



**Université Batna 2 – Mostefa Ben Boulaïd**  
**Faculté de Technologie**  
**Département de Génie Civil**



**Thèse**

Présentée pour l'obtention du diplôme de :

**Doctorat en Sciences**  
**Option : Géotechnique**

Sous le Thème :

---

**Analyse dynamique des soutènements de grande hauteur  
renforcés par clouage**

---

Présentée par :

**KIYYOUR SAMI**

**Devant le jury composé de :**

M <sup>me</sup> BAHLOUL Ouassila	MCA.	Université de Batna 2	Président
Mr. KARECH Toufik	Prof.	Université de Batna 2	Rapporteur
Mr. BEN MEDOUR Djamel	Prof.	Université de Biskra	Examineur
Mr. KOULOUGHLI Salim	Prof.	Université de Constantine1	Examineur

**Décembre 2021**

## ***Remerciements***

Je remercie Dieu le Tout Puissant, qui m'a aidé et donné la force et la persévérance de mener à bien ce travail, ma reconnaissance envers Dieu est sans limite. Mes remerciements vont à :

- Mon encadreur, Monsieur KARECH TOUFIK, Professeur à l'Université de Batna 2, qui m'a honoré en acceptant d'encadrer mon travail et qui par sa grande compréhension et judicieuses directives m'a été d'une grande aide. sa disponibilité sans égal m'a appris à affronter toutes les difficultés qui m'ont été posées.

J'exprime, aussi ma reconnaissance et ma gratitude aux membres du jury qui ont accepté d'évaluer mon travail en consacrant leurs temps, leurs savoirs et leurs expériences :

- Particulièrement M<sup>me</sup> Bahloul Ouassila, Maitre de conférences - A - à l'Université de Batna 2, pour avoir accepté de présider le jury de soutenance de cette thèse.

- Messieurs : Mr. Ben Medour Djamel, Professeur à l'Université de Biskra et Kouloughli Salim, Professeur à l'Université de Constantine pour avoir accepté de participer à ce jury.

Ainsi nous remerciant le chef de département Etudes et Coordination de l'EMA monsieur F.GANI et le personnel de service de formation.

À tous ceux et celles qui m'ont apportés aide et soutenu, j'apprécie toutes vos interventions et vous remercie du fond du cœur.

Enfin je dédie ce travail à la mémoire de ma mère, je le dédie aussi à mon père, mes frères et sœurs.

## Résumé :

Le renforcement des sols regroupe un ensemble de techniques afin d'améliorer ses propriétés mécaniques ou physiques, par la mise en place d'inclusions travaillant à la traction, à la compression ou à la flexion. Parmi ces techniques on trouve le clouage, les tirants d'ancrages, micro pieux, pieux forée, colonnes ballastées.

L'ouvrage de la station sera construit dans une fouille ouverte. L'enceinte des zones profondes de la station sera exécutée sous forme d'un écran étanche en pieux forés constituant un soutènement à base de pieux jointifs ou sécants. Les ancrages (tirants, clous) agissent dans les massifs de sol, une fois installés ils contribuent à améliorer la stabilité globale du versant. Ils transmettent les efforts auxquels ils sont soumis au terrain qui, pour sa part, fournit la résistance nécessaire pour la réaction à l'équilibre.

L'analyse sismique des structures de soutènement peut être effectuée, en principe, d'une manière suffisamment rigoureuse au moyen d'éléments finis et différence finies à travers une analyse dynamique non-linéaire disponible dans les codes de calculs (par exemple PLAXIS, FLAC, etc.).

Cependant, l'utilisation de ces outils numériques avancés, est encore limitée à des structures particulièrement importantes, en plus pour faire face à ce type d'analyse l'expérience dans le domaine pratique est fortement exigée.

La conception sismique des murs de soutènement (mur pieux tirantée) presque exclusivement réalisée à l'aide de l'approche pseudo-statique par Mononobe et Okabe 1929. Ce qui représente une certaine façon approximative pour la flexibilité de la structure. Elle prend en compte d'une certaine manière approximative la flexibilité structurelle et l'évaluation des forces sismiques appliquées aux structures de soutènement.

Cette approche est encore celle adoptée dans les codes internationaux de conception parasismique pour la plupart des cas si ce n'est pas tous cas.

Dans ce travail une étude spéciale sera présentée d'une paroi ancrée de cinq tirants d'ancrage (modèle de la station Ain-Naadja (02) soumis à des excitations sismiques. Un mouvement sismique historique fort avec différentes fréquences fondamentales où l'ensemble mur et structure sont soumis. Le déplacement de la paroi, l'effort d'actions, force extrême d'ancrage sont calculées en utilisant le code de calcul dynamique d'éléments finis Plaxis.

**Mots Clés :** Tirants d'ancrages, pieux, déformation, comportement dynamique, éléments finis, soutènement, paroi tirantée.

**Abstract:**

The reinforcement of soils includes a set of techniques to improve its mechanical or physical properties, by the installation of inclusions working in traction, compression or flexion. Among these techniques are nailing, anchors, micropiles, bored piles, ballasted columns.

The present work focuses on the sensitivity of the deformations of the walls of bored piles reinforced by tie rods associated with the models of soil behavior. The analysis is done on the Algiers metro station Line 1, Extension C - Hai el Badr - Aïn-Naadja (Ain-Naadja station).

The results obtained by a 3D numerical simulation, deformations at the level of the piles or displacements, as well as the efforts of extensions at the level of the tie rods are compared with the in situ measurements taken in very particular points that it is at the level of the tie rods or by inclinometers at the level of the piles.

The study is carried out with the help of a three-dimensional numerical modeling by finite difference with the code Flac 3D.

The station structure will be built in an open excavation. The enclosure of the deep zones of the station will be executed as a watertight screen in bored piles constituting a support based on jointed or secant piles. The anchors (anchors, nailing) act in the soil massifs, once installed they contribute to improve the overall stability of the slope. They transmit the forces to which they are subjected to the ground which, for its part, provides the necessary resistance for the reaction to the equilibrium.

The seismic analysis of supporting structures can be carried out, in principle, in a sufficiently rigorous way by means of finite elements and finite difference through a nonlinear dynamic analysis available in the calculation codes (e.g. PLAXIS, FLAC, etc.).

However, the use of these advanced numerical tools, is still limited to particularly large structures, in addition to cope with this type of analysis experience in the practical field is strongly required.

The seismic design of retaining walls (pile walls) is almost exclusively performed using the pseudo-static approach by Mononobe and Okabe 1929. This represents a certain approximate way for the flexibility of the structure. It takes into account in a certain approximate way the structural flexibility and the evaluation of the seismic forces applied to the supporting structures.

This approach is still the one adopted in international seismic design codes for most if not all cases.

In this work a special study will be presented of a wall anchored with five tie rods (Ain Naadja 02 station model) subjected to seismic excitation.

A strong historical seismic motion with different fundamental frequencies where the whole wall and structure are subjected. The displacement of the wall, the force of actions, extreme force of anchorage are calculated using the code of dynamic calculation of finite elements Plaxis.

**Key words:** Anchors, piles, deformation, dynamic behavior, finite element, underpinning, anchored wall.

## ملخص:

يجمع تقوية التربة بين مجموعة من التقنيات لتحسين خواصها الميكانيكية أو الفيزيائية ، عن طريق وضع شوائب تعمل في حالة الشد أو الانضغاط أو الانحناء. من بين هذه التقنيات ، تسمير ، قضبان ربط ، دعامات دقيقة ، دعامات مجوفة ، أعمدة حجرية. يهتم هذا العمل بحساسية تشوه جدران الركائز المتقبة المتجاورة المقواة بقضبان ربط مرتبطة بنماذج سلوك التربة. يتم التحليل في محطة مترو الجزائر الخط 1 ، امتداد ج - حي البدر - عين النعجة (محطة عين النعجة). النتائج التي تم الحصول عليها عن طريق محاكاة رقمية ثلاثية الأبعاد ، والتشوهات على مستوى الأكوام أو الإزاحة ، وكذلك قوى التمديد على مستوى قضبان الربط ، تمت مقارنتها بالقياسات المأخوذة في نقاط محددة للغاية ، سواء على المستوى من قضبان الربط أو عن طريق مقاييس الميل على مستوى الركائز.

أجريت الدراسة في شكل ثلاثي الأبعاد بواسطة كود الحساب (FLAC3D).

سيتم بناء هيكل المحطة في حفرة مفتوحة. سيتم إنشاء حاوية المساحات العميقة للمحطة على شكل شاشة كومة مملوءة محكمة الغلق تشكل دعامة تعتمد على أكوام متجاورة أو متقاطعة. تعمل المراسي (تسمير ، قضبان ربط) في كتلة التربة ، وبمجرد تثبيتها تساعد على تحسين الاستقرار العام للمنحدر. بحيث تنقل القوى التي يتعرضون لها على الأرض والتي بدورها توفر المقاومة اللازمة لرد الفعل على التوازن.

يمكن إجراء التحليل الزلزالي للهياكل الداعمة ، من حيث المبدأ ، بطريقة صارمة بدرجة كافية عن طريق العناصر المحدودة والفرق المحدود من خلال التحليل الديناميكي غير الخطي المتاح بواسطة كود الحساب (على سبيل المثال ، PLAXIS ، FLAC ، إلخ).

ومع ذلك، فإن استخدام هذه الأدوات الرقمية المتقدمة، لا يزال يقتصر على الهياكل ذات الأهمية الخاصة، بالإضافة إلى التعامل مع هذا النوع من الخبرة في التحليل في المجال العملي مطلوب بشدة.

تم تنفيذ التصميم الزلزالي للجدران الاستنادية (جدار كومة الربط) بشكل حصري تقريباً باستخدام نهج شبه ثابت بواسطة Mononobe و 1929 okabe. وهذا يمثل طريقة تقريبية لمرونة الهيكل. يأخذ في الاعتبار بطريقة تقريبية المرونة الهيكلية وتقييم القوى الزلزالية المطبقة على الهياكل الداعمة.

لا يزال هذا النهج هو النهج المعتمد في أكواد التصميم الدولية المقاومة للزلازل في معظم الحالات إن لم يكن كلها.

في هذا العمل سيتم تقديم دراسة خاصة لجدار مدعم من خمسة مراسي (نموذج لمحطة عين النعجة 02) معرض للإثارة الزلزالية.

حركة زلزالية تاريخية قوية ذات ترددات أساسية مختلفة حيث يتعرض الجدار والهيكل بالكامل. يتم حساب إزاحة الجدار ، وقوة الإجراءات ، وقوة التثبيت القصوى باستخدام كود الحساب الديناميكي لعناصر المحدودة Plaxis.

**الكلمات المفتاحية:** قضبان الربط ، الخوازيق ، التشوه ، السلوك الديناميكي ، تحليل العناصر المحدودة ، الدعم ، جدار الربط.

# Table de matières

Remerciements: .....	I
Résumé : .....	II
Abstract: .....	III
:ملخص .....	IV
Table de matières : .....	V
Liste des figures : .....	VIII
Liste des tableaux : .....	XI
Notations et Abréviations : .....	XII
Introduction générale : .....	1

## Chapitre I : Recherche bibliographique sur les différentes analyses des parois moulées

### Partie 1 : Type des parois moulées

I.1.1 Introduction : .....	5
I.1.2 Définition de paroi moulée: .....	5
I.1.3 Types des parois moulées : .....	5
I.1.3.1 Paroi d'étanchéité : .....	6
I.1.3.2 Paroi moulée de soutènement simple : .....	6
I.1.3.3 Les parois moulées classiques : .....	7
I.1.3.4 Les parois caissons : .....	9
I.1.3.5 Les parois préfabriquées : .....	9
I.2 Conclusion : .....	10

### Partie 2 : Méthode d'analyse des différentes parois moulée

I.2.1 Introduction : .....	11
I.2.2. Les travaux de la Ligne 2 du Métro du Caire, (1993) : E.Bazin & P.Schmitt. (2001) .....	11
I.2.2.1 Description du projet et principes de dimensionnement : .....	11
I.2.2.2. Caractéristiques géomécaniques : .....	12
I.2.2.3. Méthodes de calculs utilisées pour l'analyse : .....	13
I.2.3 La construction du terminus Ouest de la ligne D du métro de Lyon : Kastner R. (2003) : .....	14
I.2.3.1 Modélisation numérique par rétro-analyse : .....	16
I.2.4 Des futures stations de la ligne B du métro de l'Agglomération Toulousaine, la station « Canal du Midi ». E. Vanoudheusden , G. Petit & J. Robert: .....	17
I.2.4.1 Modèle aux éléments finis : .....	19
I.2.5 L'excavation dans les sables à Berlin : .....	20
I.2.5.1 Géométrie et hypothèse : .....	20
I.2.5.2 Les paramètre des matériaux : .....	21
I.2.5.3. Modélisation par le code de calcul (Plaxis 3D Tunnel) : .....	22
I.2.6 Une étude spéciale sera présentée d'une paroi ancrée de trois tirants d'ancrage (modèle de Berlin 2D) : .....	23
I.2.6.1 Propriétés du mouvement du substratum rocheux appliqué : .....	23
I.2.6.2. Modèle de comportement et paramètres dynamiques : .....	24
I.2.6.3. Résultats de la réponse statique et dynamique : .....	24
I.2.6.3.1 Déplacements horizontaux de la paroi dans le cas statique et dynamique : .....	24
I.2.6.4 Moments dans le cas statique et dynamique : .....	25
I.3 Conclusion : .....	26

## Chapitre II : Synthèse bibliographique sur les méthodes de dimensionnement des écrans de soutènement

II. Introduction : .....	27
II.1 Rappels sur les pressions latérales de la terre: .....	28
II.1.1 Catégories de pression latérale de la terre : .....	28

II.1.1.1 Etat de repos du sol :	29
II.1.1.2 Etat de poussée du sol (Pression active de la terre) :	31
II.1.1.3 Etat de butée du sol (Pression passive de la terre) :	32
II.1.2 Equilibres de poussée et de butée :	33
II.1.2.1 Equilibres de poussée:	33
II.1.2.2 Equilibre de butée :	34
II.1.3 Facteurs intervenant dans la distribution de la pression des terres :	35
II.1.4 Choix de l'angle de frottement sol-écran $\delta$ :	35
II.1.5 Influence du frottement :	36
II.1.6 Le cas particulier des écrans souples :	37
II. 2 Dimensionnement d'écran de soutènement :	38
II.2.1 Les méthodes dites « classiques » :	38
II.2.1.1 Méthode de Coulomb :	38
II.2.1.2 Méthode de Rankine :	40
II.2.1.3 Méthode de Boussinesq :	42
II.2.1.4 Terzaghi (1936) :	43
II.2.1.5 Méthodes de Krey et Blum :	45
II.2.2 Méthode du coefficient de réaction :	46
II.2.3 Méthode des éléments finis :	48
II.2.4 Conclusion :	50

### **Chapitre III: Présentation des projets a étudié**

III.1 Introduction :	52
III.1.1 Présentation de la station de métro d'Alger Ligne 1, Extension C – Hai el Badr – Aïn-Naadja (station Ain-Naadja 2):	52
III.1.2 Données du projet de construction :	52
III.1.3 Stations Ain Naadja 2 : Blindage de fouille :	52
III.1.4 Concept de la fouille :	53
III.1.4.1 Paroi berlinoise :	53
III.1.4.2 Paroi de pieux forés :	53
III.1.5 Données géologiques et géotechniques :	54
III.1.5.1 Paramètres géotechniques :	54
III.1.6 Déroulement des travaux :	57
III.1.7 Conclusion :	57

### **Chapitre IV: Comportement de la paroi en pieux forés jointifs renforcée par des clous d'ancrages en 2D (Analyse Statique)**

IV.1 Introduction :	59
IV.1.2 Définition des données :	59
IV.1.2.1 Hypothèses et géométrie :	59
IV.1.2.2 Modèle et paramètres de sol :	61
IV.1.2.3 Caractéristiques des matériaux :	61
IV.1.2.4 Génération du maillage :	62
IV.1.2.5 Conditions initiales :	63
IV.1.2.6 Procédure de calculs :	63
IV.2 Les principaux résultats :	64
IV.2.1 Présentation et discussion des Résultats (Analyse Statique en 2D):	88
IV.2.1.1 Résultats de la phase 7 :	64
IV.2.1.2 Résultats de la phase 11 :	67
IV.2.2 Comparaison entre les deux phases :	70
IV.3 Conclusion :	70

## **Chapitre V : Comportement de la paroi en pieux forés jointifs renforcée par des tirants d'ancrages en 3D (Analyse Statique)**

V.1 Introduction :.....	73
V.1.1 Présentation de l'ouvrage :.....	74
V.1.2 Données géologiques et géotechniques :.....	75
V.1.3 Dispositif expérimental :.....	76
V.1.4 Déroulement des travaux :.....	77
V.1.5. Résultats de l'auscultation :.....	77
V.1.5.1 Comportement des parois :.....	77
V.1.5.2 Efforts mobilisés dans les tirants :.....	78
V.2. Modélisation numérique.....	79
V 2.1 Le modèle de comportement du sol :.....	80
V 2.1.1 La génération du maillage :.....	82
V 2.1.2 Procédure de calculs :.....	83
V. 3 Conclusion :.....	88

## **Chapitre VI: Comportement de la paroi en pieux forés jointifs renforcée par des tirants d'ancrages en 3D (Analyse Dynamique)**

