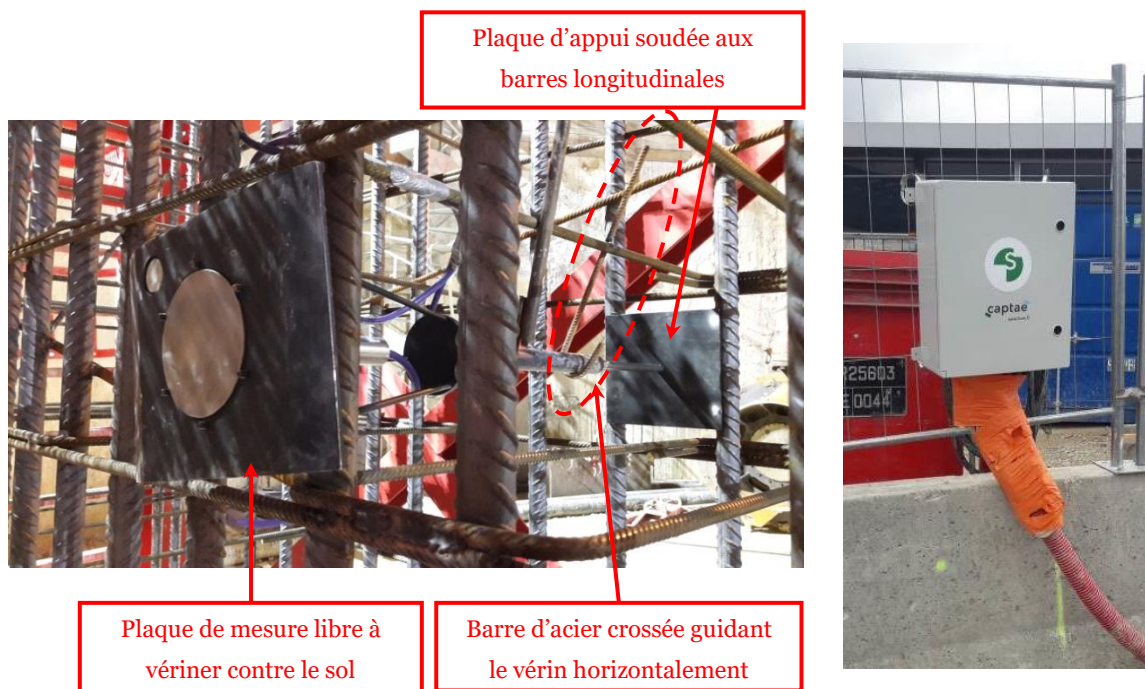


Figure 3-52 : Illustration du support des cellules de pression et du boîtier de la centrale d'acquisition

### 3.4.4 Recommandations générales

Pour une mise en place optimale de cette instrumentation, il est recommandé de manière générale de maintenir un journal de chantier régulier avec des photos prises systématiquement à chaque opération car les images concentrent beaucoup de données et permettent de récupérer des informations ultérieurement qui peuvent être très précieuses et auxquelles on peut ne pas avoir pensé sur chantier.

Il faut avoir en tête que le chantier est un milieu d'exécution, c'est-à-dire qu'il faut essayer de tout planifier à l'avance, pouvoir s'adapter et faire preuve de créativité pour trouver des solutions aux problèmes qui peuvent surgir avec les moyens disponibles sur place.

Pour la fibre optique, il faut maintenir une fréquence de mesure hebdomadaire pour obtenir des signaux propres, car on constate que quand deux mesures sont espacées de plus d'un mois, quelques pics aberrants peuvent surgir ponctuellement qu'il faut écarter manuellement.

Pour les cellules de pression, il est important de choisir une fréquence de mesure raisonnable car les batteries de la centrale d'acquisition se déchargent d'autant plus vite que la fréquence est grande. La fréquence choisie de 1 mesure chaque 6 heures paraît un bon compromis.

Après la réussite de la mise en place de l'instrumentation, il est indispensable d'assurer sa protection jusqu'à l'arrivée au fond de fouille. D'une part, il faut s'assurer que la niche contenant la centrale d'acquisition et la bobine de fibre reste bien fermée avec un balisage autour et accessible pour faire la mesure de la fibre optique et effectuer des interventions de maintenance sur le boîtier de la centrale d'acquisition (changement de batteries à plat par exemple). D'autre part, après chaque passe de terrassement, il faut venir localiser sur le panneau instrumenté les deux barres le long desquels se trouvent la fibre et les câbles de mesures des cellules pour éviter d'être touchés par un forage dans la paroi (forage de scellement pour les planchers ou percement pour les tiges des liernes des lits de butons). Le ferroskan est l'outil le plus pertinent pour assurer cette tâche avec précision. En fait, même si on peut estimer la position des barres à partir des plans et croquis réalisés pendant la mise en place, on n'est pas à l'abri d'un mouvement de la cage d'armature pendant le bétonnage. Toutefois, il faut prendre en compte les limitations du ferroskan. En effet, sa profondeur d'investigation est limitée à 10cm. Par conséquent, si l'enrobage est plus important localement (au-delà de 10cm) il faut penser à demander au raboteur de raboter un peu plus pour réduire l'enrobage et réussir ainsi à localiser les barres longitudinales. Comme la disponibilité du raboteur est limitée dans le chantier, il va falloir anticiper cette situation et passer le ferroskan avant le rabotage de la paroi pour vérifier les « zones aveugles » et demander au raboteur de raboter un peu plus. La situation inverse peut survenir, c'est-à-dire que l'enrobage peut être localement plus faible. Certains câbles peuvent alors éventuellement apparaître à découvert après le terrassement, il est donc indispensable de passer diagnostiquer visuellement la surface du panneau au cours et à la fin des terrassements et accompagner le raboteur pendant l'opération de rabotage. Enfin, la localisation des barres instrumentées sur le panneau est nécessaire mais pas suffisante. Il faut assurer une présence régulière pour ne pas dire constante auprès du chef de poste et des compagnons pour communiquer pendant l'implantation et la réalisation des forages de scellement pour les planchers ou des percements pour les tiges des liernes des lits de butons.

La Figure 3-53 illustre une opération de rabotage du panneau de paroi instrumenté sur lequel on a marqué au préalable les barres d'intérêt à l'aide du ferroskan. Le rabotage de la paroi consiste à venir gratter le béton à l'aide d'un disque à dents tournant à grande vitesse.





Figure 3-53 : Illustration du rabotage du panneau de paroi instrumenté et le marquage des barres instrumentées

La Figure 3-54 présente une photo du marquage réalisé sur le panneau à mesure de l'avancement du terrassement. On remarque tout de même que les cages sont restées bien verticales le long du panneau.

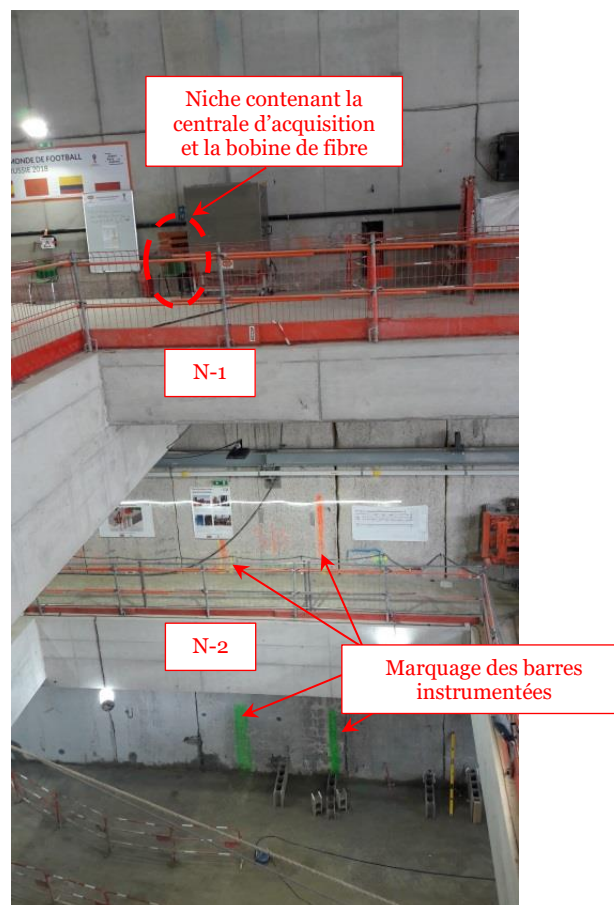


Figure 3-54 : Marquage des barres instrumentées

Par ailleurs, pour accroître la protection de la fibre, elle a été mise du côté intérieur de la cage, c'est-à-dire qu'on a évité de la mettre du côté de l'enrobage. Par conséquent, si un forage tombe exactement sur la barre instrumentée, il sera freiné en premier par la barre qui protège ainsi la fibre et cela alertera le foreur qui s'arrêtera. Le choix de la disposition en U est aussi un choix motivé par des raisons de sécurisation de la mesure, car un cheminement en U avec deux connecteurs à l'extrémité permet de solliciter la fibre des deux côtés ainsi si elle se casse à un certain endroit il y a encore moyen de récupérer les mesures en la sollicitant par l'extrémité opposée.

### 3.5 Synthèse des mesures obtenues

La synthèse des mesures est présentée dans ce paragraphe par grandeur mesurée à savoir :

- le tassement à l'arrière de l'écran pour les phases P3 (20 m) et P5 (27 m)
- la déformée et le moment dans la paroi pour les phases P3 (20 m), P4 (23 m) et P5 (27 m)
- l'effort dans les appuis pour les phases P1 (14 m), P3 (20 m) et P5 (27 m)
- la pression à l'interface sol/écran pour les phases P3 (20 m), P4 (23 m) et P5 (27 m)

Les résultats de la phase P6 ne seront pas présentés dans ce mémoire, ils seront publiés dans un article complémentaire ultérieurement.

Le Tableau 3-7 présente l'instrumentation rattachée à chaque coupe de calcul (Figure 3-11).

Tableau 3-7 : Instrumentation impliquée dans chaque coupe de calcul

	Coupe A	Coupe B	Coupe C	Coupe D	Coupe E
Tassement à l'arrière de l'écran	B2 N2	B1 N1	B6	B6	B4 B5
Déformée de la paroi	IR7	I7	I18	I14	I10 I12
		I4	I4	I28	I20 I23
		Fibre optique	Fibre optique		
Moment dans la paroi	-	Fibre optique	Fibre optique	-	-
Effort dans les appuis	B1-4	B1-7	B1-7	PP 2-4 PP2-5	B1-9
	B2-4	B2-7	B2-7	PP2-7	B2-9
	B3-4	B3-7	B3-7 B3-9 B3-11	B4-12	B3-12
	B4-4	B4-7	B4-7 PP2-4	B4-17	B4-21
Pression à l'interface sol/écran	-	Cellules de pression totale et interstitielle 1 à 4	Cellules de pression totale et interstitielle 1 à 4	-	-

### 3.5.1 Tassement à l'arrière de l'écran

#### 3.5.1.1 Creusement des parois

La Figure 3-55 présente les tassements des 4 voies SNCF pendant la phase de creusement des parois de la zone centrale qui font 29 m de profondeur. La qualité des mesures recensées pendant cette période a permis de discerner l'allure de la cuvette de tassement qui s'étend jusqu'à 25 m derrière la paroi avec une amplitude entre 5 et 10 mm.

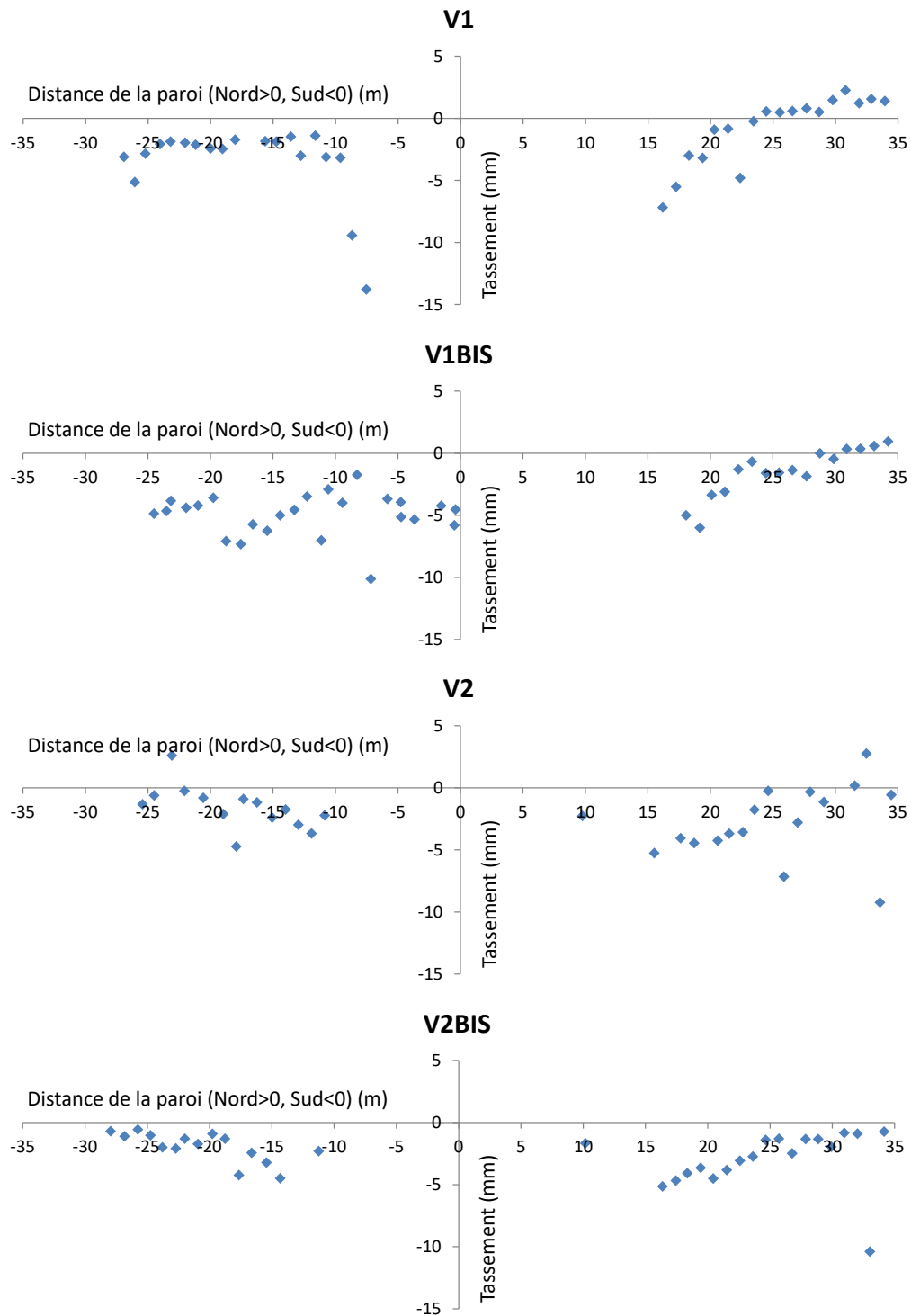


Figure 3-55 : Tassements des voies pendant le creusement de la paroi zone centrale

Ces tassements observés peuvent paraître importants car du même ordre de grandeur que les tassements attendus dans certaines phases de terrassements avancées. Cependant, ils ne sont pas surprenants car d'une part, les données sont de bonne qualité donc les valeurs présentées sont fiables et d'autre part, des retours d'expérience ont montré que des tassements similaires (en termes d'amplitude et d'étendue de la cuvette) ont été observés pendant la réalisation des parois moulées (Clough et al. 1990), d'autant plus que les parois creusées dans notre gare sont épaisses et profondes. La Figure 3-56 présente un exemple de données brutes pour une cible située sur la voie V2BIS à 15 m de la paroi. La période de creusement de cette dernière est indiquée pour mettre en évidence la corrélation directe entre les tassements observés et le creusement de la paroi, cette période correspond à la date du premier et du dernier panneau creusé.

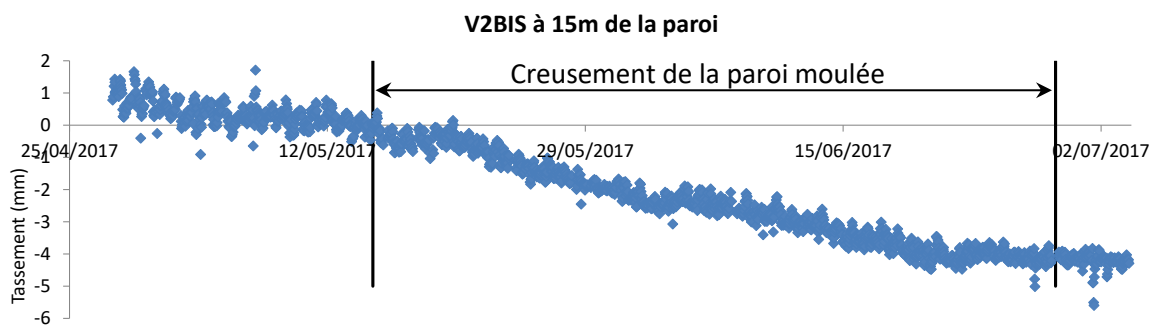


Figure 3-56 : Tassement de la cible topographique sur la voie V2BIS située à 15m de la paroi

La Figure 3-57 présente une comparaison entre les tassements des voies V1, V1Bis, V2 et V2BIS et la base de données de Clough et al. (1990) pour le tassement dû au creusement d'écran de type paroi moulée dans 3 types de sol différents à savoir : Hong Kong Excavations réalisées dans un sol granulaire, Studenterlund dans de l'argile molle à moyennement molle, London NPY, South Cove et Bell Common dans une argile raide à très raide. On peut remarquer que nos mesures se situent avec les sols raides ce qui est conforme à notre stratigraphie où on rencontre de l'Argile Plastique raide ( $C_u=120$  kPa). Nous pouvons ainsi retenir que le creusement de la paroi moulée de la zone centrale met en évidence des tassements de l'ordre de 0,05 % de la profondeur de la paroi et qui peuvent s'étendre jusqu'à 1,5 fois la profondeur de la paroi. On peut noter ici que le CIRIA C580 (et C760) propose les mêmes valeurs de pourcentage de tassement et d'étendue (voir Tableau 1-4 du chapitre 1).

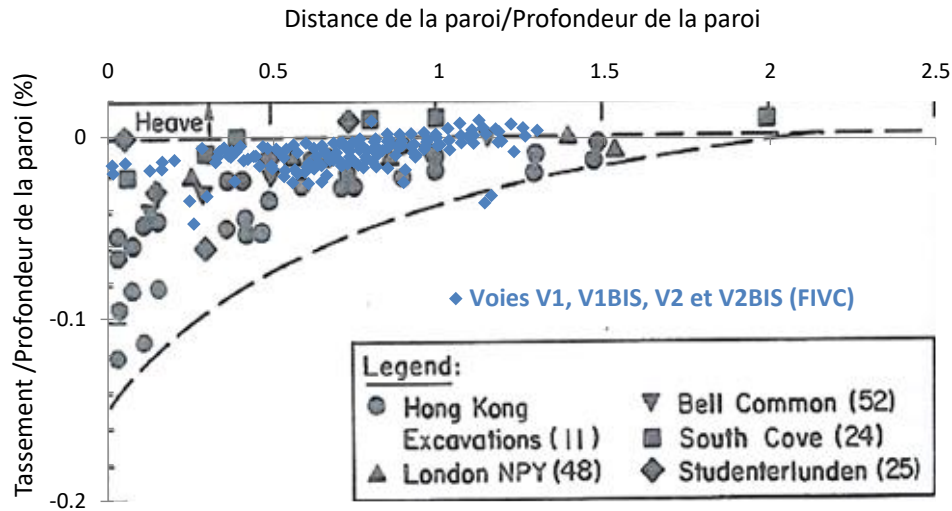


Figure 3-57 : Comparaison entre le tassement des voies V1, V1BIS, V2 et V2BIS (points bleus) et la base de données de Clough et al. (1990)

### 3.5.1.2 Phases d'excavation

Le Tableau 3-8 présente les tassements des avoisinants atteints à la phase P3 (20 m) et P5 (27 m).

Tableau 3-8 : Tassements des avoisinants à P3 (20m) et P5 (27m)

Cibles	Distance de la paroi (m)	Tassement à P3 (mm)	Tassement à P5 (mm)
B1	35	-0,4	-0,3
B2	5	-0,9	-3,6
B3	16	1,1 => -1,1*	4,2 => -4,2*
	18	1,3 => -1,3*	3,0 => -3,0*
	38	1,5 => -1,5*	2,6 => -2,6*
	42	0,7 => -0,7*	2,3 => -2,3*
B4	6	-4	-6
B5	9	-6	-10
B6	26	-2,8	-5,8
N1	17	1,4	-5,7
N2	3	1,2	-6,9
N3	9	0,7	-5,5

\* valeurs corrigées retenues après analyse les mesures brutes

Les mesures brutes du groupe de bâtiments B3 montrent un soulèvement qui a été jugé aberrant. En effet, la Figure 3-58 présente la mesure brute d'une cible située sur l'un de ces bâtiments. En mettant les phases de terrassement P1 à P5 sur la même courbe on s'aperçoit que le soulèvement coïncide parfaitement avec les phases de terrassement. On suspecte ainsi une inversion de signe dans le traitement des mesures par l'entreprise d'auscultation. Au vu de la synchronisation de l'évolution du déplacement avec les phases de terrassement observée sur plusieurs cibles, nous avons choisi d'utiliser les résultats de B3 avec une inversion de signe en les comptabilisant ainsi comme des tassements, d'où la correction mentionnée dans le Tableau 3-8.



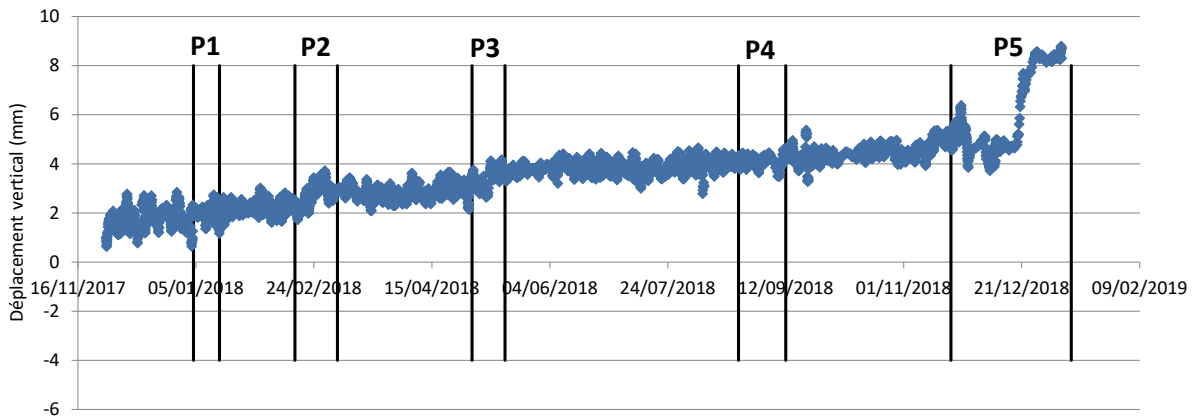


Figure 3-58 : Evolution des déplacements verticaux mesurés en fonction des phases de terrassement pour une cible du B3

La Figure 3-59 présente la synthèse des tassements des avoisinants récapitulés dans le Tableau 3-8 pour les phases P3 (20 m) et P5 (27 m). Une distinction a été faite entre les avoisinants situés au sud de la boîte gare à savoir B5 et B6 et les avoisinants situés au nord à savoir B1, B2, B3, B4, N1, N2 et N3 (voir Figure 3-27). On constate que les tassements au sud de la paroi sont plus importants que ceux au nord principalement à cause de la géométrie de l'enceinte de la gare qui est différente. En effet, les cibles côté nord sont situées derrière des zones anguleuses de la paroi alors que les cibles côté sud sont situées dans des zones où la paroi est parfaitement linéaire sur une grande portée (Figure 3-27).

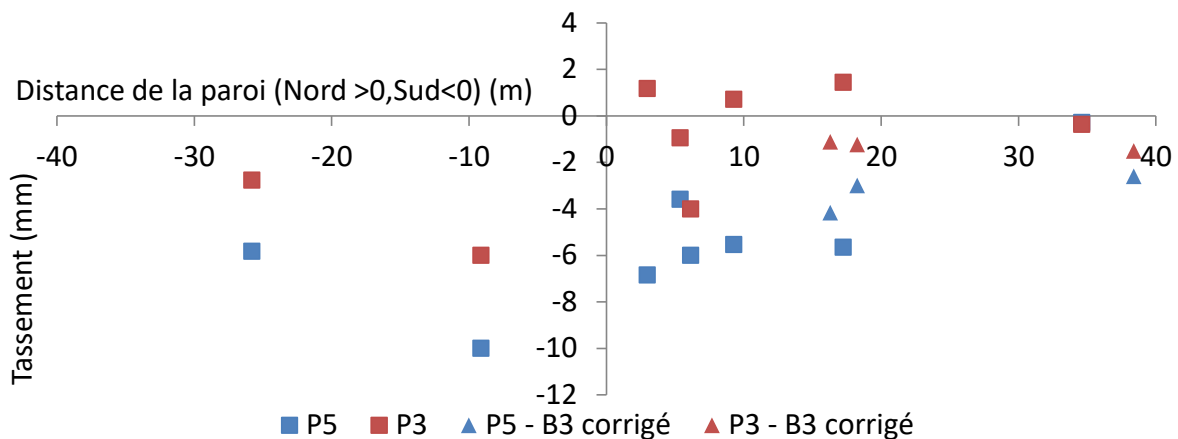


Figure 3-59 : Tassements des avoisinants à la phase P3 (20m) et P5 (27m)

La Figure 3-60 présente les tassements sous une forme normalisée similaire à ce qu'on retrouve dans la littérature (Peck 1969). On constate que les tassements mesurés s'étendent sur une distance d'environ 2 fois la profondeur de l'excavation avec une forme de cuvette triangulaire d'amplitude 0,025 % de la profondeur de l'excavation au nord et 0,037 % au sud. Il est intéressant d'observer que les mesures au sud des deux phases P3 et P4 se rejoignent parfaitement sur la même cuvette triangulaire normalisée, ce qui renforce la cohérence des mesures. Les mesures côté nord donnent également une forme triangulaire satisfaisante, cependant il faut rappeler que ces cibles sont situées derrière des zones de la paroi plutôt anguleuses d'où la présence de légers soulèvements.

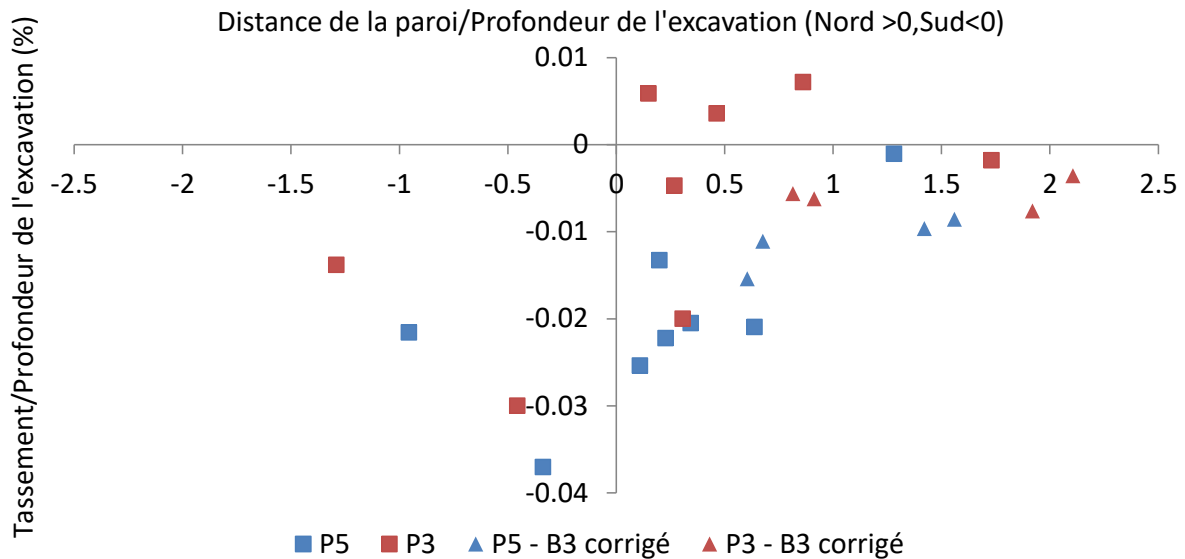


Figure 3-60 : Tassement en fonction de la distance à la paroi normalisé par la profondeur de l'excavation

Nous pouvons retenir que notre excavation met en évidence une cuvette de tassement triangulaire qui s'étend sur 2 fois la profondeur de l'excavation et avec une amplitude de 0,04 % de la profondeur de l'excavation. On peut noter ici que le CIRIA C580 (et C760) propose un pourcentage de tassement de 0,1 % et une étendue de cuvette de 3,5 fois la profondeur de l'excavation (voir Tableau 1-5 du chapitre 1).

### 3.5.2 Déformée et moment dans la paroi

#### 3.5.2.1 Déformée de la paroi

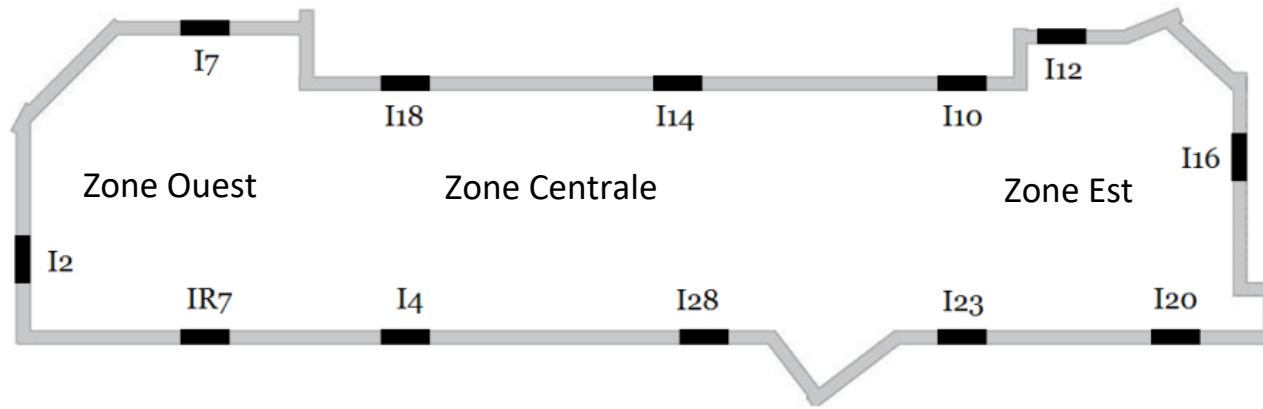
Les Figure 3-61 et Figure 3-62 présentent les mesures des 12 inclinomètres disponibles dans les zones ouest, centrale et est de la gare pour les phases de terrassement P3 (20 m), P4 (23 m) et P5 (27 m). La position des différents appuis est schématisée sur les courbes à savoir les butons provisoires sont indiqués par un T horizontal et les planchers définitifs sont indiqués par un rectangle. Il est important de noter que les déformées présentées correspondent au mouvement de la paroi depuis le début de la phase P0. La phase d'excavation jusqu'à 69,7 m NGF qui a eu lieu avant la réalisation des parois moulées de la zone centrale n'est pas considérée. Ce choix est motivé par le fait que le système d'auscultation des parois des zones Ouest et Est n'était pas complètement fonctionnel pendant cette excavation. Par souci de présenter des mesures fiables nous l'avons écarté.

Il est intéressant d'observer que le ventre de l'ensemble des inclinomètres est situé au droit de la couche d'Argile Plastique. On remarque qu'il descend légèrement avec la cote d'excavation mais reste au niveau de la moitié supérieure de cette couche.

Dans la zone Ouest, on remarque que l'inclinomètre I2 situé très proche de l'angle droit de la gare ne bouge presque pas, tandis que l'inclinomètre IR7 situé sur une zone plane de la paroi est celui qui présente la plus grande amplitude de mouvement. L'inclinomètre I7 présente une amplitude moindre que ce dernier vu sa proximité avec des zones anguleuses de la géométrie paroi.

Dans la zone centrale, l'inclinomètre I14 situé en plein centre de la gare et sur un tronçon bien linéaire, est celui qui met en évidence la plus grande amplitude de déplacement. Il est suivi par l'inclinomètre I18 qui présente un déplacement un peu plus faible à cause de sa proximité d'un angle droit. Ce qui est le cas de l'inclinomètre I28 situé également très proche d'une zone anguleuse. Bien qu'il soit situé sur un tronçon bien linéaire de la paroi, l'inclinomètre I4 donne une amplitude plus faible que son voisin IR7 et plus faible que I18 lui faisant face. Cela pourrait s'expliquer par le nombre d'appuis plus importants, il cumule en effet les boutons provisoires inclinés et les planchers définitifs.

Dans la zone Est on remarque que les amplitudes mises en évidence par les différents inclinomètres sont comparables à l'exception de I20 qui présente un déplacement plus faible étant donné sa localisation proche d'un angle droit. On constate également que les plus grands mouvements ont eu lieu à la phase P5, cette accélération peut être expliquée par le fait que la phase P5 a été réalisée en début d'automne 2018 et a été marquée par une forte chute de température, ce qui a fait se rétracter les boutons provisoires et a ainsi permis un mouvement de la paroi accentuée.



..... P3 20m - - - P4 23m — P5 27m

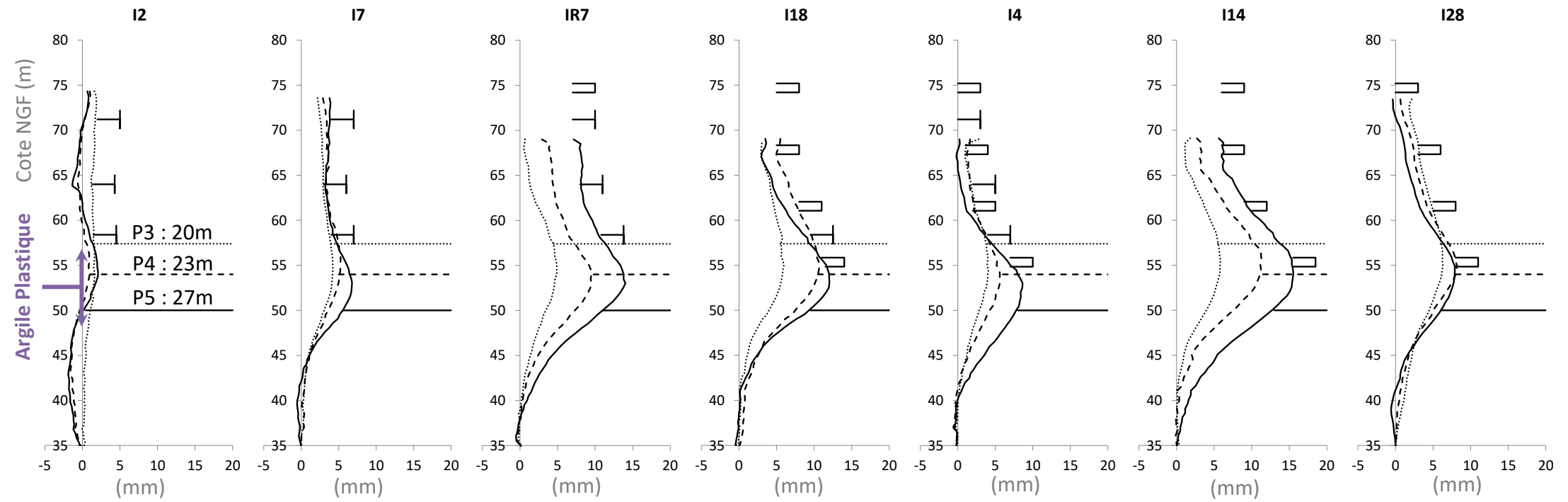
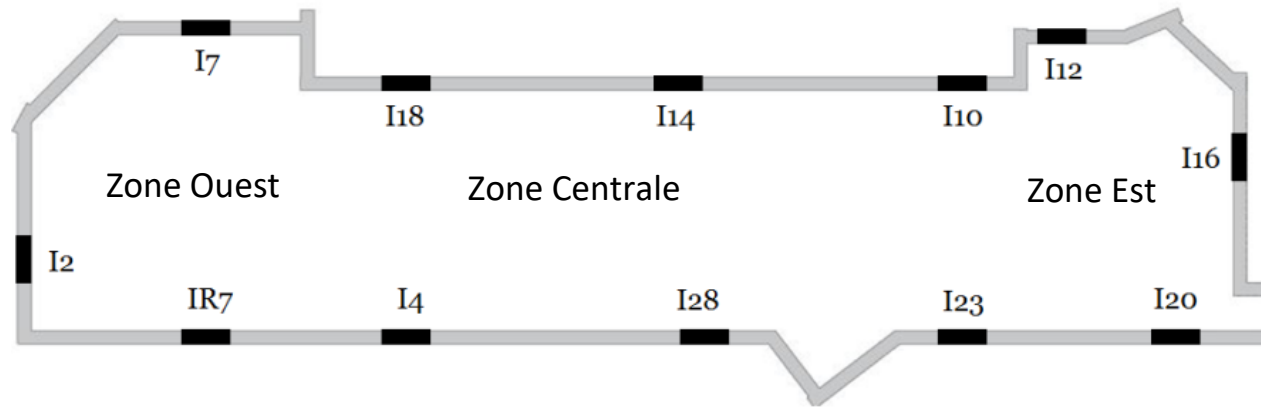


Figure 3-61 : Mesures inclinométriques de la zone centrale et ouest



..... P3 20m - - - P4 23m — P5 27m

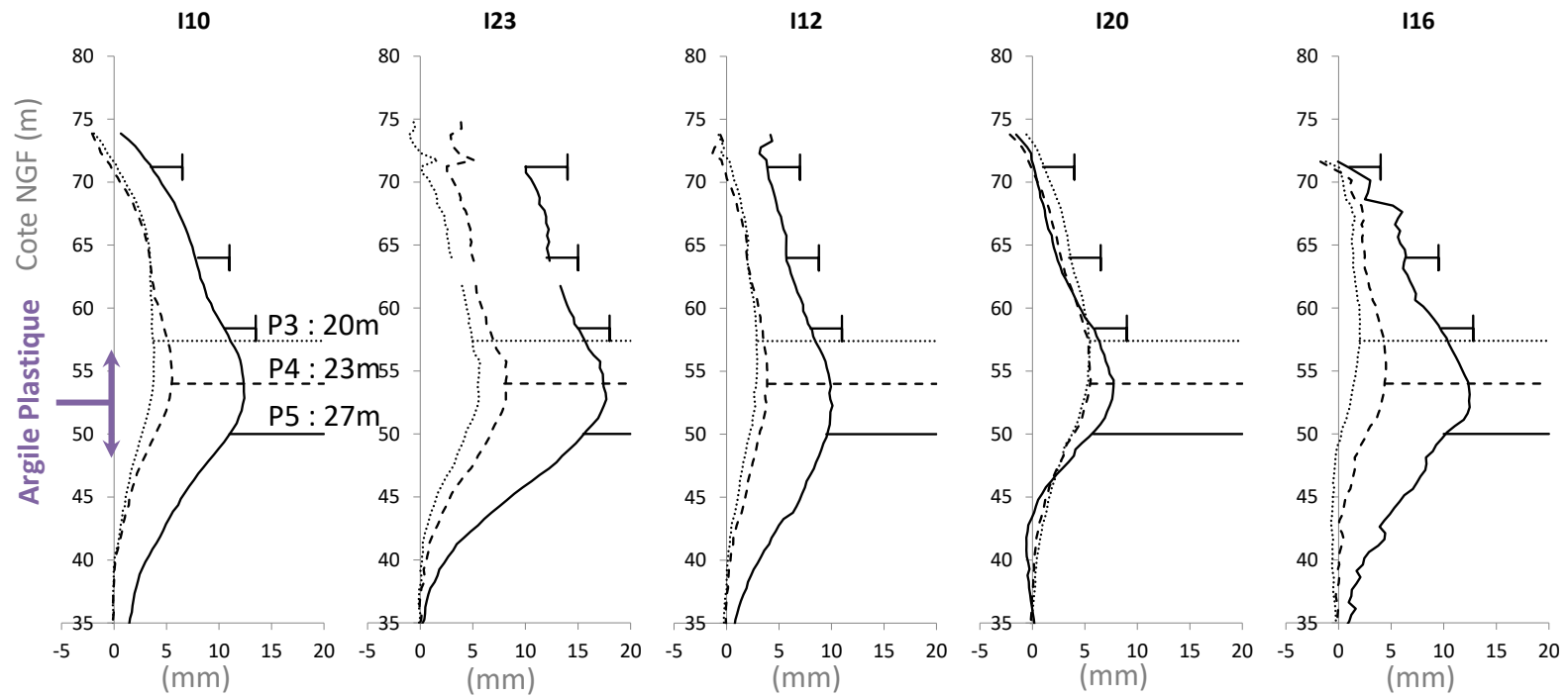


Figure 3-62 : Mesures inclinométriques de la zone est

Les Figure 3-63 , Figure 3-64 et Figure 3-65 présentent l'évolution de la flèche des inclinomètres (flèche = déplacement maximal au ventre) avec les différentes phases de terrassement de P1 à P5. On constate que l'évolution des déplacements a principalement lieu pendant la durée des terrassements et une stabilisation est rapidement atteinte après de telle sorte qu'on observe bien des paliers horizontaux entre les phases de terrassement. Cette observation pourrait renseigner sur le comportement du sol qui s'avère être plus proche d'un comportement drainé que d'un comportement non drainé avec consolidation car le temps ne semble pas avoir un effet significatif sur l'évolution des déplacements.

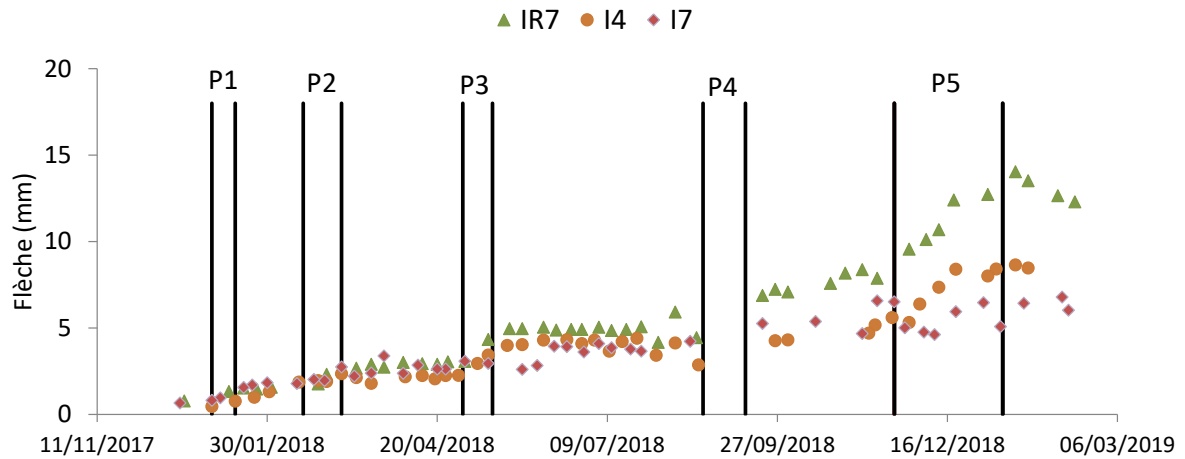


Figure 3-63 : Evolution de la flèche des inclinomètres IR7, I4 et I7 avec les phases de terrassement P1 à P5

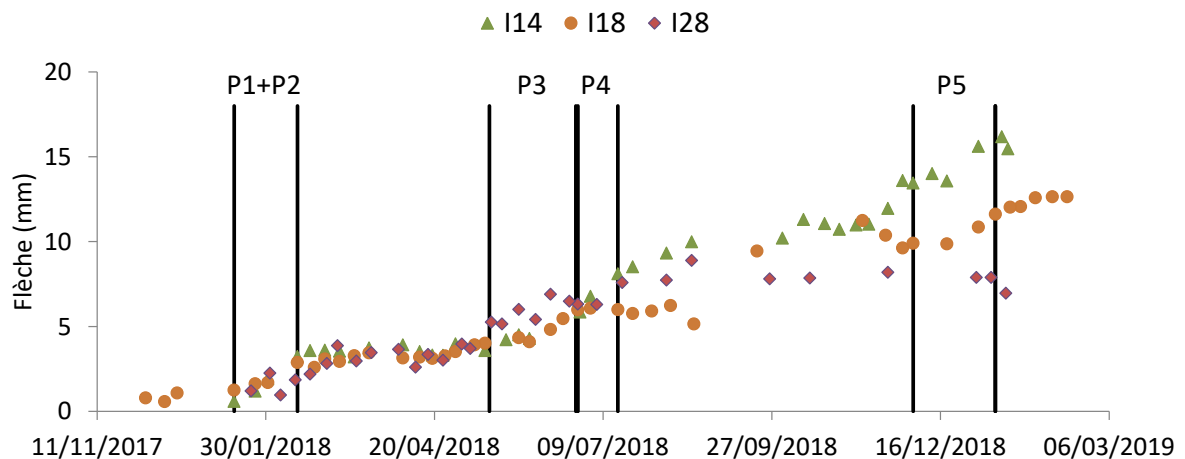


Figure 3-64 : Evolution de la flèche des inclinomètres I14, I18 et I28 avec les phases de terrassement P1 à P5

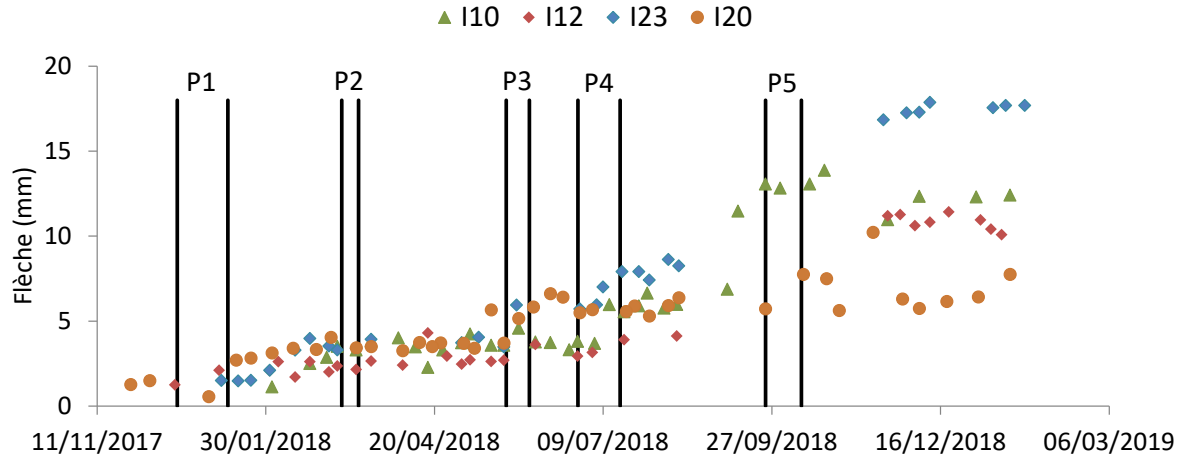


Figure 3-65 : Evolution de la flèche des inclinomètres I10, I12, I20 et I23 avec les phases de terrassement P1 à P5

### 3.5.2.2 Moment dans la paroi

La Figure 3-66 présente le profil de moment mesuré par la fibre optique pour les phases de terrassement P3 (20 m), P4 (23 m) et P5 (27 m). L'ensemble des éléments d'appuis sont indiqués ainsi que le niveau et la profondeur du fond de fouille. On remarque bien une évolution du moment maximal au fur et à mesure des terrassements avec une valeur maximale de 1000 kN.m/ml à la phase P5.

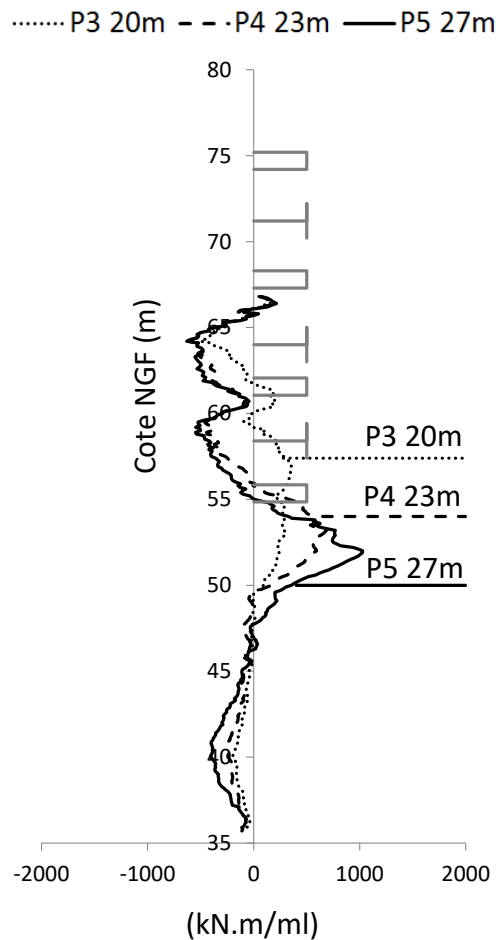


Figure 3-66 : Evolution du moment mesuré par la fibre optique pour les phases de terrassement P3, P4 et P5

### 3.5.2.3 Comparaison entre la fibre optique et l'inclinomètre

Il est important de rappeler que la mesure brute de la fibre optique est une déformation axiale qui donne directement la courbure de la paroi et cette dernière est proportionnelle au moment (voir paragraphe 3.4.1.1). Pour remonter au déplacement, cela nécessite d'intégrer cette mesure brute de la courbure deux fois ce qui implique deux constantes d'intégration à déterminer. La mesure brute de l'inclinomètre est un angle de rotation qui donne par intégration le déplacement ce qui nécessite une seule constante à déterminer, il donne également par dérivation le moment ce qui nécessite une courbe continue et lisse pour obtenir un profil pertinent. A partir de ce constat, on peut légitimement penser que le profil de déplacement qui sera fourni par la mesure inclinométrique sera vraisemblablement plus précis d'autant plus que l'hypothèse d'un déplacement nul à la base de l'inclinomètre est très probable car ce dernier est ancré dans la Craie à 5 m (environ) en dessous du pied de la paroi. En revanche, pour le moment c'est le profil de la fibre optique qui est plus précis car c'est une mesure directe alors que la dérivation de la mesure inclinométrique qui est une mesure discrète (pas=50 cm) peut donner des profils peu précis.

La Figure 3-67 présente la comparaison des profils de déplacement issu des mesures inclinométriques de I4 et de la fibre optique située dans le panneau adjacent (Figure 3-38). On a supposé que le déplacement et la rotation en pieds de paroi sont nuls pour intégrer deux fois la mesure de la fibre. On constate que les résultats en termes d'amplitude de déplacement sont concordants entre la fibre et l'inclinomètre, en revanche le déplacement en tête semble être différent. En effet, la fibre optique voit un déplacement plus important en tête.

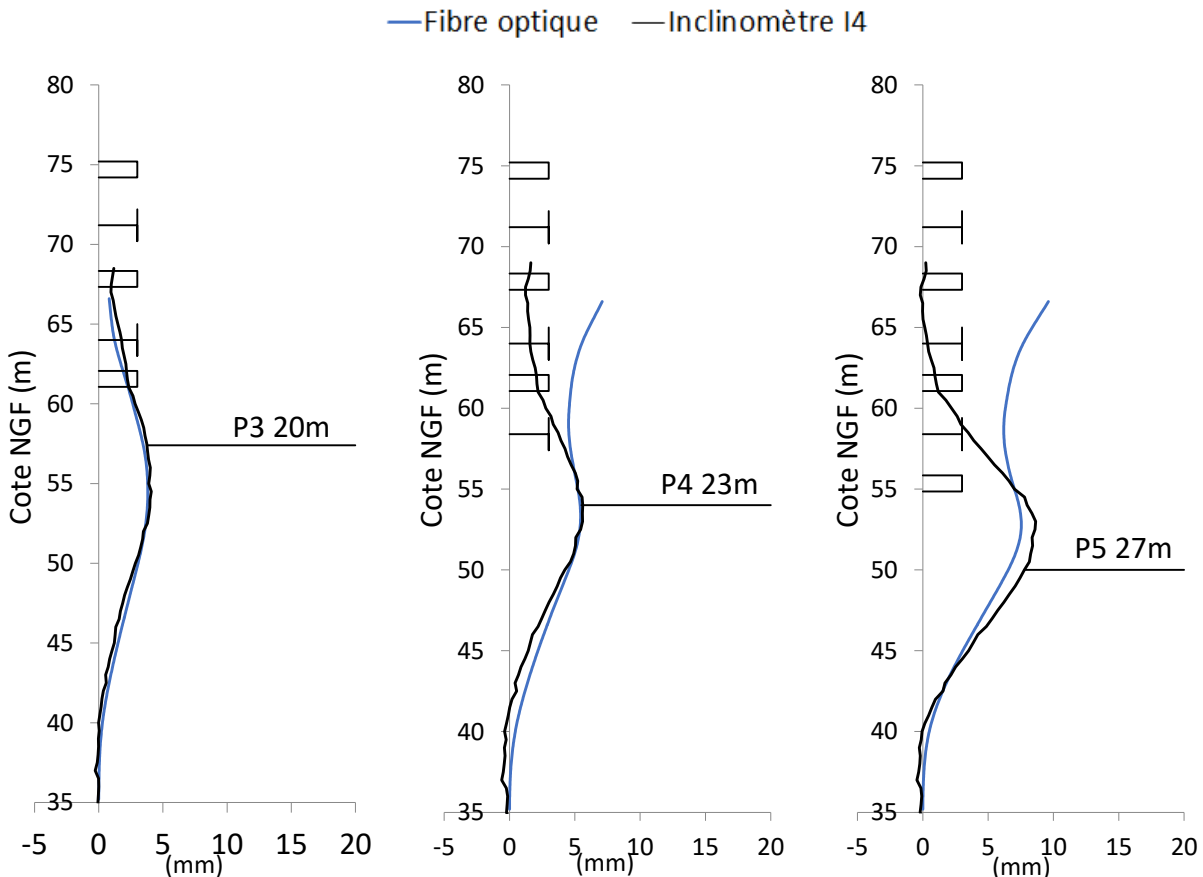


Figure 3-67 : Comparaison des déplacements issus de l'inclinomètre et de la fibre optique





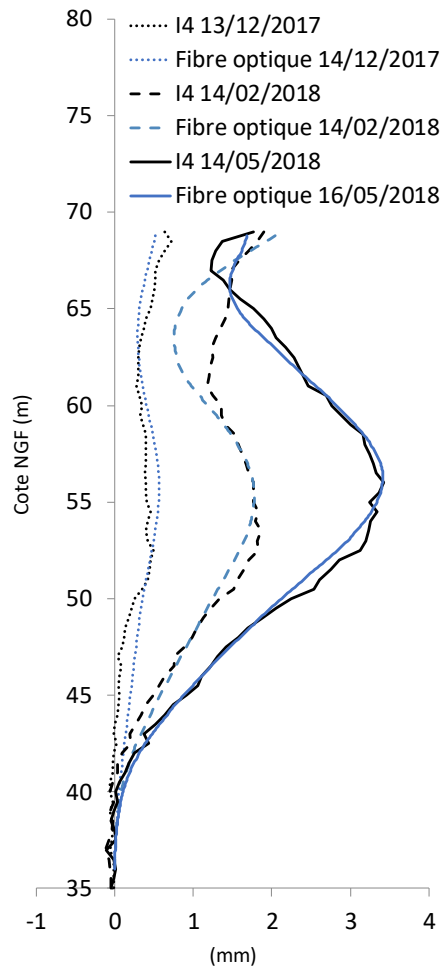
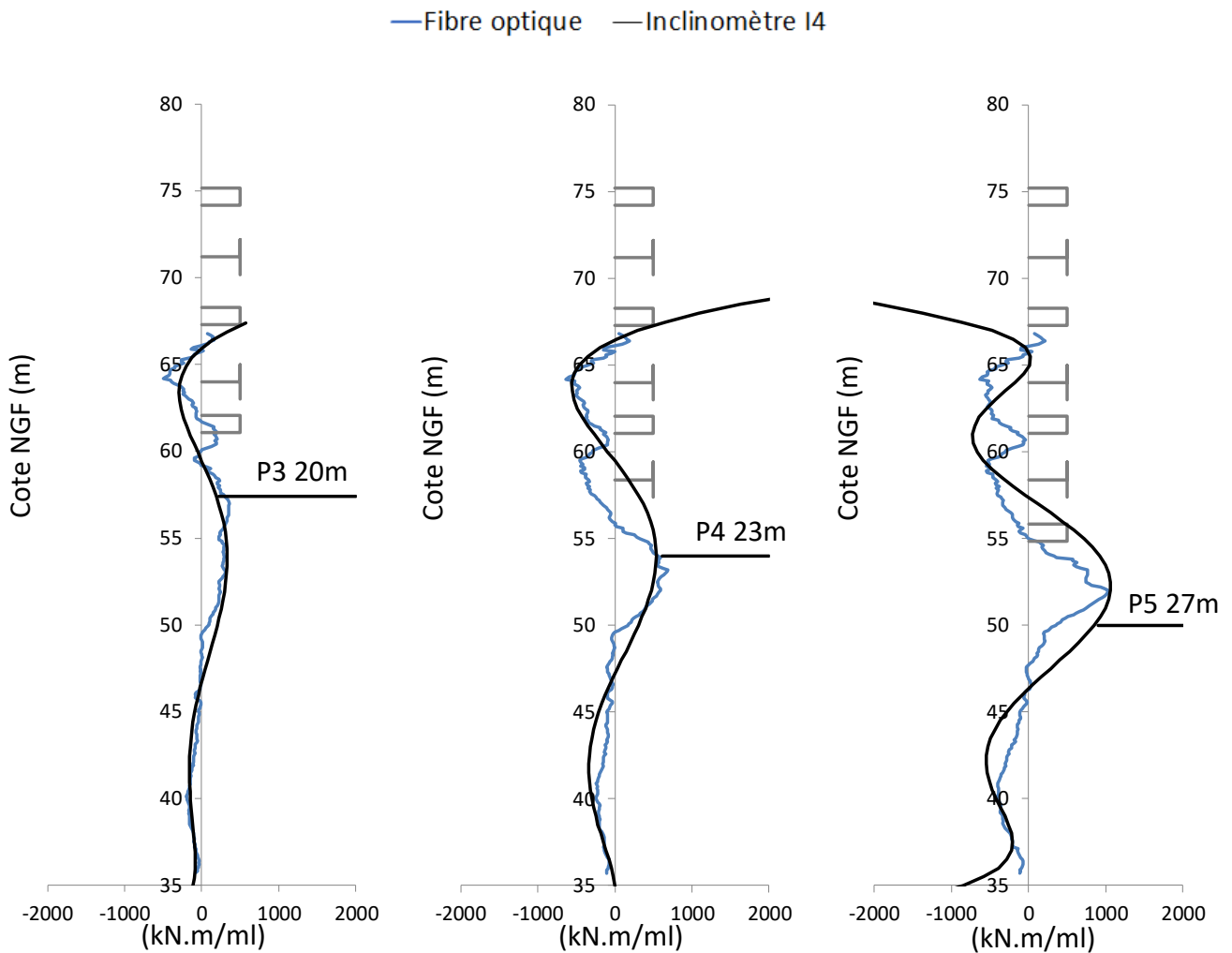


Figure 3-69 : Comparaison entre les déformées de l'inclinomètre I4 et la fibre optique

La Figure 3-70 présente la comparaison des profils de moments issus des mesures inclinométriques de I4 et de la fibre optique située dans le panneau adjacent (Figure 3-38). Les mesures inclinométriques ont été approximées par un polynôme de degré 8 afin de procéder à la dérivation. On constate que les mesures de la fibre optique décrivent mieux le profil des moments le long de la paroi avec une excellente concordance notamment avec les différents appuis tandis que le profil issu de la dérivation des mesures inclinométriques ne semble pas aussi satisfaisant. Nous choisissons ainsi de retenir pour le profil de moment les mesures de la fibre optique pour note analyse au chapitre 4.



