

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR  
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



## Université Hadi Lakhdar -Batna



Institut de Génie Civil, d'Hydraulique et d'Architecture

Département de Génie Civil

Mémoire de Magistère en Génie Civil

Option : Interaction sol-structure

Présenté par

**GADDA Salim**

Pour l'obtenir du diplôme de Magistère en : **Génie Civil**

---

# ETUDE PARAMETRIQUE DES DEFORMATIONS DE BATIMENT SITUE A COTE DE FOUILLES

---

Sous la direction de : **BAHEDDI. M**

Mémoire soutenu le : **06/10/2013**

Devant le jury composé de :

Président :	Dr. KADID Abdelkrim	Pr.	Université de BATNA
Rapporteur :	Dr. BAHEDDI Mohamed	M.C.-A-	Université de BATNA
Examineurs :	Dr. KARECH Toufik	Pr.	Université de BATNA
	Dr. CHEBILI Rachid	Pr.	Université de BISKRA

## **Remerciements**

Je tiens à remercier sincèrement mon codirecteur de thèse Dr. BAHEDDI Mohamed, pour m'avoir soutenu, orienté et encouragé durant la période de ce travail et encore ma profonde gratitude s'adresse à ce monsieur pour la confiance qu'il m'a accordée et l'appui qu'il a témoigné à mon travail.

Je tiens à remercier particulièrement le président Dr. KADID Abdelkrim et les membres de jury : Dr. KARECH Toufik, Dr. BAHEDDI Mohamed et Dr. CHEBILI Rachid d'avoir acceptation d'examiner ce travail,

Je tiens à remercier mes parents et mes frères pour leur soutien sans fin tout au long de mes études.

GADDA Salim ; le 12 Mars 2013

## Résumé

Le phénomène d'interaction sol-structure dans le domaine des excavations profondes à cotés des immeubles en zone urbaine est apparu récemment comme un problème dans l'ingénierie géotechnique. Ces excavations de fouilles au voisinage des bâtiments ont une influence sur plusieurs aspects de stabilité d'un bâtiment: sécurité, utilisation en service, naissance des fissurations,...etc. Ceux-ci causées par des déformations produites par le mouvement (affaissement ou soulèvement) du sol du à l'excavation.

Ce mémoire expose une étude paramétrique de ces déformations dues fondamentalement à l'affaissement du sol supportant des bâtiments causé par une excavation profonde ; nous citons : la rotation qui due aux tassements totaux et tassement différentiels ; la flèche de la base du bâtiment, la déformation horizontale, la distorsion et l'inclinaison du bâtiment.

L'étude paramétrique est faite à l'aide d'un code d'éléments finis qui est le logiciel Plaxis sur un modèle de référence établi à partir d'un modèle qui est constitue une bonne expérimentation de la réalité (Excavation Profonde à Salzburg; Autriche) étudié par le groupe géotechnique de l'université de technologie de Graz à l'Autriche ; du coté de ce groupe, il a modélisé les bâtiments en utilisant des charges surfaciques, et de notre coté, nous avons les modélisé par des éléments structuraux (éléments poutres).

L'étude paramétrique consiste à étudier les effets de quelques paramètres sur les déformations des bâtiments, dans ce travail nous étudions les effets de ces paramètres: l'effet des paramètres de modélisation et l'effet de ceux géotechniques, l'effet de rabattement de la nappe phréatique et l'effet des interfaces. Les résultats de cette étude sont présentés sous forme graphiques et sous forme de tableaux et après ils sont poursuit par des interprétations.

**Mots clés :** interaction sol-structure, géotechnique, excavation profonde, fouilles, bâtiments, déformations, éléments finis, Plaxis, modèle de référence, étude paramétrique, effet, influence.

## Abstract

The phenomenon of soil-structure interaction in the field of deep excavations nearby the buildings in an urban area has recently seemed as a problem in geotechnical engineering. These excavations in the vicinity of the buildings have an influence on several stability aspects of the building: safety, use in service, birth of crackings ...etc. These are caused by deformations produced by the movement (sagging or hogging) of the ground due to the excavation.

This thesis exposes a parametric study of these deformations, basically due to the sagging of the subsoil supporting the buildings caused by a deep excavation; we cite: the rotation which is due to total settlements and relative settlements; the deflection of the base of the building, horizontal deformation, the distortion and the tilting of the building.

The parametric study is carried out using a finite elements code which is the Plaxis software on a reference model established from a model which presents and constitutes a good experimentation of the reality (Deep Excavation in Salzburg; Austria) studied by the geotechnical group of the university of technology of Graz in Austria; this group modeled the buildings by using of surface loads, however, we modeled these buildings with a structural elements (beam elements).

The parametric study consists in studying the effects of some parameters on the deformations of the buildings; in this work we study the effects of these parameters: the effect of the modeling parameters and the effect of those geotechnical, the effect of lowering of the phreatic water level and the effect of the interfaces. The results of this study are presented in graphics form and in the form of tables and after; they are followed by interpretations.

**Key words:** soil-structure interaction, geotechnic, deep excavation, buildings, deformations, finite elements, Plaxis, reference model, parametric study, effect, influence.

## ملخص

ظاهرة تفاعل التربة هياكل في مجال الحفر العميق بالقرب من المباني في منطقة حضرية تبدو في الآونة الأخيرة مشكلة في الهندسة الجيوتقنية. أعمال الحفر هذه في محيط المباني لها تأثير على جوانب عدة لاستقرار المبنى: السلامة، الاستخدام، نشوء التشققات.... الخ، هذه سببها التشوهات التي تنتجها حركة الأرض (انخفاض أو انتفاخ) الناجمة عن أعمال الحفر.

هذه المذكرة تعرض دراسة بارامترية لهذه التشوهات، الناتجة أساسا بسبب انخفاض سطح الأرض نتيجة الحمل للمباني الناجم عن أعمال الحفر العميق. نذكر الدوران الذي ينتج عن هبوط أو هبوط نسبي للمبنى، انحراف في قاعدة المبنى، التشوه الأفقي، الميلان.

الدراسة البارامترية تتم باستعمال (Plaxis) على النموذج المرجعي الذي يعرض ويشكل تجربة جيدة من الواقع (الحفر العميق في سالزبورغ، النمسا) درست من قبل المجموعة الجيوتقنية لجامعة التكنولوجيا: غراتس في النمسا. هذه المجموعة أنشئت النموذج باستخدام الأحمال السطحية تمثيلا للمباني ونحن مثلنا المباني باستخدام العناصر الهيكلية.

الدراسة البارامترية تتمثل في دراسة آثار بعض المتغيرات على التشوهات في المباني، وفي هذا العمل ندرس آثار هذه المتغيرات: تأثير المتغيرات التمثيلية، تأثير المتغيرات الجيوتقنية، تأثير انخفاض مستوى المياه و الواجهات. نتائج هذه الدراسة تعرض على شكل منحنيات و جداول ثم تتبع بتحليلات.

الكلمات المفتاحية: تفاعل التربة- هيكل، Plaxis، جيوتقني، أعمال الحفر العميق، المباني، التشوهات، وعناصر محدودة، نموذج مرجعي، دراسة بارامترية، تأثير .

# Table des matières

<b>Introduction générale</b> .....	1
<b><u>CHAPITRE 1</u></b>	
<b>Etude bibliographique sur l'interaction sol-structures</b>	
1.1 Introduction .....	3
1.2 Modélisation de l'interaction sol-structures .....	4
1.2.1 Notion de loi de comportement d'un matériau .....	4
1.2.2 Comportement des matériaux de la structure .....	4
1.2.3 Comportement des sols .....	4
1.2.4 Comportement de l'interface .....	5
1.2.4.1 Caractérisation du comportement de l'interface sol-structure .....	6
1.2.4.2 Modélisation du comportement de l'interface .....	7
1.3 Etude en laboratoire de l'interaction sol-structure .....	13
1.4 Quelques exemples de l'interaction sol-structures .....	14
1.4.1 Modélisation d'un bâtiment sur fondations superficielle .....	14
1.4.2 Fondation superficielle construite à proximité d'un ouvrage souterrain .....	16
1.4.3 Interaction sol-soutènement .....	17
1.4.4 Interaction sol-tunnel .....	19
1.5 Synthèse .....	20
<b><u>CHAPITRE 2</u></b>	
<b>La pratique des éléments finis en géotechnique</b>	
2.1 Introduction .....	21
2.2 Historique .....	21
2.3 Concepts de base de la méthode aux éléments finis .....	22
2.4 Calculs par la MEF .....	22
2.5 Présentation de Plaxis .....	23
2.5.1 Le logiciel Plaxis .....	24
2.5.2 Le système d'options du code Plaxis .....	24
2.6 Les modèles de comportements intégrés dans Plaxis .....	25
2.6.1 Introduction .....	25
2.6.1.1 Modèle élastique linéaire .....	26
2.6.1.2 Le modèle de Mohr-Coulomb .....	26
2.6.1.3 Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model (HSM)) .....	28
2.6.1.4 Modèle pour les sols mous (Soft Soil Model (SSM)) .....	31
2.6.1.5 Modèle pour sols mous avec effet du temps (Soft Soil Creep Model (SSCM)) .....	34
2.7 Synthèse .....	36

## **CHAPITRE 3**

### **Influence des excavations profondes dans les zones urbaines sur les bâtiments voisins**

3.1 Introduction .....	37
3.2 Types et effets d'influences environnementales .....	37
3.2.1 Influences naturelles .....	37
3.2.2 Influences technologiques .....	38
3.3 Les déplacements causés par les excavations profondes .....	39
3.4 L'analyse de l'interaction sol-structure .....	41
3.5 Modélisations du bâtiment-excavation dans l'ISS .....	41
3.5.1 Modélisation physique .....	41
3.5.2 Modélisation numérique .....	43
3.6 Comportement des bâtis dû aux effets de mouvements de terrain .....	44
3.7 Réponse de bâtiment due à une excavation-déformations associées .....	45
3.8 Critères limites des déformations des bâtiments situés à coté des excavations .	48
3.8.1 Les tassements .....	48
3.8.2 Le rayon de courbure et la déflexion relative .....	48
3.8.3 La distorsion angulaire et l'inclinaison (pente) .....	48
3.8.4 Déplacements horizontaux et déformations horizontales de tension .....	49
3.8.5 Effet conjugué de la distorsion angulaire et de la déformation horizontale de traction	49
3.9 Solutions de protection des bâtiments situés à coté d'une fouille .....	52
3.10 Synthèse .....	53

## **CHAPITRE 4**

### **Etablissement d'un modèle de calcul de référence**

4.1 Introduction .....	54
4.2 Spécification du modèle de référence .....	54
4.2.1 Hypothèses générales .....	54
4.2.2 La géométrie du modèle .....	54
4.3 Modèle constitutif et paramètres des matériaux .....	55
4.3.1 Paramètres du sol et de l'interface .....	55
4.3.2 Paramètres des éléments structuraux .....	56
4.4 Modélisation par Plaxis V8.2 .....	57
4.4.1 Modélisation géométrique .....	57
4.4.2 Génération du maillage .....	58
4.4.3 Conditions initiales .....	58
4.4.3.1 Pressions interstitielles initiales .....	58
4.4.3.2 Contraintes initiales .....	59

4.5 Procédure de calcul .....	60
4.6 Principaux résultats .....	60
4.6.1 Déformation de l'ensemble du modèle géométrique .....	61
4.6.2 Résultats pour la paroi moulée .....	62
4.6.3 Validation du modèle de référence .....	63
4.6.4 Interprétation des résultats .....	64
4.6.4.1 Déformation de l'ensemble du modèle géométrique .....	64
4.6.4.2 Résultats de la paroi moulée .....	64
4.6.5 Résultats pour les bâtiments .....	65
4.6.5.1 Les moments fléchissent et les efforts de cisaillements .....	65
4.6.5.2 Les déformations des bâtiments .....	66
4.7 Synthèse .....	68

## **CHAPITRE 5**

### **Etude paramétrique**

5.1 Introduction .....	69
5.2 Effet des paramètres de calcul (modélisation) .....	69
5.2.1 Présentation des résultats obtenus .....	70
5.2.1.1 L'effet du type de maillage .....	70
5.2.1.2 L'effet La précision des calculs .....	73
5.2.2 Interprétation des résultats obtenus .....	75
5.3 Effet des paramètres géotechniques .....	76
5.3.1 Effet des paramètres du sol .....	76
5.3.1.1 Présentation des résultats obtenus .....	76
5.3.1.2 Interprétation des résultats obtenus .....	88
5.3.2 Effet du rabattement de la nappe phréatique .....	89
5.3.2.1 Présentation des résultats obtenus .....	89
5.3.2.2 Interprétation des résultats obtenus .....	91
5.3.3 Effet des interfaces ( $R_{int}$ ) .....	92
5.3.3.1 Présentation des résultats obtenus .....	92
5.3.3.2 Interprétation des résultats obtenus .....	94
5.4 Synthèse .....	95
<b>Conclusion générale et recommandations .....</b>	<b>96</b>
<b>Références et bibliographie .....</b>	<b>98</b>

# Liste des figures

## **CHAPITRE 1 :**

- Illustration 1.1 : Analogies dans le comportement observées à l'essai triaxial et l'essai de cisaillement direct pour les sables (Boulon et Nova 1990)
- Illustration 1.2 : Contraintes agissant sur l'interface : (a) cas tridimensionnel, (b) cas bidimensionnel (Fakharian et Evgin 2000)
- Illustration 1.3 : Surface de discontinuité (b) Eléments d'interface à deux nœuds (Frank et al. 1982)
- Illustration 1.4 : Élément sans épaisseur (LK1) combinant les avantages des GTB et des LRH composé de deux éléments GTB (Kaliakin et Li 1995)
- Illustration 1.5 : Élément couche mince à 6 nœuds (Sharma et Desai 1992)
- Illustration 1.6 : Critère orienté utilisé pour l'interface couche mince (a) cas bidimensionnel (b) cas tridimensionnel (Frank et al. 1982)
- Illustration 1.7 : Chargement incrémental et réponse incrémentale (Boulon 1991)
- Illustration 1.8 : Analyse du comportement d'un ouvrage simple : point de vue de la structure et point de vue du sol.
- Illustration 1.9 : Interaction entre une semelle filante et une cavité symbolisée par un cercle (en différentes positions) D'après Wood et Larnach (1985).
- Illustration 1.10 : Analyse du comportement d'un écran de soutènement : point de vue de la structure et point de vue du sol.

## **CHAPITRE 2 :**

- Illustration 2.1 : Définition du module à 50 % de la rupture
- Illustration 2.2 : Représentation du Hardening Soil Model dans le repère contrainte- déformation
- Illustration 2.3 : Forme de surfaces de charge H.S.M
- Illustration 2.4 : Surface de rupture pour le Hardening soil model cas d'un sol non cohérent
- Illustration 2.5 : Définition du module œdométrique tangent.
- Illustration 2.6 : Définition de l'angle de dilatance
- Illustration 2.7 : Différentes représentations lors d'un essai œdométrique
- Illustration 2.8 : Surface de rupture pour un soft soil model SSM
- Illustration 2.9 : Effet du temps sur les essais œdométriques
- Illustration 2.10 : Diagramme de  $p_{eq}$  dans le plan p-q

### **CHAPITRE 3 :**

Illustration 3.1 : Déplacements verticaux et horizontaux dus au chargement et au déchargement du sol.

Illustration 3.2 : Vues en coupe et en dessus du modèle réduit 3D de l'université d'Illinois (Laefer, 2001)

Illustration 3.3 : Mouvements du sol et de structure du modèle physique(a) et du modèle numérique (b) – (Laefer, 2001)

Illustration 3.4 : Développement de fissures dans les murs d'une maison subits la déformation (a, b, et c) et la courbure de terrain (d, e, et f) - (Kratzsch, 1983)

Illustration 3.5 : Réponses du bâtiment et mouvements du sol (selon Burland and Wroth, 1975)

Illustration 3.6 : Relation liée les dégâts à la distorsion angulaire et à la déformation horizontal en traction (D'après Boscardin et Cording, 1989)

### **CHAPITRE 4 :**

Illustration 4.1 : Vue en coupe du modèle de référence

Illustration 4.2 : Modèle géométrique(Plaxis)

Illustration 4.3 : Maillage du modèle de référence

Illustration 4.4 : Conditions hydrauliques initiales

Illustration 4.5 : Génération des pressions interstitielles initiales

Illustration 4.6 : Génération des contraintes initiales

Illustration 4.7 : Déformation de l'ensemble du modèle géométrique dans les phases d'excavation (3, 5,7 et 8)

Illustration 4.8 : Comparaison des mesures in situ et des résultats de calcul des déplacements horizontaux de la tête de la paroi moulée

Illustration 4.9 : Autres résultats de calcul obtenus par "Graz university of technology" à l'Autriche ;

(a) Déplacements horizontaux de la phase finale d'excavation.

(b) Efforts internes dans la paroi moulée.

Illustration 4.10: Bâtiment 1 : résultats des phases (3, 5,7 et 8)

Illustration 4.11: Bâtiment 2 : résultats des phases (3, 5,7 et 8)

## **CHAPITRE 5 :**

Illustration 5.1 : Influence du maillage sur le moment fléchissant

Illustration 5.2 : Influence du maillage sur les tassements

Illustration 5.3 : Influence de la précision du calcul sur le moment fléchissant

Illustration 5.4 : Influence de la précision du calcul sur les tassements

Illustration 5.5 : Influence de la cohésion sur le moment fléchissant

Illustration 5.6 : Influence de la cohésion sur les tassements

Illustration 5.7 : Influence de l'angle de frottement sur le moment fléchissant

Illustration 5.8 : Influence de l'angle de frottement sur les tassements

Illustration 5.9 : Influence du coefficient de poisson sur le moment fléchissant

Illustration 5.10 : Influence du coefficient de poisson sur les tassements

Illustration 5.11 : Influence des modules  $E_{oed}^{ref}$ ,  $E_{50}^{ref}$  et  $E_{ur}^{ref}$  sur le moment fléchissant

Illustration 5.12 : Influence des modules  $E_{oed}^{ref}$ ,  $E_{50}^{ref}$  et  $E_{ur}^{ref}$  sur les tassements

Illustration 5.13 : Influence du rabattement de la nappe phréatique sur le moment fléchissant

Illustration 5.14 : Influence du rabattement de la nappe phréatique sur les tassements

Illustration 5.15 : Influence des interfaces sur le moment fléchissant

Illustration 5.16 : Influence des interfaces sur les tassements

# Liste des tableaux

## **CHAPITRE 2 :**

Tableau 2.1: Valeurs des paramètres de compressibilité et de gonflement  $\lambda$  et  $K$

## **CHAPITRE 3 :**

Tableau 3.1: Classification des dégâts visibles (D'après Burland et al. 1977)

Tableau 3.2 : Dispositions constructives applicables à la structure, à la fondation ou au sol (Kazmierczak & Al Heib, 2008)

## **CHAPITRE 4 :**

Tableau 4.1 : Paramètres du sol et de l'interface

Tableau 4.2 : Paramètres du bâtiment

Tableau 4.3 : Paramètres de la paroi moulée

Tableau 4.4: Paramètres de la plateforme

Tableau 4.5 : Paramètres des bulbes et tirants d'ancrage

Tableau 4.6 : Principaux résultats de déformations du bâtiment 1

Tableau 4.7 : Principaux résultats de déformations du bâtiment 2

## **CHAPITRE 5 :**

Tableau 5.1 : Influence du maillage sur les des déformations des bâtiments

Tableau 5.2 : Influence de la précision du calcul sur les déformations des bâtiments

Tableau 5.3 : Influence de la cohésion sur les déformations des bâtiments

Tableau 5.4 : Influence de l'angle de frottement sur les déformations des bâtiments

Tableau 5.5 : Influence du coefficient de poisson sur les déformations des bâtiments

Tableau 5.6 : Influence des modules  $E_{oed}^{ref}$ ,  $E_{50}^{ref}$  et  $E_{ur}^{ref}$  sur les déformations des bâtiments

Tableau 5.7 : Influence du rabattement de la nappe phréatique sur les déformations des bâtiments

Tableau 5.8 : Influence des interfaces sur les déformations des bâtiments

## Liste de notations usuelles

$\gamma_{dry}$	: Poids volumique sec
$\gamma_{sat}$	: Poids volumique humide
$k_x$	: Perméabilité horizontale
$k_y$	: Perméabilité verticale
$E_{oed}^{ref}$	: Module tangent dans un essai œdométrique
$E_{50}^{ref}$	: Module sécant dans un essai triaxial
$E_{ur}^{ref}$	: Module en décharge
$\nu_{ur}$	: Coefficient de poisson
$m$	: Puissance
$K_0^{NC}$	: Coefficient des terres au repos
$P_{ref}$	: Contrainte de référence
$C$	: Cohésion
$\varphi$	: Angle de frottement
$\psi$	: Angle de dilatance
$R_{inter}$	: Facteur de rigidité de l'interface
$EA$	: Rigidité normale
$EI$	: Rigidité de flexion
$d$	: Epaisseur équivalente
$w$	: Poids
$M_p, N_p, F_{max, comp}$ et $F_{max, tens}$	: Forces maximales
$L_s$	: Espacement
$F$	: Force de précontrainte des tirants
$\rho$	: Le tassement maximal
$\delta\rho$	: Le tassement différentiel
$\theta$	: La rotation
$\rho_h$	: Le déplacement horizontal maximal
$\varepsilon_h$	: La déformation horizontale
$\Delta$	: La flèche
$\omega$	: L'inclinaison
$\beta$	: La distorsion angulaire

## Introduction générale

L'analyse des interactions entre les ouvrages de génie civil et les sols, et entre les ouvrages est une préoccupation de plus en plus forte dans le domaine de la géotechnique, en particulier en milieu urbain lors d'une excavation à proximité des immeubles.

Les méthodes actuelles, pour la plupart issues de l'expérience acquise sur des ouvrages isolés, reposent le plus souvent sur une analyse de la résistance des ouvrages vis-à-vis de la rupture. L'analyse du comportement des ouvrages au cours de leur construction et en service, et celle de leurs impacts sur les structures avoisinantes, reste limitée aux certains types d'ouvrages et manque encore de précision. Il en résulte que les impacts de la mise en place d'un ouvrage sur les structures qui l'entourent (les déplacements provoqués par la réalisation d'un soutènement d'excavation par exemple) restent à l'heure actuelle difficile à quantifier.

Les déformations du sol à proximité des excavations profondes avec et sans bâtiments à proximité ont été étudiés à travers le monde, expérimentalement et par des méthodes numérique (M.E.F, ...etc.

Dans ce qui suit, on s'intéresse plus particulièrement aux déformations des bâtiments situés à coté d'une excavation. Des travaux récents (Delattre, 1999) ont permis de faire le point sur le comportement de ces ouvrages, et notamment d'acquérir des données expérimentales sur le comportement d'un certain nombre d'ouvrages réels au cours de différentes étapes, souvent complexes, de leur construction.

L'analyse des interactions entre les soutènements, les sols et les structures avoisinantes nécessite l'amélioration des techniques de simulation numérique, notamment la méthode des éléments finis appliquée à la modélisation des soutènements. Dans ce contexte, ce travail de mémoire a pour objet de déterminer un modèle géotechnique, dit de référence pour avoir calculer les déformations des bâtiments induites par la réalisation d'une fouille profonde dans le massif de terrain soutenu par une paroi moulée.

Le travail présenté dans ce mémoire à caractère théorique et numérique a pour but de faire une étude paramétrique des déformations des bâtiments situés à cotés des fouilles ; ce travail présente le phénomène d'interaction sol-structure qui a fait l'objet de nombreuses études mises en évidence expérimentale : citons les travaux précurseurs de Housner (1957), pour un bâtiment particulier, ou de Bard et coll. (1992) et Stewart et coll. (1998, 1999b) pour une étude systématique sur un échantillon important de structures courantes. Dans le chapitre 1, nous décrivons le phénomène d'interaction sol-structure en donnant une étude bibliographique, cette dernière, après une introduction sur l'ISS, expose la modélisation de ce phénomène en donnant des notions sur les comportements des matériaux des structures et les comportements des sols et particulièrement le comportement de l'interface sol-structure, ensuite elle donne quelques exemples ou se présente le phénomène de l'ISS.

Le deuxième chapitre présente la pratique des éléments finis en géotechnique en commençant par un historique et un bref aperçu sur la méthode des éléments finis, ensuite le calcul par la MEF ; présentation de Plaxis 2D d'un part, et les modèles de comportement utilisés dans ce logiciel d'autre part.

Dans le troisième chapitre on parle sur l'influence des excavations profondes en zones urbaines sur les bâtiments voisins ; on commence par la présentation des types et des effets d'influences environnementales, l'analyse de l'ISS et quelques revues de la MEF pour les excavations, ensuite les déplacements causés par les excavations des fouilles profondes, enfin on présente les déformations associées aux bâtiments dues à une excavation et les critères limites des déformations des bâtiments situés a coté des fouilles.

Dans le quatrième chapitre on va déterminer un modèle géotechnique de référence qui constitue une bonne expérimentation de la réalité ; Ce modèle de référence se calcule avec le logiciel Plaxis V8.2 ; ensuite on présente les principaux résultats obtenus pour l'ensemble du modèle géométrique, la paroi moulée et particulièrement pour les bâtiments.

Le dernier chapitre présente l'étude paramétrique faite sur quelques paramètres géotechniques et de modélisation (variation dans les fourchettes raisonnables), en étudiant l'influence de ces paramètres sur les efforts internes dans les bâtiments et principalement sur les déformations des bâtiments.

Enfin ; on finit ce mémoire par une conclusion générale et quelques recommandations sur le contenu de ce travail.

# **CHAPITRE 1**

**Etude bibliographique sur l'interaction sol-structures**

## 1.1 Introduction

Le terme « interaction sol-structure » est utilisé aujourd'hui pour caractériser les situations où le comportement d'une structure ne peut pas être évalué de façon précise sans considérer aussi le comportement du sol en contact et de leur interface. Du point de vue de la structure, le but d'une analyse tenant compte de l'interaction sol-structure est de déterminer l'effet d'action du sol sur la structure, c'est-à-dire principalement les pressions de contact, en fonction de la déformation de la structure, ceci pour pouvoir procéder aux vérifications nécessaires à son dimensionnement. Il s'agit donc d'assurer que les hypothèses faites sur le comportement du sol sont compatibles avec la réponse de la structure, principalement avec sa déformation, ceci aussi bien à l'état limite de service qu'à l'état limite ultime.

Une analyse structurale couplée sol-structure permet, si les hypothèses admises sur le comportement de chaque matériau sont représentatives, d'assurer cette compatibilité. Les outils nécessaires à de telles analyses sont néanmoins assez récents comparativement à l'intérêt porté aux structures liées au sol par les premiers mathématiciens modernes, qui remonte au XVIII<sup>e</sup> siècle. Les connaissances théoriques sur ces structures se sont donc développées d'abord à l'aide d'outils mathématiques plus rudimentaires, généralement en découplant le comportement du sol et de la structure. La difficulté à représenter le sol par un modèle mathématique, conséquence de sa grande hétérogénéité in situ et de la complexité de son comportement (anisotropie, non linéarité, irréversibilité), fait que les expériences pratiques préalables sur des ouvrages similaires ont également joué un rôle prépondérant dans le développement des connaissances.

Parallèlement, les domaines d'application concernés par l'interaction sol-structure sont nombreux et chaque domaine a adapté ses méthodes et son niveau d'analyse à ses exigences et à ses particularités. Ceci explique que les méthodes actuelles diffèrent d'un domaine à l'autre et qu'elles intègrent la notion d'interaction sol-structure de façon différente.

Tous les ouvrages de génie civil sont en contact avec le sol ce contact donne l'interaction entre les deux ; cette interaction peut se localiser dans les fondations (bâtiments, ponts, pieux), barrages, murs de soutènement, constructions maritimes, les tunnels,..... En particulier en milieu urbain lors d'une excavation à proximité d'immeubles.

Les calculs de la mécanique des sols qui sont basés sur la mécanique des milieux continus et celle des solides, n'ont a priori que peu de ressemblances avec ceux de la résistance des matériaux qui sert aux calculs des structures.

## 1.2 Modélisation de l'interaction sol-structures

### 1.2.1 Notion de loi de comportement d'un matériau

Le comportement mécanique d'un matériau assimilé à un milieu continu est régi par une loi, propre à ce matériau, qui relie les contraintes aux déformations. Elle traduit, lorsqu'on passe d'un matériau à un autre, les différences de comportement constatées expérimentalement sous l'effet d'actions extérieures.

Dans le cas général des sollicitations tridimensionnelles, la loi de comportement, ou loi rhéologique, est une relation liant le tenseur des contraintes  $\boldsymbol{\sigma}$  et le tenseur des déformations  $\boldsymbol{\varepsilon}$  en considérant par ailleurs la vitesse de sollicitation et la température. La loi rhéologique s'écrit alors symboliquement de la manière suivante:

$$R\left(\boldsymbol{\sigma}, \boldsymbol{\varepsilon}, \frac{d\boldsymbol{\sigma}}{dt}, \frac{d\boldsymbol{\varepsilon}}{dt}, T, \dots\right) = 0 \quad (1-1)$$

L'élaboration de la loi de comportement se fonde sur l'analyse de résultats expérimentaux et sur la mise en évidence des mécanismes physiques. On trace alors la courbe contraintes-déformations ( $\boldsymbol{\sigma}$ ,  $\boldsymbol{\varepsilon}$ ) qui représente la loi de comportement dans le cas de l'expérience réalisée.

### 1.2.2 Comportement des matériaux de la structure

Les matériaux (acier, béton, bois,.....etc.) sont les constituants principaux de la structure, ils ont des rigidités plus importantes que celle du sol environnant ; leurs comportements peuvent être décrits par des modèles simples élastiques ou élastoplastiques.

### 1.2.3 Comportement des sols

Le sol est un matériau hétérogène et anisotrope comportant des minéraux et des matériaux organiques. La présence de l'air et de l'eau font du sol un matériau complexe à effet du temps. Son comportement est non linéaire et irréversible d'où la nécessité de combiner les essais en laboratoire et en place, l'analyse théorique et la modélisation, l'expérience cumulée et le bon jugement pour la réussite d'une étude géotechnique.

L'évolution des déformations dans le sol est gouvernée par le tenseur des contraintes effectives  $\boldsymbol{\sigma}'$ . Dans le cas d'un sol élastique linéaire, la loi de comportement s'écrit :

$$\boldsymbol{\sigma}' - \boldsymbol{\sigma}'_0 = \mathbf{C}_0 : \boldsymbol{\varepsilon} \quad (1-2)$$

Où  $\boldsymbol{\sigma}'_0$ ,  $\mathbf{C}_0$  et  $\boldsymbol{\varepsilon}$  désignent la contrainte effective initiale, le tenseur des modules élastiques et la déformation élastique respectivement.

Dans le cas d'un sol élastoplastique, la déformation  $\boldsymbol{\varepsilon}$  sera remplacée par  $\boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}^P$  où  $\boldsymbol{\varepsilon}$  est le tenseur des déformations totales et  $\boldsymbol{\varepsilon}^P$  est le tenseur des déformations plastiques. La loi de comportement s'écrit alors :

$$\sigma' - \sigma'_0 = C_0 : (\boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}^P) \quad (1-3)$$

On désigne par  $f$  la surface de charge dans l'espace des contraintes effectives, qui définit le domaine à l'intérieur duquel il n'y a pas d'évolution des déformations plastiques.

$$f(\sigma') < 0 \text{ ou si } f(\sigma') = 0 \text{ et } \frac{\partial f}{\partial \sigma'} d\sigma' \leq 0 \quad (1-4)$$

Il n'y a pas de déformations plastiques ;

$$\text{Et si } f(\sigma') = 0 \text{ et } \frac{\partial f}{\partial \sigma'} d\sigma' > 0 ; \quad (1-5)$$

Il peut y avoir une évolution des déformations plastiques suivant la loi d'écoulement qui s'écrit dans le cas associé :

$$d\boldsymbol{\varepsilon}^P = d\lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma'} \quad d\lambda \geq 0 \quad (1-6)$$

Le scalaire  $d\lambda$ , est appelé multiplicateur plastique, est déterminé en écrivant la condition de cohérence  $f(\sigma') = 0$ .

Dans le cas d'une loi non associée, on introduit un potentiel plastique  $\mathbf{g}$ , différent de la fonction de charge  $f$ , et qui permet d'écrire la loi d'écoulement sous la forme:

$$d\boldsymbol{\varepsilon}^P = d\lambda \frac{\partial \mathbf{g}}{\partial \sigma'} \quad d\lambda \geq 0 \quad (1-7)$$

### 1.2.4 Comportement de l'interface

A présent, il est communément admis que, dans le cadre de l'étude de l'interaction sol-structure, la transmission des efforts, de la structure vers le sol, se fait à travers une fine couche de sol en contact avec la structure appelée "interface".

L'interface est le siège de phénomènes mécaniques complexes : elle génère des localisations de déformations et des concentrations de contraintes significatives. Ces phénomènes sont fortement influencés par les caractéristiques mécaniques du sol granulaire et de l'élément structural, généralement très contrastés.

La rupture est souvent observée au sein de cette couche. Il en résulte que, pour une modélisation correcte d'un ouvrage en géotechnique construit dans des sables, il est important de prendre en compte le comportement particulier de cette interface.

On trouve l'interface dans l'interaction béton-acier, sol-pieu, deux blocs rocheux, deux types de sols différents, sol-soutènement,...etc.

#### **1.2.4.1 Caractérisation du comportement de l'interface sol-structure**

##### **• Définition de l'interface sol-structure**

Plytas (1985) appelle interface, la fine zone de sol siège de grands changements de structure et de rupture de grains dus au cisaillement localisé intervenant au contact d'une inclusion dans le sol, sollicitée axialement.

Boulon (1988) définit les interfaces sol-structure comme étant de purs concepts. Ils sont, dit-il, constitués principalement par une partie du sol au contact avec la structure, et secondairement, parfois, par quelques particules arrachées à la structure.

Hoteit (1990) définit l'interface comme étant une limite commune de deux systèmes permettant des échanges entre ceux-ci.

Hassan (1995) définit l'interface comme une frontière commune à deux systèmes différents à travers laquelle des échanges ont lieu. Elle est également décrite comme une discontinuité entre deux matériaux aux propriétés différentes (Desai et Rigby 1995) ou, encore, comme une zone mince de sol "remanié" (perturbé) au contact direct de la structure (Desai et Toth 1996 ; De Gennaro 1999 ; Karabatakis et Hatzigogos 2002 ; Gaba et al, 2003).

D'un point de vue géométrique, l'interface sol-structure est définie comme la fine zone de sol qui se forme entre la surface de la structure et le volume de sol l'entourant (De Gennaro 1999 ; Cai et Ugai 2002).

Les problèmes d'interaction sol-structure ainsi que les problèmes reliés à la mécanique des joints dans les roches dépendent principalement du comportement de cette interface. La réponse des systèmes sol-structure comme les fondations profondes et superficielles, les tunnels, les murs de soutènement, la terre armée, aux chargements monotones ou cycliques est ainsi influencée par les caractéristiques des interfaces.

Comme dans le cas du cisaillement d'un matériau granulaire, le cisaillement de l'interface sol-structure est influencé par la variation de quelques paramètres dont les plus importants sont la contrainte normale, la rugosité et la densité.

### 1.2.4.2 Modélisation du comportement de l'interface

A cause du caractère particulier des interfaces, plusieurs types de modèles ont été proposés. Le matériau d'interface a été supposé élastique linéaire (Beer 1985 ; Bhatia et Bakeer 1989 ; Yuan et Chua 1992) ou élastique non linéaire avec une relation contrainte déformation de type hyperbolique dans les directions normale et tangentielle de la déformation (Clough et Duncan 1971 ; Carol et Alonso 1983 ; Desai et al. 1984 ; Varadarajan et Sharma 1989 ; Boulon et al. 1995b ; Drumm et al. 2000). D'autres études font référence au cadre théorique de l'élastoplasticité. Citons d'abord les modèles élastiques parfaitement plastiques qui ont été proposés pour l'interface en s'appuyant sur l'analogie avec le comportement des joints rocheux. Des modèles plus complexes ont également été proposés pour décrire le comportement de l'interface. Ces modèles incorporent un ou plusieurs des phénomènes suivants : l'écroutissement, le radoucissement, la contractance, la dilatance, l'endommagement. Dans ce qui suit, on fait état de l'art de quelques modèles élastoplastiques d'interface bidimensionnels, puis tridimensionnels.

- **Modèles élastoplastiques**

- a) **Modèles élastoplastiques bidimensionnels**

L'interface sépare en général la surface de la structure et la surface du sol. Ces surfaces sont représentées généralement par des plans parallèles. La couche d'interface d'épaisseur  $t$  est identifiable expérimentalement par observation directe, la définition de son épaisseur est très variable en fonction des caractéristiques du sol et de l'inclusion, ce qui modifie de manière importante les caractéristiques du comportement observé.

De ce fait, les chercheurs évitent de formuler les lois d'interfaces en fonction des déformations (distorsion :  $\gamma_t = u_t/t$  ou déformation normale :  $\epsilon_n = u_n/t$ ) car elles dépendent de l'épaisseur de l'interface, alors que les grandeurs cinématiques mesurables sont le déplacement normal relatif,  $u_n$  ou tangentiel relatif,  $u_t$  de l'interface.

La modélisation bidimensionnelle impose donc l'utilisation des quatre variables suivantes :  $\tau$ ,  $\sigma_n$ ,  $u_t$ ,  $u_n$ . En général, les modèles utilisés prévoient une partie élastique caractérisée par une relation incrémentale entre les déplacements relatifs et les contraintes sous la forme :

$$\begin{pmatrix} d\sigma_n \\ d\tau \end{pmatrix} = K \begin{pmatrix} dU_n^e \\ dU_t^e \end{pmatrix} \text{ avec } K = \begin{bmatrix} K_n & 0 \\ 0 & K_t \end{bmatrix} \quad (1-8)$$

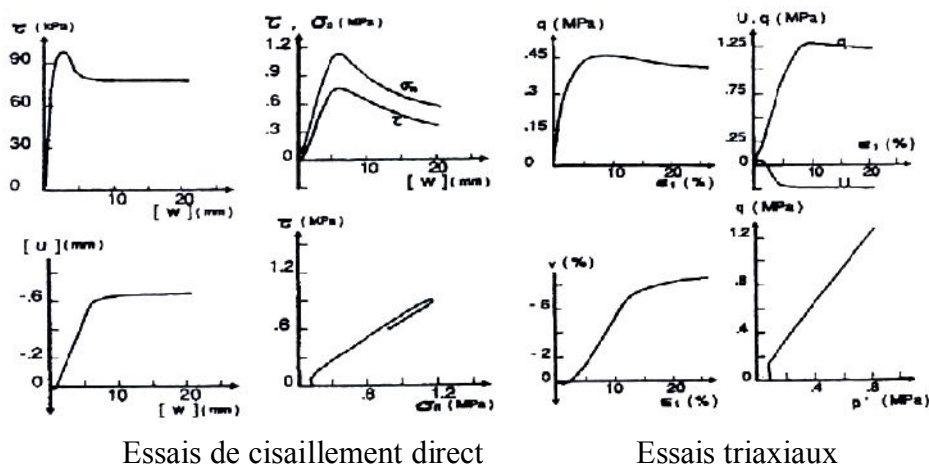
$K_n$  et  $K_t$  sont respectivement la rigidité normale et tangentielle qui peuvent être déterminées à partir des essais en laboratoire (Karabatakis et Hatzigogos 2001) suivant les équations :

$$K_n = \frac{d\sigma_n}{dU_n} \quad \text{et} \quad K_t = \frac{d\tau}{dU_t} \quad (1-9)$$

➤ **Modèle élastique parfaitement plastique** : Historiquement, la première utilisation des interfaces a concerné des analyses des joints rocheux. Pour reproduire le comportement des joints rocheux et des interfaces, la plupart des auteurs ont considéré des modèles linéaires élastiques parfaitement plastiques utilisant le critère de rupture par cisaillement de Mohr-Coulomb comme surface de charge.

➤ **Modèles élastoplastiques avec écoulement** : Divers modèles élastoplastiques avec écoulement ont été présentés dans la littérature. On considère d'abord les modèles d'interface sol-structure dans le cadre de l'élastoplasticité classique. Dans ce cas, les analyses des résultats expérimentaux dérivés de l'essai triaxial et de la boîte de cisaillement direct montrent de fortes similarités (*illustration 1.1*). De ce fait, il est clair qu'une loi de comportement d'interface peut employer la même structure que la loi qui caractérise le matériau constituant l'interface, à condition qu'une substitution adéquate des variables soit faite.

Comme conséquence de ces analogies, Boulon et Nova (1990) ont adapté pour les interfaces un modèle élastoplastique qui a été formulé auparavant pour le comportement triaxial des sables (Nova et Wood 1978).



*Illustration 1.1 : Analogies dans le comportement observées à l'essai triaxial et l'essai de cisaillement direct pour les sables (Boulon et Nova 1990)*

### b) Modèles élastoplastiques tridimensionnels

Le seul modèle dit "tridimensionnel" d'interface disponible dans la littérature est celui développé par Fakharian et Evgin (2000) en s'appuyant sur Desai et Fishman (1991). Alors que la modélisation bidimensionnelle impose l'utilisation des variables  $\tau$ ,  $\sigma_n$ ,  $u_t$  et  $u_n$ , le modèle tridimensionnel de Fakharian et Evgin considère les variables  $\tau_x$ ,  $\tau_y$ ,  $\sigma_n$ ,  $u_x$  et  $u_y$ , (*illustration 1.2*).

Le comportement élastique est décrit par la relation suivante :

$$\begin{bmatrix} d\sigma_n \\ d\tau_x \\ d\tau_y \end{bmatrix} = K \begin{bmatrix} dV^e \\ dU_x^e \\ dU_y^e \end{bmatrix} \quad \text{avec} \quad K = \begin{bmatrix} K_n & 0 & 0 \\ 0 & K_{sx} & 0 \\ 0 & 0 & K_{sy} \end{bmatrix} \quad (1-10)$$

$K_n$ ,  $K_{sx}$  et  $K_{sy}$  sont respectivement la rigidité élastique normale dans la direction  $z$ , la rigidité élastique de cisaillement dans la direction  $x$  et la rigidité élastique de cisaillement dans la direction  $y$ . Les auteurs admettent par hypothèse que les comportements élastiques normaux et tangentiels ne sont pas couplés et que  $K_{sx} = K_{sy}$ . Le modèle est basé sur la formulation bidimensionnelle de Navayogarahaj et al. (1992) mais considère en plus le cisaillement dans les deux directions du plan de l'interface.