VI.1 1 Introduction.....	91
VI 1.2 Modèle de comportement et paramètres dynamiques.....	92
VI 1.3 La charge sismique :.....	93
VI 1.4 Caractéristiques des matériaux :.....	94
VI 1.4.1 Génération du maillage :.....	95
VI 2 Présentation et discussion des Résultats (Analyse dynamique en 2D/3D):.....	95
VI 2.1 Etat des contraintes horizontales et des contraintes de cisaillement en fonction du temps au niveau de la paroi (pieux) dans trois positions différents :.....	96
VI 2.2 Etat des déplacements horizontaux et des déformations de cisaillement en fonction du temps au niveau de la paroi (pieux) dans trois points et positions différents:.....	99
VI 2.3 Déplacements maximum et horizontale de la paroi dans le cas dynamique :.....	102
VI 2.4 Moments, l'effort tranchant et l'effort normal dans le cas dynamique :.....	103
VI 2.5 Accélérations du sommet, milieu, pied de la paroi pendant la charge sismique :.....	105
VI 2.6 L'effort dans les tirants du sommet, milieu, pied de la paroi pendant la charge sismique :.....	106
VI 2.7 Exceé de pression dans le sol ( $p_{\text{excess}}$ ) et $R_d$ du sommet, milieu, pied de la paroi pendant la charge sismique :.....	107
VI .4. Conclusion :.....	109

## **Conclusion Générale et Perspectives**

<b>Conclusion Générale :.....</b>	<b>111</b>
<b>Perspectives :.....</b>	<b>113</b>
<b>Référence Bibliographique :.....</b>	<b>115</b>



# Liste des figures

Numéro de la figure	Désignation des figures	Page
Fig.I.1	Schéma de principe parois moulée d'étanchéité (présentation du.N.P.).	5
Fig.I.2	Schéma de principe d'une paroi moulée en place, avec nappe de terre.	6
Fig.I.3	Schéma montre les parois moulées de tranchée couverte avec planché qui sert à buter les parois.	7
Fig.I.4	Différence entre paroi moulée jambe de pantalon et paroi simple.	7
Fig.I.5	Principe de construction d'une paroi moulée préfabriquées.	8
Fig.I.6	Parois moulée préfabriquée composite.	9
Fig.I.7	El Behoos Station.	11
Fig.I.8	Profil de l'excavation.	14
Fig.I.9	Vue en plan de la station.	17
Fig.I.10	Coupe de la station et emplacement des butons et tirants.	17
Fig.I.11	Coupe du projet d'excavation à derrière la paroi moulée à Berlin.	19
Fig.I.12	Accélération, vitesse et déplacement en fonction du temps pour tremblement de terre El-Centro.	22
Fig.I.13	Déplacement latéral extrême de la paroi moulée pour les différentes phases en raison de tremblement de terre El-Centro.	23
Fig.I.14	Moment (a) et l'effort tranchant (b) dans le cas statique et dynamique respectivement.	23
Fig I.12	Accélération, vitesse et déplacement en fonction du temps pour tremblement de terre El-Centro.	24
Fig II.1	(a) Etat de butée et (b) Etat de poussée.	28
Fig.II-2	Développement des pressions actives et passives de la terre.	29
Fig II-3	Evolution du coefficient $K_0$ lors d'un cycle Chargement, déchargement, rechargement.	30
Fig II-4	Pression active de la terre.	31
Fig II-5	Pression passive (butée) de la terre.	32
Fig II-6	Déplacements nécessaires à la mobilisation des états limites de poussée et butée.	33
Fig II-7	Etat limite de poussée du sol (sans talus $\beta = 0$ , et sans frottement sol-écran $\delta = 0$ ).	34
Fig II-8	Etat limite de butée du sol (sans talus $\beta = 0$ , et sans frottement sol-écran $\delta = 0$ ).	34
Fig II-9	Cas du mur avec frottement.	37
Fig II-10	Equilibre du coin de Coulomb.	39
Fig II-11	Calcul élastique des contraintes horizontales apportées sur un écran par des surcharges (d'ap. Schlosser).	41

Fig II-12	Equilibres de Boussinesq et de Rankine.	42
Fig II-13	Coefficient de poussée latérale des terres contre un mur vertical et position du point d'application de la résultante (selon Terzaghi 1936a). Distinction du mode de déplacement du mur.	44
Fig II-14	Progrès réalisés par Rankine et Terzaghi dans la perception de l'interaction sol-structure.	45
Fig II-15	Schéma de calcul à l'équilibre limite adopté par Krey (a) et par Blum (b) et (c).	46
Fig II-16	Modélisation du comportement du sol $p = k.y$ .	47
Fig II-17	Schématisation du comportement de parois simplement encastées dans le sol.	47
Fig II-18	Relations mises en jeu par la modélisation des écrans de soutènement.	49
Fig.III.1	Paroi berlinoise (document de projet).	53
Fig.III.2	Paroi de pieux forés (document de projet).	54
Fig.III.3	Coupe géologique longitudinal - Ain Naadja 2 : km3+188 à km3+304 (d'après les documents du projet).	55
Fig.III.4	L'ensemble du tracé vue en plan, éléments du tracé (document de projet).	57
Fig.IV.1	Vue en coupe du projet et de l'excavation.	60
Fig.IV.2	Modèle géométrique du projet.	60
Fig.IV.3	Maillage du projet.	62
Fig.IV.4	Conditions hydrauliques initiales.	63
Fig.IV.5	Phase 7 : déformation de maillage.	65
Fig.IV.6	Paroi pieux clouée : résultats de la phase 7.	66
Fig.IV.7	Phase 11 : déformation de maillage.	67
Fig.IV.8	Paroi pieux clouée : résultats de la phase 11.	69
Fig.V.1	Vue en coupe du projet et de l'excavation.	75
Fig.V.2	Coupe géologique longitudinal - Ain Naadja 2: km3+188 à km3+304 (d'après les documents du projet).	76
Fig.V.3	Vue en plan de la station d'ain Naadja 02.	77
Fig.V.4	Evolution des déplacements maximaux mesurés dans les pieux.	78
Fig.V.5	Evolution des efforts dans les tirants en fonction de progression de terrassements.	79
Fig.V.6	Le niveau de Water Table Flac 3D.	79
Fig.V.7	La lithologie des coches Flac 3D.	80
Fig.V.8	l'interface sol/ pieux jointifs.	82
Fig.V.9	Evolution des déplacements maximaux calculés par flac 3d dans les pieux.	83
Fig.V.10	Evolution des déplacements maximal calculée par flac 3d dans les pieux.	87

Fig. V.11	Récapitulatif représentant le calcul numérique et les mesures in situ dans les pieux.	87
Fig. IV .1	Présentation du modèle sous charge sismique model.	92
Fig. IV .2	Accélération en fonction du temps sous charge sismique de Boumerdes.	94
Fig. IV .3	Variation des contraintes horizontales (a) et des contraintes de cisaillement (b) en fonction de temps au niveau de la paroi (pieux) dans trois positions différentes.	98
Fig. IV .4	Variation des déplacements horizontaux (a) et des déformations de cisaillement (b) en fonction de temps au niveau de la paroi (pieux) dans trois positions différents.	101
Fig. IV .5	Déplacement maximum (a) et horizontale (b) de la paroi tirantée pour les différentes phases sous l'effet dynamique.	102
Fig. IV .6	Moment (a) et l'effort tranchant (b) et l'effort normal (c) dans le cas dynamique respectivement.	104
Fig. IV .7	l'accélération en fonction du temps pour les trois positions de paroi tirantée sollicitée par le séisme dynamique.	106
Fig. IV .8	l'effort dans les tirants en fonction du temps pour les trois positions de paroi tirantée sollicitée par le séisme dynamique.	106
Fig. IV .9	Présentent respectivement l'évolution des excès de pression <b>p_excess (a)</b> et <b>Rd (b)</b> développées dans le sol autour de la paroi en fonction du temps dans trois positions différentes.	108

## Liste des tableaux

Numéro de la figure	Désignation des tableaux	Page
Tableau. I.1	Caractéristiques géotechniques des couches.	15
Tableau. I.2	Paramètres de sol modélisation RIDO.	19
Tableau. I.3	Les caractéristiques mécaniques du sol.	22
Tableau. I.4	Caractéristiques des enregistrements de base des séismes forts.	23
Tableau. II.1	Déplacement du mur nécessaire pour une poussée	32
Tableau. II.2	Déplacement du mur nécessaire pour une pression passive	33
Tableau. II.3	Angle du frottement sol mur en fonction de l'état de surface du parementure.	36
Tableau. IV.1	Propriétés des couches de sols et des interfaces.	61
Tableau. IV.2	Propriétés des Pieux jointifs.	61
Tableau. IV.3	Propriétés mécaniques de Béton projeté.	62
Tableau. IV.4	Propriétés des Clous (éléments noeud à noeud).	62
Tableau. IV.5	Résumé des résultats de deux phases 7 et 11 avec comparaison.	70
Tableau. V.1	Propriétés des couches de sols et des interfaces.	76
Tableau. V.2	Propriétés des Pieux jointifs.	80
Tableau. V.3	Propriétés des ancrages (éléments noeud à noeud anchor).	81
Tableau. V.4	Propriétés des Bulbes d'ancrage "Geogridle".	81
Tableau. V.5	Procédure de calculs (les phases).	85
Tableau. V.6	Récapitulatif des résultats des déplacements maximal numériques et in situ.	87
Tableau. VI.1	Coefficient d'accélération de zone A (tableau 3.1. du RPA).	93
Tableau. VI.2	Propriétés des couches de sols et des interfaces.	94
Tableau. VI.3	Propriétés des Pieux jointifs (pour le modèle 2D).	94
Tableau. VI.4	Propriétés des Pieux jointifs (pour le modèle 2D).	95
Tableau. VI.5	Propriétés des ancrages (éléments noeud à noeud anchor).	95
Tableau. VI.6	Propriétés des Bulbes d'ancrage "Geogridle".	97

# Notations et Abréviations

Symbole	Désignation
ah	Valeur d'accélération horizontale
av	Valeur d'accélération Verticale
$C$	Cohésion
deq	Epaisseur de la section de pieux équivalente
$D$	Diamètre du pieu
$Da$	Rapports $\sigma/\varphi$ en poussée et en butée
$Db$	Rapports $\sigma/\varphi$ en poussée et en butée
$D$	Coefficient d'amortissement
$E$	Module d'élasticité (Young)
$E$	Module d'élasticité (Young) Bulbes d'ancrage " <i>Geogrid</i> "
$E$	Module de Young du sol
$EA$	Rigidité normal
$EI$	Rigidité flexionnelle
f	Valeur du facteur de réduction par profondeur
$f$	Fréquence
Gm	Module d'élasticité dynamique transversal
$G$	Le module de cisaillement du sol
$H$	Hauteur de la paroi
$I$	Moment d'inertie
$K_0$	Coefficient de pression des terres au repos.
$Kh$	Coefficient de réaction du sol
$L_s$	Espacement entre les tirants
$K_0$	Coefficient des terres au repos
$T$	Temps

$U$	Déplacement
$U_x$	Déplacement Horizontal
$V_S$	La vitesse des ondes de cisaillement du sol
$\sigma'_1$	Contrainte verticale effective
$\omega$	Vitesse angulaires
$\xi$	Fraction de l'amortissement critique
$W$	Poids propre
$\varphi$	Angle de frottement
$\Phi$	Angle de dilatance
$\delta$	Angle de frottement sol-écran.
$\gamma$	Poids volumique de sol
$\gamma'$	Poids volumique déjaugé de sol
$\nu$	Coefficient de Poisson
$\rho_{exc\acute{e}e}$	Excès de pression
EMA	Enterprise Metro Alger
HSM	Hardening Soil Model
LCPC	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.
MMC	Modèle de Mohr Coulomb
MEF	Méthodes des éléments finis
RX	Remblais
RPA	Règles Parasismiques Algériennes
SMC	Strong Motion CDRM
TA	Tertiaire argileux avec des argiles (argiles sableuse)
TS	Tertiaire sableux avec des sables (sables argileux)
QA	Quaternaire argileux avec des argiles (argiles sableuse)
QM	Quaternaire marneuse avec des marnes
QS	Quaternaire sableux avec des sables (sables argileux)

# **Introduction Générale**

## Introduction général

---

### **Introduction :**

Les parois moulées offrent un large champ d'application dans le domaine de réalisation de fouilles en déblai, pour les fouilles de grande profondeur et en site urbain.

La paroi de pieux sécants est un élément de fondation et de soutènement basé sur un rideau de pieux. Ceux-ci sont sécants, c'est-à-dire qu'ils s'entrecoupent afin de former un écran continu en béton armé.

Comme pour les pieux des parois de pieux tangents, les pieux ont en général un diamètre compris entre 0.50 et 1.50 m. Ces pieux peuvent atteindre une hauteur de soutènement de l'ordre de 12 m. La fiche de la paroi moulée peut monter jusqu'à 20 m de profondeur. Toutefois, ce chiffre dépend des caractéristiques du sol en place et de la présence ou non de tirants d'ancrage /butons. Ceux-ci sont nécessaires dès que l'on atteint une hauteur d'excavation de l'ordre de 4 m.

Les techniques de renforcement de sol, qui ont connu aux cours des dernières décennies, un développement important dû au progrès technologique, consistent à améliorer sélectivement les propriétés mécaniques des sols par la mise en place d'inclusions travaillant en traction, en compression ou en flexion.

On distingue les techniques s'utilisant sur les sols en place (clouage, les tirants d'ancrages, micro pieux, pieux forée, colonnes ballastées), de celles s'employant dans les sols rapportés {terre armée, géotextiles et géomembranes, texsol, etc).

Bien que ne faisant pas partie de ce programme, les travaux présentés dans cette thèse porte sur l'étude du comportement statique et dynamique des parois pieux jointifs renforcée par des tirants d'ancrage.

- La première partie est composée de quatre chapitres :

Tout d'abord, les types des parois moulées et une recherche bibliographique sur les déférentes études des parois moulées. Ce travail se compose de trois autres chapitres : une synthèse bibliographique sur les méthodes de dimensionnement des écrans de soutènement, ensuite une présentation des projets a étudié, elle est suivie d'une analyse numérique des parois pieux jointifs renforcée par clouage (Analyse statique) de la station de Ain-Naadja, l'étude est effectuée à l'aide d'une modélisation numérique bidimensionnelle par élément finies avec le code de calcul (PLAXIS 2D).

- La deuxième partie composée de deux chapitres :

Une analyse numérique de la station de Ain-Naadja. (Analyse statique), l'étude est effectuée à l'aide d'une modélisation numérique tridimensionnelle par différences finies avec le code



Flac3D, elle est suivie d'une étude numérique du comportement statique et dynamique de la paroi pieux forée jointives renforcée par des tirants d'ancrage (sous sollicitation sismique). L'étude est faite en 2D et 3D par le code de calcul (PLAXIS). et le modèle de Mohr- coulomb pour le sol. Les résultats sont présentés en termes de contraintes, de déformations horizontales et de cisaillement en fonction du temps développés au niveau du soutènement, et du sol environnant.

La méthode des éléments finis est une méthode numérique de résolution approchée des équations différentielles décrivant les phénomènes physiques de l'ingénierie. Elle connaît, depuis 1970 environ, une extension fantastique, qui va de pair avec le développement et l'accroissement de puissance des ordinateurs. Elle est devenue un outil de travail, calcul et conception quotidien, voire familier, de l'ingénieur, dans des domaines aussi variés que l'analyse des structures, le transfert de chaleur, la mécanique des fluides, l'électromagnétisme, les écoulements souterrains, la combustion ou encore la diffusion des polluants.

En pratique, les logiciels de calcul par éléments finis et différence finie sont devenus des outils pour l'ingénieur, au même titre que les méthodes de calcul analytiques de la mécanique des sols.

L'utilisation d'un code de calcul a été rendue très facile par le développement de pré- et de post processeurs conviviaux et simples d'emploi [MEST, 97].

Il est primordial d'avoir une connaissance de base solide des principes, théories et méthodes utilisées dans la méthode des éléments finis pour pouvoir utiliser ces logiciels dans les problèmes pratiques avec sûreté et sécurité. Certains appliquent la méthode des éléments finis d'une façon inconsidérée ou abusive ; d'autres font confiance aux résultats d'un logiciel sans les contrôler. De telles attitudes sont extrêmement dangereuses et peuvent conduire à des catastrophes.

### **Problématique et objectif :**

Les ancrages (Tirants, clous) sont des techniques de renforcement des sols par barres actives et passives, ce sont des procédés de stabilisation des terrains naturels très économique. Les ancrages augmentent la cohésion du sol, ainsi que sa résistance à la traction et au cisaillement, produisant ainsi un nouveau matériau composé d'une grande capacité.

Les ancrages sont des éléments précontraints, qui diffusent les forces de traction dans le sol de construction par les corps injectés, capable de résister des forces de tension. La mise en tension permet de limiter les déplacements.

Dans cette thèse on s'intéresse à la sensibilité des déformations des parois de pieux forés jointifs renforcée par des tirants d'ancrages associés aux modèles de comportement du sol. L'analyse est faite sur la station de métro d'Alger Ligne 1, Extension C – Hai el Badr – Aïn-Naadja (station Ain-Naadja), le travail s'applique à un cas réel.

. Ce travail sera axé sur la conception par différences finis en utilisant Flac3d pour l'analyse statique et par éléments finis en utilisant Plaxis 2d et 3d pour analyse dynamique.