*Figure 3-70 : Comparaison des moments issus de l'inclinomètre et de la fibre optique*

### 3.5.3 Effort dans les appuis

Comme expliqué dans le paragraphe 3.3.3, l'exploitation des mesures des efforts dans les appuis a été conduite à partir des courbes d'efforts mesurés en fonction de la température. Le Tableau 3-9 présente les valeurs mesurées et calculées du coefficient  $\beta$  caractérisant la pente de ces courbes, pour l'ensemble des boutons instrumentés de la gare. On constate que les valeurs calculées analytiquement selon la formule du paragraphe 3.3.3 rejoignent d'une manière très satisfaisante les valeurs mesurées sauf pour le bouton B1-9 qui semble faire exception. On remarque également que plus le sol adjacent est rigide plus ce coefficient  $\beta$  est important, ce qui est cohérent.

Tableau 3-9 : Valeurs du coefficient  $\beta$  des butons à FIVC

Buton	$\beta_{mesuré}$ (%)	$\beta_{calculé}$ (%)	Sol adjacent	Comparaison entre les valeurs du coefficient $\beta$ mesurées et calculées
B1-4	70	87	Remblais	
B1-7	70	76		
B1-9	20	52		
B2-4	80	78	Calcaire Grossier	
B2-7	85	86		
B2-9	86	76		
B3-4	60	68	Interface Calcaire/Argile	
B3-7	45	60		
B3-11	60	75		
B3-12	55	63		

Le Tableau 3-10 récapitule les incréments d'efforts issus des mesures pour les phases de terrassement P1 (14 m), P3 (20 m) et P5 (27 m). Il présente également les efforts correspondant à l'incrément auquel on rajoute la valeur de la précontrainte. Ce sont ces efforts F auxquels on va comparer les résultats de l'analyse du chapitre 4.

Tableau 3-10 : Efforts mesurés dans les appuis par mètre linéaire pour les phases P1, P3 et P5

Buton	P1 (14m)		P3 (20m)		P5 (27m)	
	$\Delta F$ (kN/ml)	F (kN/ml)	$\Delta F$ (kN/ml)	F (kN/ml)	$\Delta F$ (kN/ml)	F (kN/ml)
B1-4	51	173	35	157	35	157
B1-7	73	197	101	225	135	259
B1-9	40	77	40	77	95	132
B2-4			112	597	48	533
B2-7			119	617	164	662
B2-9			165	459	279	573
B3-4					216	1188
B3-7					292	1286
B3-11					404	1178
B3-12					425	719
					1048	
PP2-4			466		Fibre optique sans P3 : 1459 Fibre optique avec P3 : 1925	
PP2-5			460		1115	
PP2-7			836		2431	

On constate que pour les butons B1-7, B2-7, B1-9 et B2-9 ainsi que les poutres PP2-4, PP2-5 et PP2-7 les mesures mettent clairement en évidence des efforts qui augmentent avec la profondeur de l'excavation, même si le niveau de l'excavation est loin de la cote de ces appuis. Les seuls butons présentant une décroissance des efforts sont les butons B1-4 et B2-4 qui sont proches d'un angle droit de la gare. La Figure 3-71 illustre un exemple de données brutes avec le bouton B1-7, les jauges et la fibre optique de la poutre PP 2-4. L'ensemble des graphes des mesures des appuis sont récapitulés dans l'Annexe 7.

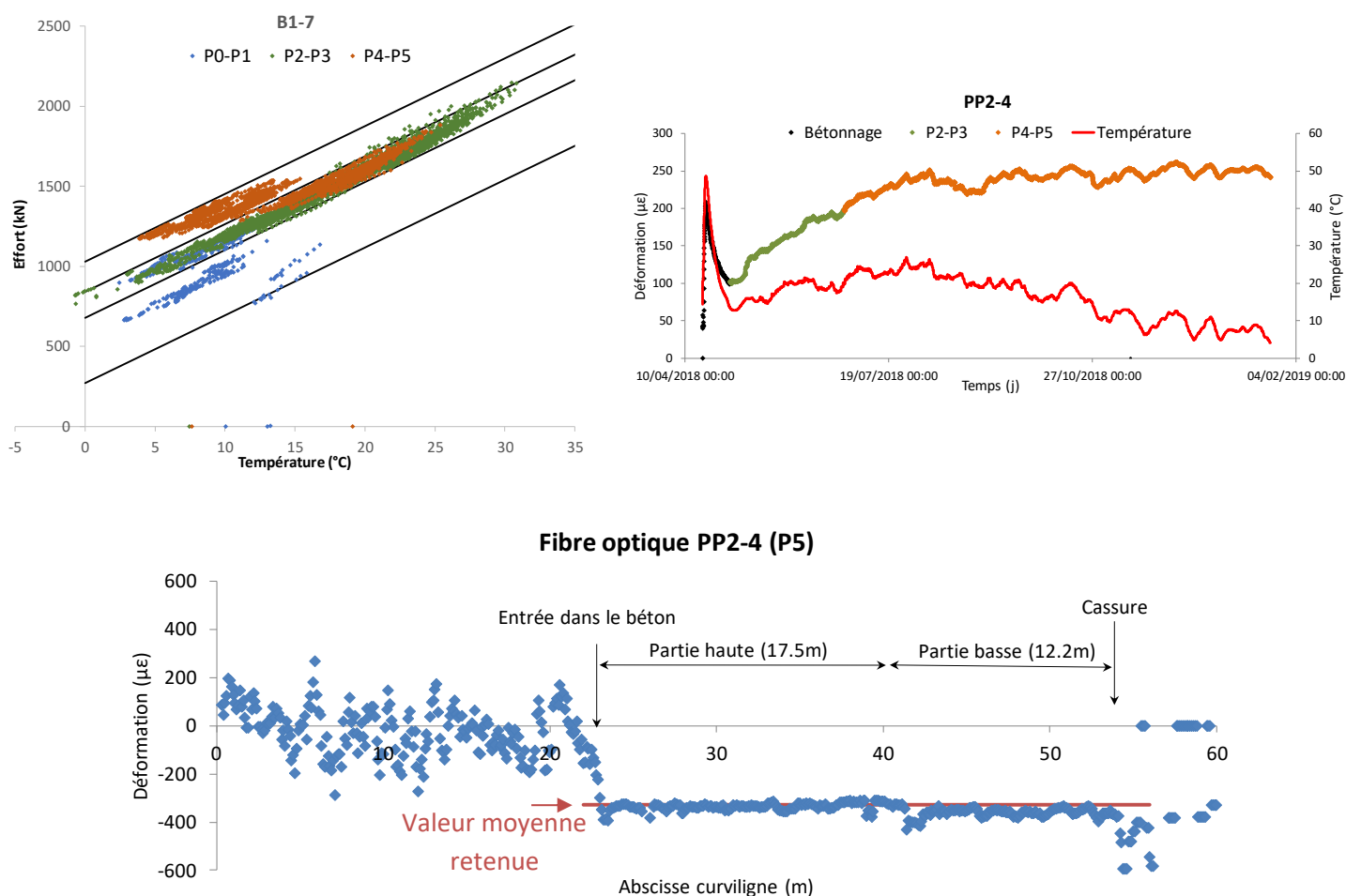


Figure 3-71 : Illustration de l'augmentation des efforts dans les données brutes du bouton B1-7, des jauges et de la fibre de la poutre PP 2-4

Pour les mesures avec la fibre optique dans la poutre PP 2-4, il faut noter que pour des soucis d'organisation, la première mesure de référence a été réalisée à la fin de la phase P3 ainsi les mesures de la fibre correspondent à l'incrément de compression des phases P4 et P5. En effet, le Tableau 3-10 précise la valeur 1459 kN/ml mesurée par la fibre entre la fin de la phase P3 et P5 et la valeur 1925 kN/ml résultante faisant le cumulé entre la mesure de la fibre (1459 kN/ml) et la mesure des jauges posées sur la même poutre à la fin de la phase P3 (466 kN/ml). Pour l'analyse du chapitre 4, on utilisera cette valeur résultante (1925 kN/ml). Toutefois, on remarque que la valeur mesurée par la fibre est plus importante que celle mesurée par les jauges de déformations ponctuelles alors que la

la fibre mesure la déformation tout le long de la poutre ce qui donne plus de fiabilité aux mesures de cette dernière. La comparaison avec les résultats des modélisations au chapitre 4 permettra de mieux analyser ces deux mesures.

### 3.5.4 Pression à l'interface sol/écran

#### 3.5.4.1 Pression interstitielle

Le branchement des câbles de mesures à la centrale d'acquisition marquant ainsi le démarrage des enregistrements des pressions des CPI a commencé une fois l'ensemble des cellules descendues avec les cages d'armatures dans la tranchée remplie de boue, l'objectif étant de mesurer la pression de la boue ressentie par chaque cellule qui permet, connaissant la densité de la boue, de vérifier sa localisation à la bonne profondeur. La Figure 3-72 présente ces mesures sur lesquelles on peut repérer le premier palier correspondant à la pression de la boue avant de voir une montée en pression qui correspond au plaquage des cellules contre le sol par vérinage hydraulique, ensuite une deuxième montée de pression plus importante correspondant au bétonnage. Enfin une dissipation des pressions interstitielles marquant le retour à l'équilibre hydrostatique.

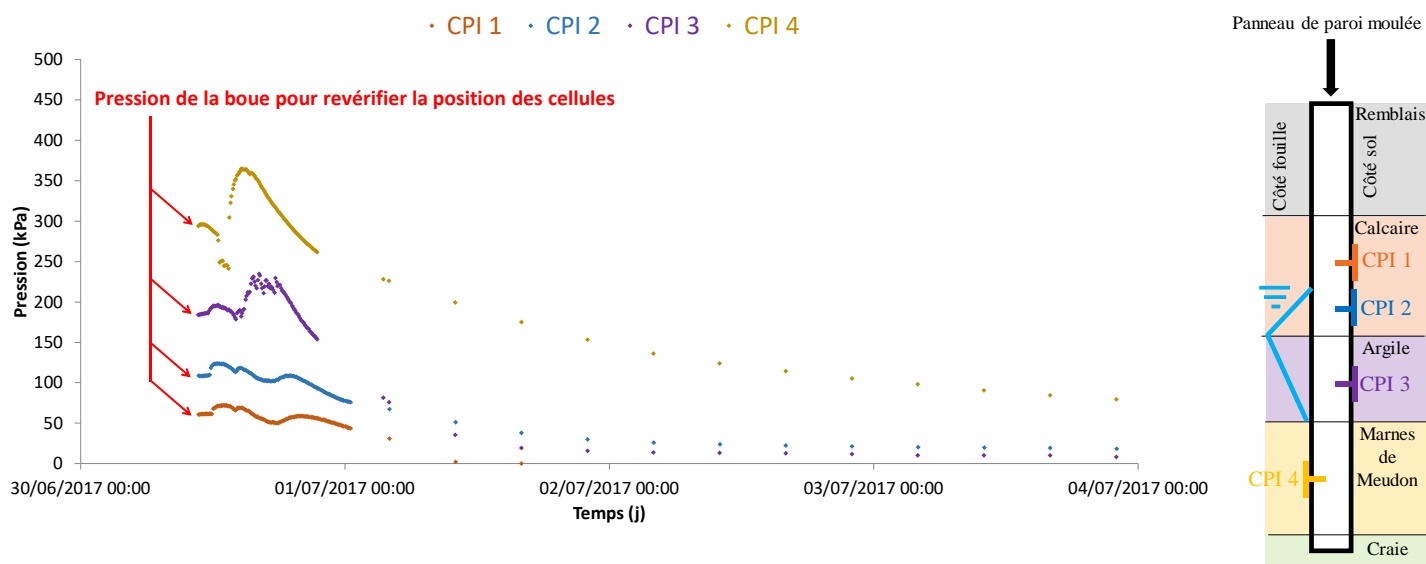


Figure 3-72 : Pressions interstitielles mesurées à l'interface sol/écran pendant la mise en place et 4 jours après

La Figure 3-73 présente l'équilibre hydrostatique retrouvé 3 mois après la mise en place des CPI et avant le démarrage des terrassements. Comme prévu les cellules CPI 1 et CPI 4 ne voient plus de pression d'eau étant donné que la première est dans le Calcaire Grossier au-dessus du niveau de la nappe et que la deuxième est dans les Marnes de Meudon hors nappe. La cellule CPI 2 a retrouvé après environ 1 mois la pression hydrostatique de la nappe du Calcaire Grossier de 28 kPa (cette valeur théorique est tracée en pointillé bleu). La cellule CP3 situé dans l'Argile Plastique a vu sa pression interstitielle augmenter jusqu'à se stabiliser sur un palier à une valeur de 7 kPa qui est plus faible que la valeur prévue de 20 kPa (tracée en pointillé violet) qui correspond à une décroissance linéaire de la pression comme illustré dans le schéma de droite de la Figure 3-73. On conclut que le profil des pressions interstitielles dans ces argiles est plus faible que le profil linéaire sans pour autant statuer s'il

est de nature linéaire ou hyperbolique car on ne dispose que d'une seule cellule dans cette argile donc une seule profondeur de mesure. La CPI 3 s'est bouchée après trois mois environ et on n'a plus accès à la valeur de la pression interstitielle de cette cellule pendant les phases de terrassement.

On note qu'un débranchement des câbles de mesures a été décidé afin de sécuriser la centrale d'acquisition pendant la période de réalisation des rehausses de parois moulées qui a connu une grande coactivité sur le chantier. Il est intéressant de noter également que les CPI ont une utilité double : elles permettent à la fois de mesurer la pression interstitielle et de confirmer par ces mesures que les cellules sont bien à l'interface sol/écran. En effet, les CPI et les CPT sont montées sur le même support (voir paragraphe 3.4.3), étant donné qu'on mesure la pression de l'eau avec les CPI cela prouve qu'elles sont bien situées en dehors du béton et au contact du sol. Ainsi l'opérationnalité des CPI permet d'écarter tout scepticisme sur la réalité de la localisation des cellules à l'interface sol/écran, et confirme ainsi la réussite de la procédure de plaquage avec les vérins hydrauliques.

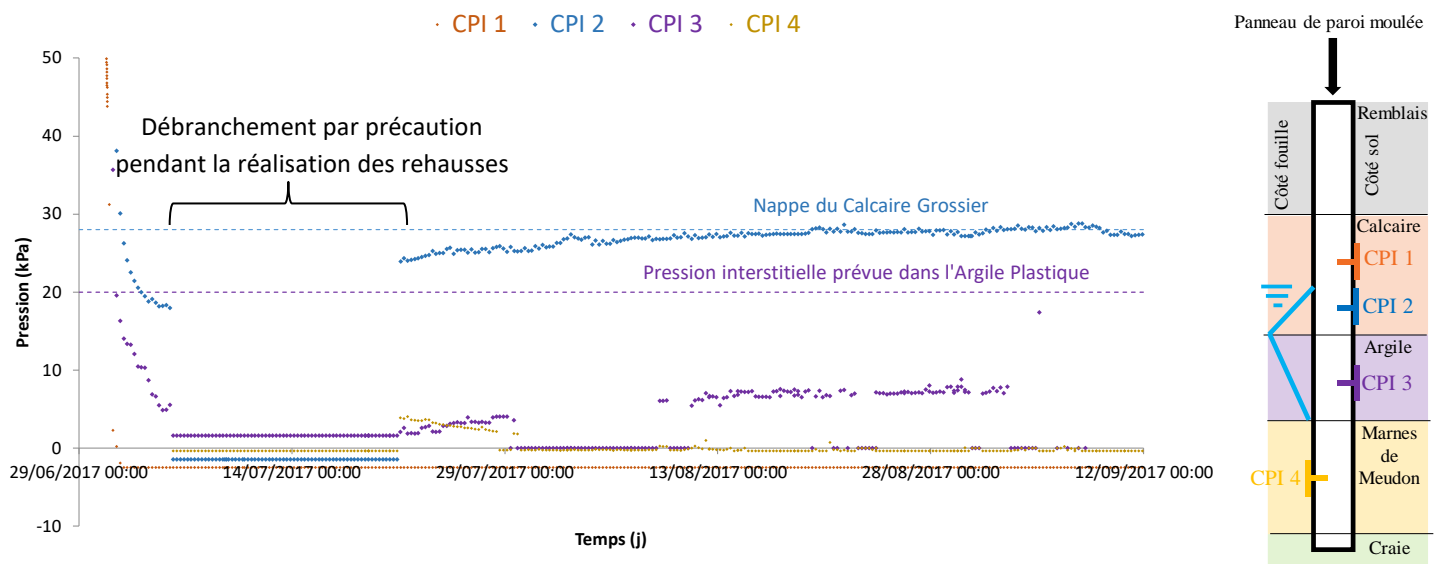


Figure 3-73 : Pressions interstitielles mesurées à l'interface sol/écran après stabilisation et avant le démarrage des terrassements

La Figure 3-74 présente l'évolution de la pression interstitielle des cellules CPI2 et CPI3 pendant les phases de terrassement. On remarque que la cellule CPI2 suit les fluctuations régulières de la nappe du Calcaire qui est d'ailleurs entre la valeur des eaux basses (EB) à 62 m NGF et la valeur travaux à 61 m NGF, ce qui se traduit par une fluctuation de la pression ressentie par la cellule CPI2 (située à 58,2 m NGF) entre 28 kPa et 38 kPa. On remarque que la cellule CPI1 a ressenti une venue d'eau d'environ 18 kPa à la fin de l'été 2018 et qui s'est dissipée rapidement après. Cette montée ponctuelle en pression ne correspond pas à une montée de la nappe étant donné que la cellule CPI2 n'a pas ressenti le même incrément, on l'attribuera ainsi à des travaux adjacents. Une période d'interruption des mesures pendant 1 mois environ a été nécessaire pour assurer la maintenance de la centrale d'acquisition et le changement de ses batteries. Toutefois, il faut noter qu'une interruption des mesures signifie une interruption de l'enregistrement des mesures, mais les CPI et CPT sont toujours bien fonctionnelles en place, car ce sont des capteurs passifs qui subissent les variations des pressions appliquées par le sol et l'eau et qu'il faut solliciter pour connaître la valeur qu'elles ont atteinte. Ainsi il serait pertinent par

exemple de venir les solliciter plusieurs mois après la fin des travaux dans la gare afin de voir la pression à laquelle elles se sont stabilisées.

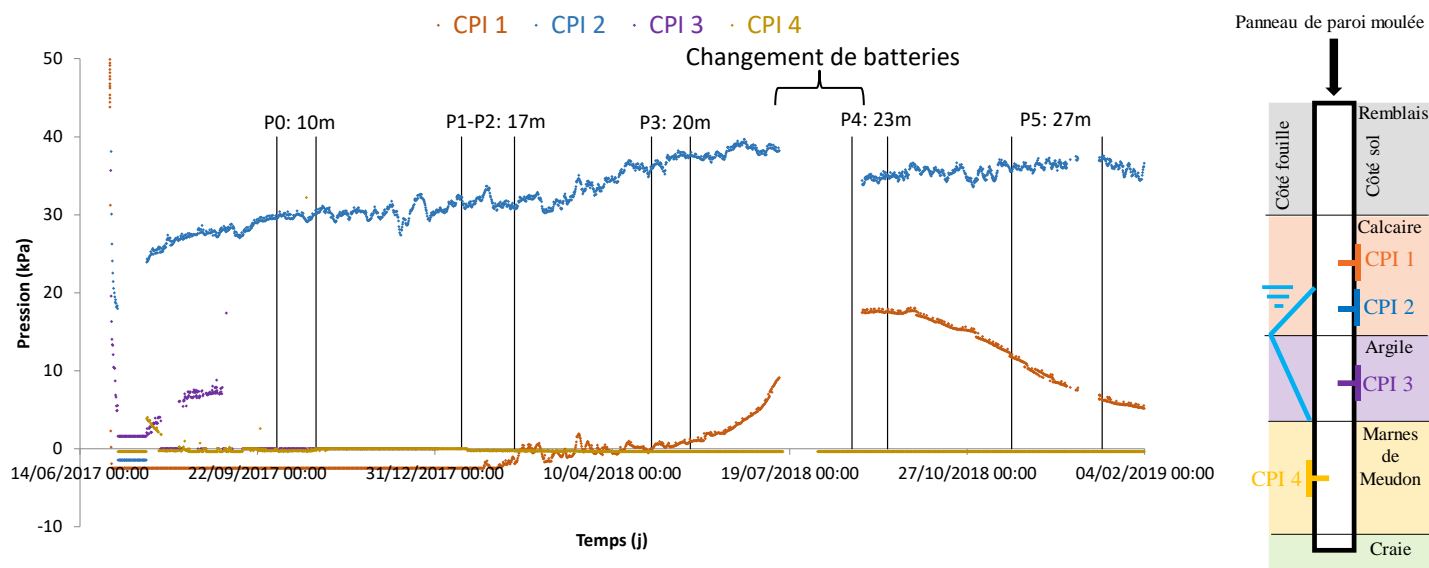


Figure 3-74 : Pressions interstitielles mesurées à l'interface sol/écran pendant les phases de terrassement P0 à P5

#### 3.5.4.2 Pression totale

Les CPT sont installées sur le même support que les CPI, ainsi le démarrage des enregistrements a été réalisé en même temps. Sur la Figure 3-75 on peut voir le petit palier de la pression de la boue qui correspond à la pression appliquée sur la cellule au début. Ensuite, le plaquage des cellules contre le sol se traduit par une petite montée en pression qui devrait correspondre à la pression in situ ( $K_0$ ). La valeur de la pression horizontale in situ prévue ( $K_0$ ) au droit des différentes cellules est donnée en pointillé. Pour l'Argile Plastique on a tracé en pointillé la valeur de la pression de la poussée active ( $K_a$ ). Enfin l'ordre de bétonnage est donné après avoir plaqué l'ensemble des cellules contre le sol.

Les CPT 1 et CPT 2 mesurent une pression au contact du sol équivalente à la pression prévue avec le coefficient des terres au repos  $K_0$  du Calcaire Grossier. Pendant le bétonnage leurs pressions augmentent puis chutent suite à la prise du béton qui les éloigne du sol pendant son retrait. Après 3 jours, les pressions se stabilisent à une valeur très proche de la première valeur au contact du sol et donc de la valeur annoncée par  $K_0$ .

La CPT4 mesure au premier contact du sol une valeur plus faible que le  $K_0$  prévu dans les Marnes de Meudon. En fait, la mise au contact de cette cellule avec le sol n'est pas clairement visible comme pour les 3 autres cellules qui montraient un palier de pression de boue suivi d'un incrément de pression. Il faut noter que cette cellule est la plus profonde, la non-visibilité du palier peut être justifiée par le fait qu'on l'a plaqué la première contre le sol, elle n'a donc pas eu le temps d'enregistrer suffisamment de points de mesures pour visualiser le palier car on l'a mise au contact du sol trop rapidement. Toutefois, après 3 jours du bétonnage sa pression se stabilise sur une valeur très proche du  $K_0$  prévu.



La CPT 3 mesure une pression au contact du sol équivalente à la pression de la poussée active de l'Argile Plastique. A l'instar des autres cellules, sa pression augmente pendant le bétonnage puis chute suite à la prise de béton. En revanche, après cette chute sa pression ne remonte pas immédiatement, mais augmente lentement pendant environ 3 mois jusqu'à se stabiliser sur un palier très proche de la pression mesurée au premier contact, c'est-à-dire la pression de poussée active. Cette évolution et ce palier sont visibles sur la courbe violette de la Figure 3-78 juste avant le démarrage de la première phase de terrassement P0. La mesure d'une pression de poussée active peut se justifier par l'excavation de la tranchée qui met les sols adjacents à un état de poussée active. Par conséquent, cela nous amène à dire que le fait de ne pas prendre en compte cette phase de creusement de la paroi dans nos modélisations doit être compensé par le choix d'un « coefficient des terres initial  $K_i$  » apparent à injecter dans nos modèles plus faible que le  $K_0$  voire égal au coefficient de la poussée active  $K_a$  comme mesuré dans notre cas. Cependant, on peut aussi raisonnablement penser que cette plastification du sol reste locale et que le comportement macroscopique de l'argile derrière la paroi reste similaire à l'état initial des contraintes  $K_0$ . Dans le chapitre 4, nous avons retenu d'appliquer une réduction du coefficient des terres au repos  $K_0$  de l'Argile Plastique de 20 % (recommandations du CIRIA C580).

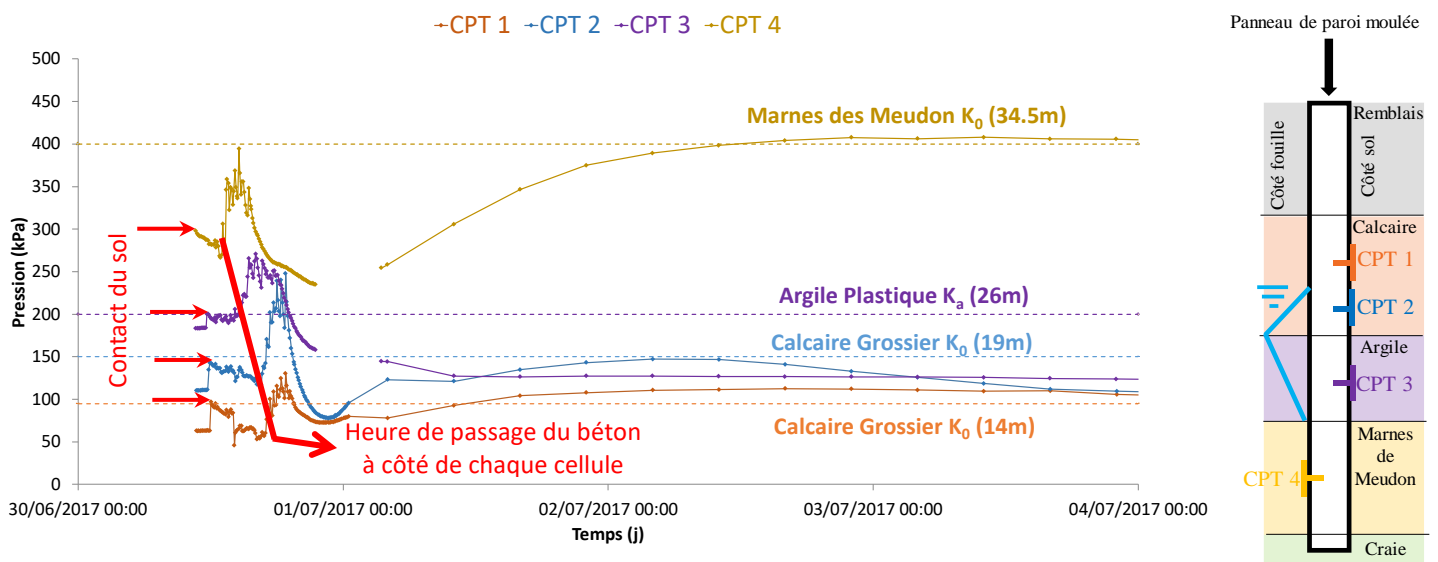
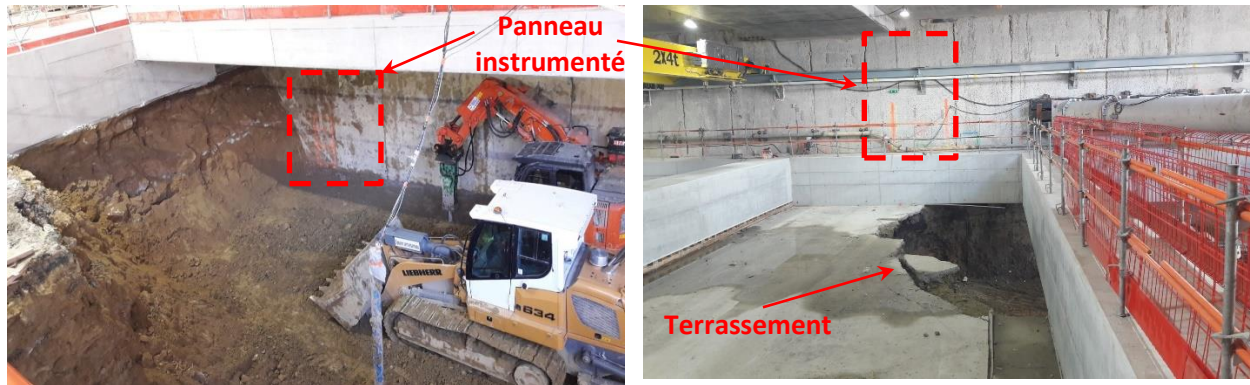


Figure 3-75 : Pressions totales mesurées à l'interface sol/écran pendant la mise en place et 4 jours après

La Figure 3-78 présente l'évolution des pressions totales mesurées avec les phases de terrassement P0 à P5. Il est intéressant de noter que les cellules réagissent immédiatement au terrassement, ce qui est clairement visible pour l'ensemble des phases P0 à P5. Les mesures des cellules peuvent même nous renseigner sur la méthode de terrassement. En effet, pendant la phase P1-P2, les terrassiers ont procédé progressivement en plusieurs couches ce qui est visible sur les mesures qui montrent une progression avec un palier au milieu. En revanche, pendant le terrassement P3 on remarque une variation brusque des mesures comme si toute la hauteur de sol a été enlevée d'un seul coup devant le panneau. En effet, la photo de la Figure 3-76 prise le même jour que la variation brusque des pressions montre que le terrassement a avancé rapidement devant le panneau instrumenté ce jour-là. Rappelons que l'espacement entre les mesures est de 6 h, il est donc vraisemblable qu'ils aient rapidement avancé

entre la mesure de 10 h et celle de 16 h. Ces remarques sont cohérentes étant donné que la phase P1-P2 correspond à un terrassement de 7 m donc une évacuation progressive par les terrassiers est justifiée alors que la phase P3 correspond à un terrassement de 3 m donc une évacuation rapide par trax de toute la hauteur est plausible.



Phase P1-P2 17/01/2018

Phase P3 09/05/2018

Figure 3-76 : Photos des terrassements P1-P2 et P3 au droit du panneau instrumenté

Les cellules sont également sensibles à d'autres travaux notamment le coulage des planchers. On remarque ainsi que le jour du bétonnage d'une des poutres du N-1 située au droit du panneau instrumenté, on a observé une montée en pression de la CPT1 jusqu'à un pic suivi d'une chute de pression et stabilisation. Cette même remarque a été observée pour la CPT 2 pendant le coulage d'une poutre du N-2 et pour la CPT3 pendant deux coulages du N-3 (lierne et poutre). Cette concordance peut être expliquée par la proximité de ces cellules avec ces niveaux de planchers. En effet, la montée de pression de ces cellules peut être due à la poussée du béton frais sur la paroi pendant le bétonnage et la chute de la pression qui suit peut-être dû à la prise du béton qui tire la paroi légèrement vers la fouille. Une observation similaire a été remarquée par Chambers et al. 2016 en relation avec l'impact du coulage d'une dalle sur les efforts mesurés d'un buton. La Figure 3-77 montre que le jour du coulage de la dalle, noté C3 dans leur document, l'effort du buton a diminué jusqu'à un pic puis a été suivi d'une augmentation jusqu'à stabilisation. Chambers et al. 2016 l'explique par le fait que le béton frais pousse la paroi et relâche ainsi le buton, ensuite la prise du béton tire la paroi vers la fouille et recomprime ainsi le buton.

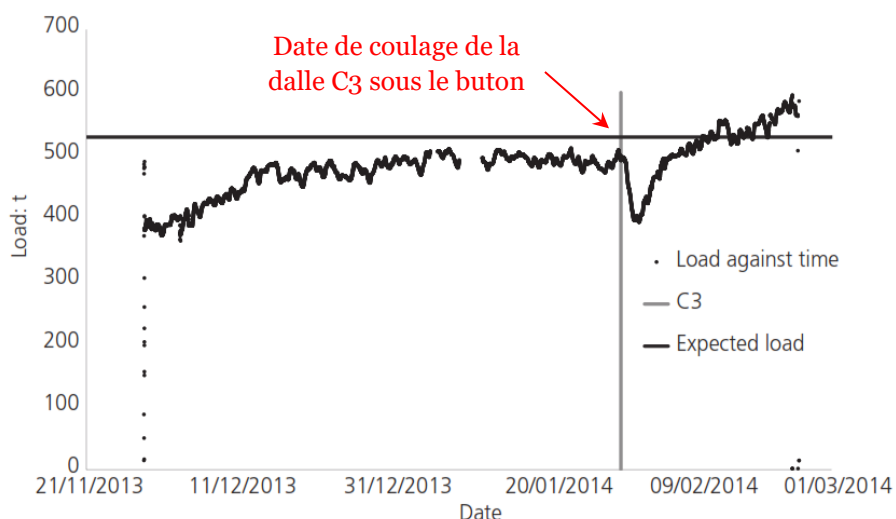


Figure 3-77 : Mise en évidence de l'impact du coulage de génie civil sur les efforts mesurés dans un buton (Chambers et al.2016)

Concernant la CPT3 située dans l'Argile Plastique, on remarque que pendant toutes les phases de terrassement P0 à P5 la variation de cette cellule a eu le même temps de réactivité que les autres cellules. C'est-à-dire qu'on n'a pas observé d'effet de temps de dissipation des éventuelles surpressions interstitielles. Si c'était le cas on aurait observé une augmentation de la pression totale mesurée alors qu'on observe bien des paliers notamment entre les phases P0, P1-P2 et P3. Cela rejoint la remarque du paragraphe 3.5.2.1 sur la stabilisation de la flèche de l'écran avec le temps pour confirmer le comportement drainé de ces horizons pendant l'excavation.

Concernant la cellule CPT 1, il est très intéressant d'observer la compression de cette cellule pendant la phase de terrassement P1-P2. En effet, on a tendance à penser intuitivement que le mouvement de la paroi vers la fouille de manière générale induit des diminutions de pressions derrière l'écran, alors que la CPT1 a bien montré une compression qui atteste d'un mécanisme d'effet de voûte qui s'opère à l'arrière de l'écran (paragraphe 2.5).

Concernant la CPT 4 situé côté fouille, on constate qu'elle se comprime au fur et à mesure des terrassements notamment dans la dernière phase P5. Il paraît que le volume de sol entre les deux écrans est tellement rigide que la cellule ne ressent presque par les terrassements réalisés au-dessus. L'origine de cette pression horizontale importante peut aussi provenir d'un mécanisme de transfert de charge qui comprime à la fois la partie supérieure de l'écran et sa partie inférieure (paragraphe 2.5).

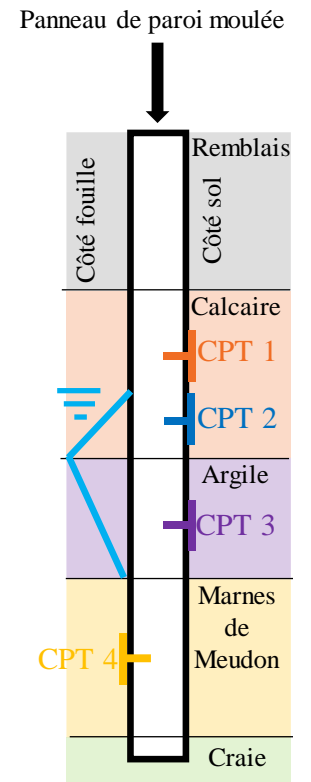
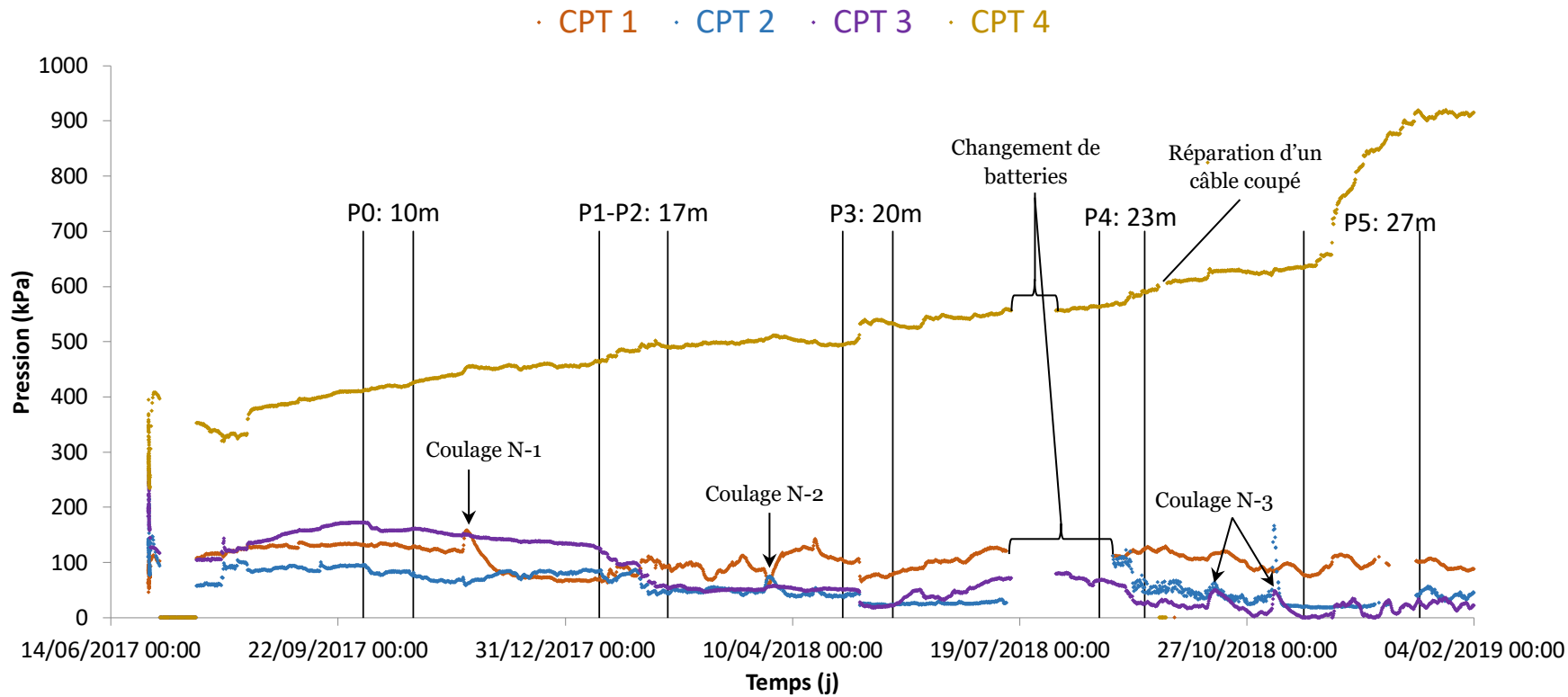


Figure 3-78 : Pressions totales mesurées à l'interface sol/écran pendant les phases de terrassement P0 à P5

On note que certaines coupures de mesures ont eu lieu pendant l'été 2018 (Figure 3-78), elles sont dues à des changements de batteries et à la réparation d'un câble de mesure sectionné par les travaux de forage de scellement dans la paroi.

Le Tableau 3-11 récapitule les valeurs des pressions mesurées par les 4 CPT avant et après chaque phase de terrassement. Nous retenons pour notre analyse du chapitre 4, le cumul des variations de pressions pendant chaque phase depuis P0 (cumulé des différences du tableau). Ces valeurs retenues seront comparées aux modélisations sous forme d'un intervalle de +/-15% qui correspond à l'éventuelle erreur de mesure comme expliqué dans le paragraphe 3.4.3.

Tableau 3-11 : Récapitulatif des pressions totales mesurées dans les 4 cellules pendant les phases P0 à P5

(kPa)	CPT 1			CPT 2			CPT 3			CPT 4		
	Avant	Après	Différence	Avant	Après	Différence	Avant	Après	Différence	Avant	Après	Différence
P0	132	128	-4	94	76	-18	172	161	-11	410	427	+17
P1-P2	67	95	+28	82	46	-36	134	57	-76	456	493	+37
P3	104	80	-24	39	24	-15	51	23	-28	494	532	+37
P4	122	126	+4	102	49	-54	70	25	-44	556	592	+36
P5	77	101	+24	20	48	+28	24	24	0	635	910	+275

### 3.6 Conclusion

La gare Fort d'Issy-Vanves-Clamart constitue un ouvrage riche en enseignements étant donné la quantité et la qualité de l'instrumentation mise en place.

L'instrumentation classique à base de cibles topographiques, d'inclinomètres et de jauges de déformation a été complétée par une instrumentation avancée à base de fibres optiques et de cellules de pression totales et interstitielles. L'installation et la préservation de ces différents dispositifs, dont certains assez fragiles, jusqu'à l'arrivée au fond de fouille requiert une présence régulière sur chantier et une communication renforcée avec l'ensemble des intervenants. L'exploitation des mesures brutes nécessite un suivi des travaux du chantier afin d'assurer une bonne interprétation des mesures observées et identifier les éventuelles mesures aberrantes.

La synthèse des mesures couplée au phasage des travaux permet de fournir un retour d'expérience précieux pour approfondir la compréhension du comportement des excavations profondes dans le contexte géologique de la ligne 15 sud du Grand Paris Express. De plus, la complémentarité des mesures disponibles, entre déformée et moment de la paroi, effort dans les appuis, tassement à l'arrière de l'écran et pression à l'interface sol/écran, permet d'une part, de dresser une description complète du comportement du soutènement et d'autre part, de mieux valider les modélisations étant donné qu'on les confronte à plusieurs types de mesure à la fois.

Le chapitre 4 utilise la synthèse des mesures recensées de la gare Fort d'Issy-Vanves-Clamart et les compare aux modélisations réalisées en 2D et 3D.

## **Chapitre 4**

---

### **Modélisation de la gare Fort d'Issy-Vanves-Clamart**

---

## 4.1 Méthodes de modélisation

L'excavation de la gare de Fort d'Issy-Vanves-Clamart a été modélisée avec la méthode des coefficients de réaction (MISS-K) et la méthode des éléments finis (EF). MISS-K peut s'apparenter à une modélisation 1D car elle ne manipule qu'un équilibre de ressorts horizontaux. Deux modélisations en 2D et en 3D ont été réalisées avec la méthode EF. L'objectif de ce paragraphe est de comparer ces 3 modélisations (MISS-K, EF 2D et EF 3D) afin de mettre en évidence les points de convergence et les calages nécessaires pour les obtenir ainsi que les limitations que peuvent avoir certaines modélisations par rapport à d'autres dans le cas des excavations profondes.

### 4.1.1 Etat initial des contraintes

L'état initial des contraintes est un élément déterminant dans le dimensionnement des soutènements. Pour mener un calcul aux éléments finis, comme pour un calcul aux coefficients de réaction, la connaissance de l'état de contraintes de départ du sol impacte l'évolution ultérieure. En effet, étant donné que les limites de rupture sont fixées par les paramètres intrinsèques de cisaillement du sol, le point d'état de contraintes initiales permet de voir jusqu'où le sol pourra être sollicité avant d'atteindre le critère de rupture pour la méthode aux éléments finis ou avant d'atteindre les paliers de poussée butée pour la méthode des coefficients de réaction (Figure 4-1).

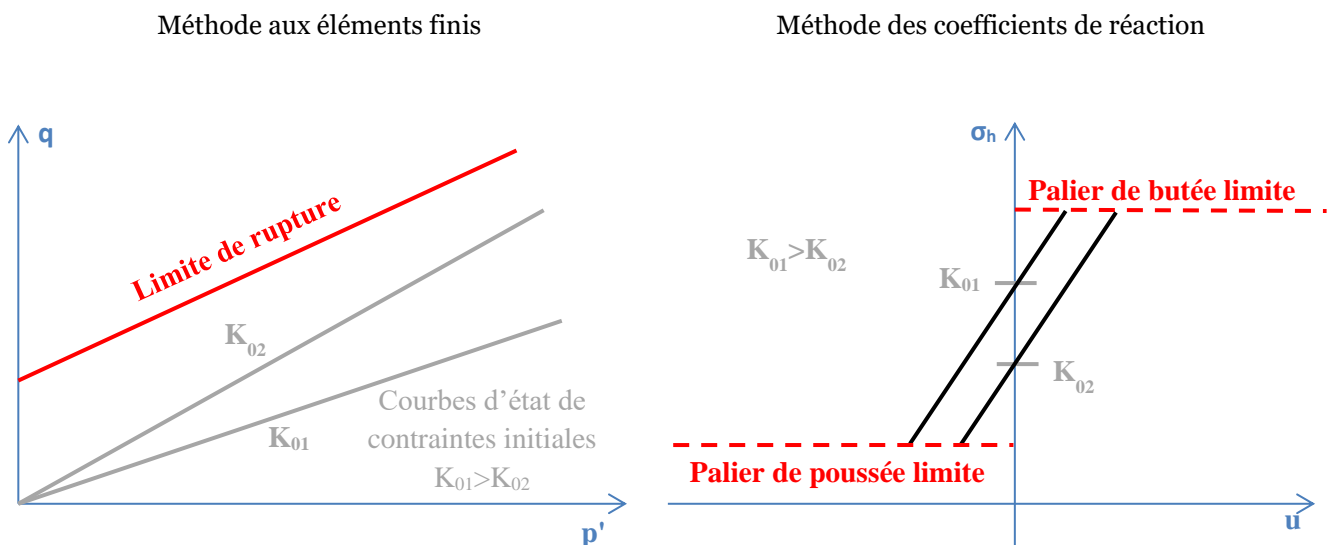


Figure 4-1 : Impact de l'état initial des contraintes

La définition de l'état initial des contraintes se fait par le biais du coefficient des terres au repos  $K_0$  qui exprime le rapport entre la contrainte horizontale effective et la contrainte verticale effective. Ce coefficient est généralement estimé selon la formule de Jaky (1944) pour les sols normalement consolidés et la formule de Mayne et Kulhawy (1982) pour les sols surconsolidés. Cependant, les modélisations couramment réalisées ne prennent pas en compte la phase de creusement de la paroi car cette dernière est modélisée sous forme d'un élément de plaque mis en place directement (Wished-In-Place et non pas Wall-Installation-Modelled, Ng et al. 2004), or cette phase peut avoir un effet sur l'état initial des contraintes au droit de l'écran ainsi il va falloir retenir dans les modélisations un

coefficient initial  $K_i$  potentiellement différent du  $K_0$ . Le CIRIA C580 propose de retenir, notamment pour les sols ayant un  $K_0$  important (proche du coefficient de butée en surface pour l'Argile de Londres)  $K_i=0,8K_0$  pour les écrans de type parois moulées et  $K_i=0,9K_0$  pour les écrans de types pieux sécants. Nous retenons pour nos modélisations ci-après la valeur suivante pour l'Argile Plastique :  $K_i=0,8K_0$  (C'est-à-dire 0,85 au lieu de 1,06). Ce choix est motivé également par la mesure de la cellule de pression au droit de l'Argile qui donnait une pression initiale plus faible (paragraphe 3.5.4).

#### 4.1.2 Méthode des coefficients de réaction (MISS-K)

La modélisation avec la méthode des coefficients de réaction est réalisée à partir du logiciel K-réa v.4.

MISS-K modélise le sol sous forme de ressorts liés à la paroi et indépendants les uns des autres. Ces ressorts travaillent selon une loi élasto-plastique à deux paliers poussée et butée limite. La raideur de ces ressorts peut être évaluée à partir de différentes formules (Balay 1985, Chadeisson, Schmitt 1995). Nous avons retenu d'utiliser la formule de Schmitt (1995). Les paliers plastiques sont définis à partir des tables de Caquot et Kerisel (1948) en prenant un angle d'inclinaison égal à celui du sol adjacent ( $|\delta/\varphi|=1$ ).

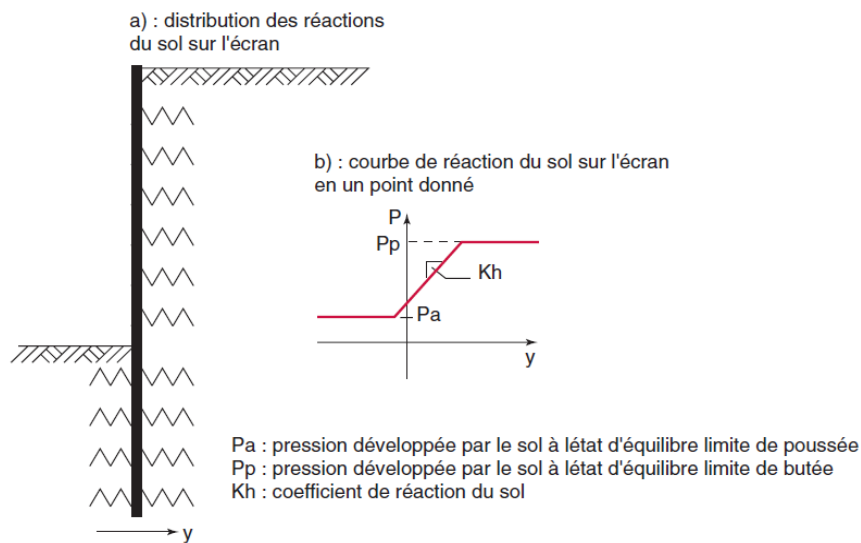


Figure 4-2 : Modèle d'interaction sol/écran de la méthode des coefficients de réaction (Delattre 2001)

Au cours de l'excavation, la variation de la pression horizontale, à déplacement nul, due à l'excavation est gérée par le coefficient de décompression  $k_d$ . Ce coefficient est souvent pris égal à  $K_0$ . Or cela conduit à une chute rapide des contraintes côté fouille. Monnet (1994) propose une formulation plus réaliste de cette diminution des contraintes en fonction du taux de déchargement (OCR) variable suivant la phase d'excavation. Toutefois, il propose de considérer  $OCR=3$  comme une bonne estimation.

$$k_d = K_0 \frac{(OCR - OCR^{\sin(\varphi')})}{OCR - 1}$$



On peut également proposer une expression purement élastique de ce coefficient à partir du coefficient de Poisson  $\nu$ .

$$k_d = \frac{\nu}{1 - \nu}$$

Ces trois formules seront comparées dans le paragraphe 4.1.4, on retiendra la formulation de Monnet (1994) avec OCR=3.

### 4.1.3 Méthode aux éléments finis (EF 2D et 3D)

Les deux modélisations aux éléments finis 2D et 3D ont été réalisées avec le logiciel Plaxis 2D et 3D v.2017.

#### 4.1.3.1 Modèles de comportement du sol

La modélisation aux éléments finis permet de résoudre des problèmes complexes d'interaction sol structure. La possibilité d'utiliser des modèles de comportement du sol avancés est l'un des principaux apports des modélisations numériques. On s'intéresse à trois modèles de sol implémentés sur Plaxis dans la comparaison du paragraphe 4.1.4 à savoir :

- MC : Loi de comportement élastique parfaitement plastique avec une élasticité linéaire et le critère de rupture de type Mohr-Coulomb
- HS : Loi de comportement élasto-plastique avec une élasticité linéaire et écrouissage selon deux surfaces de charges permettant de reproduire la courbe hyperbolique d'un essai triaxial drainé en compression (Schanz et al. 1999). Le critère de rupture est celui de Mohr-Coulomb.
- HSS : Loi de comportement similaire à celle de HS mais avec une élasticité non linéaire en introduisant la courbe de dégradation du module de cisaillement  $G$  selon le modèle de Hardin et Drnevich (1972) dans lequel  $G_0$  est le module dynamique à très faible déformation et  $\gamma_{0.7}$  est la distorsion à 30% de réduction du module ( $0,7G_0$ ).

$$G = \frac{G_0}{1 + 0.385 * \frac{\gamma}{\gamma_{0.7}}}$$

A l'interface sol/écran l'angle de frottement est pris égal à celui du sol adjacent et la cohésion est nulle.

#### 4.1.3.2 Comportement drainé et non drainé

La stratigraphie de la gare met en évidence la présence de la couche d'Argile Plastique en dessous du Calcaire Grossier et 5 m sous le niveau de sa nappe. La modélisation du comportement non drainé des sols peu perméables peut être prise en compte sur Plaxis suivant trois approches de calcul:

- Undrained A : est un calcul en contraintes effectives avec génération de surpressions interstitielles, les paramètres de rigidité sont les modules drainés et les paramètres de cisaillement sont l'angle de frottement et la cohésion effective. La résistance au cisaillement

non drainé est un résultat du calcul qui dépend du modèle de sol utilisé (voir paragraphe 2.3). Il est nécessaire de vérifier systématiquement qu'elle ne dépasse pas la valeur de la cohésion non drainée  $C_u$  mesurée dans les essais de reconnaissances.

- Undrained B : est un calcul en contraintes effectives avec génération de surpressions interstitielles, les paramètres de rigidité sont les modules drainés et le critère de rupture est horizontal égal à la cohésion non drainée. Les pressions interstitielles produites par ce modèle ne devraient pas être utilisées pour un calcul de dissipation ultérieure car le chemin de contrainte suivi et les surpressions générées ne sont pas corrects (Plaxis Manual 2017).
- Undrained C : est un calcul en contraintes totales, les paramètres de rigidité sont les modules non drainés et le critère de rupture s'exprime avec une cohésion égale à la cohésion non drainée et une valeur nulle de l'angle de frottement.

A partir de ces trois approches de calcul disponibles, on constate que l'approche B et C permettent de faire uniquement un calcul à court terme alors que l'approche A permet de reproduire à la fois le court terme, l'état intermédiaire et le long terme. En effet, elle permet de modéliser le couplage entre le comportement du sol et de l'eau avec la génération des surpressions interstitielles et de comptabiliser le temps des travaux en termes de temps de dissipation des surpressions (consolidation). Elle semble ainsi reproduire plus fidèlement la réalité. De plus, pour un problème d'excavation le long terme est généralement plus critique que le court terme (paragraphe 2.3).

La Figure 4-3 présente une comparaison sur la coupe D (coupe centrale de la gare) entre une modélisation en conditions drainées et une modélisation utilisant l'approche Undrained A avec dissipation des surpressions pendant le phasage des travaux. On remarque que la déformée obtenue est exactement la même.

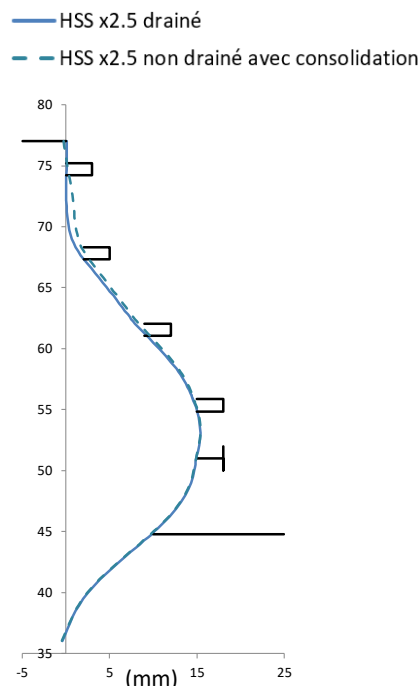


Figure 4-3 : Comparaison entre un comportement drainé et non drainé des Argiles Plastiques

La Figure 4-4 présente l'évolution de la flèche des inclinomètres IR7, I4 et I7 en fonction du temps. Les phases de terrassement P1 à P5 sont indiquées avec des barres verticales. On peut constater que les principales variations de la flèche de l'écran restent limitées au droit des phases de terrassement, le comportement non drainé s'avère être à très court terme suivi d'une dissipation rapide des éventuelles surpressions et une stabilisation de la déformée est rapidement atteinte marquant ainsi l'installation rapide d'un comportement à long terme. Cette observation est corroborée par l'évolution de la pression totale de la cellule CPT3 au droit de l'Argile Plastique qui montrait bien des paliers horizontaux entre les phases de terrassement (paragraphe 3.5.4).

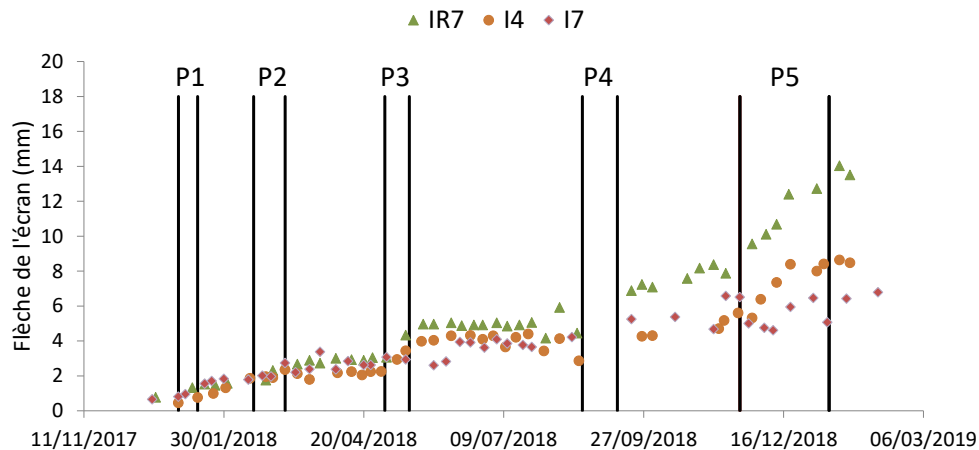


Figure 4-4 : Evolution de la flèche de l'écran avec le temps

Vermeer et Meier (1998) avaient proposé de calculer un facteur de temps sans dimension  $T$  pour statuer sur la nature du comportement drainé ou non drainé. Ce facteur s'exprime en fonction de la perméabilité  $k$ , du module oedométrique  $E_{oed}$ , du poids volumique de l'eau  $\gamma_w$  et de la distance de drainage  $D$ . Plus  $T$  est faible plus le comportement s'approche du non drainé, plus il est fort plus le comportement peut être considéré comme drainé.

$$T = \frac{k * E_{oed}}{\gamma_w * D^2}$$

La rapidité de la dissipation des surpressions interstitielles mentionnée auparavant peut s'interpréter à partir de la dépendance de ce facteur  $T$  avec le module. En effet, pour le cas d'un remblai sur sol mou, le module retenu est faible car le taux de déformation est important, le comportement est plus proche du non drainé alors que pour le cas d'un soutènement le module est beaucoup plus élevé étant donné que le taux de déformation est faible ( $10^{-4}$ ), le comportement est ainsi plus proche du drainé.