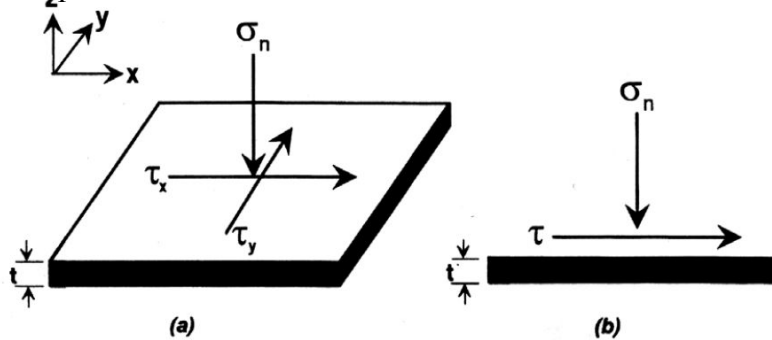


Illustration 1.2 : Contraintes agissant sur l'interface : (a) cas tridimensionnel, (b) cas bidimensionnel (Fakharian et Evgin 2000)

## • Discrétisation par éléments finis

### a) Éléments sans épaisseur

Les éléments sans épaisseur sont aussi appelés éléments joints ou "zero thickness elements". Ils ont été initialement développés par Goodman et al. (1968) présentant 4 noeuds, 8 degrés de liberté et nommés "GTB". Ces éléments ont subi plusieurs améliorations (Ghamboussi et al. 1973 ; Carol et Alonso 1983 ; Desai et al. 1984 ; Beer 1985 ; Gens et al. 1989 ; Van Langen et Vermeer 1991 ; Kaliakin et al. 1995 ; Day et Potts 1994 ; Boulon et al. 1995b ; Day et Potts 1998 ; Potts et al. 2002). Pour ces éléments, les déplacements relatifs entre les noeuds sont les principales variables de déformation. Les déplacements relatifs sont reliés aux déplacements absolus en utilisant la matrice des fonctions d'interpolation. Il s'agit d'associer à chaque noeud d'un milieu, son homologue de l'autre milieu. Une utilisation de ces éléments consiste à considérer les liaisons ressorts qui se résument à des connexions entre les noeuds opposés (Hermann 1978 ; Frank et al. 1982 ; Coutinho et al. 2003). Ces auteurs ont dédoublé les points de contact entre les deux milieux et ont muni chaque doublet de deux ressorts fictifs (l'un tangentiels, l'autre normal à la surface de contact) (illustration 1.3).

Dans ce cas, les déplacements relatifs sont exprimés en fonction des déplacements absolus, par une matrice dont tous les termes sont nuls sauf ceux qui indiquent l'existence du ressort tangentiel ou normal. Les éléments développés par Hermann sont appelés "LRH". L'élément qui combine les avantages des éléments GTB (Goodman et al. 1968) et LRH (Hermann 1978) est appelé "macro-Element" (LK1) et est constitué de deux éléments GTB (*illustration 1.4*) (Kaliakin et Li 1995).

En général, la méthode de résolution des éléments sans épaisseur consiste à appliquer une méthode d'adaptation des rigidités ; le glissement est obtenu en donnant une valeur très faible à la rigidité tangentielle si la contrainte de cisaillement franchit le seuil donné par un critère de frottement. Par ailleurs, si la contrainte normale est de traction, les deux rigidités (tangentielle et normale) sont annulées afin de rendre compte d'un décollement à l'interface.

Certains défauts associés aux éléments sans épaisseur ont été signalés, notamment en termes d'effort normal à l'interface (Sharma et Desai 1992). Le problème des points plastiques singuliers a également été abordé (Van Langen et Vermeer 1991). D'autres auteurs qui ont utilisé des éléments d'interface sans épaisseur (Day et Potts 1994, 1998), ont noté des problèmes de conditionnement numérique lorsque  $K_n$  et  $K_t$  dépassent  $100 E$  ( $E$  module d'Young du sol adjacent).

De plus, lorsqu'il y a un grand changement dans la matrice de rigidité dû à l'utilisation d'une interface non dilatante, des problèmes dans la convergence peuvent subvenir dans le cas d'une solution de type Newton-Raphson pour laquelle la matrice de rigidité élastique est considérée constante ; dans ce cas, les auteurs préconisent l'utilisation d'une rigidité élastoplastique tangente à chaque étape de l'analyse, ce qui accélérerait la convergence.

Enfin, l'utilisation des points d'intégration de Gauss peut aussi causer des problèmes numériques liés au fait que le déplacement relatif des nœuds affecte la contrainte en chaque point d'intégration qui est différent des nœuds ; ce problème peut être évité avec la méthode d'intégration de Newton Cotes où les points d'intégrations coïncident avec les nœuds. D'autre part, l'épaisseur nulle peut entraîner des singularités numériques dans le comportement de l'élément ; ceci peut être évité en lui attribuant, pour le calcul, une épaisseur très faible (Mestat 2001).

D'autres auteurs comme Schellekens et De Borst (1993) ont étendu l'approche de Goodman et al. (1968) pour formuler une interface quadrilatère pour les analyses tridimensionnelles. Enfin, Bouzid et al. (2004) ont développé un élément d'interface axisymétrique à épaisseur nulle dont la formulation est compatible avec l'élément triangulaire à 6 nœuds et rectangulaire à 8 nœuds et prend en compte l'inclinaison de l'interface.

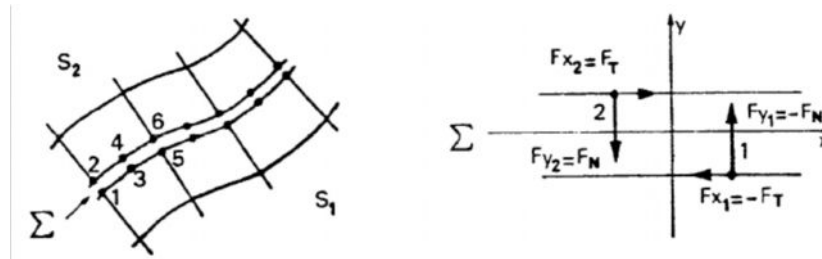


Illustration 1.3 : (a) Surface de discontinuité  
(b) Eléments d'interface à deux nœuds (Frank et al. 1982)

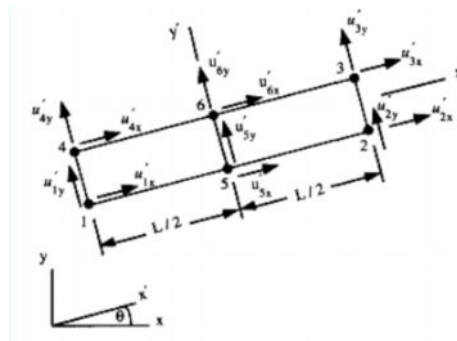


Illustration 1.4 : Élément sans épaisseur (LK1) combinant les avantages des GTB et des LRH est composé de deux éléments GTB (Kaliakin et Li 1995)

### b) Eléments couche mince

Le concept de couche mince ou "thin layer element" a été abordé par Desai et al. (1984) qui ont considéré que la réponse de l'interface devrait être traitée par un modèle constitutif approprié. La formulation de l'élément type couche mince est basée sur l'hypothèse que l'interface peut être remplacée par un élément de massif équivalent avec une petite épaisseur et une loi constitutive spéciale.

L'utilisation de l'élément couche mince est longuement traité dans la littérature (Pande et Sharma 1979 ; Zaman 1985 ; Desai et Ma 1992 ; Sharma et Desai 1992 ; Hohberg et Schweiger 1992 ; Ng et al. 1997 ; De Gennaro 1999 ; Karabataki et Hatzigogos 2001 ; De Gennaro et Frank 2005). Le problème de contact est modélisé en utilisant des éléments finis de massif isoparamétriques (illustration 1.5).

Dans le cas bidimensionnel, les éléments type couche mince isoparamétriques les plus classiques sont à 8 nœuds, et ont pour degrés de liberté les déplacements relatifs entre le sol et la structure. L'élément représente quatre points d'intégration de Gauss. Une approche de type couche mince est adoptée par Frank et al. (1982) associant à l'élément un modèle de comportement élastoplastique parfait avec un critère orienté dans une direction  $\alpha$ . La direction des discontinuités  $\alpha$  est imposée et elle est constante (illustration 1.6 a).

Le critère de plasticité adopté est celui de Mohr-Coulomb. Ce critère relie à la rupture ; la contrainte normale  $\sigma_n$  et la contrainte tangentielle  $\tau$  de l'élément d'interface. Ces deux composantes sont obtenues en accord avec les formules (1-11) et (1-12), en écrivant les vecteurs contraintes et déformations dans le repère local en fonction des contraintes et déformations dans le repère global. D'autres auteurs ont considéré cette approche pour simuler l'interface (Sharma et Desai 1992 ; De Gennaro 1999 ; De Gennaro et Frank 2005).

$$\begin{bmatrix} \sigma_n \\ \tau \end{bmatrix} = T_\sigma \begin{bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{12} \end{bmatrix} \quad \text{avec} \quad T_\sigma = \begin{bmatrix} \sin^2\alpha & \cos^2\alpha & -2 \sin\alpha \cos\alpha \\ -\cos\alpha \sin\alpha & \cos\alpha \sin\alpha & \cos^2\alpha - \sin^2\alpha \end{bmatrix} \quad (1-11)$$

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_n \\ \gamma_t \end{bmatrix} = T_t \begin{bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{12} \end{bmatrix} \quad \text{avec} \quad T_t = \begin{bmatrix} \sin^2\alpha & \cos^2\alpha & -\sin\alpha \cos\alpha \\ -2 \cos\alpha \sin\alpha & 2 \cos\alpha \sin\alpha & \cos^2\alpha - \sin^2\alpha \end{bmatrix} \quad (1-12)$$

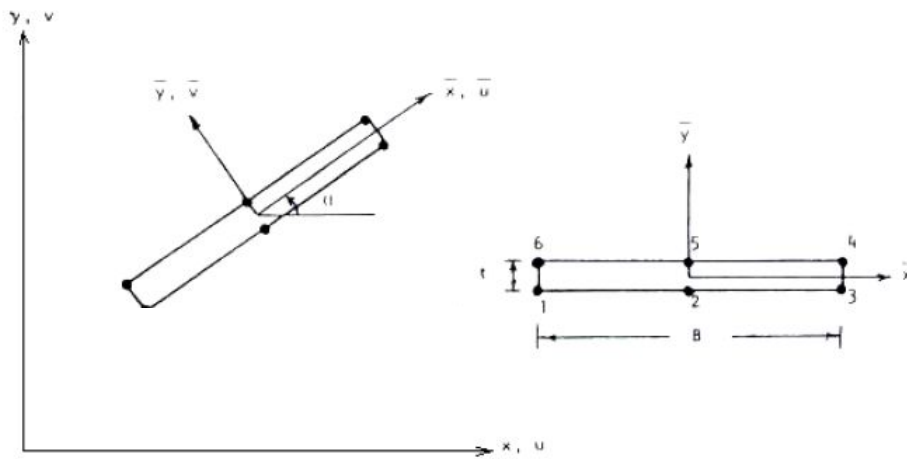


Illustration 1.5 : Élément couche mince à 6-nœuds (Sharma et Desai 1992).

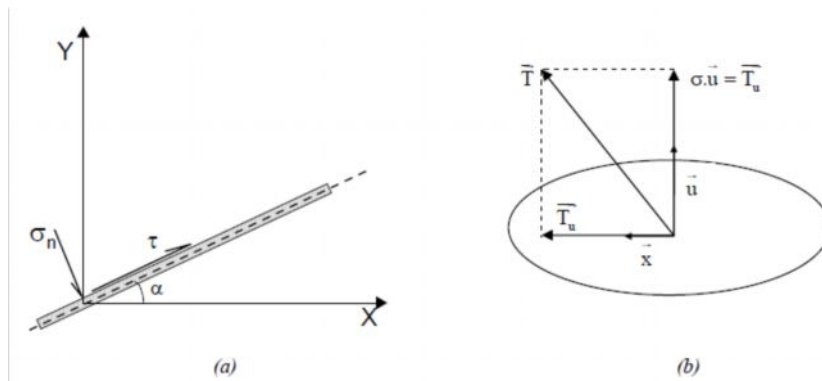
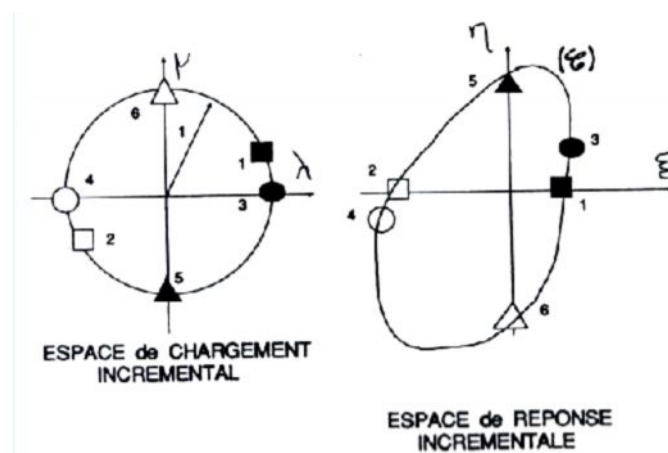


Illustration 1.6 : Critère orienté utilisé pour l'interface couche mince (a) cas bidimensionnel (b) cas tridimensionnel (Frank et al. 1982).

### • Modèles incrémentaux

Les modèles incrémentaux dont le principe d'obtenir la réponse incrémentale à un chargement incrémental quelconque par interpolation rhéologique à partir d'un ensemble de sollicitations définies expérimentalement et formulées analytiquement par l'intermédiaire de fonctions d'interpolation (Boulon 1988 ; Boulon 1989 ; Boulon 1991 ; Garnica-Anguas 1993 ; Rouainia et al. 1992). Dans l'espace des sollicitations incrémentales ( $\lambda$ ,  $\mu$ ), tous les chemins possibles sont les points du cercle unité (*illustration 1.7*).



Chemins Expérimentaux  
(essais élémentaires)

- |   |   |
|---|---|
| 1 | Contrainte normale constante, en charge   |
| 2 | Contrainte normale constante, en décharge |
| 3 | Volume constant, en charge                |
| 4 | Volume constant, en décharge              |
| 5 | Pseudo-odomètre, en charge                |
| 6 | Pseudo-odomètre, en décharge              |

*Illustration 1.7 : Chargement incrémental et réponse incrémentale (Boulon 1991).*

## 1.3 Etude en laboratoire de l'interaction sol-structure

L'approche de l'interface par un milieu fictif ou réel auquel on associe une loi de comportement nécessite des études expérimentales de caractérisation mécanique selon les types de matériaux en contact. Depuis le début de l'utilisation des éléments joints dans le calcul des structures, des appareils plus ou moins sophistiqués ont été conçus pour mieux décrire le comportement des interfaces.

La plupart des travaux expérimentaux développés dans ce cadre portent sur le cisaillement entre un sol et une structure (béton, acier, bois ... etc.). Ainsi, la boîte de cisaillement direct de Casagrande, modifiée [Potyondy, Wernick, Plytas, Desai, ... etc.], fut le premier outil utilisé dans ce domaine. Or ce type d'appareils présente en effet plusieurs inconvénients.

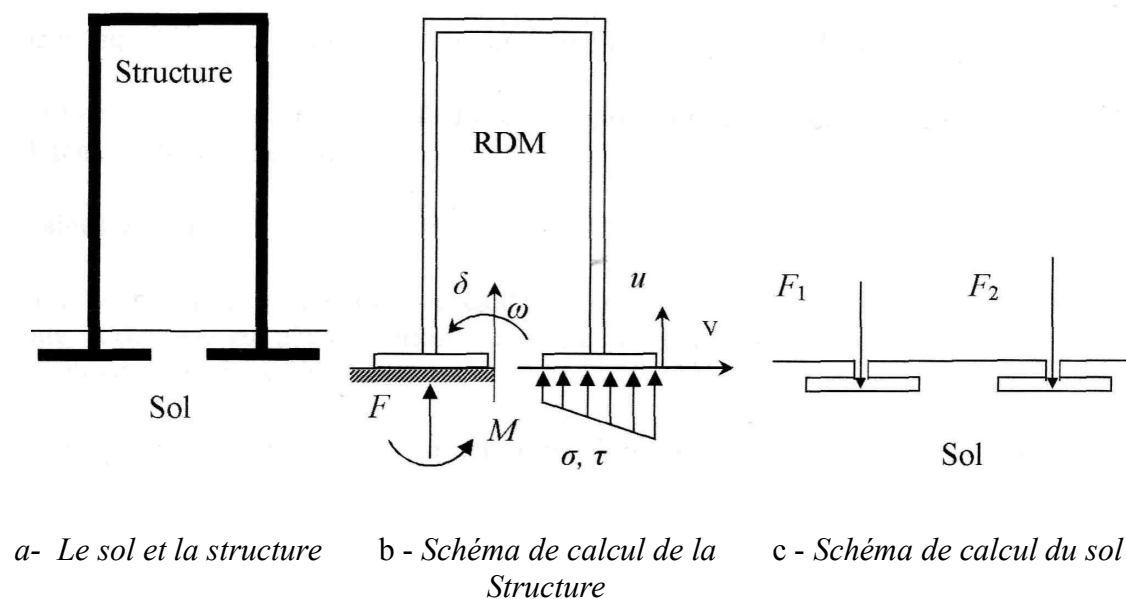
Citons par exemple les conditions aux limites imposées par les parois de la boîte ; elles n'imposent pas au sol une déformation uniforme. Pour éviter ces défauts, de nombreux chercheurs ont conçu de nouveaux appareils. Ils appartiennent à l'une des catégories suivantes.

- *Appareil de cisaillement simple* : type NGI, ou type Uesughi et Kishida.
- *Appareil de cisaillement par torsion* : type Hunger, type Yoshimi et Kishida ; ou type Lade, Karchaffi, Chéhade.
- *Appareil de cisaillement axisymétrique (arrachement)* : Brumund et Leonards.

## 1.4 Quelques exemples de l'interaction sol-structures

### 1.4.1 Modélisation d'un bâtiment sur fondations superficielle

La démarche de modélisation des interfaces peut être illustrée par un exemple simple d'un portique reposant sur des fondations superficielles sur un massif de sol à surface horizontale (*illustration 1.8*).



*Illustration 1.8 : Analyse du comportement d'un ouvrage simple : point de vue de la structure et point de vue du sol.*

- **Calcul de la structure (Théorème de Winkler et Zimmermann) :**

L'étude de la structure de l'ouvrage, qui utilise les outils de la résistance des matériaux, a besoin de conditions aux limites au contact avec le sol (*illustration 1.8.b*). Les conditions les plus simples consistent en des conditions d'appui (appui simple, rotule, encastrement) sur la surface du sol, supposée fixe. Ce type d'appui est suffisant pour l'étude des structures isostatiques, où les déformations (limitées) d'un appui ne perturbent pas la répartition des efforts dans la structure. Pour les structures dont les efforts internes dépendent des déformations (structures hyperstatique), il est indispensable d'évaluer la réponse du sol sous les charges appliquées, en tenant compte du déplacement (et de la déformation) de l'interface.

Ce besoin de faire varier l'effort de contact en fonction du déplacement a d'abord été traité dans un cadre linéaire, en utilisant la théorie de Winkler et Zimmermann, parfois appelée *théorie de déformations locales*, dans laquelle la force de contact  $F$  par unité de surface  $S$  est proportionnelle au déplacement  $\delta$  par un facteur  $k$  appelé *coefficient de réaction* et de dimension  $[\text{kN/m}^3]$  :

$$F/S = k \cdot \delta \quad (1-13)$$

Une variation de cette approche consiste à écrire localement la proportionnalité de la pression de contact  $p$  et du déplacement  $\delta$ , ce qui permet de calculer les efforts dans la fondation superficielle en tenant compte de la déformation de l'interface :

$$P = k \cdot \delta \quad (1-14)$$

Ultérieurement, pour améliorer la qualité de ce modèle de calcul en tenant compte de la limitation des pressions que peut supporter le sol, le modèle de Winkler a été remplacé par un modèle *élastoplastique* de la forme :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \delta = \frac{p}{k} & \text{pour } p < p_{max} \\ \delta \text{ quelconque} & \text{pour } p = p_{max} \end{array} \right. \quad (1-15)$$

Dans laquelle la pression  $p_{max}$  est le seuil de plasticité parfaite du sol.

Différents travaux ont été effectués pour intégrer les effets de temps (consolidation, fluage) dans ce modèle de calcul.

- **Calcul du sol :**

Pour le mécanicien des sols, le calcul de l'interaction sol-structure a une allure toute différente ; l'ouvrage est une condition à la limite appliquée au massif de sol (*illustration 1.8.c*), qui peut prendre deux formes principales :

- Pression uniforme sur une surface (fondation souple) ;
- Force appliquée sur une surface à déformation uniforme (translation ou rotation) pour une fondation rigide.

Compte tenu de cette condition d'interaction, qui tient en compte du mode de déformation de la structure (rigidités relatives du sol et de l'ouvrage), et des autres conditions initiales et aux limites, on exécute alors les calculs classiques de stabilité et de déformation du massif de sol.

Chacun à leur façon, le calcul de la structure et le calcul du massif de sol tenant en compte d'une façon détaillée de leur objet propre et d'une façon plus approximative, des propriétés de l'autre milieu. Les progrès récents de la modélisation numérique des sols et des structures permettent en théorie de décrire simultanément de façon également détaillée le sol et la structure et de déterminer globalement les efforts et les déformations de chaque matériau. Néanmoins, de tels calculs sont encore très rares et il est important de garder à l'esprit que les calculs courants comportent une description simplifiée de l'interaction.

#### **1.4.2 Fondation superficielle construite à proximité d'un ouvrage souterrain**

Sous de nombreux sites existent des cavités naturelles, des anciennes carrières, des canalisations, des galeries de mines ou encore des tunnels, ... etc. Les fondations construites de tels sites posent donc des problèmes géotechniques particuliers.

De façon logique, la capacité portante du sol diminue lorsqu'une cavité est située près de la fondation (*illustration 1.9*). Des calculs par éléments finis en déformation plane ont montré que cette influence disparaît lorsque la profondeur  $D$  (distance de la surface au centre de la cavité) est supérieure à une profondeur critique, estimée à environ 5 fois le diamètre de la cavité.

Lorsque la cavité est située au-dessus de la profondeur critique, la capacité portante dépend de divers facteurs comme la géométrie de la fondation, sa profondeur d'encastrement, la nature du sol et les dimensions, l'orientation et la position de la cavité.

A partir de calculs aux éléments finis, Wood et Larnach (1985) ont ainsi décrit une zone d'influence sur la capacité portante en fonction de la cavité sous la fondation : à l'intérieur de cette zone, la présence de la cavité affecte la capacité portante (*illustration 1.9*). D'autres calculs par éléments finis ont mis évidence que la forme de la cavité (circulaire, carrée, rectangulaire ou hexagonale) a une influence relativement minime sur la capacité portante, pourvu que la surface globale de la cavité soit du même ordre de grandeur.

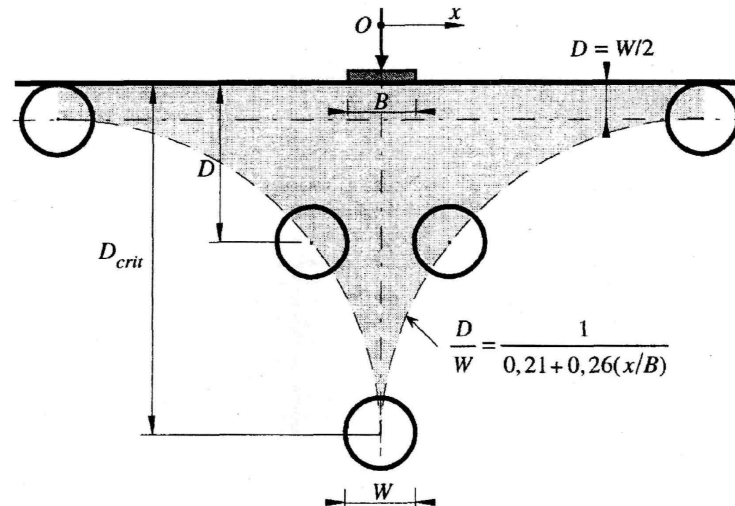


Illustration 1.9 : Interaction entre une semelle filante et une cavité symbolisée par un cercle (en différentes positions)  $D$  d'après Wood et Larnach (1985).

### 1.4.3 Interaction sol-soutènement

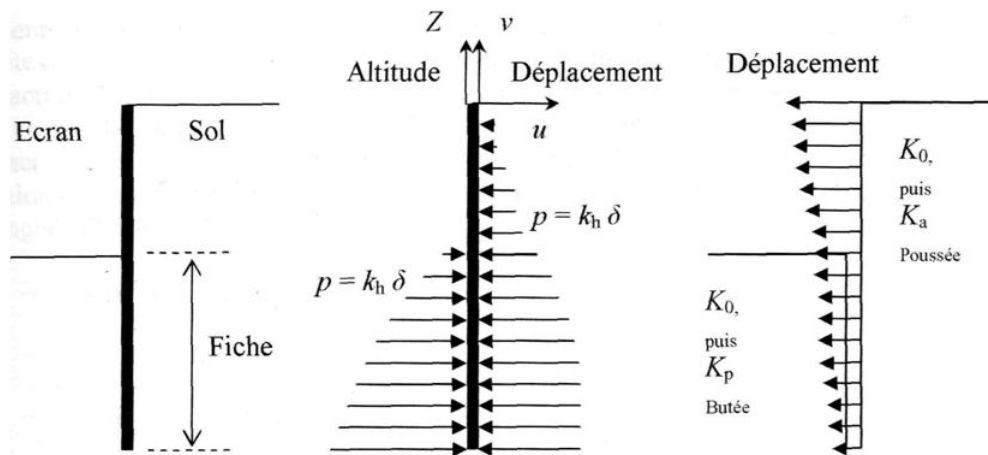
On peut faire des commentaires analogues sur le calcul des ouvrages de soutènement, et de façon générale, sur tous les calculs où du béton ou du métal sont en contact avec le sol. Ainsi, pour les rideaux de palplanches ou parois moulées devant lesquels une excavation est réalisée (illustration 1.10.a), coexistent une approche de type calcul des structures et une approche de type mécanique des sols. Pour le calcul des structures, le sol en contact avec l'écran est réduit à un coefficient de réaction  $k$  (et dans certains cas, une pression limite) (illustration 1.10.b), ce qui permet de calculer les efforts (effort tranchant, effort normal et moment fléchissant) dans la structure en fonction de  $k$  et des conditions aux limites du problème. Le calcul se réduit alors à la résolution d'une équation différentielle du quatrième ordre du déplacement  $u(z)$ , de la forme :

$$\frac{d^4 u}{dz^4} = k \cdot u(z) \quad (1-16)$$

Que l'on résout pour des conditions aux limites adaptées (point fixe imposé par un tirant ou un butons, encastrement à la base ou en tête, ... etc.). Cette fois aussi, la pression de contact, dont on peut choisir l'inclinaison, peut être limitée aux pressions limites de poussée ou de butée, qui résultent de l'analyse du fonctionnement mécanique du massif de sol.

Si l'on aborde le calcul des écrans de soutènement du point de vue du sol, l'écran lui-même est traité comme une condition à la limite, qui se réduit en fait à une hypothèse sur le sens de déplacement de l'écran par rapport au sol (illustration 1.10.c). Cette hypothèse permet de définir les parties du sol en état de butée et en état de poussée et, moyennant une hypothèse sur l'inclinaison des forces de contact, de calculer les efforts appliqués sur l'écran par le sol.

Ce calcul sert à vérifier l'équilibre général de l'écran, indépendamment de son dimensionnement interne, à déterminer sa fiche et, si nécessaire, à calculer la répartition des efforts dans l'écran.



a- Le sol et la structure    b - Schéma de calcul de la structure    c - Schéma de calcul du sol

*Illustration 1.10 : Analyse du comportement d'un écran de soutènement : point de vue de la structure et point de vue du sol.*

L'idéal serait bien sûr de calculer simultanément les efforts et les déformations dans le sol et dans l'écran, sous les charges de service, en recourant le moins possible aux coefficients de réaction, qui ne sert pas des caractéristiques mécaniques intrinsèques des sols. Néanmoins, cette perspective reste éloignée et les deux approches de l'interaction sol-structure devront encore coexister en respectant les caractéristiques essentielles de chacun des matériaux en contact.

**Mouvement du sol autour d'une excavation** : la diminution des contraintes totales pendant une excavation et la mise en place du soutènement entraînent des mouvements du sol vers la fouille (déplacements latéraux généralement confinés par l'ouvrage), des tassements en surface derrière le soutènement, une déformation du soutènement et un soulèvement du fond de fouille. Les principaux facteurs qui affectent les mouvements d'un sol et de son système de soutènement sont, d'après Clough et Schmidt (1977) :

- la nature et les propriétés des sols ;
- la forme et la profondeur de l'excavation ;
- le type de soutènement, sa rigidité et son degré d'encastrement ;
- la méthode de construction du soutènement, la durée et le phasage des travaux ;
- l'intensité des surcharges d'exploitation et la présence de structures voisines ; les conditions météorologiques.

#### 1.4.4 Interaction sol-tunnel

Le fonctionnement du soutènement (son niveau de chargement, notamment) dépend de sa géométrie (forme, épaisseur), de ses caractéristiques mécaniques (résistance, déformabilité, évolution dans le temps, comportement d'interface avec le massif), des interactions entre les éléments qui le composent (joints, interaction entre des voussoirs ou avec des renforcement), de sa vitesse de mise en place et de ses conditions d'utilisation (effets thermiques, surcharges, interactions diverses avec l'environnement). Le mode d'interaction sol-soutènement-revêtement conditionne la loi de transmission des efforts normaux et tangentiels le long de la surface de contact. La rigidité du soutènement a notamment une influence importante sur leur intensité. En fonction du chargement transmis au soutènement, quatre modes de fonctionnement peuvent être distingués :

- travail en compression ;
- travail en flexion ;
- travail en membrane ;
- poinçonnement.

Les modes les plus courants sont les fonctionnements en compression et en flexion. Les types de rupture sont essentiellement l'écrasement, le poinçonnement et la fissuration (pour le béton projeté). Au niveau de la modélisation, trois hypothèses différentes peuvent être faites concernant la nature du contact entre le sol et un soutènement (contact longitudinal pour le béton projeté, contact radial pour des boulons ou des cintres) :

- Continuité complète du soutènement (ou du revêtement) et du massif,
- Glissement avec frottement ou glissement parfait, sans décollement du massif par rapport au soutènement ;
- Glissement avec frottement ou glissement parfait, et décollement du massif par rapport au soutènement.

Le choix est fait en fonction du problème traité (nature du terrain et du soutènement) et surtout de la connaissance de l'interaction. Si cette connaissance n'est pas disponible, il est d'usage de considérer les deux cas extrêmes : l'état collé (continuité parfaite) et l'état de glissement parfait avec possibilité de décollement. Chacune de ces hypothèses peut avoir une influence importante sur les résultats, car les contraintes et les déformations du soutènement dépendent surtout du mode de construction adopté. Bien que les conditions de calcul soient plus faciles dans le cas de l'adhérence parfaite, cette hypothèse correspond très rarement à la réalité du contact entre le soutènement et le massif de sol ou de roche. Le frottement est en général représenté par le critère de Mohr-Coulomb, caractérisé par une cohésion et un angle de frottement.

## 1.5 Synthèse

Trois éléments principaux ressortent lorsque l'interaction sol-structure est discutée :

- L'effet d'action du sol sur la structure dépend du déplacement de cette dernière. En fonction de ce déplacement, le sol se situe entre un état actif et un état passif.
- La compatibilité cinématique entre le sol et la structure, de l'état de service à l'état limite ultime, constitue une condition indispensable pour garantir la prise en compte correcte des phénomènes interaction sol-structure.
- La déformation de la structure provoque des effets dans le sol qui peuvent soulager la structure. Certaines zones du sol se relaxent et d'autres mobilisent au contraire une résistance supplémentaire. Cela traduit la grande capacité de redistribution de contraintes dans ce type de systèmes structuraux. La rigidité relative entre le sol et la structure dicte ces mécanismes.

Ces principes sont connus depuis les travaux de Terzaghi et apparaissent clairement dans les normes actuelles ou les ouvrages de référence. Cependant, certaines méthodes et théories utilisées aujourd'hui pour analyser les structures liées au sol ne satisfont que partiellement ces principes. Ceci s'explique en grande partie par la complexité des problèmes à résoudre mais aussi par le développement séparé des domaines des structures et de la mécanique des sols appliquée.

Les méthodes d'analyse à disposition aujourd'hui permettent de reproduire de manière représentative les mécanismes d'interaction sol-structure. Le niveau de sophistication apporté à la structure et au sol est pourtant rarement identique. Des hypothèses trop simplificatrices sont en effet souvent choisies pour la structure, admise par exemple linéaire élastique, ou au contraire pour le sol, modélisé par exemple par des ressorts élastiques. Cet état est probablement aussi la conséquence du développement historique séparé des domaines des structures et de la mécanique des sols.

# **CHAPITRE 2**

**La pratique des éléments finis en géotechnique**

## 2.1 Introduction

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques de la résistance des matériaux, l'ingénieur a recours aux méthodes qui lui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes. Conditionnée par les progrès effectués dans le domaine informatique et les acquis des mathématiques dans la théorie de l'énergie, des méthodes de projection et des méthodes d'approximation, la méthode des éléments finis est devenue éventuellement la plus performante des méthodes numériques vu son grand champ d'application où elle est utilisée dans de nombreux secteurs de l'industrie : aérospatiale, nucléaire, génie civil, construction navale, mécanique, technique off-shore, ...etc.

La méthode des éléments finis est donc une technique récente à caractère pluridisciplinaire car elle met en œuvre les connaissances de trois disciplines de base :

1. La mécanique des structures : élasticité, résistance des matériaux, dynamique, plasticité,...etc.
2. L'analyse numérique : méthodes d'approximations, résolution des systèmes linéaires, des problèmes aux valeurs propres,... etc.
3. L'informatique appliquée : techniques de développement et de maintenance de grands logiciels.

## 2.2 Historique

L'histoire de la MEF a commencé en 1819, quand Navier définit une méthode d'étude des systèmes hyperstatiques basés sur l'application des conditions d'équilibre et de compatibilité, puis Maxwell en 1864 et Castigliano en 1878 établissent d'une façon complète les théorèmes de l'énergie. Au début du 20<sup>ème</sup> siècle, des résultats fondamentaux dans le domaine des méthodes d'approximation ont été établis les bases en effectuant une discrétisation spatiale du domaine tout en utilisant les méthodes d'approximation vibrationnelles. En 1955, Argyris présente une approche unifiée des méthodes des déplacements et des forces, l'année suivante Turner et Clough publient une présentation systématique de la méthode des déplacements. Ces deux publications sont particulièrement importantes et représentent véritablement le début de la MEF comme technique de calcul des structures complexes.

## 2.3 Concepts de base de la méthode aux éléments finis

La modélisation par la méthode aux éléments finis se base sur la discrétisation du milieu étudié pour résoudre les équations différentielles qui régissent son comportement. La démarche consiste dans un premier temps à construire un maillage prenant en compte les différents éléments du système, puis à choisir les lois de comportement pour chaque matériau et enfin à résoudre le problème numériquement.

La méthode aux éléments finis permet de reproduire l'interaction entre le sol et la structure de façon réaliste. La compatibilité cinématique et statique entre le sol et la structure est implicitement vérifiée si la structure et le sol sont considérés dans l'analyse et si leur interface est modélisée par des éléments de contact adaptés.

La représentativité de la modélisation de l'interaction sol-structure dépend néanmoins des lois de comportement choisies pour le sol et pour la structure. Il convient donc de choisir un niveau de précision comparable pour la structure et pour le sol qui permette de reproduire les phénomènes et les mécanismes principaux. La modélisation du sol par une loi détaillée alors que la structure est admise linéaire élastique (ou l'inverse) peut conduire à des résultats totalement faux.

La MEF est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées. Elle nécessite un grand nombre de calculs qui, cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique.

## 2.4 Calculs par la MEF

La méthode aux éléments finis est théoriquement, la plus satisfaisante puisqu'elle permet la modélisation des problèmes géotechniques complexes.

Elle nécessite :

- La définition de la géométrie du problème, pour que les frontières du calcul n'influencent pas sur les résultats.
- Le choix d'une loi de comportement du sol, de type Mohr-Coulomb, Cam-Clay, ... etc.
- Les caractéristiques des ouvrages et des éléments d'interface pour introduire l'interaction sol-structures et les conditions hydrauliques.
- L'état initial des contraintes et des pressions interstitielles.

Elle permet :

- D’effectuer les calculs d’écoulement.
- De simuler toutes les phases de travaux.
- De prendre en compte les variations des caractéristiques : des ouvrages, des couches de terrain.

Les sorties fournissent pour les ouvrages sont :

- Les déplacements des ouvrages.
- Les sollicitations internes des ouvrages.

Et pour le sol :

- Les déplacements du sol.
- Les déformations du sol.
- Les contraintes totales et effectives dans le sol.
- Les pressions interstitielles.

Et donc la possibilité d’étudier l’interaction de l’exécution d’un écran sur des ouvrages existants.

Parmi les principaux logiciels utilisés :

1. CESAR (LCPC) : Logiciel 2D ou 3D, spécialement utilisé pour les tunnels.
2. PLAXIS (logiciel hollandais développé par l’équipe du Pr. Vermeer) : logiciel 2D dédié à la géotechnique. Dans ce travail ; Plaxis est utilisé.

## **2.5 Présentation de Plaxis**

L’analyse des projets géotechniques est possible grâce aux nombreux codes des éléments finis. (ex : Plaxis). L’ingénieur ayant de l’expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses permettent le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Il sait que le jargon éléments finis est parfois rebutant-il souhaiterait ne pas avoir à intervenir sur la numérotation des nœuds, des éléments, sur certains choix réservés au numéricien. Il voudrait disposer du code sur le PC gérant sa bureautique et sa technique quotidiennes, afin de faire une étude paramétrique des problèmes délicats. Il exige avant tout que ses journées ne soient pas encombrées par de laborieuses entrées de données et interprétations de fichiers.

### 2.5.1 Le logiciel Plaxis

Le code éléments finis Plaxis représente certainement un optimum actuel sur le plan scientifique et pratique. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élastoplasticité (5 paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles, doté des méthodes de résolution, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique. Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options simplifiées (initialisation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller au but (prévoir le comportement d'un ouvrage).

### 2.5.2 Le système d'options du code Plaxis

- **Le Maillage:** l'opérateur peut bien entendu de spécifier un maillage très détaillé, mais si seules les grandes lignes de celui-ci importe de détail des éléments, agencé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de nœuds, avec un contrôle permanent à l'écran.
- **Les conditions aux limites en déplacement:** si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra spécifier les subtilités d'une manière précise (le vecteur déplacement est nul à la base du domaine étudié, et le vecteur déplacement horizontal est nul sur ses faces latérales), l'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir du menu avec un contrôle immédiat du résultat à l'écran.
- **Les contraintes initiales dues au poids des terres:** peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre. Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état  $K_0$  donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre  $K_0$  et les autres caractéristiques mécaniques).

Le menu permet alors, par un changement fictif nul, de rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après application de la gravité. L'option  $K_0$  est particulièrement intéressante dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale.

- **Les pressions interstitielles:** ont été l'objet d'un soin particulier dans Plaxis pour qui souhaite faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles, Mais bien sûr, cette opération demande du temps (d'opérateur et de machine).
- **Le coefficient de sécurité:** c'est une notation très importante en géotechnique, puisqu'il résume en une seule information une qualité considérable de données, supposant une réduction proportionnelle de la résistance mécanique des matériaux impliqués, ce qui ne constitue pas un état réel de rupture. C'est la même approche, adaptée aux éléments finis élastoplastiques, qui préside à l'évaluation du coefficient de sécurité dans Plaxis.

Un calcul par éléments finis fournit une masse imposante de résultats ; résultats directement utiles au projecteur : déplacements, contraintes, pressions interstitielles à un stade donné du chargement, et des résultats plus mathématiques concernant le déroulement du processus de calcul proprement dit. L'ensemble de ces résultats est accessible, selon que l'on est intéressé par l'un ou l'autre aspect.

## 2.6 Les modèles de comportements intégrés dans Plaxis

### 2.6.1 Introduction

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux ; depuis le modèle élastique plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans les calculs par éléments finis. La modélisation par éléments finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte du comportement réel du sol.

Deux difficultés majeures ont empêché la réalisation complète de ce schéma ; d'une part les lois de comportement qui décrivent bien le comportement des sols sont complexes et demandent, pour la détermination des paramètres qu'elles contiennent, des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie même complexe. La validation des lois de comportement a fait l'objet, dans les années 80 de plusieurs ateliers pour comparer les réponses des différents modèles sur différents chemins de sollicitation (colloque de Villard de l'an (1984), colloque de Cleveland (1987)...).

La seconde difficulté a été l'intégration de ces lois de comportement dans des codes de calcul par éléments finis, bi ou tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels actuellement, avec des lois sophistiquées. Le coût de ces calculs est généralement important.

La démarche suivie dans le développement du code Plaxis est différente. Un des objectifs de ce code est de fournir à l'utilisateur un code d'élément finis, permettant de traiter des problèmes géotechnique réels, dans un délais raisonnable en utilisant des modèles de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminé à partir d'une étude géotechnique normale. Dans ce sens, Plaxis peut apparaître comme une « règle de calcul » de l'ingénieur géotechnicien. Les modèles de comportement utilisés dans Plaxis sont :

### 2.6.1.1 Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique utilisé dans Plaxis est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement  $G$  et le coefficient de poisson  $\nu$ , l'avantage de  $G$  est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ( $G_v = G$ ), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module de Young non drainé est supérieur au module de Young drainé.  $G$  est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques. On passe de  $G$  à  $E$  par la relation :

$$E = 2 G (1 + \nu) \quad (1-1)$$

Le modèle élastique de Plaxis peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol.

### 2.6.1.2 Le modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb demande la détermination de cinq paramètres. Les deux premiers sont  $E$  et  $\nu$  (paramètres d'élasticité). Les deux autre sont  $c$  et  $\phi$  respectivement, la cohésion, l'angle de frottement et l'angle de dilatance  $\psi$ . Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires.

#### a) le module de Young

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de Young varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module de déformation est constant. Ce module nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module « moyen », par exemple celui correspondant à un niveau de 50 % du déviateur de rupture (*illustration 2.1*).