**Chapitre I**  
**Recherche bibliographique**  
**sur les différentes analyses des**  
**parois moulées**

### Partie 1 : Type des parois moulées

#### I.1.1 Introduction :

Lors de l'examen de profondes excavations étant prises en charge par parois moulées, il est bien connu qu'il est d'une grande importance de considérer les effets du processus de la construction.

La réalisation des excavations profondes dans les zones urbaines suppose l'utilisation des structures de soutènement afin de protéger les constructions existantes avoisinantes. Même si ces structures sont souvent utilisées en génie civil ; le calcul et le dimensionnement ne sont pas simples ; les interactions entre le sol, la paroi et les structures avoisinantes étant importantes, ainsi leur prise en compte étant difficile.

#### I.1.2 Définition de paroi moulée:

Une paroi moulée est un écran en béton armé moulé dans le sol. La stabilité de la tranchée pendant les opérations de forage, de ferrailage et de bétonnage est obtenue avec un fluide de perforation appelé boue. La boue est fabriquée avec de la bentonite. Elle forme sur les parois de l'excavation un dépôt étanche appelé cake qui lui permet de ne pas percoler dans le terrain et d'assurer la pression hydrostatique qui s'oppose à l'éboulement des parois. Une boue fabriquée avec des polymères peut aussi être utilisée. Les parois moulées ont en général une épaisseur comprise entre 0.40 et 1.20 m, voire 1.50 m. La largeur d'un panneau est généralement comprise entre 3 et 10 m.

Les parois moulées peuvent atteindre une profondeur de 50 m, voire plus avec des engins adaptés.

La fiche de la paroi moulée peut monter jusqu'à 50 % de la profondeur de la fouille. Toute fois, ce chiffre dépend des caractéristiques du sol en place et de la présence ou non de tirants d'ancrage / butons. Ceux-ci sont nécessaires pour une hauteur d'excavation dépassant 5 m.

La paroi moulée sert :

- De fondation : lorsqu'elle est descendue jusqu'aux couches porteuses profondes ;
- De soutènement : en maintenant les terres et les surcharges sur la périphérie ;
- De paroi étanche : en protégeant de l'eau extérieure le volume enclos ; sa base est ancrée dans le bon sol. De ce fait, il existe plusieurs types de parois moulées qui sont classées selon leur utilisation, forme et technique de réalisation.

#### I.1.3 Types des parois moulées :

Il existe plusieurs types de parois moulées qui sont classées selon leur rôle, leur utilisation, ou leur forme et technique de réalisation.

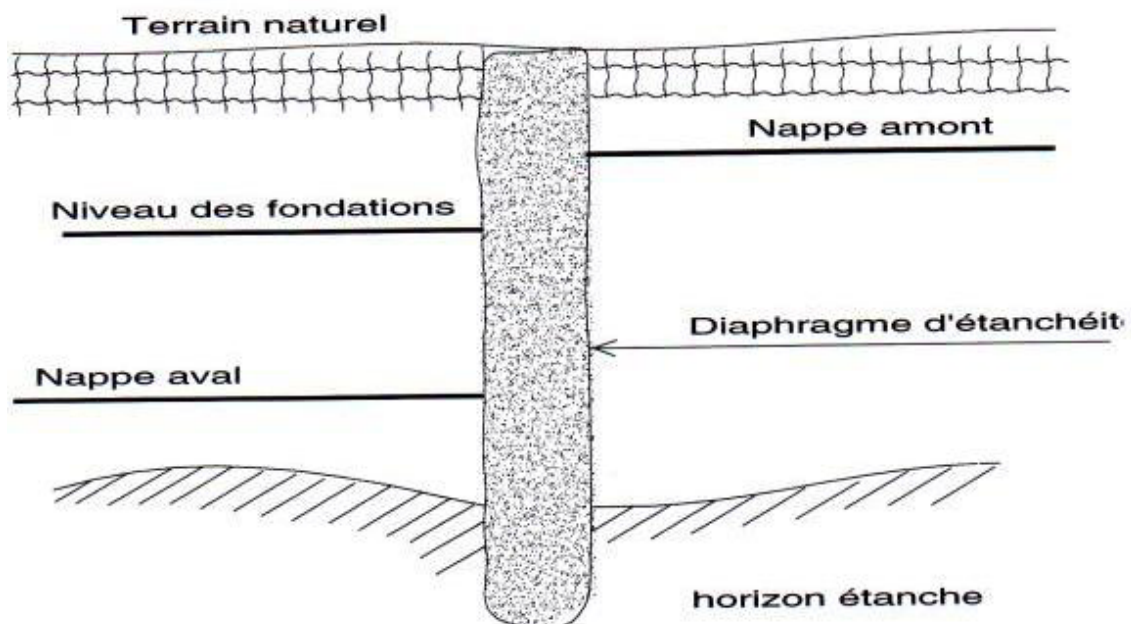
### I.1.3.1 Paroi d'étanchéité :

Elle est destinée à créer une barrière étanche dans le sol (par exemple pour se protéger d'une nappe phréatique), ce type de paroi ne comporte pas de terrassement après son exécution.

N'étant pas armée, la paroi est coulée soit avec un mélange de boue de bentonite et de graviers (épaisseur importante, d'au moins 1,50 m), soit avec un béton plastique à dosage de ciment réduit, introduit au tube plongeur sous boue de bentonite (épaisseur variable de quelques centimètres à une soixantaine, suivant le dosage) , ou avec un mélange de bentonite, de ciment et d'adjuvants assurant son auto durcissement (épaisseur de 50 à 60 cm).

Les parois d'étanchéité à base d'un liant spécial offrent une solution idéale pour maîtriser les fluctuations de la nappe phréatique (Figure I.1). Ces parois peuvent être placées à la verticale et à l'horizontale en assurant une résistance durable à l'eau. Les applications possibles sont :

- Les excavations.
- Les digues, tunnels et parkings souterrains.
- Les chemins creux.
- Les sites pollués.

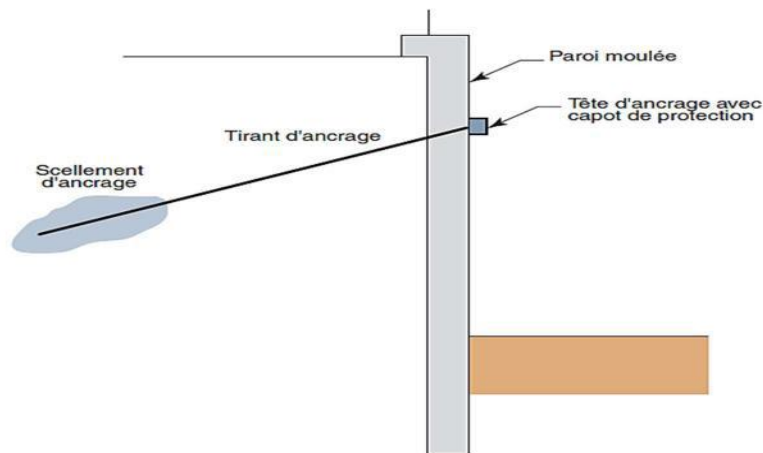


**Fig I.1** : Schéma de principe paroi moulée d'étanchéité  
(Présentation du N.N.P.)

### I.1.3.2 Paroi moulée de soutènement simple :

Dans le cas où une construction qui n'est pas prévue dans l'excavation après le terrassement. La paroi en béton armé (Figure I.2) est alors maintenue par des tirants d'ancrage permanents, ou par des contreforts, intérieurs ou extérieurs, réalisés par le même procédé que la paroi proprement dite.

Le fonctionnement des parois moulées classiques est celui d'une structure chargée par la poussée des terres et de l'eau soutenue et résistant en flexion et ce, en mobilisant les appuis constitués, d'une part, par la fiche et d'autre part par des tirants (ou butons) disposés dans la partie libre de l'écran.



**Fig I.2.** Schéma de principe d'une paroi moulée en place, avec nappe de terre

### I.1.3.3 Les parois moulées classiques :

Outre la technique classique déjà décrite, à triple fonction (fondation, soutènement, écran étanche), on trouve aussi

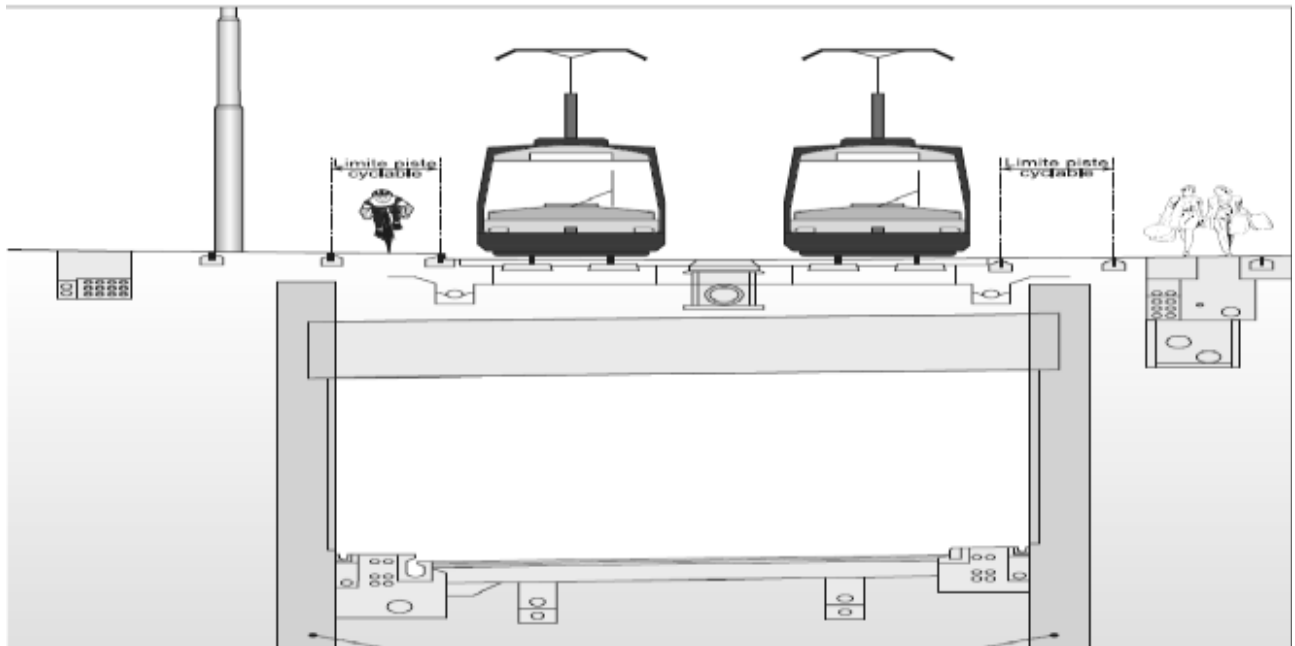
#### A. La paroi de tranchée couverte :

Surtout utilisée en travaux publics pour les voies de circulation : routes, chemins de fer, métro, canaux souterrains et parkings à niveaux multiples. On coule les parois moulées de rive en béton armé (éventuellement celles formant appuis intermédiaires), puis le plancher de couverture au niveau du sol, qui sert à buter les parois en tête.

Le terrassement est ensuite effectué en souterrain, sous ce plancher sur la hauteur du premier sous-sol. Plusieurs planchers successifs peuvent être coulés au cours du terrassement.

Cette technique a deux avantages :

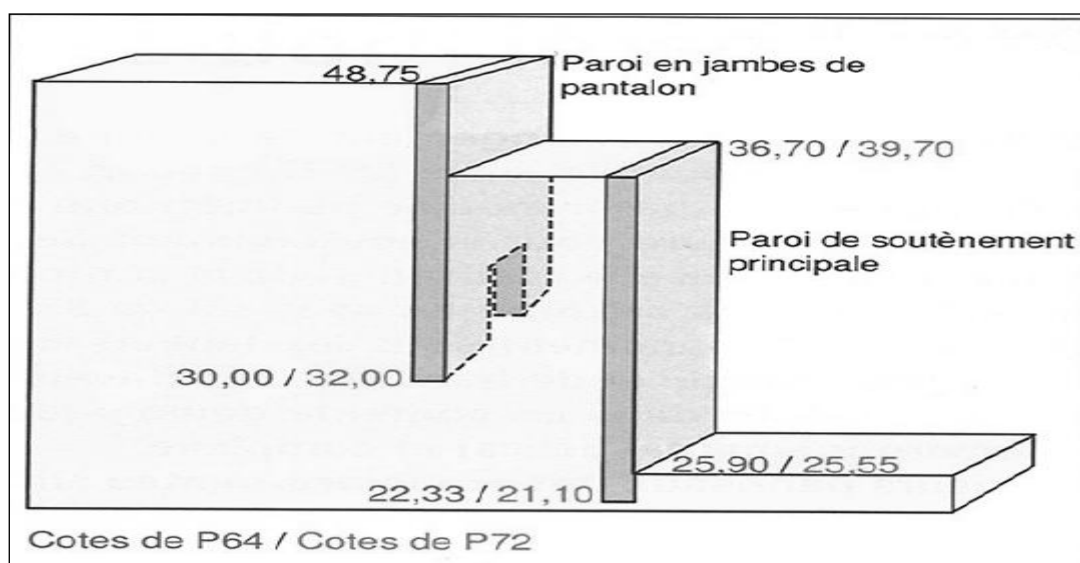
- libération immédiate de la surface pour la circulation au niveau du sol existant (Figure I.3).
- suppression des tirants et des butons



**Fig I.3 :** Schéma montre les parois moulées de tranchée couverte avec planché qui sert à buter les parois

## **B. Les parois moulées "jambes de pantalon"**

Dans le cas d'une paroi à fonction porteuse, la couche d'assise peut être située beaucoup plus bas que le dernier sous-sol et que les couches imperméables sont sous la nappe phréatique : la paroi de soutènement et d'étanchéité continue n'a pas besoin d'être prolongée jusqu'à l'assise de fondation. On la prolonge alors, seulement sous une partie des panneaux de la paroi. On obtient ainsi une disposition dite "en jambes de pantalon". (Figure I.4). Les parois en jambes de pantalon à deux fonctions : une fonction vis-à-vis de la stabilité et une fonction hydraulique, les panneaux les plus longs assurent la stabilité de l'ouvrage tandis qu'un meilleur écoulement de l'eau est assuré sous les panneaux adjacents plus courts ; cette disposition se rapproche quelque peu, du point de vue du fonctionnement en écran, de celui des parois composites.



**Fig I.4 :** différence entre paroi moulée jambe de pantalon et paroi simple.

### I.1.3.4 Les parois caissons :

Un autre mode d'utilisation de la technique de la paroi moulée, c'est la paroi caisson qui consiste en une enveloppe en béton armé, que l'on remplit de béton cyclopéen après avoir retiré les terres contenues à l'intérieur. Elle remplace pour de très grandes dimensions et de grandes profondeurs la technique des caissons havés.

### I.1.3.5 Les parois préfabriquées :

La finition d'une paroi moulée présente toujours une certaine grossièreté du fait de son moulage dans le sol : inégalités de la face visible après terrassement, joints entre panneaux imparfaits, mauvaise position de l'armature, etc. La paroi préfabriquée est un perfectionnement de la paroi moulée : le béton n'est plus coulé au tube plongeur sous une boue de bentonite, mais introduit dans celle-ci sous forme de panneaux de béton armé entiers, fabriqués à l'avance en atelier.

- *Simple :*

Le forage est fait comme pour une paroi moulée, mais un peu plus large que la future paroi, avec remplissage de boue de bentonite. Les panneaux préfabriqués, en béton armé, sont descendus à la suite les uns après les autres dans le forage et calés sur les parois de la pré-saignée. Ils sont centrés de manière à laisser une épaisseur de boue de chaque côté. Un coulis de sable et ciment est ensuite injecté par le bas, qui prend la place de la boue sur les deux faces des panneaux (Figure I.5).

Il existe des mélanges auto durcissant qui font office à la fois de boue de forage et de coulis, ce qui simplifie les opérations. Les extrémités des panneaux préfabriqués sont façonnées en forme de joints, de manière à assurer la liaison de panneau à panneau, le coulis de ciment assurant le scellement. Au moment du terrassement le coulis durci est enlevé sur la face de la paroi qui devient apparente.