Pour le cas présent, l'Argile Plastique a une perméabilité égale à  $k = 10^{-8}$  m/s, le module pressiométrique retenu dans la synthèse géotechnique vaut  $E_M = 40$  MPa avec un coefficient rhéologique  $\alpha = 1$  (Tableau 3-4), on prend un module oedométrique valant 2 fois le module pressiométrique comme valeur basse, l'épaisseur de la couche vaut  $D = 8$  m. Le calcul du facteur  $T$  pour une durée de 10 jours donne une valeur de  $T = 11$ . Ce qui confirme la considération d'un comportement drainé.

Ainsi pour dimensionner des excavations profondes, le comportement des sols peu perméables peut s'apparenter à un comportement drainé, d'une part parce que le long terme est plus critique que le court terme d'autant plus qu'il est rapidement atteignable, et d'autre part parce qu'on ne peut pas demander au chantier d'accélérer sa cadence pour profiter de la résistance offerte à court terme par les surpressions négatives.

A partir de l'ensemble de ces éléments, on retient pour la suite une modélisation de la couche d'Argile Plastique en conditions drainées.

#### 4.1.3.3 Modélisation 2D

La modélisation 2D de la gare consiste à modéliser les 5 coupes présentées dans la Figure 3-11. La Figure 4-5 présente le maillage de la coupe D qui est raffiné autour de l'excavation. La largeur totale du modèle est de 200 m assurant ainsi une distance suffisante pour éviter les effets de bord (environ trois fois la profondeur de l'excavation de part et d'autre de l'écran). Les conditions aux limites sont telles que les déplacements horizontaux sont bloqués pour l'ensemble des bords et les déplacements verticaux sont bloqués à la base du modèle. Les éléments d'appuis sont modélisés avec des éléments élastiques linéaires de type « Node-to-Node » ayant une rigidité axiale et non pesants. La paroi est modélisée avec des éléments élastiques linéaires de plaques munis d'une interface avec le sol.

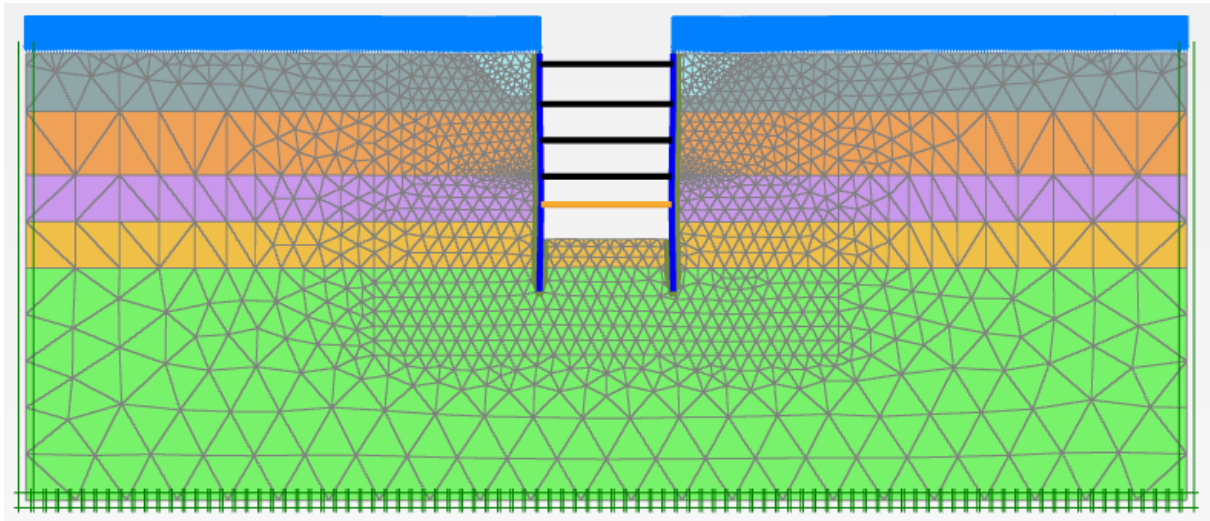


Figure 4-5 : Maillage de la coupe D (3200 éléments, 26000 nœuds)

#### 4.1.3.4 Modélisation 3D

La modélisation 3D consiste à reproduire la géométrie particulière de l'enceinte de la gare avec les différentes profondeurs de la paroi à savoir 39 m dans la zone ouest, 41 m dans la zone centrale et 43 m dans la zone est. La Figure 4-6 présente le maillage du modèle complet qui a une largeur de 220 m x 220 m. Les conditions aux limites sont telles que les déplacements horizontaux sont bloqués pour l'ensemble des bords et les déplacements verticaux sont bloqués à la base du modèle.

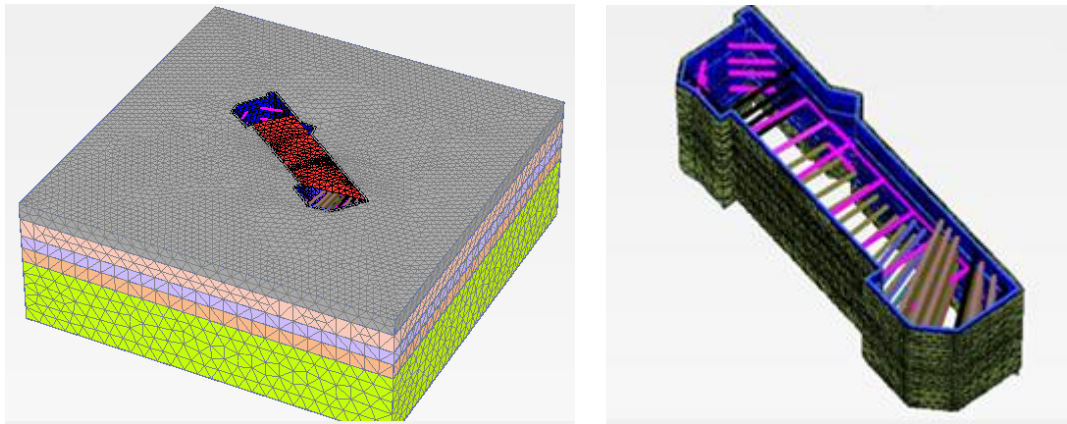


Figure 4-6 : Maillage du modèle 3D (240000 éléments, 360000 nœuds)

La géométrie trapézoïdale de la dalle de couverture a été reproduite. La géométrie du niveau N-2 a été également reproduite avec ses différentes poutres et liernes (Figure 4-7). Les niveaux N-1 et N-3 ont été modélisés sous forme de plaques avec une épaisseur équivalente par secteur comme présenté dans les notes d'exécution du bureau d'étude structure et récapitulé dans le Tableau 3-1 du chapitre 3. L'ensemble des appuis provisoires en butons métalliques ont été modélisés avec des éléments « Node-to-Node » ayant une rigidité axiale correspondant à leurs sections respectives et non pesants. Les précontraintes appliquées correspondent aux valeurs réelles mises en place pour chaque buton. Les caractéristiques de l'ensemble des éléments de structure sont synthétisées dans l'Annexe 8.

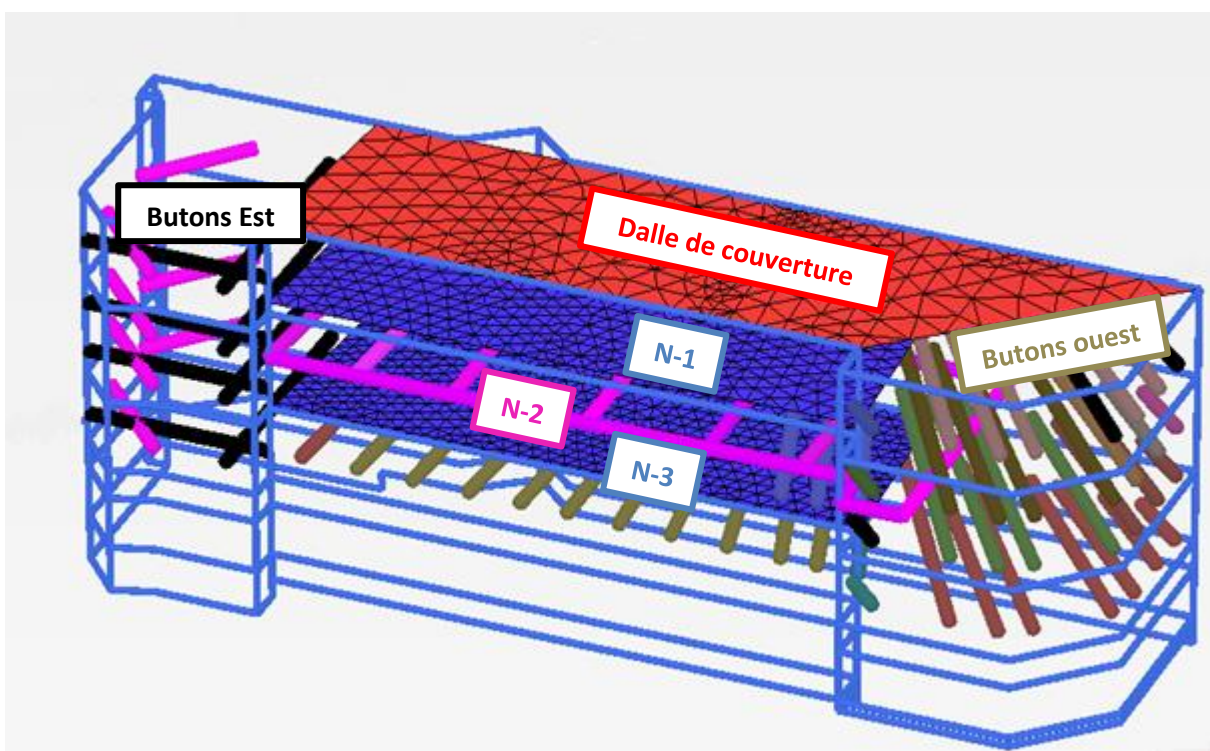


Figure 4-7 : Modélisation des appuis provisoires et définitifs

#### 4.1.4 Comparaison entre MISS-K et EF 2D

La comparaison entre MISS-K et EF 2D vise à justifier le calage des modules choisis dans le but de reproduire les mêmes déformées pour ensuite mettre en évidence les différences entre les deux modélisations en termes d'efforts dans les appuis et de butée mobilisée.

Cette comparaison a été réalisée sur la coupe la plus proche des conditions de déformation plane (2D) de la gare à savoir la coupe D.

##### 4.1.4.1 Calage des modules

La Figure 4-8 présente les déformées calées entre MISS-K et EF 2D avec 3 modèles de sol différents et les valeurs du calage des modules obtenus. On part de l'hypothèse que la déformée de MISS-K est la référence étant donné que les formules des coefficients de réaction ont été calées par le passé sur des mesures expérimentales, ainsi le calage porte sur le choix des modules à introduire dans les calculs aux éléments finis EF 2D pour obtenir la même déformée.

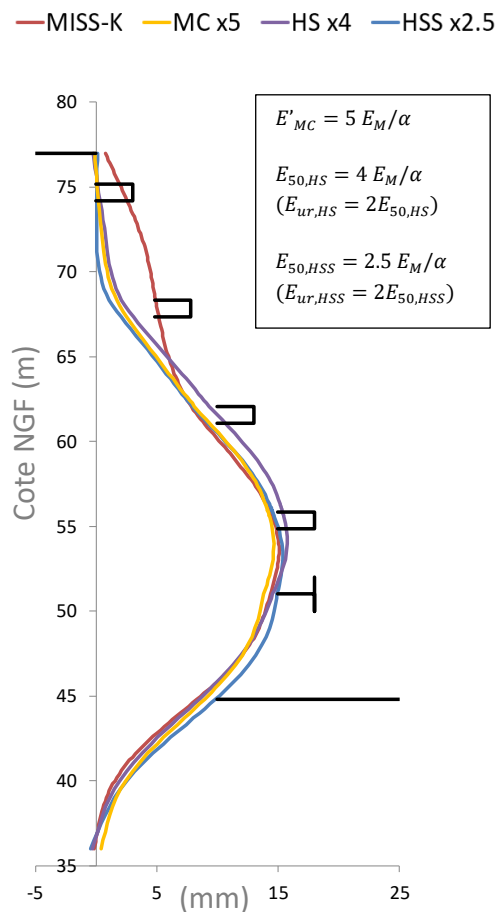


Figure 4-8 : Calage des modules de déformation pour différents modèles de sol

Comme la méthode MISS-K utilise le module pressiométrique  $E_M$  avec le coefficient rhéologique  $\alpha$  dans la formule du coefficient de réaction de Schmitt (1995) on a choisi de réaliser le calage sur le module pressiométrique corrigé  $E_M/\alpha$  en supposant que  $\alpha$  corrige le module  $E_M$  en fonction du type de sol et le calage qu'on va réaliser corrige le module  $E_M/\alpha$  en fonction du niveau de déformation. En



effet, la Figure 4-9 présente le champ de déformation déviatorique  $\varepsilon_d$  autour de l'excavation, on remarque que la valeur maximale est de  $2.10^{-3}$ . Si on suppose que le module  $E_M/\alpha$  correspond à un niveau de déformation de  $10^{-2}$ , on peut estimer le rapport entre un module à  $2.10^{-3}$  et celui à  $10^{-2}$  à partir de la courbe de dégradation du modèle de Hardin et Drnevich (1972) en prenant une distorsion à 70% égal à  $10^{-4}$  (ce qui est généralement son ordre de grandeur), on obtient ainsi le rapport suivant :

$$\frac{G(2.10^{-3})}{G(10^{-2})} = \frac{\frac{G_0}{1 + 0,385 * \frac{2.10^{-3}}{10^{-4}}}}{\frac{G_0}{1 + 0,385 * \frac{10^{-2}}{10^{-4}}}} = \frac{1 + 0,385 * \frac{10^{-2}}{10^{-4}}}{1 + 0,385 * \frac{2.10^{-3}}{10^{-4}}} = 4,5$$

On constate que la valeur du calage retrouvée pour le modèle MC qui est de 5 est proche de l'estimation ci-dessus de 4,5 !

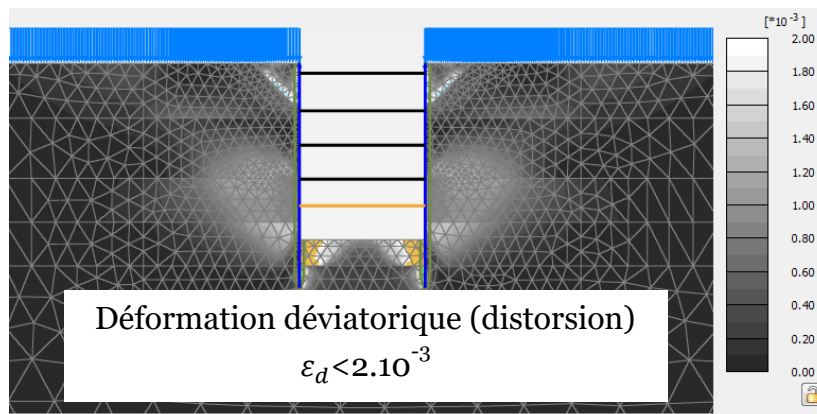


Figure 4-9 : Déformation déviatorique issue du modèle EF 2D

Il est intéressant de noter qu'on a eu besoin d'un facteur multiplicateur de 4 pour HS alors qu'on a eu seulement besoin de 2,5 pour HSS car ce dernier prend déjà en compte la courbe de dégradation du module avec des modules plus forts pour les faibles déformations.

Il est intéressant de noter également un résultat pertinent pour l'équivalence des déformées entre un modèle MC et HS, cette équivalence a été retrouvée dans plusieurs calages antérieurs et s'exprime comme suit :

$$E' = 0,75 E_{50,HS} + 0,25 E_{ur,HS}$$

#### 4.1.4.2 Efforts dans les appuis

A partir du calage des modules réalisé dans le paragraphe précédent, on va comparer dans ce paragraphe les efforts encaissés par les appuis. La Figure 4-10 présente le diagramme des pressions de part et d'autre de l'écran ainsi que les efforts dans les appuis à la dernière phase d'excavation (32 m).

En termes de diagrammes de pression, on remarque deux différences principales entre MISS-K et les 3 modèles EF 2D :

- une pression plus importante au niveau des appuis supérieurs au droit de N-1, N-2 et N-3 mise en évidence par EF 2D,
- une pression plus importante en dessous du fond de fouille côté sol mise en évidence par EF 2D et qui est répercutée sur le côté fouille avec une butée mobilisée plus importante.

La conséquence de ces deux différences est visible sur les efforts encaissés par les appuis où on voit des différences importantes entre MISS-K et EF 2D notamment pour les appuis N-1, N-2 et N-3. On remarque également que ces différences sont accentuées pour le modèle HSS et HS.

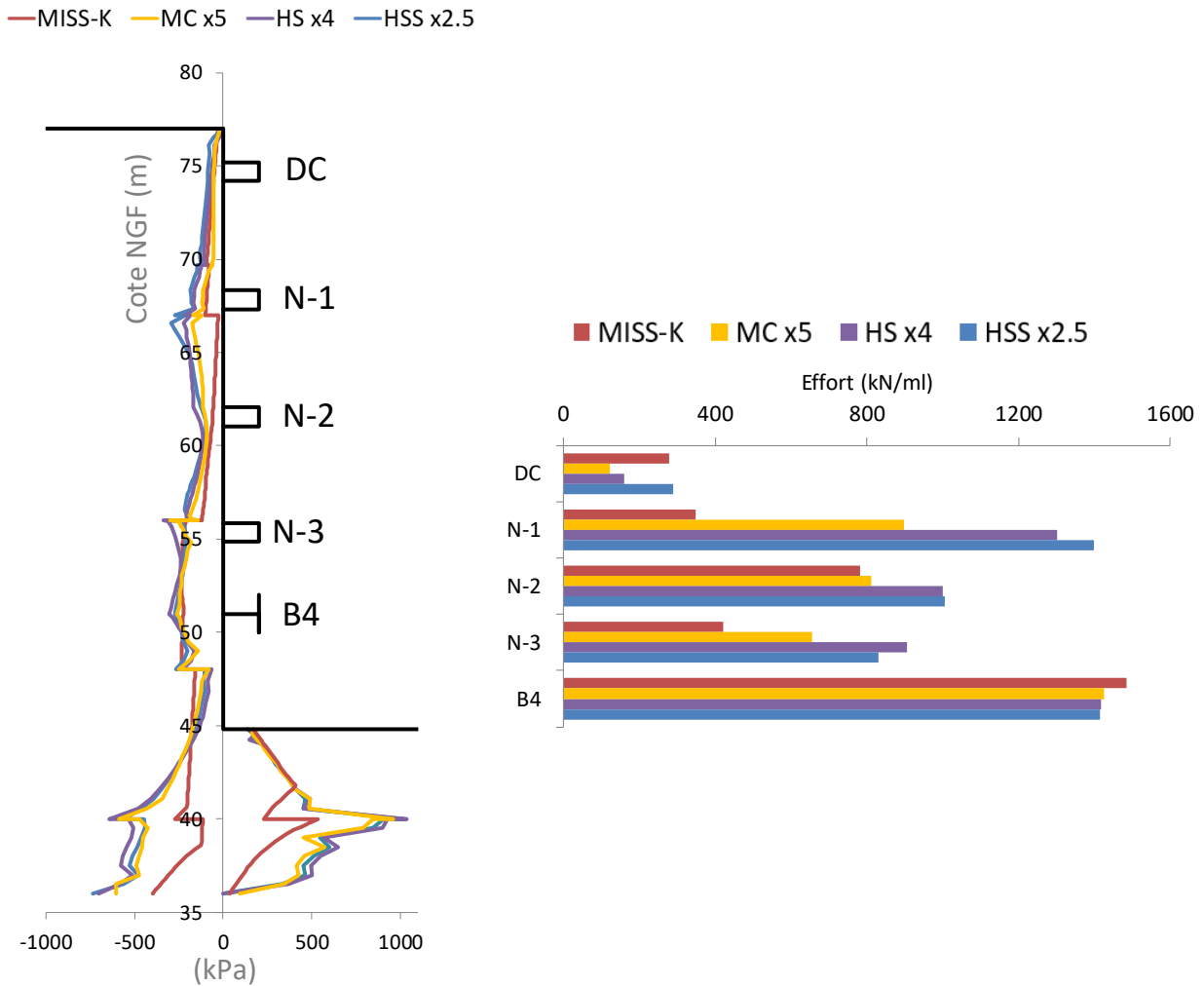


Figure 4-10 : Comparaison des diagrammes de pression et des efforts dans les appuis à la dernière phase d'excavation (32m)

Pour comprendre comment la distribution des efforts a pris cette forme à la dernière phase d'excavation il est pertinent de regarder l'évolution des efforts encaissés par chaque appui au fur et à mesure de l'avancement de l'excavation. La Figure 4-11 présente ce résultat pour l'ensemble des appuis ainsi que l'évolution de la somme des appuis.

Pour le niveau N-1, on constate que MISS-K et EF 2D prédisent les mêmes efforts pour les deux premières phases de terrassement à savoir 14 m et 17 m, en revanche pour les phases plus profondes



au-delà de 20 m l'écart se creuse significativement. En fait, MISS-K prévoit une relaxation des efforts alors que les trois modèles de sol de EF 2D mettent en évidence des efforts qui continuent à augmenter avec une augmentation plus prononcée pour les modèles HSS et HS en comparaison avec MC.

Cette remarque est valable aussi pour les niveaux N-2 et N-3 mais elle reste plus pertinente et clairement visible pour N-1 car c'est le niveau le plus haut qui est présent pendant plusieurs phases de terrassement. Le lit de butons B4 prévoit les mêmes efforts entre MISS-K et EF 2D car il endure une seule phase de terrassement en-dessous de lui. On remarque la même chose si on visualise l'évolution de la somme des efforts des appuis en fonction des phases de terrassement. On voit que l'écart entre MISS-K et le modèle HSS de EF 2D évolue de -0,44% à 33% à mesure que la profondeur de l'excavation augmente.

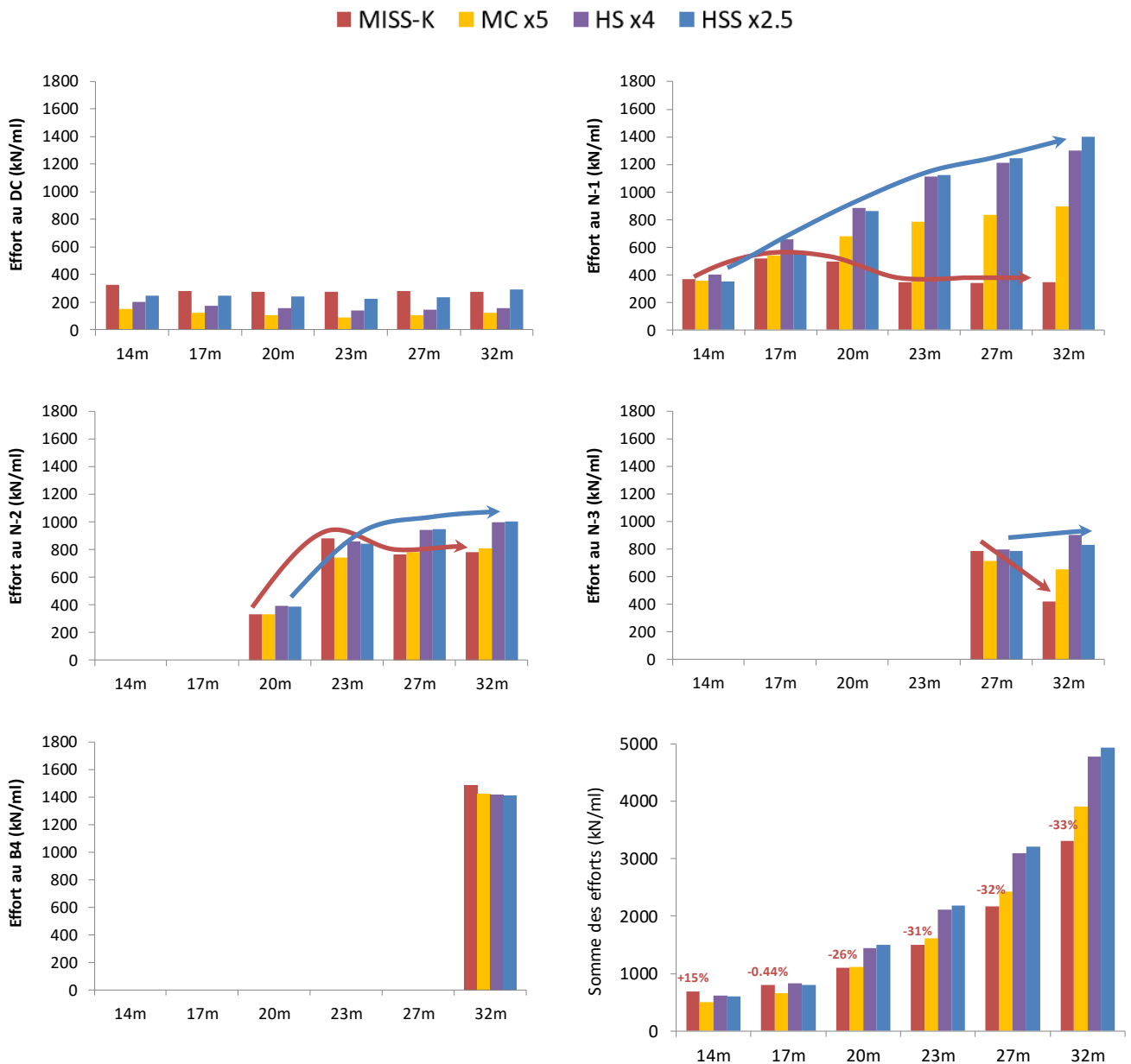


Figure 4-11 : Evolution des efforts des appuis avec la profondeur de l'excavation

Ce constat est corroboré par l'évolution des pressions à l'arrière de l'écran. La Figure 4-12 présente les diagrammes de variation des pressions derrière l'écran pour 5 phases de terrassement. On remarque que les modèles EF 2D présentent une décompression au droit du sol excavé (zone entre les deux lignes en pointillés) et simultanément deux compressions dans la partie supérieure de l'écran et dans la partie inférieure en dessous du niveau du fond de fouille. En revanche, le modèle MISS-K présente systématiquement une décompression. Cette redistribution correspond à l'effet de voûte commenté dans le paragraphe 2.5.

On peut retenir que pour les excavations, cet effet de voûte se manifeste d'une manière plus flagrante dans les phases les plus profondes. L'utilisation d'une méthode de modélisation qui ne prend pas en compte cet effet par construction comme MISS-K conduit, en particulier pour le cas des excavations profondes, à une sous-estimation des efforts dans les appuis notamment supérieurs et une sous-estimation de la butée mobilisée.

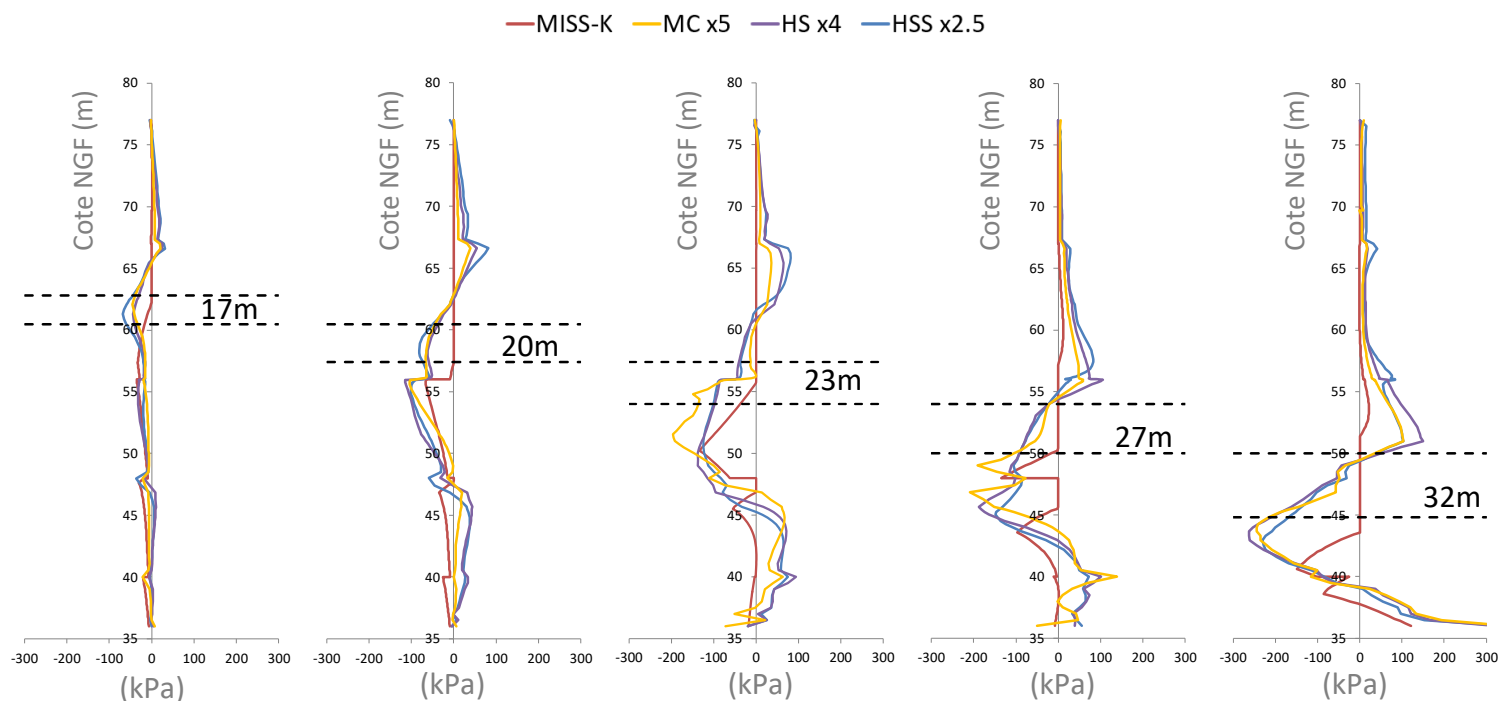


Figure 4-12 : Profil des variations de la pression à l'arrière de l'écran pendant chaque phase de terrassement

#### 4.1.4.3 Butée mobilisée

La Figure 4-12 du paragraphe précédent met en évidence la différence entre MISS-K et EF 2D en termes de pression à l'arrière de l'écran, la compression dans la partie supérieure impacte l'effort dans les appuis et la compression en dessous du niveau de fond de fouille va impacter la butée mobilisée.

La Figure 4-13 présente une comparaison entre les valeurs de la butée mobilisée entre MISS-K et les modèles EF 2D. Le modèle MISS-K est présenté sous forme de trois variantes en faisant varier le coefficient de décompression  $k_d$  entre  $K_0$ , la formule de Monnet (1994) et la valeur 0,25 correspondant à un coefficient de décompression élastique calculé avec le coefficient de Poisson ( $k_d = \nu/(1 - \nu)$ ) avec

$\nu=0,2$ ). On remarque que de manière générale la butée mobilisée issue des modèles MISS-K reste inférieure à celle mobilisée par les modèles EF 2D. Cela est un résultat de la non prise en compte de l'effet de voûte par les modèles MISS-K et l'absence de la redistribution des contraintes induisant une compression en dessous du fond de fouille. Toutefois, plus la valeur du  $k_d$  est faible plus la butée mobilisée est plus importante. En effet, une valeur plus faible du coefficient de décompression implique que le rapport entre la variation de la pression horizontale et verticale sera plus faible, en d'autres termes, suite à l'excavation le sol ressentira un déchargement horizontal plus faible. Ainsi si on souhaite réduire « artificiellement » la sous-estimation de la butée mobilisée par MISS-K on serait tenté de retenir une valeur très faible pour  $k_d$ , or d'après Monnet (1994) ce coefficient dépend quand même du type de sol et du taux de déchargement (un sol profond loin du niveau de terrassement se déchargera moins qu'un sol proche du fond de fouille), il n'est donc pas réaliste de retenir une valeur systématiquement faible pour l'ensemble des couches de sol. Nous retenons pour notre analyse ultérieure la formule de Monnet (1994) avec un taux de déchargement moyen de 3 (OCR=3). La formule de Monnet s'écrit ainsi :

$$k_d = K_0 \frac{(3 - 3^{\sin(\varphi')})}{2}$$

Ce choix est plus judicieux que de prendre  $k_d=K_0$  car la butée mobilisée résultante est plus importante. Il est intéressant de noter également que la sous-estimation de la butée mobilisée avec MISS-K implique que le rapport de butée (butée mobilisable sur butée mobilisée) sera surestimé, étant donné que ce rapport est indispensable pour le dimensionnement selon la norme NF P94-282 (voir paragraphe 2.6) on risque de surestimer la marge de sécurité qu'on a par rapport à la résistance disponible du sol sous le fond de fouille. Si on retient de la Figure 4-13 une sous-estimation de la butée de 40 % on aura en conséquence une surestimation du rapport de butée de 67 % ( $67\%=1/(1-0,4)$ ).

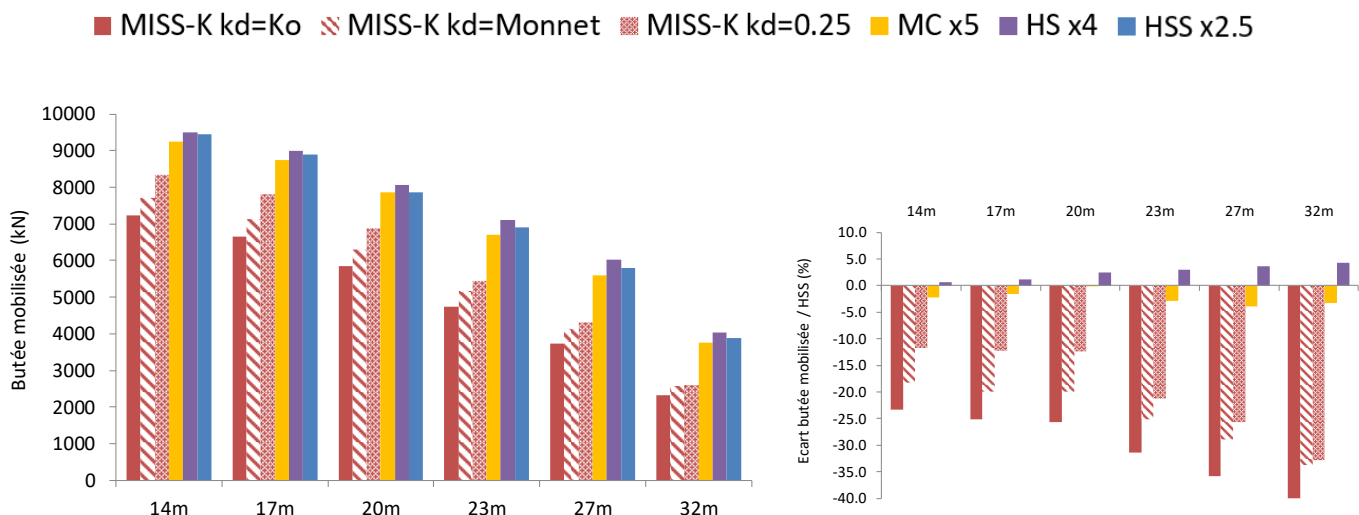


Figure 4-13 : Comparaison de la butée mobilisée entre MISS-K et EF 2D

Par ailleurs, une part de cette sous-estimation de la butée mobilisée par le modèle MISS-K peut être liée à la sous-estimation du coefficient de réaction  $k_h$ , à cause de la non prise en compte de l'effet

géométrique discuté dans le paragraphe 2.6.2. En effet, le volume de sol en butée entre deux écrans proches a une rigidité plus importante que celui d'un sol devant un écran simple. La Figure 4-14 présente une comparaison de la butée mobilisée avec des coefficients de réaction amplifiés de 2 et de 4 pour les sols côté fouille. On remarque que cette augmentation de la rigidité côté fouille permet de réduire l'écart entre MISS-K et le modèle aux EF notamment dans les premières phases de terrassement, toutefois cet écart reste de l'ordre de 30 % à la dernière phase d'excavation. Par conséquent, la sous-estimation de la butée mobilisée reste principalement liée à l'effet de voûte. Nous retenons pour la suite un coefficient de réaction non amplifié et identique de part et d'autre de l'écran.

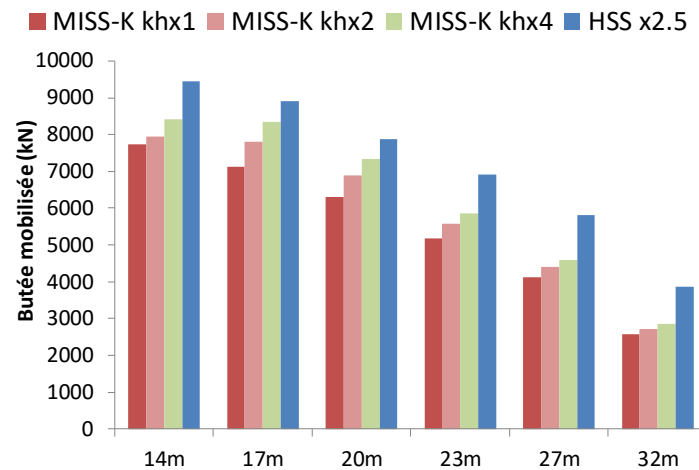


Figure 4-14 : Comparaison de la butée mobilisée avec différents coefficients de réaction côté fouille

#### 4.1.4.4 Conclusions

La comparaison entre les deux méthodes de modélisation MISS-K et EF 2D a permis de justifier le choix des modules retenus dans les modèles de sols suite à un calage des déformées. La comparaison entre les efforts issus des deux modélisations calées a permis de mettre en évidence l'impact de l'effet de voûte et les conséquences de sa non prise en compte par MISS-K en termes de sous-estimation des efforts dans les appuis et sous-estimation de la butée mobilisée. Le choix réfléchi du coefficient de décompression  $k_d$  en retenant l'expression proposée par Monnet (1994) a permis de réduire légèrement l'écart entre MISS-K et EF 2D en termes de butée mobilisée. L'amplification du coefficient de réaction côté fouille permet également de réduire légèrement cet écart dans les premières phases de terrassement, néanmoins la sous-estimation de la butée mobilisée persiste de l'ordre de 30% à la dernière phase d'excavation. Par conséquent, le rapport de butées est dans ce cas surestimé.

Dans le paragraphe d'analyse des résultats, nous retiendrons pour MISS-K le modèle avec un coefficient de décompression  $k_d$  estimé avec la formule de Monnet (1994) et pour les modélisations EF 2D et 3D nous retiendrons le modèle HSS. Les résultats de ces trois modélisations seront comparés aux mesures de l'instrumentation de la gare.

## 4.2 Etude de sensibilité

Dans le cadre d'une rétro-analyse visant à reproduire les mesures à partir de modèles numériques, une étude de sensibilité de ces derniers s'avère pertinente pour orienter le choix des paramètres d'entrée à modifier pour se caler aux mesures. Elle constitue un outil d'aide à la décision pour optimiser les itérations dans une rétro-analyse.

Dans le présent paragraphe une étude de sensibilité a été réalisée sur les modèles MISS-K et EF 2D de la coupe D de la gare. Elle consiste à définir un ensemble de paramètres d'entrée à faire varier et un ensemble de grandeurs de sorties sur lesquelles on évalue l'impact de ces variations. L'objectif est de calculer le rapport entre la variation de la grandeur de sortie et la variation du paramètre d'entrée, on notera ce rapport facteur de sensibilité. Dans notre cas, nous retenons 4 grandeurs de sorties à savoir : la flèche (déplacement horizontal maximal) de l'écran à la dernière phase d'excavation, l'intégrale de la déformée de l'écran à la dernière phase d'excavation, le tassement maximal à la dernière phase d'excavation et l'intégrale de la cuvette de tassement à la dernière phase d'excavation. Le choix de ces 4 grandeurs est motivé par le fait qu'on souhaite caler nos modèles aux mesures de ces grandeurs notamment la déformée de l'écran. Les paramètres d'entrée sont présentés dans le Tableau 4-1 avec leurs notations respectives. La variation du module pour MISS-K concerne le module pressiométrique  $E_M$ , pour EF-MC il s'agit du module de Young  $E'$ , pour EF-HS et EF-HSS la variation concerne le module sécant à 50 %  $E_{50}$  et le module de déchargement/rechargement  $E_{ur}$  simultanément.

Tableau 4-1 : Paramètres d'entrée concernés par l'étude de sensibilité

MISS-K	EF MC	EF HS et EF HSS	Signification
CG E+	CG E'+	CG E50/Eur +	Augmentation du module du Calcaire Grossier
AP E+	AP E'+	AP E50/Eur +	Augmentation du module de l'Argile Plastique
MM E+	MM E'+	MM E50/Eur +	Augmentation du module des Marnes de Meudon
CG E -	CG E'-	CG E50/Eur -	Diminution du module du Calcaire Grossier
AP E -	AP E'-	AP E50/Eur -	Diminution du module de l'Argile Plastique
MM E -	MM E'-	MM E50/Eur -	Diminution du module des Marnes de Meudon
	CG $\varphi'$ +		Augmentation de l'angle de frottement du Calcaire Grossier
	AP $\varphi'$ +		Augmentation de l'angle de frottement de l'Argile Plastique
	MM $\varphi'$ +		Augmentation de l'angle de frottement des Marnes de Meudon
	CG $\varphi'$ -		Diminution de l'angle de frottement du Calcaire Grossier
	AP $\varphi'$ -		Diminution de l'angle de frottement de l'Argile Plastique
	MM $\varphi'$ -		Diminution de l'angle de frottement des Marnes de Meudon
	AP $K_0$ +		Augmentation du coefficient des terres au repos de l'Argile Plastique
	AP $K_0$ -		Diminution du coefficient des terres au repos de l'Argile Plastique

### 4.2.1 Modélisation MISS-K

La Figure 4-15 présente les facteurs de sensibilité de l'aire de la déformée de l'écran et de la flèche pour différents paramètres d'entrée. Le sens de variation de l'ensemble des paramètres est cohérent, en effet, des modules plus importants permettent de réduire la déformée, des angles de frottement plus faibles impliquent une poussée plus importante et une butée plus faible donc une augmentation de la

déformée. Le coefficient des terres au repos de l'Argile Plastique  $K_0$  participe aussi à l'augmentation de la déformée en générant une poussée initiale importante. On remarque néanmoins que la variation des paramètres n'est pas symétrique entre une augmentation et une diminution. Ce résultat provient de la non-linéarité du modèle, en effet l'augmentation de l'angle de frottement par exemple va impliquer des paliers de poussée et butée limite plus éloignés et donc un domaine élastique plus élargi ce qui permet de réduire les déplacements, tandis qu'une diminution de l'angle de frottement va réduire le domaine élastique en rapprochant les paliers, la plastification du sol se fera plus rapidement et engendrera des déplacements plastiques beaucoup plus importants.

En comparant les facteurs de sensibilité des différents paramètres, on retient que la variation de la déformée est plus sensible à l'angle de frottement de l'Argile Plastique et des Marnes de Meudon et aux module et coefficient des terres au repos de l'Argile Plastique.

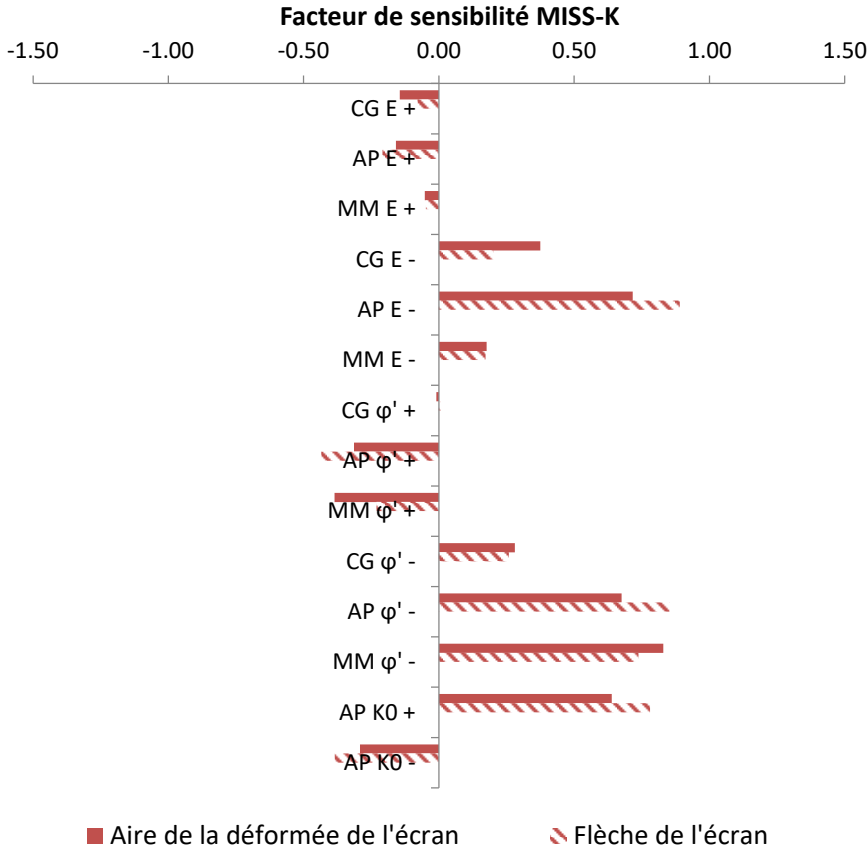


Figure 4-15 : Facteurs de sensibilité du modèle MISS-K

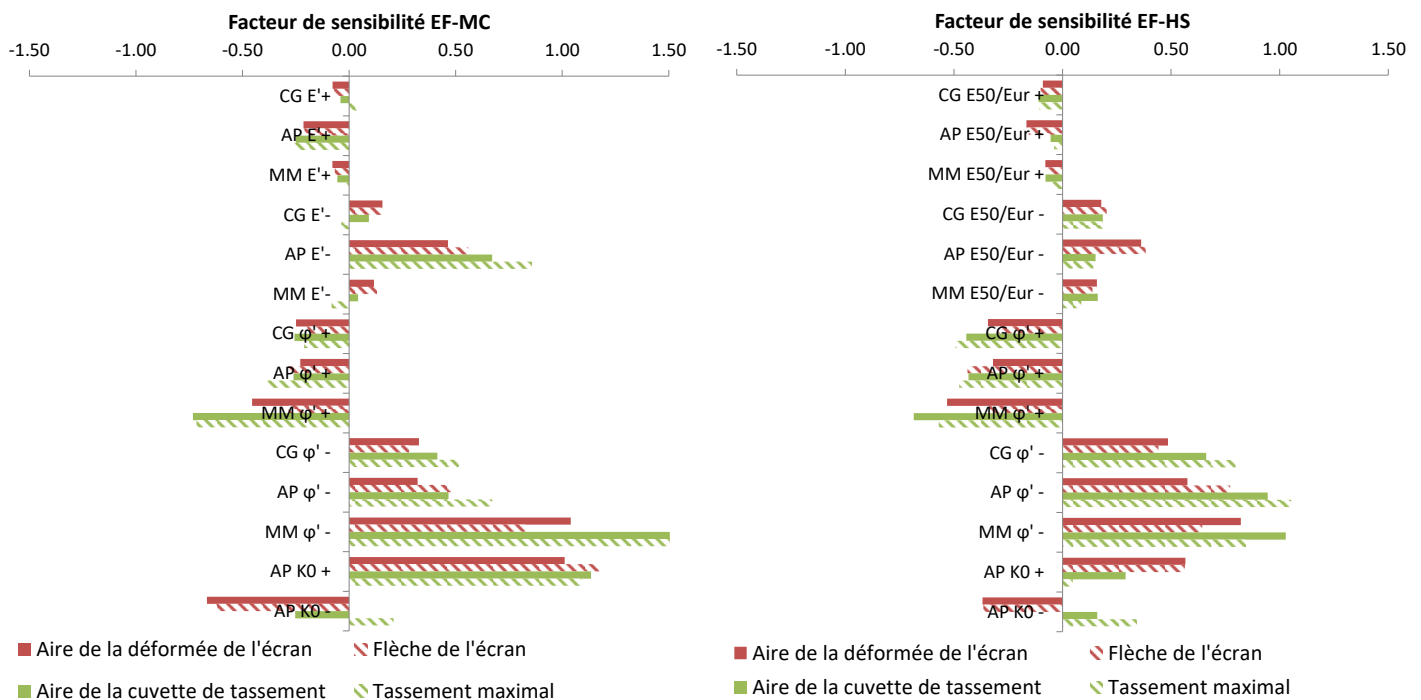
**4.2.2 Modélisation EF 2D**

La Figure 4-16 présente les facteurs de sensibilité de la déformée et des tassements pour les différents paramètres d'entrée. La tendance est cohérente de manière générale avec une déformée et un tassement plus importants pour des modules et des angles de frottement plus faibles. Cependant on remarque que la déformée et les tassements sont plus sensibles aux paramètres de cisaillement et au

coefficient des terres au repos qu'aux modules. Cela montre que plusieurs zones sont plastifiées dans nos modèles.

Il est intéressant de noter que l'impact de la variation de l'angle de frottement sur les tassements et sur la déformée n'est pas identique, on remarque que les tassements sont systématiquement plus sensibles que la déformée. Cela est justifié par les résultats du paragraphe 2.4 du chapitre 2 dans lequel on a mis en évidence l'apport de la plastification du sol dans la génération des tassements lors d'une excavation.

Il est intéressant aussi de noter l'impact de la variation du coefficient des terres au repos sur l'aire de la cuvette de tassement entre les trois modèles. On remarque que pour les trois modèles l'aire de la cuvette augmente avec le coefficient au repos  $K_0$ , ce qui est cohérent car des mouvements plus importants de la paroi engendreront systématiquement un peu plus de tassement. En revanche, si on diminue  $K_0$  le modèle EF MC prévoit une diminution des tassements, alors que les modèles HS et HSS prévoient une augmentation de la cuvette. Cette dernière peut s'expliquer par le fait que si on diminue le  $K_0$  derrière l'écran cela veut dire qu'on est dans un état initial plus proche du critère de rupture ou de la poussée limite (voir Figure 4-1) ainsi la plastification se fera plus rapidement et comme les déformations volumiques plastiques sont nécessaires pour le tassement (voir paragraphe 2.4 du chapitre 2) on obtiendra plus de tassement. Il est intéressant de noter qu'en termes de tassement maximal, les trois modèles s'accordent pour afficher une augmentation quand le coefficient des terres au repos  $K_0$  diminue. En fait, l'inadaptation du modèle EF MC à prédire l'allure des cuvettes de tassements (voir le paragraphe 2.4 du chapitre 2) peut expliquer le fait d'avoir à la fois un tassement maximal (qui est localisé proche de l'écran) plus important et l'aire de la cuvette plus faible quand on diminue  $K_0$ .



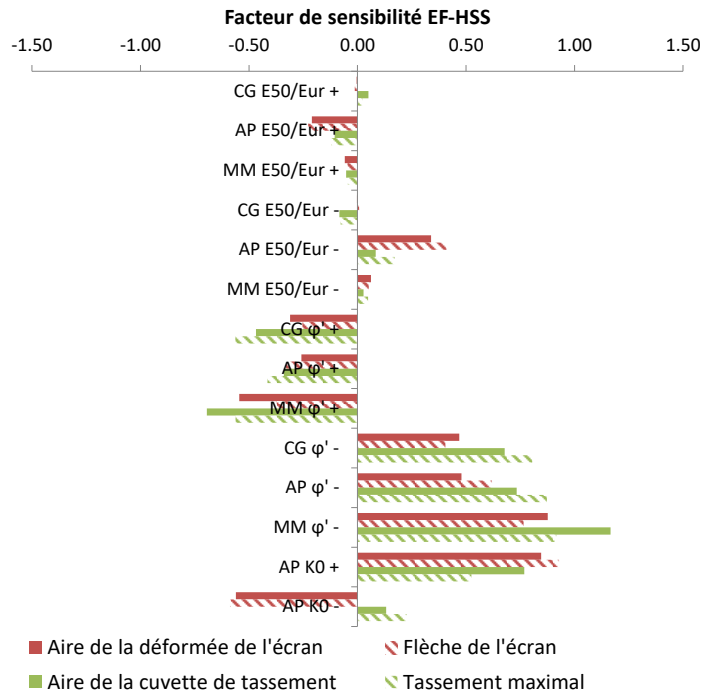


Figure 4-16 : Facteur de sensibilité des modèles EF 2D

Pour le modèle HSS retenu pour la rétro-analyse du paragraphe 4.3, la comparaison des facteurs de sensibilité des différents paramètres montre que la variation de la déformée est plus sensible au module de l'Argile Plastique, à l'angle de frottement de l'Argile Plastique et des Marnes de Meudon et au coefficient des terres au repos de l'Argile Plastique.

### 4.3 Analyse des résultats

Les résultats présentés dans ce paragraphe concernent 3 modélisations à savoir : MISS-K, EF 2D et 3D. A l'issue de l'analyse du paragraphe 4.1 nous avons retenu les hypothèses suivantes pour les différents modèles :

- MISS-K, EF 2D et 3D : L'utilisation d'un coefficient des terres au repos pour l'Argile Plastique réduit de 20% ( $K_0=0,8*1,06=0,85$ )
- MISS-K : l'utilisation de la formule de Schmitt (1995) pour l'estimation du coefficient de réaction et la formule de Monnet (1994) pour l'estimation du coefficient de décompression
- EF 2D et EF 3D : l'utilisation du modèle de sol HSS avec  $E_{50}=E_{oed}=2.5 E_M/\alpha$ ,  $E_{ur}=2 E_{50}$
- La modélisation du comportement de la couche d'Argile Plastique suivant des conditions drainées a été confirmé par un calcul de consolidation et corroboré par l'évolution temporelle des mesures (paragraphe 4.1.3.2)

La confrontation avec les mesures porte sur la déformée et le moment de l'écran, les efforts dans les appuis, la pression à l'interface sol/écran et le tassement à l'arrière de l'écran.



### 4.3.1 Paramètres d'entrée

Le Tableau 3-4 récapitule les paramètres géotechniques issus de la synthèse géotechnique et retenus dans le dossier de consultation des entreprises pour le dimensionnement de la gare Fort d'Issy-Vanves-Clamart. A partir de ces valeurs et des hypothèses du paragraphe 4.1 récapitulés ci-dessus, le modèle EF 2D nous permet d'obtenir la déformée de la coupe D pour la phase de terrassement P5 correspondant à 27 m d'excavation qu'on a noté « modèle de référence » sur la Figure 4-17.

On remarque que l'allure de la déformée du modèle de référence est similaire à la mesure mais l'amplitude au droit de la couche d'Argile Plastique est différente. Pour se caler sur les mesures, il nous faut réduire la flèche de 25 % au droit des Argiles Plastiques. A partir de l'analyse de sensibilité présentée en 4.2 pour le modèle EF HSS, on a un facteur de sensibilité par rapport aux modules de l'Argile Plastique de -0,23, par rapport à l'angle de frottement de -0,33 et par rapport au coefficient des terres au repos de -0,59. L'analyse effectuée au paragraphe 2.2 nous renseigne sur le coefficient de variation de chacun de ces trois paramètres qui est respectivement de 45 % (pour le module pressiométrique), 24 % et 29 % (valeur du Groupe G1 auquel appartient la gare étudiée). Ainsi la variation maximale de chaque paramètre peut potentiellement nous faire réduire la flèche de 10 % avec le module, de 8 % avec l'angle de frottement et de 17 % avec le coefficient des terres au repos.

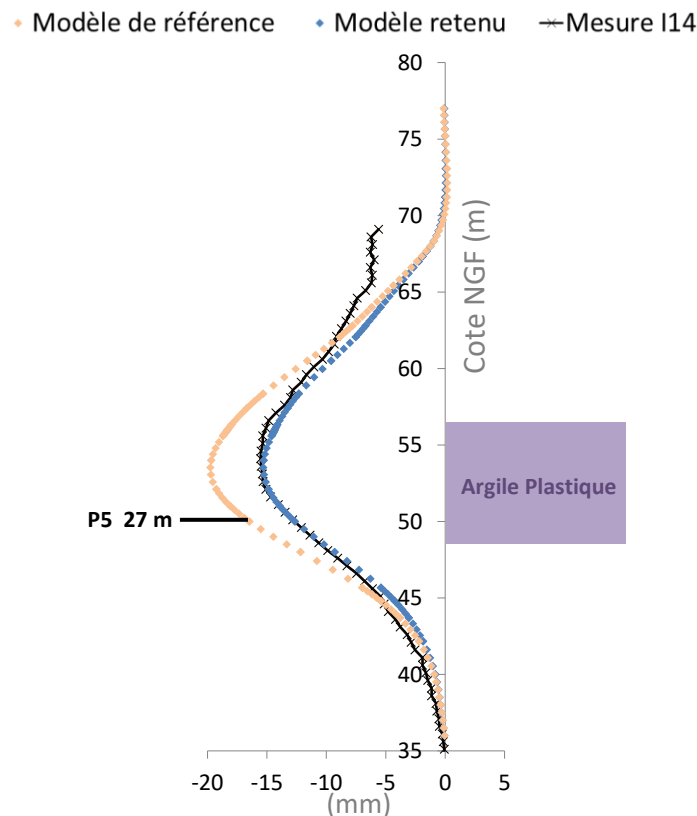


Figure 4-17 : Déformées de la coupe D issues des modèles EF 2D de référence et retenu en comparaison avec la mesure de l'inclinomètre I14

Concernant le coefficient des terres au repos, nous choisissons de ne pas le modifier car on l'a déjà réduit de 20%, une réduction plus importante n'est pas raisonnable étant donné que cela conduira au coefficient d'une argile normalement consolidée, alors que les essais et l'histoire géologique du bassin parisien confirme la surconsolidation des Argiles Plastiques.