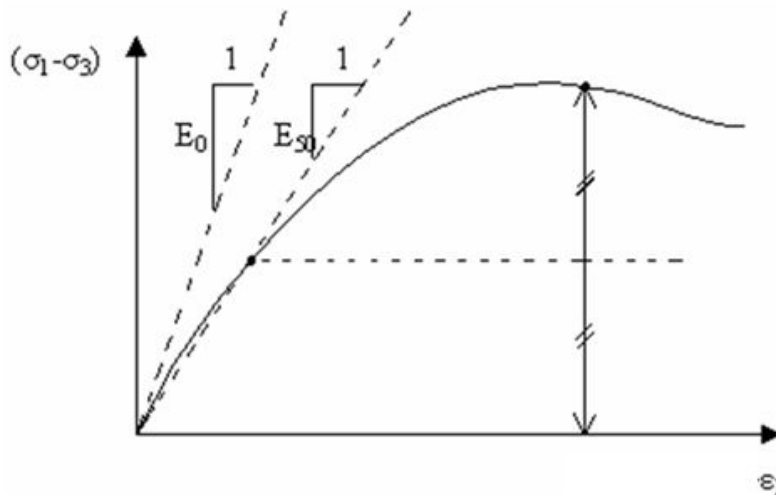


Illustration 2.1 : Définition du module à 50 % de la rupture.

### b) Le coefficient de poisson

On conseille une valeur de 0.2 à 0.4 pour le coefficient de poisson. Pour des sols incompressibles, le coefficient de poisson s'approche de 0.5 sans que cette valeur soit utilisable.

### c) L'angle de frottement

Plaxis ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement « de pic » soit l'angle de frottement de palier.

### d) La cohésion

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0.2 à 1.0 kPa) pour des raisons numériques. Pour les analyses en non drainé avec  $\phi_u = 0$ , Plaxis offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisée avec le paramètre C-depth.

### e) L'angle de dilatance

Le dernier paramètre est l'angle de « dilatance » noté  $\psi$  ; c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$$\Psi = \varphi - 30^\circ \quad \text{pour } \varphi > 30^\circ \quad (1-2)$$

$$\Psi = 0 \quad \text{pour } \varphi < 30^\circ$$

- Les cas où  $\psi < 0$  correspondent à des sables très lâches.
- La valeur  $\psi = 0$  correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faible ou moyenne sous contraintes assez fortes.

### 2.6.1.3 Modèle de sol avec écouissage (Hardening Soil Model (HSM))

Le modèle de comportement du sol avec écouissage (HSM) a pour objet d'améliorer le modèle de Mohr-Coulomb sur différents points, il s'agit essentiellement :

- De prendre en compte l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente : les courbes oedométriques en contraintes-déformations ne sont pas des droites.
- De prendre en compte l'évolution non linéaire du module de déformation lorsque le cisaillement augmente ; le module  $E_{50}$  n'est pas réaliste ; il y a une courbure des courbes effort-déformation avant d'atteindre la plasticité.
- De tenir compte de la dilatance qui n'est pas indéfinie.

On pourrait dire que ce modèle est un dérivé du modèle hyperbolique de Duncan-Chang car il en reprend et améliorant les formulations hyperboliques des courbes effort-déformation.

#### a) Courbes effort-déformation

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} \quad \text{Pour } a < q_f \quad (1-3)$$

$$\text{Et avec } q_f = (c \cot \varphi - \sigma'_3) \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad \text{et } q_a = q_f / R_f \quad (1-4)$$

#### b) Les modules

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left( \frac{c \cot \varphi - \sigma'_3}{c \cot \varphi + P^{ref}} \right)^m \quad \text{avec } P^{ref} = 100 \text{ kPa} \quad (1-5)$$

Le paramètre  $R_f$  est analogue à celui introduit par Duncan.

Pour la décharge on prend :

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left( \frac{c \cot \varphi - \sigma'_3}{c \cot \varphi + P^{ref}} \right)^m \quad (1-6)$$

L'illustration 2.2 redonne ces définitions :

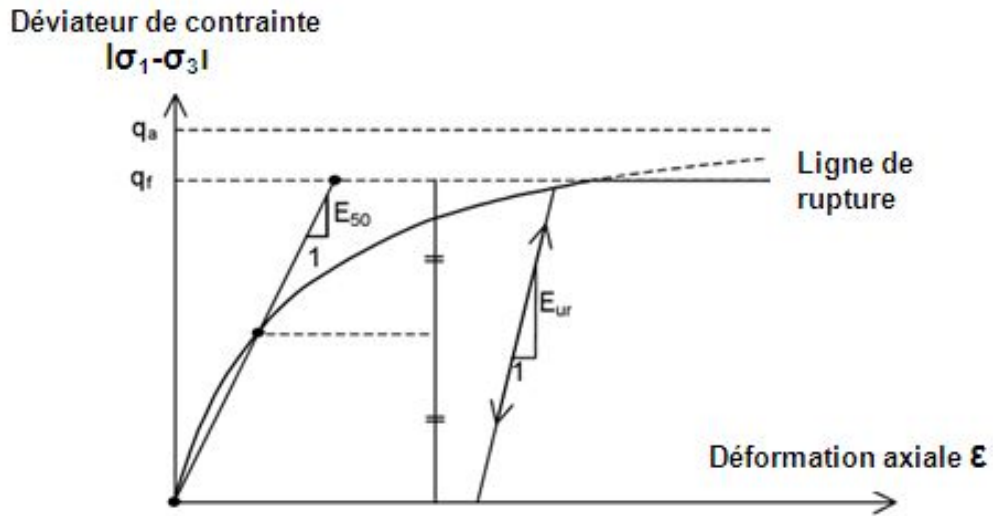


Illustration 2.2 : Représentation du Hardening Soil Model dans le repère contrainte- déformation

**c) La surface de charge**

En fonction du paramètre d'écroutissage, on obtient alors dans le plan q-p la forme des surfaces de charge (illustration 2.3). Contrainte effective moyenne

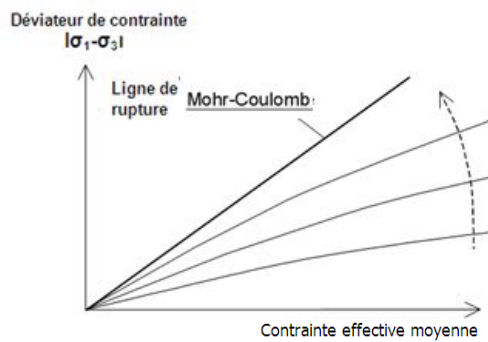


Illustration 2.3 : Forme de surfaces de charge HSM.

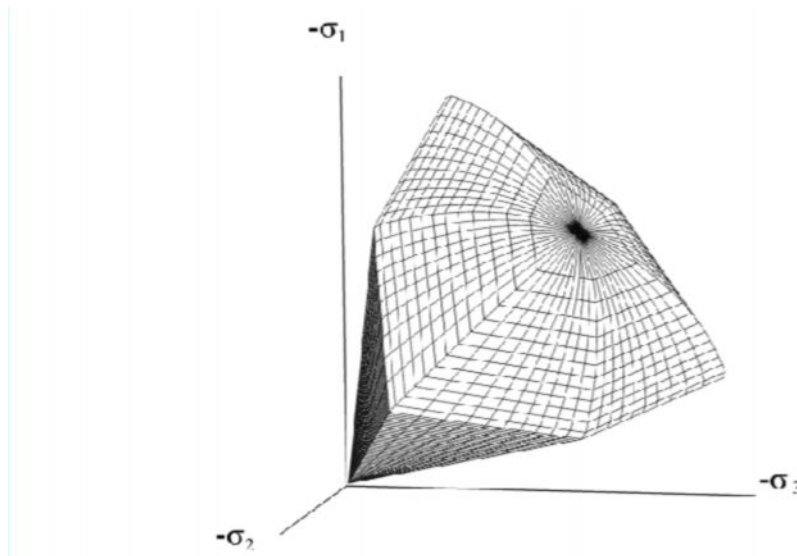


Illustration 2.4 : Surface de rupture pour le Hardening Soil Model ; cas d'un sol non cohérent

**-Paramètres de Mohr-Coulomb**

C : Cohésion (effective)	[KN/m <sup>2</sup> ]
φ : Angle de frottement effectif	[°]
ψ : Angle de dilatance	[°]

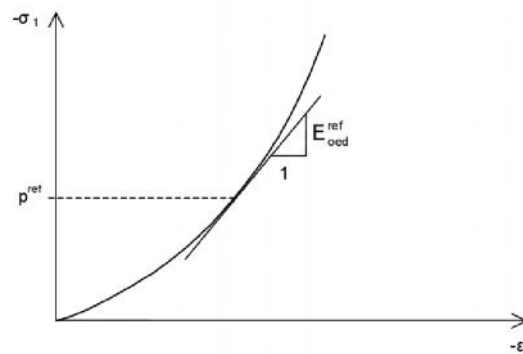
**-Paramètres de rigidité**

$E_{50}^{ref}$ : Module sécant dans un essai triaxial	[KN/m <sup>2</sup> ]
$E_{oed}^{ref}$ : Module sécant dans un essai oedométrique	[KN/m <sup>2</sup> ]
m : Puissance (environ 0.58 pour les sables)	[-]

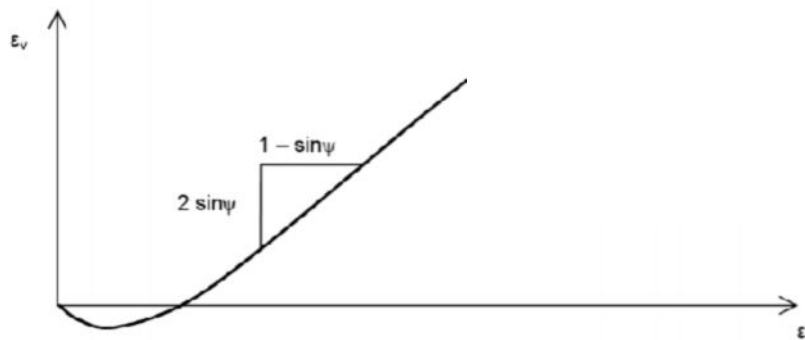
**-Paramètres avancés**

$E_{ur}^{ref}$ : Module en décharge (par défaut ; $E_{ur}^{ref} = 4. E_{50}^{ref}$ )	[KN/m <sup>2</sup> ]
$\nu_{ur}$ : Coefficient de poisson en décharge recharge (Par défaut $\nu_{ur} = 0.2$ )	[-]
$P^{ref}$ : Contraintes de références (par défaut $P^{ref} = 100$ )	[KN/m <sup>2</sup> ]
$K_0^{NC}$ : K <sub>0</sub> -consolidation (par défaut $K_0^{NC} = 1 - \sin \phi$ )	[-]
$R_f$ : Coefficient à la rupture $q_f/q_a$ (par défaut $R_f = 0.9$ )	[-]
$\sigma_{tension}$ : Résistance à la traction (par défaut $\sigma_{tension} = 0$ )	[KN/m <sup>2</sup> ]
$C_{incrément}$ : par défaut $C_{incrément} = 0$	[KN/m <sup>2</sup> ]

La définition du module oedométrique tangent est donnée sur l'*illustration 2.5* et celle de la dilataance (éventuellement) sur l'*illustration 2.6*.



*Illustration 2.5 : Définition du module œdométrique tangent.*



*Illustration 2.6 : Définition de l'angle de dilataance*

#### 2.6.1.4 Modèle pour les sols mous (Soft Soil Model (SSM))

Ce modèle est un modèle dérivé du modèle de Cam-Clay. Ce dernier a été développé à Cambridge dans les années 60 par Roscoe, Schofield et al. L'idée de base de ce modèle est de prendre en compte l'effet d'écroûissage que provoque sur les argiles. Sous l'effet d'une pression moyenne, la teneur en eau diminue et l'argile devient plus résistante. Il s'agit d'un modèle élasto-plastique avec une surface de charge. Sous la surface de charge, le matériau reste élastique.

##### a) Les paramètres de compressibilité

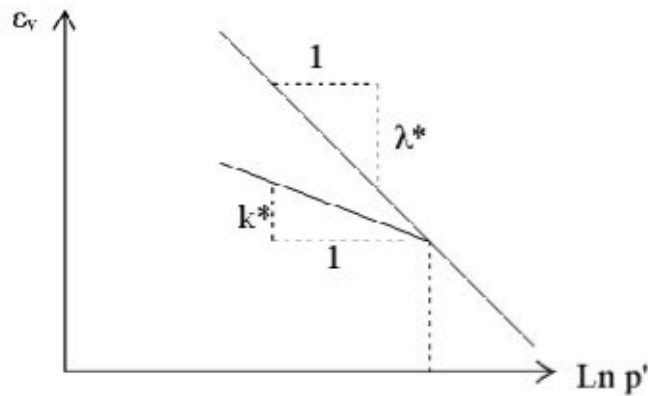
Les deux paramètres  $C_c$  et  $C_s$  décrivent le comportement œdométrique ou isotrope observé dans les essais de laboratoire : ceux-ci seront les deux paramètres de base réglant la position des lignes de consolidation. L'axe des contraintes est tracé en logarithme naturel, ce qui conduit à modifier la définition de  $C_c$  et  $C_s$  en  $\lambda$  et  $K$ , dans ce cas l'axe des ordonnées est l'indice des vides. Il peut être judicieux de remplacer l'indice des vides par la déformation volumique (identique à la déformation axiale dans l'essai œdométrique). On utilise alors  $\lambda^*$  et  $K^*$ . Dans ce cas, l'indice des vides variable apparaît dans les expressions du *tableau 2.1*. Il peut dans la majorité des cas être pris constant, et égal à la valeur initiale.

Les relations avec les paramètres du modèle de Cam-Clay sont indiquées dans le *tableau 2.1*.

Relation avec l'indice des vides	(1) $\lambda^* = \frac{\lambda}{1+e}$	(2) $K^* = \frac{K}{1+e}$
Relation avec les paramètres 'Hollandais'	(3) $\lambda^* = \frac{1}{c_p}$	(4) $K^* = \frac{1-v_{ur}}{1-v_{ur}} \frac{3}{c_p}$
Relation avec les indices des compressibilités et de gonflement	(5) $\lambda^* = \frac{C_c}{2,3(1+e)}$	(6) $K^* = 1,3 \frac{1-v_{ur}}{1-v_{ur}} \frac{C_s}{1+e}$

*Tableau 2.1: Valeurs des paramètres de compressibilité et de gonflement  $\lambda$  et  $K$ .*

La figure ci-dessous résume les différentes définitions des paramètres.



*Illustration 2.7 : Différentes représentations lors d'un essai œdométrique*

**b) La cohésion**

Une cohésion effective peut être introduire dans le SSM, et elle peut être nulle.

**c) Paramètre de frottement**

On entre directement les valeurs de cohésion et d'angle de frottement.

**d) Paramètre de dilatance**

Il est calculé automatiquement à partir de l'angle de dilatance ; normalement dans les sols mous celui-ci est faible et la valeur nulle est proposée par défaut.

**c) Paramètre de contrainte  $K_0$**

Le paramètre M est calculé à partir de  $K_0$  par la formule ci-dessous :

$$M = \sqrt[3]{\frac{(1-K_0^{NC})^2}{(1+2K_0^{NC})} + \frac{(1-K_0^{NC})(1-2v_{ur})(\frac{\lambda^*}{K^*}-1)}{(1+K_0^{NC})(1-2v_{ur})\frac{\lambda^*}{K^*}-(1-K_0^{NC})(1+v_{ur})}} \tag{1-7}$$

$$M = 3,0 - 2,8.K_0^{NC} \quad (1-8)$$

Ceci permet de définir la forme de la surface d'écroûissage dans le plan  $p-q$ .

### f) Coefficient de poisson

Dans les modèles de Cam-Clay et dérivés (dont le SSM), le coefficient de poisson est un paramètre élastique important. Dans une charge-décharge œdométrique, c'est ce paramètre qui fait que les contraintes horizontales diminuent moins vite que les contraintes verticales.

Ce n'est donc pas le coefficient de Poisson qui pourrait être relié à une valeur de  $K_0$ , mais une valeur plus faible, typiquement 0,1 ou 0,2.

$$\frac{\nu_{ur}}{(1-\nu_{ur})} = \frac{\Delta\sigma_{xx}}{\Delta\sigma_{yy}} \quad (1-9)$$

Dans Plaxis la valeur de  $\nu_{ur}$  est prise de 0,15.

### g) Prise en compte de la surconsolidation

Plaxis calcule la pression de préconsolidation  $p_c$  à partir des données. Si un matériau est surconsolidé, il est possible de prendre en compte le degré de surconsolidation (OCR) ou le poids des terres de préconsolidation (POP) (Pre Overbuden Pressure).

#### - Les paramètres nécessaires au SSM

$\lambda^*$ : Indice de compression	[-]
$K^*$ : Indice de gonflement	[-]
$C$ : Cohésion	[KN/m <sup>2</sup> ]
$\varphi$ : Angle de frottement	[°]
$\psi$ : Angle de dilatance	[°]

#### - les paramètres avancés

$\nu_{ur}$ : Coefficient de poisson en charge décharge	[-]
$K_0^{NC}$ : Paramètre de contrainte	[-]
$M$ : Paramètre lié à $K_0^{NC}$	[-]

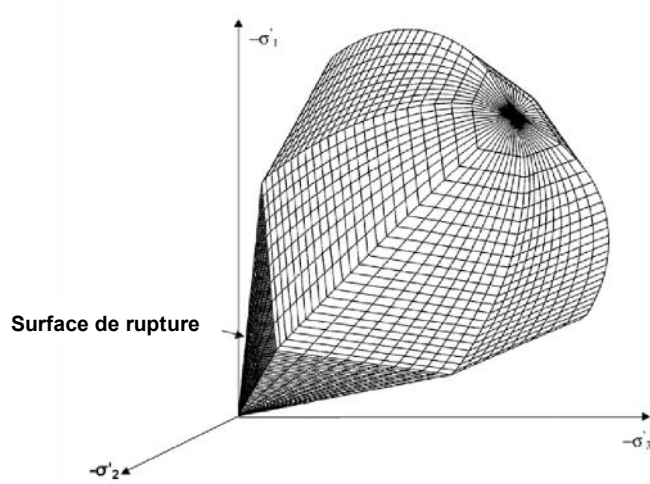


Illustration 2.8 : Surface de rupture pour un soft soil model (SSM)

**2.6.1.5 Modèle pour sols mous avec effet du temps (Soft Soil Creep Model (SSCM))**

Le SSCM, permet de prendre en compte l'érouissage des argiles molles mais pas la consolidation secondaire ; celle-ci se traduit par une évolution de la déformation axiale dans un essai œdométrique en fonction du temps, après la fin de la consolidation primaire. Cette déformation évolue en fonction du logarithme du temps. Elle est caractérisée par le paramètre  $C_\alpha$ . Elle génère ce qui est appelé la quasi-préconsolidation dans des sols déposés depuis longtemps. L'illustration 2.9 résume ce phénomène. Ces déformations secondaires se rencontrent dans les tassements différés, notamment sur sols argileux mous.

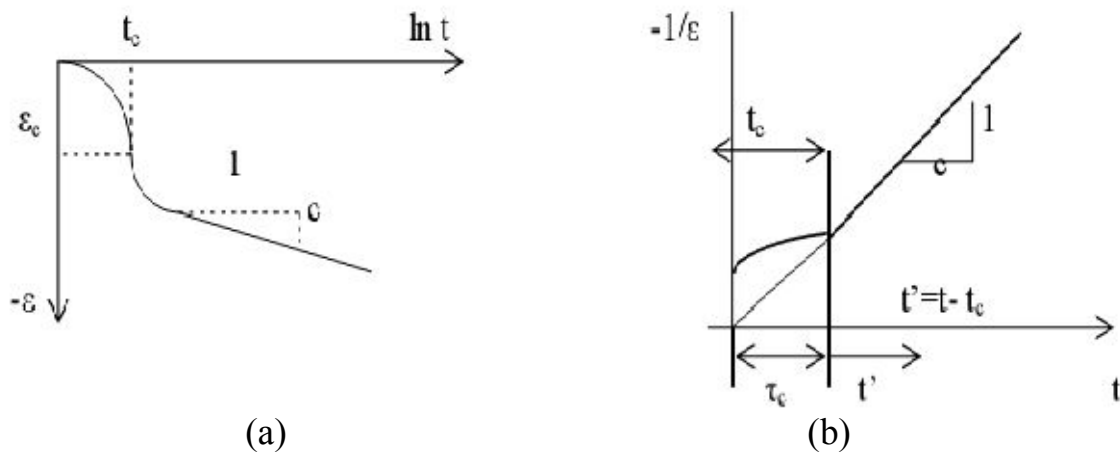


Illustration 2.9 : Effet du temps sur les essais œdométriques

Le soft soil creep model élargit ces résultats dans le plan  $p-q$  en introduisant des surfaces de charges qui « s'appuient » sur l'évolution observée en consolidation secondaire sur l'axe isotrope.

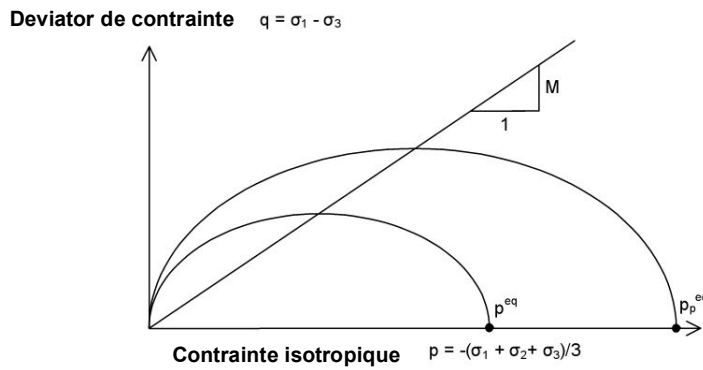


Illustration 2.10 : Diagramme de  $p_{eq}$  dans le plan  $p-q$

Avec les définitions suivantes des paramètres :

$$M = \frac{6 \sin \varphi_\alpha}{3 - \sin \varphi_\alpha} \tag{1-10}$$

$$P_{eq} = \sigma' \left[ \frac{(1+2K_0^{NC})}{3} + \frac{3(1-K_0^{NC})}{M^2(1+2K_0^{NC})} \right] \tag{1-11}$$

**- Les paramètres du SSCM**

Le paramètre de fluage est  $\mu^*$  défini par :

$$\mu^* = \frac{C_{\alpha v}}{2,3(1+e)} \tag{1-12}$$

**- Paramètre du modèle de Mohr-Coulomb**

- C : Cohésion [KN/m<sup>2</sup>]
- $\varphi$  : Angle de frottement [°]
- $\psi$  : Angle de dilatance [°]

**- les paramètres avancés**

- $\lambda^*$  : Indice de compression [-]
- $K^*$  : Indice de gonflement [-]
- $\mu^*$  : Indice de fluage [-]

**- Les paramètre avances**

- $\nu_{ur}$  : Coefficient de poisson en charge-décharge (par défaut 0,15) [-]
- $K_0^{NC} : \sigma'_{xx} / \sigma'_{yy}$  coefficient des terres au repos pour un sol normalement consolidé [-]
- M : Pente de la ligne de l'état critique [-]

## 2.7 Synthèse

Les différents modèles utilisés dans Plaxis montrent qu'il s'agit de modèles suffisamment simples pour qu'il soit possible de déterminer les paramètres avec une étude géotechnique classique ou avec des corrélations. L'utilisateur doit se concentrer sur deux choix : l'un est inhérent à la géotechnique en général, l'autre concerne la simulation numérique.

La détermination des paramètres géotechniques à entrer dans Plaxis n'est pas différente d'un choix des paramètres de calcul « manuel » pour un calcul de tassement ou de stabilité à partir des essais, il est indisponible d'arriver à ce que l'on pourrait appeler un modèle géotechnique de terrain. Certains paramètres sont différents dans leurs expressions, mais toujours reliés à des paramètres géotechniques classiques. Le choix du modèle de comportement dépend en fait du problème posé.

Le choix du modèle de comportement dépend en fait du problème posé : soutènement, tassement de remblai, fondation sur sol en pente, tunnel ; quel modèle de comportement utiliser pour quel problème géotechnique ? La question n'est pas simple car il n'existe pas de modèle de comportement universel.

# **CHAPITRE 3**

**Influence des excavations profondes dans les zones  
urbaines sur les bâtiments voisins**

### **3.1 Introduction**

Récemment, le développement économique a mener à une croissance dans l'utilisation de l'espace sous terrain dans les sites urbains. Les excavations profondes dans ces zones urbaines exigent des mesures spéciales dues aux bâtiments voisins et à toute autre construction voisine. Elles sont calculées de manière que les éléments de soutènement et les constructions avoisinantes répondent aux exigences des états limites ; ultimes et de service.

Dans le premier lieu, il n'y a aucune difficulté importante pour répondre à ces exigences tandis que dans l'état limite ultime, particulièrement pour les structures les plus proches, il y a quelques demandes spécifiques qui doivent être accomplies par la technologie géotechnique.

D'une part, en cas de n'importe quels dommages causés, on le lie aux réclamations possibles des propriétaires des bâtiments voisins, et de l'autre part, aux exigences légales et à la nécessité pour la détermination des zones d'impact et de leur influence environnementale pendant les étapes d'exécution et d'opération comprenant les constructions environnantes.

Les influences sur l'environnement sont habituellement liées aux déplacements et aux déformations provoqués par les excavations profondes. Les plus communs sont des déplacements des structures de soutènement et des tassements des bâtiments adjacents ainsi que des zones où ils sont produits. Dans la littérature on peut trouver des problèmes également détaillés liés aux déplacements provoqués par l'installation de la paroi moulée.

### **3.2 Types et effets d'influences environnementales**

Nous pouvons distinguer deux types d'influences sur l'environnement : influences naturelle (déchargeant, rechargeant et chargement additionnel) et influences technologiques (liées à la technologie s'est appliqué et des solutions assumées). Les déplacements sont les effets les plus importants de ces influences. Ils sont habituellement mesurés dans le cadre de surveillance du système et correspondent à la réponse globale de la structure sous l'effet de toutes les influences.

#### **3.2.1 Influences naturelles**

L'influence naturelle inclut des changements d'état de contrainte dans le sol en raison de processus de déchargement, et puis du chargement par la structure. Ces influences sont fondamentalement non pertinentes aux solutions utilisées et à la technologie des travaux appliqués. Elles sont définies dans les hypothèses suivantes :

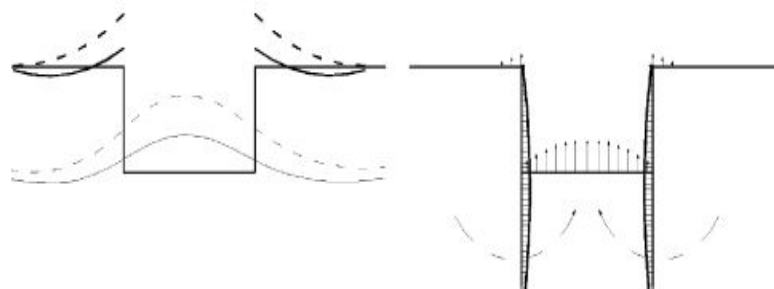
- L'endroit de l'investissement - états géotechniques du sol (arrangement des couches de sol, conditions des eaux souterraines, paramètres de résistance et de rigidité, état initial des contraintes dans le sol).

- La profondeur de fondation et les dimensions planaires des structures (volume d'excavation et l'importance de déchargement du sol).
- La hauteur de la structure (nombre d'étages - l'importance du chargement additionnel).

Les valeurs des déplacements résultant du déchargement du sol et de l'intervalle de zone où on les observe dépendent des paramètres géotechniques du sol et de la géométrie de l'excavation (profondeur, largeur et longueur). Ainsi l'effet de déchargement pour de petites excavations a une influence négligeable sur les déplacements et le plus souvent il n'est pas pris en considération.

Cependant, pendant l'exécution des excavations profondes (Chan & Morgenstern 1987; Nash et al 1996; Bolt et al 1997; Horodecki et al 2004), des déplacements verticaux positifs (soulèvement) du fond de fouille, des murs de soutènement et d'abord de toute la surface de sol et les constructions adjacentes sont observés comme montre la figure (*illustration 3.1*). Ces déplacements contribuent de manière significative à toutes les valeurs des déplacements verticaux. Pour cette raison, ils ont leur impact sur la sûreté des constructions avoisinantes.

La profondeur de la zone déchargement dépend des paramètres géométriques de l'excavation et peut être estimée de  $2H$  à  $3H$  (où  $H$  est la profondeur d'excavation) au-dessous du fond de fouille (Chan & Morgenstern 1987; Nash et al 1996).



*Illustration 3.1 : Déplacements verticaux et horizontaux dus au chargement et au déchargement du sol.*

### **3.2.2 Influences technologiques**

L'influence technologique dépend des solutions supposées tels que lesquelles influencer les changements de l'état de contrainte :

- Type et paramètres de système de soutènement : le choix du type et des paramètres de système de soutènement est essentiel pour ses déplacements prévus. Les déplacements de l'écran de soutènement, protégeant l'excavation profonde, ont l'impact direct sur les tassements du sol et ils sont observés derrière l'écran. Les murs les plus rigides et les appuis moins flexibles, les plus petites déplacements et déformations de l'écran et plus tard le sol autour de l'excavation et des zones d'influence.

- Méthode d'exécution du soutènement et changements d'état d'effort pendant le processus d'approfondissement pour les parois moulées : L'excavation des fouilles soutenues par la boue de bentonite pour l'installation des parois moulées (ainsi que les parois ancrées ou butonnées) entraîne un changement d'état de contraintes dans le sol et peut induire des tassements des constructions voisines.
  - Impact dynamique : L'application des méthodes causant l'impact dynamique dans le sol, par exemple pendant la vibration qui peut également endommager les bâtiments les plus proches donc pendant ces travaux il est nécessaire de mesurer les vibrations, permettant de commandement et sécurisation contre le dépassement des valeurs acceptables.
  - Technologie de l'excavation : La technologie de l'excavation (excavation ouverte, ...), comme l'ordre et le taux de travaux influencent sur les valeurs des déplacements et l'intervalle de leur présence.
  - Le pompage en termes de puits localisés à l'intérieur de l'excavation peut causer l'abaissement de la nappe des eaux souterraines autour de l'excavation qui peut avoir comme conséquence des changements de l'état de contrainte dans le sol.
- En cas d'abaissement de la nappe des eaux souterraines de manière significative au-dessous des fluctuations normales, les tassements additionnels et appropriés peuvent se produire.
- Perturbation d'écoulement et la remontée des eaux souterraines : L'exécution du système de soutènement permanent ou provisoire en cas d'écoulement des eaux souterraines peuvent causer ses perturbations. Ce genre d'impact peut être limité par l'installation de la canalisation sous la structure et par l'emploi du soutènement provisoire.
  - Amélioration des sols : afin de réduire de manière significative les déplacements prévus (indépendamment de l'impact) des structures situées tout près, qui sont susceptibles des tassements (anciens bâtiments sans fondations, bâtiments historiques) qu'on peut améliorer le sol en dessous.

### **3.3 Les déplacements causés par les excavations profondes**

Les effets rationnels de l'impact sont les déplacements verticaux et horizontaux du (Voir l'illustration précédente 3.1) :

- Système de soutènement,
- Fond d'excavation (fond de fouille),
- Surface du sol et les structures voisines,
- Infrastructure autour de l'excavation.

Les déplacements réellement observés sont une somme (résultante) de déplacements provoqués par différents types d'influences qui se produisent dans une situation spécifique. Le choix détaillé de l'impact des composantes particulières du déplacement est plutôt difficile et on suppose que les valeurs mesurées sont des valeurs résultantes.

L'intervalle de tous les zones d'influence et les déplacements résultant de ces zones est définie empiriquement ou semi empiriquement basant sur les données mesurées. Le plus souvent les intervalles des zones indiquées correspondent aux déplacements résultants provoqués par l'influence technologique liés à la rigidité de l'écran de soutènement, au type d'appui et aux conditions du sol.

On les lie principalement au fait que les déplacements de la surface de sol autour de l'excavation provoqués par la déformation du l'écran de soutènement contribuent aux déplacements totaux. Cependant, dans le cas du système de soutènement relativement rigide (paroi moulée) et les appuis, qui limitent les valeurs de ces déplacements, leur partie diminue certainement à cause une augmentation des déplacements résultant d'autres influences.

Dans la méthode de Peck les valeurs des tassements verticaux du sol derrière l'écran de soutènement sont entre 1%H à 2%H (où H est la profondeur d'excavation), et dans la méthode Clough and O'Rourke entre 0.15%H à 2%H.

Hsieh et Ou (1998) définissent la valeur maximale des tassements de la surface du sol derrière l'écran de soutènement qui est égal à 0.5÷0.75 de la valeur maximale du mouvement latéral de l'écran. Seulement pour l'argile très molle la valeur maximum des tassements de la surface du sol derrière l'écran de soutènement peut être plus grande que la valeur maximum du mouvement latéral de l'écran. Alternativement, les valeurs des tassements en surface du sol sont égales à 0.5÷0.7%H.

Les zones d'influence pour les méthodes mentionnées ci-dessus établies sur la base d'un grand nombre de mesures – d'une quantité de 2H à 4H. Elles sont définies en fonction de la profondeur d'excavation pendant qu'elles s'appliquent fondamentalement aux tassements liés aux déplacements et aux déformations du système soutènement.

La définition de l'intervalle des zones d'influence générée par les vibrations pendant l'installation d'un pieux, cependant un problème séparé et complexe et requiert encore d'autres travaux théoriques et études empiriques en conditions normales. Dans n'importe quel cas particulier, elle exige de l'analyse et de la surveillance individuelle des vibrations pendant les travaux afin d'ajuster les paramètres des vibrations sur les valeurs limites.

### **3.4 L'analyse de l'interaction sol-structure**

L'analyse de l'interaction sol-structure devrait être effectuée pendant le cycle des deux investissements : à la phase de conception et à la phase d'exécution. L'analyse et le calcul des influences environnementales des excavations profondes peuvent être faite avec une utilisation de la MEF (Zdravkovic et al 2005) avec des problèmes 2D or 3D. Ils estiment les forces et les déplacements du système de soutènement, du fond de fouille et de la surface du sol pour des étapes spécifiques de l'exécution.

Pour des données standard, le rôle important est joué par le code de calcul numérique appliqué et d'abord de tout le modèle du sol supposé ainsi que des paramètres respectifs du sol aussi bien qu'une expérience de la personne qui effectue les calculs (Schweiger 2002).

Dans les calculs numériques des déplacements, les plus importants sont les paramètres de rigidité du sol particulièrement le module du déchargement et du rechargement, ainsi sa détermination fiable est très importante.

### **3.5 Modélisations du bâtiment-excavation dans l'ISS**

#### **3.5.1 Modélisation physique**

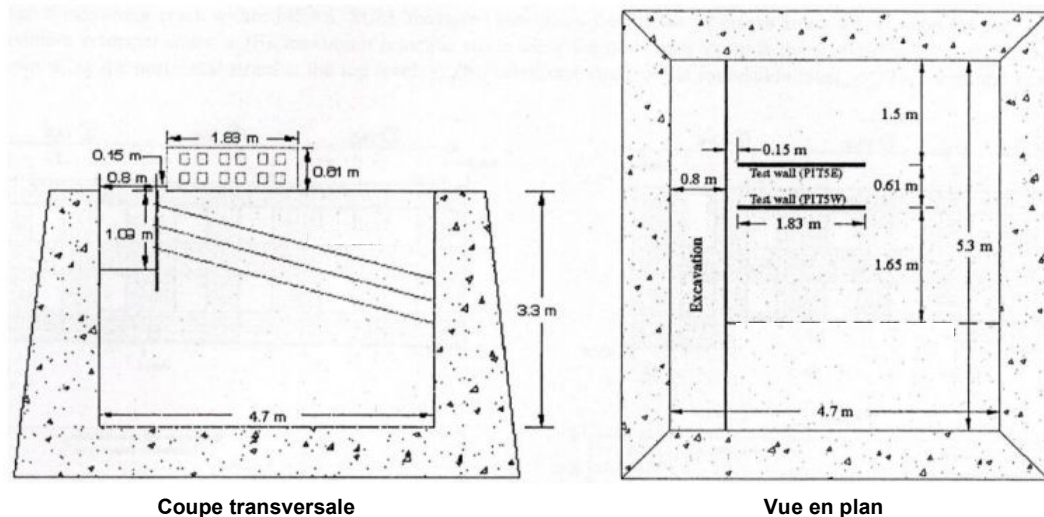
Les modèles physiques constituent un outil utile de recherches (Ferguson, 1992). En géotechnique, les premiers modèles physiques réduits ont été utilisés essentiellement pour les recherches, et souvent dans un environnement 1g (gravité terrestre). Une limitation principale de l'utilisation des modèles dans l'environnement 1g est le comportement lié à l'état de contrainte du sol. Il est difficile dans ces conditions de faire des interprétations quantitatives des résultats expérimentaux : les résultats obtenus ne permettent qu'une exploitation et une analyse purement qualitatives.

A l'heure actuelle, il y a des lois de similitudes bien établies et validées pour lier le comportement des modèles physiques réduits aux systèmes gravitaires de prototype (Santamarina & Goodings, 1989 ; Schofield & Steedman, 1988 ; Culligan & al. 1996). De plus, les systèmes modernes de contrôle, de capteurs, et concepts expérimentaux permettent d'améliorer de manière significative la performance de systèmes de mesure en minimisant les effets de l'instrumentation et les conditions limites sur les résultats de modèles physiques. Des revues sur la modélisation physique contemporaine ont été présentées par Paulin et al. (1993), Kutter (1995), Wood & al. (2002), et Garnier (2002).

De nombreuses expérimentations sur modèle réduit développé pour étudier l'effet des mouvements de terrain sur la structure ont été réalisées avec succès sous cette condition (Caudron, 2007 ; Lee & Bassett, 2007 ; Laefer, 2001 ; Dyne, 1998 ; Nakai et al., 1997). Et nombreux modèles physiques ont été développés pour étudier le phénomène des mouvements de terrain de différentes origines : mines, tunnels et excavations, et séisme. Parmi les modèles physiques réduits qui ont été réalisés dans les domaines d'excavations ; Modèle 3D de Université d'Illinois (Laefer, 2001).

Laefer (2001), à l'université d'Illinois, a construit un modèle physique 3D pour étudier le dommage des structures sur des fondations superficielles soumises à des mouvements de sol induits par une excavation. Il est un modèle à faible échelle de 1/10<sup>ème</sup>.

Les dimensions bâti expérimental sont de 4,7 m de large, 5,3 m de long, et 3,3 m de haut. Le matériau du sol est un sable, il est mis dans un bâti expérimental en béton (*illustration 3.2*).

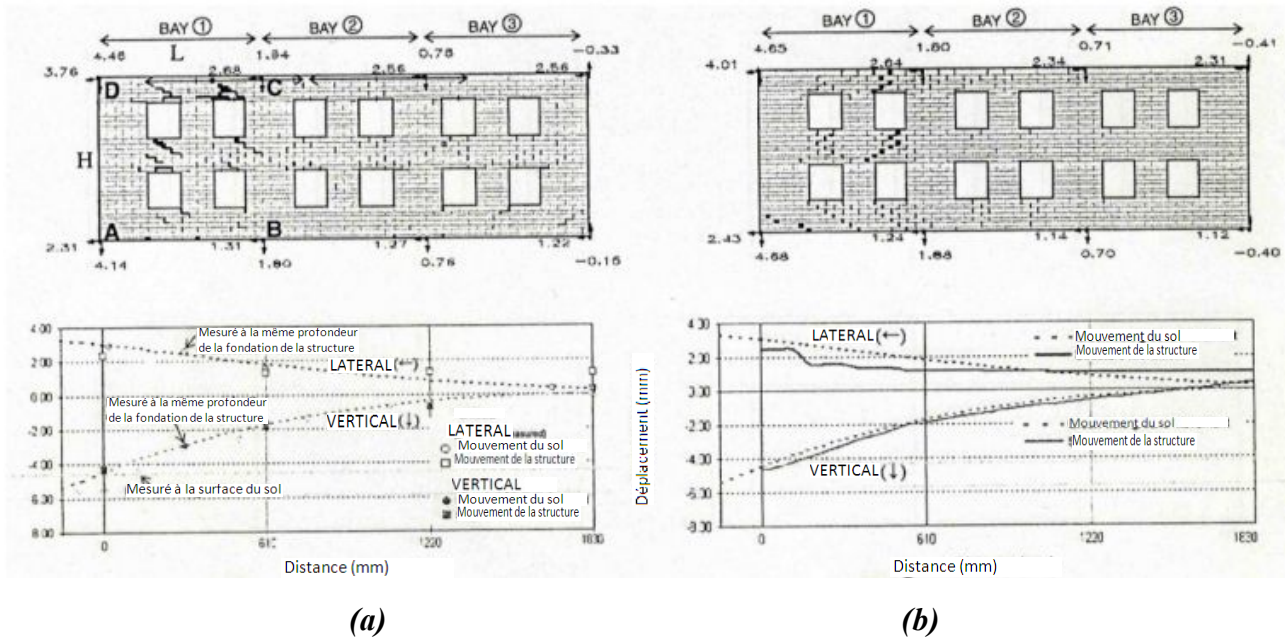


*Illustration 3.2 : Vues en coupe et en dessus du modèle réduit 3D de l'université d'Illinois (Laefer, 2001)*

Les études concernent l'effet de fissuration dans des structures portiques et des murs en maçonnerie et la réponse du bâti aux mouvements de terrain, en prenant en considération l'interaction sol-structure.

Des essais du modèle physique ont été effectués, deux murs portants en maçonnerie de deux niveaux (PIT5E mur de l'est et PIT5W mur de l'ouest) adjacent à un modèle de tirant excavé dans le sable dans un grand bâti expérimental. Le modèle de structure est de 0,61 m de haut et de 1,83 m de large. Il est assis sur des semelles continues en béton de 0,127 m de large et 0,254 m d'épaisseur. Les fondations sont complètement enterrées et fermement collées au mur portant par mortier de ciment. Le chargement du mur PIT5W est deux fois supérieur à celui du mur PIT5E, et la distance entre les deux murs est de 0,61 m.

Le modèle numérique de même configuration que le modèle physique a ainsi mené. L'illustration 3.3 présente les mouvements du sol et de la structure PIT5E issus des modèles physique et numérique. Les profils des déplacements vertical et horizontal obtenus du modèle physique sont en bonne accord avec ceux du modèle numérique. L'effet de l'interaction sol-structure sur les mouvements de terrain est visible. La présence de la structure semble atténuer les déplacements horizontaux, alors que les déplacements verticaux en présence de la structure restent concorder avec ceux en terrain vierge.