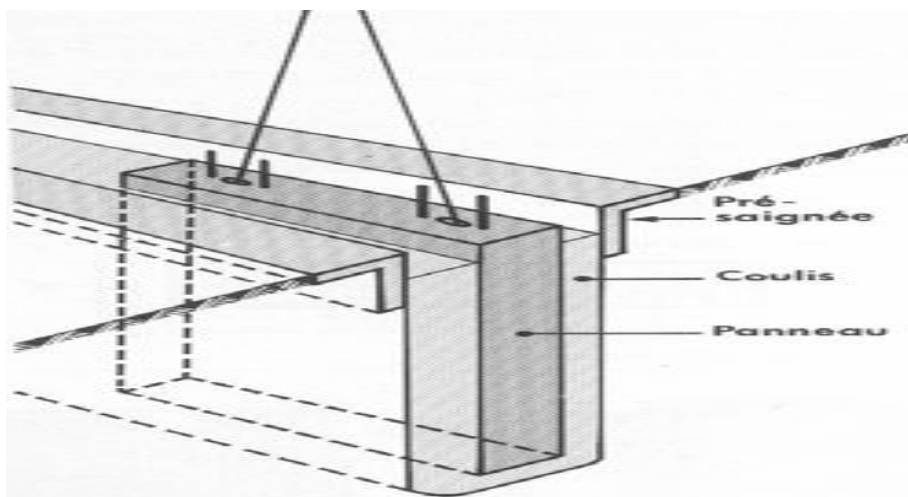


Fig I.5 : Principe de construction d'une paroi moulée préfabriquées



- **Les parois mixtes (ou composites) :**

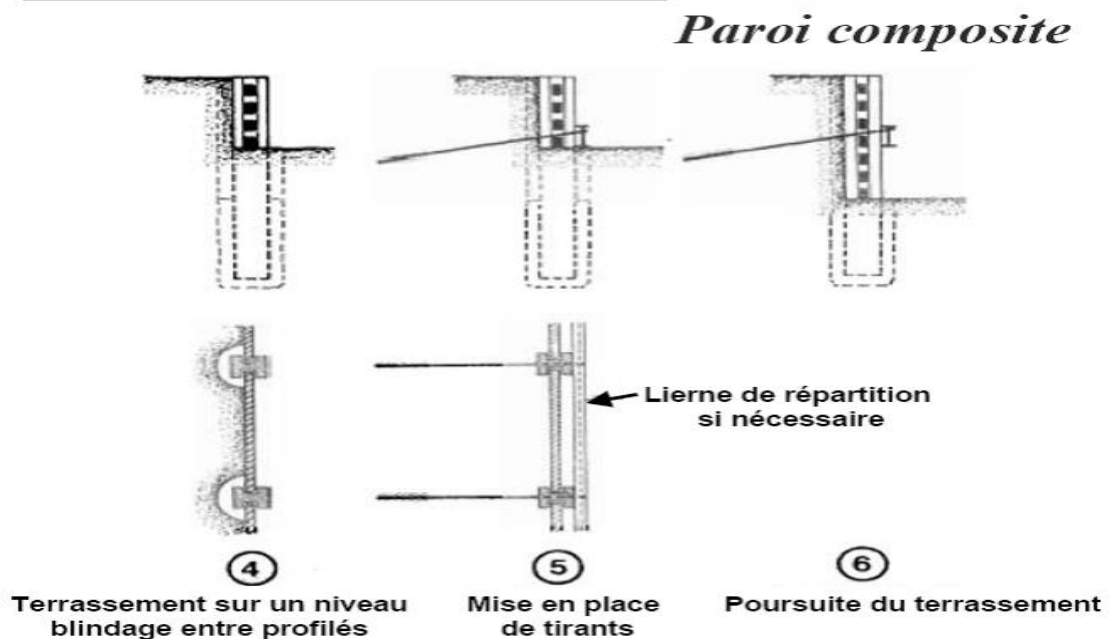
On citera, pour mémoire, les techniques ainsi appelées qui associent les procédés de la paroi moulée et de la paroi préfabriquée. Par exemple : une paroi préfabriquée armée, en partie haute, sur la hauteur des sous-sols à terrasser et de la nappe phréatique (rôle triple : porteur, de soutènement et d'étanchéité), encastrée au pied dans une paroi moulée non armée, descendant plus profondément jusqu'au substratum porteur (d'après le guide technique (rôle porteur simple) (**Figure 1.6**).

Domaine d'emploi :

- Pour les ouvrages de déblai.
- En site terrestre.
- Hors d'eau.
- Dans pratiquement tous les terrains.
- En site urbain.
- Hauteur moyenne à forte.

Constitution

- Pieux isolés : - entraxe 2,5 à 4 m - pieux métalliques (h) ou préfabriqués en béton armé - mis en place et scellés (à l'aide de béton) dans un forage
- Voile réalisée entre les pieux au fur et à mesure du terrassement : béton projeté ou coulé en place, armé



**Fig I.6 :** Parois moulée préfabriquée composite

### I.2 Conclusion :

On a montré dans ce chapitre les différents types de parois moulées. Chaque type de paroi nécessite une technicité de réalisation et des conditions environnementales bien spécifiques.

La conception et l'utilisation des matériaux sont deux facteurs pour déterminer le type et le rôle de chaque paroi. La stabilité et le comportement mécanique de la paroi après son exécution et sa mise en service se base essentiellement sur le dimensionnement de la paroi.

### **Partie 2 : Méthode d'analyse des différentes parois moulée**

#### **I.2.1 Introduction :**

L'objet de cette partie est de rappeler les méthodes d'analyse des différentes parois moulées utilisées pour les différents travaux a été réalisée pour les stations de métro.

Il s'agit d'une part la méthode aux coefficients de réaction, d'autre part des méthodes numériques (Eléments Finis ou Différences Finies).

De nombreuses études et travaux ont été menées sur les parois à grande hauteur comme dans différents pays tel que :

#### **I.2.2 Les travaux de la Ligne 2 du Métro du Caire, (1993) : E.Bazin & P.Schmitt. (2001)**

Les travaux de la Ligne 2 du Métro du Caire ont comporté la réalisation, de 1993 à 1997, de 11 stations de métro constituées de parois moulées de 1,2 m d'épaisseur, terrassées sur près de 25 m de hauteur.

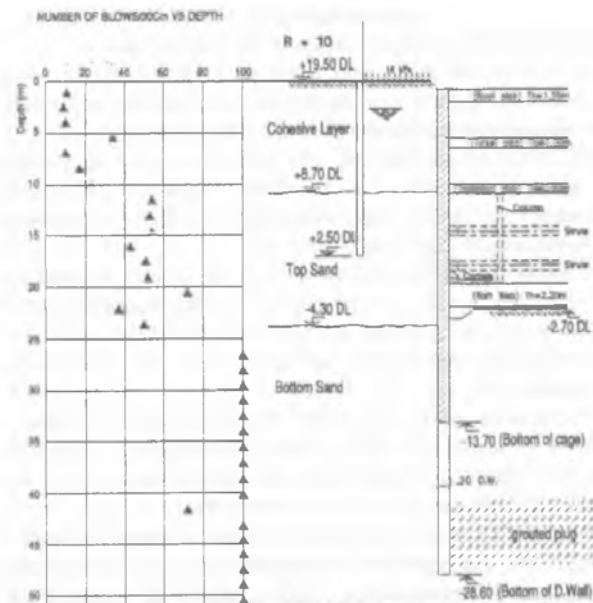
Compte-tenu de l'importance exceptionnelle de ces travaux en site urbain, la National Authority for Tunnels (NAT) a décidé de mettre en place une instrumentation permettant de vérifier que les déformations de ces structures enterrées restaient compatibles avec les tolérances des immeubles avoisinants.

En particulier, les stations El Behoos et Dokki ont pu faire l'objet d'un suivi continu (périodicité des mesures hebdomadaire à mensuelle), accompagné du relevé régulier des niveaux de terrassement et de la piézométrie intérieure et extérieure, ce qui a permis d'effectuer une intéressante confrontation entre le comportement réel des structures enterrées et les résultats des méthodes de calcul utilisées pour leur dimensionnement.

##### **I.2.2.1 Description du projet et principes de dimensionnement :**

Le principe du projet apparaît sur la (figure I.7) : les parois moulées constituent le soutènement permanent des ouvrages, et s'appuient sur des dalles, réalisées au fur et à mesure de l'excavation.

Ces appuis définitifs sont complétés par 2 niveaux de butons provisoires.



**Fig I.7 :** El Behoos Station

Enfin, le radier est simplement appuyé sur 2 corbeaux encastés dans les parois latérales.

Les parois moulées sont prolongées jusqu'à 50 m de profondeur, de façon à encager le radier injecté de 7 m d'épaisseur qui permet de limiter le débit de pompage avant coulage du radier, et d'éviter tout rabattement significatif de la nappe phréatique à l'extérieur.

La base du radier injecté est située à la cote de stabilité, pour laquelle la sous-pression hydrostatique est équilibrée par le poids du terrain lui-même.

En revanche, l'équilibre horizontal du soutènement ne nécessite pas une fiche aussi importante.

Les cages d'armature sont arrêtées à la profondeur strictement nécessaire pour respecter le critère d'un rapport de la butée mobilisable à la butée mobilisée supérieur ou égal à 1,5.

### I.2.2.2 Caractéristiques géomécaniques :

La coupe de terrains, relativement homogène dans le centre du Caire, Elle comporte une dizaine de mètres de terrains cohérents de médiocres caractéristiques, puis des sables fins incluant des passages silteux ou graveleux et dont la compacité augmente de façon significative en fonction de la profondeur.

Dans le cas des terrains silto-argileux de surface, la valeur  $N = 10$  est complétée par les résultats d'essais au pénétromètre statique, (en moyenne  $q_c = 2$  MPa). Le module d'Young de cette formation ne devrait donc pas excéder 10 MPa.

Dans les terrains sableux, une borne supérieure du module d'élasticité est donnée par la formule de Denver (1982), soit en MPa  $E = 7.N^{1/2}$ , où  $N'$  est la valeur réduite conformément à la recommandation de Terzaghi, soit  $N' = 15 + (N-15) / 2$ .

Dans les sables moyennement denses, on obtient  $N' = 32$  et  $E = 40$  MPa ; dans les sables compacts, où  $N > 100$ , nous avons retenu une valeur moyenne  $N = 150$ , d'où  $N' = 82$  et  $E = 60$  MPa.

### I.2.2.3 Méthodes de calculs utilisées pour l'analyse :

Les analyses qui suivent sont effectuées suivant deux méthodes : la méthode dite aux coefficients de réaction, traditionnellement utilisée pour les calculs de dimensionnement, et la méthode aux éléments finis à l'aide du logiciel PLAXIS. Cette seconde méthode permet de donner des indications cohérentes sur les tassements, les déformations horizontales et les sollicitations. Deux lois sont retenues, à savoir Mohr-Coulomb (élasticité linéaire et plasticité parfaite) et Duncan (loi hyperbolique, permettant de tenir compte à la fois de la non-linéarité du comportement du sol au cours du chargement, et d'un comportement notablement plus raide lors d'un déchargement).

Le rapport entre le déplacement maximum horizontal de la paroi et le tassement maximum est de ce fait de l'ordre de 0.5 au lieu de 0.7 proposé par Clough et Schmitt et adopté par Hamza (1993).

Les calculs aux éléments finis mettent en évidence l'intérêt de la loi de Duncan qui conduit à des résultats satisfaisants, à condition de prendre en compte un module d'élasticité 4 fois plus élevé que celui déduit des essais.

Le modèle de Mohr-Coulomb est moins satisfaisant ; il conduit, soit à un soulèvement général irréaliste si l'on adopte les modules d'Young directement déduits des essais SPT, soit à des valeurs de tassement non significatives si l'on adopte des modules jusqu'à 4 fois plus élevés pour tenir compte de la non-linéarité du sol. Ceci est la conséquence des soulèvements importants du fond de fouille que mettent systématiquement en évidence les calculs aux éléments finis effectués avec une loi de comportement linéaire, ne permettant pas de différencier chargement et déchargement du sol.

Cette loi n'est donc pas adaptée, dans la mesure où l'intérêt de la méthode aux éléments finis est précisément d'apporter une information sur ce que les méthodes traditionnelles ne permettent pas d'appréhender directement, à savoir les déformations d'ensemble du sol, et en particulier les tassements en surface.

En définitive, les méthodes de calcul existantes permettent de prévoir de façon correcte l'ordre de grandeur des sollicitations et des déformations d'un écran de soutènement profond, mais une évaluation plus fine nécessiterait la prise en compte de paramètres d'exécution difficiles à appréhender a priori. L'importance de phénomènes généralement ignorés a pu être mise en évidence, telle l'influence de la fiche hydraulique non armée, l'effet irréversible des pressions d'injections et des remontées de coulis le long de l'écran.

La Méthode des Eléments Finis s'avère un outil prometteur pour rendre compte d'une façon globale des différents aspects du comportement des ouvrages, mais ces promesses supposent une connaissance du comportement du sol plus fine que celle qui résulte des campagnes de reconnaissance usuelles : attendre des résultats réalistes en extrapolant la loi de comportement et ses paramètres associés d'un seul paramètre mesuré in situ ne serait évidemment pas raisonnable.

A cet égard, un avantage des méthodes empiriques actuellement en vigueur est de faire explicitement appel au jugement et à l'expérience de l'ingénieur, même s'il peut être parfois tentant de lui substituer un modèle de calcul réputé « sachant ».

La « cohabitation » entre théories et empirisme qui se pratique depuis plus de 30 ans n'est-elle pas, en définitive, la façon la plus efficace de faire progresser à la fois les méthodes pratiques de dimensionnement et la compréhension des phénomènes associés ?

### **I.2.3 La construction du terminus Ouest de la ligne D du métro de Lyon: Kastner R. (2003) :**

A été réalisée en tranchée couverte à l'abri de parois moulées boutonnées dans un horizon de colluvions limoneuses de caractéristiques médiocres. Une étude hydrogéologique préliminaire ayant mis en évidence le risque de rehaussement de la nappe dû à sa coupure partielle par les parois moulées, le soutènement a été dimensionné avec une fiche réduite.

Cette configuration présentant un risque de soulèvement du fond de fouille ou de butée insuffisante devant la fiche, la paroi a été instrumentée et suivie tout au long des travaux. Les résultats de ces observations sont analysés.

Cette analyse confirme l'incidence marquée des forces d'écoulement liées à l'exhaure sur le comportement mécanique de la paroi et montre également un comportement dissymétrique de la fouille dû au déroulement des travaux.

De telles interactions sont difficilement prises en compte dans les approches traditionnelles et ces résultats ont été confrontés par rétro-analyse à des simulations numériques en différences finies où l'effet de l'écoulement est explicitement pris en compte.

Les modélisations numériques ont été effectuées en utilisant le code FLAC2D. La fouille, large de 9 m et profonde de B m est protégée par deux parois moulées en béton armé de 10,5 m de hauteur et 0,60 m d'épaisseur (Figure. I.8). Les parois sont réalisées avec un béton de classe C30 et un taux de ferrailage de 1,3 %. Le module d'élasticité E est de l'ordre de 34 GPa pour les déformations instantanées et de 11 GPa pour les déformations différées.

Le moment d'inertie effectif I de la paroi varie avec son degré de fissuration. Comme le moment fléchissant au cours des phases d'excavation est inférieur au moment ultime, l'hypothèse d'une paroi non fissurée  $I = 0,06 \text{ m}^4$  par mètre linéaire semble être raisonnable.

## Chapitre I : Recherche bibliographique sur les différentes analyses des parois moulées

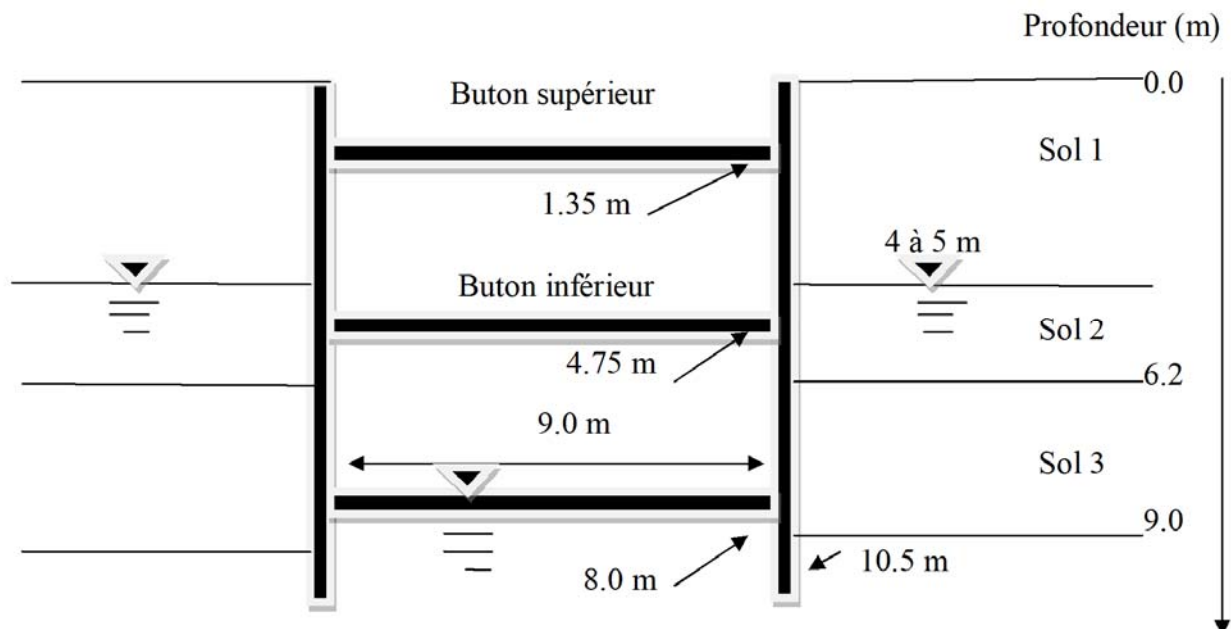
Ainsi, la rigidité de la paroi EI caractérisant sa flexibilité est difficile à évaluer avec précision. Une étude de sensibilité à la rigidité EI s'impose.