Comme le module pressiométrique est celui qui présente le plus grand coefficient de variation nous retenons son augmentation, il passera ainsi de 40 MPa à 60 MPa, or si on modifie le module pressiométrique on devrait modifier le module dynamique en conséquence mais éventuellement pas du même pourcentage. Le paragraphe 2.2 avait établi que pour le groupe G1 le module moyen était de 58 MPa et la courbe de dégradation correspondante avait comme paramètres  $G_0=156$  MPa et  $y_{0,7}=1.1 \cdot 10^{-4}$  (Figure 2-11 du paragraphe 2.2). Nous retenons ainsi ces valeurs pour notre modèle.

Pour l'angle de frottement un coefficient de variation de 24 % implique qu'on peut éventuellement augmenter l'angle de frottement jusqu'à  $20,5^\circ$ . En revanche, la corrélation de Fahri (1971) nous montre que pour une argile avec un indice de plasticité aussi élevé de 55 % l'angle de frottement ne devrait pas dépasser  $18,8^\circ$ .

$$\tan(\varphi') = 0,21 + \frac{8}{55\% + 6}$$

Nous retenons ainsi  $18^\circ$  comme nouvelle valeur de l'angle de frottement. Cependant, il se trouve qu'on n'arrive pas à se caler aux mesures avec ces seules variations, nous proposons ainsi d'augmenter la cohésion effective légèrement de 10 kPa à 20 kPa. La Figure 4-18 présente la droite du critère de Mohr-Coulomb tracée sur le plan de Lambe avec les résistances des essais triaxiaux réalisés autour de la gare. Deux droites sont tracées en guise de comparaison, une droite en pointillés avec les paramètres de cisaillement retenus ( $18^\circ$ , 20 kPa) et une droite continue avec les paramètres de référence ( $16,5^\circ$ , 10 kPa). Nous remarquons que la droite des paramètres retenus s'ajuste mieux aux résultats des essais triaxiaux dans la zone d'intérêt de l'excavation, cette dernière correspond au domaine inférieur à la valeur initiale  $s'_0$  étant donné que l'excavation diminue la pression moyenne du sol. En effet, l'écart entre la droite et les mesures dans le sens de la méthode des moindres carrés (somme des carrés des résidus) est de 9484 pour la droite de ( $18^\circ$ , 20 kPa) contre 9779 pour celle de ( $16,5^\circ$ , 10 kPa). Cette analyse nous conforte dans le choix du couple de paramètres de cisaillement de ( $18^\circ$ , 20 kPa). Cette augmentation de  $c'$  peut aussi être légitimement acceptée du fait de la surconsolidation de l'Argile Plastique.

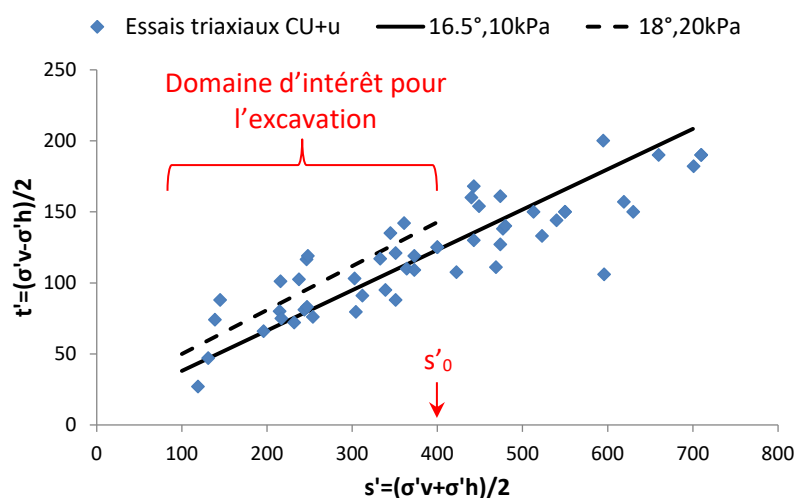


Figure 4-18 : Comparaison entre les paramètres de cisaillement du modèle retenu et du modèle de référence avec les résistances des essais triaxiaux de cisaillement sur le plan de Lambe

Le Tableau 4-2 récapitule les paramètres géotechniques du modèle retenu. La déformée de ce dernier est tracée sur la Figure 4-17 et reproduit d'une manière satisfaisante les mesures.

Il est pertinent de noter que nous avons choisi de bâtir notre analyse de choix de paramètres d'entrée sur la coupe D car c'est la coupe la plus proche des conditions de déformation plane (2D) étant donné qu'elle est la plus éloignée des zones anguleuses. Nous avons également choisi de caler nos paramètres d'entrée par rapport à la mesure de la déformée de la paroi étant donné qu'elle constitue la mesure la plus couramment réalisée dans des travaux de soutènement en plus de l'existence d'un protocole de mesure standardisé avec une norme dédiée (NF P94-156).

Tableau 4-2 : Paramètres géotechniques du modèle retenu

	$E_M$ (MPa)	$\alpha$	$E_{50}=E_{oed}$ (MPa)	$E_{ur}$ (Mpa)	$G_0$ (MPa)	$\gamma_{0.7}$	$\varphi'$ (°)	$c'$ (kPa)	$K_0$
Remblais	6	1/2	30	90	175	$9,5 \cdot 10^{-5}$	29	0	0,52
Calcaire Grossier	25	1/2	125	250	600	$9,0 \cdot 10^{-5}$	35	20	0,43
Argile Plastique	<b>60</b>	1	150	300	<b>156</b>	$1,1 \cdot 10^{-4}$	<b>18</b>	<b>20</b>	<b>0,85</b>
Marnes de Meudon	100	2/3	375	750	670	$1,5 \cdot 10^{-4}$	25	30	0,58
Craie	170	1/2	850	1700	950	$1,3 \cdot 10^{-4}$	35	40	0,43

L'ensemble des paramètres d'entrée de chaque modèle (MISS-K, EF 2D et 3D) avec les paramètres pris par défaut sont présentés dans l'Annexe 8 et l'Annexe 9.

#### 4.3.2 Déformée de l'écran

Les Figure 4-19, Figure 4-20, Figure 4-21, Figure 4-22 et Figure 4-23 comparent les déformées calculées aux mesures des inclinomètres pour les 5 coupes de calcul étudiées dont la localisation est rappelée sur une vue en plan de la gare. Sur les courbes des déformées, la localisation des appuis provisoires (butons) est indiquée sous la forme d'un T tourné à 90° et les appuis définitifs (planchers) sous forme d'un rectangle.

Pour la coupe A, les modèles MISS-K et EF 2D représentent la paroi nord sous forme d'une paroi cylindrique avec une rigidité cylindrique correspondant à un diamètre égal à la distance entre les deux parois sud et nord de la coupe A. Pour EF 2D, la modélisation a été réalisée en mettant des ressorts le long de la paroi espacé de 1 m correspondant à la rigidité cylindrique. On remarque que les modèles arrivent à reproduire l'allure de la déformée de la paroi et le modèle EF 3D s'en approche le mieux, cependant les bonnes amplitudes ne sont atteintes qu'à la phase P5 pour MISS-K et EF 2D et l'amplitude de EF 3D reste plus faible que la mesure. Ce constat peut éventuellement s'expliquer par la variabilité des propriétés des couches de sol le long de la gare. La pression exercée par l'Argile Plastique peut être plus importante dans cette zone de la gare avec un coefficient  $K_0$  plus important. La

variabilité des propriétés des couches géologiques traversées a été bien notée par les terrassiers eux même. A titre d'exemple, ils avaient bien noté la présence de blocs de Calcaire Grossier rigides localisés dans certains endroits en particulier avec une difficulté à les morceler pour assurer leur évacuation.

Pour la coupe B et C, on remarque que les 3 modèles reproduisent la déformée de la paroi d'une manière très satisfaisante en termes d'allure et d'amplitude. Cette similitude, notamment entre les modèles 2D et 3D, confirme le bon choix des rigidités équivalentes dans les modèles 2D. Cette similitude confirme également le bon calage des modules réalisé dans le paragraphe 4.1.4 entre les modèles MISS-K et EF 2D. Toutefois, le modèle EF 3D s'approche le mieux de la déformée des parois nord de la coupe B pour la phase P5 et de la coupe C pour la phase P3 vraisemblablement grâce à la prise en compte de la géométrie de l'enceinte de la gare.

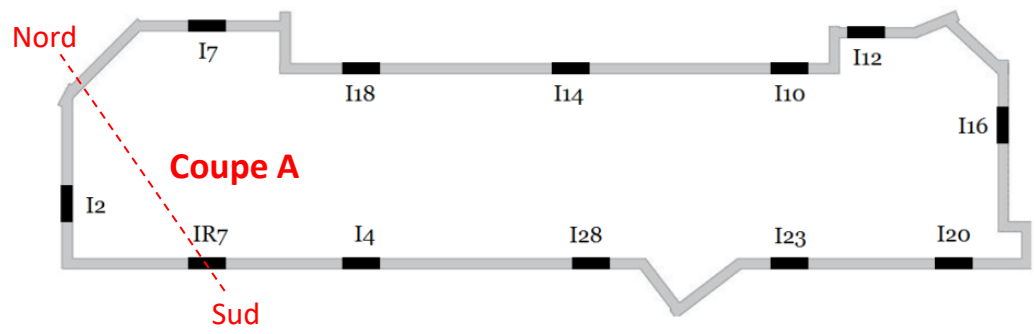
Pour la coupe D, on remarque que les 3 modèles reproduisent la déformée de la paroi nord d'une manière très satisfaisante en termes d'allure et d'amplitude. L'inclinomètre de la paroi sud étant au droit d'une zone anguleuse de la géométrie de la gare (triangle), le modèle EF 3D est le seul qui arrive à reproduire les mesures. Toutefois, il est intéressant de noter que pour la phase P3 le modèle 3D prédit une amplitude plus faible que la mesure, puis pour la phase P4 une amplitude identique que la mesure et en fin pour la phase P5 une amplitude un peu plus importante que la mesure. Cette remarque pointe l'une des difficultés rencontrées dans une rétro-analyse. En effet, il s'avère difficile de caler les modélisations sur les mesures pour toutes les phases de terrassement. Dans ce cas par exemple une volonté de réduire la déformée de la phase P5 pour se caler à la mesure aurait éventuellement conduit à augmenter l'écart entre la modélisation et les mesures des phases précédentes P3 et P4.

Pour la coupe E, on remarque que c'est le modèle EF 3D qui reproduit le mieux les phases P3 et P4 notamment pour la paroi nord grâce à la prise en compte de la géométrie de la gare. Les résultats des modèles MISS-K et EF 2D restent aussi satisfaisants. En revanche pour la phase P5, les inclinomètres mettent en évidence un déplacement beaucoup plus importante que les modèles notamment pour l'inclinomètre I23 ce qui peut soit amener à remettre en question la validité des mesures du I23 soit suspecter la réalisation de travaux non pris en compte dans le phasage de nos modèles. Après analyse de la situation, il semble qu'il y a un peu de ces deux raisons. En effet, les mesures de l'inclinomètre n'étaient plus hebdomadaires pendant la phase P5 et des travaux d'injections avaient été réalisés pendant ce temps derrière la paroi Est (derrière l'inclinomètre I16). La conduite SIAAP passant au droit de l'inclinomètre I23 proche du pied de la paroi a également fait l'objet de travaux d'hydrodémolition pendant cette période.

On retient que les mesures des coupes B et D sont les mieux reproduites avec nos modèles, on leur attachera plus d'attention dans l'analyse des efforts dans les appuis notamment. Le moment et les pressions à l'interface sol/écran sont au niveau de la coupe B, ce qui permettra de mettre en évidence les autres différences entre les modélisations.

De manière générale, il est très satisfaisant de voir qu'on arrive à reproduire dans l'ensemble les mêmes allures de la déformée que les mesures des inclinomètres pour les 5 coupes ainsi que des

amplitudes quasi identiques pour certaines et cela pour les 3 phases de terrassements présentées. Il est aussi satisfaisant de remarquer que les modèles 2D donnent des résultats similaires au modèle EF 3D, ce qui confirme la bonne estimation des rigidités équivalentes 2D. Toutefois, dans les zones anguleuses de la gare, le modèle 3D permet d'appréhender cette géométrie et mieux reproduire les mesures. Il est aussi satisfaisant que les modèles MISS-K et EF 2D prévoient à chaque fois des déformées similaires dans les différentes coupes de calcul, ce qui confirme le bon calage des modules réalisé sur la coupe D dans le paragraphe 4.1.4. Il est intéressant de noter que le déplacement maximal mesuré de 15 mm à la phase P5 représente 75 % du déplacement retenu dans les notes de dimensionnement des parois à la même phase.



◆ MISS-K    ◆ EF 2D    ◆ EF 3D    ✱ Inclinomètre IR7

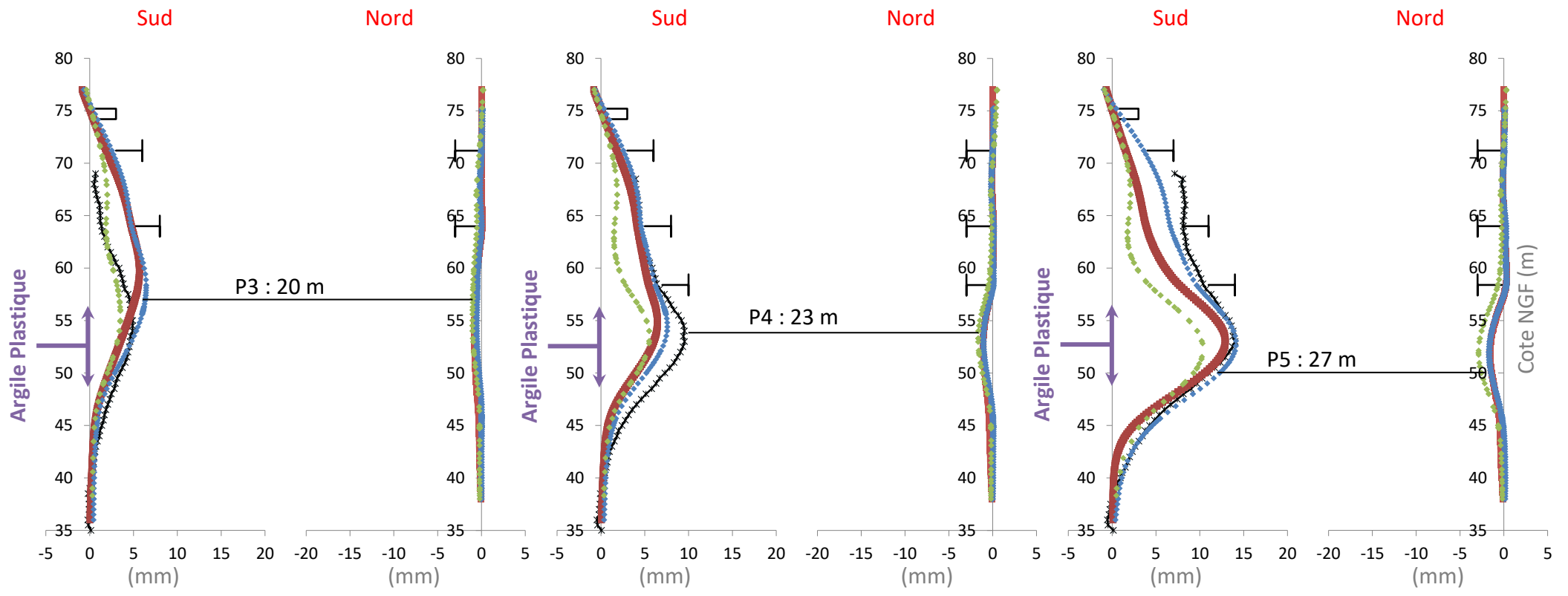
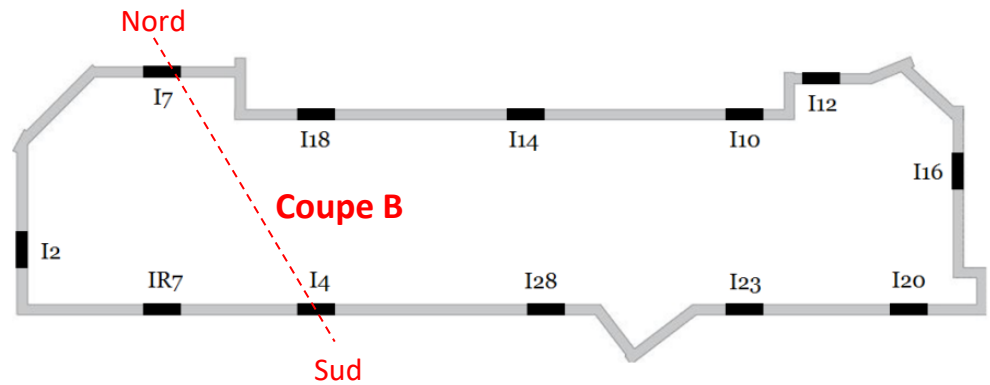


Figure 4-19 : Déformée de la coupe A



◆ MISS-K    ◆ EF 2D    ◆ EF 3D    \* Inclinomètre I4 et I7

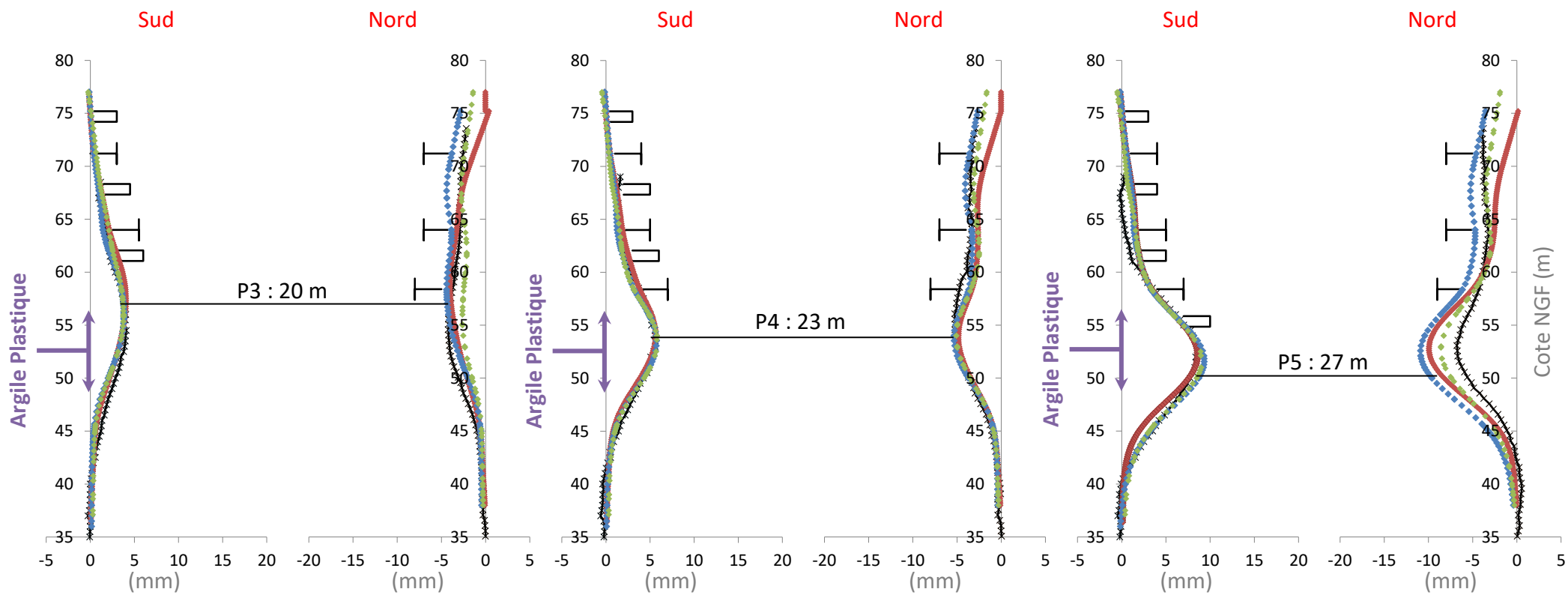
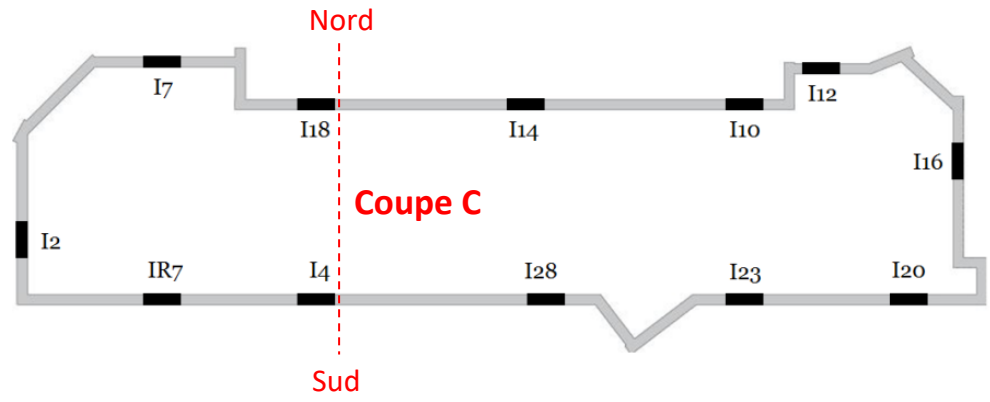


Figure 4-20 : Déformée de la coupe B



◆ MISS-K    ◆ EF 2D    ◆ EF 3D    ✱ Inclinomètre I4 et I18

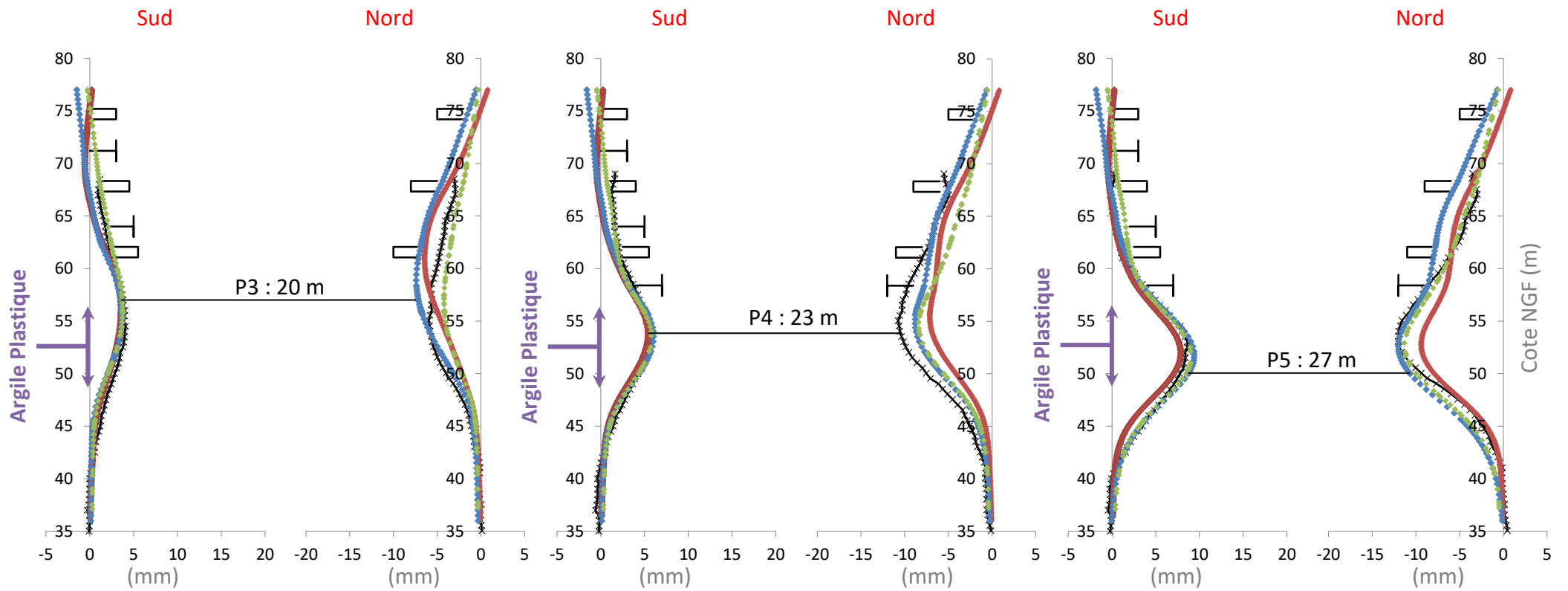
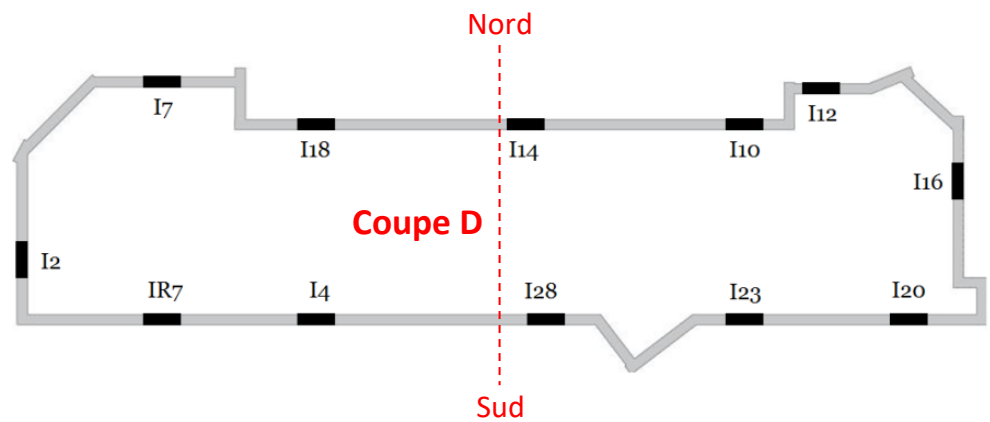


Figure 4-21 : Déformée de la coupe C





◆ MISS-K    ◆ EF 2D    ◆ EF 3D    ✱ Inclinomètre I28 et I14

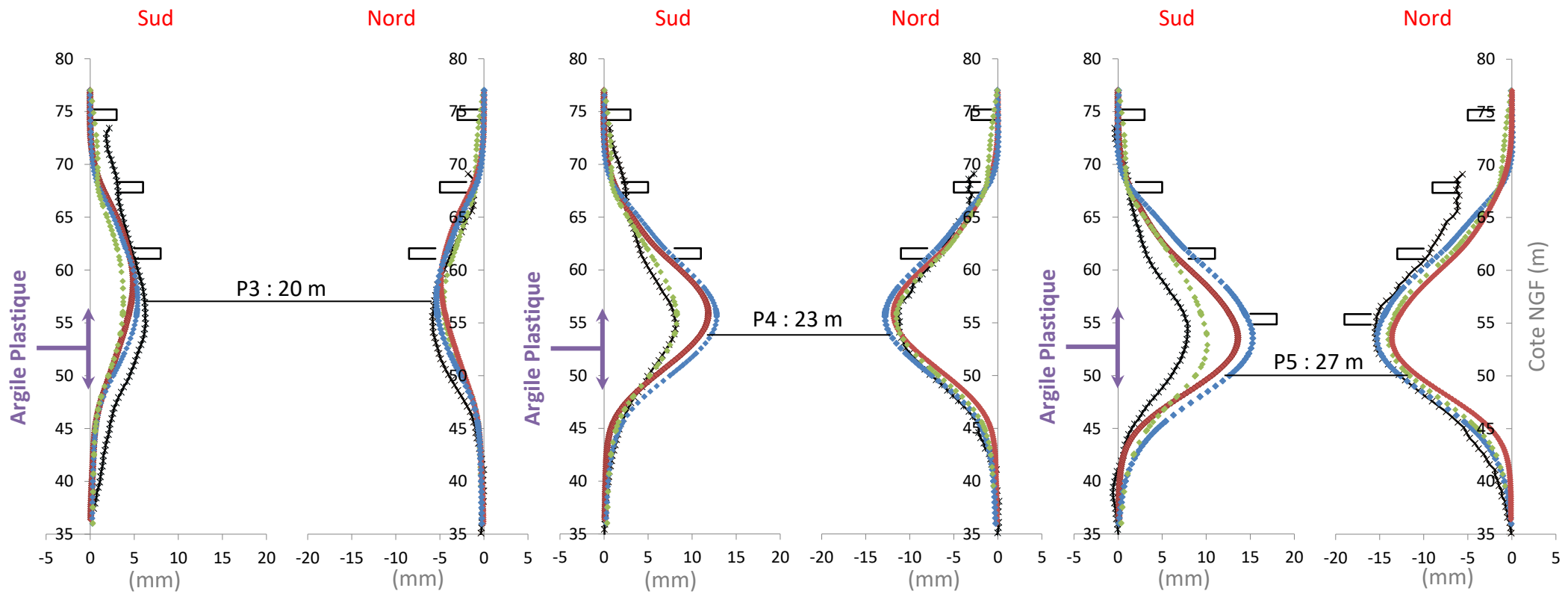
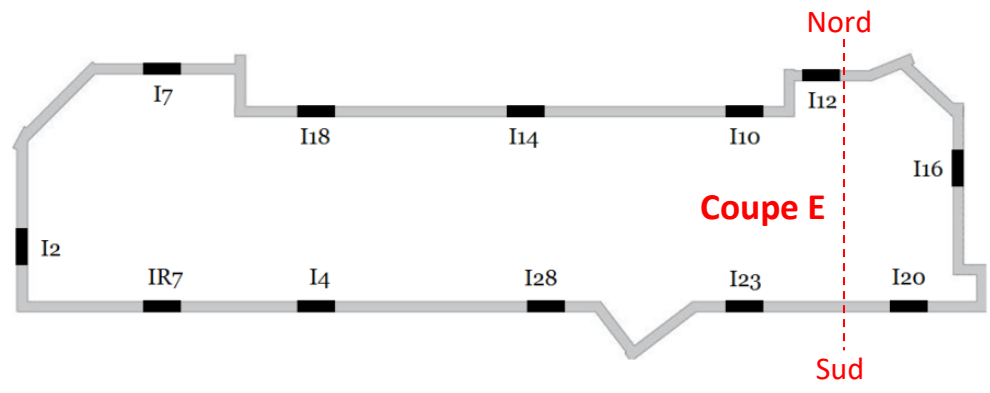


Figure 4-22 : Déformée de la coupe D



◆ MISS-K    ◆ EF 2D    ◆ EF 3D    ✱ Inclinomètre I23 et I12    ✱ Inclinomètre I20 et I10

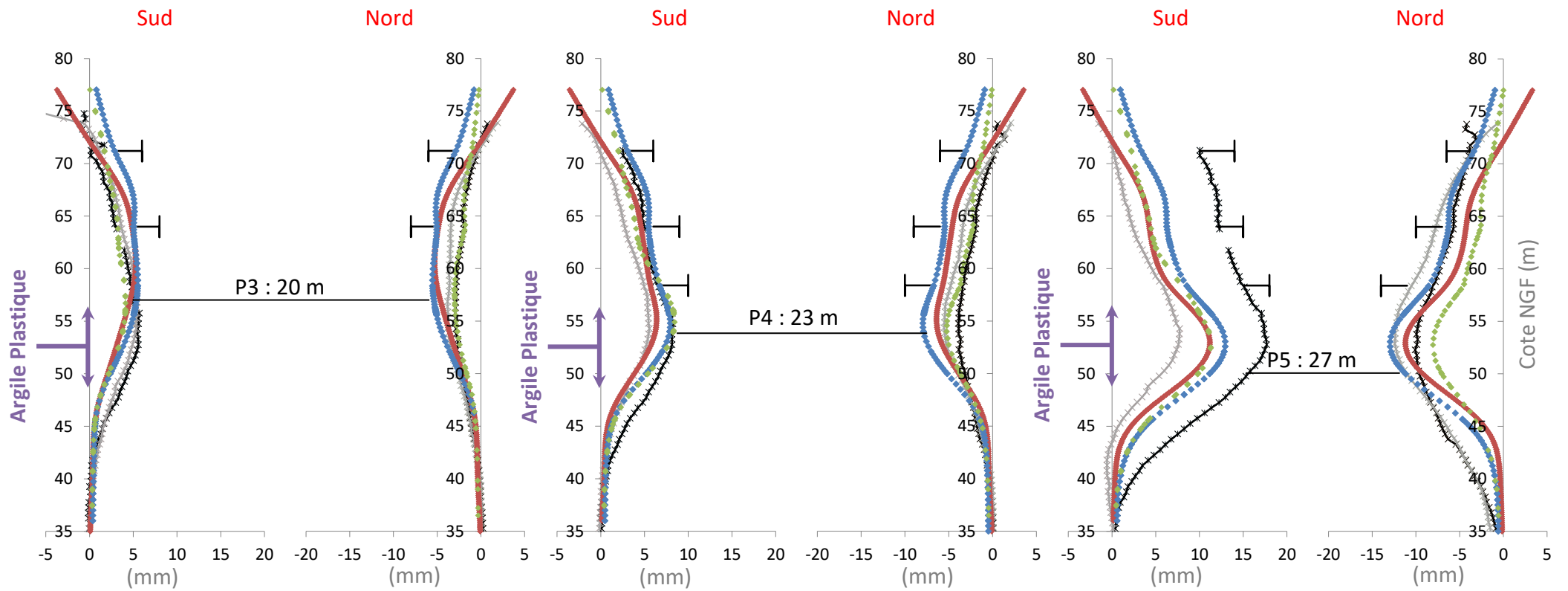


Figure 4-23 : Déformée de la coupe E

### 4.3.3 Moment dans l'écran

La mesure du moment a été réalisée grâce à la mise en place de la fibre optique. Le panneau de paroi instrumenté est situé au droit de la coupe B (panneau adjacent à I4 sur la Figure 4-24). Le moment de dimensionnement au ventre de la paroi lors des études d'exécution est de l'ordre de 3000 kN.m/ml.

On remarque que les 3 modèles arrivent à reproduire l'allure globale du moment mesuré par la fibre optique. Cependant l'amplitude du moment maximal calculé est 30 % plus importante que les mesures pour les phases P4 et P5. Aussi les pics de moment qui apparaissent dans les résultats des modèles semblent être atténués dans la mesure, vraisemblablement à cause du caractère ponctuel de la modélisation numérique des appuis (éléments « node-to-node » et éléments de « plaques ») alors qu'en réalité ce sont des appuis surfaciques. Il est intéressant de noter que le moment maximal mesuré au ventre représente 33 % du moment de dimensionnement.

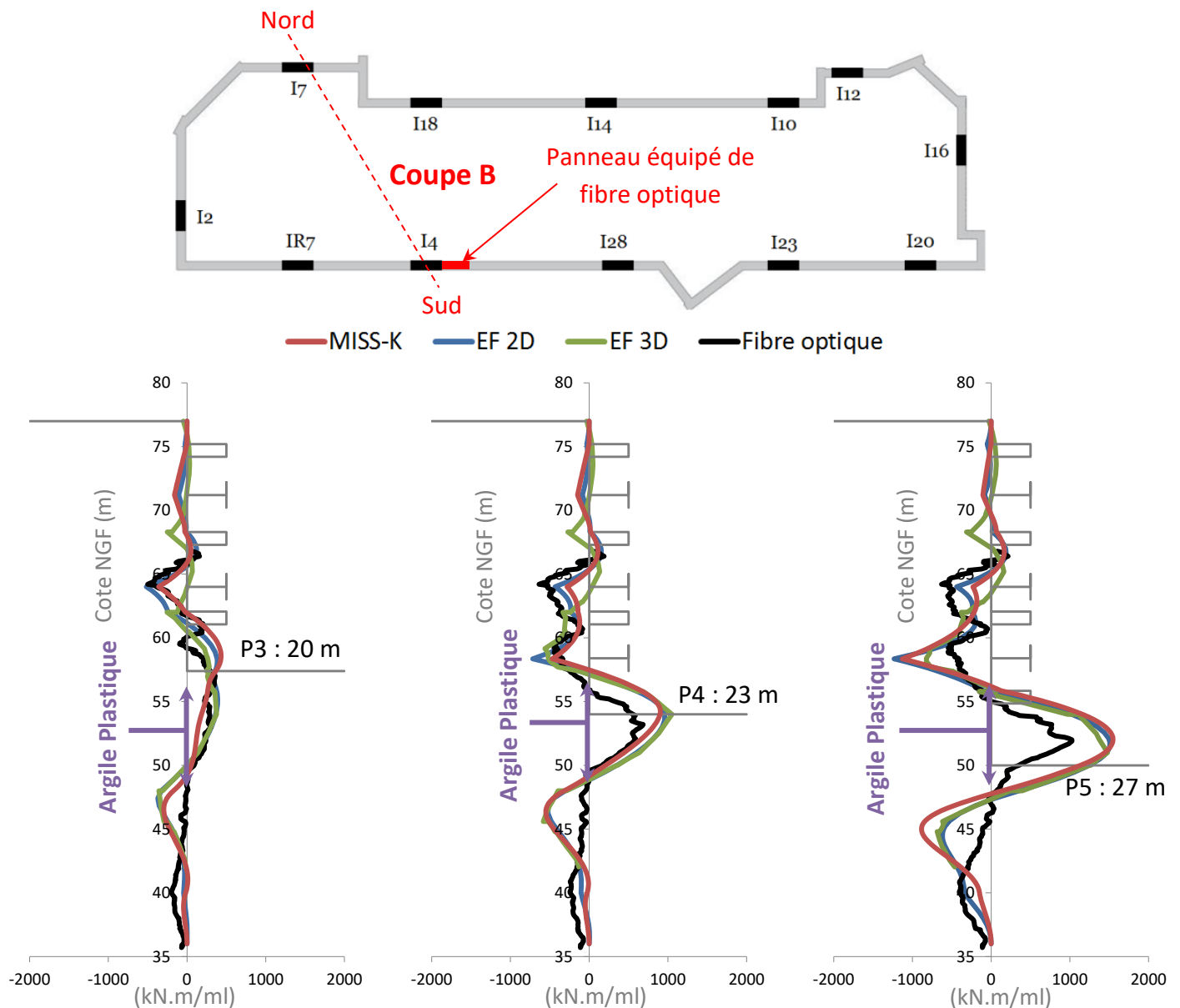


Figure 4-24 : Moment de la coupe B

Par ailleurs, on constate que la mesure met en évidence un décalage par rapport aux modélisations non négligeable au niveau du moment au droit des Marnes de Meudon (juste en dessous de l'Argile Plastique). En fait, la mesure d'un moment faible atteste d'éventuelles caractéristiques faibles de cette zone de transition entre l'Argile et les Marnes. La Figure 4-25 montre la transition observée pendant la phase de terrassement P6. Il apparaît qu'en plus l'interface entre ces deux couches n'est pas aussi horizontale que ce qu'on avait observé entre le Calcaire et l'Argile (Figure 4-26).



Figure 4-25 : Interface de transition entre l'Argile Plastique et les Marnes de Meudon non horizontale (marquée en trait pointillé rouge)



Figure 4-26 : Interface de transition entre le Calcaire Grossier et l'Argile Plastique parfaitement horizontale (marquée en trait pointillé rouge)

Pour reproduire le moment mesuré, il semble nécessaire de diminuer les caractéristiques du toit des Marnes de Meudon (les paramètres de cisaillement ou bien les modules de déformation), mais cette modification impactera la déformée qui était très bien calée avant. Comme on dispose d'un seul panneau équipé de fibre optique, on dispose d'une seule coupe mesurée et on ne peut pas conclure si c'est un constat observé sur l'ensemble de la gare ou s'il reste localisé au droit de ce panneau. Pour statuer sur ce point, il serait pertinent de réaliser des mesures dans d'autres gares croisant les mêmes horizons géologiques à savoir les gares de la ligne 15 sud. Si l'utilisation de la fibre optique nécessite beaucoup de soin dans la mise en place et pendant le suivi des travaux en plus du traitement des mesures ultérieures, il peut s'avérer pertinent de mettre localement des jauges de déformation à la place. Certes ces dernières n'ont pas la capacité de fournir un profil de moment continu comme la fibre mais ils ont le mérite de fournir ponctuellement une valeur. Il suffit de fixer deux jauges de déformations sur deux barres longitudinales de la paroi au niveau du toit des Marnes de Meudon et bien veiller à ce qu'elles soient positionnées l'une en face de l'autre. La différence des déformations

mesurées divisée par l'espacement entre les jauges et multiplié par le produit d'inertie de la paroi donnera une valeur ponctuelle du moment.

En dehors de la différence au niveau des marnes, on peut retenir qu'on a réussi au niveau de cette coupe B à reproduire avec les modélisations à la fois la déformée et les moments mesurés d'une manière satisfaisante.

#### **4.3.4 Efforts dans les appuis**

Les Figure 4-27, Figure 4-28, Figure 4-29, Figure 4-30 et Figure 4-31 présentent pour chacune des 5 coupes étudiées l'évolution de la somme des efforts des trois butons et l'évolution de l'effort de chaque bouton avec la profondeur d'excavation (P1 : 14 m, P3 : 20 m et P5 : 27 m).

Pour la coupe A, comme la déformée de cette coupe avait mis en évidence que le modèle 3D se déforme moins que les modèles MISS-K et EF 2D et encore moins que la mesure, il était alors attendu que les efforts des appuis du 3D soient plus faibles que les modèles 2D et encore plus faible que les mesures. Cet écart est visible en particulier sur les résultats du bouton B1-4, en revanche les efforts prédits par le modèle EF 3D sont très similaires aux mesures pour les butons B2-4, B3-4 et en termes de somme des efforts également (Figure 4-27). La coupe A étant particulièrement 3D les modèles MISS-K et EF 2D peinent à reproduire les bons efforts dans les appuis.

Pour la coupe B, les déformées calculées par les 3 modèles reproduisent très bien la mesure (Figure 4-20), la comparaison des efforts issus de ces modèles bien calés s'avère particulièrement intéressante. Tout d'abord on constate que les efforts mesurés du B1-7 et B2-7 augmentent avec la profondeur, une tendance identique est observée pour les efforts issus du modèle EF 2D avec une amplitude comparable, une tendance moindre est observée pour le modèle EF 3D, en revanche une tendance complètement inverse est observée pour le modèle MISS-K. Cette remarque semble rejoindre parfaitement l'analyse faite dans le paragraphe 4.1.4.2 dans lequel on avait conclu que l'une des principales différences entre les modélisations EF 2D et MISS-K est la sous-estimation des efforts dans les appuis de cette dernière. Le résultat mis en évidence par les butons B1-7 et B2-7 en est la confirmation par la mesure (Figure 4-28). Cette sous-estimation des efforts dans les appuis est mise également en évidence dans le graphe de l'évolution de la somme des efforts avec la profondeur de l'excavation. En effet, pour 14 m de profondeur les sommes des efforts des 3 modèles étaient comparables aux mesures, en revanche pour 20 m et 27 m l'écart se creuse entre la somme des efforts prédite par MISS-K et celles prédites par EF 2D et 3D.

La faible tendance à l'augmentation avec la profondeur observée dans l'évolution de l'effort du bouton B1-7 prédit par le modèle EF 3D peut s'expliquer qualitativement par un effet de voûte verticale plus faible que celui du modèle EF 2D. En effet, le fait de rajouter la dimension longitudinale de la gare peut produire des effets de voûte horizontaux qui interfèrent avec les verticaux et peuvent éventuellement les atténuer.

Pour la coupe C, il faut noter que les faibles efforts prédits par MISS-K peuvent être dus à la déformée plus faible que les autres modèles notamment pour les phases P4 et P5 (Figure 4-21). Le modèle EF 2D ne semble pas bien reproduire l'effort mesuré du buton B1-7 même s'il reproduit très bien la déformée mesurée. Cela peut être dû au fait que ce buton est un peu décalé de cette coupe. Toutefois, il est satisfaisant de voir que les efforts prédits par les modèles EF 2D et 3D pour les butons B2-7 et B3-11 ainsi que la somme des efforts correspondent bien aux mesures.

Pour la coupe D, les déformées calculées par les 3 modèles reproduisent très bien la mesure (Figure 4-22), la comparaison des efforts issus de ces modèles bien calés s'avère particulièrement intéressante. Les appuis de cette coupe sont constitués du génie civil, uniquement les poutres du N-2 sont instrumentées par des jauges de déformations et de la fibre optique. Les résultats de cette coupe sont doublement intéressants, d'une part, on arrive à visualiser une cohérence entre les 3 modèles utilisés. En effet le modèle EF 3D arrive à reproduire le mieux les efforts mesurés par les jauges de déformation, ensuite vient le modèle EF 2D qui prédit des efforts légèrement plus faibles et enfin le modèle MISS-K qui prédit des efforts beaucoup plus faibles. D'autre part les jauges de déformations noyées dans le béton fournissent des mesures cohérentes avec les modélisations, ce qui conforte leur pertinence comme dispositif de suivi. En fait, dans le cas du chantier de la gare de Fort d'Issy-Vanves-Clamart, elles ont été mises en place sans les utiliser comme outils de pilotage (aucuns seuils de vigilance ni d'alerte attribués). L'effort important mesuré au niveau de la poutre PP 2-7 peut être dû à la déformée importante de l'inclinomètre I23 (Figure 4-23) qu'on n'a pas réussi à reproduire dans les 3 modèles et dont on a attribué l'origine à d'éventuels travaux annexes (voir paragraphe 4.3.2). Concernant la mesure de la fibre optique de la poutre PP 2-4, on remarque qu'elle est plus importante que la valeur des jauges mises en place sur la même poutre. Il est difficile de trancher laquelle des deux mesures renvoie le vrai effort encaissé par la poutre. On aurait tendance à privilégier la fibre étant donné qu'elle nous fournit une mesure de l'effort le long de la poutre (pas de 10 cm) et qui est quasi constante alors que les jauges nous renseignent sur l'effort mesuré ponctuellement. Cependant, les modélisations prédisent des efforts plus proches des valeurs des jauges, ce qui renforce la validité de la mesure de ces dernières. De plus les deux poutres PP 2-4 et PP 2-5 situées l'une à côté de l'autre donnent toutes les deux des mesures comparables. On privilégie ainsi le résultat des jauges de déformations.

Pour la coupe E, on constate que c'est le modèle EF 3D qui reproduit le mieux les efforts dans les appuis, ce qui était prévisible étant donné qu'on a vu précédemment que c'était ce même modèle qui reproduisait le mieux les déformées mesurées de cette coupe E (Figure 4-23). Même si les modèles EF 2D et MISS-K ne reproduisent pas les amplitudes des mesures, il est intéressant de les comparer avec les mesures en termes de tendance d'évolution des efforts avec la profondeur d'excavation. On remarque que le modèle EF 2D prévoit une augmentation de l'effort avec la profondeur similaire à ce que mettent en évidence les mesures du buton B1-E et B2-E alors que le modèle MISS-K prévoit une diminution. Ce constat rejoint les conclusions du paragraphe 4.1.4 sur les conséquences de la non prise en compte de l'effet de voûte par la méthode MISS-K.

De manière générale, les efforts issus du modèle EF 3D reproduisent le mieux les mesures des butons et des poutres instrumentés dans l'ensemble de la gare en termes d'amplitude et d'évolution des efforts avec la profondeur d'excavation. Il est intéressant de noter qu'on a pu observer dans les mesures l'augmentation des efforts des butons avec la profondeur de l'excavation et confirmer ainsi la redistribution des contraintes par effet de voûte (butons B1-7, B2-7, B1-E et B2-E). Il est également satisfaisant de voir que les coupes B et D qui reproduisent le mieux la déformée de la paroi mesurée présentent également des efforts comparables aux mesures. L'analyse de ces deux coupes est ainsi pertinente pour dévoiler la différence entre les deux modèles EF 2D et MISS-K. On a constaté que le modèle EF 2D reproduit mieux les mesures en termes d'amplitude et surtout en termes de tendance d'évolution des efforts avec la profondeur d'excavation. En effet, ce modèle prévoit une augmentation des efforts avec la profondeur alors que MISS-K prévoit l'inverse. Ce constat constitue une confirmation de l'analyse du paragraphe 4.1.4 et la redistribution des contraintes par effet de voûte qui aboutit à une compression des appuis accentuée à mesure qu'on excave, une compression incapable d'être reproduite avec le modèle MISS-K par construction, étant donné l'indépendance de ses ressorts les uns des autres.

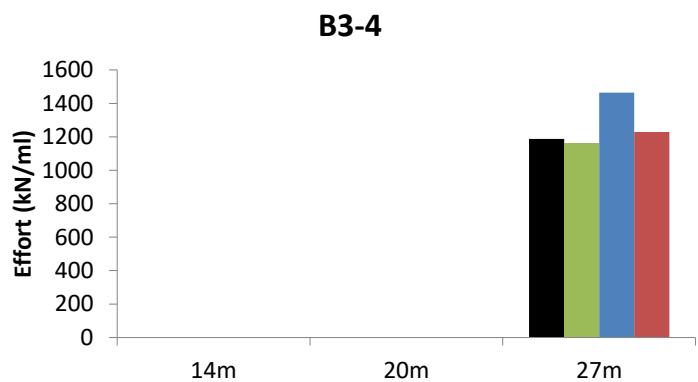
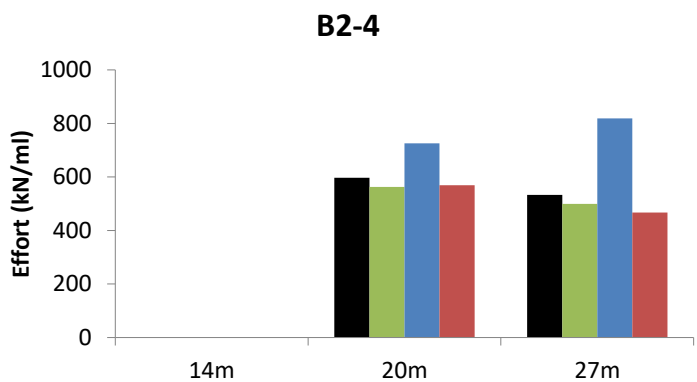
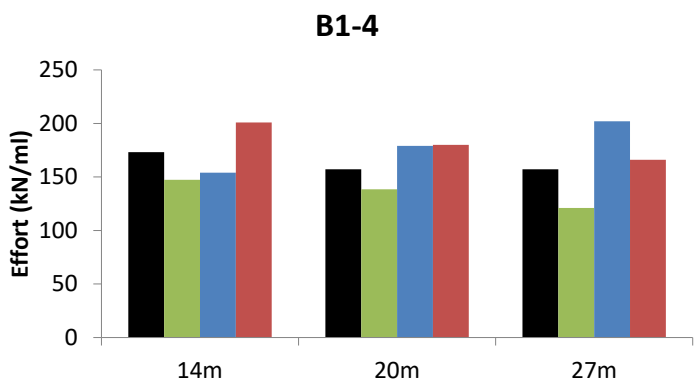
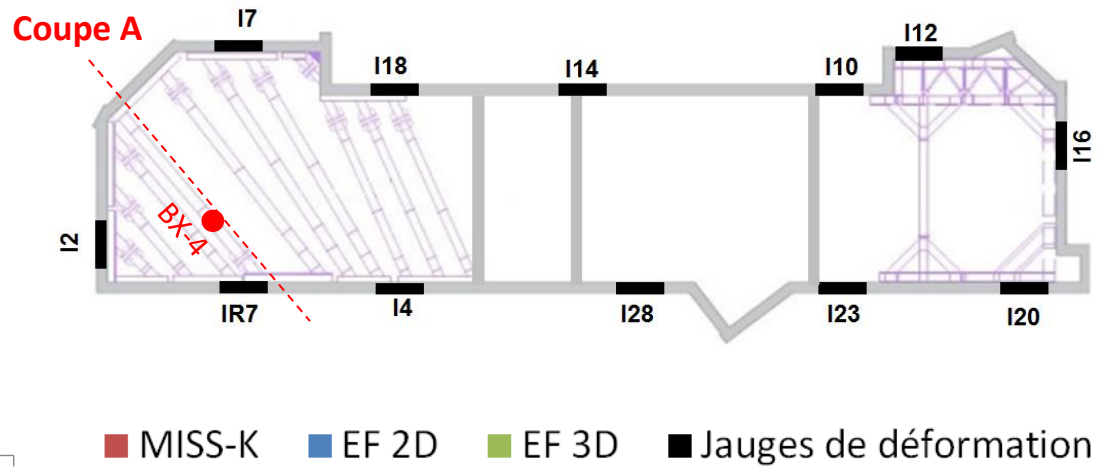
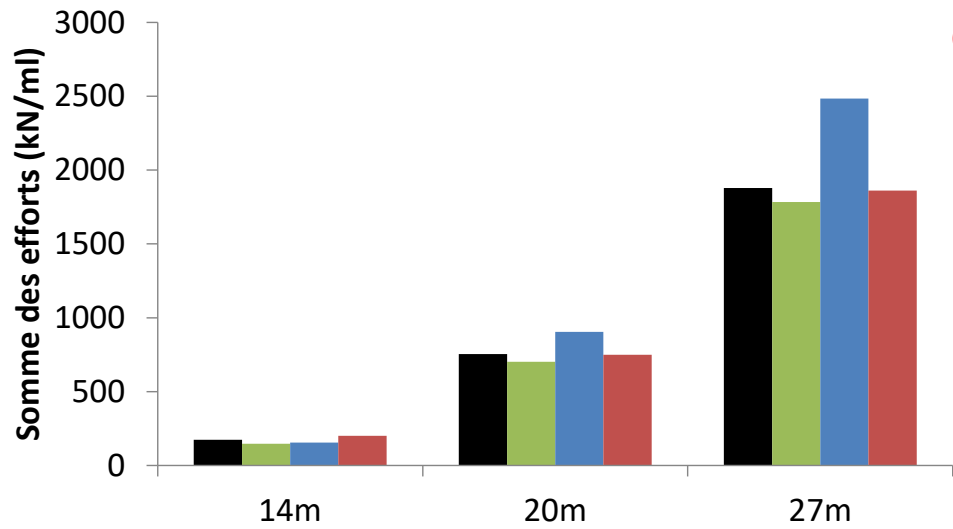


Figure 4-27 : Efforts de la coupe A



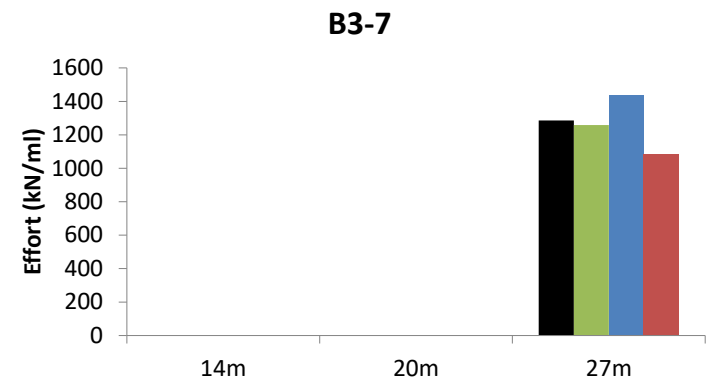
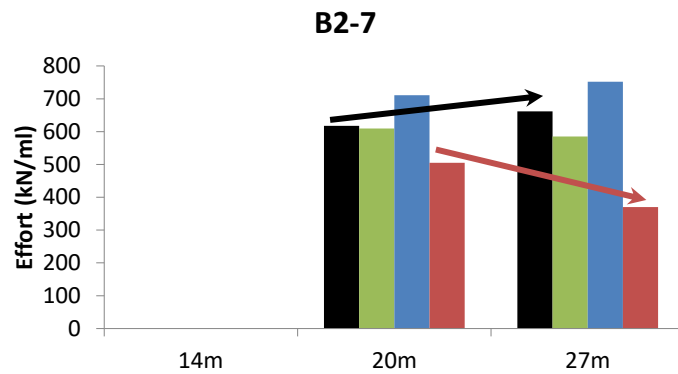
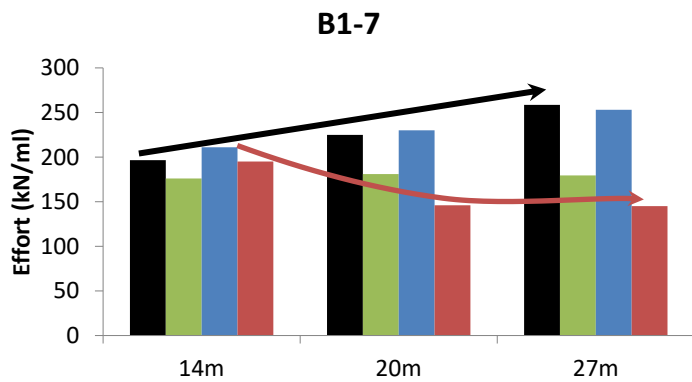
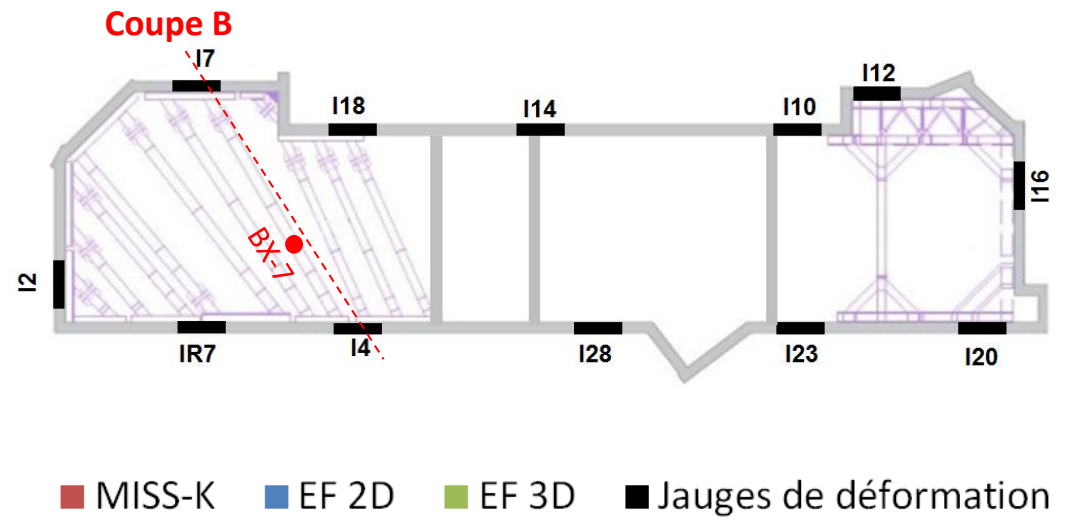
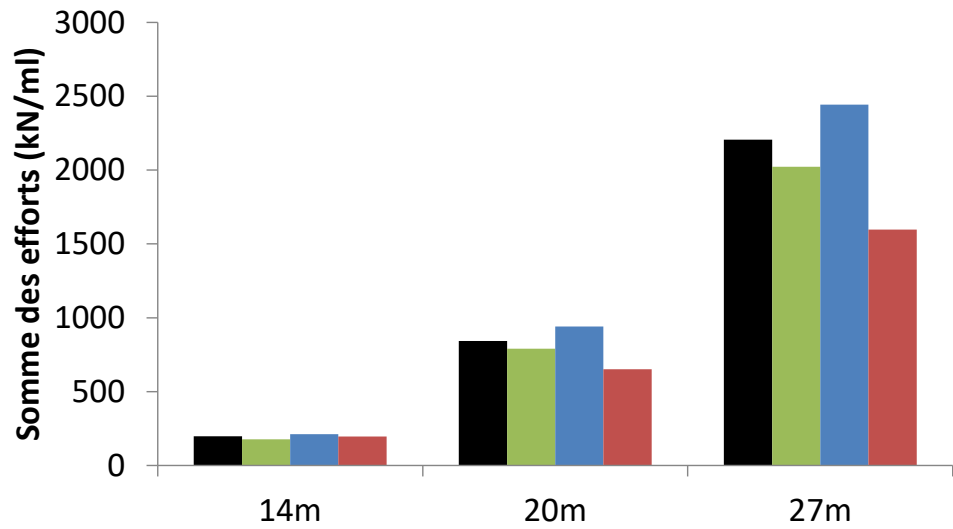