(a) (b)  
 Illustration 3.3 : *Mouvements du sol et de structure du modèle physique (a) et du modèle numérique (b) – (, 2001)*

### 3.5.2 Modélisation numérique

La méthode des éléments finis est l'une des méthodes numériques puissantes disponibles jusqu'aujourd'hui pour prévoir le modèle de mouvement du sol dans et autour d'une excavation. Plusieurs auteurs ont utilisé la MEF pour prévoir ou pour analyser la performance d'une excavation. Depuis ce temps là il y a un grand avancement dans la compréhension du comportement matériel des sols et l'application de la MEF aux problèmes géotechniques.

Dans les années 70 et les années 80, l'analyse des excavations avec la MEF a utilisé des comportements non drainé, linéaires ou non linéaires, élastiques ou élastoplastiques du sol, mais à nos jours des programmes sophistiqués sont disponibles pour l'analyse drainé et non drainé.

La plupart des excavations sont analysées en supposant les conditions des déformations planes. Tandis que l'analyse en déformations planes peut donner des résultats raisonnables pour des excavations avec les murs relativement longs en dehors de la direction plane, son résultat, cependant, est incertain (douteux) pour les murs courts.

Selon Moormann et al 2000 l'analyse en déformations planes surestime la pression des terres et les déplacements de mur autour le milieu de l'excavation. Il y a plusieurs facteurs peut affecter la performance d'une excavation, on site l'effet de / des :

- La rigidité de l'écran de soutènement.
- La rigidité des appuis latéraux.
- L'espacement entre les appuis.
- La distance verticale entre l'appui et le fond de fouille.
- Appuis précontraints.
- La profondeur de la fouille.
- La profondeur d'encrage de l'écran de soutènement.
- Bermes comme des appuis temporaires.
- La rigidité et la résistance du sol.
- Coefficient  $K_0$ .
- L'interaction sol-structure

La largeur de l'excavation.

La simulation numérique permet de réduire le nombre de prototypes ou d'essais expérimentaux qui ne varient parfois que de quelques détails. En simulant, on peut donc éviter de faire ces prototypes et ces essais, souvent réalisés dans différents composants ou matériaux. Grâce à la simulation, il est possible de tester et réaliser facilement des études de sensibilités grâce à des plans d'expérience numériques (Idris et al, 2006).

Plusieurs modèles numériques ont été réalisés pour étudier l'influence des mouvements du terrain sur la structure. Nous établirons dans le chapitre qui suit un modèle numérique de l'étude de l'interaction sol-structure.

### **3.6 Comportement des bâtis dû aux effets de mouvements de terrain**

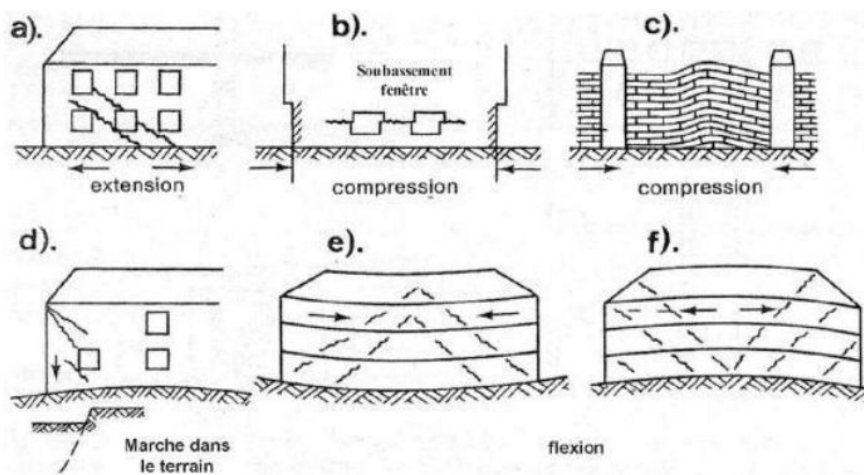
Le comportement global d'un bâtiment vis-à-vis du cumul de la courbure, de la déformation du terrain, et de différents déplacements du terrain est délicat à appréhender. Certaines conclusions cependant peuvent être faites :

Si on considère qu'une structure est globalement moins résistante en traction qu'en compression, du fait des propriétés des matériaux de construction, alors la zone de traction (convexe) est la plus susceptible d'entraîner des dégradations dans le bâti.

L'inclinaison et la courbure du terrain sont les deux composants qui affectent de manière importante la répartition des contraintes dans le sol au niveau des fondations.

La raideur de l'ouvrage vis-à-vis de celle de terrain est un paramètre crucial du comportement d'ensemble du bâtiment. Un bâtiment souple aura tendance à suivre les déplacements verticaux du terrain ce qui limite les pertes d'appui au niveau des fondations mais présentera des déformations internes importantes pouvant gêner son utilisation correcte. Un bâtiment très rigide par contre présentera des accumulations de contraintes au niveau de points durs. Cela pourrait endommager les ouvrages si les efforts développés deviennent trop importants.

La majeure partie des fissures pouvant apparaître dans les voiles sont inclinées. Seule la déformation de compression peut engendrer des fissures horizontales (*illustration 3.4*).



*Illustration 3.4 : Développement de fissures dans les murs d'une maison subissant la déformation (a, b, et c) et la courbure de terrain (d, e, et f) - (Kratzsch, 1983)*

### 3.7 Réponse de bâtiment due à une excavation-déformations associées

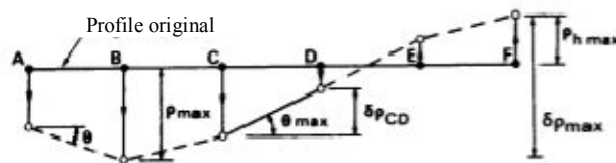
La réponse des bâtiments situés à côté des excavations profondes correspond à la translation et à la rotation des différents éléments structuraux et à la translation et à la rotation de la structure elle-même comme un corps rigide en réaction aux mouvements latéraux du sol et au tassement en surface. Ces translations et rotations ont comme conséquence des contraintes de tension directes, des efforts de flexion, et des contraintes de tension diagonales dans les membres structuraux et non-structuraux des bâtiments.

Pour des bâtiments situés à côté des excavations profondes, la sévérité des réponses dépendent de la rigidité du système qui supporte d'excavation, des procédures d'installation du système, des conditions du sol, des procédures d'excavation, du type de bâtiment, de la distance du bâtiment de l'excavation, de l'orientation du bâtiment en ce qui concerne l'excavation et de la taille du bâtiment en ce qui concerne l'excavation.

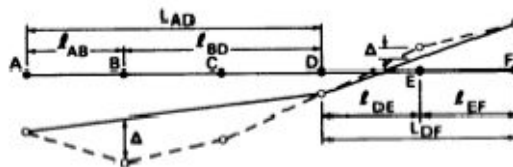
Une approche purement théorique à estimer la réponse de bâtiment aux déformations dues à l'excavation n'est pas due possible à la variabilité des nombreux facteurs qui contribuent à la réponse.

En conséquence, la réponse de construction est estimée et évaluée sur la base des observations empiriques et des approximations structurales simplifiées. Le but de l'estimation et de l'évaluation est de fournir les critères limites qui protègent la structure contre des dommages inacceptables.

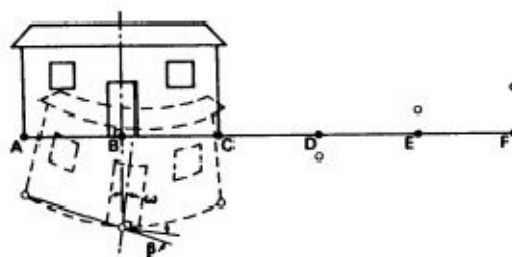
Burland et Wroth (1974) ont présenté les définitions qui décrivent les types des mouvements et les réponses de bâtiment qui résultent du tassement du sol. Ces définitions sont présentées dans la figure 3.5a jusqu'à la figure 3.5d. Boscardin et Cording (1989) ont ajouté des définitions décrivant le mouvement du sol et la réponse de bâtiment liée aux excavations.



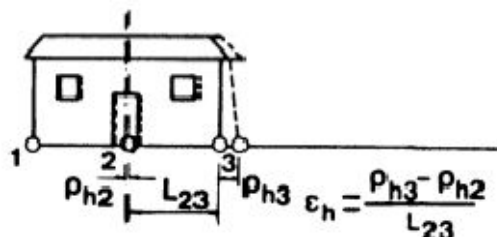
(a) Tassement ( $\rho$ ), tassement relative ( $\delta\rho$ ) et la rotation ( $\theta$ )



(b) La lèche relative ( $\Delta$ ), et le ratio de fléchissement ( $\Delta/L$ )



(c) L'inclinaison ( $\omega$ ) et la distorsion angulaire ( $\beta$ )



(d) Le déplacement horizontal ( $\rho_h$ ) et la déformation horizontale ( $\epsilon_h$ )

Illustration 3.5 : Réponses du bâtiment et mouvements du sol (selon Burland and Wroth, 1975)

Les descriptions des termes donnés sur la figure 3.5 sont comme suit :

1. Le tassement, le tassement relatif, et la Rotation : Le symbole  $\rho$  dans la figure 3.5a dénote le déplacement vertical de haut vers le bas. Le symbole  $\rho_h$  dénote le déplacement ascendant qui est le soulèvement.

Le tassement relatif est donné par le symbole  $\delta\rho$  qui est employé pour dénoter le tassement différentiel ou le soulèvement différentiel. Comme montre la figure, le tassement différentiel est la différence entre les tassements de deux points.

Le symbole  $\theta$  dénote la rotation qui est l'angle formé du tassement différentiel,  $\delta$  entre deux points divisés par la distance,  $L$ , entre eux.

La rotation est typiquement employée pour décrire la pente de la cuvette de tassement.

2. La flèche relative et le Rapport de fléchissement : Le terme  $\Delta$  représenté sur le schéma 3-5b est le déplacement maximum relativement à la ligne droite reliant deux points de référence à une distance  $L$  entre ces deux points. Le terme  $\Delta/L$  est le ratio de déflexion (fléchissement) et est une mesure approximative de courbure de la courbe de tassement. Le ratio de déflexion est souvent corrélé avec des déformations relatives de recourbement dans une structure.

3. L'inclinaison et la distorsion angulaire : La rotation du corps rigide de la superstructure entièrement se nomme l'inclinaison et est dénotée par  $\omega$  comme dans la figure 3.5c. La distorsion angulaire (appelée aussi tassement différentiel relatif) est dénotée par  $\beta$ .

4. Le déplacement horizontal et la déformation horizontale : La Figure 3.5d donne le déplacement horizontal  $\rho_h$  et la déformation horizontale  $\epsilon_h$ , respectivement. Ces deux paramètres sont typiquement associés aux excavation-mouvements du sol associés, et décrivent ainsi le composant latéral direct de mouvement du bâtiment.

La réponse de bâtiment aux excavation-mouvements des sols associés diffère de la réponse de bâtiment aux mouvements du sol provoqués par l'application du poids du bâtiment, c.-à-d., les tassements dus au poids propre. Les excavations produisent des mouvements horizontaux et verticaux du sol.

Ainsi, l'excavation-déformations associées produit quelques déformations de tension directes en structures. Ce n'est pas de dire que les déformations horizontales dans un bâtiment situé à côté d'une excavation égalent aux déformations horizontales associées du sol.

Les déformations horizontales des bâtiments n'égalent pas aux déformations horizontales associées du sol dans la structure où il y a une rigidité horizontale significative.

## **3.8 Critères limites des déformations des bâtiments situés à coté des excavations**

### **3.8.1 Les tassements**

Le tassement maximum admissible en surface est de l'ordre de 25 mm pour PECK (dans les sables), 40 mm (sables) à 65 mm (argiles) pour une fondation isolée et de 60 mm (sable) à 100 mm (argile) pour un radier (SKEMPTON), du millième de la hauteur de la couverture pour LOUIS. D'après l'AFTES, le tassement absolu maximal admissible peut être pris dans une fourchette de 0,75 à 1 fois le produit du tassement différentiel relatif admissible par la profondeur du projet.

Le tassement différentiel maximum admissible en surface est de l'ordre de 20 mm pour PECK (dans les sables), 25 mm (sables) à 40 mm (argiles) pour SKEMPTON. POTJPELLOZ rappelle les règles admises pour le tassement différentiel des fondations superficielles : 30 à 40 mm pour les argiles et 20 à 30 mm pour les sables.

### **3.8.2 Le rayon de courbure et la déflexion relative**

KERISEL (1975) suggère que les anciens bâtiments en maçonnerie sont sensibles au rayon de courbure de la cuvette de tassement (plus faible est le rayon, plus grand est le dommage) et ATTEWELL propose une valeur maximum de l'indice de courbure de 0,001.

La flèche maximale entre les supports dépend de la longueur du bâtiment est de type de matériaux ; maçonnerie, verre et autres matériaux fragiles ( $L/360$ ), revêtement métallique ou autre finis non fragiles ( $L/240$ ), charpentes d'acier ou de béton ( $L/150 - L/80$ ), charpentes en bois ( $L/100$ ).

Pour les murs porteurs non armés ; les valeurs admissibles de la déflexion relative ( ratio de fléchissement) pour l'apparition de fissures visibles sont déjà proposées. En cas de déformations en (concaves vers le haut) de  $1/2500$  (Meyerhof, 1956), de  $1/3500$  à  $1/2500$  pour  $L / H < 3$  et de  $1/2000$  à  $1/1500$  pour  $L / H > 5$  (Polshin et Tokar, 1957), de  $1/2500$  pour  $L / H = 1$ , et de  $1/1250$  pour  $L / H = 5$  (Burland et Wroth, 1975). En cas de déformations en (concaves versle bas)  $1/5000$  pour  $L / H = 1$  et de  $1/2500$  pour  $L / H = 5$  de (Burland et Wroth, 1975).

### **3.8.3 La distorsion angulaire et l'inclinaison (pente).**

MENARD (1967) propose des valeurs limites de  $1/1500$  à  $1/3300$  pour les bâtiments d'habitation, et de  $1/650$  à  $1/1250$  pour les constructions industrielles. ATITEWELL limite la distorsion angulaire à  $1/1000$  pour les murs porteurs ou revêtus de briques,  $1/500$  pour les structures en béton armé,  $1/250$  pour les structures à charpente ouverte.

POUIPELLOZ rappelle les règles admises pour le tassement différentiel des fondations superficielles : 1/500 à 1/1000 de la portée entre appuis (appuis isolés ou radier) en terme d'angle. L'AFIBS propose comme tassement différentiel relatif, 1/1000 pour le bâti ancien en maçonnerie et 1/500 pour le bâti moderne en béton. Enfin, l'EUROCODE 7 (1989) propose des valeurs comprises entre 1/300 à 1/2000 en ELS et autour de 1/150 en ELU.

La pente maximale pour une structure continue est définie selon les types matériaux; murs de brique continus et élevés (0,0050-0.0010), revêtement en brique entre colonnes (0.00100), charpente d'immeuble en béton armé (0,00250 - 0.0040), mur rideau en béton armé (0.0030), charpente d'acier continue (0.0020), charpente d'acier simplement supportée (0.0050).

### **3.8.4 Déplacements horizontaux et déformations horizontales de tension**

Les critères s'expriment le plus souvent à partir de la cuvette de tassement, les déplacements horizontaux existent également l'illustration 3.5d. ATTEWELL limite la déformation horizontale à 1/200.

D'après CORDING, le dommage se produit à une distorsion plus faible pour des murs supportant une charge que pour des structures de construction, et la cambrure (tassement convexe) est une condition plus grave que la courbure (tassement concave). La cambrure tendrait à se développer dans la portion extérieure de la cuvette de tassement.

Les limites pour la fissuration des constructions sensibles à la cambrure correspondent à la distorsion d'une construction enjambant le bord de la dépression et tassant sur une pente d'environ 1/100 dans la cuvette. Près des bords de la cuvette (au-delà d'une distance " $i^2$ " du centre), les déplacements horizontaux (qui sont du même ordre de grandeur que les déplacements verticaux) engendrent des déformations horizontales de tension qui, au-delà de 1/1000 à 1/2000, auront pour résultats une fissuration visible des constructions.

### **3.8.5 Effet conjugué de la distorsion angulaire et de la déformation horizontale de traction**

Boscardin and Cording (1989) ont élaboré des critères limites des déformations pour les bâtiments situés à côté des excavations en considérant explicitement les effets des déformations horizontales liées aux mouvements causés par l'excavation. Le schéma 3-6 représente un résumé de ces effets.

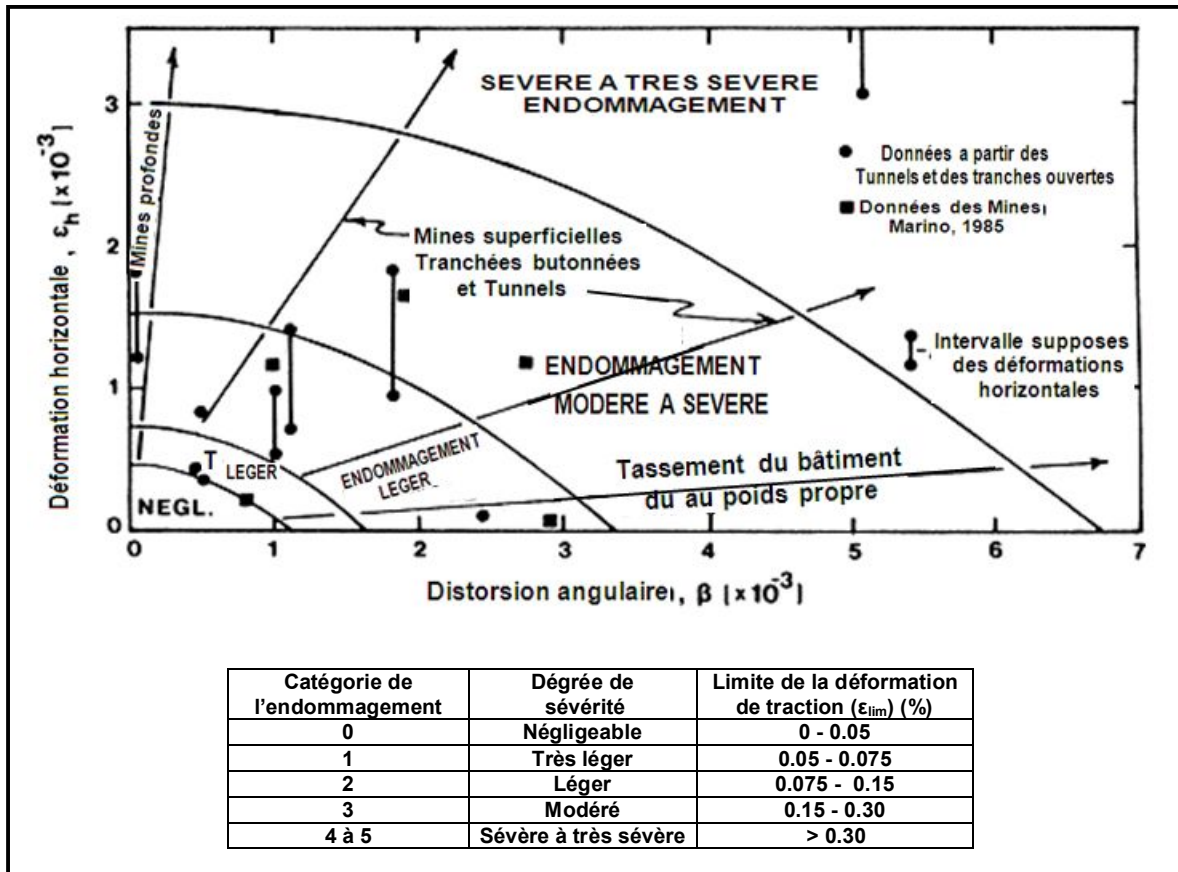


Illustration 3.6 : Relation liée les dégâts à la distorsion angulaire et à la déformation horizontale en traction (D'après Boscardin et Cording, 1989)

La figure représente un graphe de déformation horizontale par rapport à la distorsion angulaire. Le graphe est divisé aux catégories des dégâts potentiels aux bâtiments. Les catégories sont établies par les considérations théoriques de la réponse structurale à la déformation, aux observations du champ des dégâts de bâtiment et aux mesures du déplacement différentiel horizontal et vertical associé aux dégâts. Les catégories des dégâts sont basées sur les critères de classification des dégâts présentés par Burland et al (1977) donnés dans le tableau 3.2.

Dans la Figure 3.6, chaque courbe représente une valeur donnée à la déformation de tension critique. Polshin et Tokar (1957) ont défini initialement la déformation de tension critique comme déformation au commencement des fissurations visibles, qui est considérée le début des dégâts observables.

Tableau 3.1 : Classification des dégâts visibles (D'après Burland et al. 1977)

Catégorie du dommage	Description du dommage	Largeur approximative des fissures
Négligeable	Naissance des fissures	< 0.1 mm
Très léger	Fissures légères qui peuvent facilement être traitées pendant la décoration normale. Peut-être légère rupture isolée dans la construction. Fissures dans les maçonneries en brique extérieure évidente sur l'inspection minutieuse	1 mm
Léger	Fissures qui peuvent être facilement remplies. Redécoration est probablement requis. Plusieurs légères ruptures ont montrées à l'intérieur le bâtiment. Les fissures sont visibles extérieurement. Certain rejointoiement peuvent être exigés pour étanchéité à l'eau. Les portes et les fenêtres peuvent se coller légèrement.	5 mm
Modéré	Les fissures peuvent exiger le découpage et le raccordement. des revêtements appropriés peuvent masquer ces fissures courantes. Rejointoiement de la brique externe et probablement un peu de brique à remplacer. Les portes et les fenêtres peuvent se coincer légèrement. Les conduites d'alimentation peuvent être rompues. L'étanchéité est souvent altérée.	5 mm to 15 mm or plusieurs fissures > 3 mm
Sévère	Réparation étendue impliquant le déplacement et le remplacement des sections du mur, particulièrement au-dessus des portes et des fenêtres. Les cadres des portes et des fenêtres se déforment. Glissements remarquables des planchers. Utilisation en service est interrompue.	15 mm to 25 mm, dépend du nombre des fissures
Très sévère	Une réparation majeure est requise impliquant une reconstruction partielle ou complète. Les poutres perdent leur capacité; les murs se penchent mal et exigent l'étaiyage. les fenêtres sont cassées par détorsion. Risque d'instabilité.	généralement > 25 mm, dépend du nombre des fissures

Le critère de classification des dommages utilisé dans le tableau 3.1 est basé uniquement sur la visibilité des dommages : la fissuration sur les murs est un seul des facteurs dans la catégorisation des dégradations.

### 3.9 Solutions de protection des bâtiments situés à coté d'une fouille

Les solutions de protection sont essentielles pour réduire la vulnérabilité des structures soumises aux déformations du sol.

Un travail d'analyse et de synthèse a été réalisé par Kazmierczak et Al Heib (2008) afin de proposer des solutions techniques adaptées à l'aléa et aux caractéristiques des ouvrages rencontrés. Une méthodologie a été établie pour gérer les ouvrages existants et futurs soumis à des risques d'affaissement. Les méthodes de traitement et les solutions mises en œuvre pour éviter ou minimiser les dégâts aux structures, sont divisées en trois catégories :

- Soit on intervient sur l'origine de l'aléa : « cavité »;
- Soit on intervient sur l'enjeu « la structure en surface... » en la renforçant soit au niveau de la superstructure soit au niveau des fondations;
- soit on intervient au niveau du lien entre l'aléa et l'enjeu : « sol de fondation », afin de réduire l'intensité des sollicitations transmises à la structure.

Kazmierczak et Al Heib (2008) ont proposé le tableau 3.2 qui regroupe l'ensemble des solutions techniques applicables à ce jour. Il permet d'effectuer un choix en fonction du type de sollicitation, mais également en fonction du type d'ouvrage à traiter.

Dispositions Constructives		Affaissement du sol	
		Bâtiment neuf	Bâtiment ancien
Sol	Comblement	X	X
	Tranchées périphériques	X	X
	Renforcement par injection	X	X
Fondation	Type des fondations	X	
	Interfaces horizontales sous l'ouvrage	X	
	Adaptation du système des fondations		X
Structure	Type d'ouvrages	X	
	Implantation	X	
	Architecture d'ensemble	X	
	Dimensions et conception des structures	X	
	Matériaux employés	X	
	Joints verticaux	X	
	Renforcement de l'ouvrage	X	X

Tableau 3.2 : *Dispositions constructives applicables à la structure, à la fondation ou au sol*  
(Kazmierczak & Al Heib, 2008)

### **3.10 Synthèse**

Les influences environnementales de l'excavation profonde sur des environnements dans les zones urbaines incluent l'impact naturel (lié au déchargement, au rechargement et au chargement additionnel) et l'influence technologique (impact y compris de technologie assumé sur des déplacements possibles du fond d'excavation et les murs entretoisés, la surface au sol et les structures autour de l'excavation), et les déplacements en résultant sont la somme de tous les facteurs mentionnés.

Les bâtiments situés à côté des excavations sont généralement moins tolérants aux tassements différentiels induits par excavation que les structures semblables tassant sous leur propre poids.

La déformation angulaire est un paramètre approprié à corrélérer avec la réponse observée.

La prévision des risques de dommages aux bâtiments dus aux mouvements du terrain est généralement basée sur la visibilité de fissure sur le mur en maçonnerie par les méthodes développées par Burland & Wroth (1974) et Boscardin & Cording (1989). Les méthodes donnent plus d'importance aux déformations horizontales qu'aux autres composants de mouvements de terrains.

# **CHAPITRE 4**

**Etablissement d'un modèle de calcul de référence**

## 4.1 Introduction

Dans cette partie on va déterminer un modèle géotechnique qui constitue une expérimentation de la réalité ; dit de référence et qu'il sera utilisé comme base de comparaison dans l'étude paramétrique qui suivra.

Le modèle adapté est une étude de réalisation d'une excavation profonde (fouille) pour construire un parking de voitures dans la ville de Salzburg à l'Autriche. Ce modèle de référence est calculé avec le logiciel Plaxis V8.2

## 4.2 Spécification du modèle de référence

### 4.2.1 Hypothèses générales

- Les déformations sont considérées planes.
- L'influence de la construction et la paroi moulé est négligeable (leurs masses volumiques sont différentes de celle du sol).
- Les ouvrages sont modélisés comme des poutres ou des éléments continus.
- Définition des interfaces entre les ouvrages et le sol.
- Prise en compte de la précontrainte dans les tirants.
- Rabattement de la nappe avant chaque excavation.

### 4.2.2 La géométrie du modèle

La figure ci-dessous (*illustration 4.1*) représente la section transversale de l'excavation et des deux bâtiments avec le profil du sol qui est dominé par une épaisse couche de silt argileux de 41 m d'épaisseur surmontée par une couche de gravier sableux de 9 m d'épaisseur.

L'excavation est une tranche ouverte de 11 m de profondeur et de 20 m de largeur soutenue avec une paroi moulée ancrée par deux lits de tirants d'ancrage inclinés de  $15^\circ$  par rapport à l'horizontal; le bulbe d'ancrage du lit supérieur est situé dans la couche du gravier sableux et celle du lit inférieur est située dans la couche du silt argileux. En raison du manque de l'espace ; l'épaisseur de la paroi moulée a été limité à 60 cm.

Le bâtiment à droite (bâtiment 1) est un R+1 et celui à gauche (bâtiment 2) est aussi un R+1 mais avec un sous-sol, chacun fait 11 m de largeur par 8 m de hauteur et le sous-sol fait 4 m de hauteur et l'ossature est assurée par les portiques. Les deux constructions ne sont pas liées donc on peut les traiter séparément.

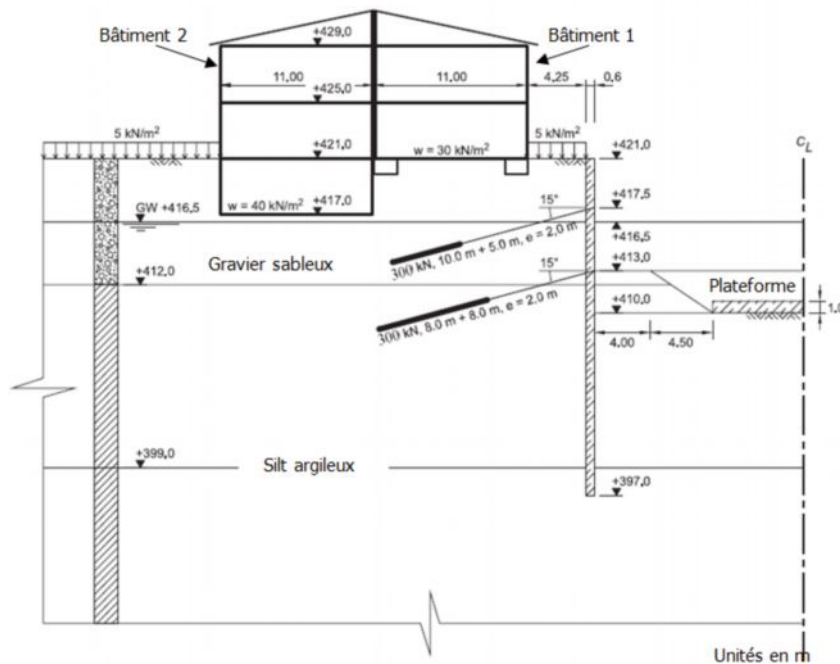


Illustration 4.1 : Vue en coupe du modèle de référence

En laissant une berme dans la phase finale d'excavation comme un appui additionnel dans la couche du silt argileux et on la remplace par le gravier sableux.

**Remarque :** Une berme est une masse de sol laissée en place devant l'écran lors d'un terrassement, par exemple en dessous du lit inférieur d'appuis. Le poids d'une berme augmente les contraintes devant l'écran et peut réduire les déplacements latéraux de 50% pendant qu'elle est en place. Ainsi les déplacements finals seront également réduits (Puller 1996).

Même pour l'utilisation de bermes pour des conditions non drainées à court terme augmente plus efficacement la stabilité d'un écran de soutènement que la prolongation de la fiche (Daly et Powrie 2001).

## 4.3 Modèle constitutif et paramètres des matériaux

### 4.3.1 Paramètres du sol et de l'interface

Le comportement du sol est caractérisé par les paramètres résumés dans le *tableau 4.1* ; ces paramètres ont été prises de nombreux testes de laboratoire et in situ. Le modèle de comportement '*Hardening soil model*' est utilisé pour modéliser le comportement des différentes couches du sol.

Tableau 4.1 : Paramètres du sol et de l'interface

Paramètres	Nom	Gravier sableux	Silt argileux	Unités
Modèle type	Model	Hardening soil	Hardening soil	-
Type de comportement	type	Drainé	Non Drainé	-
Poids volumique sec	$\gamma_{dry}$	18.9	20.0	kN/m <sup>3</sup>
Poids volumique humide	$\gamma_{sat}$	20.7	20.2	kN/m <sup>3</sup>
Perméabilité horizontale	$k_x$	2.59	8.6E10 <sup>-3</sup>	m/jour
Perméabilité verticale	$k_y$	2.59	8.6E10 <sup>-3</sup>	m//jour
Module tangent dans un essai œdométrique	$E_{oed}^{ref}$	52000	37600	kN/m <sup>2</sup>
Module sécant dans un essai triaxial	$E_{50}^{ref}$	52000	37600	kN/m <sup>2</sup>
Module en décharge	$E_{ur}^{ref}$	208000	150400	kN/m <sup>2</sup>
Coefficient de poisson	$\nu_{ur}$	0.20	0.20	-
Puissance	m	0	0.65	-
Coefficient des terres au repos	$K_0^{NC}$	0.426	0.562	-
Contrainte de référence	$P_{ref}$	100	100	kN/m <sup>2</sup>
Cohésion	c	2.0	30	kN/m <sup>2</sup>
Angle de frottement	$\varphi$	35	26	°
Angle de dilatance	$\psi$	5.0	0.0	°
Facteur de rigidité de l'interface	$R_{inter}$	0.67	0.67	-

### 4.3.2 Paramètres des éléments structuraux

Tableau 4.2 : Paramètres du bâtiment

Paramètre	Nom	Valeur	Unités
Type de comportement	Matériau type	Elastique	-
Rigidité normale	EA	2,2.10 <sup>7</sup>	KN/m
Rigidité de flexion	EI	1,173.10 <sup>6</sup>	KN.m <sup>2</sup> /m
Epaisseur équivalente	d	0.8	m
Poids	w	10	KN/m/m
Coefficient de poisson	$\nu$	0.15	-

Tableau 4.3 : Paramètres de la paroi moulée

Paramètre	Nom	Valeur	Unités
Type de comportement	Matériau type	Elasto-plastique	-
Rigidité normale	EA	1,8.10 <sup>7</sup>	KN/m
Rigidité de flexion	EI	5,4.10 <sup>5</sup>	KN.m <sup>2</sup> /m
Epaisseur équivalente	d	0.60	m
Poids	w	9	KN/m/m
Coefficient de poisson	$\nu$	0.15	-
Forces maximales	$M_p$	1500	KN.m/m
	$N_p$	12000	KN/m

Tableau 4.4: Paramètres de la plateforme

Type de comportement	$\gamma_{dry}$ kN/m <sup>3</sup>	E kN/m <sup>2</sup>	$\nu$ -
Linéaire élastique, non poreux	25	$1.00.10^6$	0.15

Tableau 4.5 : Paramètres des bulbes et tirants d'ancrage

	Paramètre	Nom	Valeur	Unités
Tirants d'ancrage	Type de comportement	Matériau type	Elasto-plastique	-
	Rigidité normale	EA	167000	KN/m
	Espacement	Ls	2.0	m
	Précontrainte du tirant 1	F	300	KN/m/m
	Précontrainte du tirant 2	F	300	KN/m/m
	Forces maximales à la compression et à la tension	Fmax,comp	0.01	KN
		Fmax,tens	2560	KN
Bulbes d'ancrage	Rigidité normale	EA	167000	KN/m

## 4.4 Modélisation par Plaxis V8.2

### 4.4.1 Modélisation géométrique

Le modèle de référence n'est pas symétrique, il sera modélisé par un modèle géométrique 2D de 90 m de largeur sur 50 m de profondeur. Les conditions aux limites sont choisies par défaut ; les déplacements sont bloqués au fond et seulement ceux verticaux sont libres sur les deux cotés.

Les deux constructions sont modélisées par des éléments poutre. Des interfaces sont utilisées pour produire les effets d'interaction entre les structures et le sol.

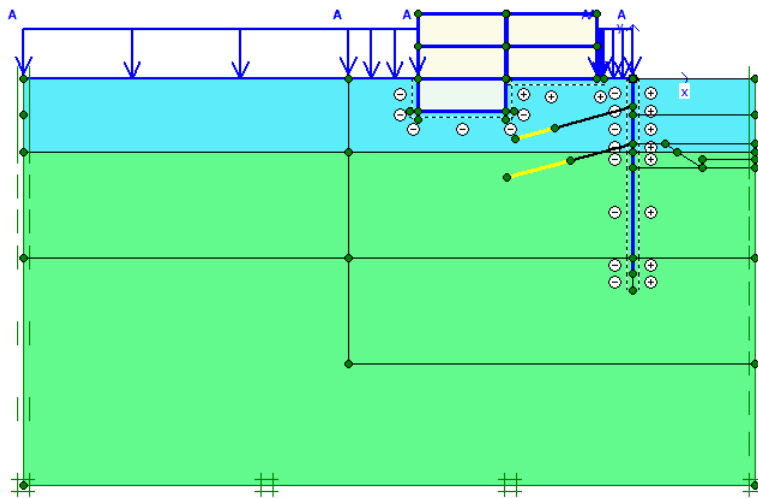


Illustration 4.2 : Modèle géométrique (Plaxis)

## 4.4.2 Génération du maillage

La modélisation du modèle de référence est faite par des éléments à 15-nœuds ; avec un nombre de 1269 éléments et 10661 nœuds.

On règle de finesse du maillage ; on le raffine localement au niveau des éléments structuraux comme indiqué sur l'illustration 4.3.

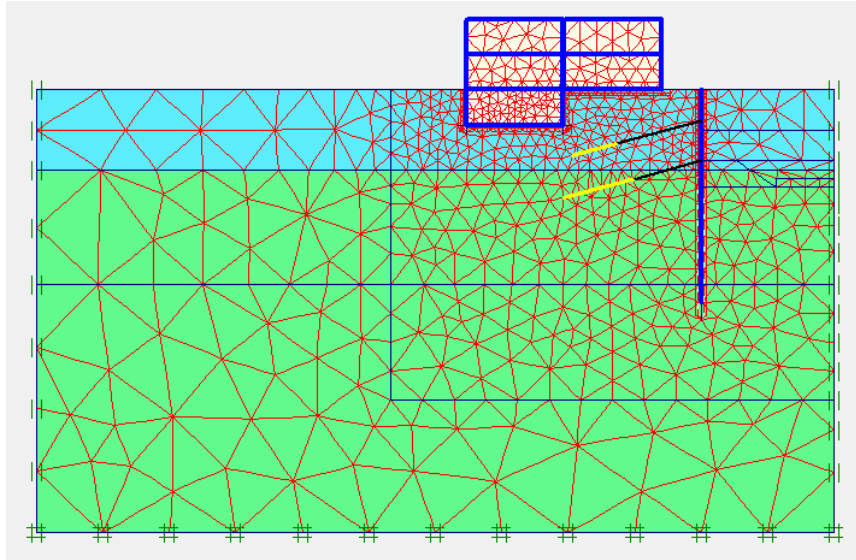


Illustration 4.3 : Maillage du modèle de référence

## 4.4.3 Conditions initiales

Une fois le maillage est effectué il convient de paramétrer les conditions initiales du sol c.à.d. la génération des pressions interstitielles initiales ainsi que des contraintes initiales.

### 4.4.3.1 Pressions interstitielles initiales

Le niveau de la nappe phréatique initial est à -4.5 m de la surface (Voir l'illustration 4.4) et la génération des pressions interstitielles correspondantes est illustrée par l'illustration 4.5 nous donne une pression interstitielle extrême de  $-452.52 \text{ KN/m}^2$ .

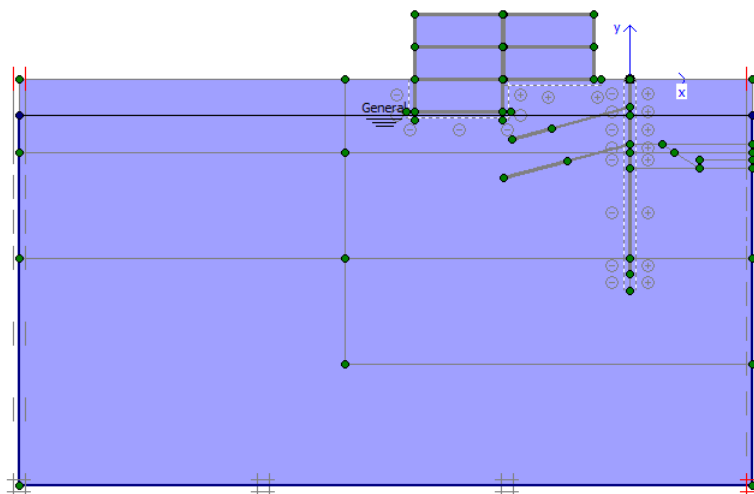
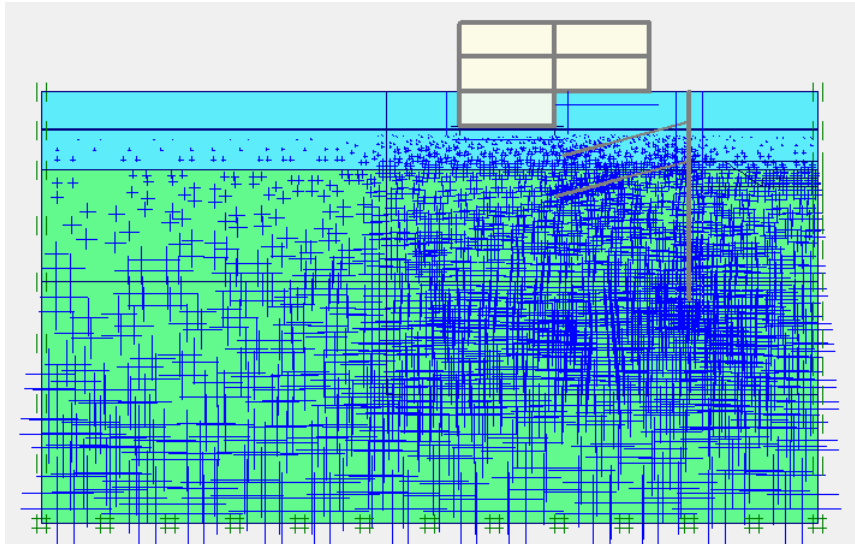


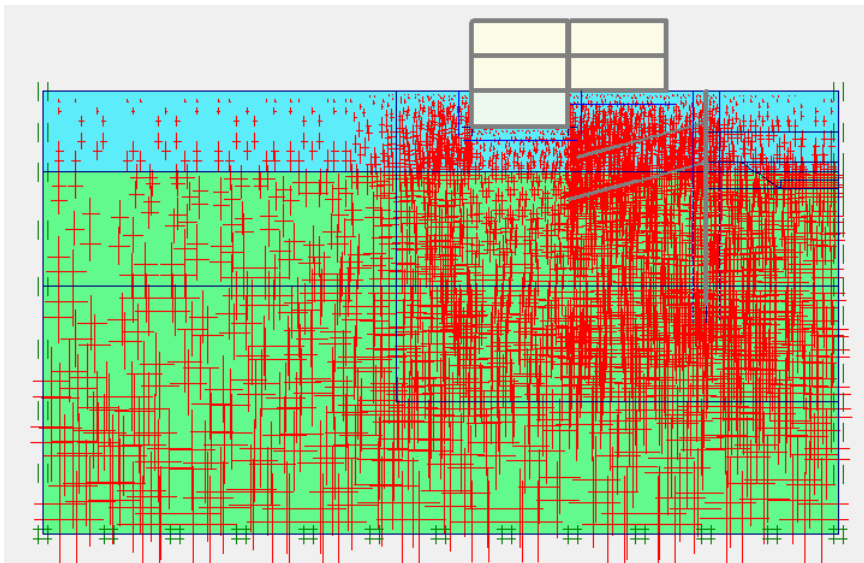
Illustration 4.4 : Conditions hydrauliques initiales



*Illustration 4.5 : Génération des pressions interstitielles initiales*

#### 4.4.3.2 Contraintes initiales

L'initialisation des contraintes se fait en condition  $K_0$  (procédure  $K_0$ ) ; le logiciel Plaxis propose par défaut un  $K_0$  selon la formule de Jaky ( $K_0 = 1 - \sin \phi'$ ). Dans la phase d'initialisation des contraintes il faut placer le sol initial à la place des éléments structuraux (désactiver les éléments structuraux ainsi que l'élément du sol créé par défaut au niveau des deux bâtiments) comme indique l'illustration 4.6 ci-dessous. La génération des contraintes initiales nous donne une contrainte principale effective extrême de  $-548.87 \text{ KN/m}^2$ .