Ces parois sont maintenues par deux niveaux de butons passifs avec un espacement de 3 m (pour la section étudiée). Ces butons, de longueur  $L = 9$  m, sont constitués de profilés métalliques en H (HEB 340) caractérisés par une section  $S=170.9 \cdot 10^{-4}$ , un module d'élasticité  $E_s = 210$  GPa, soit une raideur théorique  $R = ES/l = 8 \cdot 10^5$  kN/m où  $l$  est la demi-portée du buton. La raideur théorique utilisée dans le calcul est  $8 \cdot 10^3/3 = 2,667 \cdot 10^5$  kN/m par mètre linéaire de paroi.

Avant terrassement, le niveau de la nappe oscille entre 4 et 5 m sous le niveau du terrain naturel.

**Tableau I.1 :** Caractéristiques géotechniques des couches.

COUCHES	Profondeur (m)	Poids volumique (KN /m3)	Cohésion (Kpa)	Angle de Frottement (°)	Pression limite Ménard (kpa)	Module pressiométrique ménard (Kpa)	Module d'élasticité (Mpa)
SOL1	0-6,2 m	17	2	22	200-400	1-2	7
SOL2	6.2-9 m	19	0	27	200-400	1-2	7
SOL3	9 m >	21	0	35	700-900	3.5-4	12



**Fig I.8 :** Profil de l'excavation

### I.2.3.1 Modélisation numérique par rétro-analyse :

Les modélisations en utilisant le codes de calcul FLAC2D en différences finies explicites (Itasca, 1999), avec l'hypothèse d'un état plan de déformation. Pour limiter les effets de bord, les conditions aux limites suivantes ont été imposées, déplacements horizontaux nuls aux frontières verticales à une distance de cinq fois la largeur de l'excavation et déplacements verticaux et horizontaux nuls à la base du modèle qui se trouve à 30 m de la surface du modèle.

Le sol a été modélisé en élasto-plasticité avec le critère de Mohr-Coulomb. Ce modèle simple et robuste a l'inconvénient d'utiliser pour la partie élastique linéaire du comportement, un module de déformation identique en chargement et déchargement. Il permet cependant de prédire correctement le déplacement des parois à condition de choisir avec précaution le module d'élasticité du sol (Burland et Kalra, 1986 ; Powrie et al. 1.999). Les paramètres mécaniques retenus pour les différentes couches, obtenus par des essais in situ et au laboratoire, sont résumés sur le tableau I.1

Le module de Young, déduit de l'interprétation des essais pressiométriques et triaxiaux correspond à des caractéristiques de déformation en chargement et à un niveau de déformation supérieur à ceux mobilisés à proximité de l'ouvrage. Il est vraisemblable que ces modules devront être fortement augmentés pour tenir compte du chemin en déchargement. Il s'agit là d'un problème propre au modèle de sol retenu.

La paroi a été modélisée avec des éléments poutres.

Chaque buton a été représenté par un élément barre relié au nœud de la paroi coïncidant avec sa profondeur.

La jonction paroi-butons ne doit pas générer des moments de flexion. Ceci est accompli en asservissant le nœud du buton aux déplacements verticaux et horizontaux des parois. Avec cette procédure, la paroi et le buton peuvent se déplacer sans entraîner de moment entre eux.

Le contact sol-paroi a été modélisé par des éléments d'interface de type Mohr-Coulomb. L'angle de frottement de f interface a été choisi égal à 1/3 de l'angle de frottement du sol, représentant une interface sol-béton relativement lisse (limon saturé très sensible au remaniement).

La confrontation des résultats de mesures expérimentales et des résultats de modélisation numérique à l'aide du logiciel FLAC2D et l'étude de sensibilité des paramètres permettent les conclusions suivantes :

. Avec un modèle de sol élasto-plastique simple utilisant l'élasticité linéaire, les déplacements de la paroi sont fortement influencés par le module d'élasticité du sol. Ce module doit être choisi avec précaution en représentant le phénomène dominant de déchargement du sol.

- L'utilisation des butons passifs présente le risque d'une raideur effective plus faible que la raideur théorique en raison des jeux d'assemblage lierne-paroi et bouton-lierne ce qui réduit l'efficacité du rôle des butons pour limiter les déplacements de la paroi. Les butons actifs permettraient de réduire voire même d'éliminer l'effet des jeux d'assemblage des appuis.
- L'utilisation de l'inertie de la section homogénéisée non fissurée (béton avec un taux de ferrailage de 1,3 %) donne une déformée de la paroi proche de la déformée observée contrairement à l'inertie de la section géométrique.
- L'état de l'interface sol-paroi a une influence importante sur le déplacement de la paroi et les efforts dans les butons. Une interface lisse favorise les déplacements et mobilise plus les butons contrairement à une interface rugueuse.
- Il apparaît que la cohésion joue un rôle important dès lors qu'elle est prise en compte, même pour des valeurs faibles : sa détermination devra donc faire l'objet d'une attention particulière.
- Les déplacements d'une paroi moulée butonnée dans les sols meubles sont très sensibles aux chargements dissymétriques.

### **I.2.4 Des futures stations de la ligne B du métro de l'Agglomération Toulousaine, la station « Canal du Midi ». E. Vanoudheusden , G. Petit & J. Robert:**

Présente une emprise de 15 m x 50 m et une hauteur excavée voisine de 21 m. Elle est située sous une partie du Canal du Midi côté sud et longe l'Hôtel de Police côté nord (Figure I.9). L'environnement bâti présente quelques constructions de type R+2 sans sous-sol.

La station est construite à l'abri de parois moulées de 1 m d'épaisseur et 24,4 m de hauteur. Ces parois sont réalisées à partir de la cote 135,2 NGF jusqu'à 110,8 NGF. Les poussées sont reprises par une ligne de butons de tête (cote 133 NGF - diamètre 508 mm), puis deux lignes de tirants précontraints (cote 128,5, longueur libre 8 m, longueur de scellement 15 m, et cote 123,5 NGF, longueur libre 5m, longueur de scellement 15 m) et enfin une ligne de butons de pied (cote 120 NGF - diamètre 711 mm) (Figure I.10).

L'ensemble est mis en œuvre au fur et à mesure du creusement.

Le fond de fouille est situé à la cote 115,5 NGF. Les pressions d'eau s'appliquant en phase service sur la paroi sur la hauteur des molasses sont rabattues en phase travaux par perçage de la paroi et mise en place de lits de barbacanes afin de minimiser les efforts de poussée à reprendre par les butons et tirants.

Plusieurs sondages carottés ont été réalisés autour de la future station. On retiendra que :  
- les terrains (dénommés classiquement molasse) sont essentiellement argileux des cotes 131 à 123,5 NGF, sableux de 123,5 à 116,7 NGF puis à nouveau argileux ; ces terrains sont surmontés



par 5 m d'alluvions et remblais ; - le niveau de la nappe phréatique se trouve à 1,2 m sous le niveau du terrain naturel.

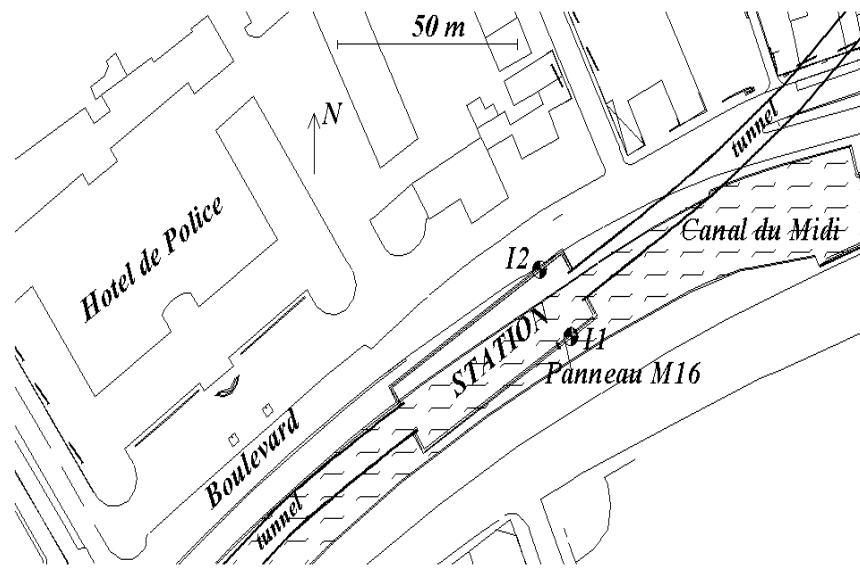


Fig I.9. Vue en plan de la station

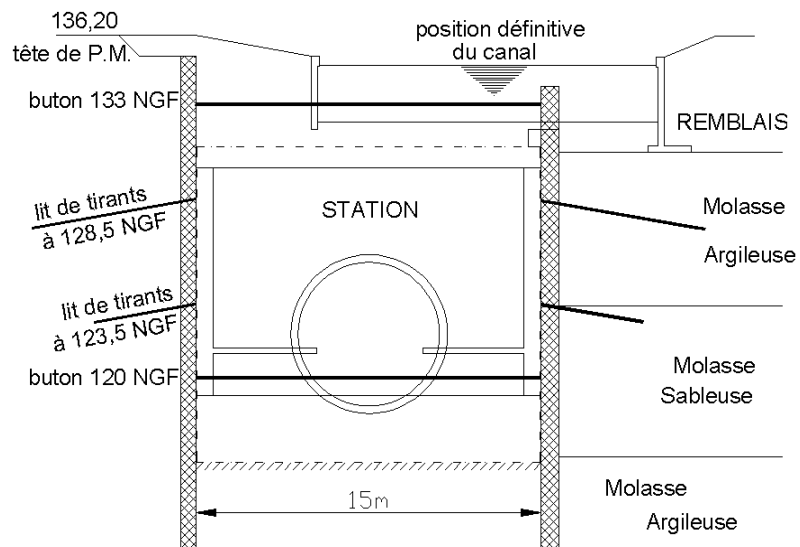


Fig I.10. Coupe de la station et emplacement des butons et tirants

**Tableau I.2 : Paramètres de sol modélisation RIDO**

TYPE DE SOL	Poids volumique Non saturé (KN /m3)	Poids volumique saturé (KN /m3)	K0	Cohésion (Kpa)	Angle de Frottement (°)	Da	Dp	Kh (Kpa/m)
<b>REMBLAI MOULAISSE</b>	20	11	0.5	0	25	0	-0.66	18000
<b>ARGILEUX</b>	22	12	1	300/100	0	0	-0.66	4000
<b>SABLEUX</b>	21	11	1	0	35	0	-0.66	4000

Da et Dp = rapports  $\sigma/\phi$  en poussée et en butée ( $\sigma$  : angle de frottement sol-paroi) ; kh = coefficient de réaction du sol.

#### **I.2.4.1 Modèle aux éléments finis :**

Les modélisations en utilisant le code de calcul Plaxis, Version 8. Ce modèle aux éléments finis. Les paramètres de sols sont résumés sur le (Tableau I.2).

Le coefficient de Poisson  $\nu$  est égal à 0,49 pour les argiles et 0,3 pour les sables. Un coefficient multiplicateur Rinter permet de caractériser le cisaillement à l'interface sol-structure en fonction des caractéristiques de cisaillement du sol ; on a pris Rinter = 0,67 (il est apparu qu'une valeur de 0,67 ou de 1 était sans grande conséquence sur les efforts dans les butons et la déflexion de la paroi). La loi de comportement de sol retenue est de type Mohr-Coulomb, drainée pour la molasse sableuse uniquement (la modélisation de type Hardening Soil a montré des résultats équivalents en termes de déplacement de paroi et d'efforts dans les butons).

Les conditions hydrauliques sont analogues à celles du modèle aux coefficients de réaction, à savoir, un abaissement du niveau d'eau coté fouille à chaque phase de terrassement, et une pression d'eau s'appliquant sur la paroi moulée égale à 10 kPa sur la hauteur de molasse excavée.

- Les phénomènes d'écoulement n'ont pas été modélisés.
- La modélisation prédit la formation d'un ventre se déplaçant progressivement vers le bas. Le maximum de déplacement (16,8 mm à 122 NGF) obtenu lors de la dernière phase est proche des 18 mm mesurés lors des travaux.

- Le déplacement du pied de la paroi (5,8 mm) est supérieur à la mesure et le déplacement en tête est quasiment nul. En ce qui concerne les efforts dans les tirants et dans le deuxième lit de butons, les valeurs calculées sont similaires aux valeurs mesurées.

Cette étude a permis de confronter les résultats d'instrumentation et de modélisation dans le cas d'une grande excavation où butons passifs et tirants précontraints sont mis en œuvre conjointement. Il a été mis en évidence des divergences très importantes entre les résultats de

calculs utilisant le coefficient de réaction et les mesures, aussi bien en termes d'efforts dans les butons que de déplacements horizontaux de la paroi.

Un second modèle, réalisé à l'aide d'un logiciel aux éléments finis, a montré qu'il permettait d'appréhender correctement les sollicitations aussi bien dans les butons rigides que dans les tirants beaucoup plus souples.

### **I.2.5 L'excavation dans les sables à Berlin :**

Il s'agit d'un projet réel d'excavation représenté dans (Figure I.11) avec rabattement de la nappe phréatique dans les sables à Berlin. Des mesures inclinométriques sont disponibles « suivi du déplacement horizontal de la paroi » (Helmut F. Schweiger 2001).

Dans cette partie de recherche, on présente l'effet des déplacements des parois moulées sur la stabilité de l'ensemble sol structures d'une part dans le cas d'une étude statique et d'autre part sous l'effet d'une excitation sismique. La méthode des éléments finis est adoptée pour étudier ce type de problème d'interaction qui nécessite la création d'un modèle numérique fiable représente une bonne approximation de la réalité dont le changement de conception et l'excitation sismique des terres peut être appliqué. Un problème d'excavation profonde dans le sable de Berlin a été spécifié par le travail de la Société allemande de Géotechnique a été pris comme support expérimental pour la simulation numérique.

#### **I.2.5.1 Géométrie et hypothèse :**

Le modèle est étroitement lié à un projet réel à Berlin. De légères modifications ont été introduites dans la modélisation de la séquence de construction telle que le rabattement de nappe qui a été réalisé en plusieurs étapes in situ, ce dernier est modélisé en une seule étape avant l'excavation.

En utilisant le modèle de comportement Hardening-Soil qui est le plus appropriée pour simuler le comportement des sols à faible cohésion, car l'avantage de Hardening-Soil par rapport à celui de Mohr-Coulomb réside non seulement sur l'utilisation d'une courbe hyperbolique contrainte-déformation au lieu d'une courbe bi-linéaire, mais aussi le contrôle de la dépendance du niveau de contraintes (Duncan, J.M. & C.Y. Chang 1970), les différents modules de rigidité dépendent du niveau de contraintes dans le sol. Certains paramètres de matériaux de base ont été pris de littérature.

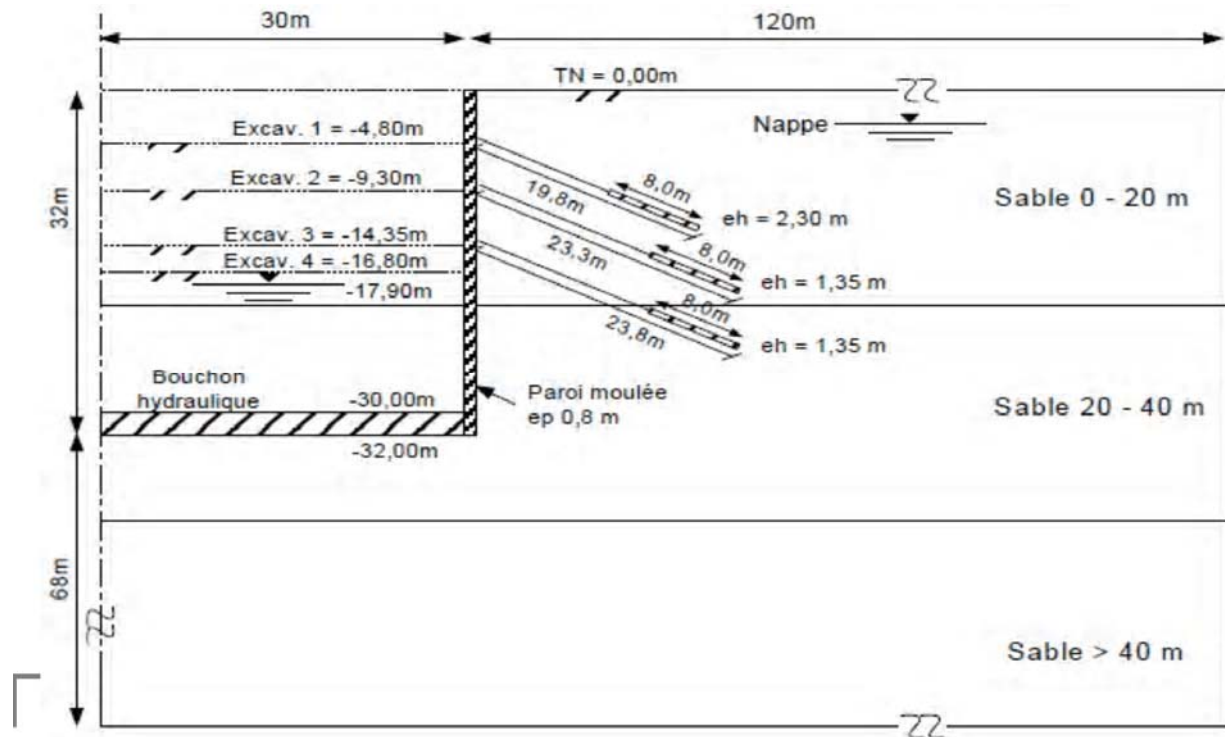


Fig 1.11 : Coupe du projet d'excavation à derrière la paroi moulée à Berlin

L'objectif principal est d'obtenir des résultats fiables et cohérents pour un modèle typique. Ainsi, les points suivants doivent être considérés lors de la spécification du problème :

- peu de données sur les propriétés des matériaux du sol (sable Berlin dans ce cas) ont été fournies (en pratique, les données requises aux l'analyses numériques ne sont presque jamais fournies en totalité)
- Il n'existe pas de solution analytique pour le problème, c'est-à-dire la vraie solution est inconnue.
- le problème est lié à un projet réellement construit, de sorte que l'ordre de grandeur des déplacements horizontaux de la paroi est connu par des mesures in situ
- aucune restriction n'est imposée en ce qui concerne la loi de comportement, discrétisation, types d'éléments, etc.