Figure 4-28 : Efforts de la coupe B

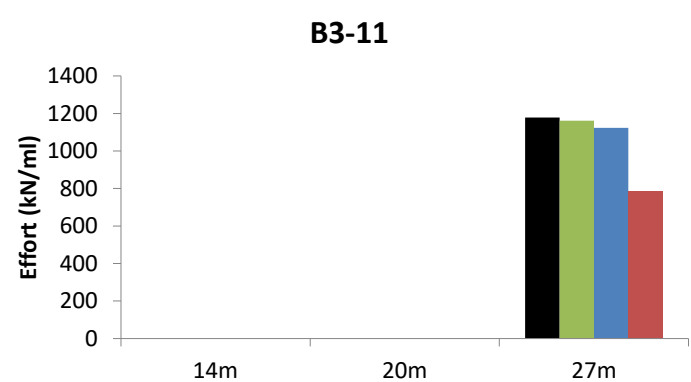
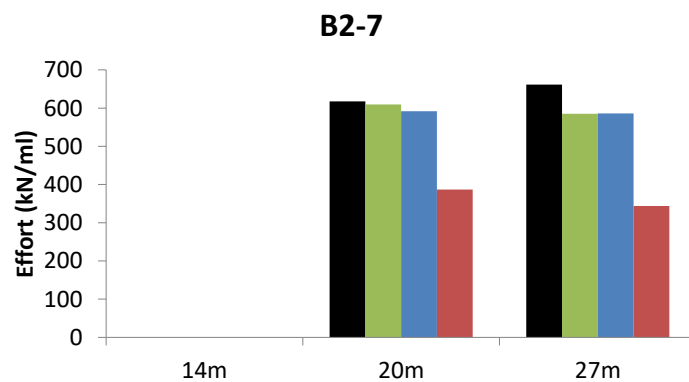
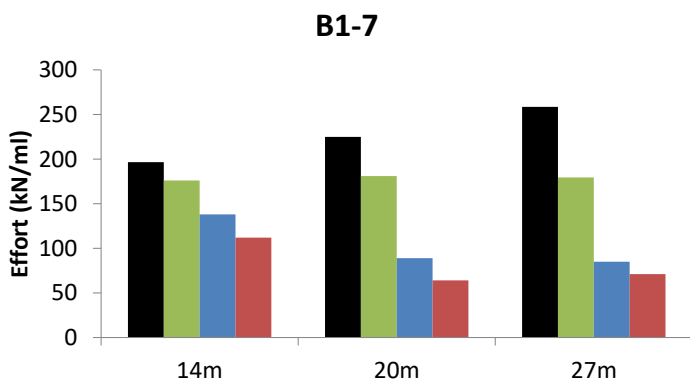
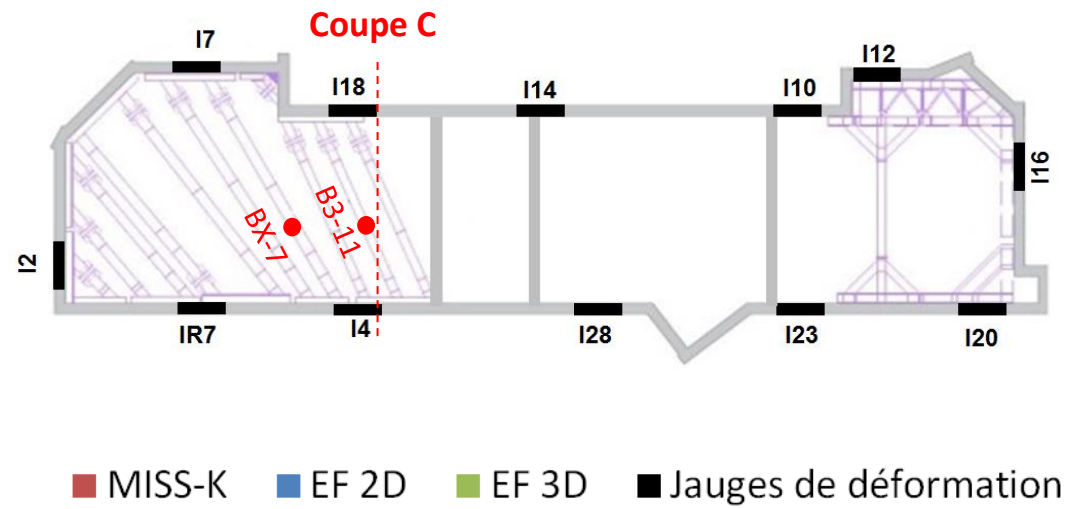
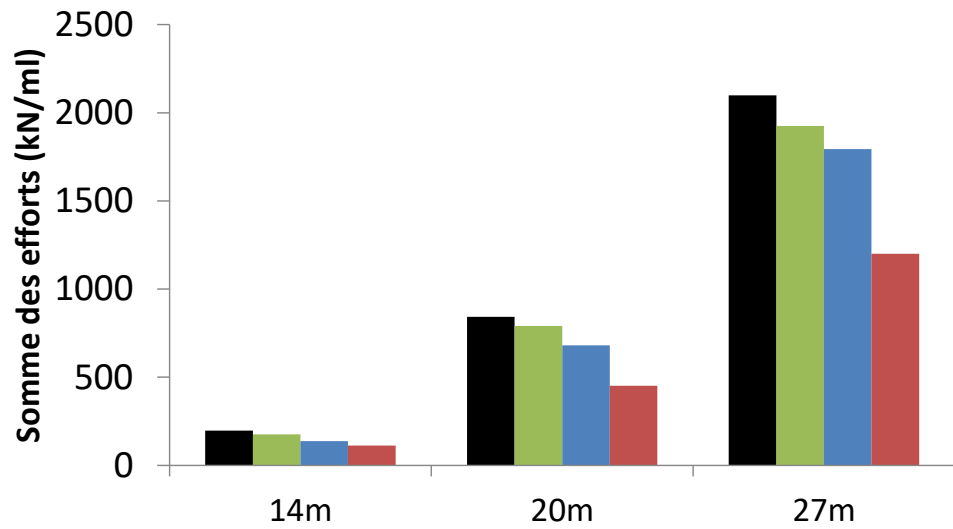
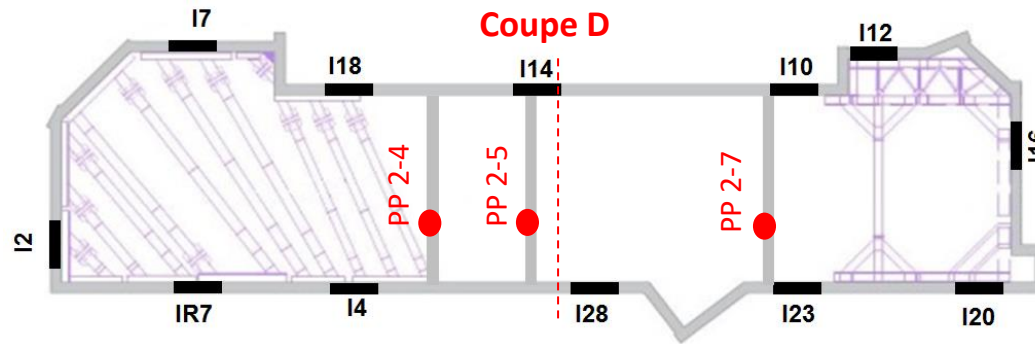
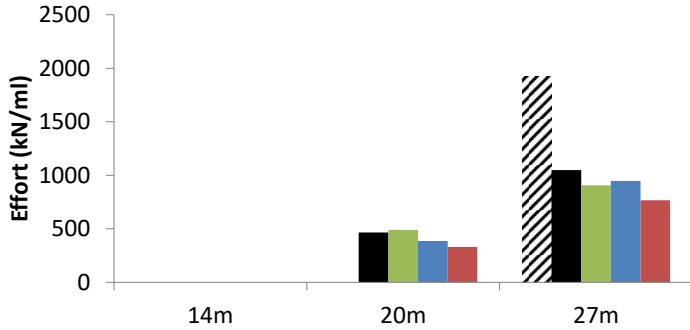


Figure 4-29 : Efforts de la coupe C

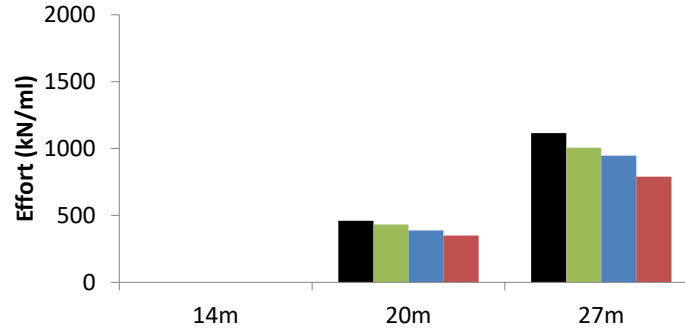


■ MISS-K   
 ■ EF 2D   
 ■ EF 3D   
 ■ Jauges de déformation   
  Fibre optique

**Poutre PP 2-4**



**PP 2-5**



**PP 2-7**

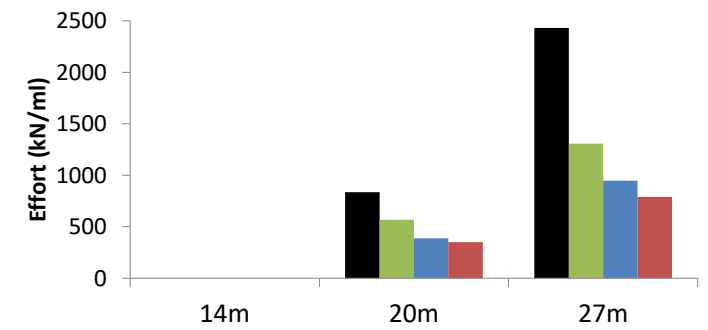


Figure 4-30 : Efforts de la coupe D

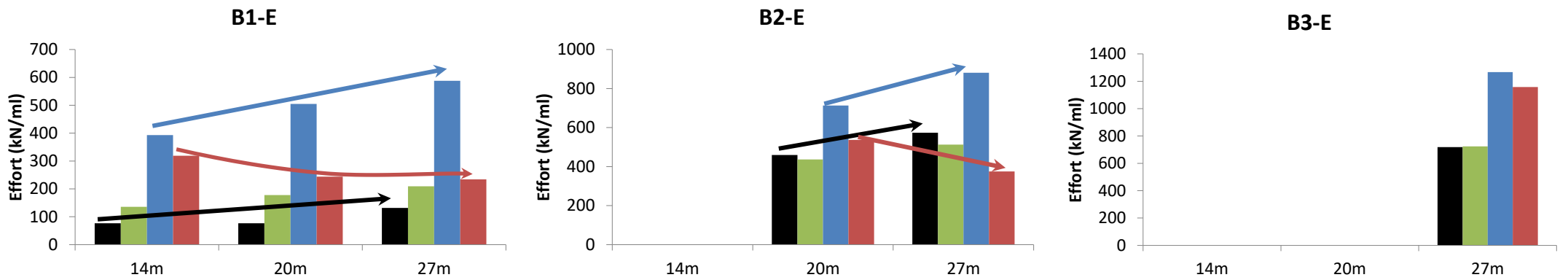
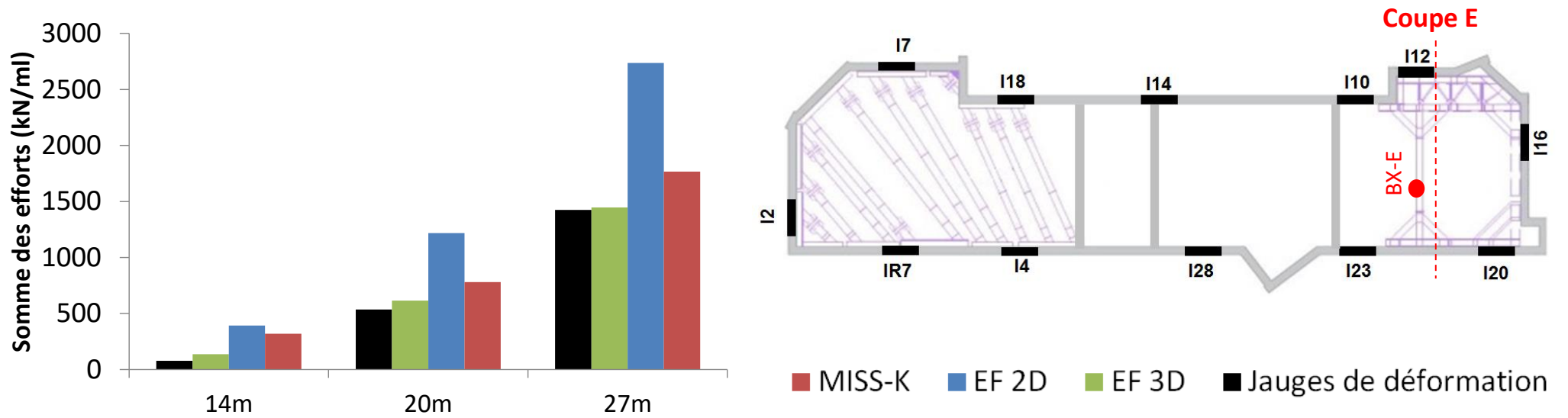


Figure 4-31 : Efforts de la coupe E

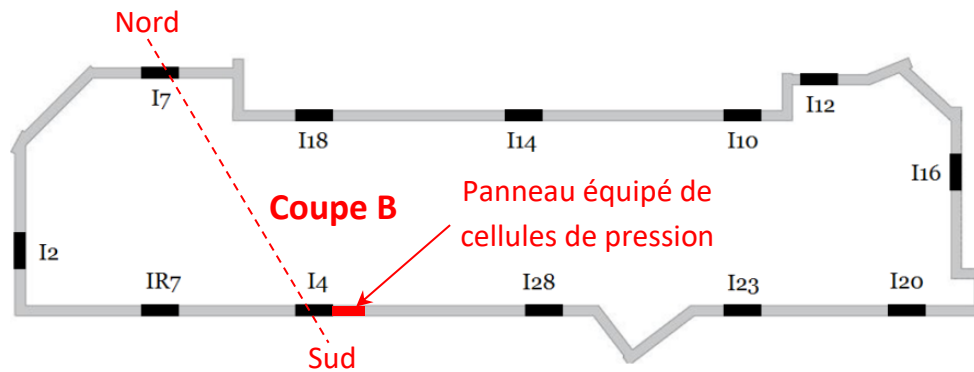
#### 4.3.5 Pression à l'interface sol/écran

La Figure 4-32 présente la variation de la pression à l'interface sol/écran au niveau des 3 cellules de pression côté sol et de la cellule de pression côté fouille. Les mesures sont présentées sous forme de barres horizontales représentant la valeur mesurée plus ou moins 15 % qui correspond à l'éventuelle erreur de mesure de ces cellules mentionnée par le fournisseur des cellules (cf. paragraphe 3.4.3.3).

Il est pertinent de rappeler que ces cellules se trouvent au niveau du même panneau instrumenté en fibre optique au droit de la coupe B. D'après les paragraphes précédents (4.3.2, 4.3.3 et 4.3.4), cette coupe semble être bien calée avec les mesures et reproduit d'une manière satisfaisante à la fois la déformée de la paroi, le moment et les efforts dans les appuis notamment avec les modèles EF 2D et EF 3D. On constate qu'en termes de pression à l'interface sol/écran les prévisions de ces deux modèles aux EF rejoignent d'une manière satisfaisante les mesures par plusieurs aspects, à savoir :

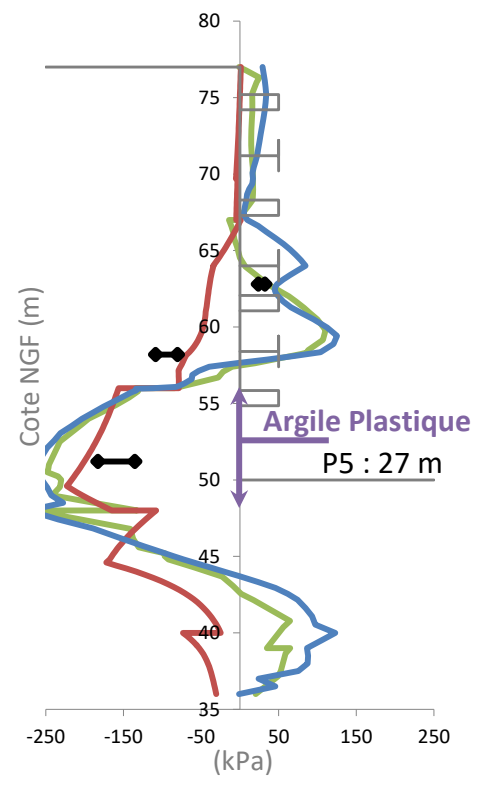
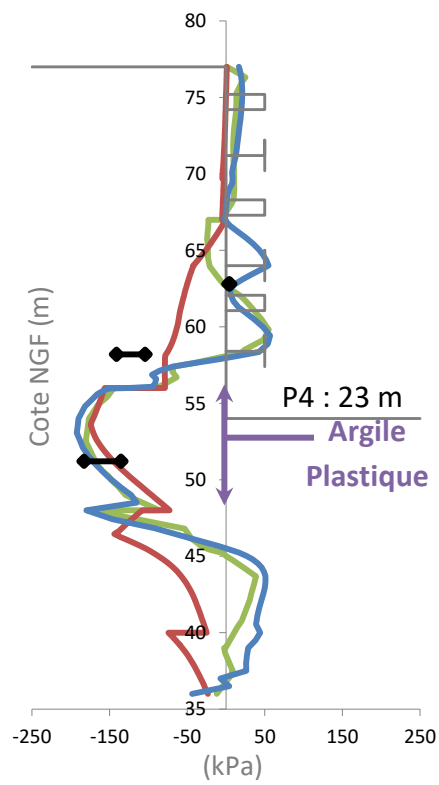
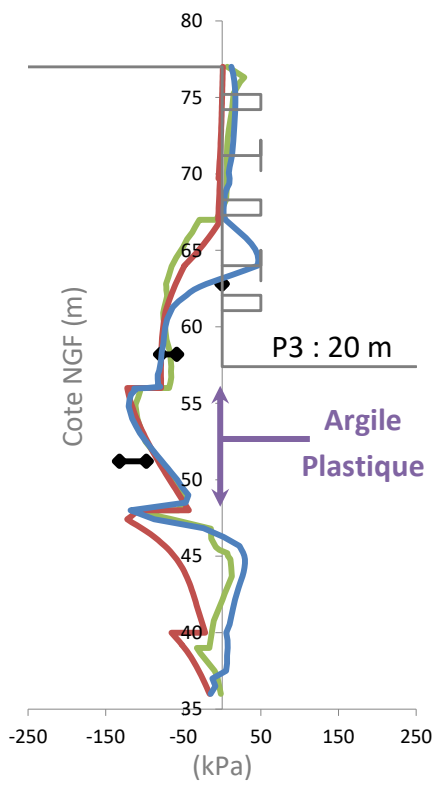
- La 1<sup>ère</sup> cellule à 62,8 m NGF donne raison aux pressions prévues par les modèles EF étant donné qu'elle montre une compression à mesure qu'on avance dans l'excavation alors que MISS-K prévoit une décompression,
- La décompression de l'Argile Plastique mise en évidence par la 3<sup>ème</sup> cellule à 51,2 m NGF est bien reproduite par les 3 modèles pour la phase P4 et semble moins bien prédite pour les phases P3 et P5 mais reste acceptable. Il est intéressant de noter que l'amplitude de cette décompression représente 62 % de  $(p_o - p_a)$  avec  $p_o$  est la pression au repos et  $p_a$  la pression de la poussée active,
- La 4<sup>ème</sup> cellule de pression à 42,5 m NGF donne raison aux pressions prévues par les modèles EF en termes de tendance, étant donné qu'elle montre une compression à mesure qu'on avance dans l'excavation alors que MISS-K prévoit une décompression systématique. Toutefois, l'amplitude mesurée de cette compression est beaucoup plus importante que celle issue des modélisations,
- La 2<sup>ème</sup> cellule à 58,2 m NGF met en évidence une décompression pour la phase P3 similaire aux prévisions des trois modèles, en revanche elle continue à se décompresser pendant les phases P4 et P5 similairement à MISS-K et inversement aux modèles EF. Cette cellule est située dans une zone de transition entre les deux tendances compression et décompression, elle correspond aussi à une zone de transition géologique entre le Calcaire Grossier et l'Argile Plastique. Elle peut éventuellement être au niveau d'un calcaire très dégradé et rejoindre ainsi le déchargement observé dans l'Argile Plastique.

La compression de la 1<sup>ère</sup> et 4<sup>ème</sup> cellule vient corroborer l'analyse du paragraphe 4.1.4 sur la redistribution des pressions par effet de voûte mise en évidence par les modèles EF et non prise en compte par construction dans le modèle MISS-K. La décompression mesurée de la 3<sup>ème</sup> cellule au niveau de l'Argile Plastique semble être bien reproduite par les 3 modèles. La décompression de la 2<sup>ème</sup> cellule peut être due à sa localisation dans une zone dégradée de transition entre calcaire et argile.



— MISS-K    — EF 2D    — EF 3D    ◆ Cellules de pression

### Variation de la pression côté sol



### Variation de la pression côté fouille

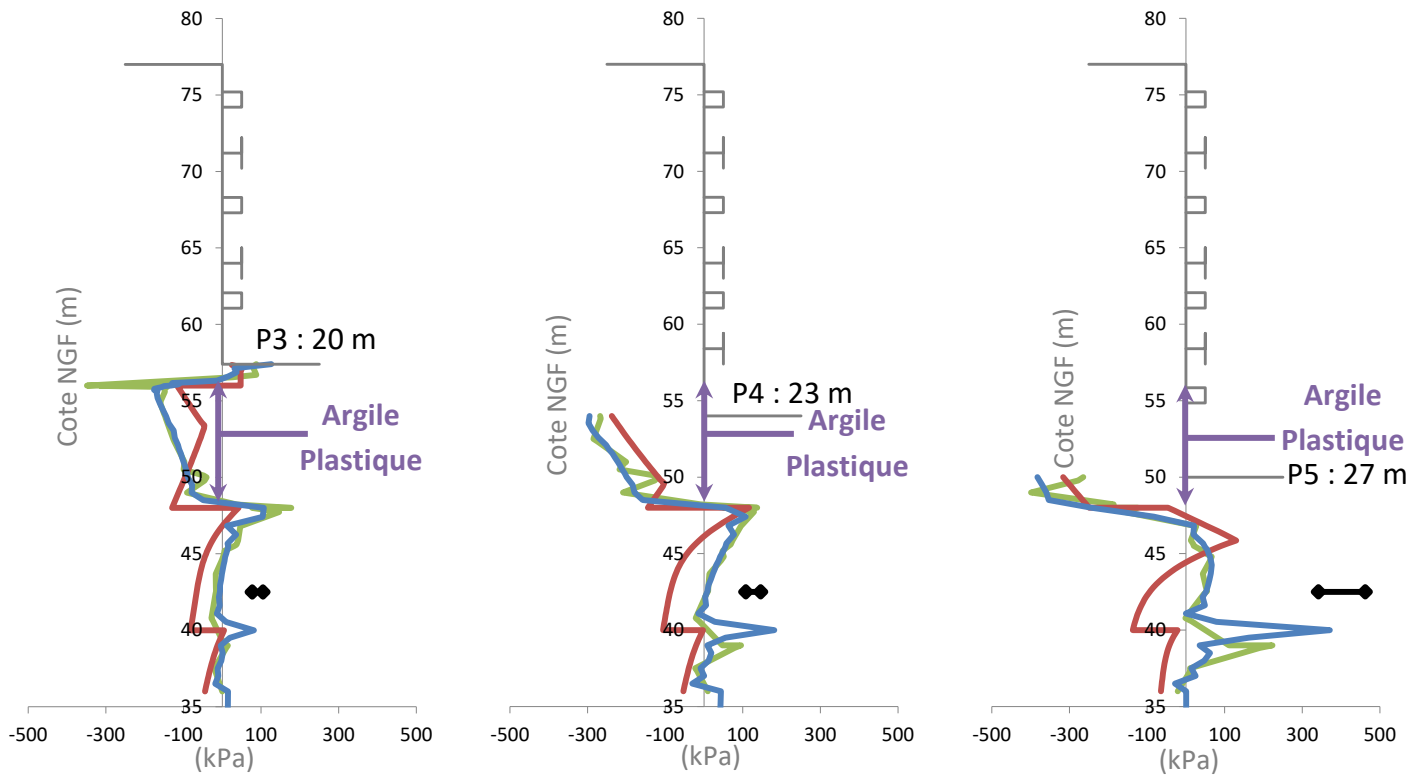


Figure 4-32 : Pression à l'interface sol/écran de la coupe B

#### 4.3.6 Défaut de butée

La Figure 4-33 présente la butée mobilisée issue des 3 modèles de sol à la phase P5 (27 m) pour les 5 coupes étudiées. On constate que pour l'ensemble des coupes les modèles EF 2D et 3D prédisent les mêmes valeurs de butée mobilisée alors que MISS-K prévoit une butée 30% plus faible.

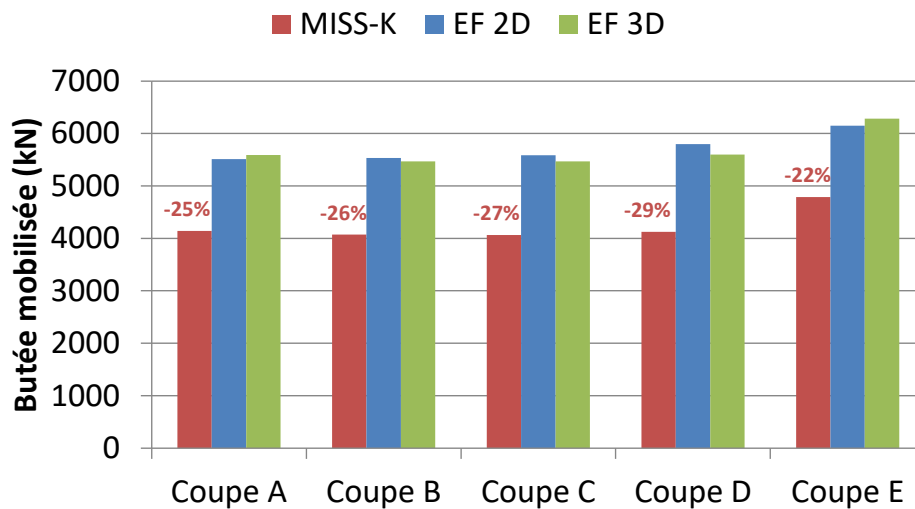


Figure 4-33 : Butée mobilisée des différents modèles à la phase P5 (27m)

La Figure 4-34 présente les rapports de butées issus des modèles MISS-K et EF 2D. Pour le modèle MISS-K, il correspond au rapport entre la butée limite de Caquot et Kerisel (1948) et la butée mobilisée. Pour le modèle EF 2D trois rapports de butées calculés par 3 méthodes différentes sont présentés. La méthode 1 consiste à faire le rapport entre la butée mobilisable de Caquot et Kerisel (1948) et la butée mobilisée, la méthode 2 consiste à dégrader les paramètres de cisaillement  $c'$  et  $\varphi'$  séparément pour réduire la butée mobilisable résultante, la méthode 3 consiste à convertir le facteur de sécurité d'un calcul «  $c-\varphi$  réduction » en un rapport des butées (voir paragraphe 2.6). On remarque que les méthodes 1 et 2 donnent des valeurs de rapports très proches 2,7 ce qui confirme la cohérence de ces méthodes pour la vérification du défaut de butée. La méthode 3 donne un rapport beaucoup plus faible ce qui rejoint la conclusion du paragraphe 2.6 du chapitre 2 sur l'inadaptation de cette méthode pour évaluer le rapport des butées.

Il est opportun ici de noter que la cellule côté fouille, située au droit de la coupe B, mesure une valeur absolue de pression à la phase P5 de 900 kPa alors que les modèles EF 2D et 3D mettent en évidence une pression beaucoup plus faible 500 kPa ce qui donne un rapport de 1,8 entre la pression mesurée et celle calculée. Si on suppose que ce rapport de pression correspond au rapport de butée mobilisée et si on considère le rapport des butées calculé égal à 2,7 (Figure 4-34) alors on peut en déduire que le rapport mesuré des butées serait de  $2,7/1,8=1,5$ .

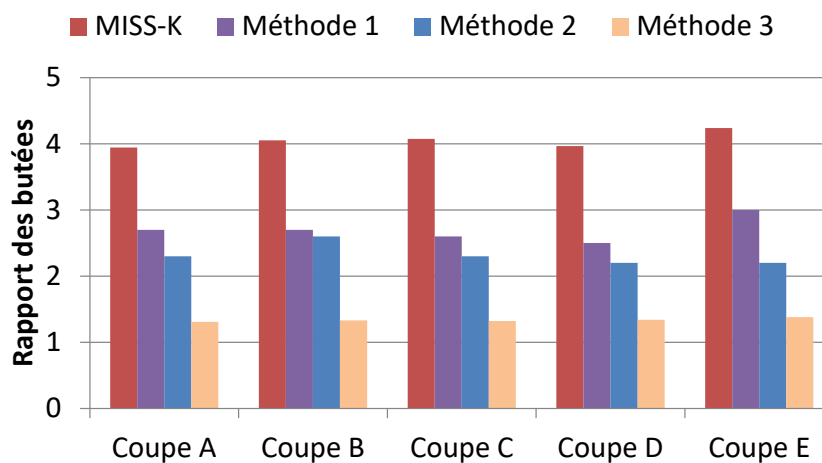
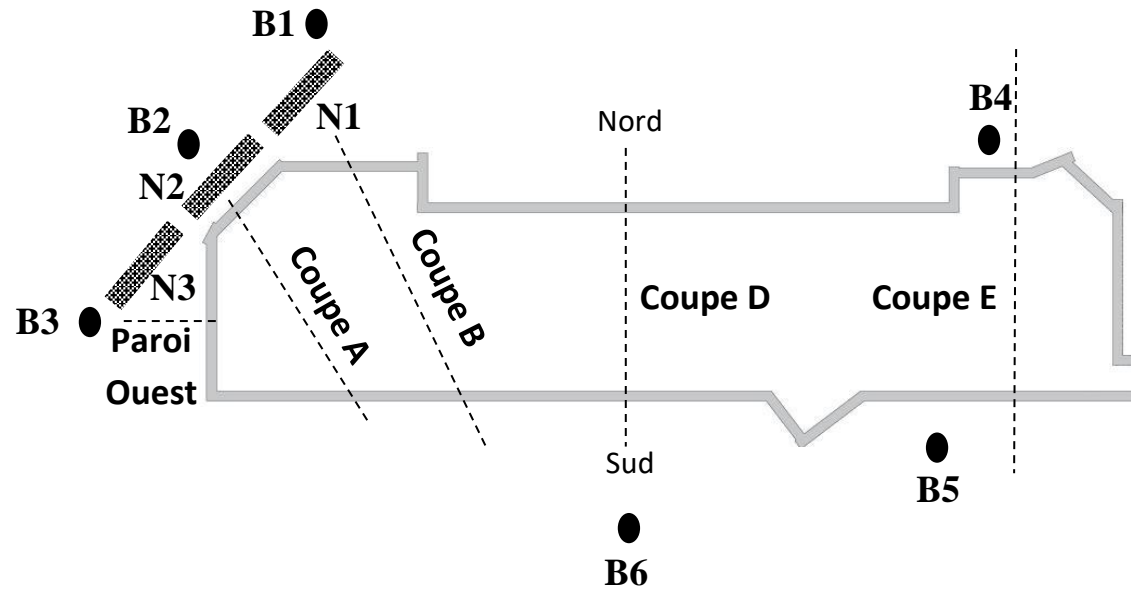


Figure 4-34 : Rapport des butées de MISS-K et EF 2D à la phase P5 (27m)

#### 4.3.7 Tassements derrière l'écran

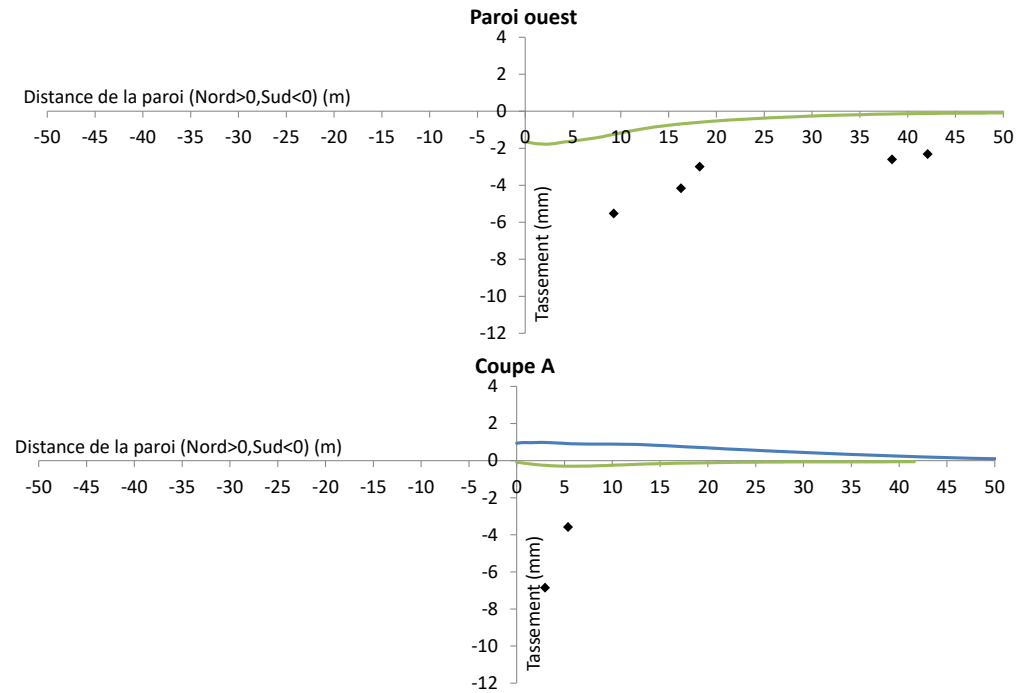
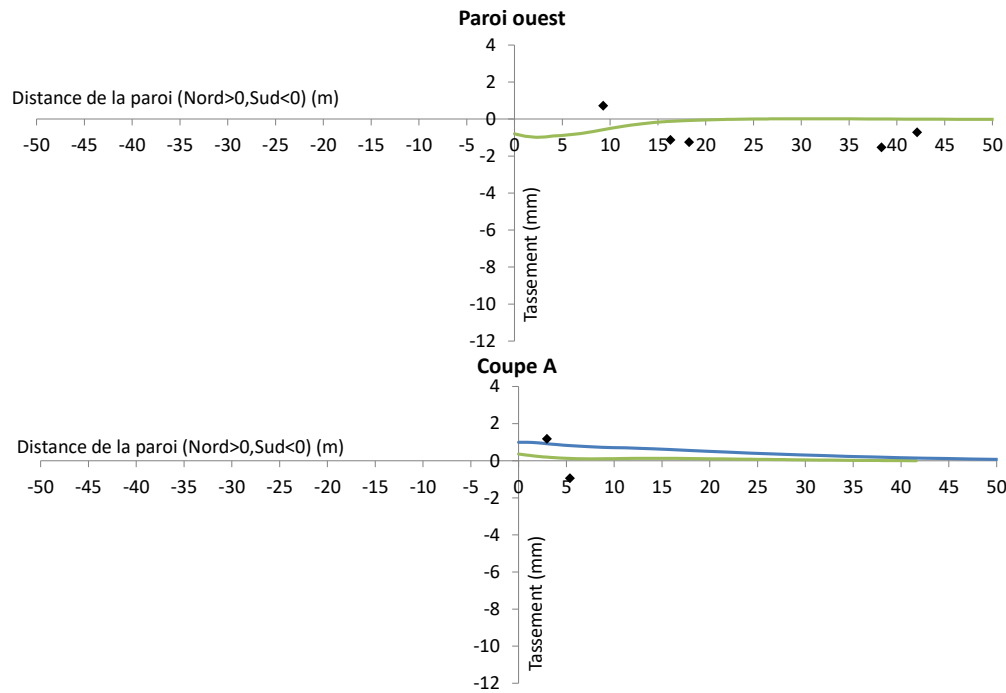
La Figure 4-35 présente une comparaison entre les cuvettes de tassements issus des modèles EF et les mesures. Pour réaliser la comparaison avec les modèles EF 2D, chacune des mesures a été attribuée à une coupe en fonction de sa localisation (Tableau 3-7). La coupe « Paroi Ouest » est comparée uniquement avec le modèle 3D et les mesures concernées sont les 4 bâtiments du B3 et le N3 (5 points au total). On constate que les amplitudes des cuvettes de tassements issus des modèles 3D sont plus faibles que ceux des modèles 2D, ce qui est prévisible. Cependant, les mesures semblent donner des tassements plus importants. Toutefois, le faible nombre de points de mesure et leur localisation sur des bâtiments non modélisés peut biaiser la comparaison.



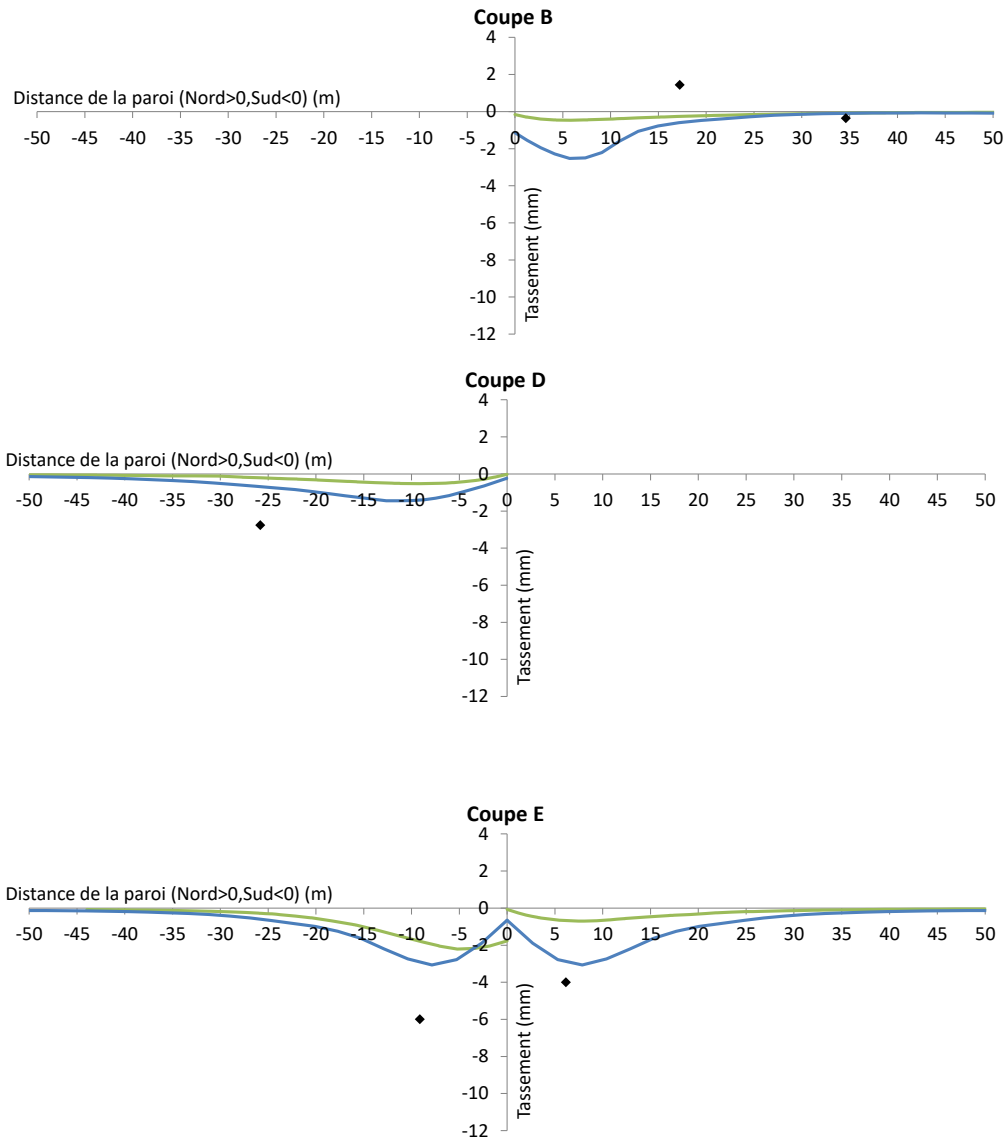


◆ EF 2D ◆ EF 3D ◆ Mesures à 20 m

◆ EF 2D ◆ EF 3D ◆ Mesures à 27 m



◆ EF 2D ◆ EF 3D ◆ Mesures à 20 m



◆ EF 2D ◆ EF 3D ◆ Mesures à 27 m

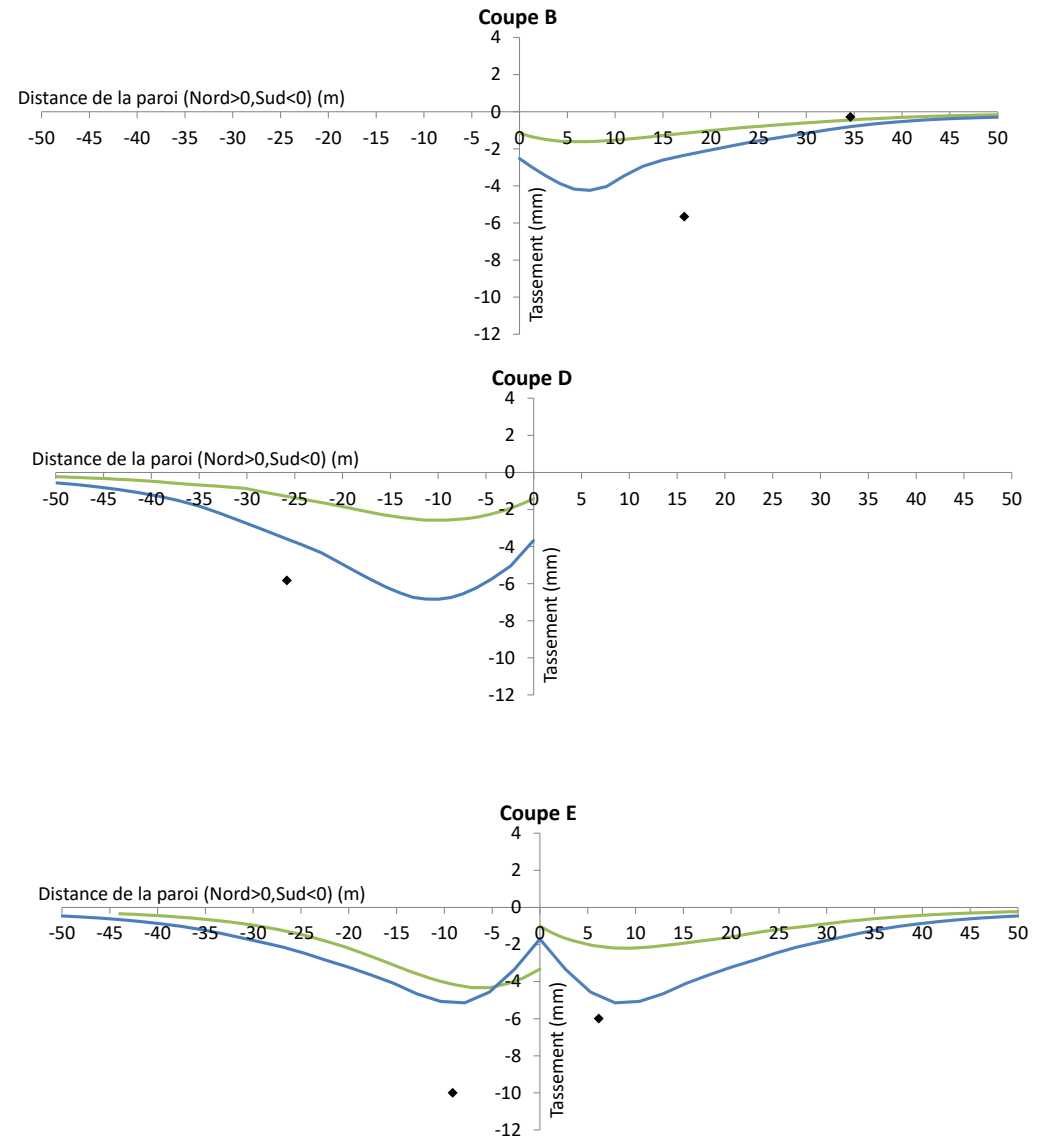


Figure 4-35 : Tassements par coupe à la phase P3 (20m) et P5 (27m)

La Figure 4-36 donne le champ de tassement autour de la paroi qui montre que le tassement est plus important derrière les zones de paroi linéaire et il s'atténue autour des zones de géométrie anguleuse. La tendance mise en évidence sur la coupe E entre les mesures B4 et B5 est confirmée par le modèle EF 3D. En effet, ce dernier prévoit des tassements plus importants au droit de B5 et moins à côté de B4.

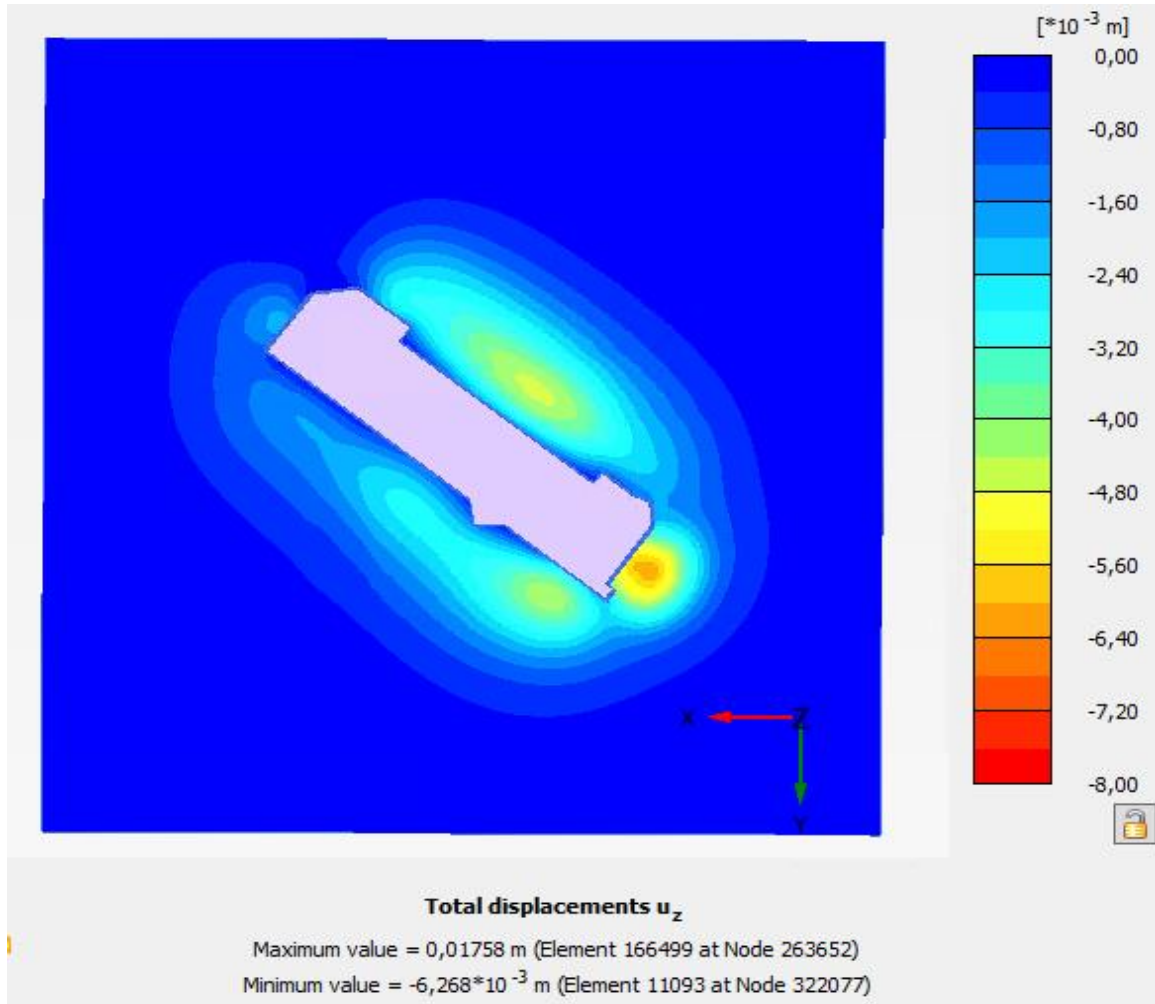


Figure 4-36 : Tassements autour de la gare issus du modèle EF 3D à la phase P5 (27m)

#### 4.3.8 Conclusions

La confrontation des résultats issus des modélisations avec les mesures semble être satisfaisante pour l'ensemble des coupes étudiées de la gare de Fort d'Issy-Vanves-Clamart. En améliorant légèrement les paramètres géotechniques de l'Argile Plastique (à savoir passer de  $E_M=40$  MPa et  $(\varphi', c')=(16,5^\circ, 10$  kPa) à  $E_M=60$  MPa et  $(\varphi', c')=(18^\circ, 20$  kPa)) on arrive à reproduire la déformée d'ensemble de la gare avec les bonnes allures et amplitudes et en particulier avec le modèle EF 3D pour les zones géométriquement anguleuses. Le déplacement maximal mesuré de 15 mm à la phase d'excavation P5 (27 m de profondeur) représente 75 % du déplacement retenu dans les notes de dimensionnement des parois à la même phase d'excavation. Les 3 modélisations de la coupe B située au droit du panneau instrumenté en fibre optique réussissent à reproduire le profil de moment mesuré par cette dernière.

L'amplitude du moment mesuré de 1000 kN.m/ml représente 33% du moment de dimensionnement. Les efforts dans les appuis ont permis de confirmer les différences repérées auparavant entre le modèle MISS-K et les modélisations EF. En effet, comme ces dernières permettent la redistribution des pressions à l'arrière de l'écran par effet de voûte, elles arrivent à mieux reproduire les efforts mesurés en termes d'amplitude et d'évolution avec la profondeur de l'excavation, alors que la méthode MISS-K avec des ressorts indépendants les uns des autres sous-estime systématiquement les efforts dans les appuis pour les grandes profondeurs d'excavation. Les pressions mesurées par les cellules de pression à l'interface sol/écran permettent de visualiser la redistribution des pressions marquée par la compression à la fois de la cellule supérieure côté sol et de la cellule inférieure côté fouille et la décompression de la cellule de l'Argile Plastique. Les modélisations aux EF semblent bien reproduire les deux compressions. La décompression est reproduite de manière similaire par les modèles EF et MISS-K, elle représente 62 % de  $(p_o - p_a)$  avec  $p_o$  la pression au repos et  $p_a$  la pression de la poussée active. Toutefois, l'amplitude de la compression de la cellule côté fouille reste beaucoup plus importante que la prévision des modélisations. L'évaluation du défaut de butée met en évidence un rapport de butées similaire pour l'ensemble des coupes d'environ 2,5 (avec la méthode retenue dans le paragraphe 2.6) et pour la coupe B la mesure de la cellule de pression côté fouille met en évidence un rapport de butées de 1,5. La comparaison des résultats des modélisations avec les tassements semble sous-estimer les tassements, toutefois, la non-modélisation des bâtiments auscultés peut biaiser cette comparaison.

## 4.4 Conclusion

La modélisation de la gare de Fort d'Issy-Vanves-Clamart a été réalisée avec 3 méthodes à savoir la méthode des coefficients de réaction (MISS-K), la méthode des éléments finis 2D (EF 2D) et la méthode des éléments finis 3D (EF 3D). MISS-K est la méthode classique utilisée en France pour le dimensionnement des soutènements, elle peut s'apparenter à une méthode 1D étant donné qu'elle ne considère qu'un équilibre de ressorts horizontaux. EF 2D et 3D modélisent le sol en milieu continu et permettent de mieux prendre en compte la géométrie de l'ouvrage, le comportement des sols et l'interaction sol-structure. Étant donné que MISS-K manipule des raideurs de ressort calculées à partir de formules empiriques et que EF utilise directement des modules de déformation, un calage a été réalisé pour choisir les modules correspondant au bon taux de déformation mobilisé pour reproduire des déformées similaires. Une étude de sensibilité a été ensuite conduite sur les deux modélisations, ce qui a permis d'identifier la sensibilité des paramètres pour mieux orienter la rétro-analyse lors de la confrontation avec les mesures. L'augmentation du module pressiométrique de l'Argile Plastique ( $E_M=60$  MPa) accompagnée d'une amélioration légère des paramètres de cisaillement ( $(\varphi', c')=(16,5^\circ, 10$  kPa)) a permis d'obtenir des modèles qui reproduisent de manière satisfaisante la déformée de la paroi pour l'ensemble des coupes de la gare. L'analyse des coupes les mieux calées (Coupe B et D) et ayant plusieurs dispositifs de mesure (à savoir fibre optique, jauges de déformation et cellules de pression) a permis de mettre en exergue les réelles divergences entre EF et MISS-K. En effet, cette dernière semble sous-estimer les efforts dans les appuis et la butée mobilisée pour les profondeurs importantes d'excavation car elle ne prend pas en compte la redistribution des contraintes par effet de voûte.

L'analyse des résultats issus de l'instrumentation a permis d'une part, de fournir une description complète du comportement du soutènement et constituer ainsi un retour d'expérience riche en enseignements sur l'une des excavations profondes du Grand Paris. D'autre part, cela a permis de valider les modélisations réalisées étant donné qu'on dispose de plusieurs points de comparaison avec les mesures (déformées, moments, efforts dans les appuis, pressions à l'interface sol/écran, tassement à l'arrière de l'écran) et ainsi renforcer davantage la confiance qu'on donne aux conclusions résultantes.

---

## **Conclusions et perspectives**

---

Le retour d'expérience de la gare Fort d'Issy-Vanves-Clamart a permis de mettre en évidence l'apport de l'instrumentation pour fournir une description complète du comportement du soutènement en mesurant les principales grandeurs intéressantes le géotechnicien à savoir la déformée et le moment de l'écran, les efforts dans les appuis, la pression à l'interface sol/écran et le tassement à l'arrière de l'écran. L'opportunité offerte par un projet d'envergure tel que le Grand Paris Express mérite d'être saisie par les différents acteurs de sa construction, entreprises comme bureaux d'études, afin d'améliorer la compréhension du comportement des excavations profondes voire trouver des pistes d'optimisation. Ainsi encourager des expériences d'instrumentations similaires dans d'autres gares contribuera à confirmer les conclusions issues de ce travail et enrichir la base de données des excavations profondes françaises.

Parmi les conclusions de ce travail on peut citer principalement :

- L'analyse des cuvettes de tassements issues des modélisations aux éléments finis a permis de se rendre compte de l'influence du modèle de sol choisi et de la non-proportionnalité immédiate entre la déformée de l'écran et les tassements. L'écroutissage plastique s'avère être nécessaire pour générer des déformations volumiques contractante et induire des tassements. L'élasticité non linéaire permet d'améliorer la prédiction de l'allure et de l'amplitude de la cuvette de tassement. La dépendance du module avec le niveau de déformation permet de réduire l'étendue de la cuvette et la dépendance du module avec la contrainte permet d'obtenir des cuvettes plus creuses et plus proches des observations expérimentales.
- L'usage des modèles numériques peut compliquer la vérification du défaut de butée selon l'approche 2\* prescrite par la norme d'application française NF P94-282 régissant le dimensionnement des écrans de soutènement. Une méthode a été proposée et formalisée pour réaliser cette vérification et a été appliquée à la gare étudiée.
- L'instrumentation avancée de la gare de Fort d'Issy-Vanves-Clamart, qui a été proposée, mise en place sur chantier et exploitée intégralement dans le cadre de ce travail de thèse, a permis de fournir une description complète du comportement du soutènement de cette gare et de constituer un retour d'expérience riche en enseignements.
- La confrontation des mesures avec les modélisations aux éléments finis et aux coefficients de réaction a permis d'apprécier la concordance de ces deux modèles en termes de prévision de la déformée et du moment de l'écran. En revanche, elle a révélé la potentielle sous-estimation des efforts dans les appuis et de la butée mobilisée par la méthode des coefficients de réaction, notamment pour les phases d'excavation profondes, à cause de la non prise en compte de la redistribution des contraintes derrière l'écran par effet de voûte. Les modèles aux éléments finis, considérant le sol comme un milieu continu, reproduisent d'une manière satisfaisante les efforts dans les appuis car ils tiennent compte du transfert de charge qui se produit derrière l'écran.

- Il est intéressant de noter que la stabilisation observée de la pression totale mesurée au droit de l'Argile Plastique entre les phases de terrassement ainsi que la stabilisation du ventre de l'écran situé également au droit de cette même couche a permis de confirmer la rapidité de la dissipation des éventuelles surpressions interstitielles et la pertinence de considérer le comportement de cette couche en conditions drainées pour la modélisation de l'excavation.
- Une méthodologie a été proposée et formalisée pour la prise en compte de l'effet de la température et la souplesse des extrémités des butons provisoires liés à la paroi moulée. Elle a été validée par l'exploitation des mesures des butons instrumentés.
- Une légère amélioration des paramètres de la couche d'Argile Plastique a permis de reproduire d'une manière satisfaisante les déformées de l'ensemble de la gare. Ces paramètres retenus pourront servir de comparaison pour d'autres gares situées dans un contexte géologique similaire.
- La performance de la modélisation 3D a démontré sa pertinence pour reproduire la déformée de l'écran au droit de zones à géométrie anguleuse.