*Illustration 4.6 : Génération des contraintes initiales*

## 4.5 Procédure de calcul

Après la définition d'un modèle aux éléments finis, les calculs peuvent être effectués. Le phasage de construction sera fait par un enchaînement d'étapes de calcul (Ce phasage de travaux peut être facilement simulé dans Plaxis au moyen de l'option *Staged construction*) comme suit :

**Phase 0 :** Initiation des contraintes (procédure  $K_0$ ) ; on détermine les contraintes effectives initiales.

**Phase 1 :** Activation des deux bâtiments en ignorant le comportement non drainé.

**Phase 2 :** Activation de la paroi moulée en ignorant le comportement non drainé et on remet les déplacements à zéro. Réalisation de la première tranche d'excavation à un niveau de - 4.5 m de la surface.

**Phase 3 :** Réalisation de la première tranche d'excavation à un niveau de - 4.5 m de la surface.

**Phase 4 :** On active le premier lit des tirants d'ancrage avec une force de précontrainte de 300 KN.

**Phase 5 :** Réalisation de la deuxième tranche d'excavation à un niveau de -8.00 m de la surface. En incluant le rabattement de la nappe phréatique au même niveau d'excavation.

**Phase 6 :** On active le second lit des tirants d'ancrage avec une force de précontrainte de 300 KN.

**Phase 7 :** Réalisation de la troisième tranche d'excavation à un niveau de -11.00 m de la surface en remplaçant le matériau de la berme. En incluant le rabattement de la nappe phréatique au même niveau d'excavation.

**Phase 8 :** Réalisation de la dernière tranche d'excavation on levant la berme et on installe la plateforme au même niveau d'excavation (-11.00 m de la surface).

Enfin ; la profondeur finale de fouille est 14 m après l'excavation et rabattement de la nappe phréatique (pompage de l'eau).

## 4.6 Principaux résultats

La on donnera pour la paroi moulée les résultats de toutes les phases de construction (phases : de 3 jusqu'à 8) et pour les bâtiments seulement les résultats des phases d'excavation (phases : 3, 5,7 et 8) ainsi que pour la déformation de l'ensemble du modèle géométrique et on s'intéresse aux résultats suivants:

- Déformation de l'ensemble du modèle géométrique.
- Efforts internes dans les éléments structuraux(les bâtiments et la paroi moulée)

**Pour la paroi moulée :** Les moments fléchissent, les efforts de cisaillements et les efforts normaux.

**Pour les bâtiments :** Les moments fléchissent et les efforts de cisaillements.

➤ Déformations des éléments structuraux (les bâtiments et la paroi moulée)

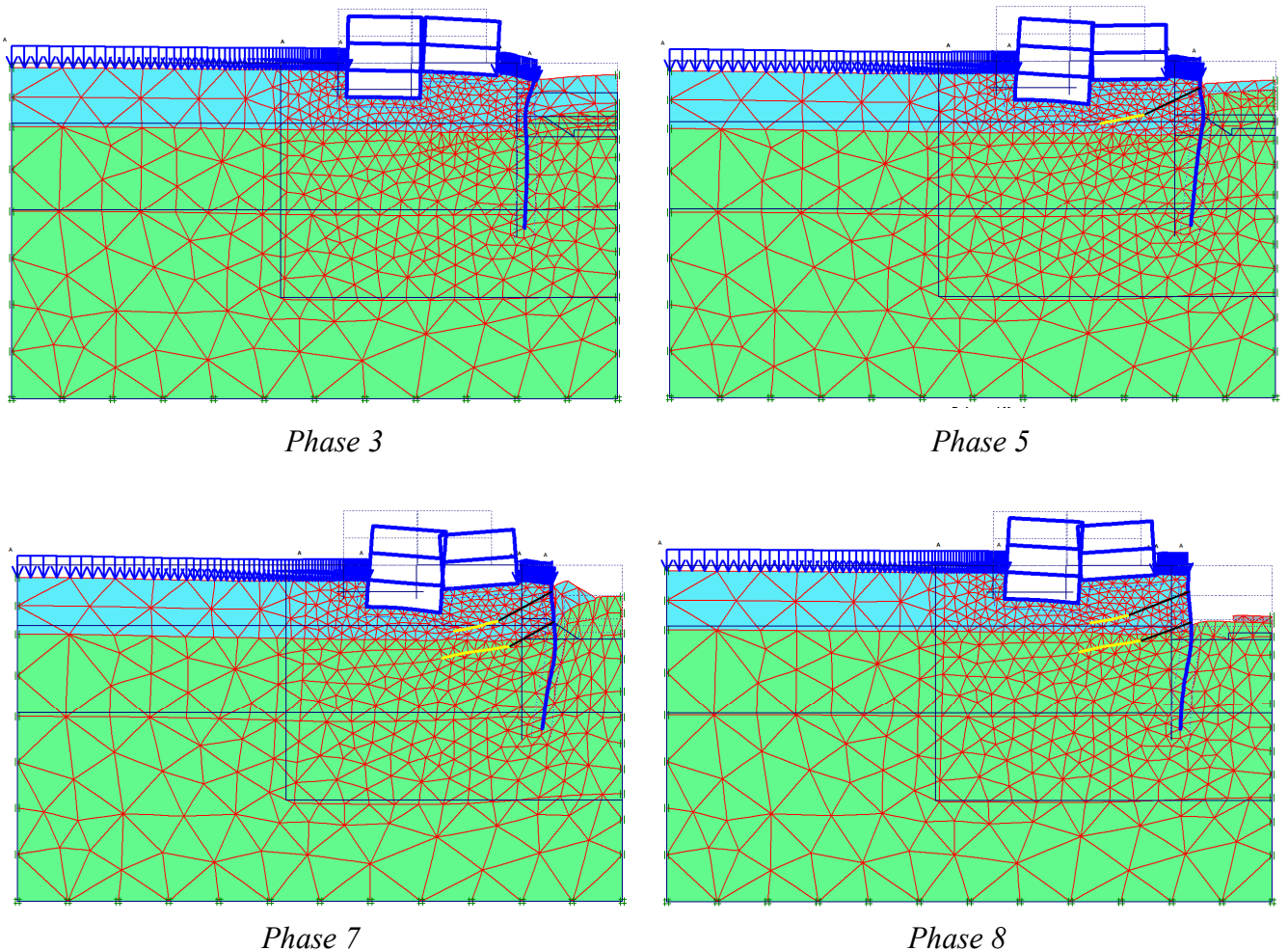
**Pour la paroi moulée :** Déplacements horizontaux maximaux à la tête.

**Pour les bâtiments :**

- Le tassement maximal ( $\rho$ ), le tassement différentiel ( $\delta\rho$ ) et la rotation ( $\theta$ ) de la base.
- Le déplacement horizontal maximal ( $\rho_h$ ) et la déformation horizontale ( $\varepsilon_h$ ) de la base.
- La flèche ( $\Delta$ ) et le coefficient de fléchissement ( $\Delta/L$ ) de la base.
- L'inclinaison ( $\omega$ ) et la distorsion angulaire ( $\beta$ ) du bâtiment.

#### 4.6.1 Déformation de l'ensemble du modèle géométrique

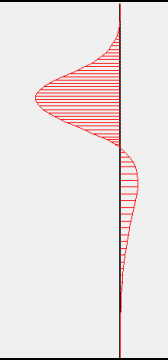





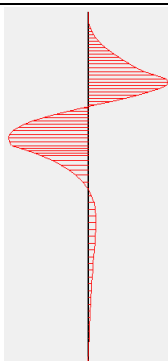
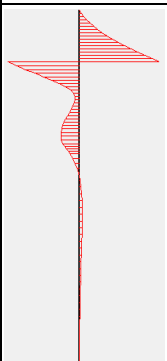

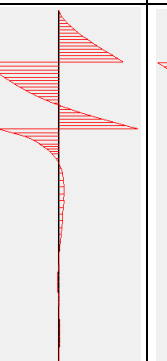
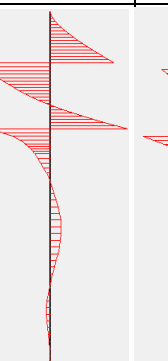

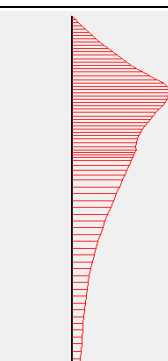
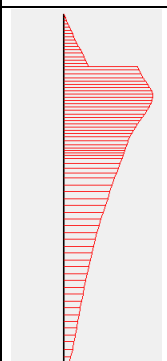
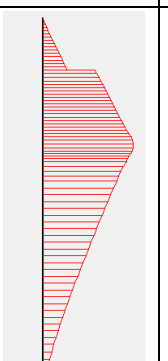
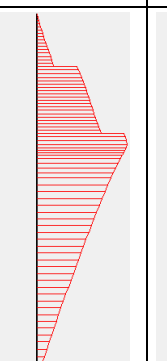
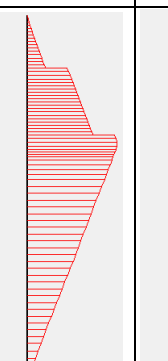
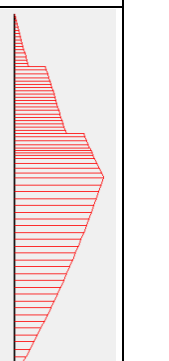
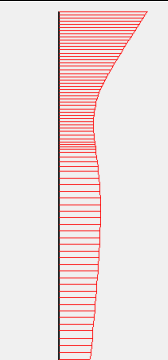
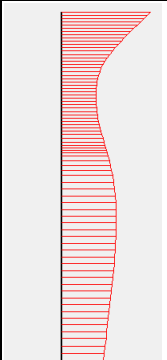
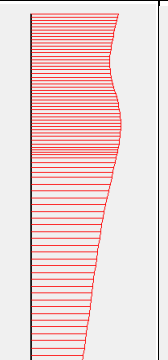
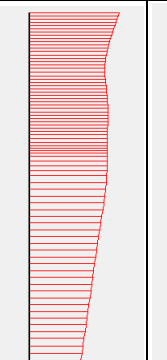
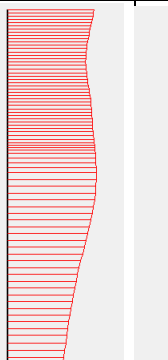
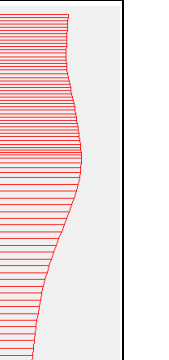
On se limite à la représentation des déformations de l'ensemble du modèle géométrique pour les quatre phases d'excavation (3, 5, 7 et 8).



*Illustration 4.7 : Déformation de l'ensemble du modèle géométrique dans les phases d'excavation (3, 5, 7 et 8)*

### 4.6.2 Résultats pour la paroi moulée

Tableau 4.6 : Principaux résultats pour la paroi moulée

	Phase 3	Phase 4	Phase 5	Phase 6	Phase 7	Phase 8
Moment fléchissant (diagrammes et valeurs maximales) (KN.m/m)						
	115.86	213.92	212.69	194.51	194.68	207.95
Effort tranchant (diagrammes et valeurs maximales) (KN/m)						
	47.58	-153.56	161.06	-165.62	-167.45	196.52
Effort normal (diagrammes et valeurs maximales) (KN/m)						
	-70.70	-141.03	-264.08	-308.72	-336.96	-433.36
Déplacements horizontaux (diagrammes et valeurs a la tête de la paroi moulée) en mm						
	6.60	5.18	8.32	8.60	9.73	12.80

### 4.6.3 Validation du modèle de référence

La validation des résultats obtenus à partir du modèle de calcul de référence se fait par la comparaison de ces résultats avec des autres obtenus à partir des mesures réelles ou des calculs qui sont faite préalablement. (Voir les illustrations ci-dessous).

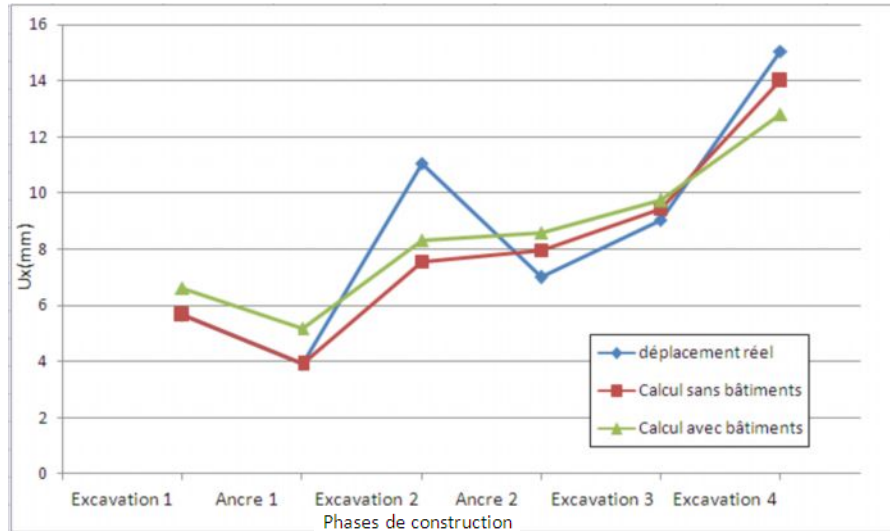


Illustration 4.8 : Comparaison des mesures *in situ* et des résultats de calcul des déplacements horizontaux de la tête de la paroi moulée.

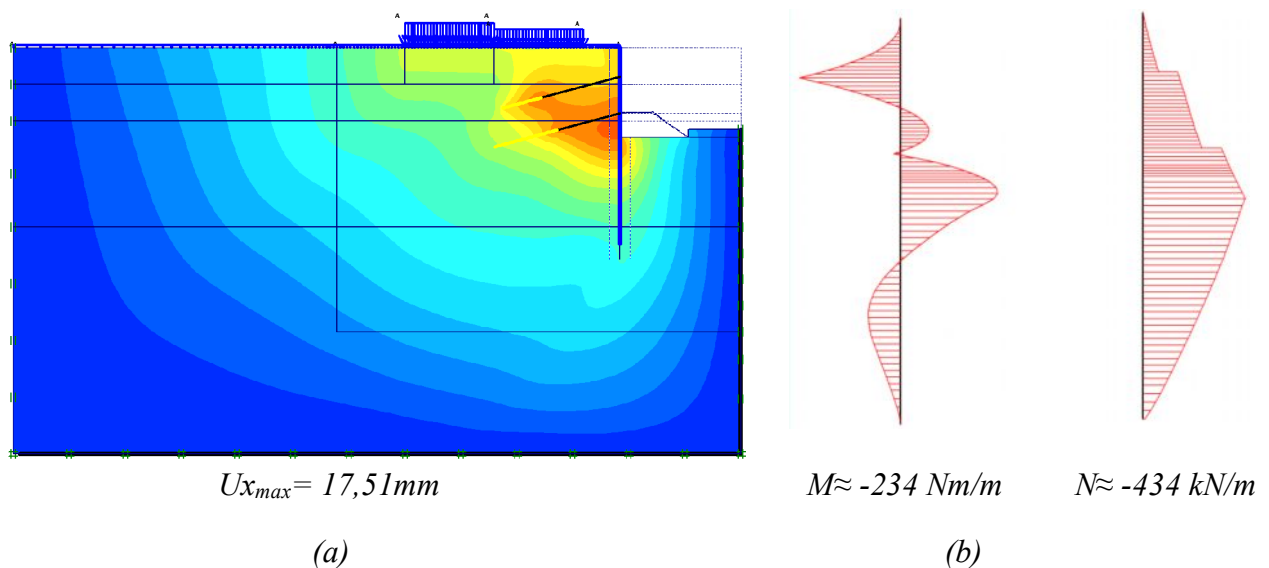


Illustration 4.9 : Autres résultats de calcul obtenus par "Graz university of technology" à l'Autriche

- (a) Déplacements horizontaux de la phase finale d'excavation.
- (b) Efforts internes dans la paroi moulée.

L'illustration 4.8 représente des résultats mesurés in situ et des autres de calcul en utilisant le logiciel Plaxis, d'un part ceux obtenus par le groupe géotechnique de l'université de l'Autriche (sans bâtiments) et d'autre part ceux obtenus à partir du modèle de calcul de référence de ce mémoire, des déplacements horizontaux de la tête de la paroi moulée. Les trois courbes montrent qu'il n'y a pas de grandes différences (qui sont égales approximativement à 1 mm) entre tous les résultats obtenus durant les différentes phases illustrées.

Cependant, l'illustration 4.9 représente des résultats obtenus par le groupe géotechnique de l'université précédente, comparant les efforts internes de la paroi moulée avec ceux représentés dans le *tableau 4.6* on observe une petite différence dans les moments fléchissants (-208 Nm/m Vs -234 Nm/m) et on remarque que les efforts normaux sont égaux (-434 kN/m).

Les déplacements horizontaux extrêmes sont  $U_{x_{max}} = 17,51\text{mm}$  (résultat obtenu par le groupe géotechnique de l'université de l'Autriche) et 15.89 mm (résultat obtenu à partir du modèle de calcul de référence de ce travail).

À partir de tous les données ci-dessus on remarque que la différence est très petite (d'environ de 10 %), donc on peut baser sur le modèle de calcul de référence pour représenter les résultats des bâtiments dans ce chapitre et d'entamer l'étude paramétrique dans le chapitre qui suit.

## 4.6.4 Interprétation des résultats

### 4.6.4.1 Déformation de l'ensemble du modèle géométrique

L'illustration 4.7 montre qu'après chaque excavation nous avons :

- Un tassement des bases des bâtiments avec rotation qui introduit une inclinaison vers la droite pour les deux bâtiments dans la première phase d'excavation. Et une inclinaison vers la gauche pour le bâtiment 1 et vers la droite pour le bâtiment 2 dans les restes phases d'excavation.
- Un déplacement horizontal de tête de la paroi moulée à cause des pressions des terres en derrière et de l'effet de l'écoulement d'eau.
- Un soulèvement du fond de fouille à cause de chargement du sol en surface pour la phase 3 et en plus de l'effet de l'écoulement d'eau dans les autres phases.

### 4.6.4.2 Résultats de la paroi moulée

Les résultats du *tableau 4.6* montrent que il y a une augmentation des efforts internes dans la paroi moulée (le moment fléchissant, l'effort de cisaillement et l'effort normale) pour toutes les phases d'excavation, ainsi que le moment fléchissant augmente en fonction de la profondeur d'excavation et la quantité excavée (phase 7 pour le moment fléchissant il y a une petite augmentation à cause de l'effet des tirants d'ancrage) à cause des pressions latérales des terres et

des pressions de l'eau derrière de la paroi et le chargement de surface du sol derrière la paroi moulée. Ces dernières provoquent aussi une augmentation dans le déplacement horizontal de la paroi.

### 4.6.5 Résultats pour les bâtiments

Nous allons donner les résultats des quatre (04) phases d'excavation (3, 5, 7 et 8) et on particulier à la base des bâtiments.

#### 4.6.5.1 Les moments fléchissent et les efforts de cisaillements

##### a) Présentation des résultats

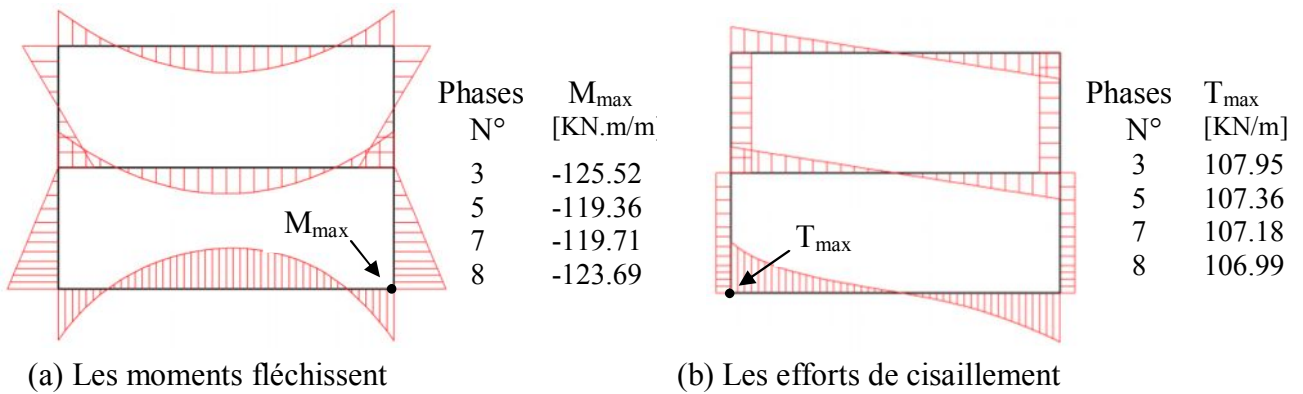


Illustration 4.10: **Bâtiment 1** : résultats des phases (3, 5, 7 et 8)

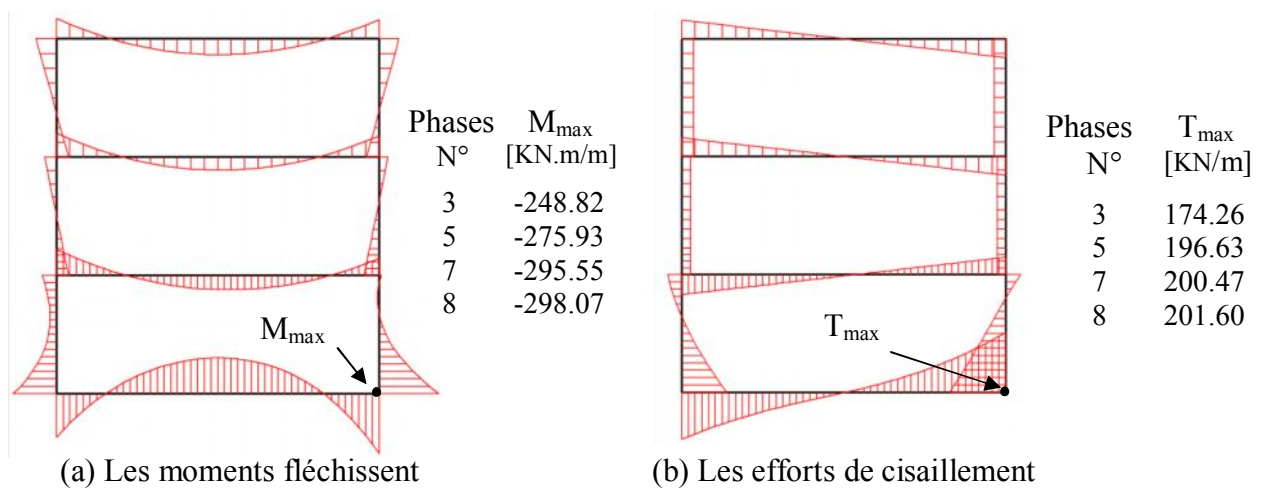


Illustration 4.11: **Bâtiment 2** : résultats des phases (3, 5, 7 et 8)

**b) Interprétations des résultats**

Les résultats donnés par les illustrations 4.7 et 4.8 nous informent qu'il y a une petite augmentation dans les efforts internes (les moments fléchissent et les efforts de cisaillement) parce que il n'y a pas de changement du chargement au niveau du bâtiment 2. Il ya aussi une très petite perturbation dans les valeurs de ces efforts du bâtiment 1 a cause de l'effet du déplacement des terre vers la fouille d'un part ; et de l'effet du bâtiment 2 d'autre part.

**4.6.5.2 Les déformations des bâtiments**

**a) Présentation des résultats**

Les résultats des déformations pour les deux bâtiments sont présentés dans les tableaux 4.6 et 4.7

Tableau 4.6 : Principaux résultats de déformations du bâtiment 1





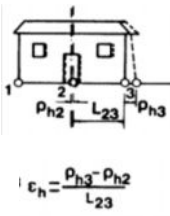
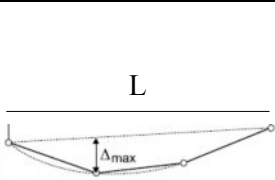
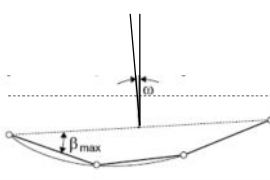





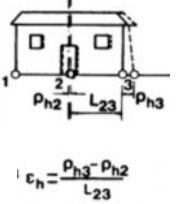

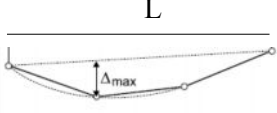

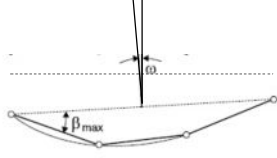
	Diagrammes	Phases	$\rho$ en [mm]	$\delta\rho$ en [mm]	$\theta$ en [°]
Le tassement maximal ( $\rho$ ), le tassement différentiel ( $\delta\rho$ ) et La rotation ( $\theta$ ) de la base du bâtiment		Phase 3	-3.78	1.22	$7,49 \cdot 10^{-3}$
		Phase 5	-5,72	0.29	$2,06 \cdot 10^{-3}$
		Phase 7	-7,23	1.69	$9,35 \cdot 10^{-3}$
		Phase 8	-10.99	3.75	$2,03 \cdot 10^{-2}$
Le déplacement horizontal maximal ( $\rho_h$ ) et la déformation horizontale ( $\epsilon_h$ ) de la base du bâtiment	Schéma	Phases	$\rho_h$ en [mm]	$\epsilon_h$	/
		Phase 3	3.07	$5,12 \cdot 10^{-7}$	
		Phase 5	6.60	$4,59 \cdot 10^{-7}$	
		Phase 7	7.79	$4,39 \cdot 10^{-7}$	
		Phase 8	10.59	$9,19 \cdot 10^{-7}$	
La flèche ( $\Delta$ ) et le ratio de fléchissement ( $\Delta/L$ ) de la base du bâtiment	Schéma	Phases	( $\Delta$ ) en [mm]	( $\Delta/L$ )	/
		Phase 3	- 0,10	$8,91 \cdot 10^{-6}$	
		Phase 5	0,03	$3,18 \cdot 10^{-6}$	
		Phase 7	0,05	$4,97 \cdot 10^{-6}$	
		Phase 8	0,12	$1,13 \cdot 10^{-5}$	
L'inclinaison ( $\omega$ ) et la distorsion angulaire ( $\beta$ ) du bâtiment	Schéma	Phases	$\omega$ en [°]	$\beta$ en [°]	/
		Phase 3	$0,64 \cdot 10^{-2}$	$0,10 \cdot 10^{-2}$	
		Phase 5	$0,15 \cdot 10^{-2}$	$0,04 \cdot 10^{-2}$	
		Phase 7	$0,88 \cdot 10^{-2}$	$0,06 \cdot 10^{-2}$	
		Phase 8	$1,95 \cdot 10^{-2}$	$0,13 \cdot 10^{-2}$	

Tableau 4.7 : Principaux résultats de déformations du bâtiment 2

	Diagrammes	Phases	$\rho$ en [mm]	$\delta\rho$ en [mm]	$\theta$ en [°]
Le tassement maximal ( $\rho$ ), le tassement différentiel ( $\delta\rho$ ) et la rotation ( $\theta$ ) de la base du bâtiment		Phase 3	-2.59	0.40	$2,78.10^{-3}$
		Phase 5	-4.84	1.35	$1,07.10^{-2}$
		Phase 7	-6,18	1.75	$1,33.10^{-2}$
		Phase 8	-8.01	3.18	$2,24.10^{-2}$
Le déplacement horizontal maximal ( $\rho_h$ ) et la déformation horizontale ( $\epsilon_h$ ) de la base du bâtiment	Schéma	Phases	$\rho_h$ en [mm]	$\epsilon_h$	
		Phase 3	2.54	$6,36.10^{-7}$	
		Phase 5	5.57	$2,12.10^{-6}$	
		Phase 7	6.96	$2,40.10^{-6}$	
		Phase 8	8.37	$3,37.10^{-6}$	
La flèche ( $\Delta$ ) et le ratio de fléchissement ( $\Delta/L$ ) de la base du bâtiment	Schéma	Phases	( $\Delta$ ) en [mm]	( $\Delta/L$ )	
		Phase 3	0,05	$4,42.10^{-6}$	
		Phase 5	0,22	$2,05.10^{-5}$	
		Phase 7	0,27	$2,40.10^{-5}$	
		Phase 8	0,40	$3,65.10^{-5}$	
L'inclinaison ( $\omega$ ) et la distorsion angulaire ( $\beta$ ) du bâtiment	Schéma	Phases	$\omega$ en [°]	$\beta$ en [°]	
		Phase 3	$0,21.10^{-2}$	$0,05.10^{-2}$	
		Phase 5	$0,71.10^{-2}$	$0,23.10^{-2}$	
		Phase 7	$0,92.10^{-2}$	$0,28.10^{-2}$	
		Phase 8	$1,67.10^{-2}$	$0,42.10^{-2}$	

**b) interprétation des résultats**

Les résultats classés dans les Tableaux 4.6 et 4.7 nous montrent ce qui suit :

- Les tassements des bâtiments augmentent avec l'augmentation de la profondeur excavée ; dont les valeurs maximales égalent à -10.99 mm pour le bâtiment 1 et -8.01 mm pour le bâtiment et cette différence entre les deux valeurs due à la distance entre la fouille et le bâtiment et elle ne due pas principalement au poids des bâtiments.

-Les tassements différentiels des bâtiments augmentent avec l'augmentation de la profondeur excavée ; seulement pour le bâtiment 1 qui a un changement de la position du tassement maximal du coin droite vers le coin gauche à cause du tassement immédiat de la surface du sol derrière la paroi moulée et à cause de l'effet du bâtiment 2; cette augmentation implique une augmentation des rotations des bâtiments.

-Les déplacements horizontaux et les déformations horizontales augmentent en fonction de la profondeur excavée ; et cette augmentation due au déplacement latéral des terres soutenu par la paroi moulée vers la fouille.

-La flèche de la base du bâtiment 1 se produite dans la première phase d'excavation a cause du tassement immédiat du sol et dans les autres phases elle presque nulle.

## 4.7 Synthèse

D'après les résultats de calcul pris dans les comparaisons on conclue qu'il y a un effet d'influence entre les deux bâtiments et aussi entre ces deux derniers et l'excavation.

Le fond de fouille se soulève sous l'effet des pressions latérales des terres et des pressions hydrostatiques provoquées par l'écoulement, ces deux effets influents aussi sur le déplacement de la paroi moulée.

D'après les résultats de calcul cités dans les différents tableaux on conclue qu'il y a un effet d'influence entre les ouvrage et qui provoque un changement de l'état de contraintes

# **CHAPITRE 5**

**Etude paramétrique**

## 5.1 Introduction

Après la première étude du modèle de référence et les résultats obtenus, on peut utiliser notre modèle pour faire une deuxième étude qui est l'étude paramétrique. Ici on va montrer l'effet des quelques paramètres sur les déformations des bâtiments. On utilise la même coupe du projet, avec les mêmes données et on change à chaque fois le paramètre à comparer, donc il sera question de montrer l'effet de différents paramètres sur les résultats particulièrement au niveau des déformations des bâtiments (les bases) ; les paramètres à modifier sont toujours dans les fourchettes raisonnables.

On prend en compte deux types de paramètres :

- Paramètres de calcul (modélisation) ;
- Paramètres géotechniques.

Dans cette étude on va étudier les déformations ci-dessous de la dernière phase (pour les deux bâtiments):

- Les tassements.
- La déformation horizontale ( $\epsilon_h$ ) de la base bâtiment.
- La flèche ( $\Delta$ ) et le ratio de fléchissement ( $\Delta/L$ ) de la base.
- La distorsion angulaire ( $\beta$ ) du bâtiment et l'inclinaison ( $\omega$ ).

## 5.2 Effet des paramètres de calcul (modélisation)

Parmi les paramètres de modélisation on propose l'effet du type de maillage et celui de la précision de calcul.

Du part du maillage on le change à des éléments à 06 nœuds et on compare les résultats obtenus aux résultats du modèle de référence (15 nœuds).

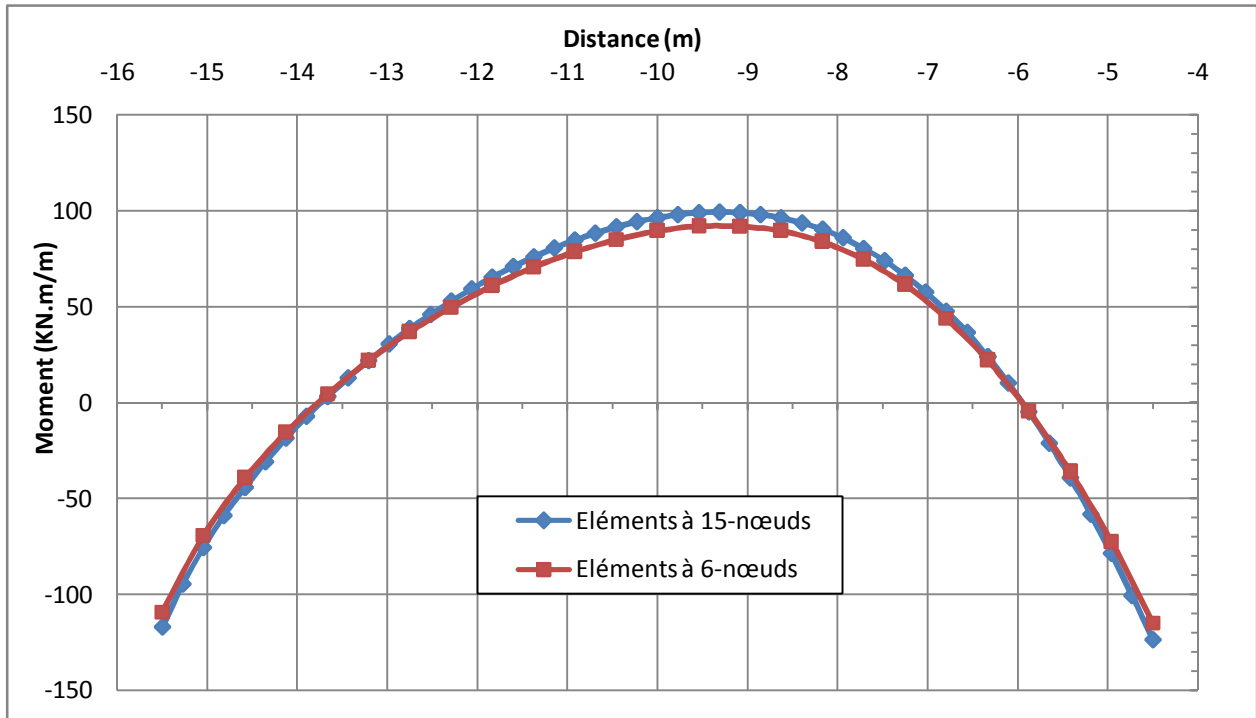
Et de l'autre part de la précision des calculs ; elle est définie par la tolérance sur la convergence des calculs. Par défaut dans Plaxis V.8, la tolérance est de 1%, celle utilisée pour le calcul du modèle de référence.

Pour étudier l'effet de ce paramètre on fait le calcul pour :

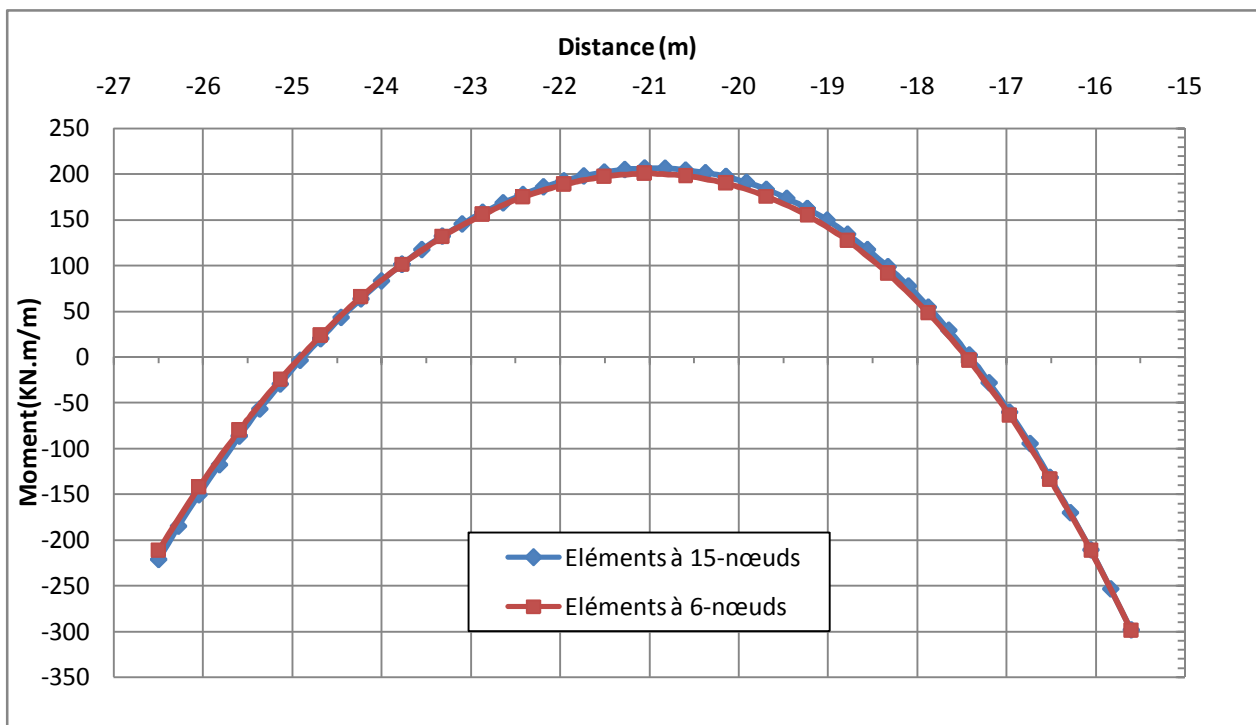
- Une tolérance de 1% (modèle de référence) ;
- Une tolérance de 3%.