### I.2.5.2 Les paramètre des matériaux :

Les propriétés des matériaux du sable de Berlin sont adoptées à partir des paramètres du modèle élasto-plastique non linéaire Hardening-soil ; Certaines valeurs de références telles que les paramètres de rigidité et de résistance sont tirées de littérature. Les propriétés adoptées du sol selon le modèle de comportement Hardening-soil sont présentés dans (le tableau I.3) suivant :

**Tableau I.3** : Les caractéristiques mécaniques du sol

COUCHE DE SOL	$E_{50}^{ref}$ (Kpa)	$E_{ur}^{ref}$ (Kpa)	$E_{oed}^{ref}$ (Kpa)	$c'$ (Kpa)	$\phi'$ (°)	$\psi'$ (°)	$\nu_{ur}$ (Kpa)	Pref	m
SABLE 0-20	45000	180000	45000	0	35	5	0.2	100	0.55
SABLE 20-40	75000	300000	75000	0	38	6	0.2	100	0.55
SABLE < 40	10500	315000	10500	0	.38	6	0.2	100	0.55

Le poids volumique du sol  $\gamma=19KN/m^3$ , et  $\gamma_{sat}=10KN/m^3$  pour toutes les couches de sol  
 ✓ la paroi moulée se comporte de manière linéaire-élastique avec les caractéristiques suivantes :

$E=3 \times 10^7 Kpa$ ,  $\nu=0.15$ ,  $\gamma=24KN/m^3$

✓ Tirants niveau 1 (eh = 2,30 m), comportement élastique ; Partie libre : EA = 2 87 105 kN/m ; Partie scellée (géotextile) : EA = 4 92 105 kN/m

Précontrainte : 768 kN

✓ Tirants niveaux 2 et 3 (eh = 1,35 m), comportement élastique :

Partie libre : EA = 3,22.105 kN /m ; Partie scellée (géotextile) : EA = 8,38.105 kN/m

Précontrainte niveau 2 : 945 kN Précontrainte niveau 3 : 980 kN.

### 1.2.5.3. Modélisation par le code de calcul (Plaxis 3D Tunnel) :

Concernant la modélisation numérique ; on utilise le code de calcul (Plaxis 3D Tunnel) qui est largement utilisé dans la pratique, et il a également été choisi par un certain nombre d'auteurs pour traiter les problèmes d'instabilité dans un environnement pulvérulent en utilisant le modèle élasto-plastique non linéaire Hardening Soil Model (HSM), ce modèle est le plus approprié pour simuler le comportement des sols à faible cohésion comme décrit dans le manuel des modèles Plaxis Matériau PLAXIS 3D (Computer software).

L'expérimentation de Berlin constitue un exemple tout à fait remarquable. La simulation des différentes étapes de construction s'accompagnant des mouvements de la nappe de cet ouvrage à l'aide du module Plaxis 3D tunnel, en utilisant un modèle de comportement élasto-plastique de Harding Sol s'avère satisfaisante pour les différentes phases de la réalisation de l'ouvrage, pour ce qui concerne les déplacements des parois, les moments de flexion, les pressions latérales de sol et les pressions hydrauliques. Les résultats montrent aussi que les mouvements de la nappe et l'évolution du problème dans le temps ont une influence primordiale sur les déplacements latéraux des parois.

La confrontation des résultats montre que les calculs numériques couplés c'est-à-dire d'interaction (module Plaxis) donnent de meilleurs résultats qu'un calcul simplifié avec des

## Chapitre I : Type des parois moulées, et recherche bibliographique sur les différentes études des parois moulées

processus découplés (module Plaxis). Tous ces résultats encouragent à utiliser davantage les calculs numériques couplés d'interaction dans l'analyse des ouvrages de soutènement d'excavation. On a montré comment il est possible de simuler le comportement d'un panneau de paroi moulée durant sa construction. Les résultats des calculs couplés en conditions tridimensionnelles permettent d'avoir une idée grossière de la cinématique et de l'ordre de grandeur des déplacements.

### I.2.6 Une étude spéciale sera présentée d'une paroi ancrée de trois tirants d'ancrage (modèle de Berlin 2D) :

A proximité d'un bâtiment à cinq étages soumis à des excitations sismiques.

Un mouvement sismique historique fort avec différentes fréquences fondamentales ou l'ensemble mur et structure sont soumis. Le déplacement de la paroi, l'effort d'actions, force extrême d'ancrage et l'influence de la variation de la rigidité d'ancrage sont calculées en utilisant le code de calcul dynamique d'éléments finis Plaxis.

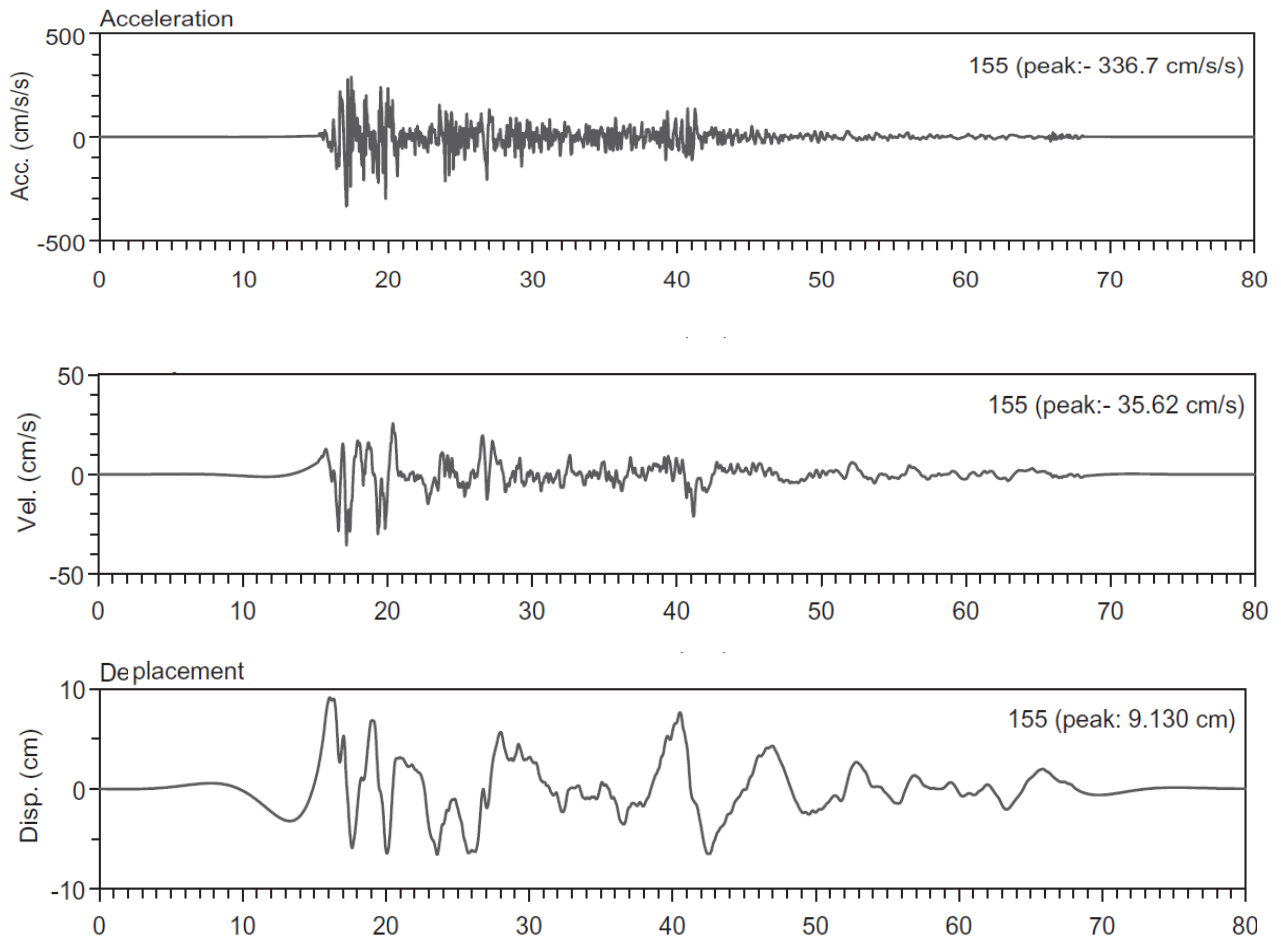
#### I.2.6.1 Propriétés du mouvement du substratum rocheux appliqué :

La charge dynamique utilisée consiste SMC (Strong Motion CDROM) collection contenant plus de 15.000 dossiers d'accélérographes numérisées et traitées est disponible en ligne. Les données sismiques sont obtenues à partir du programme Strong-motions national US Geological Survey qui enregistre les données sismiques. Ces fichiers non seulement contiennent les coordonnées des séries chronologiques d'accélérations, mais ils peuvent aussi contenir la vitesse ou la série déplacement et les spectres de réponses. Le tableau 4 présente les caractéristiques d'un séisme historiques (temps, accélération), la station d'enregistrement, l'accélération maximale (P.A.), le pic de vitesse (P.V.), le pic de déplacement (P.D.), fréquence fondamentale ( $f_p$ ), la durée du tremblement de terre (T) et la date du tremblement de terre. Le tremblement de terre (El-Centro/Imperial Valle) avec une fréquence fondamentale de 1,5 (HZ) est étudié.

**Tableau I.4** Caractéristiques des enregistrements de base des séismes forts.

STATION / SEISM	P.A ( $\text{cm/s}^2$ )	P.V ( $\text{cm/s}$ )	P.D ( $\text{cm}$ )	$f_p$ (HZ)	T (s)	Date (°)
El-Centro/Imperial Valley	-336	-35	9.1	1.5	80	18-5-1940

Un exemple d'enregistrement du tremblement de terre, le séisme « Imperial Valley » enregistrée à la station El-Centro, est représenté sur (Figure 1.12), où l'évolution temporelle de l'accélération, la vitesse, le déplacement et le spectre de réponse sont tracées.



**Fig I.12:** Accélération, vitesse et déplacement en fonction du temps pour tremblement de terre El-Centro

### **I.2.6.2. Modèle de comportement et paramètres dynamiques :**

PLAXIS V.8 programme dynamique, est utilisé dans cette analyse pour prédire les deux distributions de contraintes, moments (statique et dynamique) et le déplacement de la paroi sous charge sismique historique. Une analyse simple de déformation est réalisée, où le sol est idéalisé comme étant un matériau élasto-plastique selon les critères de rupture Mohr-Coulomb.

### **I.2.6.3. Résultats de la réponse statique et dynamique :**

#### **1.2.6.3.1 Déplacements horizontaux de la paroi dans le cas statique et dynamique :**

(Figure I.13) montre le déplacement horizontal de la paroi dans le cas statique (la phase 1 jusqu'à la phase 8) et le déplacement produit sous l'effet des accélérations sismique (El-Centro/Imperial Valley). On remarque que déplacement extrême dans le cas statique se produit au milieu de la paroi de 0,015 m (phase 8). La différence de déplacement sous charge sismique se produit au sommet de la paroi (0.025m) est plus importante qu'au milieu (0.01m).

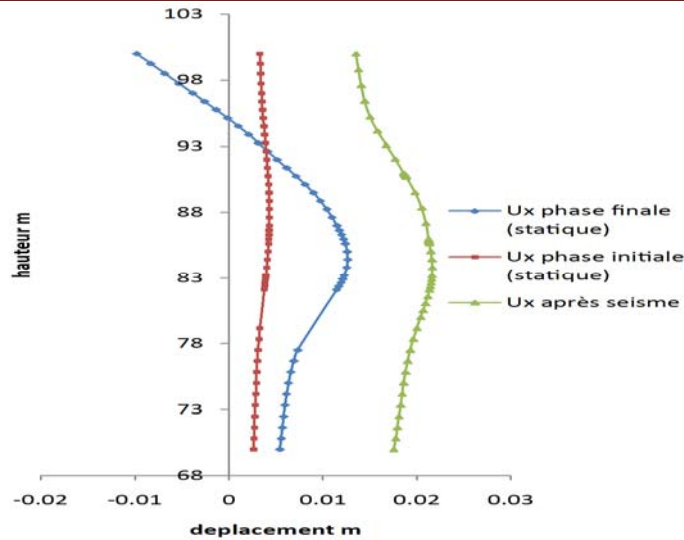


Fig I.13 Déplacement latéral extrême de la paroi moulée pour les différentes phases en raison de tremblement de terre El-Centro

I.2.6.4 Moments dans le cas statique et dynamique :

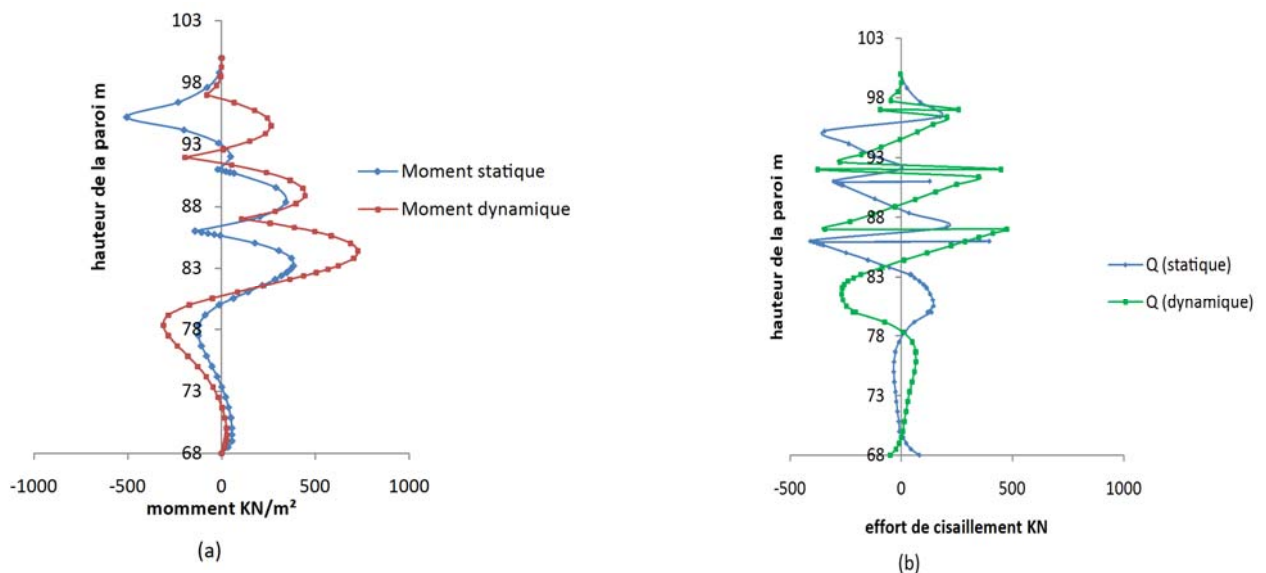


Fig I.14 (a), (b) moment et l'effort tranchant dans le cas statique et dynamique respectivement

(Figure I.14) montre la variation de la force de cisaillement et la distribution des moments de flexion pour une paroi moulée précontraint avec des forces égales à 768 KN / m, 945 KN/m et 980KN/m respectivement en statique (phase 7) et sous un séisme dynamique (phase 8). On remarque que les précédents diagrammes concordent, mais des valeurs différentes en fonction des caractéristiques du tremblement de terre. On remarque aussi que la force de cisaillement maximale et moment de flexion augmentent d'environ 61% et 39% respectivement à la charge dynamique par rapport à une charge statique.



### **I.3 Conclusion :**

La déformation des parois de soutènement ou même le déplacement provoque des dégâts considérables sur site particulièrement urbaine. Le séisme est parmi les facteurs qui provoquent des déformations et des déplacements permanents. On constate que les sollicitations, la déformation et les déplacements extrêmes de la paroi ancrée par des tirants de précontraintes sous l'effet des charges sismiques se correspondent en forme pour le cas statique et dynamique, tandis la différence se réside dans l'amplitude. Les déformations du au tremblement de terres El-Centro montre que l'amplitude maximale se produit lorsque la fréquence se rapproche de la fréquence naturelle du sol et de la paroi moulée précontraint. Le séisme à une grande influence sur le déplacement de sommet du mur tandis elle plus faible aux autres parties de mur (milieu, la base) Pendant la phase dynamique le bâtiment subit un tassement différentiel linéaire de 5 cm à ses bords d'extrémité. L'actions sols tendus augmentent en amplitude et parfois inverser son signe qui signifie que les sections de plancher craquent si ces nouvelles actions tendues ne sont pas prises en compte dans la conception des structures. La force de précontrainte augmente brusquement à l'accélération maximale lors du tremblement de terres est devient constant après l'atténuation de l'accélération.