Plusieurs perspectives peuvent être données à l'issue de ce travail de thèse à partir du retour d'expérience de la gare de Fort d'Issy-Vanves-Clamart à savoir :

- Les cellules de pressions totales et interstitielles pourraient être interrogées plusieurs mois après la fin des travaux afin de voir l'éventuelle évolution des pressions avec le temps ou à l'approche des tunneliers.
- Des analyses inverses avancées peuvent être conduites avec des algorithmes génétiques ou des réseaux de neurones pour déterminer avec plus de précision les paramètres géotechniques des différentes couches géologiques.
- Une analyse de fiabilité peut être réalisée avec la méthode RSM (Response Surface Method) sur les coupes B et D présentées dans le chapitre 4 car ce sont les deux coupes qui reproduisent le mieux les mesures et cela en utilisant les coefficients de variation présentés dans le paragraphe 2.2 concernant l'Argile Plastique.
- Une investigation des méthodes hybrides pour modéliser le soutènement serait intéressante, elles peuvent être une piste de développement de la méthode des coefficients de réaction pour sortir cette dernière de sa formulation classique de ressorts indépendants. En effet, l'utilisation des formules de Mindlin pour les forces horizontales permet de lier les ressorts avec une matrice d'interaction à l'instar de ce qui se fait pour la modélisation de l'interaction sol/radier.



---

## **Références bibliographiques**

---

- Atkinson J. (1993). An introduction to the mechanics of soils and foundations. McGraw-Hill Book Company Europe
- Baguelin F., Kovarik J.B. (2000). Une méthode de détermination des valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques, *Revue Française de Géotechniques*, No. 93, pp 35-41
- Balay J., Frank R., Harfouche L., (1982). Programme DENEbola pour le calcul des soutènements par la méthode des modules de réaction, *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, 120, pp. 3-12
- Balay J. (1985). Recommandations pour le choix des paramètres de calcul des écrans de soutènement par la méthode aux modules de réaction, Note d'information technique, Paris, LCPC, 24 pages
- Baumann P. 1935. Analysis of sheet-pile bulkheads, *Trans. ASCE*, Vol. 100, pp. 707-797
- Benz T. (2007). Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences, Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart, 55, Ed Vermeer
- Bergere A., Ropers F., (2018). Les Argiles Plastiques de l'Yprésien et leur comportement capricieux
- Bishop A.W., BLIGHT G.E. (1963). Some aspects of effective stress in saturated and unsaturated soils, *Géotechnique* n° 3, pp. 177-197
- Bjerrum, L., Clausen, C.J.F., Duncan, J.M. (1972). Earth pressures on flexible structures – a state of the art report. Proceedings of the 5th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Madrid, pp. 169-193
- Bond A.J., Scarpelli G. (2013). Eurocode 7 : Geotechnical Design Worked examples, JRC scientific and policy reports, European Commission, Dublin
- Boussinesq J. (1882). Note sur la détermination de l'épaisseur minimum que doit avoir un mur vertical, d'une hauteur et d'une densité données, pour contenir un massif terreux, sans cohésion, dont la surface est horizontale, *Annales des Ponts et Chaussées*, Tome 3, pp. 623-643
- Brgm (1973). Carte géologique de Paris (No. 183), échelle 1/50000 et 1/25000
- Brinch Hansen J. (1953). Earth pressure calculation, The Danish Technical Press, The Institution of Danish Civil Engineers, Copenhagen, 271 pages
- Briske R. (1958). Anwendung von Druckumlagerungen bei Baugrubenumschließungen, *Die Bautechnik*, 35 (6), pp. 242-244 & (7), pp. 279-281
- BS 8002:1994 (2001). Code of practice for Earth retaining structures, British standard
- BS 5930:2015. Code of practice for ground investigations, AFNOR
- Burland J.B., Simpson B., ST. John H.D. (1979). Movements around excavations in London clay, *Comptes-rendus du 7e CEMSTF (Brighton)*, Ed. BGS, Vol.1, pp.13-29.

Burland J.B. Potts D.M., Walsh N.M. (1981). The overall stability of free and propped embedded cantilever retaining walls, *Ground engineering*, pp 28-38

Burlon S. (2007). Modélisation numérique des mouvements du sol induits par des excavations et des injections de compensation, Mémoire de thèse, Université des sciences et technologies de Lille

Cambou B., Jafari K., (1988). Modèle de comportement des sols non cohérents, *Revue Française de Géotechnique*, vol. 44, pp. 43-55

Caquot A., Kerisel J., (1948). Tables de butée, de poussée et de force portante des fondations, Paris, Gauthier-Villars

Chambers P., Augarde C., Reed S., Dobbins A., (2016). Temporary propping at Crossrail Paddington station, *Geotechnical research* Vol. 3, Issue 1, ICE Publishing

Chan D.Y.K., Madabhushi S.P.G., Nicholson D.P., Chapman T.J.P., Solera S.A., (2018). Twenty-one years of heave monitoring in London Clay at Horseferry Road basement, *Ground Engineering*, 51(11), pp. 28-33

Clough G.W., O'Rourke T.D., (1990). Construction induced movements of insitu walls, Design and performance of earth retaining structures, Cornell University, ASCE, pp. 439-470

Ching J., Phoon K.K. (2012). Modeling parameters of structured clays as a multivariate normal distribution. *Canadian Geotechnical Journal*, 49(5), 522-545

Ching J., Phoon K.K. (2013). Multivariate distribution for undrained shear strength under various test procedures. *Canadian Geotechnical Journal*, 50(9), 907-923

Ching J., Phoon K.K., Chen C.H. (2014). Modeling CPTU parameters of clays as a multivariate normal distribution. *Canadian Geotechnical Journal*, 51(1), 77-91

Ching J., Li D.Q., Phoon K.K. (2016). Statistical characterization of multivariate geotechnical data. Chapter 4, *Reliability of geotechnical structures in ISO2394*, CRC Press/Balkema, 89-129

CNJOG avril 2019.

Cuira F., Simon B., (2008). Modélisation 3D simplifiée d'une plaque sur sol multicouche élastique, *Revue Française de Géotechnique*, No. 124, pp 3-17

Delattre L. (1999). Comportement des écrans de soutènement expérimentations et calculs, Mémoire de thèse, Ecole des Ponts et Chaussées

Delattre L. (2001). Un siècle de méthodes de calcul d'écrans de soutènement, L'approche par le calcul – les méthodes classiques et la méthode au coefficient de réaction, *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, 234, réf 4308, pp. 35-55

- Delattre L. (2003). Un siècle de méthodes de calcul d'écrans de soutènement, Les approches empiriques et semi-empiriques, Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 244-245, réf 4457, pp. 31-51
- Delattre L. (2004). Un siècle de méthodes de calcul d'écrans de soutènement, La modélisation des écrans de soutènement par la méthode des éléments finis, Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 252-253, réf 4529, pp. 95-117
- DIN 1054, (2005). Verification of the safety of earthworks and foundations, Deutsche Norm
- DIN 4084, (2009). Calculation of embankment failure and overall stability of retaining structures, Deutsche Norm
- DIN 4085, (2011). Calculation of earth-pressure, Deutsche Norm
- Dong Y. (2014), Advanced finite element analysis of deep excavation case histories, thesis in University of Oxford, Department of engineering science
- Driscoll R., Scott P., (2008). CIRIA C641 EC7 – implications for UK practice, Eurocode 7 Geotechnical design
- Duncan, J. M., & Chang, C. Y. (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soils. Journal of Soil Mechanics & Foundations Div.
- EAB (2008). Recommendations on excavations, German Geotechnical Society (Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., DGGT), Ernst & Sohn
- Ertugrul N.A. (2013). Effect of soil arching on lateral soil pressures acting upon rigid retaining walls, Thesis in middle east technical university
- Fages R. Bouyat C., (1971). Calcul de rideaux de parois moulées ou de palplanches. Modèle mathématique intégrant le comportement irréversible du sol en état élasto-plastique, Travaux, no. 439, pp 49-51
- Fahri M., Dore M., Colin P., (1971). Corrélation entre le module de déformation tiré de l'essai triaxial et l'indice de plasticité, Le comportement des sols avant la rupture, journées nationales, Paris, Comité français de la Mécanique des Sols et des Fondations
- Fang Y.S., Chen T.J., Wu B.F., (1994). Passive earth pressures with various wall movements, Journal of geotechnical engineering, Vol. 120, No. 8, pp 1307-1323, ASCE
- Finno R.J., Roboski J.F. (2005). Three-Dimensional Responses of a Tied-Back Excavation through Clay, Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, Vol. 131, No. 3, March 1, pp. 273-282, ASCE
- Freiseder MG (1998) Ein Beitrag zur numerischen Berechnungen von tiefen Baugruben in weichen Böden. Gruppe Geotechnik Graz, Institute für Bodenmechanik und Grundbau, Heft 3

FREW 19.3 (2017). Help Guide, Oasys

Gaba A.R., Simpson B., Powrie W., Beadman D.R., (2003). CIRIA C580 Embedded retaining walls – guidance for economic design

Gasparre A. (2005). Advanced laboratory characterization of London clay, Department of Civil and Environmental Engineering, Imperial College London

Geokon (2017). Instruction Manual, Model 4800 series VW Earth Pressure Cells

Handy R.L. (1985). The arch in soil arching, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.111, Issue 3, pp.302-318.

Hansen B. K., (1953). Earth pressure calculation, Copenhagen, The Danish Technical Press, The Institution of Danish Civil Engineers, 271 pages

Hardin, B.O., Drnevich, V.P. (1972). Shear modulus and damping in soils: Design equations and curves. *Proc. ASCE: Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 98(SM7), 667-692

Hashash, Y.M.A., Whittle, A.J. (2002). Mechanisms of load transfer and arching for braced excavations in clay. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, Vol. 128, N°3, pp 187-197

Hejazi Y. (2010). Influence de la prise en compte des modules en petites déformations des sols sur la modélisation numérique d'ouvrages géotechniques, Mémoire de thèse, L'Institut National des sciences Appliquées de Lyon

Hettler A., Ortiz S.V., Mumme B., (2009). Calculation of excavation walls with different methods: Girder model, non-linear subgrade reaction model, finite-element analysis

Hsieh P.G., Ou C.Y., (1998). Shape of ground surface settlement profiles caused by excavation, *Canadian Geotechnical Journal*, N°35, pp. 1004-1017

Hsieh P.G., Ou C.Y., Liu H.T., (2008). Basal heave analysis of excavations with consideration of anisotropic undrained strength of clay, *Canadian Geotechnical Journal*, N°45, pp. 788-799

Irvine D.J. and Smith R.J. (1992). Trenching practice, CIRIA, report 97

Ishibashi I., Zhang X., (1993). Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay, *Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 33, N°. 1, pp. 182-191

Jaky J. (1944). The coefficient of earth pressure at rest. *Journal of Society of Hungarian Architects and Engineers*, pp. 355–358.

Janssen H.A. (1895). *Zeitschr. D. Vereines deutscher Ingenieure* 39, 1045

Jardine R.J, Gens A., Hight .D.W., Coop M.R. (2004). Developments in understanding soil behavior, *Advances in geotechnical engineering, The Skempton Conference Volum 1, London, 103-206*

Jenck O. 2005

Josseume H., Hieng I.O., Stempfelet J-P. (1991). Détermination des paramètres de compressibilité d'une argile raide à partir d'essais oedométriques à haute pression, Bulletin liaison laboratoire des Ponts et Chaussées N°172, mars-avril 1991, Réf. 3565

Josseume H. (1998). Propriétés mécaniques de l'argile des Flandres à Dunkerque et à Calais, Revue Française de Géotechnique N°84, 3<sup>ème</sup> trimestre

Kastner R. (2018). Des tranchées couvertes aux tunnels urbains : l'apport des retours d'expérience organisés, Conférence de Coulomb, Comité Français de Mécanique des Sols et de Géotechnique

Kazmierczak J-B. (1996). Comportement et dimensionnement des parois moulées dans les argiles raides saturées, Mémoire de thèse, Université des sciences et technologies de Lille

Kempfert H-G. Gebreselassie B. (2006). Excavations and foundations in soft soils, Springer

Kokusho T. (1980). Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range, Soils and Foundations, Vol. 20, No. 2, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering

Kramer S.L., (1996). Geotechnical Earthquake Engineering. Prentice Hall

K-réa v4 (2016). Manuel C Notice technique, Terrasol

Krynine D.P. (1945). Discussion of "Stability and Stiffness of Cellular Cofferdams", by Karl Terzaghi, Transactions, ASCE, Vol. 110, pp. 1175-1178

Kung T.C., Ou C.Y., Juang C.H., (2009). Modelling small-strain behavior of Taipei clays for finite element analysis of braced excavations, Computers and Geotechnics, N°. 36, pp. 304-319

Ladd CC, Foott R, Ishihara K, Schlosser F, Poulos HG (1977). Stress - deformation and strength characteristics. Proc. IX ICSMFE, Tokyo, pp 421 – 494

Lambe T.W., Whitman R.V. (1969). Soil Mechanics, Ch.13 Earth retaining structures and slopes, pp.185-191.

Lehmann H. (1942). Die Verteilung des Erdangriffs an einer oben drehbar gelagerten Wand, Die Bautechnik, 20 (31/32), pp. 273-283

Liu G.B., Huang P., Shi J.W., Ng C.W.W., (2016). Performance of a deep excavation and its effect on adjacent tunnels in Shanghai soft clay, Journal of performance of constructed facilities, ASCE

Lo K.Y. (1965). Stability of slopes in anisotropic soils, Proc. ASCE, 91, SM4, pp. 85-106

Long M. (2001). A case history of deep basement in London Clay, Computers and geotechnics, pp. 397-423.

- Mana A.I., Clough G.W. (1981). Prediction of movements for braced cuts in clay, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 107, No. 6, October, ASCE
- Marten S. (2005). Etude expérimentale et méthodologique sur le comportement des écrans de soutènement, Mémoire de thèse, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
- Marston A., Anderson A.O., (1913). The theory of loads on pipes in ditches and tests of cement and clay drain tile and sewer pipe, *Iowa Engineering Experiment station bulletin*, Iowa State College, Ames, Iowa, No. 31, 181 pages
- Masrouri F. (1986). Comportement des rideaux de soutènement semi-flexibles: étude théorique et expérimentale. Thèse de Doctorat, INSA Lyon, Fév, 1986, 247 p.
- Mayne P.W., Kulhawy F.H, (1982). Ko-OCR relationships in soil, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, *Proceedings of ASCE*, Vol 108, N° GT6, pp 851-869
- Ménard L., Bourdon G., Houy A., (1964). Etude expérimentale de l'encastrement d'un rideau en fonction des caractéristiques pressiométriques du sol de fondation, *Sols-Soils*, 9, pp. 11-27
- Ménard L. (1968), Règles d'exploitation des techniques pressiométriques et d'exploitation des résultats obtenus pour le calcul des fondations, *Sols-Soils*, N°26 Paris
- Mikkelsen P.E. (2003). Advances in inclinometer data analysis. Symposium on field Measurements in Geomechanics, FMGM 2003, Oslo, Norway, September
- Mohamad H. Soga K., Pellew A., Bennet P.J. (2011). Performance monitoring of a secant-piled wall using distributed fiber optic strain sensing, *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, ASCE, December 2011, pp. 1236-1243
- Monnet A. (1994). Module de réaction, coefficient de décompression, au sujet des paramètres utilisés dans la méthode de calcul élastoplastique, *Revue Française de Géotechnique*, 65, pp. 67-72
- Moorman C. (2004). Analysis of wall and ground movements due to deep excavations in soft soil based on a new worldwide database, *Soils and Foundations*, Vol. 44, No. 1, 87-98, Feb. 2004, Japanese Geotechnical Society
- Nadukuru, S.S., Michalowski, R.L. (2012). Arching in distribution of active load on retaining walls. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 138, No.5, May 1, pp. 575-584
- NF P94-156 (1995). Sols : reconnaissance et essais – Mesure à l'inclinomètre, AFNOR
- NF P94-282 (2009). Calcul géotechnique - Ouvrages de soutènement – Écrans, AFNOR
- Ng C.W.W. (1999). Stress paths in relation to deep excavations, *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, Vol. 125, No. 5, May, pp. 357-363, ASCE

- Ng C.W.W., Simons N., Menzies B., (2004). A short course in soil-structure engineering of deep foundations, excavations and tunnels, Thomas Telford
- Ou C-Y, Chiou D-C., Wu T-S, (1996). Three-Dimensional finite element analysis of deep excavations, *Journal of geotechnical engineering*, Vol. 122, No. 5, May, pp. 337-345, ASCE
- Ou C.Y., Liao J.T., Lin H.D., (1998). Performance of diaphragm wall using wall using top-down method, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering*, pp. 798-808
- Ou C-Y, (2006). *Deep Excavation Theory and Practice*, Taylos & Francis
- Ou C.Y., Hsieh P.G., (2011). A simplified method for predicting ground settlement profiles induced by excavation in soft clay, *Computers and Geotechnics*, N°. 38, pp. 987-997
- Ou C-Y. (2016). Finite element analysis of deep excavation problems, *Journal of geoengineering*, Vol. 11, No. 1, pp. 1-12, April, 2015 TGS Geotechnical Lecture
- Padfield C.J., Mair R.J. (1984). CIRIA report 104 Design of retaining walls embedded in stiff clay
- Paik K.H., Salgado R. (2003). Estimation of active earth pressure against rigid retaining walls considering arching effects, *Géotechnique* 53, No. 7, pp 643-653
- Pappin J.W, Simpson B., Felton P.J, Raison C. (1985). Numerical analysis of flexible retaining walls, *Proceedings of Numeta Conference*, 7-11 january, pp 789-802
- Peck R. (1969). Deep excavations and tunneling in soft ground, State of the art report, 7th ICSMFE Mexico, pp 225-290
- Phillips A, HO K.K.S., Pappin J.W. (1993). Long term toe stability of multi-propped basement walls in stiff clays, *Proceeding conference retaining structures*, Cambridge, pp 333-342
- Phoon K.K and Kulhawy F.H (1999a), Characterization of geotechnical variability, *Canadian geotechnical journal* N°36, pages 612-624
- Phoon K.K and Kulhawy F.H (1999b), Evaluation of geotechnical property variability, *Canadian geotechnical journal* N°36, pages 625-639
- Phoon K.K (2006). Modeling and simulation of stochastic data. In *Proceedings of GeoCongress2006*. ASCE, Reston, Va
- Phoon K.K., Ching J. (2015). Constructing multivariate distribution for soil parameters, Chapter 1, *Risk and Reliability in Geotechnical Engineering*, CRC Press, 3-76
- Plaxis 2D,3D (2017). *Tutorial Manual, Reference Manual, Material Models Manual, Scientific Manual*
- Puller M. (1996). *Deep excavations a practical manual*, Thomas Telford



- Richards D.J., Holmes G., Beadman D.R., (1999). Measurement of temporary prop loads at Mayfair car park, Proc. Instn Civ. Engrs Geotech. Engng, 137, pp. 165-174
- Rifaat I. (1935). Die Spundwand als Erddruckproblem. Mitteilungen aus dem Intitut fur Baustatik, Eidgen, Techn. Hochschule Zurich, 5, Leigzig und Zurich
- Robertson P.K., Cabal K.L., (2015). Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering, GREGG
- Schanz T., Vermeer P.A., Bonnier P.G., (1999). The hardening soil model : Formulation and verification, Beyond 2000 in Computational Geotechnics – 10 years of Plaxis, Balkema, Rotterdam
- Schmitt P. (1984). Etude expérimentale de la sollicitation exercée par le sol sur les ouvrages de soutènement souples, Revue Française de Géotechnique, No. 28
- Schmitt, P. (1995). Méthode empirique d'évaluation du coefficient de reaction du sol vis à vis des ouvrages de soutènement souples. Revue française de Géotechnique, 71, pp. 3-10
- Schwamb T. (2014). Performance monitoring and numerical modelling of a deep circular excavation, PhD thesis in Department of Engineering, University of Cambridge
- Schwamb T. Soga K. (2015). Numerical modelling of a deep circular excavation Abbey Mills in London, Géotechnique 65, N° 7, pp. 604-619
- Sikali Y. (2014). Capteurs à fibres optiques répartis par effet Brillouin : séparation de la dépendance à température et à la déformation, Thèse de doctorat, Telecom ParisTech
- Simon B. (1995). Commentaires sur le choix des coefficients de réaction pour le calcul des écrans de soutènement, Revue Française de Géotechnique, No. 71, pp 11-19
- Simpson B. (1992). Retaining structures: displacement and design, Géotechnique, 42n n°4, pp 541-576
- Simpson B. (2007). Approaches to ULS design – The merits of design Approach 1 in Eurocode 7, ISGSR2007 First International Symposium on Geotechnical Safety & Risk, October, Shanghai, Tongji University, China, pp 527-538
- Sperl M. (2005). Experiments on corn pressure in silo cells – translation and comment of Janssen's paper from 1895, Granular Matter, Springer
- Stokoe K.H., Darendeli M.B., Gilbert R.B., Menq F.Y., Choi W.K. (2004). Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves, In International Workshop on Uncertainties in Nonlinear Soil Properties and their Impact on Modeling Dynamic Soil Response, UC Berkeley, CA
- Terzaghi K. (1943). Theoretical soil mechanics, Chapter 5 , pp -66-76

Terzaghi K. (1955). Evaluation of coefficients of subgrade reaction. *Géotechnique*, Vol. 5, No. 4, pp 297-326

Terzaghi, K. and Peck, R. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 2nd Edition, John Wiley & Sons

Terzaghi, K. and Peck, R. Mesri G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 3rd Edition, John Wiley & Sons

Twine D., Roscoe H., (1999). CIRIA C517 Temporary propping of deep excavations – guidance on design

Vaziri H., Simpson B., Pappin J.W., Simpson L., (1982). Integrated forms of Mindlin's equations, Technical notes, ICE Publishing, pp 275-278

Vaziri H. (1996). Numerical study of parameters influencing the response of flexible retaining walls, *Canadian Geotechnical Journal*, 33, pp 290-308

Vermeer PA., Meier C-P. (1998). Stability and deformations in deep excavations in cohesive soils. Intl. Conf. on Soil-Structure Interaction in Urban Civil Engineering, Darmstadt Geotechnics 1-4, pp 177 – 192

Vezole P. (1995). Ecrans de soutènement Interaction sol-structure, à propos de la méthode des modules de réaction, *Revue Française de Géotechnique*, N° 71, 2ème trimestre, pp 31-37

Vucetic M., Dobry R. (1991). Effect of soil plasticity on cyclic response, *Journal of geotechnical Engineering*, ASCE, 117(1), pp 89-107

Wang Y.Z., (2000). Distribution of earth pressure on a retaining wall, *Géotechnique* 50, No. 1, pp 83-88

Wang L., Long F., (2014). Base stability analysis of braced deep excavation in undrained anisotropic clay with upper bound theory, *Science China Technological Sciences*, Vol. 57, No. 9, pp 1865-1876

Whittle A.J., Davies R.V., (2006). Nicoll Highway Collapse: Evaluation of geotechnical factors affecting design of excavation support system, *International Conference on Deep excavations*, Singapore

Winkler E. (1867). *Theory of Elasticity and Strength of Materials*

Zhu B., Liu G., (1994). Elasto-plastic analysis of deep excavation in soft clay, *comptes-rendus du XIII<sup>e</sup> CIMSTF (New Delhi)*, New-Delhi, Oxford & IBH Publishing CO. PVT. LTD, Vol. 2, pp. 905-908

Zghondi, J. (2010). *Modélisation avancée des excavations multi-supportées en site urbain*. Mémoire de thèse, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon

[Sites internet et autres documents](#)

Site internet de la Société du Grand Paris [www.societedugrandparis.fr](http://www.societedugrandparis.fr)

Dossier de Consultation des Entreprises du tronçon T3 centre de la ligne 15 sud

---

## **Annexes**

---

## Annexe 1 : Démonstration de la formule $\beta$ de et de la condition sur le module $E_{oed}$

### Formule de $\beta$

Dans le cas d'un essai oedométrique on a d'une part :

$$\begin{aligned} d\varepsilon_v^p &= d\varepsilon_v - d\varepsilon_v^e = d\varepsilon_1 - \frac{1 + 2K_0^{nc}}{3K} d\sigma_1 = d\varepsilon_1 \left( 1 - \frac{(1 - 2\nu_{ur})(1 + 2K_0^{nc})}{E_{ur}} \frac{d\sigma_1}{d\varepsilon_1} \right) \\ &= d\varepsilon_1 \left( 1 - \frac{(1 - 2\nu_{ur})(1 + 2K_0^{nc})}{E_{ur}} E_{oed} \right) \end{aligned}$$

D'autre part, on a la définition suivante de la loi d'érouissage en considérant  $m=0$  et  $\beta$  le paramètre dont on veut retrouver l'expression :

$$d\varepsilon_v^p = \beta dp_p$$

On a d'après l'équation de la surface de charge Cap Yield  $f_c$ :

$$p_p = \sqrt{\frac{q^2}{M^2} + p'^2} = \sqrt{\frac{(1 - K_0^{nc})^2}{M^2} \sigma_1^2 + \frac{(1 + 2K_0^{nc})^2}{9} \sigma_1^2} = \sigma_1 \sqrt{\frac{(1 - K_0^{nc})^2}{M^2} + \frac{(1 + 2K_0^{nc})^2}{9}}$$

Ainsi

$$dp_p = \sqrt{\frac{(1 - K_0^{nc})^2}{M^2} + \frac{(1 + 2K_0^{nc})^2}{9}} d\sigma_1$$

En égalisant les deux premières équations et en introduisant l'expression précédente on obtient l'équation suivante :

$$\beta \sqrt{\frac{(1 - K_0^{nc})^2}{M^2} + \frac{(1 + 2K_0^{nc})^2}{9}} d\sigma_1 = \left( 1 - \frac{(1 - 2\nu_{ur})(1 + 2K_0^{nc})}{E_{ur}} E_{oed} \right) d\varepsilon_1$$

L'expression du paramètre  $\beta$  est la suivante :

$$\beta = \frac{\frac{(1 - 2\nu_{ur})(1 + 2K_0^{nc})}{E_{ur}} \left( \frac{E_{ur}}{E_{oed}(1 - 2\nu_{ur})(1 + 2K_0^{nc})} - 1 \right)}{\sqrt{\frac{(1 - K_0^{nc})^2}{M^2} + \frac{(1 + 2K_0^{nc})^2}{9}}}$$

En comparant la formule précédente avec celle fournie dans le manuel de Plaxis on retrouve :

$$\beta = \frac{K_{s\ ref} \left( \frac{K_s}{K_c K_0^{nc}} - 1 \right)}{\sqrt{9 \frac{(1 - K_0)^2}{M^2} + (1 + 2K_0^{nc})^2}} \quad \beta_{Plaxis} = K_{s\ ref} \left( \frac{K_s}{K_c} - 1 \right)$$

### Condition sur le module $E_{oed}$

Dans le cas d'un essai oedométrique on a les relations suivantes :

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_2 = 0$$

$$\begin{aligned}\sigma_2 &= \sigma_3 = K_0^{nc} \sigma_1 \\ p &= \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} = \frac{1 + 2K_0^{nc}}{3} \sigma_1 \quad q = \sigma_1 - \sigma_3 = (1 - K_0^{nc}) \sigma_1 \\ \varepsilon_v &= \varepsilon_1 \quad \varepsilon_d = \frac{2}{3} (\varepsilon_1 - \varepsilon_3) = \frac{2}{3} \varepsilon_1\end{aligned}$$

L'incrément des déformations élastiques volumiques et déviatoriques s'écrit :

$$d\varepsilon_v^e = \frac{dp}{K} = \frac{1+2K_0^{nc}}{3K} d\sigma_1 \quad d\varepsilon_d^e = \frac{1-K_0^{nc}}{3G} d\sigma_1$$

La loi d'écoulement plastique s'écrit avec le multiplicateur plastique  $\lambda$  :

$$d\varepsilon_v^p = \lambda \frac{\partial f_c}{\partial p} = \lambda 2p$$

$$d\varepsilon_d^p = \lambda \frac{\partial f_c}{\partial q} = \lambda \frac{2q}{M^2}$$

En utilisant le rapport des deux relations précédentes et les relations écrit plus haut on aboutit au développement suivant :

$$\frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_d^p} = \frac{M^2 p}{q} = \frac{d\varepsilon_v - d\varepsilon_v^e}{d\varepsilon_d - d\varepsilon_d^e} = \frac{d\varepsilon_1 - \frac{1+2K_0^{nc}}{3K} d\sigma_1}{\frac{2}{3} d\varepsilon_1 - \frac{1-K_0^{nc}}{3G} d\sigma_1}$$

$$\frac{M^2 p}{q} = \frac{1 - \frac{1+2K_0^{nc}}{3K} \frac{d\sigma_1}{d\varepsilon_1}}{\frac{2}{3} - \frac{1-K_0^{nc}}{3G} \frac{d\sigma_1}{d\varepsilon_1}} \quad \text{avec} \quad \frac{p}{q} = \frac{1+2K_0^{nc}}{3(1-K_0^{nc})}$$

$$M^2 = \frac{3(1-K_0^{nc})}{1+2K_0^{nc}} * \frac{1 - \frac{1+2K_0^{nc}}{3K} \frac{d\sigma_1}{d\varepsilon_1}}{\frac{2}{3} - \frac{1-K_0^{nc}}{3G} \frac{d\sigma_1}{d\varepsilon_1}} = \frac{3}{2} \frac{3(1-K_0^{nc})}{1+2K_0^{nc}} * \frac{1 - \frac{(1-2\nu_{ur})(1+2K_0^{nc})}{E_{ur}} \frac{d\sigma_1}{d\varepsilon_1}}{1 - \frac{(1+\nu_{ur})(1-K_0^{nc})}{E_{ur}} \frac{d\sigma_1}{d\varepsilon_1}}$$

Sachant que  $\frac{d\sigma_1}{d\varepsilon_1} = E_{oed}$ , on obtient une formule de  $M^2$  en fonction de  $K_0^{nc}$ ,  $E_{ur}$  et  $E_{oed}$ .

$$M^2 = \frac{3}{2} \frac{3(1-K_0^{nc})}{1+2K_0^{nc}} * \frac{1 - \frac{(1-2\nu_{ur})(1+2K_0^{nc})}{E_{ur}} E_{oed}}{1 - \frac{(1+\nu_{ur})(1-K_0^{nc})}{E_{ur}} E_{oed}}$$

Etant donné que  $M^2$  doit rester positif on doit ainsi s'assurer que le produit du numérateur et du dénominateur reste positif, ce qui se traduit par l'inéquation suivante :

$$\left(1 - (1-2\nu_{ur})(1+2K_0^{nc}) \frac{E_{oed}}{E_{ur}}\right) \left(1 - (1+\nu_{ur})(1-K_0^{nc}) \frac{E_{oed}}{E_{ur}}\right) \geq 0$$

## Annexe 2 : Simulation du modèle HS pour un essai de cisaillement triaxial

### 1. Algorithme d'implémentation de HS

A partir des éléments collectés du manuel du code de calcul Plaxis (Plaxis Material Models Manual 2017), de la formulation de Schanz et al. (1999) et en s'inspirant du modèle CJS développé initialement par Cambou et Jafari (1988) à l'Ecole Centrale de Lyon (Jenck 2005) pour la gestion de deux surfaces de charges, un algorithme de calcul a été implémenté sur un tableur excel afin de reproduire un essai de cisaillement triaxial en compression pour le cas d'un sol sans dilatance ( $\Psi=0$ ) et sans dépendance du module avec la contrainte ( $m=0$ ). L'algorithme implémenté est piloté en déformation.

A chaque incrément de déformation axiale  $\Delta\varepsilon_1$ , l'algorithme va chercher à calculer l'incrément des deux paramètres d'écrouissage ( $\Delta\gamma^p$ ,  $\Delta p_c$ ) et l'incrément de la déformation radiale  $\Delta\varepsilon_3$ . L'accès à ces trois grandeurs permettra de calculer l'incrément du déviateur  $\Delta q$  et de la contrainte moyenne  $\Delta p$  en utilisant 3 équations à savoir la loi d'écoulement plastique, la nullité de l'équation de la surface de charge (condition de consistance) et le rapport de 3 entre  $\Delta q$  et  $\Delta p$  caractéristique d'un chemin triaxial.

En effet on écrit tout d'abord la formulation incrémentale suivante :

$$p_1 = p_0 + \Delta p$$

$$q_1 = q_0 + \Delta q$$

$$\Delta p = 3G \Delta\varepsilon_v^e = 3G(\Delta\varepsilon_v - \Delta\varepsilon_v^p) = 3G(\Delta\varepsilon_1 + 2 * \Delta\varepsilon_3 - \Delta\varepsilon_v^p)$$

$$\Delta q = K \Delta\varepsilon_d^e = K(\Delta\varepsilon_d - \Delta\varepsilon_d^p) = K\left(\frac{2}{3}(\Delta\varepsilon_1 - \Delta\varepsilon_3) - \Delta\varepsilon_d^p\right)$$

$$\gamma_1^p = \gamma_0^p + \Delta\gamma^p$$

$$p_{c1} = p_{c0} + \Delta p_c$$

Les lois d'écoulement plastique considéré conformément à la définition du modèle HS sont les suivantes : (l'indice « c » renvoie à la surface de charge  $f_c$  et l'indice « s » renvoie à la surface de charge  $f_s$ )

$$\Delta\varepsilon_{v,c}^p = \beta\Delta p_c$$

$$\Delta\varepsilon_{d,c}^p = \frac{\beta q_0}{M^2 p_0} \Delta p_c$$

$$\Delta\varepsilon_{v,s}^p = 0$$

$$\Delta\varepsilon_{d,s}^p = \frac{\Delta\gamma^p}{2}$$

Deux hypothèses sont investiguées pour la gestion de la déformation plastique résultante aux points d'intersection entre les deux surfaces de charge. La première hypothèse consiste à considérer que la déformation plastique résultante est la somme des déformations issues des deux surfaces de charges. cette hypothèse est similaire à ce qui est considéré par le modèle CJS qui fait intervenir 2 surfaces de charges (Jenck 2005). La deuxième hypothèse suppose que l'incrément de déformation plastique est égal à la superposition des incréments plastiques générés par la surface  $f_s$  et la surface  $f_c$  avec un poids de 0.5 chacun si les deux surfaces sont activées en même temps. Cette hypothèse est celle qui permet d'avoir des résultats proches des résultats de Plaxis (Figure A2-0-1).

$$\text{Hypothèse 1 : } \begin{cases} \Delta\varepsilon_v^p = \Delta\varepsilon_{v,c}^p + \Delta\varepsilon_{v,s}^p \\ \Delta\varepsilon_d^p = \Delta\varepsilon_{d,c}^p + \Delta\varepsilon_{d,s}^p \end{cases}$$

$$\text{Hypothèse 2 : } \begin{cases} \Delta\varepsilon_v^p = 0.5 * \Delta\varepsilon_{v,c}^p + 0.5 * \Delta\varepsilon_{v,s}^p \\ \Delta\varepsilon_d^p = 0.5 * \Delta\varepsilon_{d,c}^p + 0.5 * \Delta\varepsilon_{d,s}^p \end{cases}$$

Le système de trois équations de deuxième ordre à trois inconnues qui va nous permettre de retrouver les incréments  $\Delta\gamma^p$ ,  $\Delta p_c$  et  $\Delta\varepsilon_3$  est le suivant :

$$\begin{cases} f_s(q_1, \gamma_1^p) = 0 \\ f_c(q_1, p_1, p_{c1}) = 0 \\ \Delta q = 3 * \Delta p \end{cases}$$

Avant de résoudre ce système on vérifie si les deux surfaces de charges sont bien activées c'est-à-dire si les conditions suivantes sont satisfaites

$$\begin{aligned} f_s(q_0 + \Delta q_e, \gamma_0^p) &\geq 0 \\ f_c(q_0 + \Delta q_e, p_0 + \Delta p_e, p_{c0}) &\geq 0 \end{aligned}$$

Si une seule de ces conditions est satisfaite on résout seulement deux équations de deuxième ordre avec deux inconnues ( $\Delta\gamma^p$  et  $\Delta\varepsilon_3$ ) ou ( $\Delta p_c$  et  $\Delta\varepsilon_3$ ).



## 2. Comparaison avec les résultats de Plaxis

Les résultats obtenus à partir de cette implémentation ont été comparés aux résultats d'un essai triaxial sur Plaxis avec le modèle HS. Le sol est considéré normalement consolidé, ainsi dès le départ les deux surfaces de charges sont activées. La Figure A2-0-1 présente une comparaison pour les deux hypothèses considérées concernant la gestion de l'intersection des deux surfaces de charges. On remarque que la courbe obtenue avec l'hypothèse 2 reproduit mieux des résultats de Plaxis en comparaison avec l'hypothèse 1. Toutefois un écart reste perceptible ce qui indique que la contribution de chacune des surfaces de charge à la déformation plastique totale est légèrement différente de ce qui a été considéré (50% de chacune).

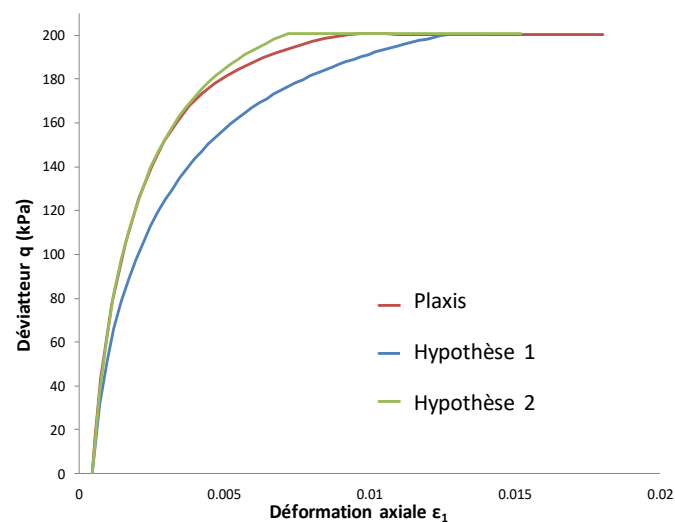


Figure A2-0-1: Comparaison entre les résultats de Plaxis et les calculs analytiques lors d'un essai triaxial de cisaillement

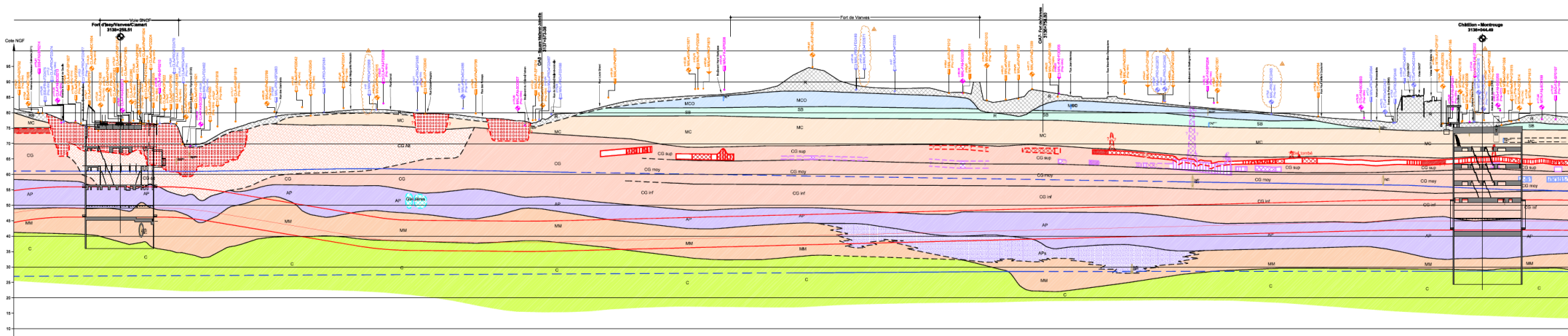
### Annexe 3 : Etude d'une excavation dans un sol homogène

Paramètre	MC + HS	MC + HS + SS	MC + HS + SD	MC + HS + SD + SS
Modèle de sol			GHS	
Type de drainage			Drained	
$\gamma_{unsat}$ (kN/m <sup>3</sup> )			20	
$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )			20	
$e_{init}$			0.5	
$E_{50}$ (MPa)			80	
$E_{oed}$ (MPa)			80	
$E_{ur}$ (MPa)			240	
m	-	-	0.3	0.3
$\varphi'$ (°)			30	
$\psi$ (°)			0	
$c'$ (kPa)			0	
$\gamma_{0.7}$	-	1.0E-4	-	1.0E-4
$G_0$ (MPa)	-	600	-	600
$\nu_{ur}$			0.2	
OCR			1	
$K_0$			0.5	
$K_0^{NC}$			0.5	
Stress Dependent Stiffness	0	0	1	1
Strain Dependent Stiffness	0	1	0	1
Plasticity Model	2	2	2	2
Stress Dependency Formula	0	0	2	2

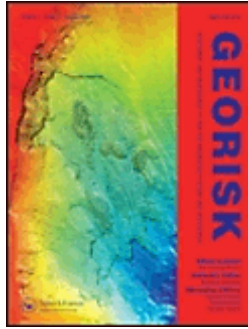
### Annexe 4 : Modélisation du TNEC

Paramètre	APP 1	SL 1	APP 2 Toit	APP 2	SL 2	APP 3	SL 3	Gravier
Modèle de sol	GHS	GHS	GHS	GHS	GHS	GHS	GHS	Mohr-Coulomb
Type de drainage	Undrained A	Drained	Undrained A	Undrained A	Drained	Undrained A	Drained	Drained
$\gamma_{unsat}$ (kN/m <sup>3</sup> )				18				18
$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )				20				20
$e_{init}$				0.5				0.5
$E_{50}$ (MPa)	5	10	5	5	125	5	125	-
$E_{oed}$ (MPa)	5	10	5	5	125	5	125	-
$E_{ur}$ (MPa)	10	20	10	10	250	10	250	200
m	0.5	0.5	1	1	0.5	1	0.5	-
$\varphi'$ (°)	33	31	30	30	31	32	32	40
$\psi$ (°)				0				0
$c'$ (kPa)				0				40
$\gamma_{0.7}$	5.0E-5	5.0E-5	5.0E-5	5.0E-5	5.0E-5	5.0E-5	5.0E-5	-
$G_0$ (MPa)	30	40	35	35	100	100	100	-
$\nu_{ur}$				0.2				0.2
OCR	4	1.85	1.43	1.25	1.0	1.0	1.0	-
$K_0$	0.91	0.66	0.60	0.56	0.4850	0.4701	0.4701	-
$K_0^{NC}$	0.4554	0.4850	0.5	0.5	0.4850	0.4701	0.4701	0.3572
Stress Dependent Stiffness				1				-
Strain Dependent Stiffness				1				-
Plasticity Model				2				-
Stress Dependency Formula				2				-

# Annexe 5 : Profil géologique entre les gares FIVC et CHM



## **Annexe 6 : Article sur l'Argile Plastique**



### Variability of the Ypresian plastic clay of Paris

Journal:	<i>Georisk</i>
Manuscript ID	NGRK-2019-0009
Manuscript Type:	Original Article
Date Submitted by the Author:	22-Jan-2019
Complete List of Authors:	NEJJAR, Khadija; Laboratoire Sols Solides Structures Risques DIAS, DANIEL; Laboratoire Sols Solides Structures Risques, CHAPRON, Gilles; TERRASOL Le Bissonnais, Hervé; TERRASOL
Keywords:	Ypresian plastic clay, vertical spatial variability, multivariate distribution

SCHOLARONE™  
Manuscripts

1 29th of August 2018  
2  
3  
4

# 5 **Characterization of the geotechnical variability of the** 6 7 **Ypresian plastic clay of Paris** 8 9

10  
11 Nejjar Khadija<sup>1</sup>, Daniel Dias<sup>2</sup>, Gilles Chapron<sup>3</sup>, Hervé Lebissonnais<sup>4</sup>  
12  
13

14  
15 <sup>1</sup>Ph.D. Student, Laboratory 3SR, Grenoble Alpes University, CNRS UMR 5521, Grenoble, France.  
16

17 E-mail: [nejjarkhadija@gmail.com](mailto:nejjarkhadija@gmail.com)  
18

19  
20 <sup>2</sup>Professor, Laboratory 3SR, Grenoble Alpes University, CNRS UMR 5521, Grenoble, France (corresponding  
21  
22 author). E-mail: [Daniel.dias@3sr-grenoble.fr](mailto:Daniel.dias@3sr-grenoble.fr)  
23  
24

25 <sup>3</sup>Project Manager, Terrasol, 42-52 Quai de la Rapée 75012 , Paris, France, E-mail: [g.chapron@terrasol.com](mailto:g.chapron@terrasol.com)  
26  
27

28 <sup>4</sup>Deputy General Manager, Terrasol, 42-52 Quai de la Rapée 75012 , Paris, France, E-mail:  
29  
30 [h.lebissonnais@terrasol.com](mailto:h.lebissonnais@terrasol.com)  
31  
32

33  
34  
35  
36  
37  
38 4975 words  
39

40  
41 20 figures  
42

43  
44 14 tables  
45  
46  
47  
48  
49  
50  
51  
52  
53  
54  
55  
56  
57  
58  
59  
60

1 29th of August 2018  
2  
3

## 4 **ABSTRACT**

5  
6 The results about the Ypresian plastic clay of the Paris sedimentary basin, obtained from a  
7 section of 5.2 km on the future subway line 15, are compiled and analyzed in this paper. The  
8 geotechnical variability of this specific soil is assessed through the coefficients of variation  
9 (*COV*) of four groups of soil parameters namely: the clay index properties, the shear strength,  
10 the deformation modulus, and the coefficient of earth pressure at rest  $K_0$ . The *COV* derived  
11 from vertical spatial variability is compared to the results of a 8-dimensional multivariate  
12 normal distribution which correlates the measured parameters at the same depth. The  
13 marginal distribution of a soil parameter given other geotechnical parameters reduces  
14 systematically the *COV*, which shows the utility of including the multivariate tool to a  
15 geotechnical site investigation. The variability of the effective friction angle was derived  
16 from a special statistical analysis of the failure stress points on the Lambe plan. In addition,  
17 the cross-hole seismic testing combined with the treatment of stress strain triaxial curves  
18 allows building a shear modulus degradation curve to characterize the modulus strain  
19 dependency of the Ypresian plastic clay.  
20  
21  
22  
23  
24  
25  
26  
27  
28  
29  
30  
31  
32  
33  
34  
35  
36  
37  
38  
39  
40  
41

42 This paper concludes with specific guidelines on the typical *COV* and means values for  
43 different geotechnical parameters that may supply further reliability analysis.  
44  
45  
46  
47  
48  
49

50 **KEY WORDS:** Ypresian plastic clay; vertical spatial variability; multivariate distribution;  
51 coefficient of variation; shear modulus degradation curve; friction angle; undrained shear  
52 strength; coefficient of earth pressure at rest  
53  
54  
55  
56  
57  
58  
59  
60



1 29th of August 2018  
 2  
 3

## 4 LIST OF SYMBOLS

5		
6	$COV$	Coefficient of variation
7		
8		
9	$COV_a$	Coefficient of variation of the spatial average soil property (Vertical variability)
10		
11	$COV_{\varphi'}$	Coefficient of variation of the friction angle (Proposed method)
12		
13		
14	$COV_w$	Coefficient of variation of inherent variability
15		
16		
17	$COV_\varepsilon$	Coefficient of variation of transformation uncertainty
18		
19	$m$	Mean value
20		
21		
22	$t$	Vertical trend
23		
24		
25	$\delta_v$	Vertical scale of fluctuation or Correlation distance
26		
27	$\varepsilon$	Transformation uncertainty
28		
29		
30	$\sigma$	Standard deviation
31		
32	$\sigma'_p$	Pre-consolidation pressure
33		
34		
35	$\sigma_w$	Standard deviation of the inherent variability
36		
37		
38	$\sigma_\varepsilon$	Standard deviation of the transformation uncertainty
39		
40	$\xi$	Localized soil property
41		
42		
43	$\xi_a$	Spatial average of soil property
44		
45	$\Gamma^2(L)$	Variance reduction function for an average length L
46		
47		
48		
49		
50		
51		
52		
53		
54		
55		
56		
57		
58		
59		
60		

1 29th of August 2018  
2  
3  
4  
5  
6  
7

## 8 **1. INTRODUCTION**

9  
10 The Grand Paris Express project is one of the biggest urban transport projects in Europe  
11 with the construction of 200 km of tunnels and 68 stations. The studies require a wide  
12 geotechnical campaign (about 5000 borehole until now), providing an important amount of  
13 field data and soil investigations with in situ (pressuremeter tests, cross-hole seismic tests,  
14 etc.) and laboratory tests (index properties, triaxial tests, oedometer tests etc.). The present  
15 paper focuses on a specific formation of the Paris sedimentary basin: the Ypresian plastic  
16 clay. The results of soil investigations done on a section of 5.2 km of the future subway line  
17 15 are compiled herein. The results of the campaign depict a spatial variability of the soil  
18 parameters and a multivariate geotechnical information since different soil tests were carried  
19 out. These two features make the selection of geotechnical parameters used for a  
20 deterministic design not easy to define. A penalizing safety factor is hence assigned, which  
21 can lead to an oversized design. The Reliability Based Design (RBD) is a relevant tool to  
22 overcome this geotechnical uncertainty since it permits to embrace this variability within the  
23 design methodology. For this purpose, the parameter variability needs to be defined using  
24 accurate coefficients of variation. The ones for the Ypresian plastic clay are the focus of the  
25 present paper.  
26  
27  
28  
29  
30  
31  
32  
33  
34  
35  
36  
37  
38  
39  
40  
41  
42  
43  
44  
45  
46  
47  
48  
49  
50

51 Phoon et al. (2015) outline clearly the multivariate aspect of geotechnical information as  
52 a typical feature of site investigations. Indeed, geotechnical campaigns contain field  
53 measurements/samples at several locations in borehole and with different test types. Thus,  
54  
55  
56  
57  
58  
59  
60

1 29th of August 2018  
2  
3

4 this raw data conveys vertical variability and multivariate information derived from different  
5 sources. Phoon et al. (1999a, 1999b) fully characterized the spatial uncertainty through  
6 assessing the inherent variability based on the evidence that soils are first heterogeneous  
7 geomaterials which undergo a long and complex genesis process. The transformation  
8 uncertainty is also characterized in regards of correlations used to deduce soil parameters.  
9 Phoon (2006) relates that the most practical form to assess the multivariate variability is to  
10 construct a multivariate normal distribution based on pairwise information derived from  
11 close measured parameters. Ching et al. (2013) presents a useful application of such  
12 constructed distribution through Bayesian analysis in order to update the marginal  
13 distributions of some parameters given other separate measurements. Many authors gathered  
14 different databases to sustain consistent multivariate normal distributions (Ching et al. 2012,  
15 Ching et al. 2014a, Ching et al. 2016). However, their utility depend on the used parameters  
16 type. The present database provides parameters commonly used in French design practice  
17 and comes from a major national project. Moreover, it combines soil indexes, deformation  
18 modulus, undrained shear strengths and overconsolidation ratios.  
19  
20  
21  
22  
23  
24  
25  
26  
27  
28  
29  
30  
31  
32  
33  
34  
35  
36  
37  
38  
39  
40  
41  
42

43 The variability of the effective friction angle was derived separately from a special  
44 statistical analysis of the failure stress points on the Lambe plan. In addition, the cross-hole  
45 seismic testing combined with the stress strain triaxial curves treatment allows building a  
46 shear modulus degradation curve to characterize the modulus strain dependency.  
47  
48  
49  
50  
51  
52

53 The present paper aims to characterize the variability of the Ypresian plastic clay through  
54 providing accurate coefficient of variation  $COV$  of different design parameters in order to  
55 supply further reliability-based analysis (RBD), especially, because very few feedbacks exist  
56  
57  
58  
59  
60

1 29th of August 2018  
2  
3

4 on that clay deposit that will be encountered along many future subway lines of the Grand  
5  
6 Paris Express network.  
7  
8  
9

## 10 2. GENERAL CONTEXT 11 12

13 The data gathered in this paper concerns the first section of the 15 new subway line located  
14 at the south west of Paris. The Ypresian plastic clay is found on a linear of 5.2 km and in  
15 interaction with 4 new stations (  
16  
17  
18  
19  
20  
21 Figure 1).  
22  
23  
24

25 Figure 1: The Grand Paris Express Project and the location of the gathered data  
26  
27

28 The Ypresian plastic clay are considered as one of the critical soil layers for the design of  
29 the station's retaining walls since they are often present at the foot of the excavation just  
30 below a thick layer of hard limestone. Figure 2 shows the depth of Ypresian plastic clay  
31 identified from pressuremeter boreholes along the analyzed section of 5.2 km. The thickness  
32 of this formation remains globally constant around 10 m, locally reduced to 6 m, and the  
33 depth of its top varies between 20 m and 40 m. The Ypresian plastic clay usually lies directly  
34 on the Meudon marls but a silty to sandy Ypresian layer appears between these two layers  
35 around 1,7 km and beyond 4 km (Figure 2). This variability in the stratigraphic sequence has  
36 an influence on the texture of the Ypresian plastic clay itself. That is the reason why two  
37 groups (G1 and G2) have been individualized according to the presence or not of this layer  
38 between Ypresian plastic clay and Meudon marls.  
39  
40  
41  
42  
43  
44  
45  
46  
47  
48  
49  
50  
51  
52  
53  
54  
55

56 The Ypresian plastic clay is obviously impervious and separates two phreatic levels: one  
57  
58  
59  
60

1 29th of August 2018  
2  
3

4 in the hard limestone (about 5 m above the top of the clays) and the other located in the chalk  
5  
6 generally below the foot of the retaining walls of project stations. It is furthermore  
7  
8 overconsolidated, loaded by more than 120 m of sedimentary soils after Ypresian age before  
9  
10 erosion, which led to an important pre-consolidation vertical effective pressure  $\sigma'_p$  greater  
11  
12 than 1.2 MPa.  
13  
14  
15

16 Figure 2: Location of Ypresian plastic clay along project line based on pressuremeter data  
17  
18  
19  
20

21 The geotechnical campaign over the focused 5.2 km is composed of: 79 cored boreholes,  
22  
23 64 boreholes with pressuremeter tests every meters, 57 destructive tests and 6 cross-holes.  
24  
25 Besides these in situ tests, Table 1 details laboratory tests that have been taken into  
26  
27 consideration.  
28  
29  
30  
31  
32  
33  
34  
35  
36  
37  
38  
39  
40  
41  
42  
43  
44  
45  
46  
47  
48  
49  
50  
51  
52  
53  
54  
55  
56  
57  
58  
59  
60

29th of August 2018

Table 1: Amount of soil test data gathered

Groups	Property	Number of values
<b>Index properties</b>	Water content $w_n$	656
	Plastic index $PI$	153
	Clay content ( $< 2 \mu\text{m}$ )	143
<b>Shear strength</b>	Effective friction angle $\varphi'$ Effective cohesion $c'$	91 values from 275 triaxial tests (80 CD <sup>1</sup> and 195 CU+u <sup>2</sup> )
	Undrained cohesion $C_u$	65 values from 195 CU+u and 46 values from 46 UU <sup>3</sup>
<b>Deformation modulus</b>	Initial drained triaxial modulus $E_i$	123 values from CD
	Pressuremeter modulus $E_M$	393
	Secant drained triaxial modulus at 50% strength $E_{50}$	123 values from CD
	Cross-hole dynamic shear modulus $G_{dyn}$	46
<b>In-situ stress state</b>	Coefficient of earth pressure at rest $K_0$ (based on pre-consolidation pressure $\sigma'_p$ measured from oedometer)	70

<sup>1</sup>Consolidated Drained triaxial test, <sup>2</sup>Consolidated Undrained triaxial test with pore pressure measurement, <sup>3</sup>Unconsolidated Undrained triaxial test

1 29th of August 2018  
2  
3

### 4 3. ANALYSIS METHODOLOGY 5 6

7 The purpose of the analysis is to determine the *COV* of each property along the project  
8 beginning from the curvilinear abscissa  $X = 0$  km to  $X = 5.2$  km (  
9  
10

11 Figure 3). This line is divided into 10 intervals of 0.5 km each (namely I1 to I10) in order  
12 to obtain for each a sufficient number of measurements for an accurate estimation of the  
13 *COV*. Besides, for some specific properties, two adjacent intervals have been gathered to  
14 obtain at least 5 data points for the calculation of the *COV*. As indicated in the previous  
15 paragraph the groups G1 and G2 correspond respectively to the intervals I1, I2, I3, I5, I6, I7  
16 and I4, I8, I9, I10.  
17  
18  
19  
20  
21  
22  
23  
24  
25  
26  
27  
28

29 Figure 3: Location of the defined intervals  
30  
31

32 Two approaches are conducted to determine the *COV*: a multivariate approach and a  
33 vertical variability approach. Special treatments are delivered to the shear strength, the  
34 coefficient of earth pressure at rest  $K_0$  and to the triaxial secant modulus at 50% of shear  
35 strength  $E_{50}$ .  
36  
37  
38  
39  
40  
41

#### 42 3.1 Multivariate approach 43 44

45 As the present database contained measurements of different soil parameters, building a  
46 multivariate distribution is relevant to collect geotechnical information from multiple sources.  
47  
48

49 Phoon et al. (2015) reported that the only practical multivariate probability model is the  
50 multivariate normal model. Hence a 8-dimensional multivariate normal distribution is  
51 constructed with the following soil parameters:  $w$ ,  $2\mu\text{m}$ ,  $PI$ ,  $E_{50}$ ,  $E_i$ ,  $\ln(E_M)$ ,  $Cu$ ,  $\ln(\text{OCR}-1)$ .  
52  
53  
54  
55  
56  
57  
58  
59  
60

1 29th of August 2018

2  
3  
4 normal variables through lognormal and shifted lognormal transformation respectively.