**5.2.1 Présentation des résultats obtenus :** Les résultats obtenus sont présentés ci-dessous :

**5.2.1.1 L'effet du type de maillage**

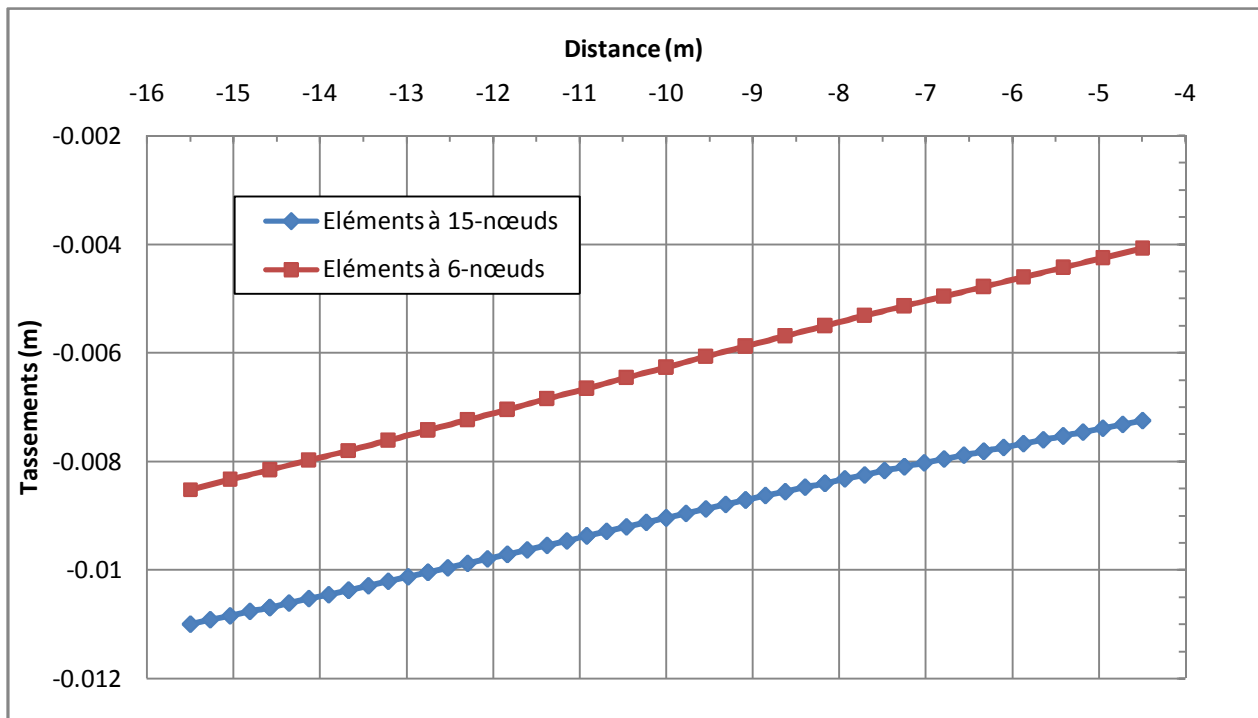


a) Bâtiment 1

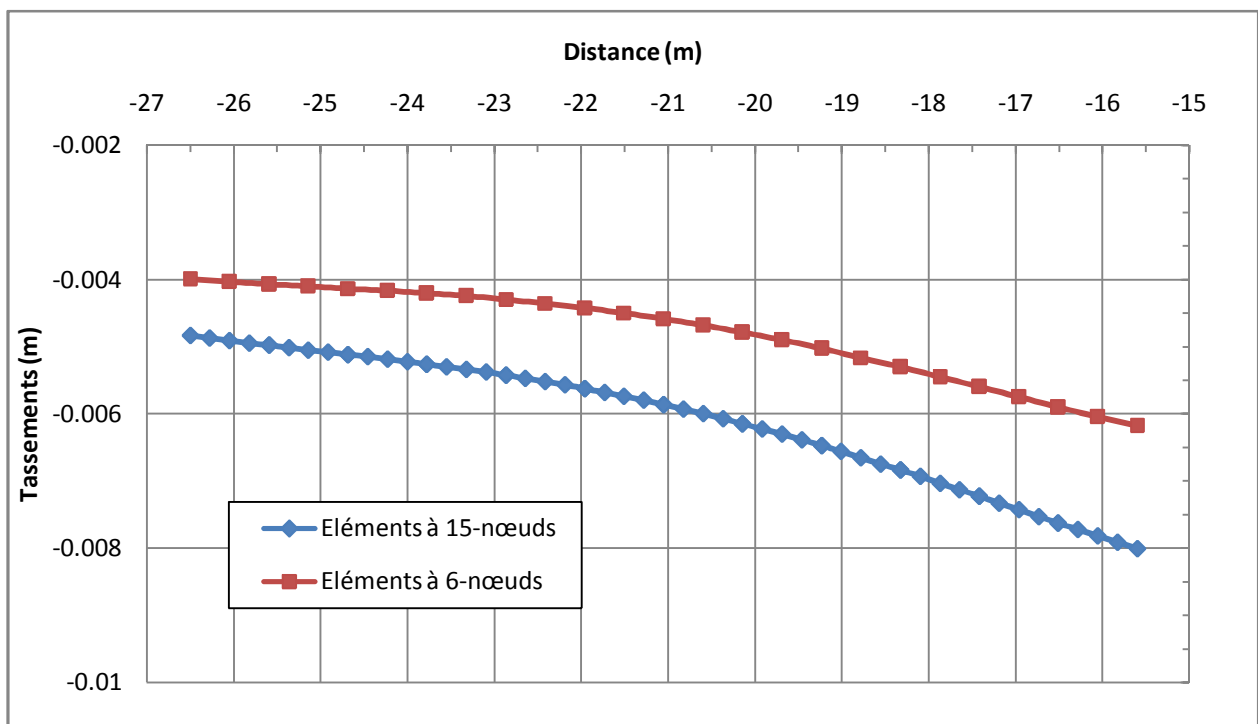


b) Bâtiment 2

Illustration 5.1 : Influence du maillage sur le moment fléchissant



a) Bâtiment 1



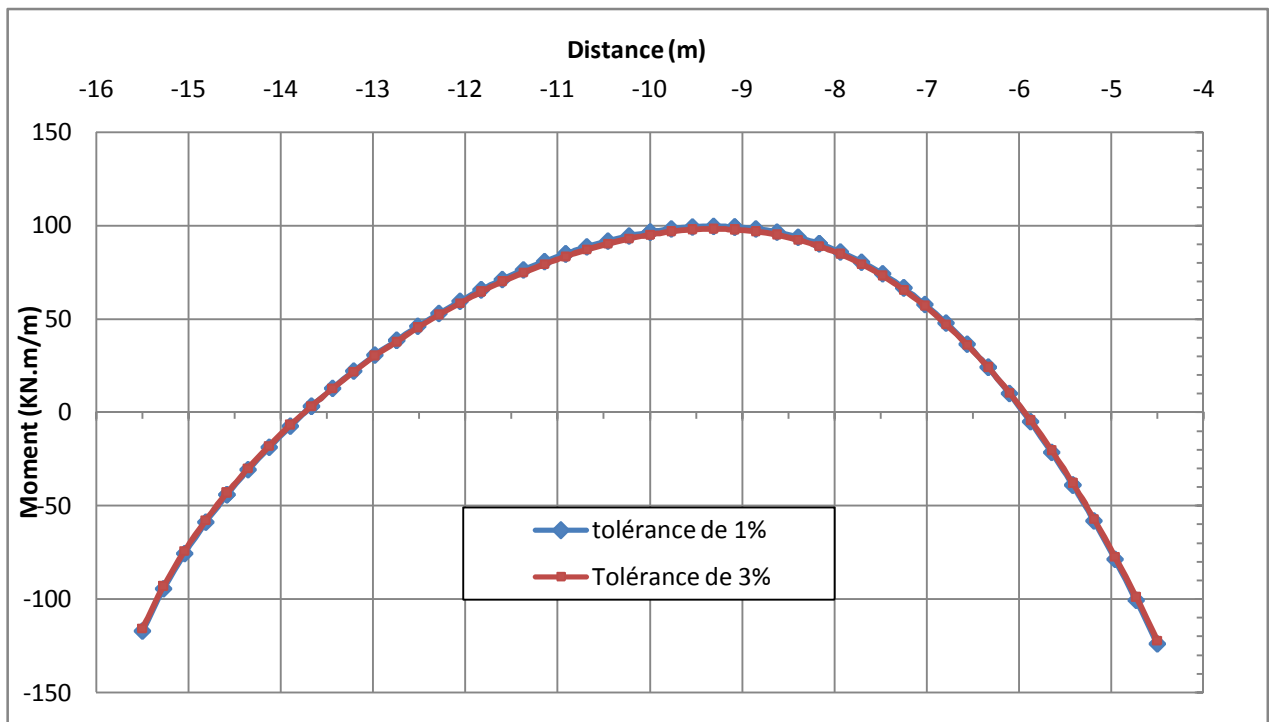
b) Bâtiment 2

Illustration 5.2 : Influence du maillage sur les tassements

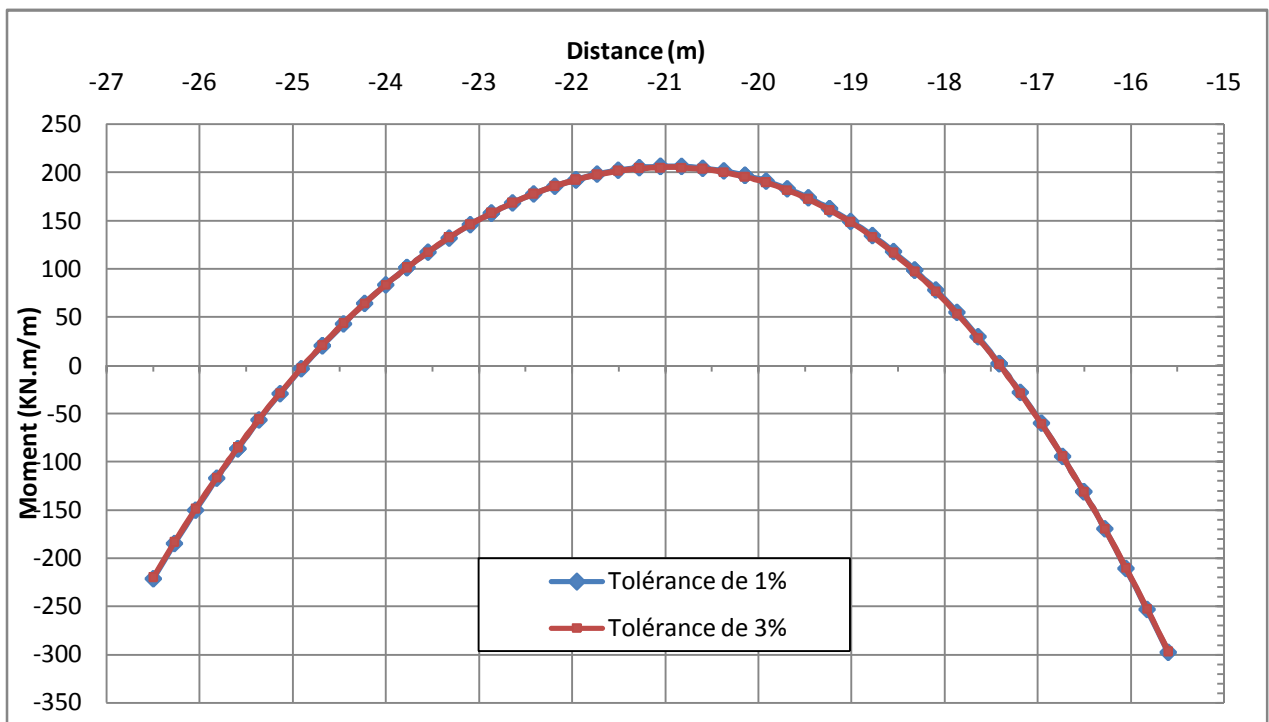
Tableau 5.1 : Influence du maillage sur les des déformations des bâtiments

Le tassement maximal ( $\rho$ ), le tassement différentiel ( $\delta\rho$ ) et La rotation ( $\theta$ ) de la base du bâtiment	Bâtiments	6/15-nœuds	$\rho$ en [mm]	$\delta\rho$ en [mm]	$\theta$ en [ $^\circ$ ]
	Bâtiment 1	Eléments à 6-nœuds	-10.99	3.75	$2,03.10^{-2}$
		<b>Eléments à 15-nœuds</b>	<b>-10.99</b>	<b>3.75</b>	<b><math>2,03.10^{-2}</math></b>
	Bâtiment 2	Eléments à 6-nœuds	-6.18	2.19	$6,08.10^{-3}$
		<b>Eléments à 15-nœuds</b>	<b>-8.01</b>	<b>3.18</b>	<b><math>2,24.10^{-2}</math></b>
	<hr/>				
Le déplacement horizontal maximal ( $\rho_h$ ) et la déformation horizontale ( $\varepsilon_h$ ) de la base du bâtiment	Bâtiments	6/15-nœuds	$\rho_h$ en [mm]	$\varepsilon_h$	/
	Bâtiment 1	Eléments à 6-nœuds	10,59	$9,19.10^{-7}$	
		<b>Eléments à 15-nœuds</b>	<b>10.59</b>	<b><math>9,19.10^{-7}</math></b>	
	Bâtiment 2	Eléments à 6-nœuds	7.62	$8,64.10^{-7}$	
		<b>Eléments à 15-nœuds</b>	<b>8.37</b>	<b><math>3,37.10^{-6}</math></b>	
	<hr/>				
La flèche ( $\Delta$ ) et le ratio de fléchissement ( $\Delta/L$ ) de la base du bâtiment	Bâtiments	6/15-nœuds	( $\Delta$ ) en [mm]	( $\Delta/L$ )	/
	Bâtiment 1	Eléments à 6-nœuds	0.12	$1,13.10^{-5}$	
		<b>Eléments à 15-nœuds</b>	<b>0.12</b>	<b><math>1,13.10^{-5}</math></b>	
	Bâtiment 2	Eléments à 6-nœuds	0.32	$2,91.10^{-5}$	
		<b>Eléments à 15-nœuds</b>	<b>0,40</b>	<b><math>3,65.10^{-5}</math></b>	
	<hr/>				
L'inclinaison ( $\omega$ ) et la distorsion angulaire ( $\beta$ ) du bâtiment	Bâtiments	6/15-nœuds	$\omega$ en [ $^\circ$ ]	$\beta$ en [ $^\circ$ ]	/
	Bâtiment 1	Eléments à 6-nœuds	$1.95.10^{-2}$	$0.13.10^{-2}$	
		<b>Eléments à 15-nœuds</b>	<b><math>1.95.10^{-2}</math></b>	<b><math>0,13.10^{-2}</math></b>	
	Bâtiment 2	Eléments à 6-nœuds	$1.15.10^{-2}$	$0.33.10^{-2}$	
		<b>Eléments à 15-nœuds</b>	<b><math>1.67.10^{-2}</math></b>	<b><math>0,41.10^{-2}</math></b>	

5.2.1.2 L'effet de la précision du calcul

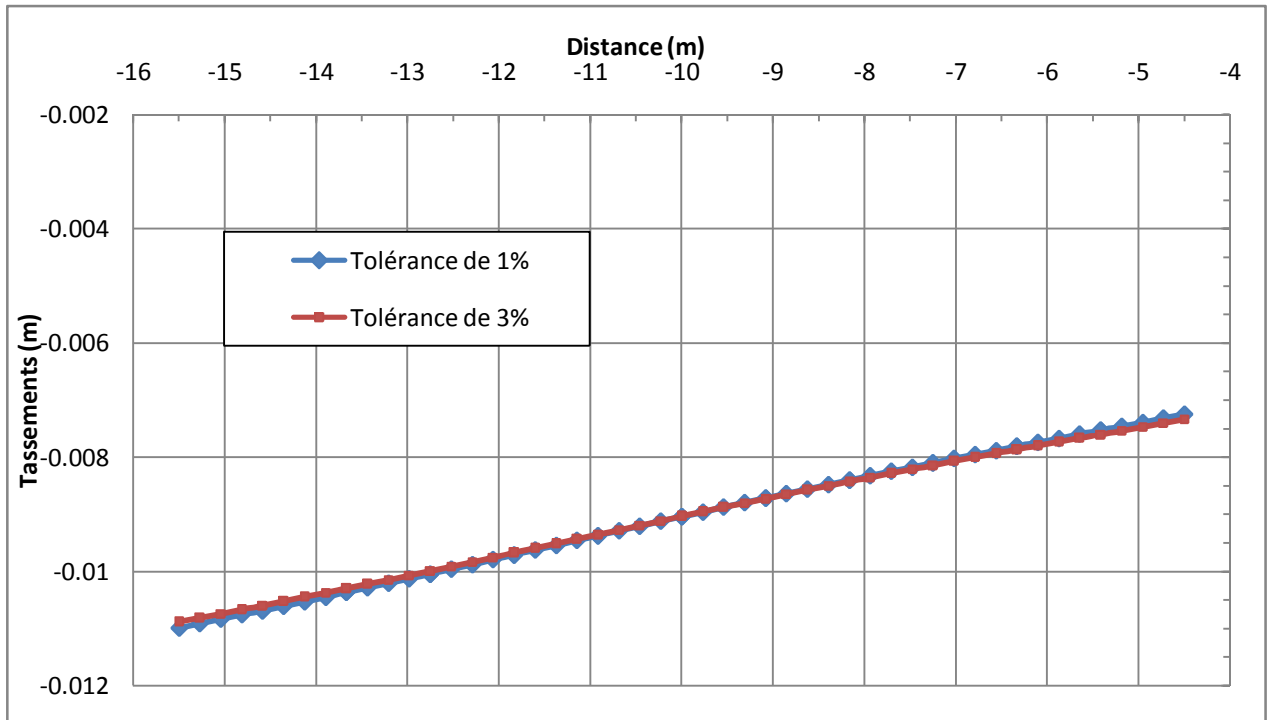


a) Bâtiment 1

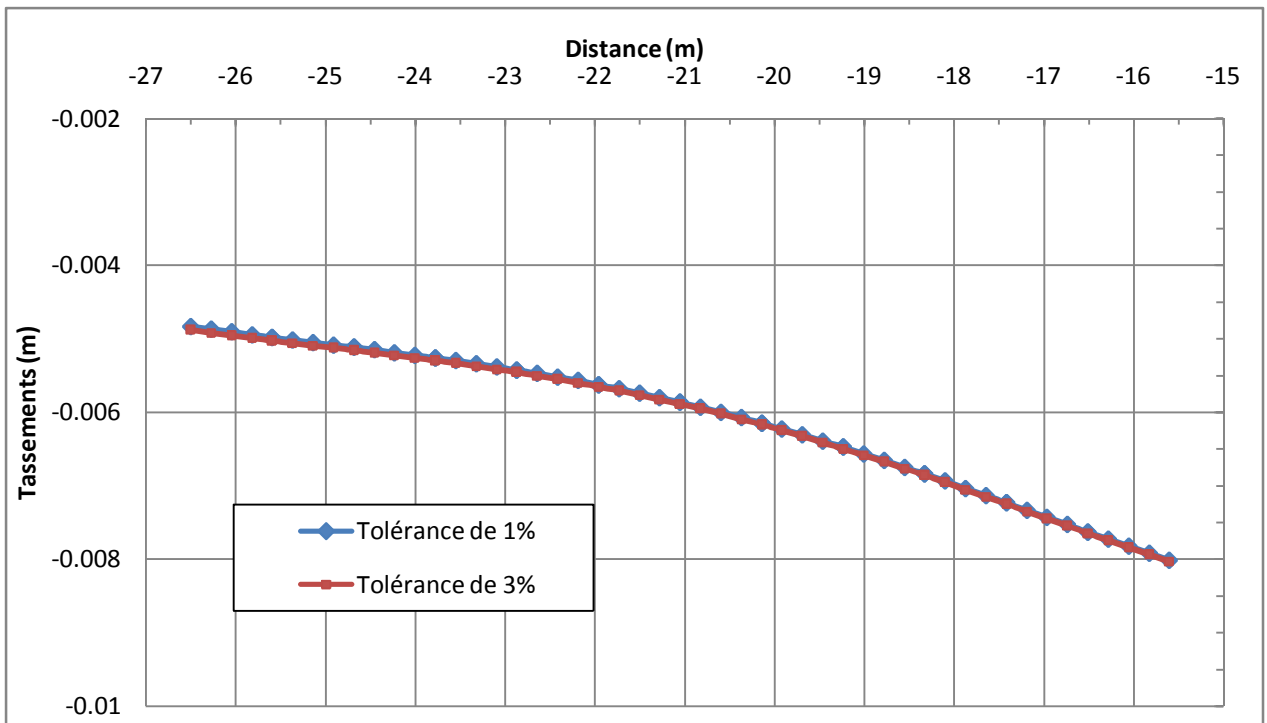


b) Bâtiment 2

Illustration 5.3 : Influence de la précision du calcul sur le moment fléchissant



a) Bâtiment 1



b) Bâtiment 2

Illustration 5.4 : Influence de la précision du calcul sur les tassements

Tableau 5.2 : Influence de la précision du calcul sur les déformations des bâtiments

Le tassement maximal ( $\rho$ ), le tassement différentiel ( $\delta\rho$ ) et La rotation ( $\theta$ ) de la base du bâtiment	Bâtiments	Tolérance	$\rho$ en [mm]	$\delta\rho$ en [mm]	$\theta$ en [ $^\circ$ ]
	Bâtiment 1	Tolérance de 3%	-10.89	3.55	$1,93.10^{-2}$
		<b>Tolérance de 1%(réf)</b>	<b>-10.99</b>	<b>3.75</b>	<b><math>2,03.10^{-2}</math></b>
	Bâtiment 2	Tolérance de 3%	-8.03	3.15	$2,23.10^{-2}$
		<b>Tolérance de 1%(réf)</b>	<b>-8.01</b>	<b>3.18</b>	<b><math>2,24.10^{-2}</math></b>
	Le déplacement horizontal maximal ( $\rho_h$ ) et la déformation horizontale ( $\varepsilon_h$ ) de la base du bâtiment	Bâtiments	Tolérance	$\rho_h$ en [mm]	$\varepsilon_h$
Bâtiment 1		Tolérance de 3%	10.55	$9,21.10^{-7}$	
		<b>Tolérance de 1%(réf)</b>	<b>10.59</b>	<b><math>9,19.10^{-7}</math></b>	
Bâtiment 2		Tolérance de 3%	8.68	$3,36.10^{-6}$	
		<b>Tolérance de 1%(réf)</b>	<b>8.37</b>	<b><math>3,37.10^{-6}</math></b>	
La flèche ( $\Delta$ ) et le ratio de fléchissement ( $\Delta/L$ ) de la base du bâtiment		Bâtiments	Tolérance	( $\Delta$ ) en [mm]	( $\Delta/L$ )
	Bâtiment 1	Tolérance de 3%	0.11	$1,03.10^{-5}$	
		<b>Tolérance de 1%(réf)</b>	<b>0.12</b>	<b><math>1,13.10^{-5}</math></b>	
	Bâtiment 2	Tolérance de 3%	0,40	$3,70.10^{-5}$	
		<b>Tolérance de 1%(réf)</b>	<b>0,40</b>	<b><math>3,65.10^{-5}</math></b>	
	L'inclinaison ( $\omega$ ) et la distorsion angulaire ( $\beta$ ) du bâtiment	Bâtiments	Tolérance	$\omega$ en [ $^\circ$ ]	$\beta$ en [ $^\circ$ ]
Bâtiment 1		Tolérance de 3%	$1.85.10^{-2}$	$0,12.10^{-2}$	
		<b>Tolérance de 1%(réf)</b>	<b><math>1.95.10^{-2}</math></b>	<b><math>0,13.10^{-2}</math></b>	
Bâtiment 2		Tolérance de 3%	$1.66.10^{-2}$	$0,42.10^{-2}$	
		<b>Tolérance de 1%(réf)</b>	<b><math>1.67.10^{-2}</math></b>	<b><math>0,41.10^{-2}</math></b>	

### 5.2.2 Interprétation des résultats obtenus

On remarque que la variation du maillage d'un élément de 15-nœuds à un élément de 6 nœuds influe beaucoup plus sur les résultats ; elle provoque la rupture rapide du sol, qui se manifeste par une augmentation importante dans les déplacements et les déformations aux bases des bâtiments et aussi dans les moments fléchissent. Cette variation due à la précision du maillage à 15-nœuds au contraire du maillage à 6-nœuds qui est relativement précis.

L'effet de variation de la précision de calcul passant de 1% à 3 % est très négligeable (l'augmentation et la diminution sont dans l'intervalle 0 à 9%) sur les résultats obtenus ça veut dire que les erreurs d'équilibre restent localement et globalement dans des limites acceptables (Les seuils d'erreur adoptés par Plaxis sont liés directement à la valeur spécifiée de l'erreur tolérée).

### 5.3 Effet des paramètres géotechniques

Pour ce qui concerne les paramètres géotechniques on va étudier l'influence des paramètres définis ci-dessous :

#### 5.3.1 Effet des paramètres du sol

Les paramètres du sol sont : la cohésion ( $c$ ), l'angle de frottement ( $\varphi$ ), le coefficient de poisson ( $\nu_{ur}$ ) et les modules  $E_{oed}^{ref}$ ,  $E_{50}^{ref}$  et  $E_{ur}^{ref}$ .

Dans l'étude paramétrique en fait variant les paramètres pris en compte dans le modèle de référence dans les fourchettes raisonnables comme nous indiquons ci-dessous :

- Pour l'étude de l'effet de ces paramètres on prend comme valeurs pour :
- La cohésion ( $c$ ) ;  $c + 5$  kPa et  $c - 5$  kPa
- L'angle de frottement ( $\varphi$ ) ;  $\varphi + 5^\circ$  et  $\varphi - 5^\circ$
- Le coefficient de poisson ( $\nu_{ur}$ ) ;  $\nu_{ur} + 0,1$  et  $\nu_{ur} - 0,1$
- Les modules  $E_{oed}^{ref}$ ,  $E_{50}^{ref}$  et  $E_{ur}^{ref}$  ;  $E + 25\%$  kPa et  $E - 25\%$  kPa

Ces valeurs sont prises pour tous les deux types du sol simultanément, à l'exception dans certains cas comme celui de la cohésion du gravier sableux en prend une valeur minimale de  $c = 0.21$  kPa.

Et celui de du module  $E_{ur}^{ref}$  qu'on le donne une valeur de  $4.E_{ur}^{ref}$  au lieu de la valeur de  $3.E_{oed}^{ref}$  ; prise généralement.

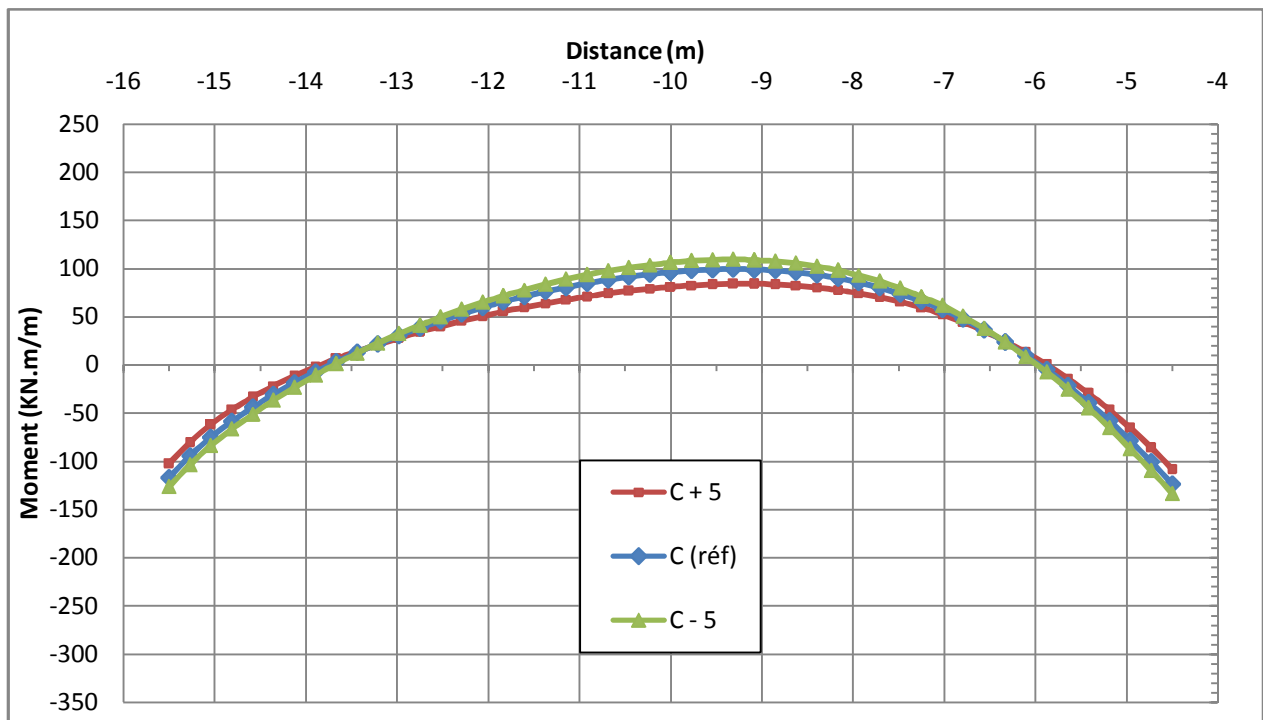
Fondamentalement, le modèle harding soil (HSM) est utilisé pour simuler le comportement du sol et le modèle de Mohr-coulomb est utilisé pour simuler les interfaces.

Plaxis peut manipuler des sables sans cohésion ( $c = 0$ ) ; mais certaines options ne fonctionnent pas bien et pour cette raison il est conseillé d'entrer au moins une valeur faible telle que  $c > 0.2$  kPa.

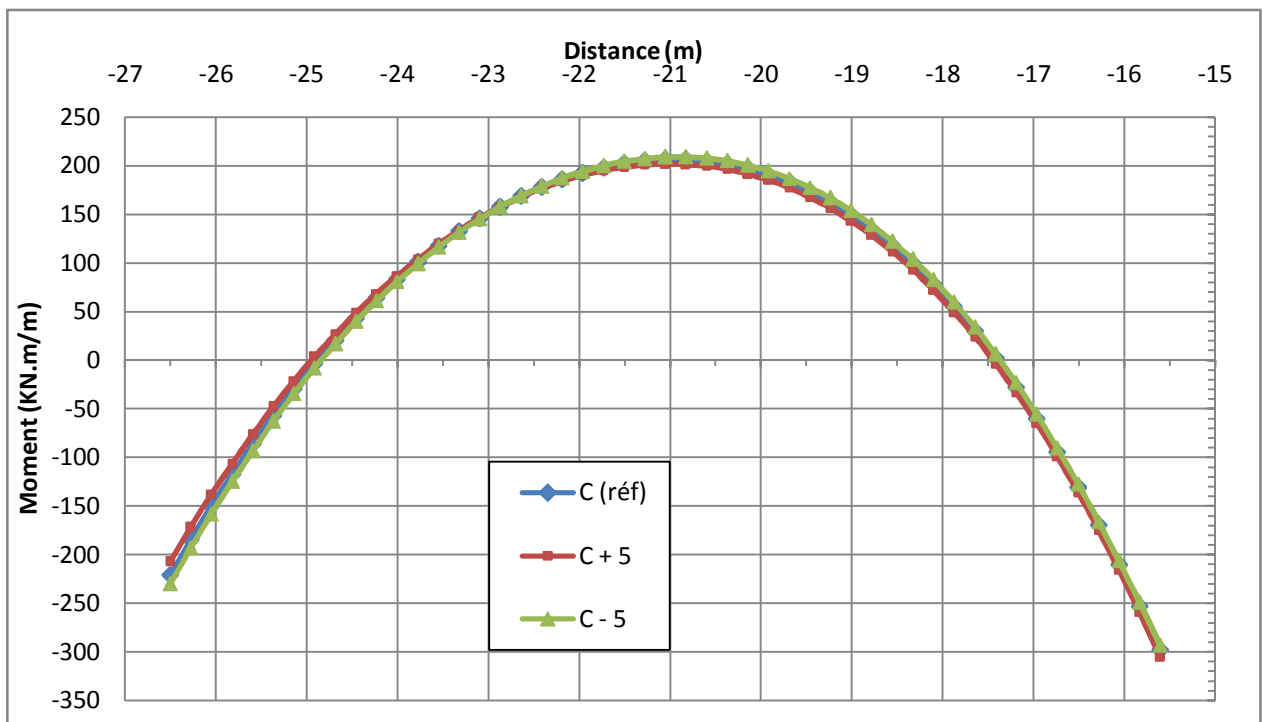
##### 5.3.1.1 Présentation des résultats obtenus

Les résultats des calculs obtenus sont présentés par les courbes sur les *Illustrations* de 5.5 à 5.12 et sur les *tableaux* de 5.3 à 5.6 suivants :

a- L'effet de la cohésion (c)

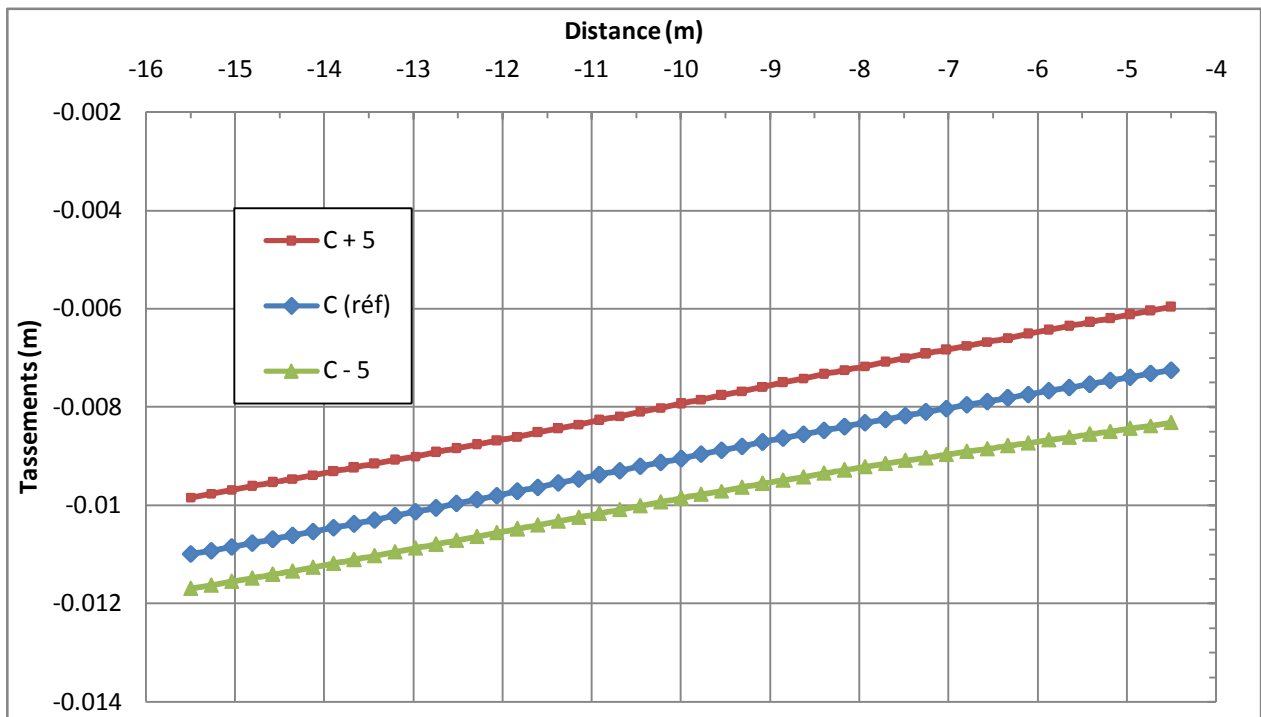


a) Bâtiment 1

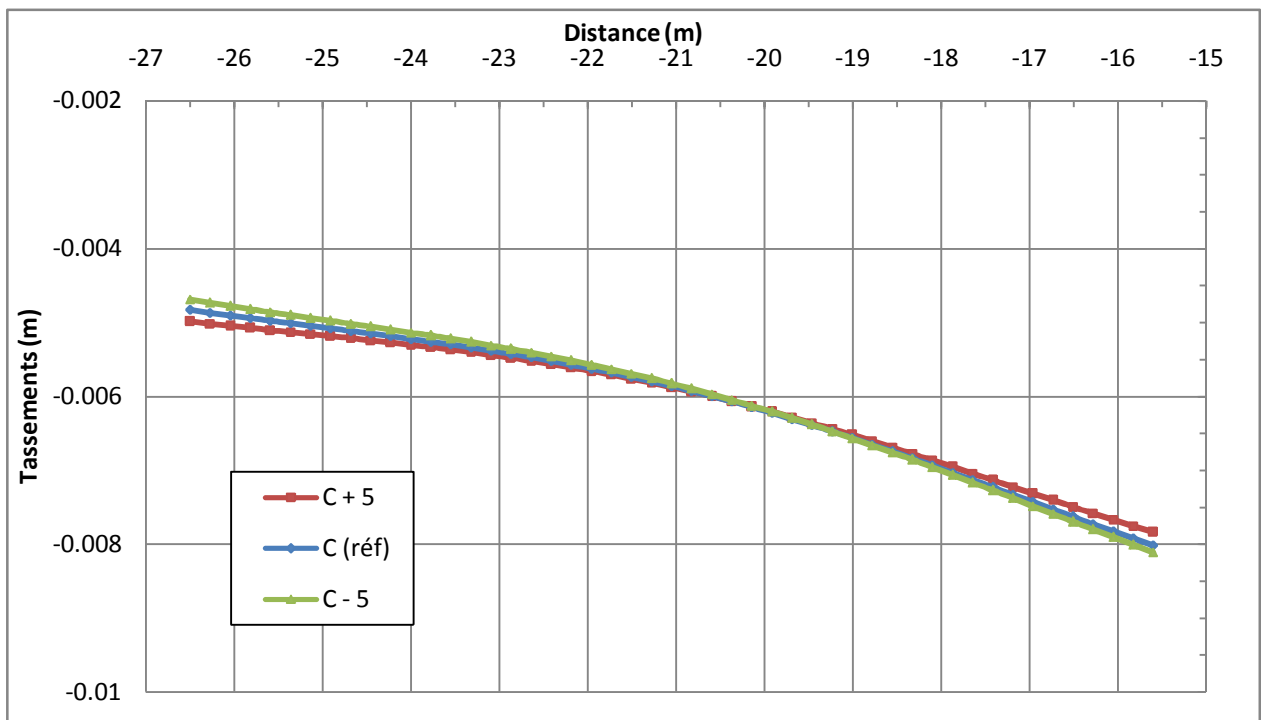


b) Bâtiment 2

Illustration 5.5 : Influence de la cohésion sur le moment fléchissant



a) Bâtiment 1



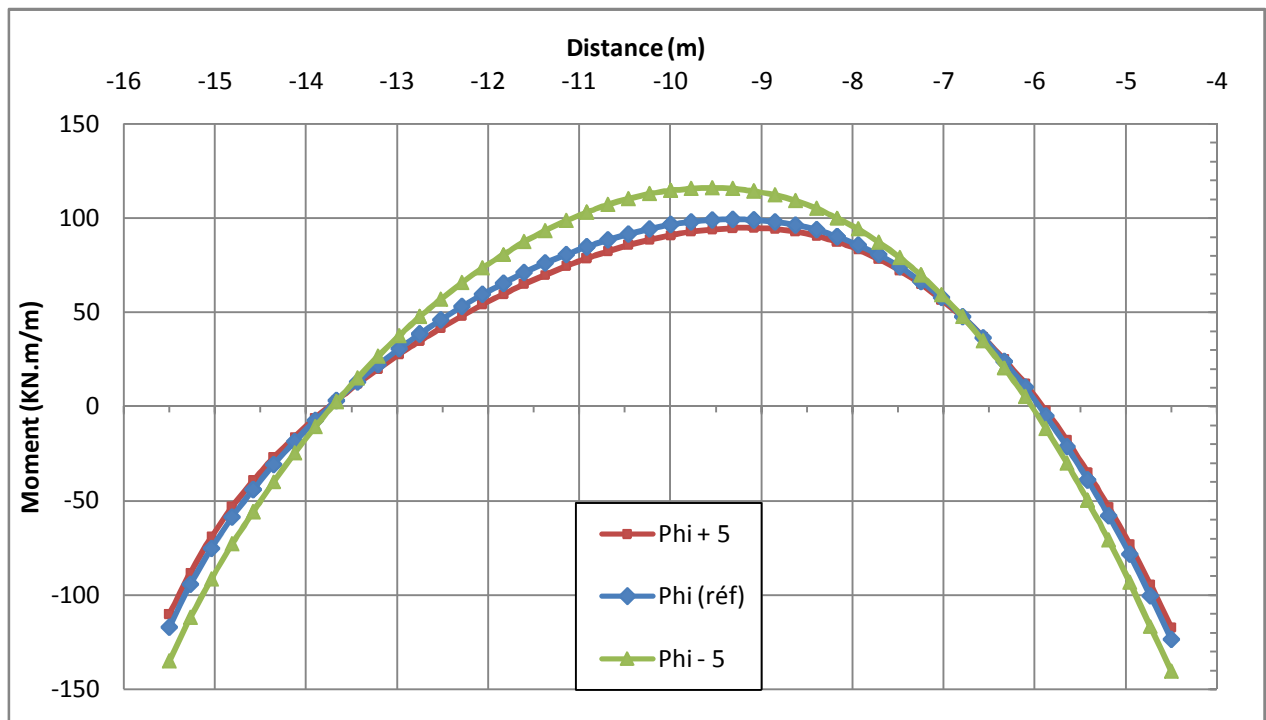
b) Bâtiment 2

Illustration 5.6 : Influence de la cohésion sur les tassements

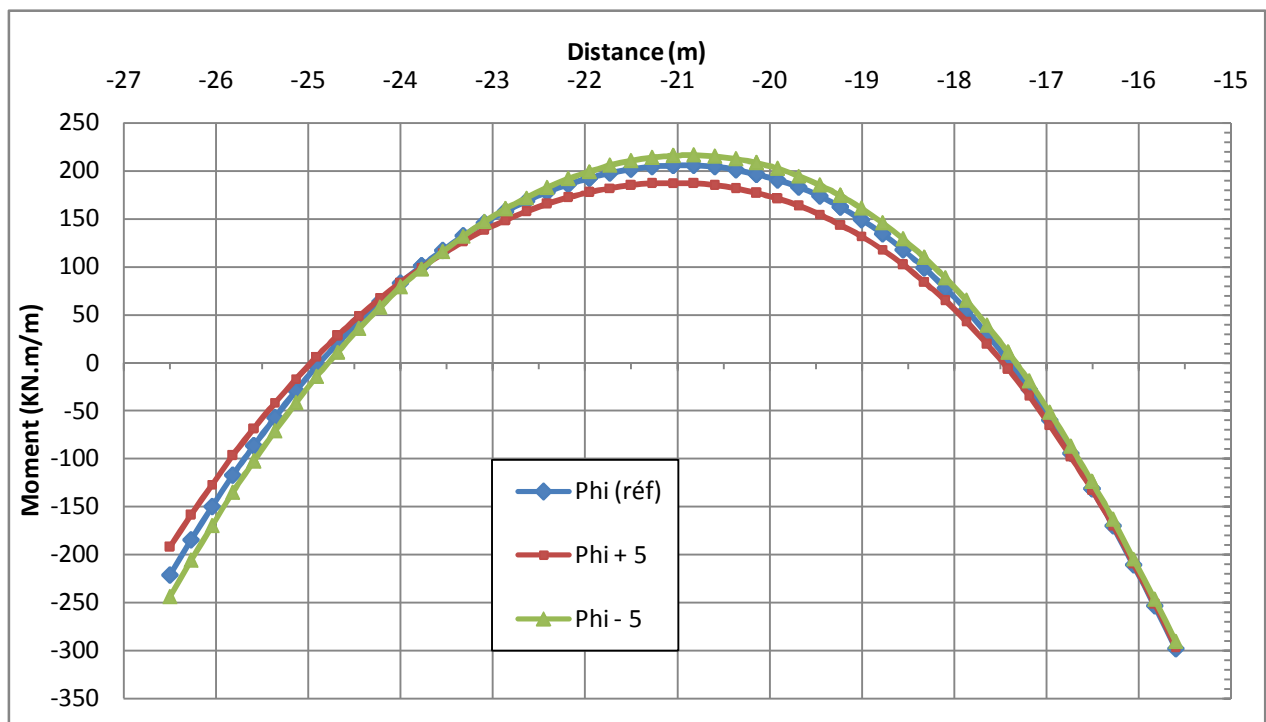
Tableau 5.3 : Influence de la cohésion sur les déformations des bâtiments

Le tassement maximal ( $\rho$ ), le tassement différentiel ( $\delta\rho$ ) et La rotation ( $\theta$ ) de la base du bâtiment	Bâtiments	C	$\rho$ en [mm]	$\delta\rho$ en [mm]	$\theta$ en [ $^\circ$ ]
	Bâtiment 1	C + 5	-9,83	3,87	$1,99.10^{-2}$
		<b>C (réf)</b>	<b>-10.99</b>	<b>3.75</b>	<b><math>2,03.10^{-2}</math></b>
		C - 5	-11,69	3,38	$1,92.10^{-2}$
	Bâtiment 2	C + 5	-7,83	2,85	$2,04.10^{-2}$
		<b>C (réf)</b>	<b>-8.01</b>	<b>3.18</b>	<b><math>2,24.10^{-2}</math></b>
		C - 5	-8,11	3,42	$2,38.10^{-2}$
Le déplacement horizontal maximal ( $\rho_h$ ) et la déformation horizontale ( $\varepsilon_h$ ) de la base du bâtiment	Bâtiments	C	$\rho_h$ en [mm]	$\varepsilon_h$	/
	Bâtiment 1	C + 5	9,72	$5,46.10^{-7}$	
		<b>C (réf)</b>	<b>10.59</b>	<b><math>9,19.10^{-7}</math></b>	
		C - 5	11,20	$1,14.10^{-6}$	
	Bâtiment 2	C + 5	8,45	$3,27.10^{-6}$	
		<b>C (réf)</b>	<b>8.37</b>	<b><math>3,37.10^{-6}</math></b>	
		C - 5	8,91	$3,51.10^{-6}$	
La flèche ( $\Delta$ ) et le ratio de fléchissement ( $\Delta/L$ ) de la base du bâtiment	Bâtiments	C	( $\Delta$ ) en [mm]	( $\Delta/L$ )	/
	Bâtiment 1	C + 5	0,07	$0,55.10^{-6}$	
		<b>C (réf)</b>	<b>0.12</b>	<b><math>1,13.10^{-5}</math></b>	
		C - 5	0,15	$1,40.10^{-5}$	
	Bâtiment 2	C + 5	0,38	$3,45.10^{-5}$	
		<b>C (réf)</b>	<b>0,40</b>	<b><math>3,65.10^{-5}</math></b>	
		C - 5	0,41	$3,79.10^{-5}$	
L'inclinaison ( $\omega$ ) et la distorsion angulaire ( $\beta$ ) du bâtiment	Bâtiments	C	$\omega$ en [ $^\circ$ ]	$\beta$ en [ $^\circ$ ]	/
	Bâtiment 1	C + 5	$2,02.10^{-2}$	$0,07.10^{-2}$	
		<b>C (réf)</b>	<b><math>1,95.10^{-2}</math></b>	<b><math>0,13.10^{-2}</math></b>	
		C - 5	$1,76.10^{-2}$	$0,16.10^{-2}$	
	Bâtiment 2	C + 5	$1,50.10^{-2}$	$0,39.10^{-2}$	
		<b>C (réf)</b>	<b><math>1,67.10^{-2}</math></b>	<b><math>0,41.10^{-2}</math></b>	
		C - 5	$1,80.10^{-2}$	$0,43.10^{-2}$	