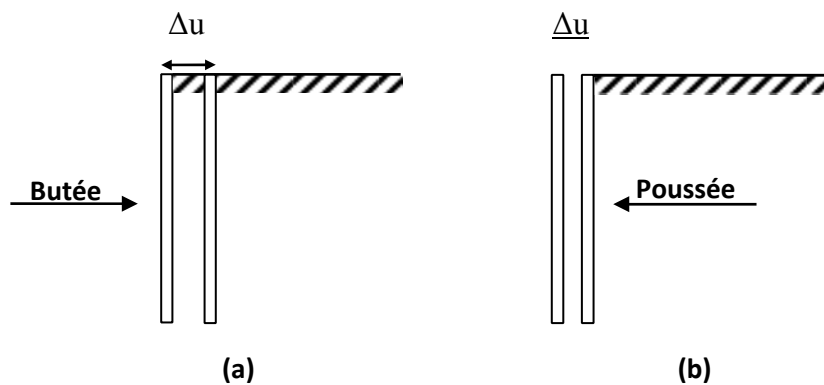
Les contraintes techniques en matière de conception doivent prendre en compte certaine méthodes pour minimiser les déformations et les déplacements de la paroi à travers l'amélioration des caractéristiques de sol, l'augmentation de la rigidité et l'adoption d'une certaine forme conceptuelle qui favorise la concentration des contraintes dans certains endroits très rigide au détriment de la déformation et du déplacement d'ensemble

**Chapitre II**  
**Synthèse bibliographique sur**  
**les méthodes de**  
**dimensionnement des écrans**  
**de soutènement**

## **II-1 INTRODUCTION :**

Les pressions statiques des terres sur les structures de soutènement sont fortement influencées par le déplacement relatif entre le mur et le sol. Suivant ce déplacement, le sol se trouvera en équilibre de poussée (état actif) ou de butée (état passif) :

- Les pressions des terres actives (poussée) se développent lorsque le mur de soutènement se déplace loin du sol derrière lui, induisant des déformations latérales en extension dans le sol (Fig II.1b).
- Les pressions des terres passives (butée) se développent lorsque le mur de soutènement se déplace vers le sol, produisant ainsi des déformations latérales de compression dans le sol (Fig II.1a).



**Fig II.1 : (a) Etat de butée et (b) Etat de poussée.**

### **II.1.1 Rappels sur les pressions latérales de la terre :**

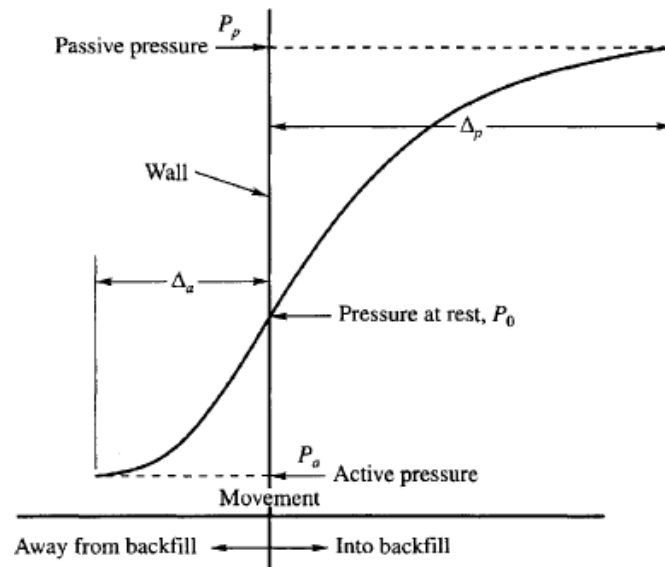
L'analyse de la pression latérale des terres est d'un aspect très important en mécanique des sols.

Les applications sont très diverses et s'étendent du dimensionnement des ouvrages de soutènement jusqu'à l'étude de la stabilité des pentes et des talus. Les hypothèses généralement admises sont un état de déformation plane et un comportement rigide-parfaitement plastique car l'écoulement par cisaillement se produit à contrainte constante.

### **II.1.2 Catégories de pression latérale de la terre :**

Il y a trois catégories de pression latérale de la terre et chacune dépend du mouvement éprouvé par le mur vertical sur lequel la pression agit. Les trois catégories sont:

- Etat de repos du sol.
- Etat de poussée du sol (Pression active de la terre).
- Etat de butée du sol (Pression passive de la terre).



**Fig.II-2- Développement des pressions actives et passives de la terre**

**II.1.2.1 Etat de repos du sol :**

L'état des contraintes dans le sol n'est pas hydrostatique: la contrainte horizontale ou latérale n'est pas égale à la contrainte verticale. En mécanique des sols, la contrainte latérale totale est définie en fonction de la contrainte verticale totale par la relation:

$$\sigma_h = K \sigma_v \quad \text{II 1}$$

Où **K** est dit coefficient de la pression des terres. Puisque les contraintes totales peuvent changer selon le degré de saturation du sol, le coefficient **K** n'est pas constant pour un sol donné. C'est pour cette raison que nous écrivons cette relation en termes de contraintes effectives:  $\sigma'_h = K_0 \sigma'_v$

**K<sub>0</sub>** est le coefficient des terres au repos. Il est indépendant de l'état de saturation du massif. Il est constant pour une même couche de sol et une même masse volumique. De ce fait, ce coefficient est très important pour l'analyse de stabilité et la conception des différents ouvrages. Lorsque le sol subit des déformations, on parle de coefficient de pression latérale tout court. La variation de ce coefficient en fonction des déformations latérales est montrée ci-contre figure.2-1. On peut remarquer que la déformation latérale nécessaire à la mobilisation de la poussée passive est beaucoup plus grande (2 à 4 % pour les sables denses, de 10 à 15 % pour les sables lâches) que la déformation nécessaire à la mobilisation de la pression active (de l'ordre de 0,25 et 1 % respectivement). Le coefficient **K<sub>0</sub>** peut être déterminé expérimentalement par un essai triaxial pendant lequel on empêche toute déformation latérale. D'autres parts, on peut trouver des relations analytiques donnant **K<sub>0</sub>** en fonction des propriétés du sol.

**CHAPITRE II SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES MÉTHODES DE DIMENSIONNEMENT DES ÉCRANS DE SOUTÈNEMENT**

A titre d'exemple, Jaky propose la relation (1944):  $K_0 = 1 - \sin \phi'$  II.2

Mayne et Kulhawy proposent l'expression suivante pour les sols sur consolidés en phase d'expansion seulement :  $K_0 = (1 - \sin \phi')^{rsc}$  II.3

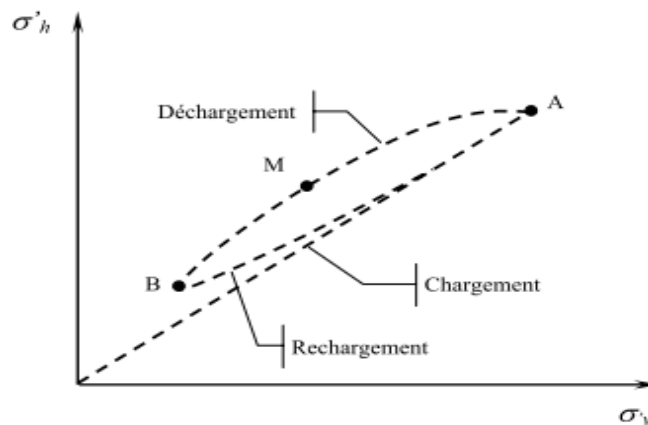
L'expression la mieux adaptée au sable de Fontainebleau est celle de Meyerhof [1976]

$$K_{0(sc)} = (1 - \sin \phi) \sqrt{OCR} \quad \text{II.4}$$

OCR : Over consolidation ration

Selon les points A et M de la fig II-3

$$OCR = \frac{\sigma_A}{\sigma_M} \quad \text{II.5}$$



**Fig II-3- Evolution du coefficient K0 lors d'un cycle  
Chargement, déchargement, rechargement**

Les mesures réalisées en centrifugeuse [Gaudin, 1999] ont également montré que le coefficient  $K_0$  pouvait être déterminé à partir de l'indice de densité du sol  $I_d$  selon l'expression suivante :

$$K_0 = -\frac{1}{2,9} I_d + 0.63 \quad \text{II.6}$$

La valeur de  $K_0$  peut également être obtenue sur la base de la théorie élastique. Si un échantillon cylindrique de sol est sollicité par la contrainte verticale  $\sigma_v$ , et l'effort horizontal  $\sigma_h$  la déformation latérale  $\epsilon_L$  peut être exprimé :

Où  $E$  : Module de Young,  $\mu$  : Coefficient de Poisson

$$\epsilon_L = \frac{1}{E} [\sigma_h - \mu(\sigma_h + \sigma_v)] \quad \text{II.7}$$

Pour que cette déformation latérale soit nulle (matériau au repos) il faut que le rapport

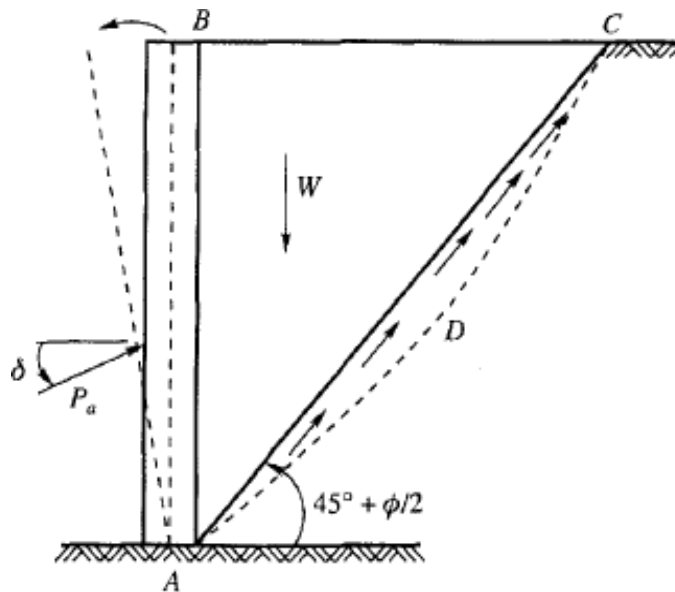
$$\frac{1}{E} [\sigma_h - \mu(\sigma_h + \sigma_v)] = 0 \quad \text{or} \quad \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{\mu}{1 - \mu} \quad \text{II.8}$$

Et

$$\sigma_h = \left( \frac{\mu}{1-\mu} \right) \sigma_v = K_0 \sigma_v = K_0 \gamma z \quad \text{II.9}$$

$$\frac{\mu}{1-\mu} = K_0, \quad \sigma_v = \gamma z \quad \text{II.10}$$

**II.1.2.2 Etat de poussée du sol (Pression active de la terre) :**



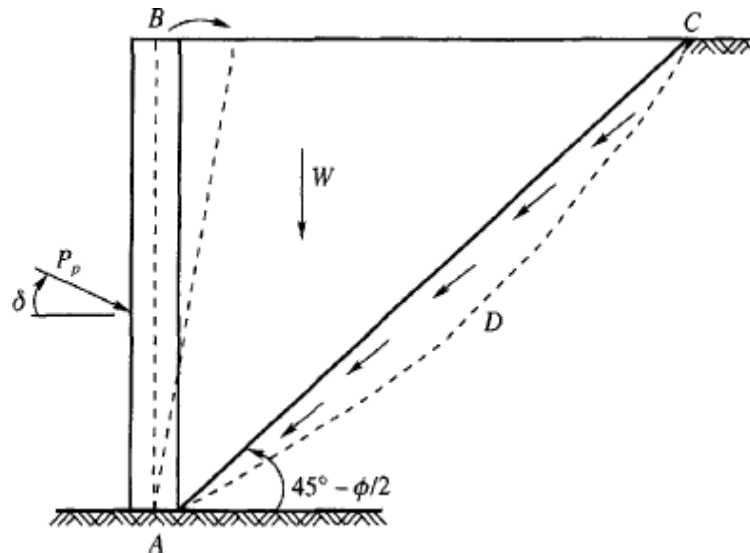
**Fig II-4- Pression active de la terre**

Le soutènement s'oppose au mouvement du massif de sol. Dans ce cas, le massif exerce sur chaque élément de surface de l'ouvrage une action appelée pression active ou poussée. Les études expérimentales, montrent que cette pression active est fonction de la densité, de l'angle de frottement interne, de la cohésion, du coefficient de frottement du massif de sol sur le mur, de la rigidité de l'ouvrage de soutènement et du mode de son déplacement possible, de la forme de la surface libre du massif et de l'inclinaison de l'écran sur la verticale. Pour que la pression des terres sur le soutènement coïncide avec le niveau de la poussée, il est nécessaire qu'un certain déplacement puisse se produire. Le tableau II-1 donne les déplacements nécessaires pour le développement de la poussée dans les sables et les argiles. Lorsque la poussée minimale s'établit, une partie du massif se déplace légèrement et se sépare des restes par une faible bande.

**Tableau II-1- Déplacement du mur nécessaire pour une poussée**

Types de sol	Déplacement du mur
Sables	0.001H à 0.004H
Argiles	0.01H à 0.04H

**II.1.2.3 Etat de butée du sol (Pression passive de la terre) :**



**Fig II-5- Pression passive (butée) de la terre**

Le soutènement exerce un effort sur le massif, dans ce cas, le massif oppose sur chaque élément de surface de l'ouvrage une pression passive ou butée.

Des déplacements importants de l'ordre de 1 à 1/3 de la hauteur du mur selon la nature et la compacité des sols sont indispensables pour mobiliser la résistance maximale, bien supérieure à celui qui conduit à la poussée minimale. Le tableau II-2 donne les déplacements nécessaires pour produire une butée. La butée maximale dépend des mêmes paramètres que la poussée. La ligne de rupture par cisaillement délimite une zone de massif en mouvement beaucoup plus importante que la poussée.

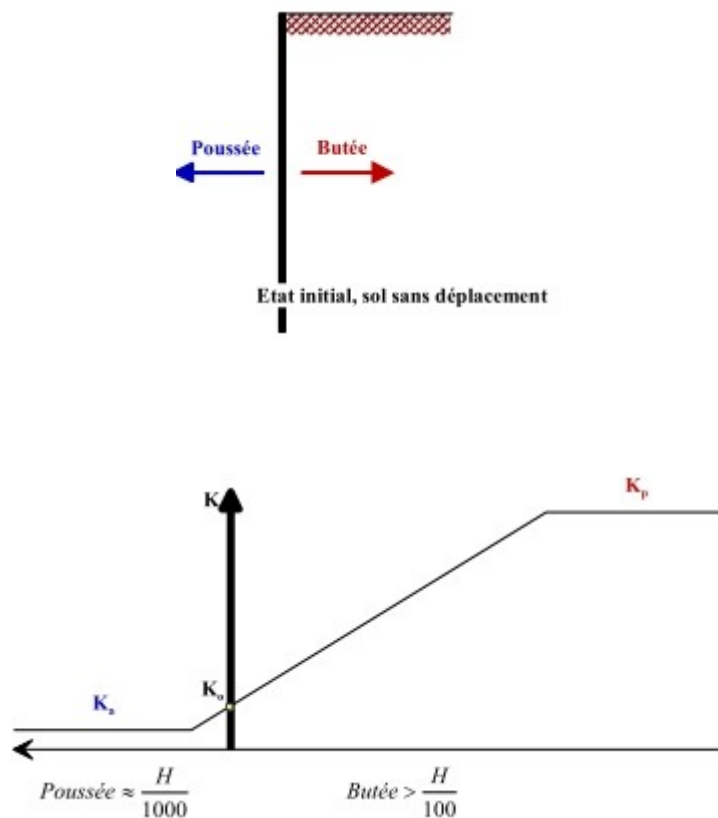
La poussée et la butée correspondent à deux états extrêmes d'équilibre de rupture du massif d'un sol.

**Tableau II-2- Déplacement du mur nécessaire pour une pression passive**

Types de sol	Déplacement du mur
Sable dense	0.005H
Sable meuble	0.01H
Argile tendre	0.01H
Argile molle	0.05H

**II.1.3 Equilibres de poussée et de butée :**

Pour qu'il y ait équilibre de poussée ou de butée, il faut qu'il y ait déplacements figure.II-6 grossièrement de l'ordre de (H/1000) pour mobiliser la poussée et supérieur à (H /100) pour mobiliser la butée.