5  
6 The multivariate normal probability density function is expressed analytically as follows:

$$7 \quad f(\mathbf{X}) = \frac{1}{\sqrt{2\pi^8} \cdot \sqrt{|\mathbf{C}|}} \exp\left(-\frac{(\mathbf{X} - \boldsymbol{\mu})^T \mathbf{C}^{-1} (\mathbf{X} - \boldsymbol{\mu})}{2}\right)$$

8  
9 In which  $\mathbf{X} = (w, 2\mu_m, PI, E_{50}, E_i, \ln(E_M), Cu, \ln(OCR-1))$  is a normal random vector,  $\boldsymbol{\mu}$   
10  
11 is the mean vector and  $\mathbf{C}$  is the covariance matrix.  
12

13  
14 The covariance matrix is the key feature of the multivariate distribution. The normality of  
15  
16 the latter allows computing the matrix components from bivariate Pearson correlation  
17  
18 coefficients. The formation of bivariate data from the available database is achieved by  
19  
20 gathering measured parameters at the same depth (otherwise a mean value on 1m soil layer  
21  
22 is assigned) regardless of their spatial localization along the 5.2 km section. The Table 2  
23  
24 presents the number of available data pairs.  
25  
26  
27  
28  
29  
30  
31  
32

33 Table 2: Numbers of available data pairs

	w	<b>2<math>\mu_m</math></b>	PI	$E_{50}$	$E_i$	<b><math>\ln(E_M)</math></b>	$Cu$	<b><math>\ln(OCR-1)</math></b>
w		143	153	22	23	31	65	56
<b>2<math>\mu_m</math></b>			143	22	23	29	26	27
PI				22	23	29	26	27
$E_{50}$					123	22	22	22
$E_i$						23	23	23
<b><math>\ln(E_M)</math></b>							26	27
$Cu^*$								26

34  
35  
36  
37  
38  
39  
40  
41  
42  
43  
44  
45  
46  
47 \* From CU+u triaxial tests

48  
49 Once the covariance matrix is formed, it should be validated as definite and positive by  
50  
51 assessing the strict positivity of its eigenvalues. Moreover, the scatter of pairwise parameters  
52  
53 should not show a distinct nonlinear trend in order to validate the normality of the  
54  
55 multivariate distribution.  
56  
57  
58  
59  
60



1 29th of August 2018

2  
3  
4 A Bayesian analysis is used to compute the updated marginal distribution of the particular  
5  
6 parameters as a conditional distribution. For instance, the marginal distribution of the vector  
7  
8 ( $\mathbf{X2}$ ) can be updated given the measured vector  $\mathbf{X1}$ .  $\mathbf{X1}$  and  $\mathbf{X2}$  are composed respectively  
9  
10 from  $n_1$  and  $n_2$  components ( $n_1+n_2=8$ ). Let define the subset matrix  $\mathbf{C11}$ ,  $\mathbf{C12}$ ,  $\mathbf{C22}$  as  
11  
12 follows:  
13  
14

$$16 \begin{pmatrix} \mathbf{C11} & \mathbf{C12} \\ \mathbf{C12} & \mathbf{C22} \end{pmatrix}$$

17  
18  
19 The conditional distribution of ( $\mathbf{X2}$ ) given ( $\mathbf{X1}$ ) is:

$$20 f(\mathbf{X2} | \mathbf{X1}) = \frac{f(\mathbf{X1}, \mathbf{X2})}{f(\mathbf{X1})} = \frac{1}{\sqrt{2\pi^{n_2}} \sqrt{|\mathbf{C}_{22,up}|}} \exp\left(-\frac{(\mathbf{X2} - \mu_{2,up})^T \mathbf{C}_{22,up}^{-1} (\mathbf{X2} - \mu_{2,up})}{2}\right)$$

21  
22 Hence the updated mean  $\mu_{2,up}$  and covariance matrix  $\mathbf{C}_{22,up}$  of ( $\mathbf{X2}$ ) is:

$$23 \mu_{2,up} = \mu_2 + \mathbf{C12}^T \mathbf{C11}^{-1} (\mathbf{X1} - \mu_1)$$

$$24 \mathbf{C}_{22,up} = \mathbf{C22} - \mathbf{C12}^T \mathbf{C11}^{-1} \mathbf{C12}$$

### 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 **3.2 Vertical Variability**

35  
36 The data are considered spatially dependent and the  $COV_a$  is derived using Phoon et al.  
37  
38 (1999a) methodology taking into account the inherent variability  $COV_w$  [ 3 ]. This method  
39  
40 deals with a spatial average value of the properties along a length  $L$  instead of a localized  
41  
42 property ( $L$  is taken equal to 1 m).  
43  
44

45  
46 The  $COV_w$  of the inherent variability is measured from the standard deviation  $\sigma_w$  and the  
47  
48 mean  $m$  of the vertical linear trend  $t$ , as formulated in the Equation [ 1 ] in which  $N$  is the  
49  
50 number of data points and  $w(z_i)$  is the deviation from trend at depth  $z_i$  (Figure 4).  $m$  is the  
51  
52 mean of the soil parameter since the mean of the deviation  $w$  is supposed to be null.  
53  
54  
55  
56  
57  
58  
59  
60

29th of August 2018

$$COV_w = \frac{\sigma_w}{m} \quad \sigma_w = \sqrt{\frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N [w(z_i)]^2} \quad [1]$$

Moreover, it is more accurate for geotechnical design to use the spatial average of the soil parameter  $\xi_a$  along a length  $L$  rather than the localized value  $\xi$ .

$$\xi_a = \frac{1}{L} \int_L \xi(z) dz \quad [2]$$

Thus, the  $COV_w$  inherent variability is reduced by a variance reduction function  $\Gamma^2(L)$  which depends on  $L$ . The  $COV_a$  of the spatial average variable  $\xi_a$  becomes as follow:

$$COV_a = \sqrt{\Gamma^2(L) * COV_w^2} \quad [3]$$

The following approximate expression of  $\Gamma^2(L)$  is used, validated for practical applications by Vanmarcke (1983).

$$\begin{cases} \Gamma^2(L) = 1 & \text{for } L = \delta_v \\ \Gamma^2(L) = \frac{\delta_v}{L} & \text{for } L > \delta_v \end{cases} \quad [4]$$

$\delta_v$  is the vertical scale of fluctuation or the vertical correlation distance.

An approximation of  $\delta_v$  is given by Vanmarcke (1977) as:

$$\delta_v \approx 0.8 \bar{d} \quad [5]$$

Where  $\bar{d}$  is the average distance between intersections of the soil property and its linear trend as shown in Figure 4.

Figure 4: Determination of the scale of fluctuation according to Vanmarcke (1977)

### 3.3 Coefficient of earth pressure at rest $K_0$

A special treatment was delivered to the coefficient of earth pressure at rest  $K_0$  by the fact that it was derived from the correlation of Mayne & Kulhawy (1982) using the overconsolidated ratio  $OCR$  and the friction angle  $\phi'$  [6].

$$K_0 = (1 - \sin(\phi')) \cdot OCR^\alpha \quad [6]$$

1 29th of August 2018

2  
3  
4 Hence, the transformation uncertainty related to the correlation needs to be taken into  
5  
6 account in the assessment of the coefficient of variation. Indeed, Mayne & Kulhawy (1982)  
7  
8 gathered data from 170 different soils tested and reported by many researchers. They  
9  
10 proposed to determine for each type of soil the  $\alpha$  coefficient with a regression analysis and  
11  
12 found that  $\alpha$  has a mean value of 0.509 with a standard deviation of 0.134 which gives a  
13  
14 coefficient of variation of the transformation  $COV_\varepsilon$  equal to 26%.  $\alpha$  has been fixed to 0.5 in  
15  
16 this study.  
17  
18  
19  
20  
21

22 Considering the simple second-moment probabilistic approach described by Phoon et al.  
23  
24 (1999b), the coefficient of variation of  $K_0$  is computed with the following formula where  
25  
26  $m_{OCR}$  is the mean of  $OCR$ :  
27  
28

$$COV_a^2 = \frac{\Gamma^2(L) * COV_w^2}{4} + \ln^2(m_{OCR}) * m_{OCR} * COV_\varepsilon^2 \quad [7]$$

29  
30  
31  
32  
33 Details of the determination of this formula can be found in ANNEX 1.

### 34 35 **3.4 Stiffness strain dependency**

36  
37  
38 Another special treatment was delivered to the triaxial secant drained modulus at 50%  
39  
40 strength  $E_{50}$  to integrate the stiffness strain dependency. A shear modulus degradation curve  
41  
42 in proposed hereafter based on the model proposed by Hardin & Drnevich (1972).  
43  
44

45  
46 For this purpose,  $E_{50}$  is transformed to a shear modulus  $G_{50}$  considering a Poisson  
47  
48 coefficient of 0.3 and expressed as a function of the shear strain at 50% of the shear strength  
49  
50  $\gamma_{50}$ . The cross-hole shear moduli  $G_{dyn}$  are added to the figure with a shear strain of  $10^{-6}$  which  
51  
52 allows us to visualize a clear sigmoidal shear modulus degradation curve. The plotted points  
53  
54 are fitted using Equation [ 8 ] and two variables: the elastic shear modulus  $G_0$  and the shear  
55  
56  
57  
58  
59  
60

1 29th of August 2018  
2  
3

4 strain  $\gamma_{0.7}$  at 70% of shear modulus degradation.  
5

$$\frac{G_{50}}{G_0} = \frac{1}{1 + 0.385 \frac{\gamma_{50}}{\gamma_{0.7}}} \quad [8]$$

6  
7  
8  
9  
10  
11  
12  
13  
14  
15  
16  
17  
18  
19  
20  
21  
22  
23  
24  
25  
26  
27  
28  
29  
30  
31  
32  
33  
34  
35  
36  
37  
38  
39  
40  
41  
42  
43  
44  
45  
46  
47  
48  
49  
50  
51  
52  
53  
54  
55  
56  
57  
58  
59  
60

For Peer Review Only

29th of August 2018

## 4. RESULTS ASSESSMENT

### 4.1 Multivariate normal distribution

Figure 5 presents the empirical histograms constructed using the data of 8 parameters. It permits to build the multivariate normal distribution. It shows that the fitting to a normal distribution is acceptable. Table 3 summarizes the mean, standard deviation, coefficient of variation, minimum and maximum values of each parameter.

Table 3: Statistics of the 8 parameters

Parameter	m	$\sigma$	COV (%)	min	max
$w$	26	7	27	4.6	85.2
$2\mu\text{m}$	68	19	28	22	96
$PI$	47	17	36	14	120
$E_{50}$	31	24	76	0.8	184
$E_i$	46	27	59	1.1	136
$\ln(E_M)$	3.8	0.7	19	1.1	5.9
$Cu$	160	58	36	15	335
$\ln(\text{OCR}-1)$	-0.7	1.4	195	-4.7	2.1

Figure 6 shows the scatter plots between pairwise variables. No nonlinear trend is found. Hence, the hypothesis of multivariate normality cannot be rejected. The correlation matrix is computed from the Pearson correlation coefficient and is presented in Table 4.

Table 4: Correlation matrix between the 8 parameters

	$w$	$2\mu\text{m}$	$PI$	$E_{50}$	$E_i$	$\ln(E_M)$	$Cu$	$\ln(\text{OCR}-1)$
$w$	1	0.516	0.404	-0.240	-0.254	-0.272	-0.327	-0.023
$2\mu\text{m}$	0.516	1	0.631	-0.188	-0.134	-0.225	-0.202	0.078
$PI$	0.404	0.631	1	-0.045	-0.143	0.075	0.074	-0.121

29th of August 2018

$E_{50}$	-0.240	-0.188	-0.045	1	0.638	0.129	0.289	-0.542
$E_i$	-0.254	-0.134	-0.143	0.638	1	0.339	0.318	-0.472
$\ln(E_M)$	-0.272	-0.225	0.075	0.129	0.339	1	0.456	-0.437
$Cu$	-0.327	-0.202	0.074	0.289	0.318	0.456	1	-0.447
$\ln(\text{OCR}-1)$	-0.023	0.078	-0.121	-0.542	-0.472	-0.437	-0.447	1

Once the multivariate normal distribution is constructed based on the correlation matrix, the marginal distributions of a parameter can be updated knowing the measurements of the other parameters. Hence, the updated mean and standard deviation of  $Cu$  considering the other parameters can be computed from a Bayesian analysis. Table 5 presents the comparison between the standard deviations of the updated distributions depending on the number of measured parameters. One can obviously deduce that the scatter of  $Cu$  is reduced when more parameters are known.

Table 5: Updated standard deviation of  $Cu$  under various combination of information

Information	Updated standard deviation
$w_n, 2\mu\text{m}, PI$	51.4
$w_n, 2\mu\text{m}, PI, E_{50}$	50.4
$w_n, 2\mu\text{m}, PI, E_{50}, E_i$	49.2
$w_n, 2\mu\text{m}, PI, E_{50}, E_i, \ln(E_M)$	47.2
$w_n, 2\mu\text{m}, PI, E_{50}, E_i, \ln(E_M), \ln(\text{OCR}-1)$	45.1

1 29th of August 2018  
2  
3  
4  
5

---

6 Figure 5: Empirical histograms constructed from the data of 8 parameters  
7

8  
9 Figure 6: Scatter plots of pairwise data points  
10

## 11 12 **4.2 Index properties** 13

14  
15 Figure 7 presents the raw data and expected values of index properties. Intervals I1, I2, I3,  
16 I5, I6 and I7 are included in the G1 group and I4, I8, I9 and I10 included in the group G2.  
17  
18 The dashed lines in Figure 8 correspond to the COV with a constant standard deviation. It  
19  
20 can be seen that the groups G1 and G2 show differences in terms of index properties.  
21  
22  
23  
24  
25  
26  
27

28 Figure 7: Distribution of index properties along the project  
29  
30  
31

32 The vertical variability analysis is presented in Figure 8 by plotting the  $COV_a$  obtained for  
33 the spatial average soil properties. Figure 8(a) shows that the  $COV_a$  of the three index  
34 properties ( $w$ ,  $PI$  and clay content  $2 \mu m$ ) fluctuates in the same way along the project, which  
35 depicts an horizontal variability inherent to the Ypresian plastic clay. The  $COV_a$  of group G2  
36 are higher than those of G1, which reveals that the clay of G2 comprises sands responsible  
37 of the observed dispersion. Figure 8(b) shows the expected value  $\mu$  related to the  $COV_a$ . The  
38 standard deviation  $\sigma$  of the water content is restrained between  $\sigma = 1\%$  and  $8\%$  which confers  
39 a high confidence to this property. For the clay content, the standard variation is higher with  
40 a range between  $5\%$  and  $13\%$ . Figure 8(b) shows also the distinction between the two groups  
41 of clays G1 and G2. The first one has a water content around  $30\%$ , a plasticity index around  
42  $50\%$  and a clay content around  $80\%$ , whereas the second group has a water content around  
43  
44  
45  
46  
47  
48  
49  
50  
51  
52  
53  
54  
55  
56  
57  
58  
59  
60

1 29th of August 2018

2  
3  
4 20%, a plasticity index around 42% and a clay content around 62%.

5  
6  
7 Figure 8: Vertical variability for index properties along the project

8  
9  
10 Table 6 summarizes the main results for the index properties of Ypresian plastic clay. Values  
11 presented refer to the entire groups G1 and G2 and values between brackets refer to the  
12 maximum and minimum values of their intervals taken separately.  
13  
14  
15  
16  
17

18 Table 6: Summary of the index properties

	Water content $w$ (%)		Plasticity index PI (%)		Clay content (%)	
	G1	G2	G1	G2	G1	G2
$m$	30 [28 - 31]	22 [20 - 23]	50 [47 - 51]	43 [32 - 44]	78 [70 - 81]	61 [48 - 68]
$COV_a$	11 [9.1 - 16]	17 [15 - 38]	30 [28 - 33]	33 [30 - 43]	18 [15 - 25]	27 [28 - 40]

### 27 4.3 Shearing strength parameters

28  
29  
30 In this paragraph the results concerning the drained and the undrained shear strength are  
31 presented. The data are collected from three types of triaxial laboratory tests: triaxial drained  
32 tests with isotropic consolidation (CD), triaxial undrained test with isotropic consolidation  
33 with measurement of pore pressure (CU+u) and triaxial undrained test without consolidation  
34 (UU).  
35  
36  
37  
38  
39  
40  
41  
42

#### 43 4.3.1 Drained shear strength

44  
45  
46 A statistical analysis straightly conducted on the effective friction angle and cohesion  
47 values is not relevant, since they are interdependent and each couple ( $\varphi'$ ,  $c'$ ) includes errors  
48 due to the linear regression made from each triplet of triaxial tests. The use of strength results  
49 of all triaxial tests plotted in the same Lambe plan ( $s' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}$ ,  $t' = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}$ ) allows to flatten  
50 these errors.  
51  
52  
53  
54  
55  
56  
57  
58  
59  
60



1 29th of August 2018  
 2  
 3

4 According to the Mohr-coulomb criterion, the failure line plotted in the Lambe plane has a  
 5  
 6 slope equal to  $\sin(\varphi')$  and an vertical intercept equal to  $c' * \cos(\varphi')$  (  
 7

8  
 9 Figure 9). Since two parameters are involved:  $\varphi'$  and  $c'$ , one of them has to be fixed to  
 10  
 11 determine the distribution of the other. In fact, the proposed method evaluates the conditional  
 12  
 13 distribution of the friction angle for different fixed cohesions.  
 14  
 15

16 Considering a fixed cohesion  $c' = c'_j$ , the distribution of the friction angle is determined  
 17  
 18 based on the following definition of the cumulative distribution function. The basic idea is  
 19  
 20 to notice that, for a friction angle  $\varphi'_i$ , all strength points below the failure line defined by  
 21  
 22  $\varphi' = \varphi'_i$  and  $c' = c'_j$  have collapsed with a friction angle lower than  $\varphi'_i$ . Hence, the  
 23  
 24 probability of having a friction angle lower than  $\varphi'_i$  (knowing that  $c' = c'_j$ ) is the ratio  
 25  
 26 between the number of point below the failure line  $N_i$  and the total number of point  $N$  (  
 27  
 28  
 29  
 30  
 31

32 Figure 9). This probability corresponds to the cumulative conditional distribution function  
 33  
 34 of  $\varphi'_i$  given  $c' = c'_j$ .  
 35  
 36  
 37  
 38

39 Figure 9: Definition of the cumulative distribution function of  $\varphi'_i$  in the Lambe plan  
 40  
 41

42 For each cohesion, the distribution of the friction angle is determined and fitted to a classical  
 43  
 44 probability distribution (normal, log-normal or beta ( $0^\circ$ ,  $40^\circ$ )) in order to determine the  
 45  
 46 expected value and the standard deviation which give the coefficient of variation  $COV_{\varphi'}$ . The  
 47  
 48 fitting criterion is the Kolmogorov-Smirnov's distance presents the expected value of the  
 49  
 50 friction angle found for different effective cohesion. It should be noticed that the beta law  
 51  
 52 was always the best fitting. This observation was expected since the beta law is defined on a  
 53  
 54 limited interval ( $0^\circ$ ,  $40^\circ$ ), which matches with the physical meaning of the friction angle that  
 55  
 56  
 57  
 58  
 59  
 60

1 29th of August 2018

2  
3  
4 would not exceed that interval.

5  
6  
7  
8  
9  
10 (a)

(b)

11 Figure 10: Expected value and coefficient of variation of conditional distributions of friction  
12 angle for different cohesions  
13  
14  
15  
16

17 Several observations can be noticed from Figure 10. A clear linear tendency is noticed  
18 between friction angle and cohesion. The fact that the friction angle decreases with the  
19 cohesion can be related to a curved failure criterion instead of the assumed linear criterion of  
20 Mohr-Coulomb. The CD triaxial tests give lower friction angles than the CU+u tests (5% to  
21 16% below) and the  $COV_{\varphi'}$  given in the Figure 8 (b) reveals a higher variability of the CD  
22 results compared to CU+u. This is a confirmation that CU+u tests may be more reliable for  
23 this type of plastic clay. Another clear linear tendency is noticed between the  $COV_{\varphi'}$  and  $\varphi'$ .  
24  
25  
26  
27  
28  
29  
30  
31  
32  
33  
34

35 Table 7 summarizes the linear equation of both couples  $(\varphi', c')$  and  $(COV_{\varphi'}, \varphi')$  for CD and  
36 CU+u triaxial tests. In order to reach the friction angle coefficient of variation, the proposed  
37 method involves the choice of an effective cohesion. Then the corresponding friction angle  
38 is computed with the first linear relation and finally the coefficient of variation is deduced  
39 from the second linear relation. If the effective cohesion is estimated in an interval, two  
40 values could be chosen and two  $COV_{\varphi'}$  are deduced, thus two RBD should be carried out. In  
41 the case of the Ypresian plastic clay, a cohesion of 10kPa gives the lowest  $COV_{\varphi'}$ , the obtained  
42 friction angle for G1 is equal to 16.6 with a  $COV_{\varphi'}=24.1\%$ . For the group G2, a friction angle  
43 equal to 19.7° was found with a  $COV_{\varphi'}=23.8\%$ . Those couples are retained as the  
44  
45  
46  
47  
48  
49  
50  
51  
52  
53  
54  
55  
56  
57  
58  
59  
60

29th of August 2018

characteristic shear strength of the present clay.

Table 7: Summary of drained shear strength parameters

		Proposed method	
		$(\varphi', c')$	$(COV_{\varphi'}, \varphi')$
CD	G1	$\varphi' = -0.14c' + 16$ $R^2=0.99$	$COV_{\varphi'} = -1.52\varphi' + 52.5$ $R^2=0.75$
	G2	$\varphi' = -0.09c' + 18$ $R^2=0.98$	$COV_{\varphi'} = -1.48\varphi' + 54.8$ $R^2=0.78$
CU+u	G1	$\varphi' = -0.14c' + 18$ $R^2=0.96$	$COV_{\varphi'} = -2.64\varphi' + 71.2$ $R^2=0.99$
	G2	$\varphi' = -0.13c' + 21$ $R^2=0.99$	$COV_{\varphi'} = -2.34\varphi' + 75.0$ $R^2=0.75$

Finally, Figure 10 (a) shows that the resulting effective friction angle for groups G1 and G2 are consistent with the water and clay contents identified in Table 6. Indeed, G1 has a lower friction angle with a higher water (30%) and clay content (78%), whereas G2 has a higher friction angle with a lower water (22%) and clay content (61%).

#### 4.3.2 Undrained shear strength

The results for the undrained shear strength were divided according to two types of triaxial tests: CU+u and UU. Figure 11 presents the raw data along the project with the expected value  $\mu$  and Figure 12 presents the raw data with the depth and their vertical trend.

(a) CU+u triaxial tests

(b) UU triaxial tests

Figure 11: Distribution of undrained shear strength  $Cu$  along the project

(a) CU+u tests

(b) UU tests

Figure 12: Distribution of undrained shear strength with the depth and its vertical trend

From Figure 13 (a), one can obviously notice that the  $COV_a$  of  $Cu$  from UU tests fluctuates

1 29th of August 2018

2  
3  
4 significantly along the project with some non-realist peak above 50%, in opposition to the  
5  
6 smooth tendency of the results of CU+u. Figure 13 (b) shows clearly that the results of CU+u  
7  
8 are concentrated between 120 kPa and 220 kPa, in the opposite of the UU results which varies  
9  
10 between 50 kPa to 320 kPa. In fact, the UU triaxial tests seem to be here less reliable for  
11  
12 measuring the undrained shear strength  $Cu$  for clays.  
13  
14  
15

16  
17  
18 Figure 13: Vertical variability for undrained shear strength along the project  
19

### 20 21 4.3.3 Symmary of shear strengh

22  
23 Table 8 summarizes the deduced shear strength parameters for the Ypresian plastic clay.  
24  
25 One can retains for plastic clay of G1 the following couple of effective strength parameters  
26  
27 (16.6° 10 kPa) with a friction angle coefficient of variability of  $COV_{\varphi}=24.1\%$ , and for G2  
28  
29 (19.7° 10 kPa) with  $COV_{\varphi}=23.8\%$ .  
30  
31  
32

33  
34 For undrained shear strength, the results given by the CU+u triaxial tests are more  
35  
36 homogeneous and hence more reliable than those from UU triaxial tests. One can retains for  
37  
38 plastic clay the reliable resultats of CU+u tests that gives a mean value of undrained shear  
39  
40 strength of 138 kPa with  $COV_{\alpha}=32\%$  for G1 and 185 kPa with  $COV_{\alpha}=33\%$  for G2.  
41  
42  
43

44 Table 8: Summary of shear strength parameters

	Effective friction angle and cohesion from CU+u ( $\varphi', c'$ )		Undrained shear strength $Cu$ from CU+u (kPa)	
	G1	G2	G1	G2
$m$			138 [121 – 181]	185 [167 – 222]
$COV_{\alpha}$			26 [13 – 26]	29 [2.4-38]
$(\varphi', c')$	(16.6°, 10 kPa)	(19.7°, 10 kPa)		
$COV_{\varphi}$	24.1	23.8		

## 55 56 4.4 Deformation modulus

1 29th of August 2018

2  
3  
4 4.3.1 Modulus comparison

5  
6 Different deformation modulus can be determined depending on the tests carried out. From  
7  
8 CD triaxial tests, two Young modulus are extracted: the initial deformation modulus  $E_i$ ,  
9 defined as the tangent at the origin of the strain-stress curve ( $\varepsilon_a, q$ ), and the secant deformation  
10 modulus at 50% of the shear strength  $E_{50}$ .  
11

12  
13  
14 From in situ tests, pressuremeter tests gives a “Ménard” modulus  $E_M$  and cross hole tests  
15  
16 give the dynamic shear modulus  $G_{dyn}$ . Figure 14 shows a distinction between G1 and G2  
17  
18 groups in terms of  $E_i$  and  $E_{50}$  but not for  $E_M$ . For G1,  $E_i$  and  $E_{50}$  are around 35 MPa and 25  
19  
20 MPa respectively. For G2,  $E_i$  and  $E_{50}$  are around 70 MPa and 40 MPa respectively. The point  
21  
22 with a high variability at the left of Figure 14(a) and (b) corresponds to the interval I4 which  
23  
24 results seems not reliable, they will not be included in summary Table 9. Dynamic shear  
25  
26 modulus  $G_{dyn}$  confirms also the distinction between the two groups with a mean value of 156  
27  
28 MPa and 306 MPa respectively (Table 9).  
29  
30  
31  
32  
33  
34  
35  
36  
37  
38  
39

40 (a) (b) (c)  
41 Figure 14: Coefficient of variation of different Young modulus: (a) Initial triaxial modulus  $E_i$ ,  
42 (b) 50% secant Young modulus  $E_{50}$  (c)  $E_M$  Ménard modulus  
43  
44  
45  
46  
47  
48

49 Figure 15 shows that the  $COV_a$  of  $E_i$  is lower than  $E_{50}$  even if they are calculated from the  
50 same test results. The high variance of  $E_{50}$  can be explained by the stiffness strain  
51 dependency. Indeed,  $E_i$  is a tangent modulus at the origin whereas  $E_{50}$  corresponds to the  
52 level of deformation at 50% of strength which is generally around  $10^{-2}$ . Moreover the  $COV_a$   
53  
54  
55  
56  
57  
58  
59  
60

1 29th of August 2018

2  
3  
4 of Ménard modulus is generally higher than the Young modulus which is mainly due to the  
5  
6 nature of the in situ tests.  
7  
8  
9

10 Figure 15: Vertical variability analysis for different deformation moduli along the project

11  
12  
13  
14 Table 9 summarizes the results with the data of groups G1 and G2 gathered. The values of  
15  
16  $E_i$  are greater than  $E_{50}$  for all intervals, which is expected from the definition of those moduli.  
17  
18 However, group G1 presents a Ménard modulus greater than  $E_i$  whereas it is the opposite for  
19  
20 group G2. This is probably due to the higher level of overconsolidation of group G1  
21  
22 compared to group G2, which is depicted in paragraph 4.4.  
23  
24  
25

26 Table 9: Summary table of deformation modulus

	G1				G2			
	$E_i$	$E_{50}$	$E_M$	$G_{dyn}$	$E_i$	$E_{50}$	$E_M$	$G_{dyn}$
m (MPa)	36	26	58	156	68	44	52	306
$COV_d(\%)$	43	59	45	37	47	68	33	31

### 32 4.3.1 Shear modulus degradation curve

33  
34 As explained in paragraph 3, Figure 16 shows a plot of shear modulus  $G_{50}$  against shear strain  
35  
36  $\gamma_{50}$ .  
37  
38  
39

40 Figure 16: Shear modulus degradation curve

41  
42  
43  
44 It should be noticed that  $E_i$  is not equivalent to the elastic shear modulus  $G_0$ , which is suitable  
45  
46 for very small deformations ( $10^{-6}$ ) whereas for the triaxial tests the strain level is in the range  
47  
48 of  $5 \cdot 10^{-3}$ - $10^{-2}$ .  
49  
50

51  
52 Figure 16 approves clearly the emergence of the two groups G1 and G2 noticed beforehand.  
53  
54 The shear modulus degradation curve was successfully fitted to data with a high coefficient  
55  
56 of correlation  $R^2$  and a low standard deviation  $\sigma$  (Table 10).  
57  
58  
59  
60

1 29th of August 2018

2  
3  
4 Table 10: Parameters of the shear modulus degradation curve

	$G_0(\text{MPa})$	$\gamma_{0.7}$	$R^2$	$\sigma$ (MPa)
G1	156	$1.08 \cdot 10^{-4}$	0.99	2.6
G2	307	$1.14 \cdot 10^{-4}$	0.99	4.1

5  
6  
7  
8  
9  
10  
11  
12 **4.4. Coefficient of earth pressure at rest**

13  
14 The coefficient of earth pressure at rest is an important parameter for underground  
15 constructions (deep excavations and tunneling).  
16

17  
18 The data collected from the oedometer tests are used to evaluate the  $K_0$  coefficient using the  
19 correlation of Mayne and Kulhawy (1982) with a friction angle corresponding to the value  
20 retained from the proposed method:  $16.6^\circ$  for group G1 and  $19.7^\circ$  for group G2 (Table 7).  
21

22  
23 Figure 17 presents the raw data of groups G1 and G2 along the project and the expected value  
24  $\mu$  of each one. Figure 18 shows a vertical trend decreasing with the depth, which is coherent  
25 with many observations in other clays (Josseaume 1998, Burland et al. 1979).  
26  
27  
28  
29  
30  
31  
32  
33  
34  
35  
36  
37  
38  
39  
40  
41  
42  
43  
44  
45  
46  
47  
48  
49  
50  
51  
52  
53  
54  
55  
56  
57  
58  
59  
60

Figure 17: Coefficient of earth pressure at rest  $K_0$  along project

Figure 18: Distribution of  $K_0$  with the depth and its vertical trend

The distinction between the two groups G1 and G2 is clear in Figure 17 and Figure 20 where the mean value of  $K_0$  is 0.97 for G1 and 0.84 for G2. This result can be explained by the smaller depths of the clays in the G1 group which induces a greater OCR and a more important  $K_0$  (Figure 2). Figure 20 shows clearly that the clay is overconsolidated since all the values are superior to the normally consolidated horizontal stress coefficient  $K_{0,NC}$  obtained from Jaky's formula with an angle of friction of  $16.6^\circ$  and  $19.7^\circ$  (Table 7).

1 29th of August 2018

2  
3 Figure 19: Coefficient of variation of  $K_0$  along the project line

4  
5  
6  
7 Figure 20: Coefficient of variation of  $K_0$  from vertical variability analysis

8  
9  
10 Table 11 summarizes the results of the coefficient of earth pressure at rest  $K_0$ .

11  
12 Table 11: Summary of the coefficient of earth pressure at rest  $K_0$

	Coefficient of earth pressure at rest $K_0$	
	G1	G2
$m$	0.97 [0.86 - 1.06]	0.85 [0.74 - 0.90]
$COV_a$	27 [20 - 33]	25 [6.8 - 31]

13  
14  
15  
16  
17  
18  
19  
20  
21  
22  
23  
24  
25  
26  
27  
28  
29  
30  
31  
32  
33  
34  
35  
36  
37  
38  
39  
40  
41  
42  
43  
44  
45  
46  
47  
48  
49  
50  
51  
52  
53  
54  
55  
56  
57  
58  
59  
60

For Peer Review Only



29th of August 2018

## 5. SUMMARY AND COMPARISON

The analysis of the field data concerning the Ypresian plastic clay layer over 5.2 km leads to the distinction of two groups G1 and G2 based not only on their geographical location and stratigraphic sequence but mainly on the contrast between their geotechnical properties depicted in Table 12. G2 is characterized with more favorable geotechnical properties with a low water content and plasticity index, a high friction angle and elastic modulus.

Table 12: Synthetic comparison between G1 and G2 properties

		G1	G2
$w$ (%)	$m$	30	22
	$COV_a(\%)$	11	17
$PI$ (%)	$m$	50	43
	$COV_a(\%)$	30	33
Clay content (%)	$m$	78	61
	$COV_a(\%)$	18	27
$(\phi', c')$ from CU+u	$\mu$	(16.6°, 10 kPa)	(19.7°, 10 kPa)
	$COV_\phi(\%)$	24.1	23.8
$Cu$ from CU+u (kPa)	$m$	138	185
	$COV_a(\%)$	32	33
$K_0$	$m$	0.97	0.85
	$COV_a(\%)$	29	27
$E_{50}$ (MPa)	$m$	26	44
	$COV_a(\%)$	62	71
$E_i$ (MPa)	$m$	36	68
	$COV_a(\%)$	48	47
$E_M$ (MPa)	$m$	58	52
	$COV_a(\%)$	49	39
Shear modulus degradation curve	$G_0$ (MPa)	156	307
	$\gamma_{0.7}$	$1.08 \cdot 10^{-4}$	$1.14 \cdot 10^{-4}$

According to the values of  $COV_a$ , Table 12 shows that the water content  $w$  varies less than the strength parameters ( $\phi'$ ,  $Cu$ ) which varies itself less than the coefficient of earth pressure at rest ( $K_0$ ). The deformation moduli ( $E_{50}$ ,  $E_i$ ,  $E_M$ ) remain the most variable properties with coefficients of variation greater than 40%, therefore the shear modulus degradation curve is more relevant. This consideration about variability may provide guidance for engineers to

1 29th of August 2018

2  
3  
4 choose which property requires a greater number of tests than the others based on the higher  
5  
6 value of coefficient of variation.  
7  
8

9 The 8-dimensional multivariate normal distribution based on data can afford updated  
10  
11 marginal distributions. Table 13 presents the updated marginal distributions of different  
12  
13 parameters based on the values of the water content  $w$  of groups G1 and G2 respectively  
14  
15 equal to 22% and 30%. The water content is chosen as the best distinctive parameter since it  
16  
17 has the lower coefficient of variation. The predicted mean values and coefficient of variation  
18  
19  $COV$  of the marginal distributions are in good agreement with the results of the vertical  
20  
21 variability analysis of Table 12. The multivariate distribution gives a satisfying first  
22  
23 assessment that could have been more accurate if more data was available.  
24  
25  
26  
27  
28  
29  
30  
31

32 Table 13: Updated marginal distributions of G1 and G2 parameters based on water  
33 content  
34

		G1	G2
Clay content (%)	$m$	72	68
	$COV(\%)$	23	24
$PI$ (%)	$m$	49	46
	$COV(\%)$	31	33
$E_{50}$ (MPa)	$m$	30	32
	$COV(\%)$	76	71
$E_i$ (MPa)	$m$	45	47
	$COV(\%)$	58	56
$\ln(E_M)$ (MPa)	$m$	2.67	4.85
	$COV(\%)$	25	14
$C_u$ from CU+u (kPa)	$m$	158	161
	$COV(\%)$	34	34
$\ln(OCR-1)$	$m$	-0.81	-0.63
	$COV(\%)$	168	217

1 29th of August 2018  
2  
3

4 The Ypresian plastic clay of the Paris sedimentary basin can be compared with the Flander  
5 clay and the London clay since they have the same age and they are more or less in the same  
6 category of overconsolidated and stiff clays. Josseaume (1991 and 1998) gathered many in  
7 situ and laboratory advanced tests on Flander clay taken from sites near the port of  
8 Dunkerque and quays in Calais. Gasparre (2005) and Jardine and al. (2004) characterized the  
9 London clay by testing several high quality samples at different depths and gathering many  
10 results from others authors. Table 14 shows that those three geological formations have  
11 similar properties and that the range of variability has been well caught from the coefficient  
12 of variation obtained from the present analysis.  
13  
14  
15  
16  
17  
18  
19  
20  
21  
22  
23  
24  
25

26 The distinction for Paris Ypresian plastic clay between G1 and G2 groups, with a silty clay  
27 layer appearing under the G2 group, is similar to the London clays, where beds of clayey silt  
28 grading to silty fine-grained sand increase in number and thickness from east to west  
29 (Gasparre 2005).  
30  
31  
32  
33  
34  
35  
36  
37  
38  
39  
40  
41  
42  
43  
44  
45  
46  
47  
48  
49  
50  
51  
52  
53  
54  
55  
56  
57  
58  
59  
60

29th of August 2018

Table 14: Comparison between Ypresian plastic clay (G1, G2) and other similar clays

	G1	G2	London clay	Flander clay
$w$ (%)	30 [28 - 31] $COV_a = 11\%$	22 [20 - 23] $COV_a = 17\%$	23 - 27	24 - 35
$PI$ (%)	50 [47 - 51] $COV_a = 30\%$	43 [32-44] $COV_a = 33\%$	36 - 43	32 - 57
Clay content (%)	78 [70 - 81] $COV_a = 18\%$	61 [48 - 68] $COV_a = 27\%$	42 - 60	56
$(\varphi', c')$ (CU+u triaxial test)	(16.6°, 10 kPa) $COV_\varphi = 24.1\%$	(19.7°, 10 kPa) $COV_\varphi = 23.8\%$	Peak (20°, 0kPa) Residual (12°-15°, 0kPa due to high fissuration)	(23°, 30kPa)
$Cu$ (kPa) (CU+u triaxial test)	138 [122 - 181] $COV_a = 32\%$	185 [167 - 222] $COV_a = 33\%$	Increasing with depth from 80kPa to 300kPa from UU triaxial tests	Between 200kPa and 300kPa
$G_{dyn}$ (MPa)	156 $COV_a = 42\%$	306 $COV_a = 37\%$	From 50MPa to 150MPa increasing with depth	-
$K_0$	0.97 [0.86 - 1.06] $COV_a = 29\%$	0.85 [0.74 - 0.90] $COV_a = 27\%$	2 to 3 at the top, decreasing with depth and stabilized at 1	Between 0.9 and 1.1

1 29th of August 2018  
2  
3

## 4 6. CONCLUSION

5  
6  
7 In the context of the Grand Paris Express project, field and laboratory data obtained  
8  
9 through the large geotechnical campaign of investigation allowed to better characterize the  
10  
11 Ypresian plastic clay both in terms of vertical variability of single parameters and  
12  
13 multivariate distribution of multiple parameters. A 8-dimensional multivariate normal  
14  
15 distribution was adopted. The updated marginal distributions based on other measured  
16  
17 parameters gives always a lower coefficient of variation. Moreover, the multivariate normal  
18  
19 distribution can predict mean values and coefficient of variation in line with a vertical  
20  
21 variability analysis of single parameter. With more dense database, correlation matrix could  
22  
23 be updated to produce better results. From the present analysis, it appears that CU+u triaxial  
24  
25 tests present less hazardous results and should be preferred to UU and CD to determine the  
26  
27 undrained and drained shear strength, especially for this case of impervious soil. A special  
28  
29 method was proposed to determine the conditional distribution of effective friction angle  
30  
31 from strength points given the effective cohesion. Moreover, deformation moduli were  
32  
33 depicted as the most varying properties since they can be determined from many different  
34  
35 tests and at very different strain levels. The determination of a shear modulus degradation  
36  
37 curve shows that this variability is driven by stiffness strain dependency. The vertical  
38  
39 variability analysis of the coefficient of earth pressure at rest  $K_0$  reveals an interesting trend  
40  
41 decreasing with the depth and gives an accurate coefficient of variation taking into account  
42  
43 the uncertainty introduced by the use of correlation.  
44  
45  
46  
47  
48  
49  
50  
51  
52  
53

54  
55  
56 Over the 5.2 km of investigation, many differences were pointed out by the distinction  
57  
58  
59  
60

1 29th of August 2018  
2  
3

4 between two groups of Ypresian plastic clay G1 and G2. This distinction allowed to highlight  
5  
6 concordance between different geotechnical properties. As expected clays with low water  
7  
8 content and clay content have greater friction angle, undrained shear strength and  
9  
10 deformation modulus.  
11  
12

13  
14 Comparison with similar stiff clays such as Flander clay and London clay confirms the  
15  
16 pertinence of the given coefficients of variation which can supply further reliability analysis.  
17  
18  
19  
20  
21  
22  
23  
24  
25  
26  
27  
28  
29  
30  
31  
32  
33  
34  
35  
36  
37  
38  
39  
40  
41  
42  
43  
44  
45  
46  
47  
48  
49  
50  
51  
52  
53  
54  
55  
56  
57  
58  
59  
60

1 29th of August 2018  
2  
3

## 4 7. REFERENCES

5  
6 [1] Ching J., Phoon K.K. (2012), Modeling parameters of structured clays as a multivariate  
7 normal distribution. *Canadian Geotechnical Journal*, 49(5), 522-545  
8

9  
10 [2] Ching J., Phoon K.K. (2013), Multivariate distribution for undrained shear strength under  
11 various test procedures. *Canadian Geotechnical Journal*, 50(9), 907-923  
12

13 [3] Ching J., Phoon K.K., Chen C.H. (2014), Modeling CPTU parameters of clays as a  
14 multivariate normal distribution. *Canadian Geotechnical Journal*, 51(1), 77-91  
15

16 [4] Ching J., Li D.Q., Phoon K.K. (2016), Statistical characterization of multivariate  
17 geotechnical data. Chapter 4, *Reliability of geotechnical structures in ISO2394*, CRC  
18 Press/Balkema, 89-129  
19

20 [5] Gasparre A. 2005, Advanced laboratory characterization of London clay, Department of  
21 Civil and Environmental Engineering, Imperial College London  
22

23 [6] Hardin B.O, Drnevich V.P 1972, Shear modulus and damping in soils: Design equations  
24 and curves. *Proc. ASCE: Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 98(SM7),  
25 667-692  
26

27 [7] Jardine R.J, Gens A., Hight .D.W, Coop.M.R 2004, Developments in understanding soil  
28 behavior, *Advances in geotechnical engineering, The Skempton Conference Volum 1*,  
29 London, 103-206  
30

31 [8] Josseume H., Hieng I.O., Stempfelet J-P. 1991, Détermination des paramètres de  
32 compressibilité d'une argile raide à partir d'essais oedométriques à haute pression, *Bulletin*  
33 *liaison laboratoire des Ponts et Chaussées N°172*, mars-avril 1991, Réf. 3565  
34

35 [9] Josseume H. 1998, Propriétés mécaniques de l'argile des Flandres à Dunkerque et à  
36 Calais, *Revue française de géotechnique N°84*, 3<sup>eme</sup> trimestre.  
37

38 [10] Mayne P. W., Kulhawy F.H. 1982, K<sub>0</sub>-OCr relationships in soil, *ASCE, GT6*, pp 851-  
39  
40  
41  
42  
43  
44  
45  
46  
47  
48  
49  
50  
51  
52  
53  
54  
55  
56  
57  
58  
59  
60

1 29th of August 2018

2  
3 869

4  
5 [11] Phoon K.K and Kulhawy F.H 1999a, Characterization of geotechnical variability,  
6 Canadian geotechnical journal N°36, pages 612-624

7  
8 [12] Phoon K.K and Kulhawy F.H 1999b, Evaluation of geotechnical property variability,  
9 Canadian geotechnical journal N°36, pages 625-639

10  
11 [13] Phoon K.K (2006), Modeling and simulation of stochastic data. In Proceedings of  
12 GeoCongress2006. ASCE, Reston, Va

13  
14 [14] Phoon K.K., Ching J. (2015), Constructing multivariate distribution for soil parameters,  
15 Chapter 1, Risk and Reliability in Geotechnical Engineering, CRC Press, 3-76

16  
17 [15] Vanmarcke, E.H. 1977, Probabilistic modeling of soil profiles. Journal of the  
18 geotechnical Engineering Division, ASCE, 103(GT11): 1227-1246

19  
20 [16] Vanmarcke, E.H. 1983, Random fields: analysis and synthesis. MIT Press, Cambridge



29th of August 2018

## 8. ANNEXES

### ANNEX 1. Demonstration of $COV^2_{K_0,a}$ formula

- First an explicit expression of  $K_0$  is considered which show the vertical linear trend of the overconsolidated ratio  $t_{OCR}$ , the inherent variability  $w$  and the transformation uncertainty  $\varepsilon$ .

$$K_0 = (1 - \sin(\varphi)) * (t_{OCR} + w)^{0.5 + \varepsilon}$$

- The second probabilistic techniques is used to found the variance of the punctual property  $K_0 SD^2_{K_0,p}$  with the derivative calculated at  $\varepsilon=0$  and the mean of OCR which correspond to  $w = 0$ ;  $t_{OCR} = \overline{t_{OCR}}$ . (it is implicitly considered that the mean of  $w$  is null).

$$SD^2_{K_0,p} = \left( \frac{\partial K_0}{\partial w} \right)^2_{\substack{w = \varepsilon = 0, \\ t_{OCR} = \overline{t_{OCR}}}} * SD^2_w + \left( \frac{\partial K_0}{\partial \varepsilon} \right)^2_{\substack{w = \varepsilon = 0, \\ t_{OCR} = \overline{t_{OCR}}}} * SD^2_\varepsilon$$

$$SD^2_{K_0,p} = (1 - \sin(\varphi))^2 \left[ \frac{SD^2_w}{4\overline{t_{OCR}}} + \ln^2(\overline{t_{OCR}}) * \overline{t_{OCR}} * SD^2_\varepsilon \right]$$

- The variance reduction function of Vanmarcke 1983 is introduced to consider the spatial average of  $K_0$  over a length of  $L$

$$SD^2_{K_0,a} = \left( \frac{\partial K_0}{\partial w} \right)^2 * \Gamma^2(L) * SD^2_w + \left( \frac{\partial K_0}{\partial \varepsilon} \right)^2 * SD^2_\varepsilon$$

$$SD^2_{K_0,a} = (1 - \sin(\varphi))^2 \left[ \frac{\Gamma^2(L) * SD^2_w}{4\overline{t_{OCR}}} + \ln^2(\overline{t_{OCR}}) * \overline{t_{OCR}} * SD^2_\varepsilon \right]$$

- Finally the above equation is divided by the square of the mean value of  $K_0$  considering  $\varepsilon = 0$  and the mean value of OCR  $\overline{t_{OCR}}$ .

29th of August 2018

$$COV^2_{K_{0,a}} = \frac{(1 - \sin(\varphi))^2 \left[ \frac{\Gamma^2(L) * SD^2_w}{4t_{OCR}} + \ln^2(\overline{t_{OCR}}) * \overline{t_{OCR}} * SD^2_\varepsilon \right]}{(1 - \sin(\varphi))^2 \overline{t_{OCR}}}$$

$$COV^2_{K_{0,a}} = \frac{\Gamma^2(L) * SD^2_w}{4\overline{t_{OCR}}^2} + \frac{\ln^2(\overline{t_{OCR}})}{\overline{t_{OCR}}} * SD^2_\varepsilon$$

$$COV^2_{K_{0,a}} = \frac{\Gamma^2(L) * COV^2_w}{4} + \ln^2(\overline{t_{OCR}}) * \overline{t_{OCR}} * COV^2_\varepsilon$$

For Peer Review Only

1  
2  
3  
4  
5  
6  
7  
8  
9  
10  
11  
12  
13  
14  
15  
16  
17  
18  
19  
20  
21  
22  
23  
24  
25  
26  
27  
28  
29  
30  
31  
32  
33  
34  
35  
36  
37  
38  
39  
40  
41  
42  
43  
44  
45  
46  
47  
48  
49  
50  
51  
52  
53  
54  
55  
56  
57  
58  
59  
60

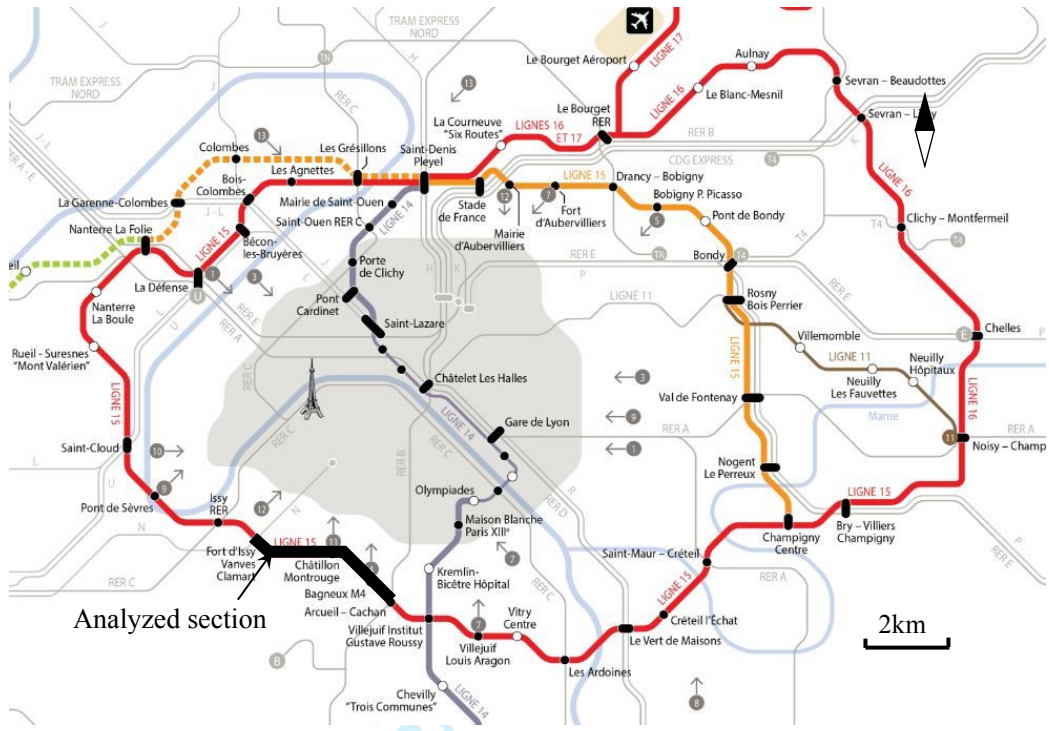


Figure 1: The Grand Paris Express Project and the location of the gathered data

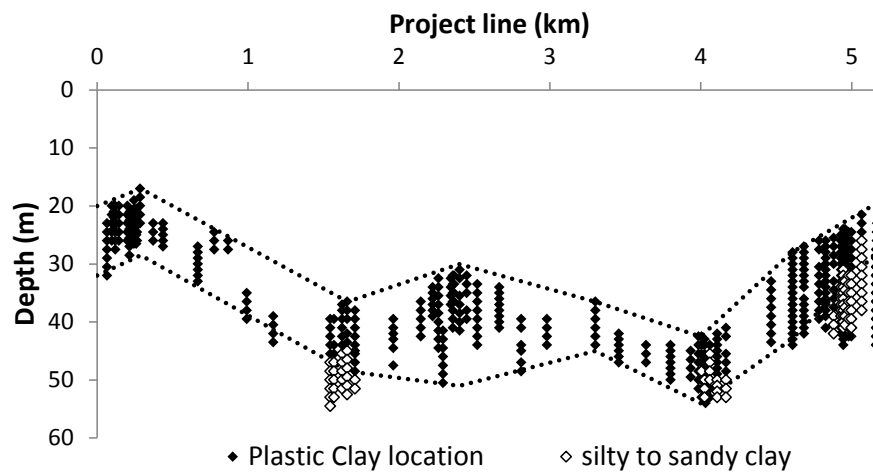


Figure 2: Location of Ypresian plastic clay along project line based on pressuremeter data

Or Peer Review Only

1  
2  
3  
4  
5  
6  
7  
8  
9  
10  
11  
12  
13  
14  
15  
16  
17  
18  
19  
20  
21  
22  
23  
24  
25  
26  
27  
28  
29  
30  
31  
32  
33  
34  
35  
36  
37  
38  
39  
40  
41  
42  
43  
44  
45  
46  
47  
48  
49  
50  
51  
52  
53  
54  
55  
56  
57  
58  
59  
60

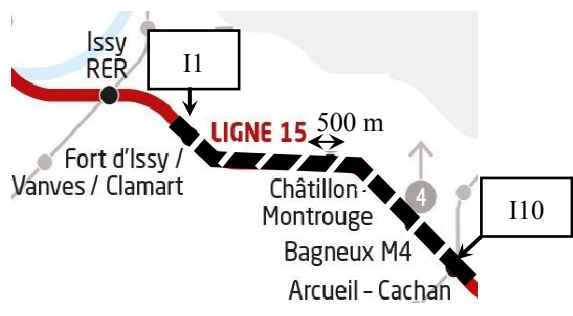


Figure 3: Location of the defined intervals

For Peer Review Only

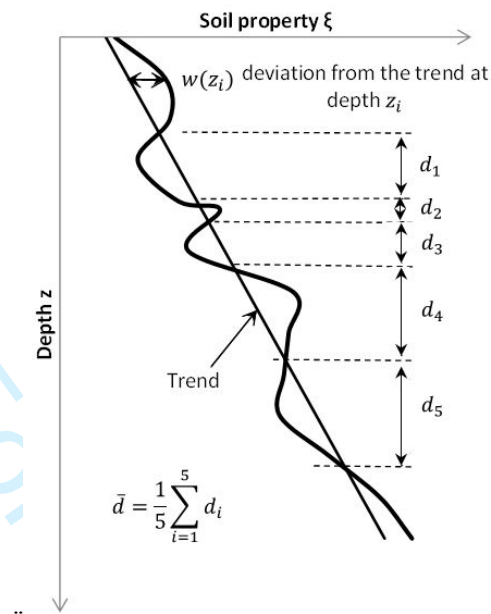


Figure 4: Determination of the scale of fluctuation

Figure 5: Empirical histograms constructed from the data of 8 parameters

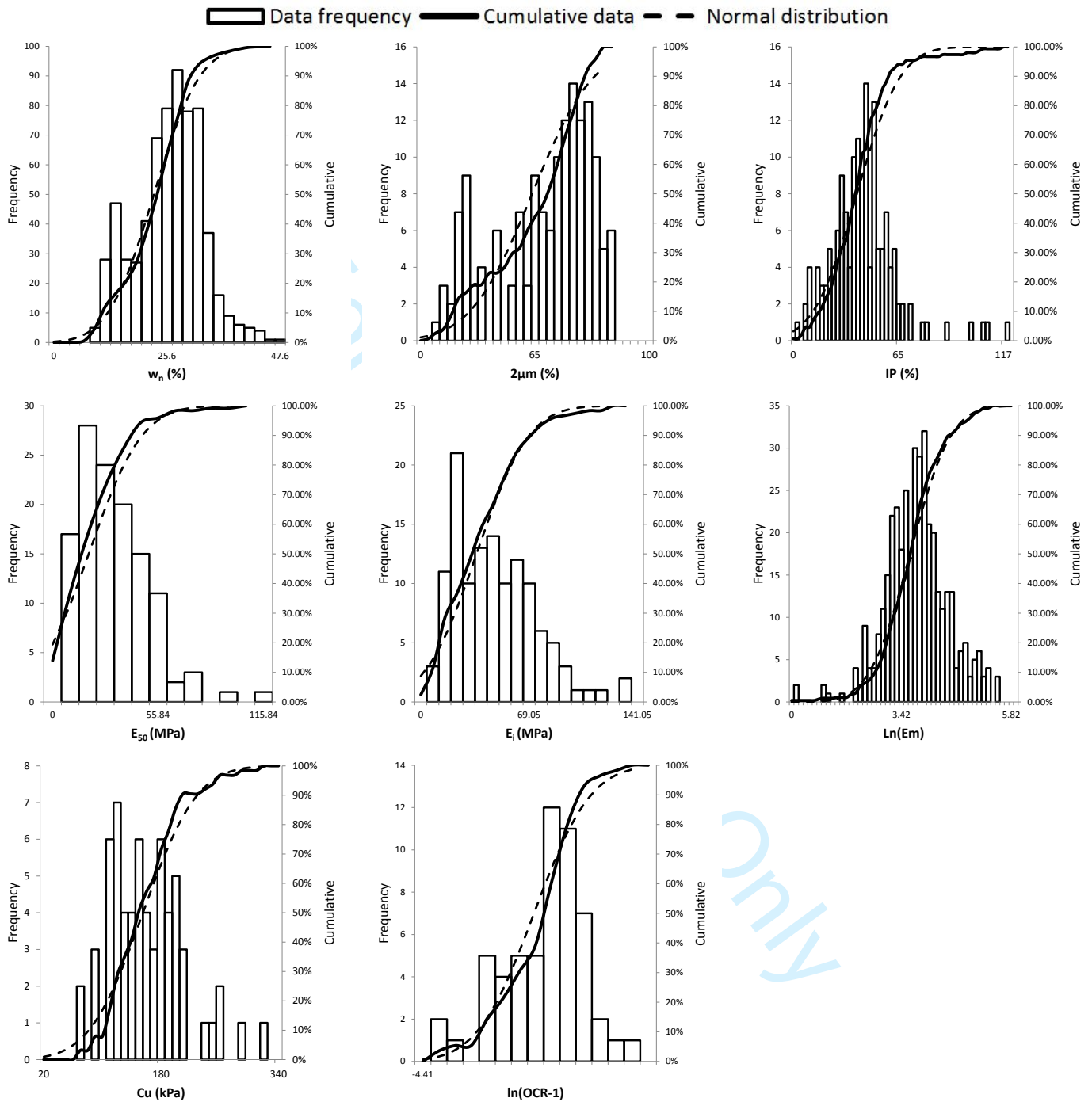
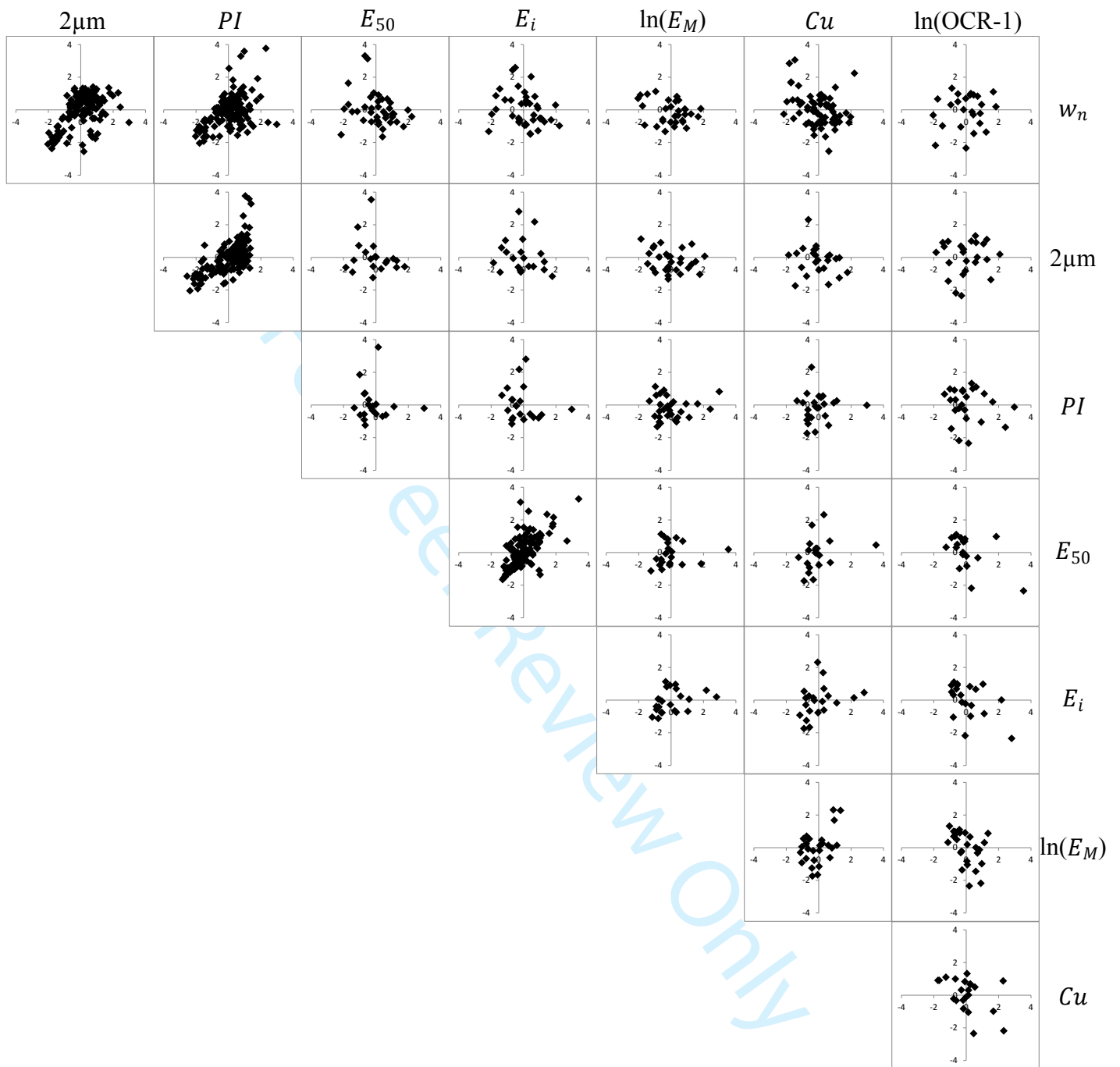