**b- L'effet de l'angle de frottement ( $\varphi$ )**

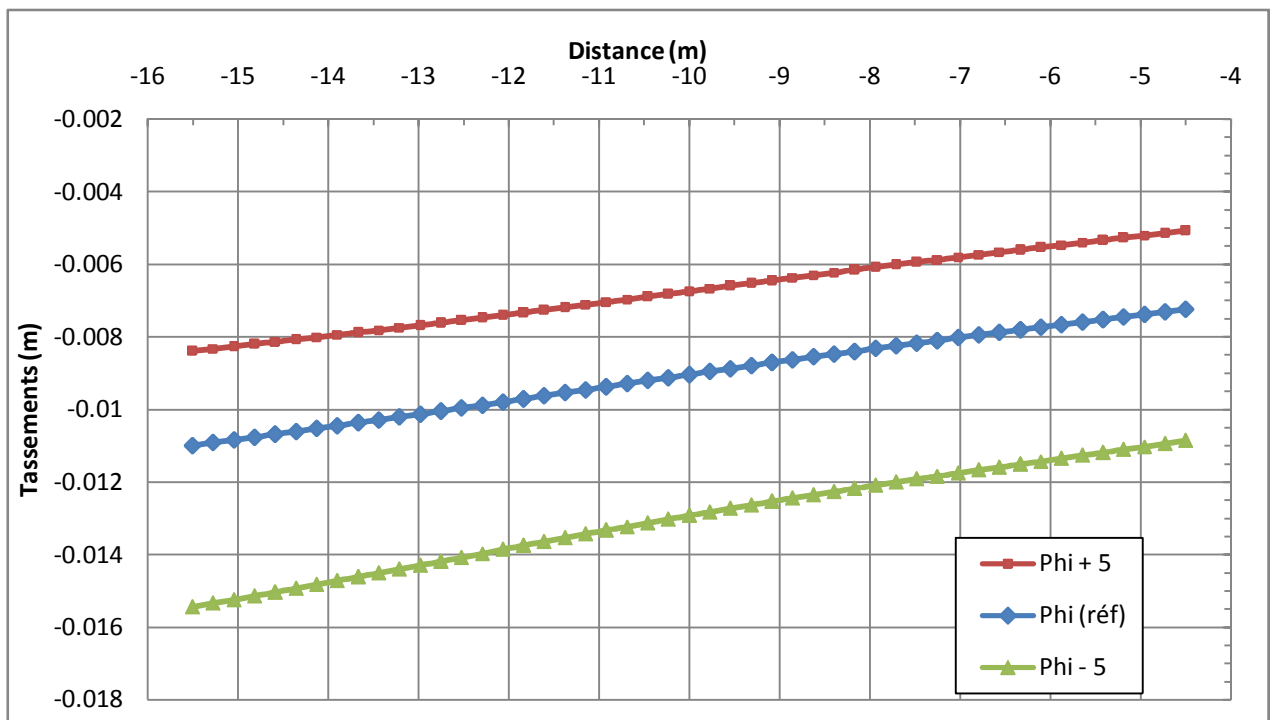


a) Bâtiment 1

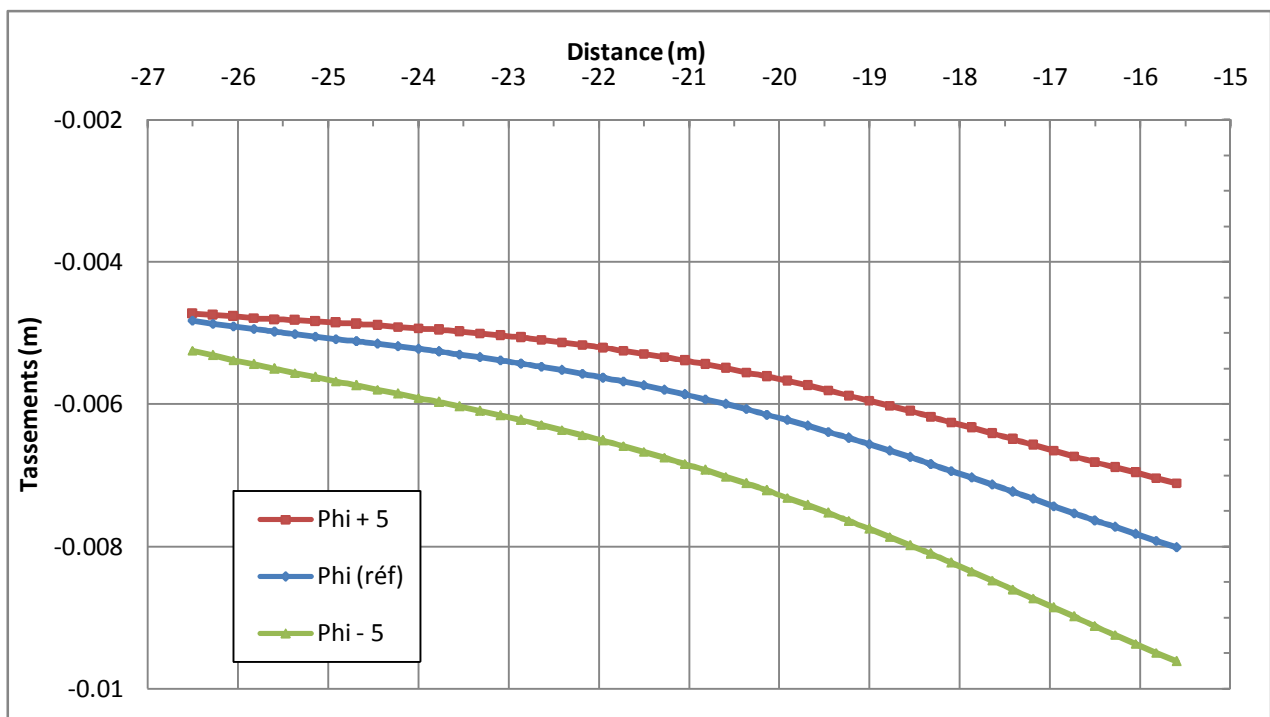


b) Bâtiment 2

*Illustration 5.7 : Influence de l'angle de frottement sur le moment fléchissant*



a) Bâtiment 1



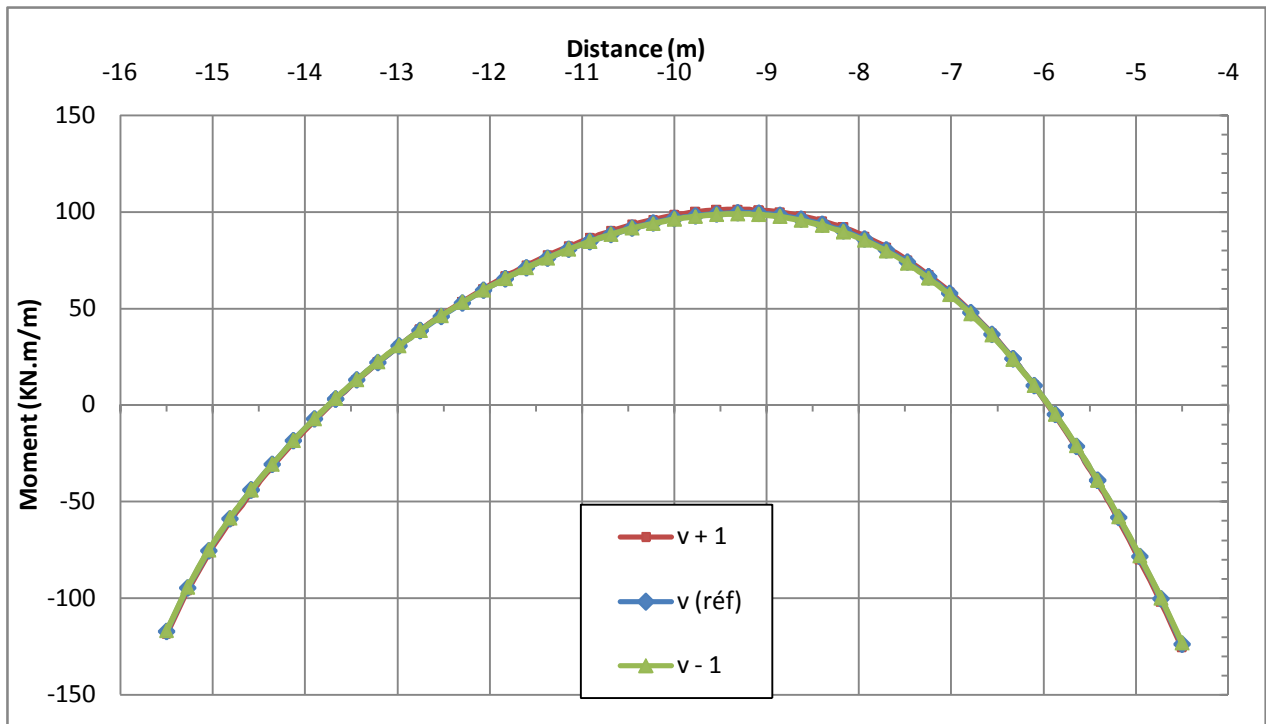
b) Bâtiment 2

Illustration 5.8 : Influence de l'angle de frottement sur les tassements

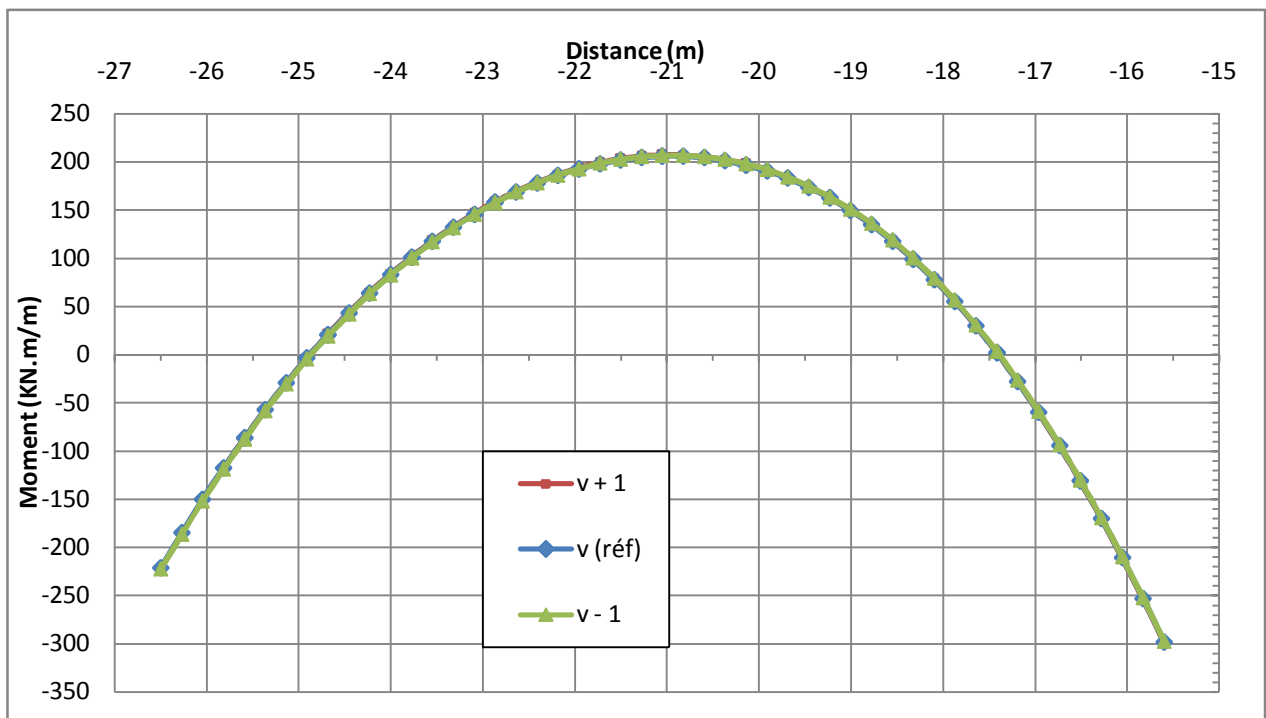
Tableau 5.4 : Influence de l'angle de frottement sur les déformations des bâtiments

Le tassement maximal ( $\rho$ ), le tassement différentiel ( $\delta\rho$ ) et La rotation ( $\theta$ ) de la base du bâtiment	Bâtiments	$\varphi$	$\rho$ en [mm]	$\delta\rho$ en [mm]	$\theta$ en [ $^\circ$ ]
	Bâtiment 1	$\varphi + 5$	-8,39	3,32	$1,72.10^{-2}$
		<b><math>\varphi</math> (réf)</b>	<b>-10.99</b>	<b>3.75</b>	<b><math>2,03.10^{-2}</math></b>
		$\varphi - 5$	-15,45	4,59	$2,63.10^{-2}$
	Bâtiment 2	$\varphi + 5$	-7,10	2,38	$1,79.10^{-2}$
		<b><math>\varphi</math> (réf)</b>	<b>-8.01</b>	<b>3.18</b>	<b><math>2,24.10^{-2}</math></b>
$\varphi - 5$		-9,61	4,37	$2,90.10^{-2}$	
Le déplacement horizontal maximal ( $\rho_h$ ) et la déformation horizontale ( $\varepsilon_h$ ) de la base du bâtiment	Bâtiments	$\varphi$	$\rho_h$ en [mm]	$\varepsilon_h$	/
	Bâtiment 1	$\varphi + 5$	8,25	$2,12.10^{-7}$	
		<b><math>\varphi</math> (réf)</b>	<b>10.59</b>	<b><math>9,19.10^{-7}</math></b>	
		$\varphi - 5$	13,25	$1,48.10^{-6}$	
	Bâtiment 2	$\varphi + 5$	7,48	$2,72.10^{-6}$	
		<b><math>\varphi</math> (réf)</b>	<b>8.37</b>	<b><math>3,37.10^{-6}</math></b>	
$\varphi - 5$		9,89	$3,77.10^{-6}$		
La flèche ( $\Delta$ ) et le ratio de fléchissement ( $\Delta/L$ ) de la base du bâtiment	Bâtiments	$\varphi$	( $\Delta$ ) en [mm]	( $\Delta/L$ )	/
	Bâtiment 1	$\varphi + 5$	0,07	$6,54.10^{-6}$	
		<b><math>\varphi</math> (réf)</b>	<b>0.12</b>	<b><math>1,13.10^{-5}</math></b>	
		$\varphi - 5$	0,23	$2,09.10^{-5}$	
	Bâtiment 2	$\varphi + 5$	0,37	$3,35.10^{-5}$	
		<b><math>\varphi</math> (réf)</b>	<b>0,40</b>	<b><math>3,65.10^{-5}</math></b>	
$\varphi - 5$		0,47	$4,33.10^{-5}$		
L'inclinaison ( $\omega$ ) et la distorsion angulaire ( $\beta$ ) du bâtiment	Bâtiments	$\varphi$	$\omega$ en [ $^\circ$ ]	$\beta$ en [ $^\circ$ ]	/
	Bâtiment 1	$\varphi + 5$	$1,73.10^{-2}$	$0,07.10^{-2}$	
		<b><math>\varphi</math> (réf)</b>	<b><math>1.95.10^{-2}</math></b>	<b><math>0,13.10^{-2}</math></b>	
		$\varphi - 5$	$2,39.10^{-2}$	$0,24.10^{-2}$	
	Bâtiment 2	$\varphi + 5$	$1,25.10^{-2}$	$0,38.10^{-2}$	
		<b><math>\varphi</math> (réf)</b>	<b><math>1.67.10^{-2}</math></b>	<b><math>0,41.10^{-2}</math></b>	
$\varphi - 5$		$2,30.10^{-2}$	$0,49.10^{-2}$		

c- L'effet du coefficient de poisson ( $\nu_{ur}$ )

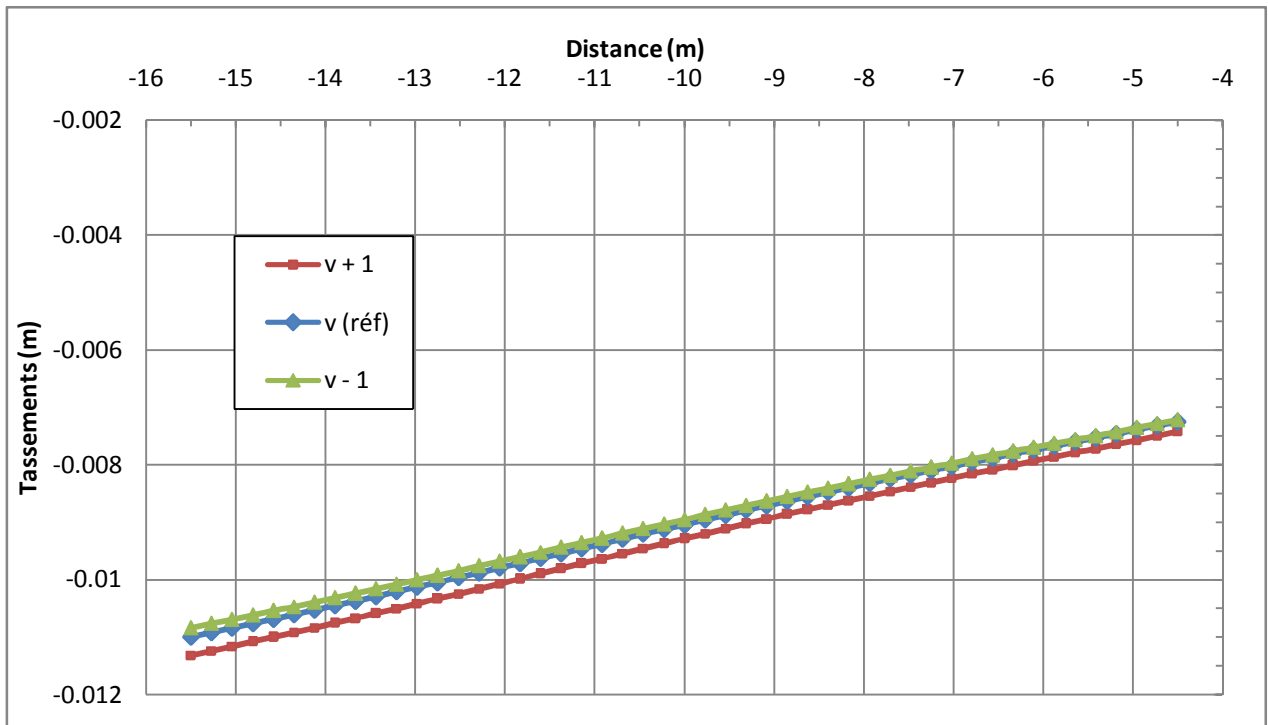


a) Bâtiment 1

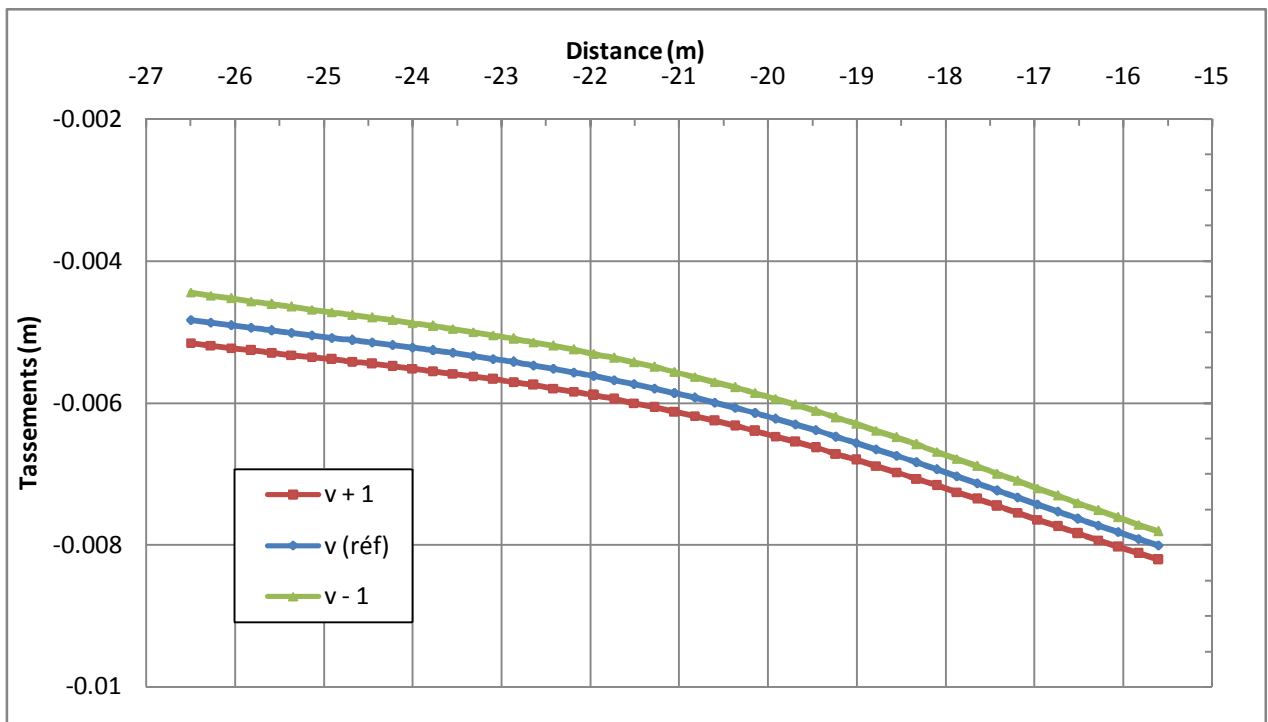


b) Bâtiment 2

Illustration 5.9 : Influence du coefficient de poisson sur le moment fléchissant



a) Bâtiment 1



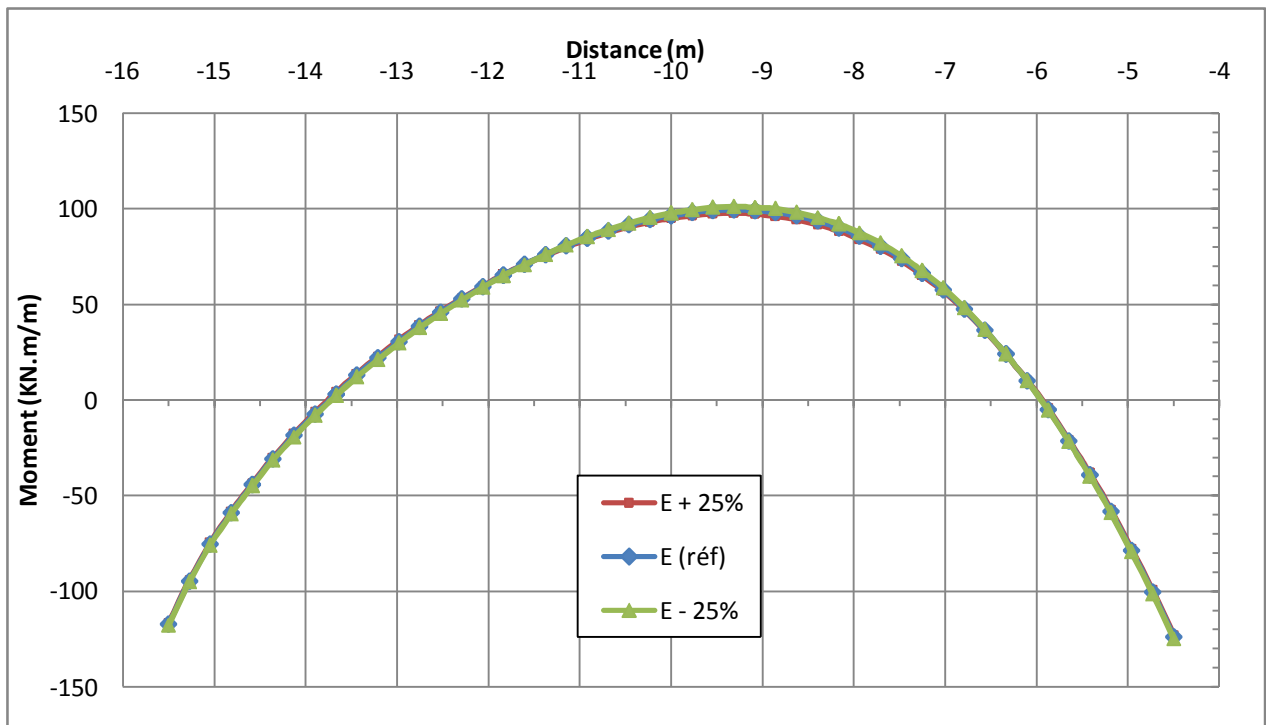
b) Bâtiment 2

Illustration 5.10 : Influence du coefficient de poisson sur les tassements

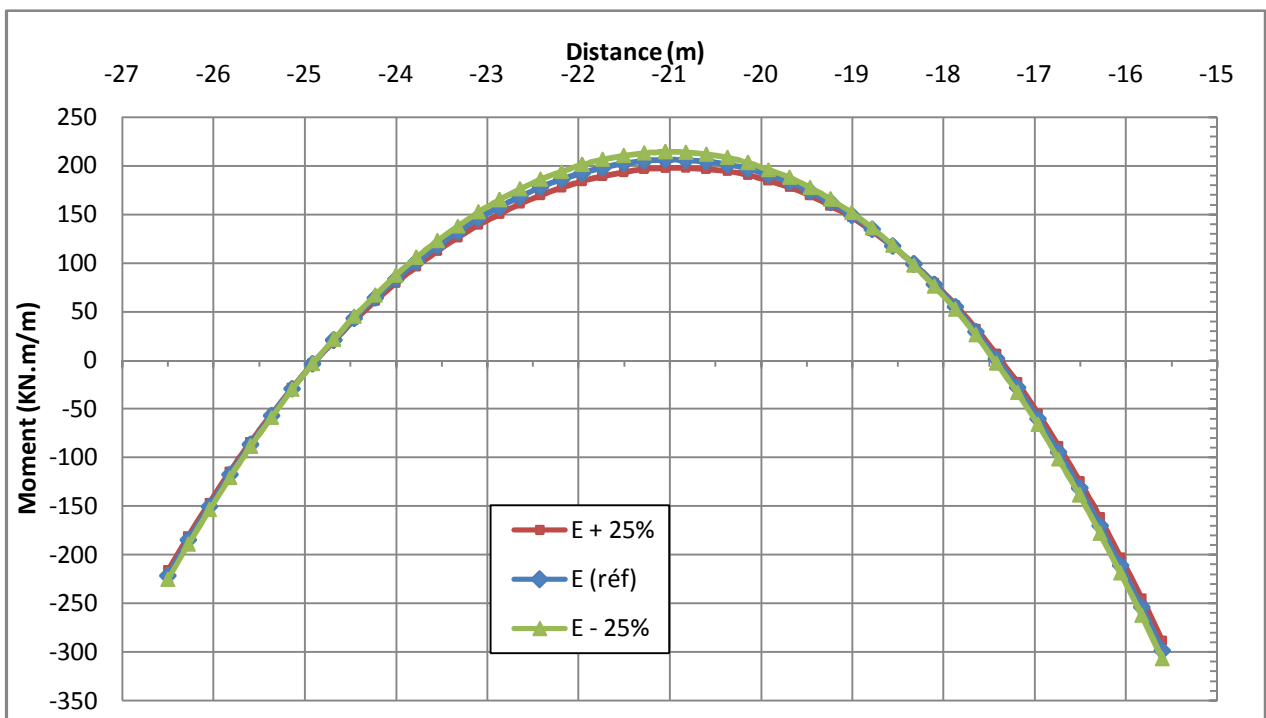
Tableau 5.5 : Influence du coefficient de poisson sur les déformations des bâtiments

Le tassement maximal ( $\rho$ ), le tassement différentiel ( $\delta\rho$ ) et La rotation ( $\theta$ ) de la base du bâtiment	Bâtiments	<b>v</b>	$\rho$ en [mm]	$\delta\rho$ en [mm]	$\theta$ en [ $^\circ$ ]
	Bâtiment 1	v + 1	-11,32	3,90	$2,12.10^{-2}$
		<b>v (réf)</b>	<b>-10.99</b>	<b>3.75</b>	<b><math>2,03.10^{-2}</math></b>
		v - 1	-10,84	3,62	$1,97.10^{-2}$
	Bâtiment 2	v + 1	-8,21	3,06	$2,18.10^{-2}$
		<b>v (réf)</b>	<b>-8.01</b>	<b>3.18</b>	<b><math>2,24.10^{-2}</math></b>
		v - 1	-7,81	3,37	$2,35.10^{-2}$
Le déplacement horizontal maximal ( $\rho_h$ ) et la déformation horizontale ( $\varepsilon_h$ ) de la base du bâtiment	Bâtiments	<b>v</b>	$\rho_h$ en [mm]	$\varepsilon_h$	/
	Bâtiment 1	v + 1	11,04	$8,61.10^{-7}$	
		<b>v (réf)</b>	<b>10.59</b>	<b><math>9,19.10^{-7}</math></b>	
		v - 1	10,26	$1,01.10^{-6}$	
	Bâtiment 2	v + 1	9,24	$3,28.10^{-6}$	
		<b>v (réf)</b>	<b>8.37</b>	<b><math>3,37.10^{-6}</math></b>	
		v - 1	8,27	$3,56.10^{-6}$	
La flèche ( $\Delta$ ) et le ratio de fléchissement ( $\Delta/L$ ) de la base du bâtiment	Bâtiments	<b>v</b>	( $\Delta$ ) en [mm]	( $\Delta/L$ )	/
	Bâtiment 1	v + 1	0,13	$1,21.10^{-5}$	
		<b>v (réf)</b>	<b>0.12</b>	<b><math>1,13.10^{-5}</math></b>	
		v - 1	0,12	$1,08.10^{-5}$	
	Bâtiment 2	v + 1	0,39	$3,55.10^{-5}$	
		<b>v (réf)</b>	<b>0,40</b>	<b><math>3,65.10^{-5}</math></b>	
		v - 1	0,42	$3,82.10^{-5}$	
L'inclinaison ( $\omega$ ) et la distorsion angulaire ( $\beta$ ) du bâtiment	Bâtiments	<b>v</b>	$\omega$ en [ $^\circ$ ]	$\beta$ en [ $^\circ$ ]	/
	Bâtiment 1	v + 1	$2,03.10^{-2}$	$0,14.10^{-2}$	
		<b>v (réf)</b>	<b><math>1,95.10^{-2}</math></b>	<b><math>0,13.10^{-2}</math></b>	
		v - 1	$1,89.10^{-2}$	$0,12.10^{-2}$	
	Bâtiment 2	v + 1	$1,61.10^{-2}$	$0,40.10^{-2}$	
		<b>v (réf)</b>	<b><math>1,67.10^{-2}</math></b>	<b><math>0,41.10^{-2}</math></b>	
		v - 1	$1,77.10^{-2}$	$0,43.10^{-2}$	

d- L'effet des modules  $E_{oed}^{ref}$ ,  $E_{50}^{ref}$  et  $E_{ur}^{ref}$

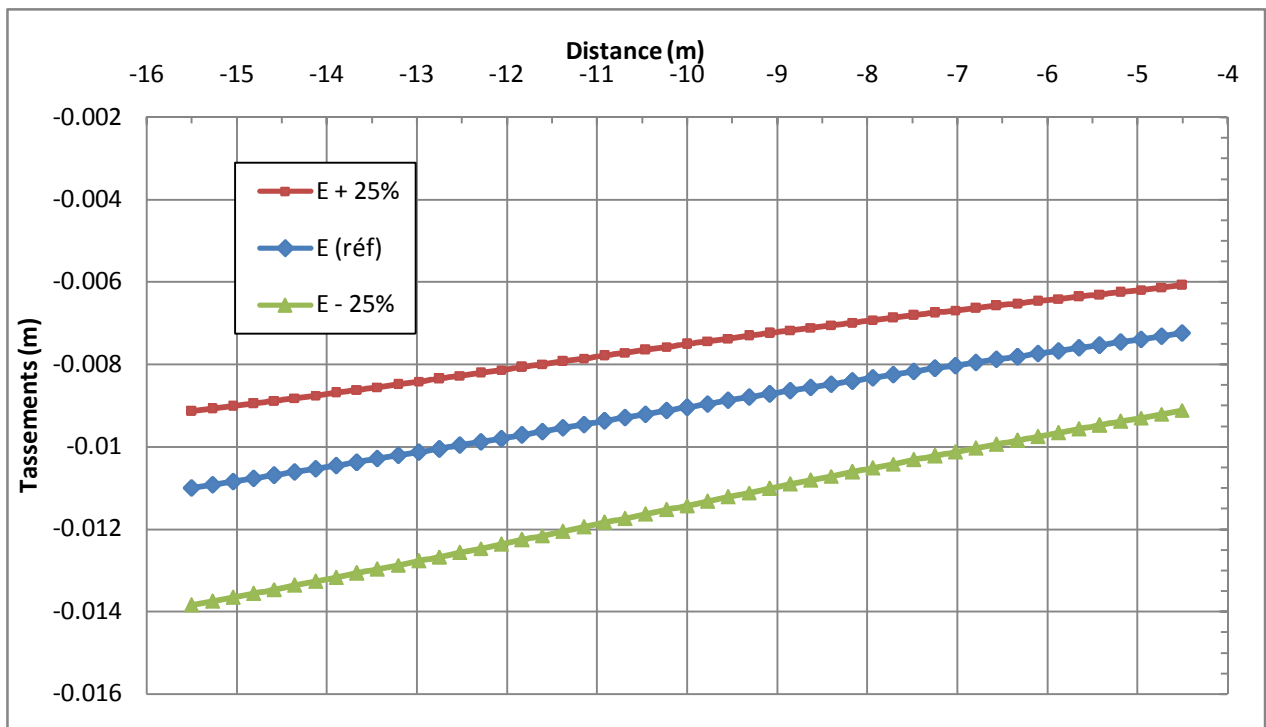


a) Bâtiment 1

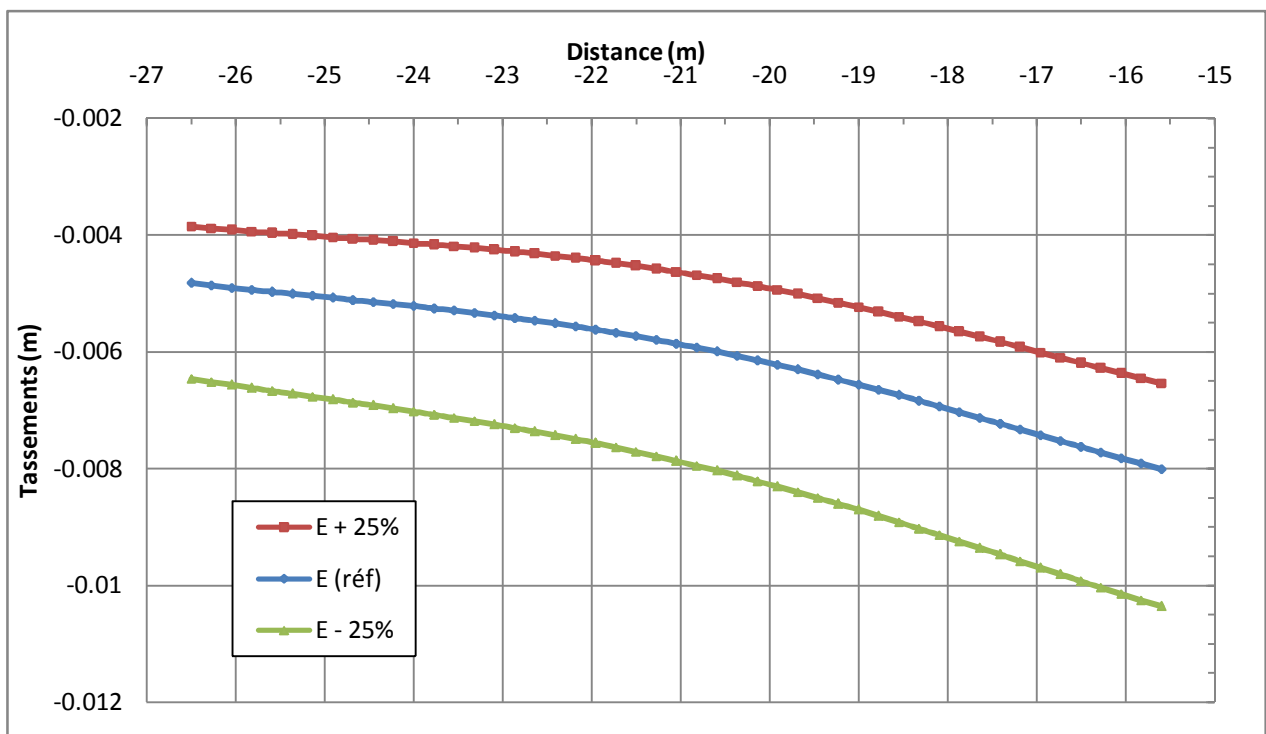


b) Bâtiment 2

Illustration 5.11 : Influence des modules  $E_{oed}^{ref}$ ,  $E_{50}^{ref}$  et  $E_{ur}^{ref}$  sur le moment fléchissant



a) Bâtiment 1



b) Bâtiment 2

Illustration 5.12 : Influence des modules  $E_{oed}^{ref}$ ,  $E_{50}^{ref}$  et  $E_{ur}^{ref}$  sur les tassements

Tableau 5.6 : Influence des modules  $E_{oed}^{ref}$ ,  $E_{50}^{ref}$  et  $E_{ur}^{ref}$  sur les déformations des bâtiments

Le tassement maximal ( $\rho$ ), le tassement différentiel ( $\delta\rho$ ) et La rotation ( $\theta$ ) de la base du bâtiment	Bâtiments	E	$\rho$ en [mm]	$\delta\rho$ en [mm]	$\theta$ en [ $^{\circ}$ ]
	Bâtiment 1	E + 25%	-9,14	3,06	$1,70.10^{-2}$
		<b>E (réf)</b>	<b>-10.99</b>	<b>3.75</b>	<b><math>2,03.10^{-2}</math></b>
		E - 25%	-13,85	4,74	$2,52.10^{-2}$
	Bâtiment 2	E + 25%	-6,54	2,68	$1,98.10^{-2}$
		<b>E (réf)</b>	<b>-8.01</b>	<b>3.18</b>	<b><math>2,24.10^{-2}</math></b>
E - 25%		-10,36	3,90	$2,60.10^{-2}$	
Le déplacement horizontal maximal ( $\rho_h$ ) et la déformation horizontale ( $\varepsilon_h$ ) de la base du bâtiment	Bâtiments	E	$\rho_h$ en [mm]	$\varepsilon_h$	/
	Bâtiment 1	E + 25%	8,62	$9,30.10^{-7}$	
		<b>E (réf)</b>	<b>10.59</b>	<b><math>9,19.10^{-7}</math></b>	
		E - 25%	13,78	$8,95.10^{-7}$	
	Bâtiment 2	E + 25%	7,01	$3,42.10^{-6}$	
		<b>E (réf)</b>	<b>8.37</b>	<b><math>3,37.10^{-6}</math></b>	
E - 25%		11,56	$3,31.10^{-6}$		
La flèche ( $\Delta$ ) et le ratio de fléchissement ( $\Delta/L$ ) de la base du bâtiment	Bâtiments	E	( $\Delta$ ) en [mm]	( $\Delta/L$ )	/
	Bâtiment 1	E + 25%	0,12	$1,12.10^{-5}$	
		<b>E (réf)</b>	<b>0.12</b>	<b><math>1,13.10^{-5}</math></b>	
		E - 25%	0,13	$1,16.10^{-5}$	
	Bâtiment 2	E + 25%	0,39	$3,58.10^{-5}$	
		<b>E (réf)</b>	<b>0,40</b>	<b><math>3,65.10^{-5}</math></b>	
E - 25%		0,40	$3,66.10^{-5}$		
L'inclinaison ( $\omega$ ) et la distorsion angulaire ( $\beta$ ) du bâtiment	Bâtiments	E	$\omega$ en [ $^{\circ}$ ]	$\beta$ en [ $^{\circ}$ ]	/
	Bâtiment 1	E + 25%	$1,60.10^{-2}$	$0,13.10^{-2}$	
		<b>E (réf)</b>	<b><math>1,95.10^{-2}</math></b>	<b><math>0,13.10^{-2}</math></b>	
		E - 25%	$2,47.10^{-2}$	$0,13.10^{-2}$	
	Bâtiment 2	E + 25%	$1,41.10^{-2}$	$0,41.10^{-2}$	
		<b>E (réf)</b>	<b><math>1,67.10^{-2}</math></b>	<b><math>0,41.10^{-2}</math></b>	
E - 25%		$2,05.10^{-2}$	$0,42.10^{-2}$		

### 5.3.1.2 Interprétation des résultats obtenus :

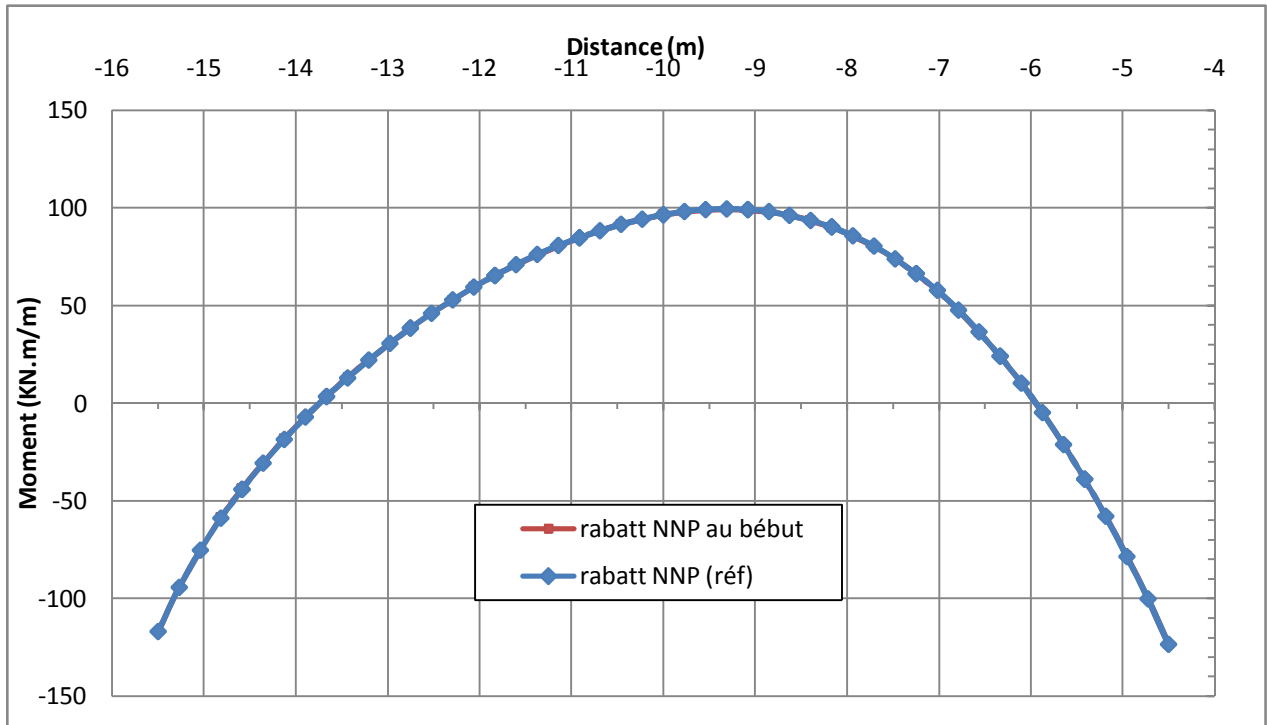
Pour la variation des paramètres géotechniques, l'attention a été portée d'abord sur l'influence de l'augmentation de ces paramètres sur les résultats, qui se traduit par :

- Une influence sur les moments qui est négligeable du part de la cohésion ( $c$ ) et au contraire du part de l'angle de frottement ( $\varphi$ ), la variation de ces deux paramètres a une influence sur le bâtiment 1 qui est le plus proche de la fouille d'excavation donc ça s'interprète à que leur influence s'apparue au zones sensibles situées au voisinage des couches excavées.
- La diminution de ces paramètres a une influence beaucoup plus importante que leur augmentation.
- L'effet de la variation du coefficient de poisson ( $\nu$ ) dans ce cas est négligeable pour les moments fléchissent et faible sur les déformations des bâtiments ça veut dire que les couches du sol n'ont pas une grande déformation volumique (ne sont pas de type sols argileux qui ont une grande déformation volumique).

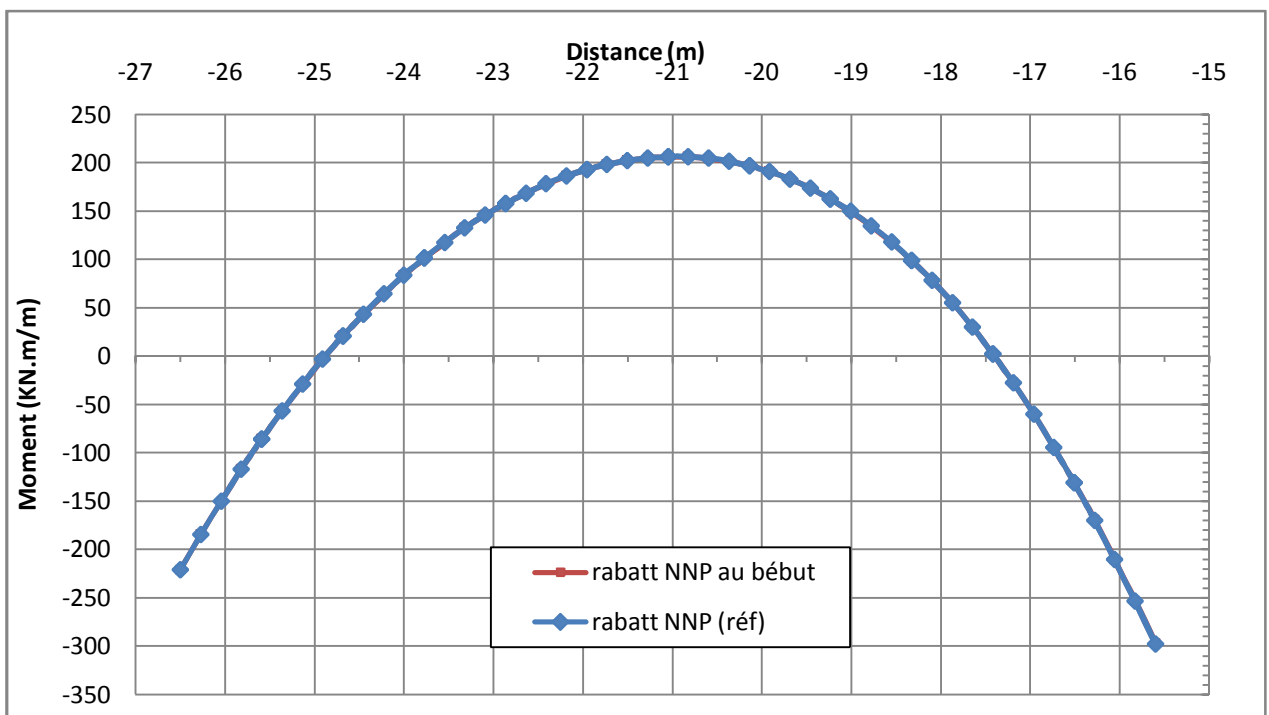
- L'influence des modules  $E_{oed}^{ref}$ ,  $E_{50}^{ref}$  et  $E_{ur}^{ref}$  sur les moments est négligeable et remarquable sur les déformations des bâtiments et leur augmentation a une influence beaucoup plus importante que leur diminution. cela signifie que des considérations consciencieuses sont exigées dans la détermination des paramètres appropriés d'entrée.

### 5.3.2 Effet du rabattement de la nappe phréatique

#### 5.3.2.1 Présentation des résultats obtenus

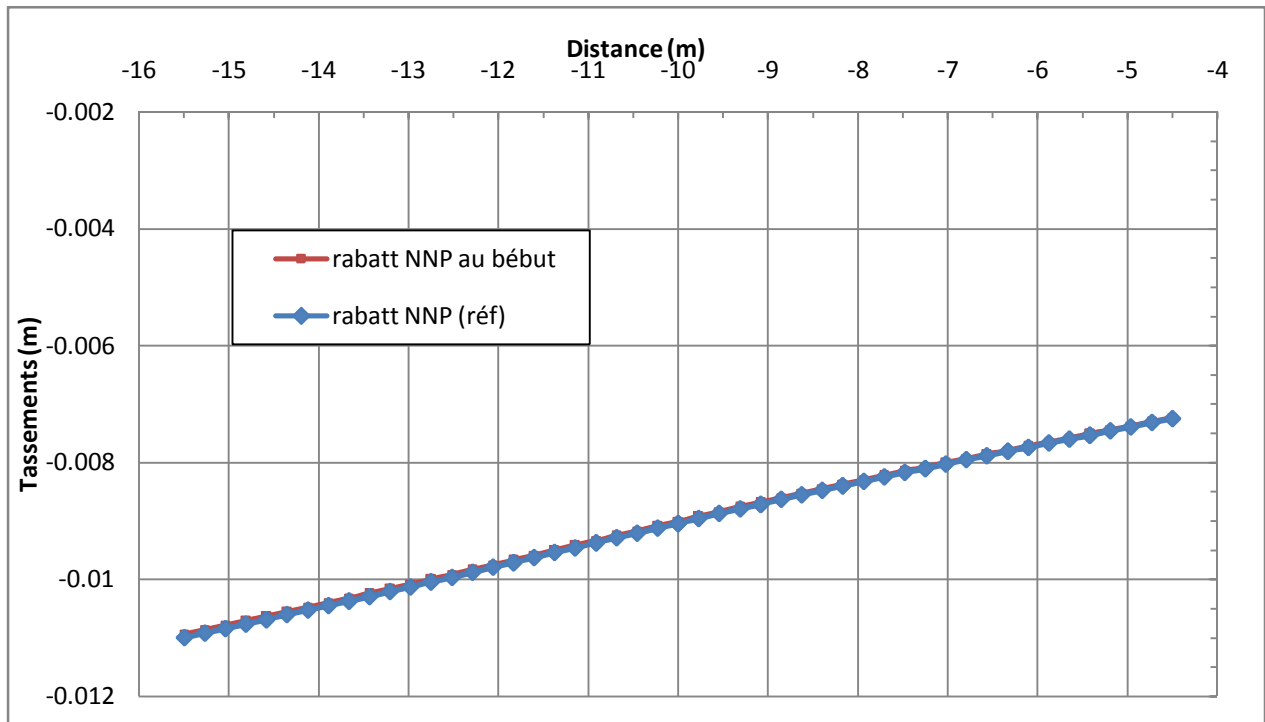


a) Bâtiment 1

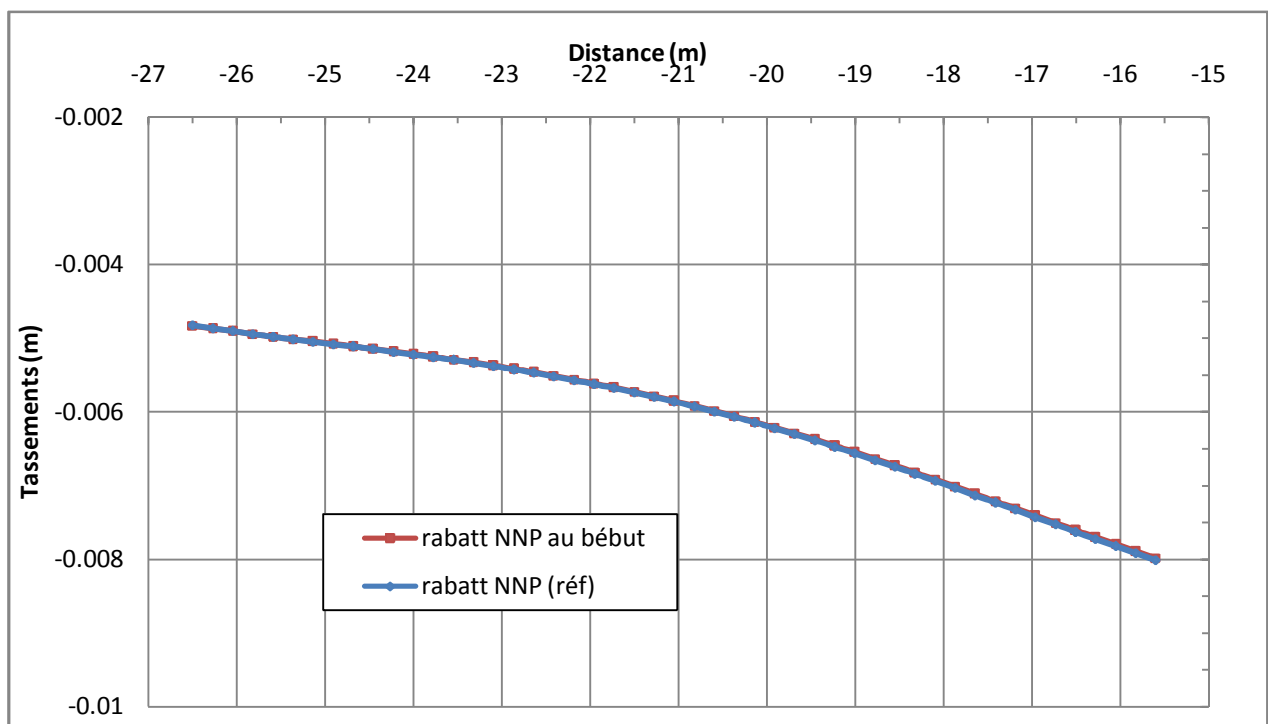


b) Bâtiment 2

Illustration 5.13 : Influence du rabattement de la nappe phréatique sur le moment fléchissant



a) Bâtiment 1



b) Bâtiment 2

Illustration 5.14 : Influence du rabattement de la nappe phréatique sur les tassements

**Tableau 5.7 : Influence du rabattement de la nappe phréatique sur les déformations des bâtiments**

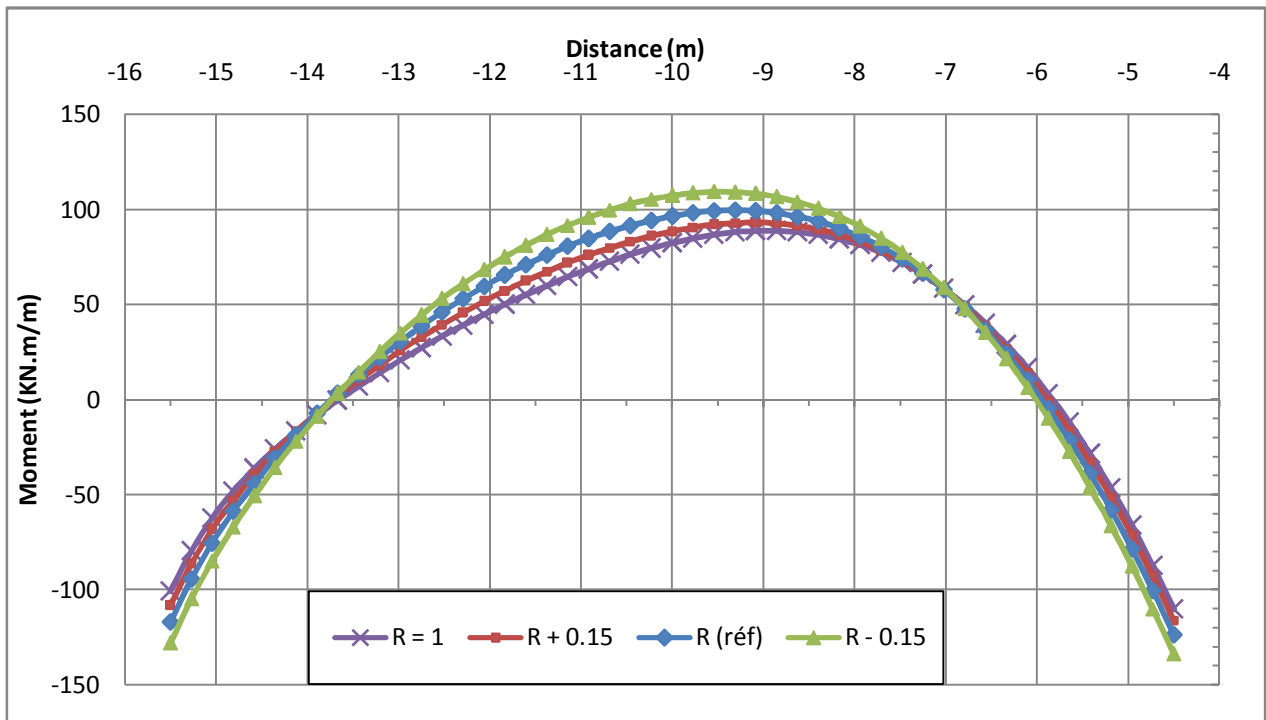
	Bâtiments	Rabatt NNP	$\rho$ en [mm]	$\delta\rho$ en [mm]	$\theta$ en [°]
	Le tassement maximal ( $\rho$ ), le tassement différentiel ( $\delta\rho$ ) et La rotation ( $\theta$ ) de la base du bâtiment	Bâtiment 1	Rabattement (Réf)	<b>-10.99</b>	<b>3.75</b>
Rabattement Au début			-10.94	3.71	2,01.10 <sup>-2</sup>
Bâtiment 2		Rabattement (Réf)	<b>-8.01</b>	<b>3.18</b>	<b>2,24.10<sup>-2</sup></b>
		Rabattement Au début	-7.98	3.15	2,22.10 <sup>-2</sup>
Le déplacement horizontal maximal ( $\rho_h$ ) et la déformation horizontale ( $\varepsilon_h$ ) de la base du bâtiment	Bâtiment 1	Rabattement (Réf)	<b>10.59</b>	<b>9,19.10<sup>-7</sup></b>	/
		Rabattement Au début	10.58	9,18.10 <sup>-7</sup>	
	Bâtiment 2	Rabattement (Réf)	<b>8.37</b>	<b>3,37.10<sup>-6</sup></b>	
		Rabattement Au début	8.72	3,37.10 <sup>-6</sup>	
La flèche ( $\Delta$ ) et le ratio de fléchissement ( $\Delta/L$ ) de la base du bâtiment	Bâtiment 1	Rabattement (Réf)	<b>0.12</b>	<b>1,13.10<sup>-5</sup></b>	/
		Rabattement Au début	0.12	1,11.10 <sup>-5</sup>	
	Bâtiment 2	Rabattement (Réf)	<b>0,40</b>	<b>3,65.10<sup>-5</sup></b>	
		Rabattement Au début	0,39	3,62.10 <sup>-5</sup>	
L'inclinaison ( $\omega$ ) et la distorsion angulaire ( $\beta$ ) du bâtiment	Bâtiment 1	Rabattement (Réf)	<b>1.95.10<sup>-2</sup></b>	<b>0,13.10<sup>-2</sup></b>	/
		Rabattement Au début	1.93.10 <sup>-2</sup>	0,13.10 <sup>-2</sup>	
	Bâtiment 2	Rabattement (Réf)	<b>1.67.10<sup>-2</sup></b>	<b>0,41.10<sup>-2</sup></b>	
		Rabattement Au début	1.66.10 <sup>-2</sup>	0,41.10 <sup>-2</sup>	

### 5.3.2.2 Interprétation des résultats obtenus

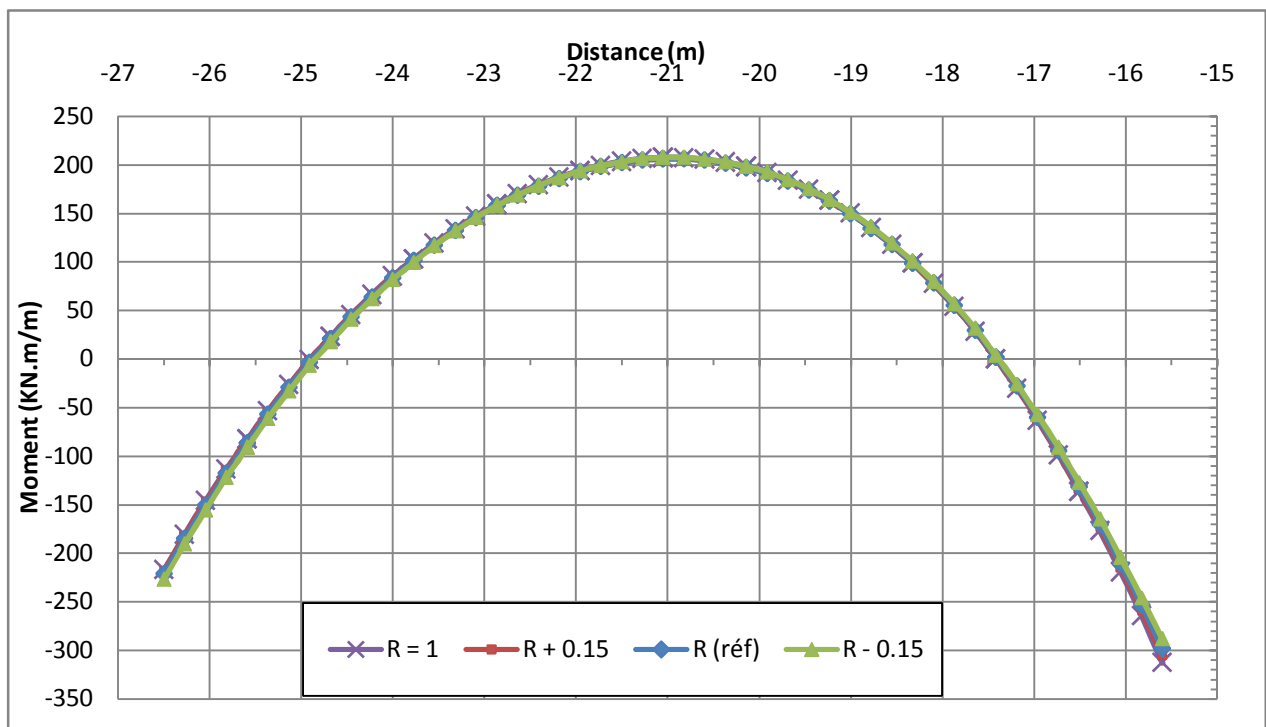
Le rabattement en une seule fois avant les excavations n'a pas des effets importants ni sur les efforts internes (les moments fléchissants) ni sur les déformations des deux constructions (le changement dans les valeurs des déformations est moyennement de l'ordre de 1%). Le tableau ci-dessus montre que les déformations sont presque les mêmes que ceux obtenus dans le modèle de calcul de référence. La modélisation progressive du rabattement ou sa modélisation en une seule fois avant la première excavation est un paramètre qui n'a aucune influence significative.

### 5.3.3 Effet des interfaces ( $R_{int}$ )

#### 5.3.3.1 Présentation des résultats obtenus

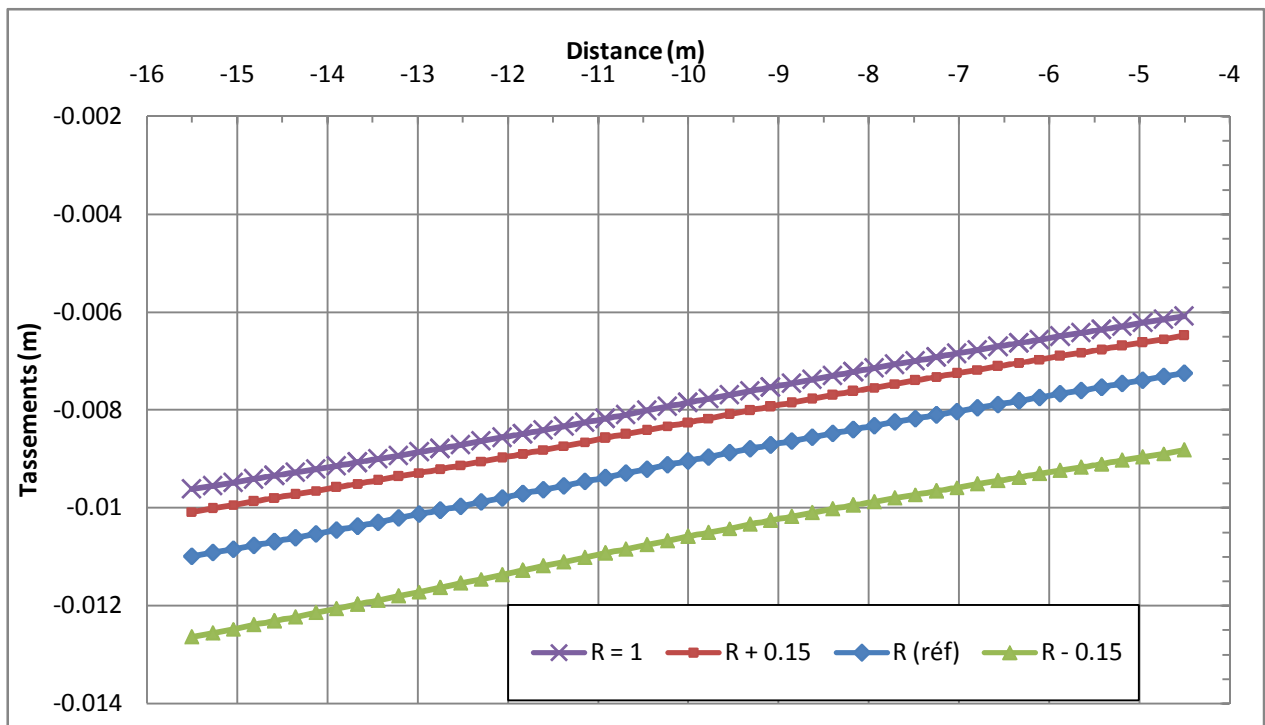


a) Bâtiment 1

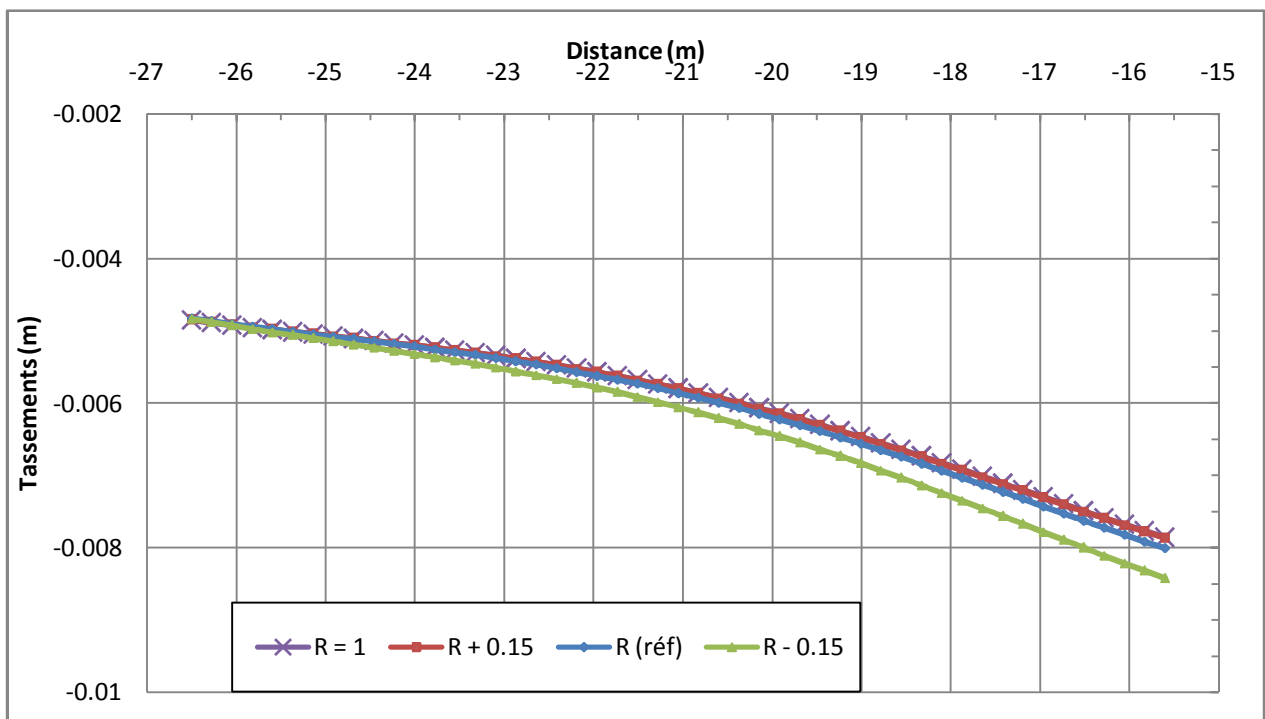


b) Bâtiment 2

Illustration 5.15 : Influence des interfaces sur le moment fléchissant



a) Bâtiment 1



b) Bâtiment 2

Illustration 5.16 : Influence des interfaces sur les tassements

Tableau 5.8 : Influence des interfaces sur les déformations des bâtiments

Le tassement maximal ( $\rho$ ), le tassement différentiel ( $\delta\rho$ ) et La rotation ( $\theta$ ) de la base du bâtiment	Bâtiments	$R_{int}$	$\rho$ en [mm]	$\delta\rho$ en [mm]	$\theta$ en [ $^\circ$ ]
	Bâtiment 1	R = 1	-9,62	3,54	$1,84.10^{-2}$
		R + 0.15	-10,08	3,60	$1,91.10^{-2}$
		<b>R (réf)</b>	<b>-10.99</b>	<b>3.75</b>	<b><math>2,03.10^{-2}</math></b>
		R - 0.15	-12,64	3,82	$2,13.10^{-2}$
	Bâtiment 2	R = 1	-7,86	3,00	$2,15.10^{-2}$
		R + 0.15	-7,87	3,02	$2,15.10^{-2}$
		<b>R (réf)</b>	<b>-8.01</b>	<b>3.18</b>	<b><math>2,24.10^{-2}</math></b>
		R - 0.15	-8,42	3,59	$2,47.10^{-2}$
	Le déplacement horizontal maximal ( $\rho_h$ ) et la déformation horizontale ( $\varepsilon_h$ ) de la base du bâtiment	Bâtiments	$R_{int}$	$\rho_h$ en [mm]	$\varepsilon_h$
Bâtiment 1		R = 1	9,71	$1,13.10^{-6}$	
		R + 0.15	9,98	$1,01.10^{-6}$	
		<b>R (réf)</b>	<b>10.59</b>	<b><math>9,19.10^{-7}</math></b>	
		R - 0.15	11,94	$7,93.10^{-7}$	
Bâtiment 2		R = 1	8,31	$3,64.10^{-6}$	
		R + 0.15	8,36	$3,51.10^{-6}$	
		<b>R (réf)</b>	<b>8.37</b>	<b><math>3,37.10^{-6}</math></b>	
		R - 0.15	9,34	$3,22.10^{-6}$	
La flèche ( $\Delta$ ) et le ratio de fléchissement ( $\Delta/L$ ) de la base du bâtiment		Bâtiments	$R_{int}$	( $\Delta$ ) en [mm]	( $\Delta/L$ )
	Bâtiment 1	R = 1	0,07	$6,71.10^{-6}$	
		R + 0.15	0,09	$8,58.10^{-6}$	
		<b>R (réf)</b>	<b>0.12</b>	<b><math>1,13.10^{-5}</math></b>	
		R - 0.15	0,16	$1,42.10^{-5}$	
	Bâtiment 2	R = 1	0,40	$3,67.10^{-5}$	
		R + 0.15	0,39	$3,61.10^{-5}$	
		<b>R (réf)</b>	<b>0,40</b>	<b><math>3,65.10^{-5}</math></b>	
		R - 0.15	0,41	$3,81.10^{-5}$	
	L'inclinaison ( $\omega$ ) et la distorsion angulaire ( $\beta$ ) du bâtiment	Bâtiments	$R_{int}$	$\omega$ en [ $^\circ$ ]	$\beta$ en [ $^\circ$ ]
Bâtiment 1		R = 1	$1,84.10^{-2}$	$0,08.10^{-2}$	
		R + 0.15	$1,88.10^{-2}$	$0,10.10^{-2}$	
		<b>R (réf)</b>	<b><math>1,95.10^{-2}</math></b>	<b><math>0,13.10^{-2}</math></b>	
		R - 0.15	$1,99.10^{-2}$	$0,16.10^{-2}$	
Bâtiment 2		R = 1	$1,58.10^{-2}$	$0,42.10^{-2}$	
		R + 0.15	$1,59.10^{-2}$	$0,41.10^{-2}$	
		<b>R (réf)</b>	<b><math>1,67.10^{-2}</math></b>	<b><math>0,41.10^{-2}</math></b>	
		R - 0.15	$1,89.10^{-2}$	$0,43.10^{-2}$	

### 5.3.3.2 Interprétation des résultats obtenus

La diminution du coefficient de rigidité de l'interface a conduit à des augmentations des valeurs des moments fléchissants ainsi que les tassements des bâtiments et vis versa, aussi elle a conduit à des augmentations des déformations telles que la distorsion et le fléchissement. Il est évident de ces résultats ci-dessous que des paramètres d'entrée pour modeler l'interaction sol-bâtiment doivent être choisis très soigneusement, qui est cependant une tâche difficile parce que la rigidité élastique d'une interface n'est pas une propriété mécanique bien définie.

### 5.4 Synthèse

A partir de l'observation de tous les résultats obtenus dans cette étude paramétrique, on observe que certains paramètres ont des influences très faibles sur les tassements des bâtiments ainsi que sur leurs déformations, Ceci indique que seulement les paramètres des couches du sol principalement ont une légère influence mais toujours les deux bâtiments sont stables dans tous les cas. Le tableau ci-dessous représente les pourcentages d'augmentation ou de diminution des déformations des bâtiments lors de l'étude paramétrique.

		Bâtiment	$\rho$	$\delta_p$	$\theta$	$\rho_h$	$\varepsilon_h$	$\Delta$	$\Delta/L$	$\omega$	$\beta$
Influence du maillage	1		0	0	0	0	0	0	0	0	0
	2		-23	-31	-73	-9	-74	-20	-20	-31	-20
Influence de la précision du calcul	1		-1	-5	-5	-0,4	+0,2	-8	-9	-5	-8
	2		+0,2	-1	-0,4	+4	-0,3	0	0	-0.6	+2
Influence de la cohésion	1	C + 5	-11	+3	-2	-8	-41	-42	-95	+4	-46
		C - 5	6	-10	-5	+6	24	+25	+24	-10	+23
	2	C + 5	-2	-10	-9	+1	-3	-5	-5	-10	-5
		C - 5	+1	+7	+6	+6	+4	+2	+4	+8	+5
Influence de l'angle de frottement	1	$\varphi + 5$	-24	-11	-15	-22	-77	-42	-42	-11	-46
		$\varphi - 5$	+41	+22	+30	+25	+61	+92	+85	+23	+85
	2	$\varphi + 5$	-11	-25	-20	-11	-19	-7	-8	-25	-7
		$\varphi - 5$	+20	37	+29	+18	+12	+17	+19	+38	+19
Influence du coefficient de poisson	1	v + 1	+3	+4	+4	+4	-6	+8	+7	+4	+8
		v - 1	-1	-3	-3	-3	+10	0	0	-3	-8
	2	v + 1	+2	-4	-3	+10	-3	-2	-3	-4	-2
		v - 1	-2	+6	+5	-1	+6	+5	+5	+6	+5
Influence des modules $E_{oed}^{ref}$ , $E_{50}^{ref}$ et $E_{ur}^{ref}$	1	E+25%	-17	-18	-16	-19	+1	0	0	-18	0
		E-25%	+26	+26	+24	+30	-3	+8	+3	+27	0
	2	E+25%	-18	-16	-12	-16	+1	-2	-2	-16	0
		E-25%	+29	+23	+16	+38	-2	0	0	+23	+2
Influence du rabattement de la nappe phréatique	1	Rab début	0	-1	0	0	0	0	0	-1	0
	2	Rab début	0	-1	-1	+4	0	-2	-1	-1	0
Influence des interfaces	1	R = 1	-12	-6	-9	-8	+23	-42	-41	-6	-38
		R+0.15	-8	-4	-6	-6	+10	-25	-24	-4	-23
		R+0.15	+15	+2	+5	+13	-14	+33	+26	+2	+23
	2	R = 1	-2	-6	-4	-1	+8	0	0	-5	+2
		R+0.15	-2	-5	-4	0	+4	-2	-1	-5	0
		R+0.15	+5	+13	+10	+12	-4	+2	+4	+13	+5

+ : accroissement ; - : décroissance ; 0 : sans ou avec très faible variation

## Conclusion générale et recommandations

L'objectif de ce travail était l'étude paramétrique des déformations des bâtiments causés par le mouvement du sol induit par une excavation d'une fouille à proximité de ces bâtiments. Et l'effet d'interaction de sol-structure se traduit dans l'évaluation des déformations des bâtiments et de conclure les dommages potentiels provoqués par la construction de cette excavation.

Les déformations des bâtiments induites par l'excavation du fouille est un problème interactif. Il y a une présence des effets du sol supportant les bâtiments. Les résultats obtenus dans ce mémoire peuvent donner une image plus détaillée de ce problème d'interaction.

La compréhension de l'aspect complexe de l'interaction sol-structure et des déformations du sol qui en résultent permet de bien maîtriser les techniques de modélisation et de construction des ouvrages où le problème de l'interaction sol-structure se pose très souvent dans le domaine des excavations dans les zones urbaine ou ces dernières influent sur les bâtiments avoisinants.

L'influence des différents paramètres sur le résultat de l'analyse modèle adopté doit être étudiée pour chaque paramètre. Une attention particulière doit être apportée aux paramètres sensibles. Cet aspect doit certainement être pris en compte lors du choix des valeurs caractéristiques et de calcul.

L'influence de ces paramètres est tares faibles considérant les critères limites présentés dans cette thèse pour les bâtiments, mais remarquable pour le mouvement du sol qui impose le déplacement de la tête de la paroi moulée.

Généralement on a constaté que le mouvement de sol supportant des bâtiments à proximité d'une fouille est peu affecté sur les déformations de ces bâtiments en variant les paramètres pris en compte dans les fourchettes raisonnables. Et la réalité que les déformations des bâtiments induites par l'excavation du fouille dépendent des propriétés du sol a été accentué dans l'étude paramétrique est dans des études réalisées par d'autres auteurs ont été récapitulées.

Le travail présenté dans ce mémoire a aidé à fournir une bonne compréhension du problème d'interaction ; sol-bâtiment. Nous pouvons recommandes ce qui suit :

- La modélisation du problème est analysé en 2D en tenant compte une variation de quelques paramètres qui sont pris dans cette thèse .Des études paramétriques similaires devrait être étudié d'un part l'analyse du problème en 3D et d'autre part l'influence des paramètres des éléments structuraux ; les bâtiments et la paroi moulée.

- Certaines réponses au problème du dimensionnement (ou de la réhabilitation) des bâtiments d'habitations individuels ou collectifs dans des zones potentiellement affaissables a cause des mouvements causés par les excavations profondes, pour ces bâtiments il faut établir une procédure permettant :

d'évaluer le contexte géo-anthropique (localisation des excavations, profondeur, ouverture, caractéristiques des terrains concernés, historique régional) ;

d'évaluer les risques d'affaissement ou d'effondrement en fonction des contextes géologique et d'exploitation (proposition de règles permettant d'évaluer l'amplitude maximale de l'affaissement, le profil de la cuvette d'affaissement, la pente du terrain, la courbure, la déformation horizontale, l'emprise d'un effondrement, etc.) ;

de déterminer si les risques de sollicitations entrent dans la gamme d'amplitude de perturbations techniquement admissibles par le bâtiment (type de sollicitations attendues à comparer à des valeurs de seuils); en fixant des valeurs de seuils) ;

et de définir les dispositions constructives à prendre pour que les perturbations atteignant la surface n'affectent pas dramatiquement les futures bâtiments (règles élémentaires géométriques, rigidité, nature des fondations (superficielles, profondes), joints, tranchées, géotextiles, etc.).

Dans certains cas, les gammes de sollicitations attendues seront telles qu'une construction ne serait pas économiquement viable, tant les techniques à mettre en œuvre pour résister aux efforts ou y échapper seraient coûteuses. Il faudra alors rechercher un autre site pour la réalisation du projet.

On gardera à l'esprit la nécessité de bien prendre en compte le mécanisme d'interface entre le sol et les structures qui conditionne le déplacement relatif sol/structure.

En tout état de cause, les réponses aux questions techniques soulevées par ce document (notamment les déformations des bâtiments causées par l'excavation profondes) devront être apportées par des professionnels, familiers de ce type de contexte. Ainsi, les spécialistes en bâtiments et/ou structures, ainsi que les bureaux d'études locaux ayant une bonne connaissance de la géologie et de la géotechnique, devront être impérativement consultés pour garantir la pertinence du processus de conception de l'ouvrage.

Enfin on conclut que l'étude paramétrique comme elle est présentée dans ce travail est nécessaire et très utile pour améliorer la validité et la fiabilité des prévisions numériques, et qu'il y a un besoin fort de formuler des directives et des recommandations pour l'analyse numérique dans la pratique.

## Références et bibliographie

- Berga abdelmadjid, 2004, "Eléments de mécanique des sols", Centre universitaire de Bechar.
- Boramy HOR, 2012, "Evaluation et réduction des conséquences de terrain sur le bâti : Approches Expérimentales et Numérique" L'institut national des sciences appliquées de Lyon. Thèse de doctorat.
- Boulon M et al, 2004, "Pratique éclairée des éléments finis en géotechnique", Laboratoire 3S et Terrasol.
- Brinkgereve R.B.J. et al, 2003, "PLAXIS Version 8 material model manual", DELFT University of Technology & PLAXIS BV, Pays-Bas.
- CHANDRAKANT S.DESAI, 1997, "NUMERICAL METHODS IN GEOTECHNICAL ENGINEERING", McGraw Book Company.
- CHIBANI Mounia, "Effet de l'instabilité du terrain sur le bâti, cas réel de l'université Mentouri de Constantine", Université Mentouri Constantine. Thèse de magistère.
- David Potts, et al, 2002, "Guidelines for the use of advanced numerical analysis" Thomas Telford Publishing, Thomas Telford Ltd, 1 Heron Quay, London E14 4J
- G.A. Horodecki et E. Dembicki, "influence excavation sur le terrain", Département de géotechnique et de géologie appliquée, Université de Gdansk de Technologie, Poland
- GOURI DATT et al, 1981, "Une présentation de la méthode des éléments finis", Les presses de l'université de Laval Québec, Maloine S.A Paris.
- Hans-Georg Kempfert, Berhane Gebreselassie, 2006, "Excavations and Foundations in Soft Soils", Springer-Verlag Berlin Heidelberg pays bas.
- Helmut F. Schweiger, "Case study- deep excavation in Salzburg", Institute for Soil Mechanics and Foundation Engineering Computational Geotechnics Group; Graz University of Technology, Austria.
- Helmut F. Schweiger, 2002 "Benchmarking in geotechnics-1", Institute for Soil Mechanics and Foundation Engineering Computational Geotechnics Group; Graz University of Technology, Austria.

- Imbert J.F, 1979, "Analyse des structures par éléments finis", Edition SEPADUES.
- Imen Said, 2006, "Comportement des interfaces et modélisation des pieux sous charge axiale", Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. Thèse de doctorat.
- INERIS,2008, PROGRAMME EAT DRS-02,2008," Recommandations pour l'évaluation et le traitement des conséquences des mouvements du sous-sol sur le bâti". INERIS. France.
- Lahmadi Azzeddine, 2006, "Etude paramétrique de l'interaction entre ouvrage : Tunnel-Bâtiment-excavation", Université de Batna. Thèse de magistère.
- Magnan, 1997, "Géotechnique 1ere année", Tome 2, Ecole nationale des travaux publics de l'état.
- Mestat. P et al, 1999, "Ouvrages en interaction, HERMES", science publications.
- Michael Looby, Mike Long, 2007, "deep excavations in dublin; recent developments", Geotechnical Society of Ireland at Engineers Ireland.
- Phuong Duy NGUYEN, 2003, "modélisation numérique des soutènements d'excavation", école nationale des ponts et chaussées, Thèse de doctorat.
- Plaxis bulletin, issue17/ arch 2005, "Control of ground movement for a multi-level-anchored diaphragm wall during excavation.
- Richard J. Finno, et al, 2002, "Analysis and Performance of the Excavation for the Chicago State Subway Renovation Project, and its Effects on Adjacent Structures" Department de Genie Civil, Universitié de Northwestern.
- Roger FRANK, "Fondations superficielles" Technique de l'ingénieur, traite construction.
- Sylvain PLUMEY, 2007, "INTERACTION SOL-STRUCTURE DANS LE DOMAINE DES TRANCHÉES COUVERTES", Lausanne, EPFL. Thèse de doctorat.
- Youssef M.A hashash, 1996, " ground movement prediction for deep excavations'', journal of geotechnical engineering.