Figure 6: Scatter plots of pairwise data points





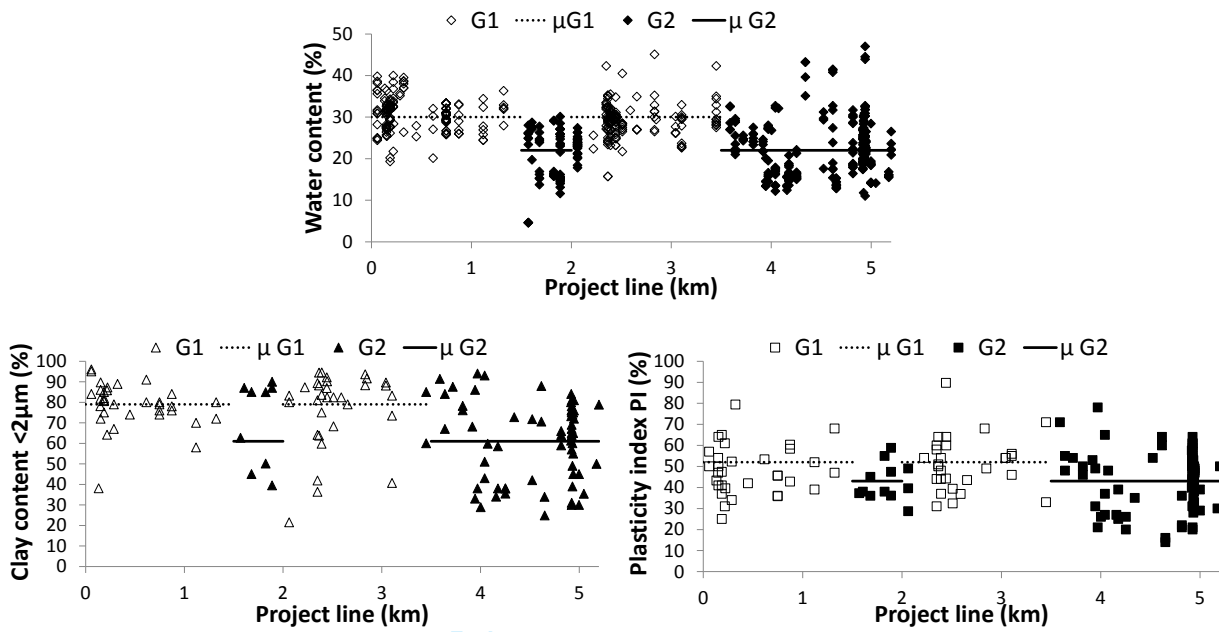


Figure 7: Distribution of index properties along the project

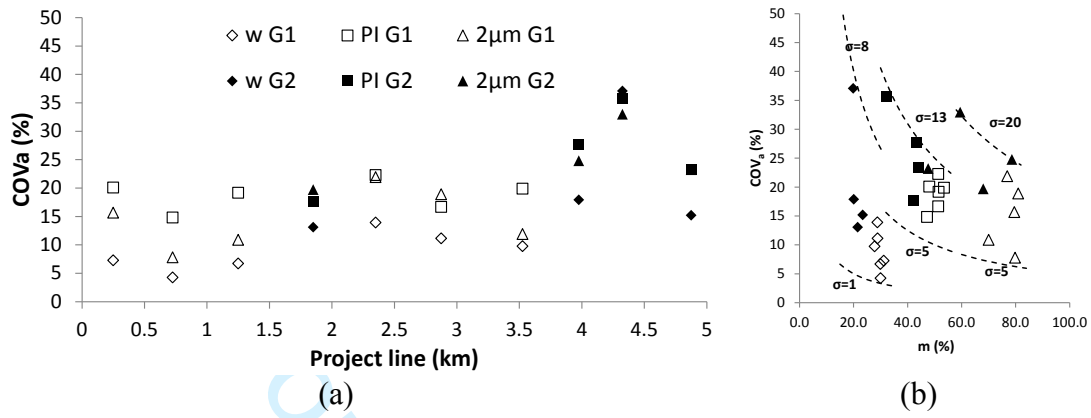


Figure 8: Vertical variability for index properties along the project

Peer Review Only

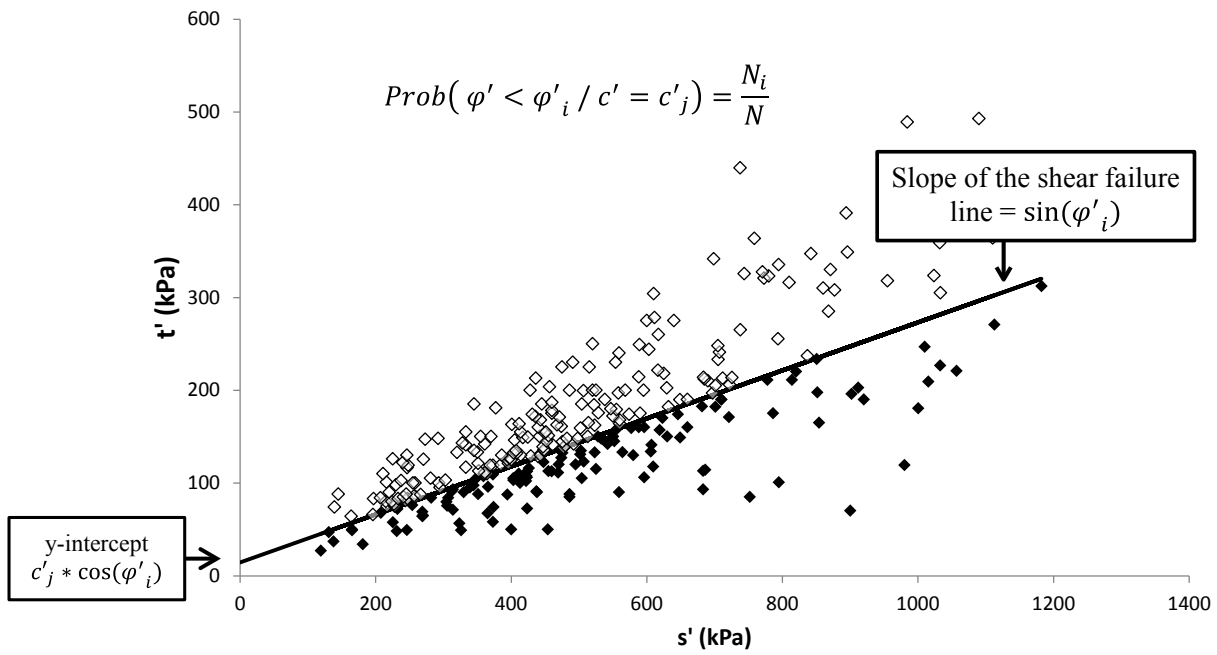


Figure 9: Definition of the cumulative distribution function of  $\varphi'_i$  in the Lambe plan

Review Only

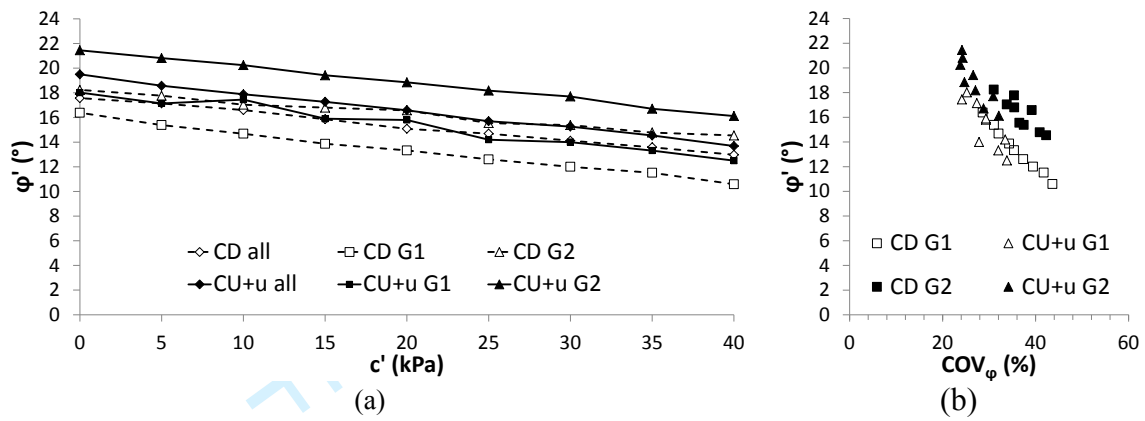


Figure 10: Expected value and coefficient of variation of conditional distributions of friction angle for different cohesions

For Peer Review Only

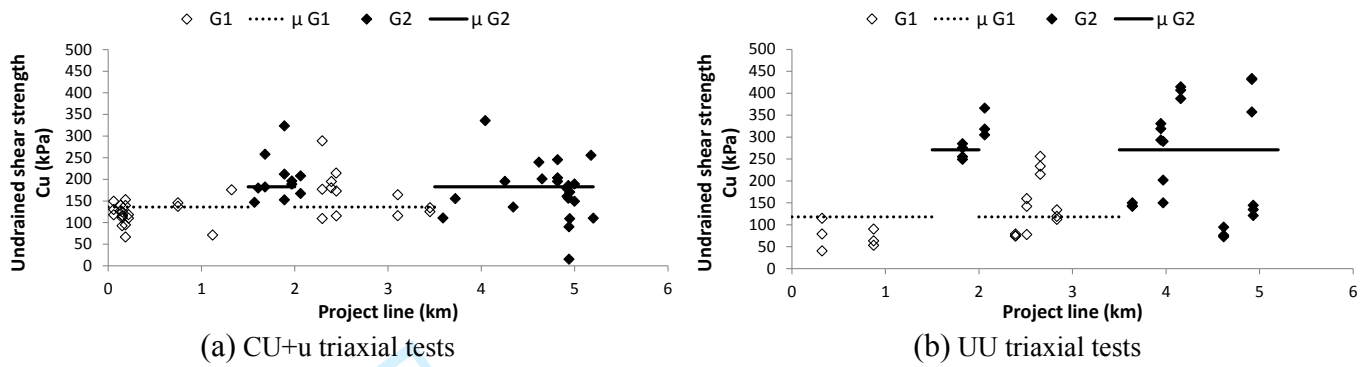


Figure 11: Distribution of undrained shear strength  $C_u$  along the project

For Peer Review Only

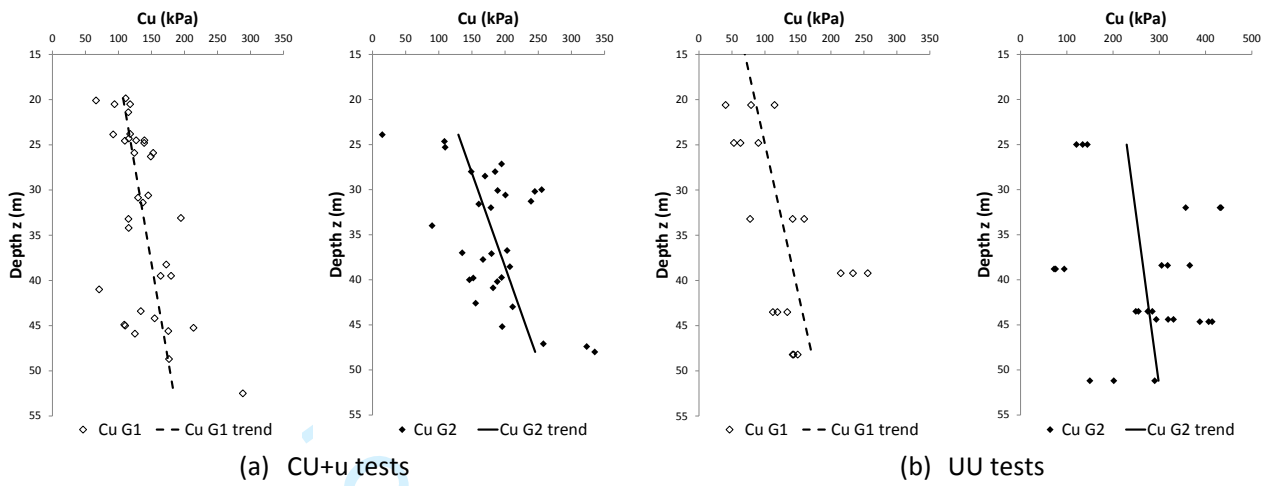


Figure 12: Distribution of undrained shear strength with the depth and its vertical trend

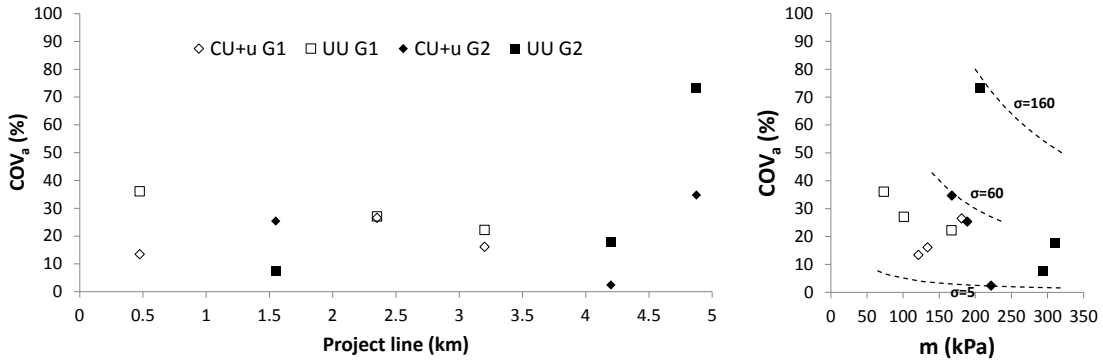


Figure 13: Vertical variability for undrained shear strength along the project

For Peer Review Only

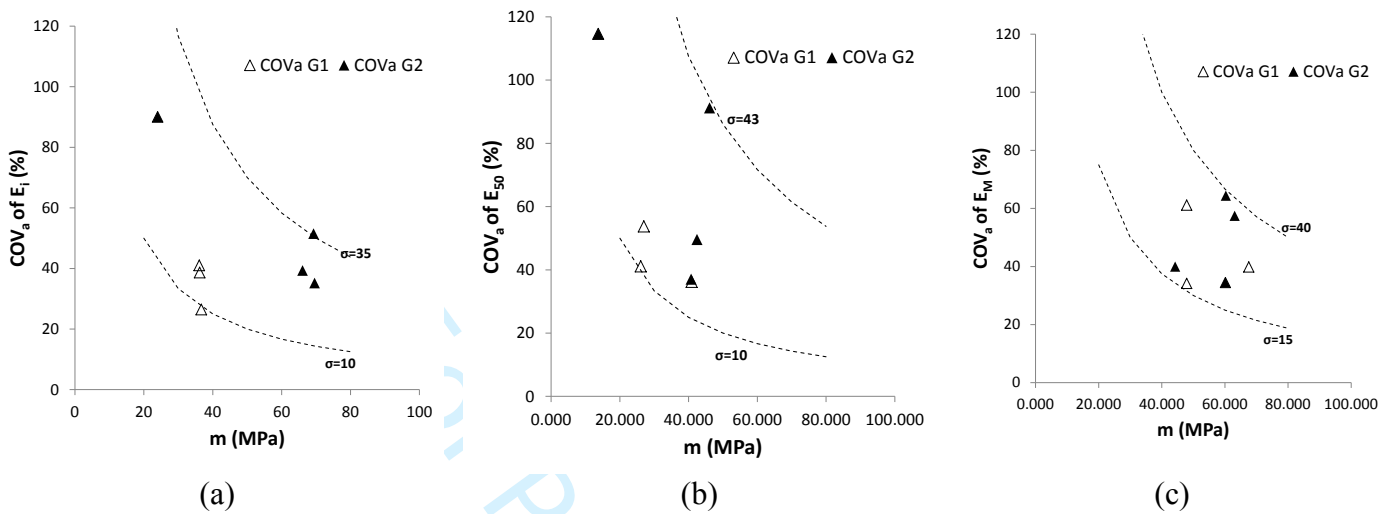


Figure 14: Coefficient of variation of different Young modulus: (a) Initial triaxial modulus  $E_i$ , (b) 50% secant Young modulus  $E_{50}$  (c)  $E_M$  Ménard modulus



1  
2  
3  
4  
5  
6  
7  
8  
9  
10  
11  
12  
13  
14  
15  
16  
17  
18  
19  
20  
21  
22  
23  
24  
25  
26  
27  
28  
29  
30  
31  
32  
33  
34  
35  
36  
37  
38  
39  
40  
41  
42  
43  
44  
45  
46  
47  
48  
49  
50  
51  
52  
53  
54  
55  
56  
57  
58  
59  
60

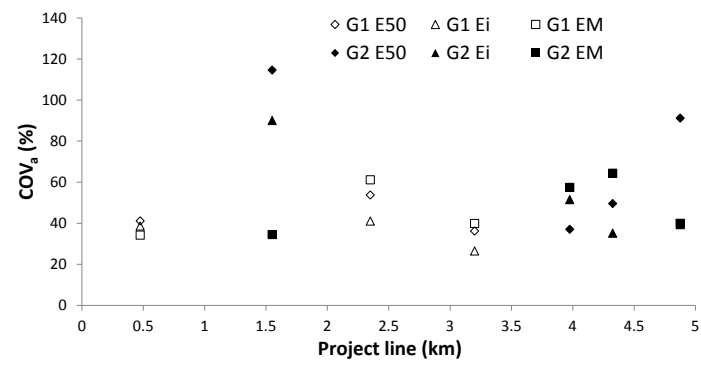


Figure 15: Vertical variability analysis for different deformation moduli along the project

For Peer Review Only

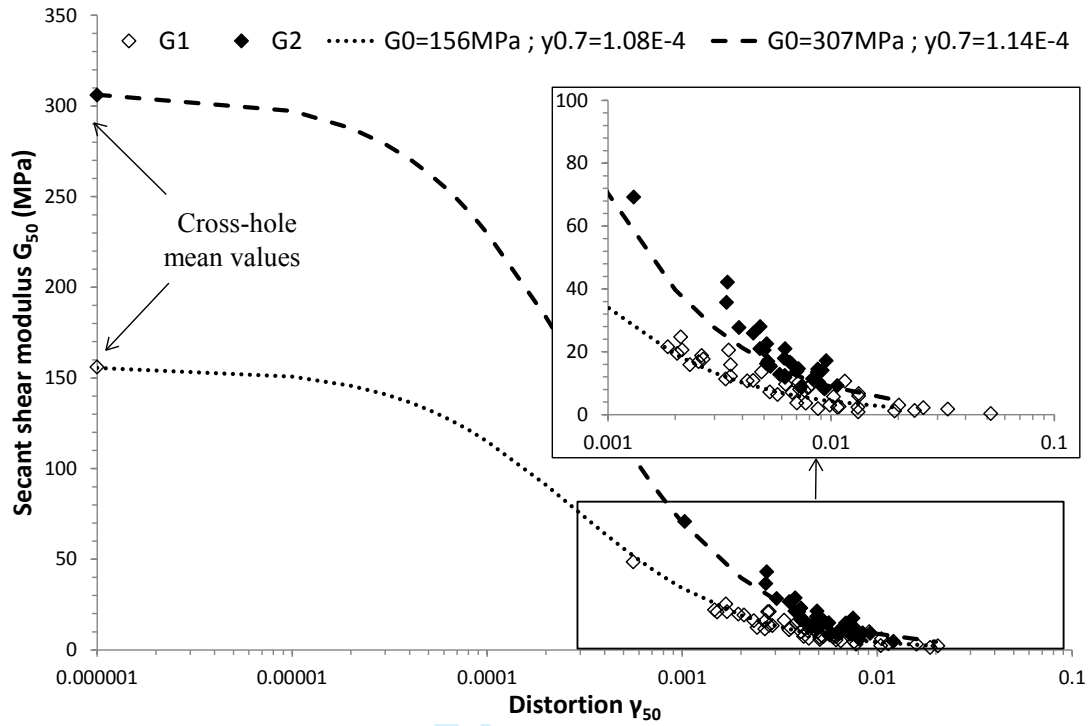


Figure 16: Shear modulus degradation curve

Review Only

1  
2  
3  
4  
5  
6  
7  
8  
9  
10  
11  
12  
13  
14  
15  
16  
17  
18  
19  
20  
21  
22  
23  
24  
25  
26  
27  
28  
29  
30  
31  
32  
33  
34  
35  
36  
37  
38  
39  
40  
41  
42  
43  
44  
45  
46  
47  
48  
49  
50  
51  
52  
53  
54  
55  
56  
57  
58  
59  
60

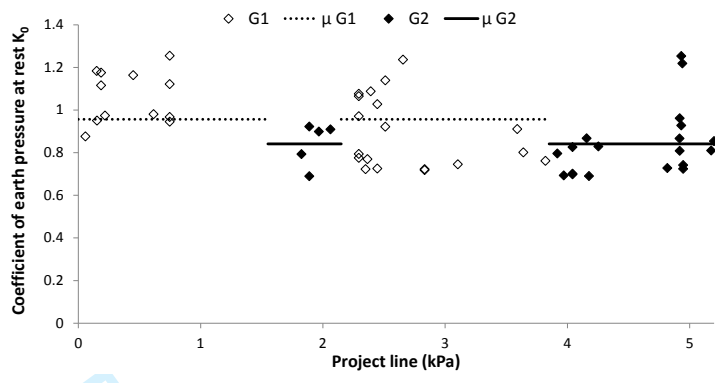
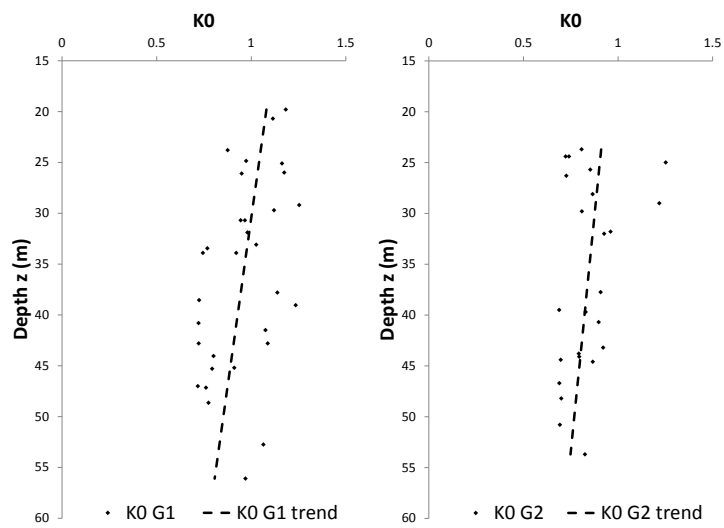


Figure 17: Coefficient of earth pressure at rest  $K_0$  along project



1  
2  
3  
4  
5  
6  
7  
8  
9  
10  
11  
12  
13  
14  
15  
16  
17  
18  
19  
20  
21  
22  
23  
24  
25  
26  
27  
28  
29  
30  
31  
32  
33  
34  
35  
36  
37  
38  
39  
40  
41  
42  
43  
44  
45  
46  
47  
48  
49  
50  
51  
52  
53  
54  
55  
56  
57  
58  
59  
60

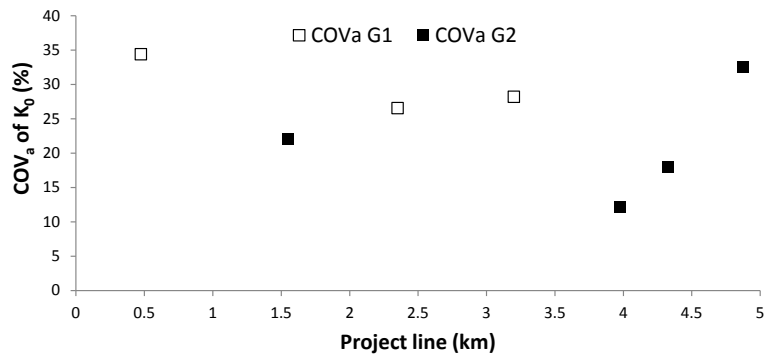


Figure 19: Coefficient of variation of  $K_0$  along the project line

For Peer Review Only

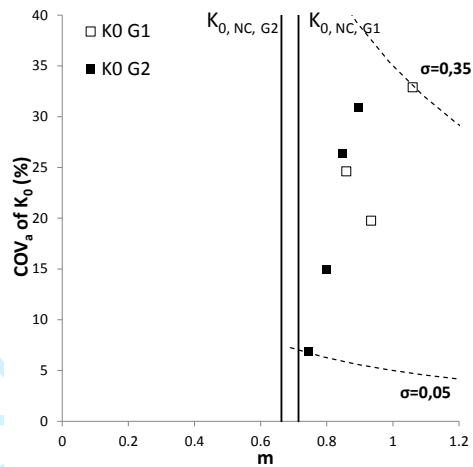
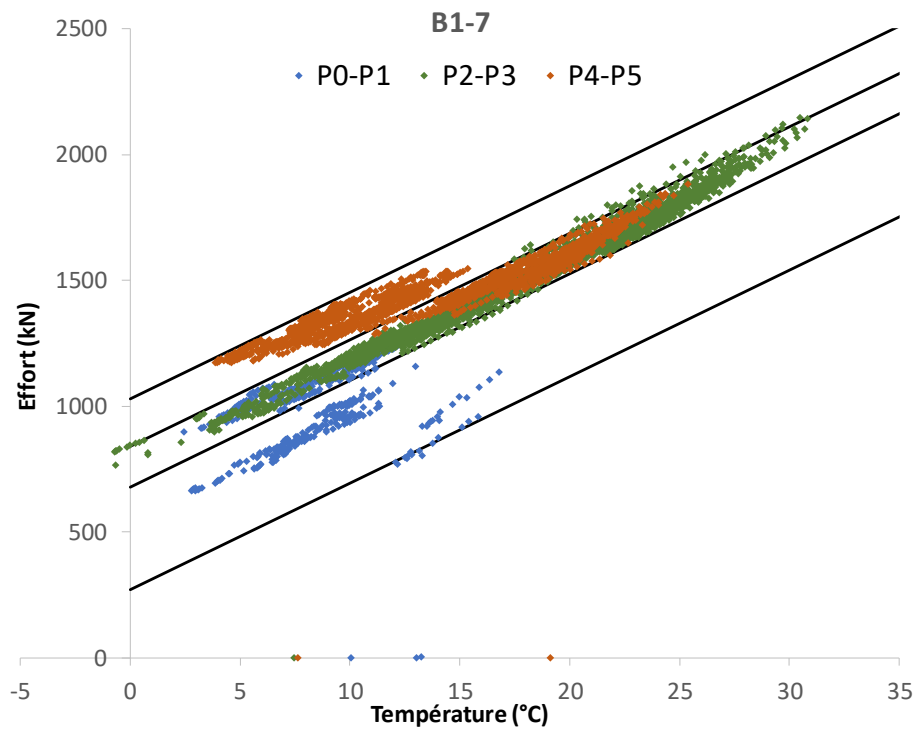
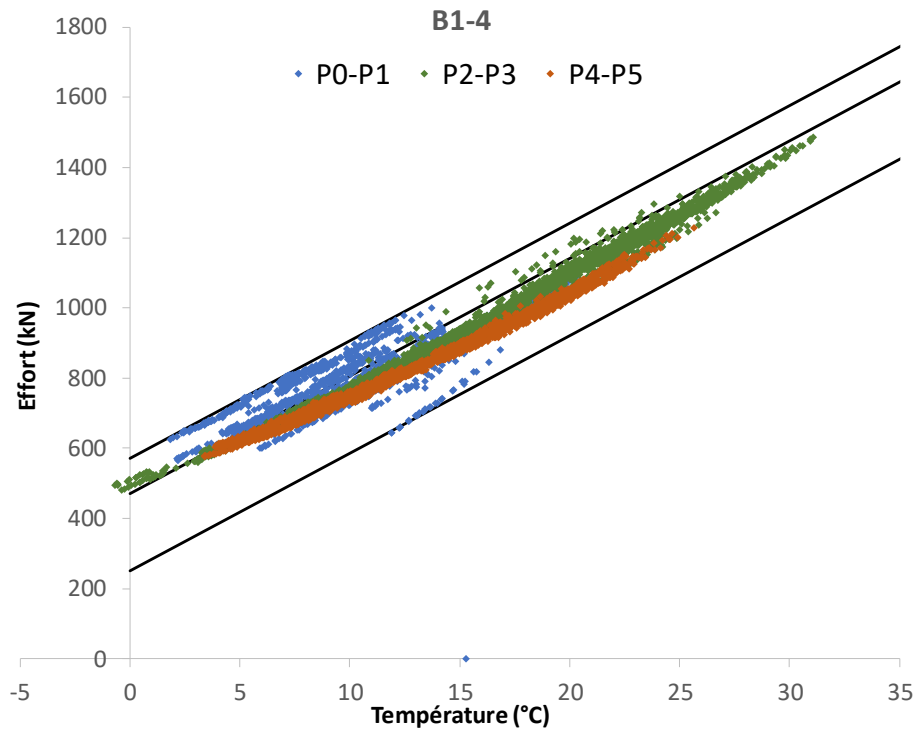
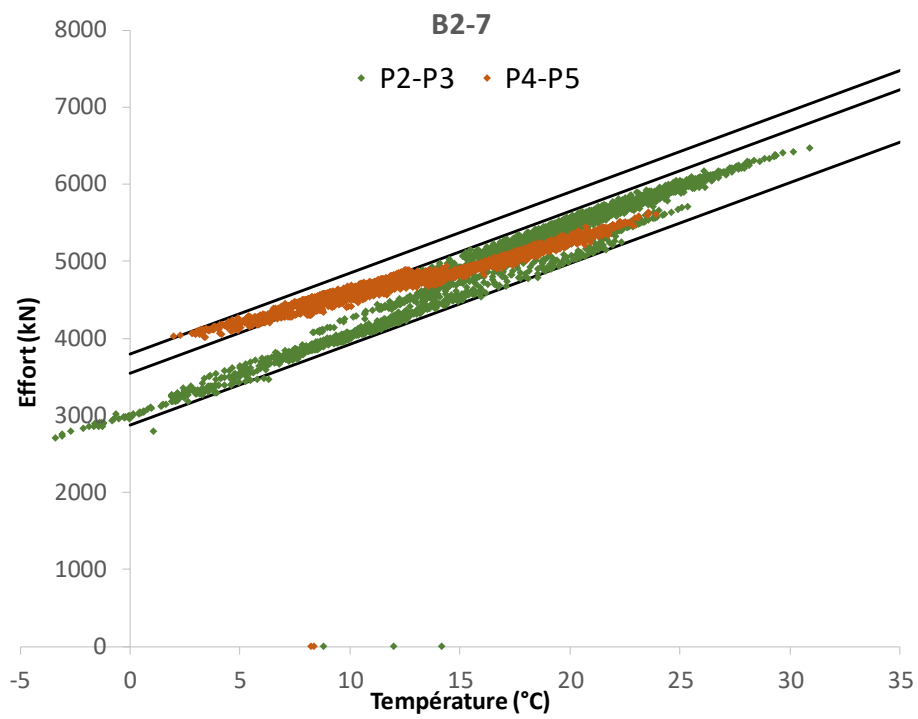
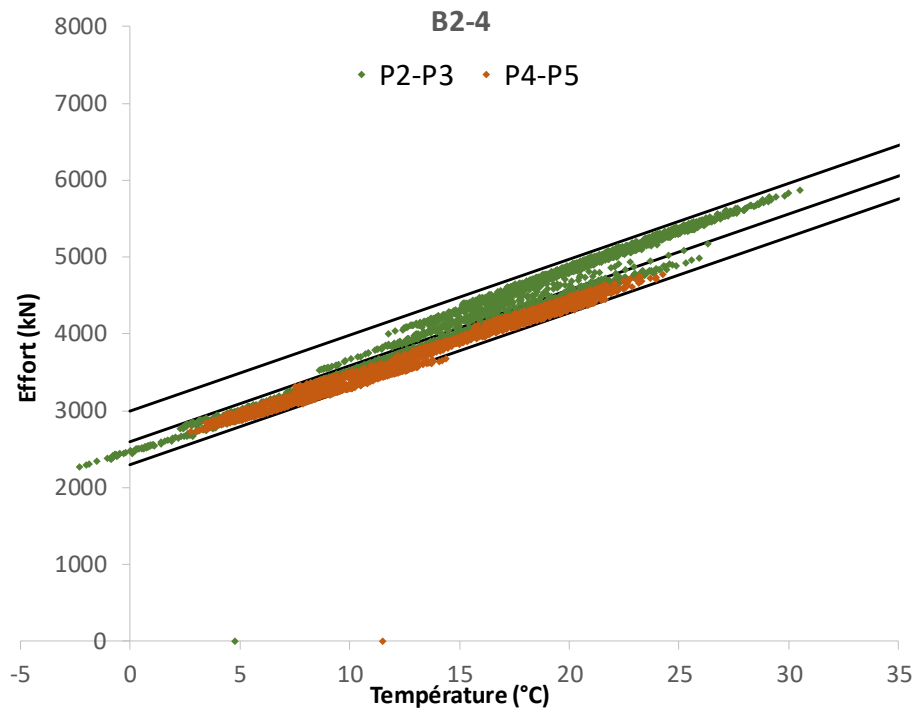


Figure 20: Coefficient of variation of  $K_0$  from vertical variability analysis

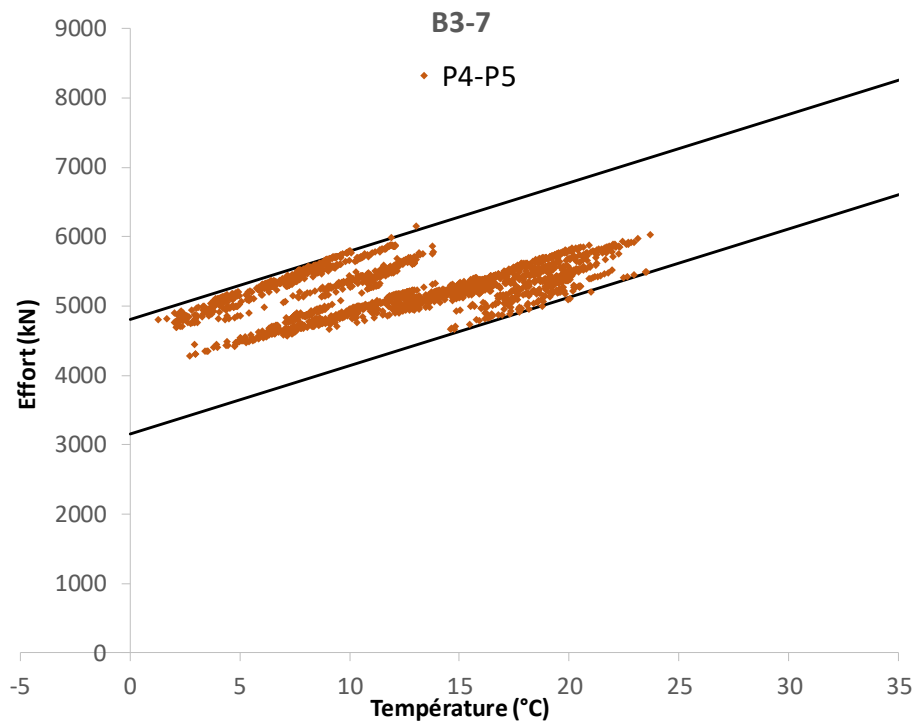
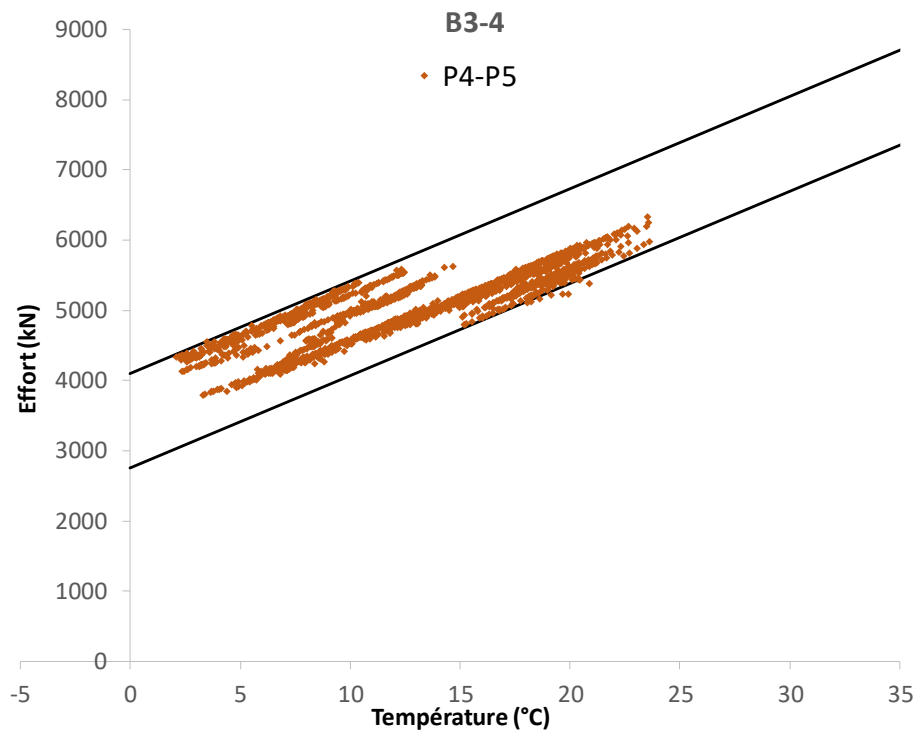
Peer Review Only

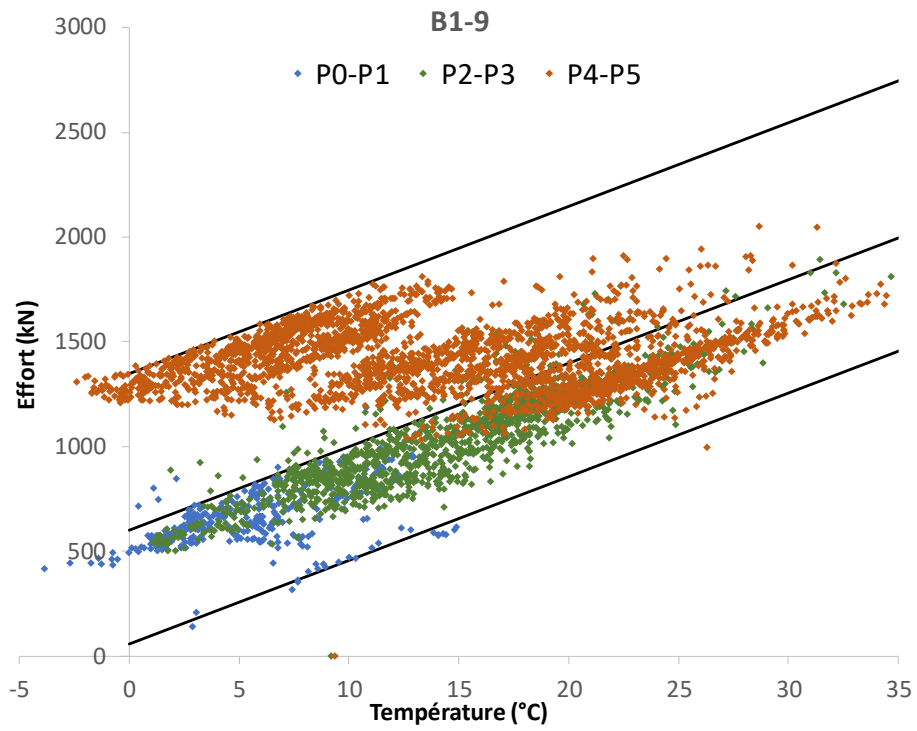
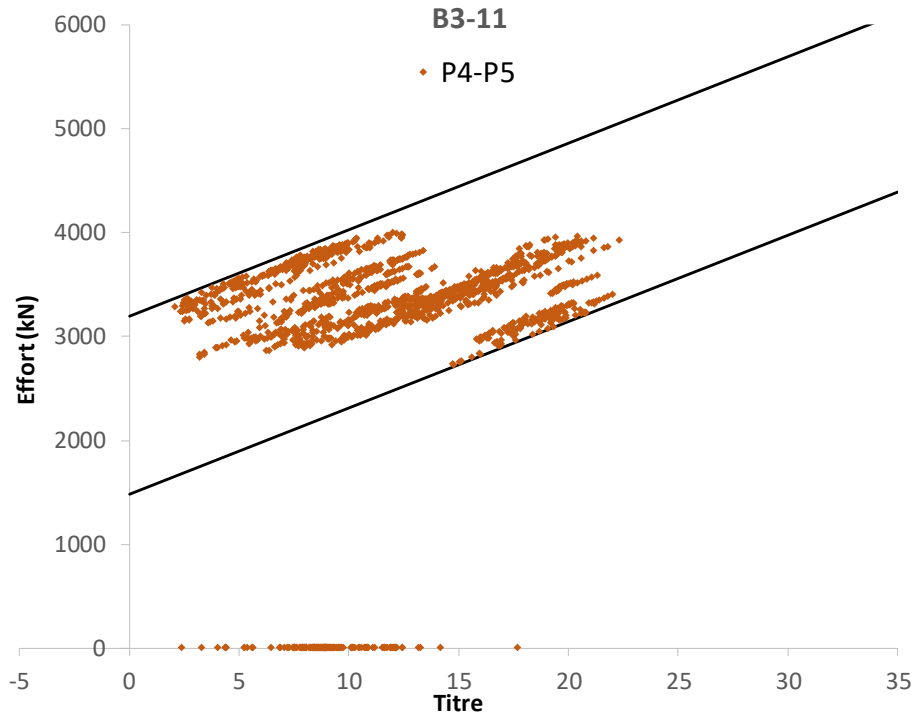
**Annexe 7 : Mesures brutes des butons et poutres (courbe effort-température)**

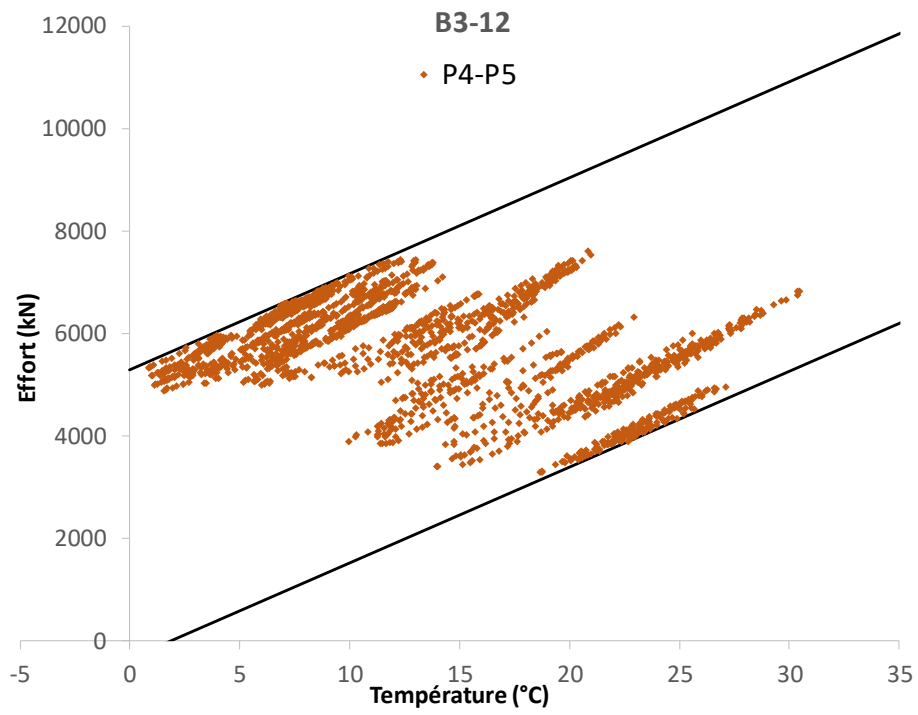
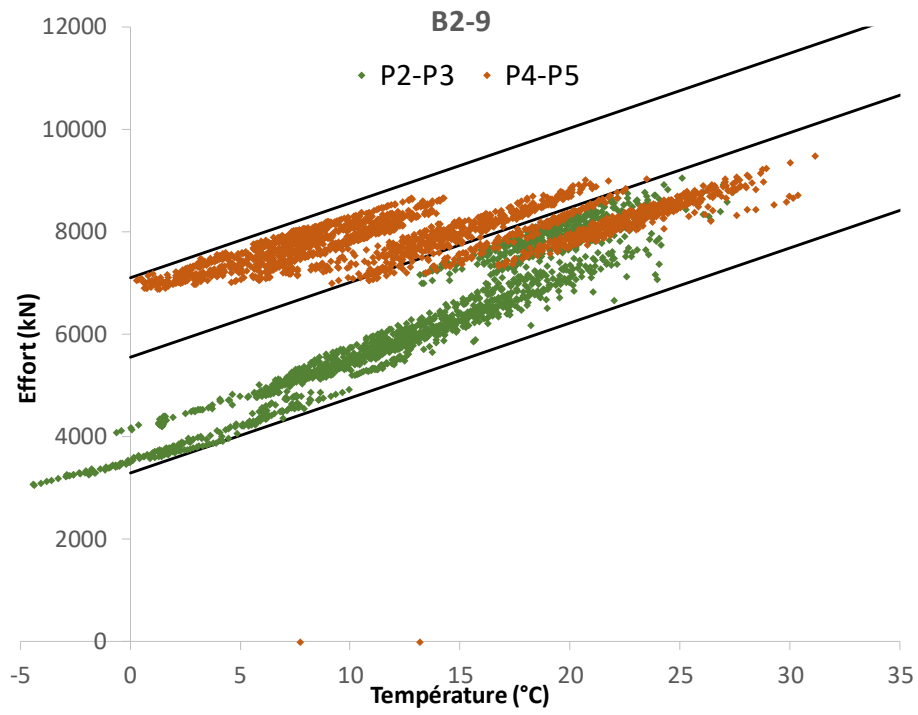


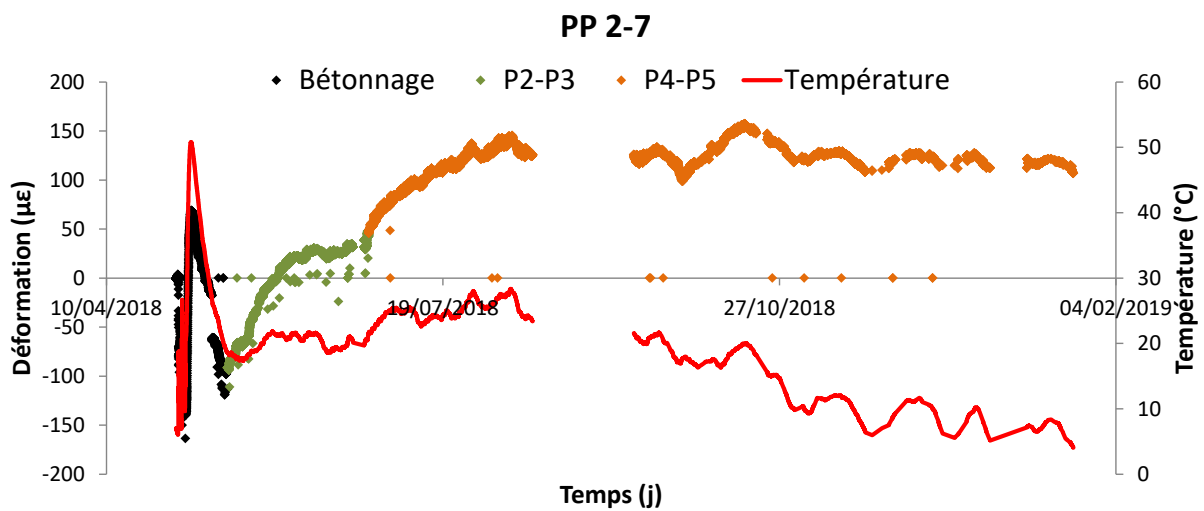
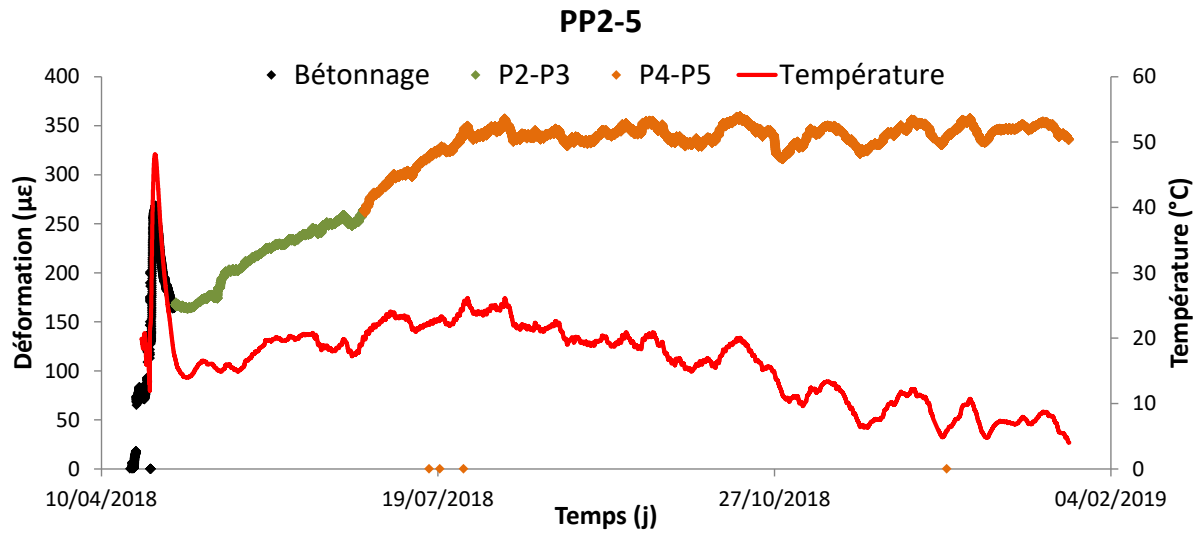
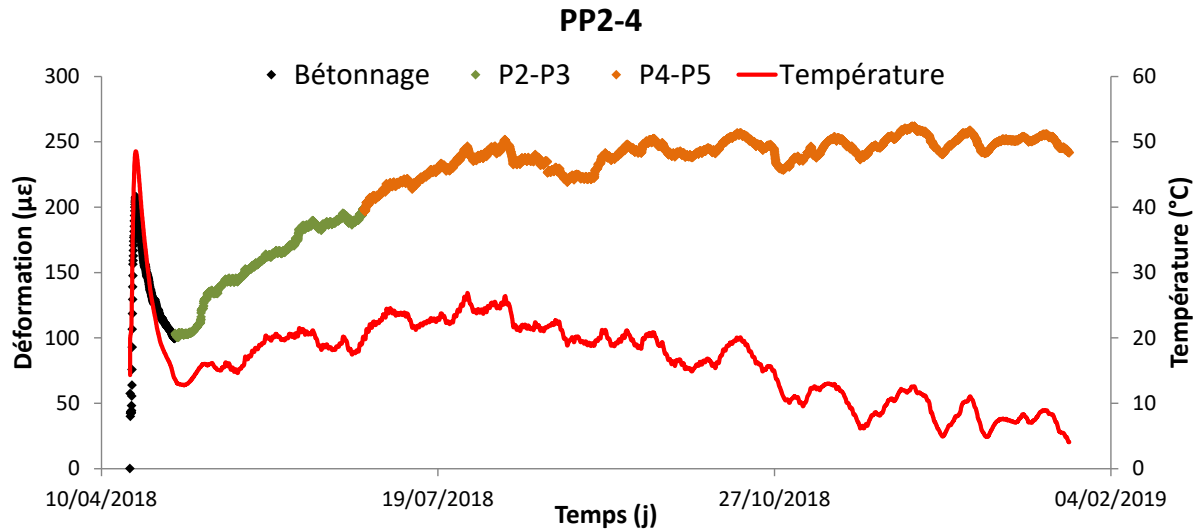












## Annexe 8 : Modélisation EF 2D et 3D de FIVC

### Paramètres de sol

<b>Paramètre</b>	<b>Remblai</b>	<b>Calcaire Grossier</b>	<b>Argile Plastique</b>	<b>Marnes de Meudon</b>	<b>Craie</b>
Modèle de sol	HSS	HSS	HSS	HSS	HSS
Type de drainage	Drained	Drained	Drained	Drained	Drained
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	19	21	19	19.5	19.5
$e_{init}$	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
$E_{50}$ (MPa)	30	125	150	375	850
$E_{oed}$ (MPa)	30	125	150	375	850
$E_{ur}$ (MPa)	90	250	300	750	1700
m	0	0	0	0	0
$\varphi'$ (°)	29	35	18	25	35
$\psi$ (°)	0	0	0	0	0
$c'$ (kPa)	0	20	20	30	40
$\gamma_{0.7}$	9.5E-5	9.0E-5	1.1E-4	1.5E-4	1.3E-4
$G_0$ (MPa)	175	600	156	670	950
$\nu_{ur}$	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
$R_f$	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
$K_0$	0.52	0.43	0.85	0.58	0.43
$K_0^{NC}$	0.52	0.43	0.69	0.58	0.43
$R_{inter}$	1	1	1	1	1

### Paramètres de structure en 3D

	Buton	Section (m <sup>2</sup> )	Inclinaison (°)	Précontrainte (kN)
Lit 1 à 71.2 m NGF	B1-1	0.019	45	824
	B1-2	0.024	40	825
	B1-3	0.024	40	840
	B1-4	0.019	40	761
	B1-5	0.024	38	715
	B1-6	0.024	33	739
	B1-7	0.024	30	704
	B1-8	0.005	45	495
	B1-9 (Est)	0.079	0	500
	Bracons (Est)	0.0396	0	-
Lit 2 à 64 m NGF	B2-1	0.028	45	3300
	B2-2	0.0335	40	3300
	B2-3	0.040	40	3360
	B2-4	0.049	40	3040
	B2-5	0.049	38	2860
	B2-6	0.049	33	2960
	B2-7	0.049	30	2820
	B2-8	0.019	45	1980
	B2-9 (Est)	0.0675	0	4000
	Bracons (Est)	0.0396	0	-
Lit 3 à 58.35 m NGF	B3-1	0.086	45	6600
	B3-2	0.086	40	6600
	B3-3	0.086	40	6720
	B3-4	0.087	40	6090
	B3-5	0.087	38	5720
	B3-6	0.087	33	5910
	B3-7	0.087	30	5630
	B3-8	0.041	45	3960
	B3-9	0.055	24	2930
	B3-10	0.055	24	3290
	B3-11	0.055	24	3290
	B3-12 (Est)	0.1351	0	4000
Bracons (Est)	0.0396	0	-	

	Buton	Section (m <sup>2</sup> )	Inclinaison (°)	Précontrainte (kN)
Lit 4 à 51 m NGF	B4-1	0.078	45	6600
	B4-2	0.078	40	6600
	B4-3	0.078	40	6720
	B4-4	0.078	40	6090
	B4-5	0.078	38	5720
	B4-6	0.078	33	5910
	B4-7	0.078	30	5630
	B4-8	0.036	45	3960
	B4-9	0.036	24	2150
	B4-10	0.063	24	3550
	B4-11	0.063	24	4480
	B4-12	0.063	18	4250
	B4-13	0.063	12	4400
	B4-14	0.063	8	4830
	B4-15	0.063	4	4800
	B4-16	0.063	0	4800
	B4-17	0.063	0	4800
	B4-18	0.063	0	4800
	B4-19	0.063	0	4800
	B4-20	0.078	0	4400
	B4-21 (Est)	0.1351	0	4000
	Bracons (Est)	0.0396	0	-

	Poutre	Section (m <sup>2</sup> )
Poutres du N-2 à 62.06 m NGF	PP 2-1	4
	PP 2-3	2.261
	PP 2-4	2.115
	PP 2-5	2.100
	PP 2-6	2.010
	PP 2-7	2.482
	PP 2-8	2.040
	Liernes	0.0198

## Annexe 9 : Modélisation MISS-K de FIVC

<b>Paramètre</b>	<b>Remblai</b>	<b>Calcaire Grossier</b>	<b>Argile Plastique</b>	<b>Marnes de Meudon</b>	<b>Craie</b>
Formule de $k_h$	Schmitt (1995)	Schmitt (1995)	Schmitt (1995)	Schmitt (1995)	Schmitt (1995)
Type de drainage	Drained	Drained	Drained	Drained	Drained
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	19	21	19	19.5	19.5
$E_M$ (MPa)	6	25	60	100	170
$\alpha$	1/2	1/2	1	2/3	1/2
$k_h$ (kPa/m)	3634	24367	31072	105359	313914
$\varphi'$ (°)	29	35	18	25	35
$c'$ (kPa)	0	20	20	30	40
$\delta / \varphi'$	1	1	1	1	1
$K_0$	0.52	0.43	0.85	0.58	0.43
$k_d = k_r$	0.334	0.239	0.678	0.407	0.239