**Fig II-6- Déplacements nécessaires à la mobilisation des états limites de poussée et butée**

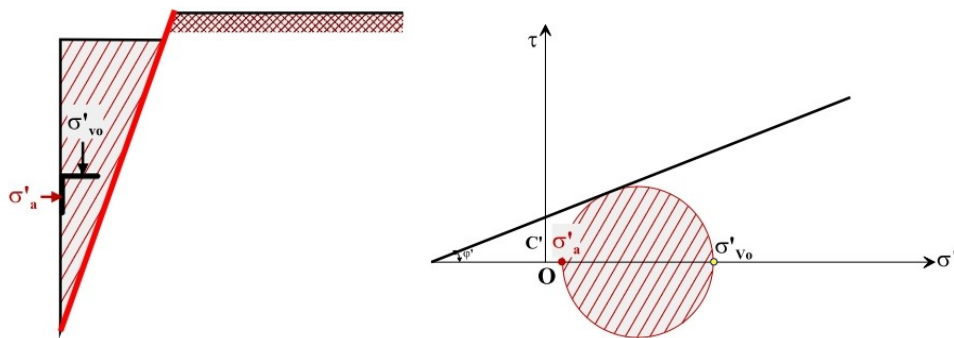
**II.1.3.1 Equilibre de poussée :**

Le sol pousse sur l'écran et le met en poussée. Le sol se déplacera jusqu'à ce que la Contrainte effective horizontale initiale  $\sigma'_{h0}$  diminue, le sol se décomprime, pour atteindre une valeur limite  $\sigma'_a$  (équilibre actif ou inférieur) inférieure à  $\sigma'_{h0}$ . Par rapport à l'état initial, la



contrainte  $\sigma'_{v0}$  étant constante, la contrainte horizontale  $\sigma'_{h0}$  diminue jusqu'à ce que le cercle de Mohr devienne tangent à la droite de Mohr-Coulomb pour une valeur de  $\sigma'_h = \sigma'_a$  fig.II-7. Le sol est à l'état de poussée ; la contrainte de poussée est liée à la contrainte verticale  $\sigma'_{v0}$ , dans le cas d'un écran vertical sans frottement sol-écran, par le coefficient de poussée  $K_a$  (a comme actif).

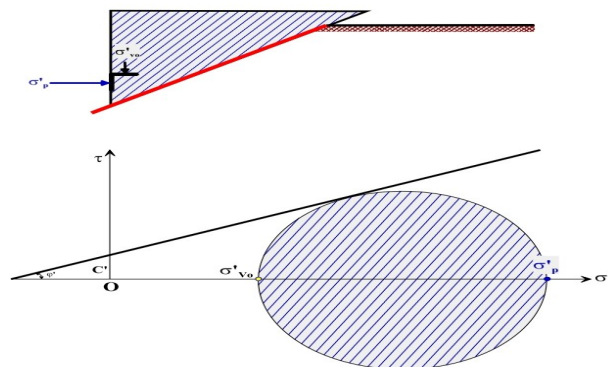
$$\sigma'_a = K_a \sigma'_{v0} \quad \text{II.11}$$



**Fig II-7- Etat limite de poussée du sol (sans talus  $\beta = 0$ , et sans frottement sol-écran  $\delta = 0$ )**

**II.1.3.2 Equilibre de butée :**

L'écran pousse sur le sol et le met en butée. Le sol se déplacera jusqu'à ce que la contrainte horizontale initiale  $\sigma'_{h0}$  augmente, le sol se comprime, pour atteindre une valeur limite  $\sigma'_p$  (équilibre passif ou supérieur) supérieure à  $\sigma'_{h0}$ . Par rapport à l'état initial, la contrainte  $\sigma'_{v0}$  étant constante, la contrainte horizontale  $\sigma'_{h0}$  augmente jusqu'à ce que le cercle de Mohr devienne tangent à la droite de Mohr-Coulomb pour une valeur de  $\sigma'_h = \sigma'_p$  fig.II-8. Le sol est à l'état de butée la contrainte de butée est liée à la contrainte verticale  $\sigma'_v$ , dans le cas d'un écran vertical sans frottement sol-écran, par le coefficient de butée  $K_p$  (p comme passif).



**Fig II-8 : Etat limite de butée du sol (sans talus  $\beta = 0$ , et sans frottement sol-écran  $\delta = 0$ )**

#### **II.1.4 Facteurs intervenant dans la distribution de la pression des terres :**

Les études de différents auteurs (Rowe (1952-55), Terzaghi (1953)) montrent que les facteurs intervenant dans la distribution de la pression des terres sur l'écran sont :

1. La densité du massif, nature du sol et sa stratification.
2. L'angle de frottement interne du sol.
3. La cohésion  $C$ .
4. Angle de frottement sol-écran  $\delta$ .
5. La flexibilité de l'écran.
6. L'inclinaison de l'écran.
7. Le mode de son déplacement et de sa déformation possible.
8. La rigidité de système d'étais.
9. L'histoire des contraintes subies par le sol.
10. L'intensité de la surcharge.
11. Les conditions aux limites.
12. Les conditions cinématiques.

#### **II.1.5 Choix de l'angle de frottement sol-écran $\delta$ :**

L'angle de frottement  $\delta$  entre le sol et le parement arrière du mur dépend des facteurs suivants :

- La rugosité du parement.
- L'angle de frottement interne du sol  $\varphi$ .
- Le tassement relatif entre le mur et le sol.
- L'inclinaison de la surface.

En première approximation on peut déterminer cet angle de frottement en fonction de l'état de surface du parement, comme il est indiqué dans le tableau II-3.

Lorsque l'ouvrage de soutènement a tendance à tasser plus que le sol retenu, ce qui est le cas, par exemple, d'un mur plaqué contre un talus de déblai, l'angle  $\delta$  est alors négatif. Le tassement relatif entre le sol et le mur joue ainsi un rôle important.

**CHAPITRE II SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES MÉTHODES DE DIMENSIONNEMENT DES ÉCRANS DE SOUTÈNEMENT**

Dans tous les cas courants de murs rugueux en béton ou en maçonnerie, la valeur de  $2/3 \varphi$  est celle à retenir.

**Tableau II-3-** Angle du frottement sol mur en fonction de l'état de surface du parementure

<b>Angle de l'interface en fonction de l'état de surface du parement</b>	
Let de surface du parement	Angle de frottement sol-mur
Surfaces très lisses ou lubrifiées	$\delta = 0$
Surface peu rugueuse (béton lisse, béton traité	$\delta = 1/3 \varphi$
Surface rugueuse (béton, béton projeté, maçonnerie, acier.	$\delta = 2/3 \varphi$ $\delta \geq 2/3 \varphi$
Murs caissons ....	$\delta = \varphi$
Parements fictifs inclinés des murs cantilevers	

**II.1.6 Influence du frottement :**

Si on prend en compte le frottement du mur avec le sol , on observe une inclinaison des efforts de poussée et de butée fig II-9.

Soit  $\delta$  l'angle de frottement du mur avec le sol :

- En poussée, le sol a tendance à « descendre » : la force est inclinée vers le bas et

$$\sigma_h = K_a \sigma_v \cos \delta_a \tag{II.12}$$

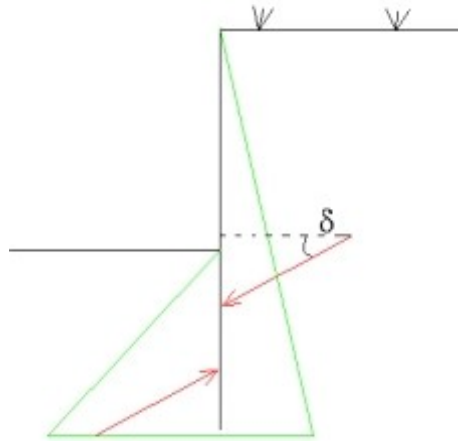
- En butée au contraire, le sol est poussé vers le haut : la force est inclinée vers le haut et  $\sigma_h$

$$= K_p \sigma_v \cos \delta_p \tag{II.13}$$

Il en résulte une inclinaison dans les directions opposées :

- Lors de la projection des efforts pour écrire l'équilibre en moment, l'angle étant le même en poussée et en butée, un facteur en  $\cos \delta$  affectent les poussées des terres mais pas pour le tirant ou la contrebutée.
- Pour l'écriture de l'équilibre en force, seuls les coefficients de poussée et de butée sont affectés par l'angle, les résultantes demeurent horizontales : les valeurs sont donc également modifiées.
- Par conséquent les efforts tranchants dans la paroi et donc les moments fléchissant sont également affectés.

En pratique, on prend souvent l'hypothèse  $\delta_a = 0$  et  $\delta_p = -\varphi/2$ . Ceci n'affecte que peu les efforts structurels observés : empiriquement, l'influence du frottement du rideau se révèle donc faible.



**Fig II-9 : Cas du mur avec frottement**

### **II.1.7 Le cas particulier des écrans souples :**

La caractérisation de la souplesse d'une paroi reste difficile. Le taux de déformation définissant les écrans flexibles varie en effet selon les auteurs de 5% de la hauteur totale pour Packshaw [1948] à 0,26% pour Bros [1972]. Malgré cela, la répartition triangulaire classique des forces de pressions a rapidement été mise à défaut dans le cas des ouvrages dont la déformation entre appuis paraissait importante. A partir d'analyses empiriques sur le dimensionnement des palplanches en bois, l'ingénieur danois Christiani (début XX siècle) a évoqué l'hypothèse d'une redistribution des pressions de poussée des zones situées entre appuis (qui subissaient un important déplacement) vers les zones situées au niveau des appuis (dont les déplacements restaient faibles).

Cette redistribution a été observée expérimentalement par Stroyer en 1935 et attribuée par Terzaghi [1943] à un effet de voûte conduisant à un report des pressions de poussée, par la mobilisation du cisaillement au sein du sol, des zones les moins rigides (entre appuis) vers les zones les plus rigides (sur appuis). La poussée résultante reste néanmoins inchangée.

Cet effet de voûte a par la suite été caractérisé plus précisément en fonction des spécificités de l'ouvrage et du type d'appuis [Delattre, 1999]. Les méthodes permettant de le prendre en compte dans le dimensionnement des ouvrages n'en restent pas moins très empiriques et sont peu appliquées dans la pratique. Citons pour mémoire celle de Terzaghi et Peck [1967] qui donne une estimation de la répartition des efforts sur les appuis, sans toutefois préciser la répartition des pressions de poussée sur l'écran.

Dans le cas des écrans souples autostables (sans appui), aucune théorie ou observation expérimentale ne fait allusion à un quelconque effet de voûte. Notons simplement que plusieurs travaux, notamment ceux de Rowe [1952], Terzaghi [1953] et ont montré que la répartition des pressions dépendait de nombreux paramètres (caractéristiques du sol, géométrie de l'écran,

éventuelles surcharges) mais surtout de la cinématique de l'ouvrage, c'est à dire de la façon dont il se déplace. Dans le cas des écrans autostables dont la souplesse peut modifier la cinématique, la répartition des pressions peut être modifiée.

## **II. 2 Dimensionnement d'écran de soutènement :**

Le dimensionnement des écrans de soutènement pour résister à la poussée des terres qu'ils doivent retenir est un problème classique de l'ingénierie civile et militaire qui a intéressé de nombreux scientifiques dès le début du XVIII<sup>e</sup> siècle. Une discussion des premiers travaux sur ce sujet (dont Gautier 1717, Rondelet, 1767) est présentée par Heyman (1972).

Les modèles de calcul cités par exemple par l'Eurocode 7-1 (2004) sont les modèles analytiques, semi-empiriques ou numériques. S'il n'existe pas de modèle de calcul fiable pour un état limite particulier, on peut aussi se servir d'essais de chargement ou de la méthode observationnelle.

Le choix de la méthode reste alors assez libre.

Delattre (2001) distingue cinq familles de méthodes de calcul des écrans de soutènement

- 1- Les méthodes dites « classiques », faisant appel à des calculs analytiques de la poussée et de la butée des terres.
- 2- La méthode du coefficient de réaction, prenant en compte une certaine interaction sol-structure.
- 3- La méthode des éléments finis, développée à partir des années 1970.
- 4- Les méthodes empiriques et semi-empiriques, s'appuyant sur un référentiel qui tient compte du comportement observé des ouvrages.
- 5- Les méthodes de calcul de l'état limite ultime, fondées sur des théories de plasticité.

### **II.2.1 Les méthodes dites « classiques » : faisant appel à des calculs analytiques de la poussée**

et de la butée des terres.

Plusieurs théories permettent de calculer les coefficients de poussée et de butée d'un sol pulvérulent ( $C = 0$ ). On mentionne les principales par ordre chronologique.

#### **II.2.1.1 Méthode de Coulomb :**

Charles Augustin Coulomb (1736 - 1806) : a été d'abord un ingénieur du génie militaire avant de devenir plus tard un physicien encore plus célèbre par ses mémoires sur l'électricité et le magnétisme entre 1785 et 1791. Son premier ouvrage important fut, en tant que « Lieutenant en Premier du Génie », la construction de 1764 à 1772 à la Martinique du fort Bourbon. A son retour en métropole en 1773 il publie à l'Académie des Sciences un important mémoire de mécanique appliquée intitulé : Sur une application des règles de Maximis & Minimis

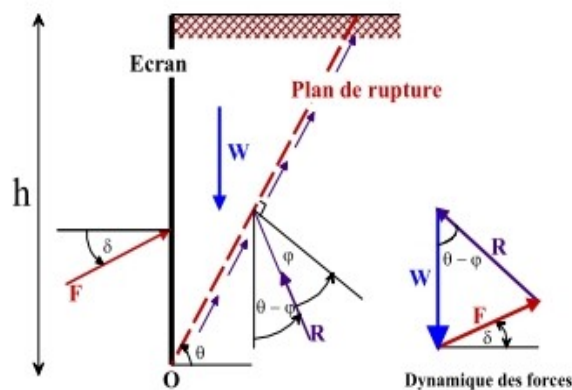
## CHAPITRE II SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES MÉTHODES DE DIMENSIONNEMENT DES ÉCRANS DE SOUTÈNEMENT

à quelques Problèmes de Statique, relatifs à l'Architecture. (Par M. Coulomb, Ingénieur du Roi).

Coulomb (1776) qui, le premier, a mis au point une méthode de calcul des murs de soutènement. A l'heure actuelle, la méthode de Coulomb est universellement employée, principalement aux États-Unis, en raison de sa simplicité théorique et pratique.

La théorie de Coulomb repose sur deux hypothèses :

- Le sol se rompt suivant une surface de rupture plane mais souligne bien fig II-10
- La force agissant sur le mur a une direction connue. En d'autres termes cela signifie que l'angle de frottement  $\delta$  entre l'écran et le mur est connu ; Ces deux hypothèses faites, la force agissante sur le mur est calculée par de simples considérations d'équilibre statiques à partir d'une règle d'extremum.



**Fig II-10 : Equilibre du coin de Coulomb**

On suppose que la surface de rupture potentielle est un plan (coin de Coulomb) passant par le pied de l'écran et faisant un angle  $\theta$  avec l'horizontale.

On fait l'hypothèse que la contrainte de cisaillement  $\tau = \sigma' \text{tg } \varphi'$  est complètement mobilisée le long de ce plan. Le coin de Coulomb se comporte de façon rigide-plastique, ce qui n'est pas le cas généralement surtout si l'écran est de grande hauteur.

La réaction totale du sol R sur lequel glisse le coin de Coulomb est donc inclinée de l'angle  $\varphi$  sur la normale au plan de rupture.

En application de la méthode de Coulomb, on calcule la poussée en supposant que  $\delta = 0^\circ$

Coulomb a défini les coefficients de pression de terre actifs et passifs respectivement par les expressions :

$$K_a = \left[ \frac{\sin(\alpha - \varphi) / \sin \alpha}{\sqrt{[\sin(\alpha + \delta)] - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\alpha - \beta)}}}} \right]^2 \quad \text{II-14}$$

$$K_p = \left[ \frac{\sin(\alpha + \varphi) / \sin \alpha}{\sqrt{[\sin(\alpha - \delta)] - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \beta)}{\sin(\alpha - \beta)}}}} \right]^2 \quad \text{II-15}$$

Où :

$\varphi$  : Angle de frottement interne du sol.

$\delta$  : Angle de frottement sol – écran.

$\alpha$  : Inclinaison du mur avec l'horizontale.  $\beta$  : inclinaison de la surface du sol avec l'horizontale.

Dans les problèmes passives si  $\delta > \varphi/3$ , la courbure de la surface de rupture derrière le mur doit être tenue en compte, d'où l'équation (2.2) mène à une surestimation de la pression de terre. Très vite ce mode de calcul est mis en défaut tant sur le plan expérimental que sur le plan théorique, dans la validité des suppositions de sa théorie Coulomb n'a payé aucune attention du tout au mode de mouvement du mur et ça supposé que la distribution de pression latéral de la terre ait été simplement hydrostatique, il avait restreint l'application des règles de « Maximis et Minimis » dans le cas de la poussée à des familles de surfaces de ruptures planes.

La discussion de cette hypothèse fondamentale à la fin du 19ième siècle, a été acceptable pour l'étude de la majorité des problèmes de poussée posés par l'ingénieur. Elle reste encore largement acceptée un siècle plus tard.

En revanche, l'hypothèse de planéité des surfaces de rupture est remise en cause pour l'étude de la butée, il est ainsi montré que l'adoption des lignes brisées, d'arcs de cercles, d'arcs spirales logarithmiques, de combinaisons de surfaces planes et d'arcs de cercles, pour la modélisation de surfaces de rupture, permet d'obtenir des « Minimis » de la valeur de résistance en butée inférieure à ceux données par des surfaces planes.

### **II.2.1.2 Méthode de Rankine :**

En plus des hypothèses suivantes :

- Sol semi-infini, homogène, isotrope.
- Condition de déformation plane.
- Courbe intrinsèque de Mohr-Coulomb.
- Massif à surface libre plane.

**CHAPITRE II SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES MÉTHODES DE DIMENSIONNEMENT DES ÉCRANS DE SOUTÈNEMENT**

Rankine (1857) avait rajouté l'hypothèse que la présence d'un écran ne modifie pas la répartition des contraintes dans le massif.

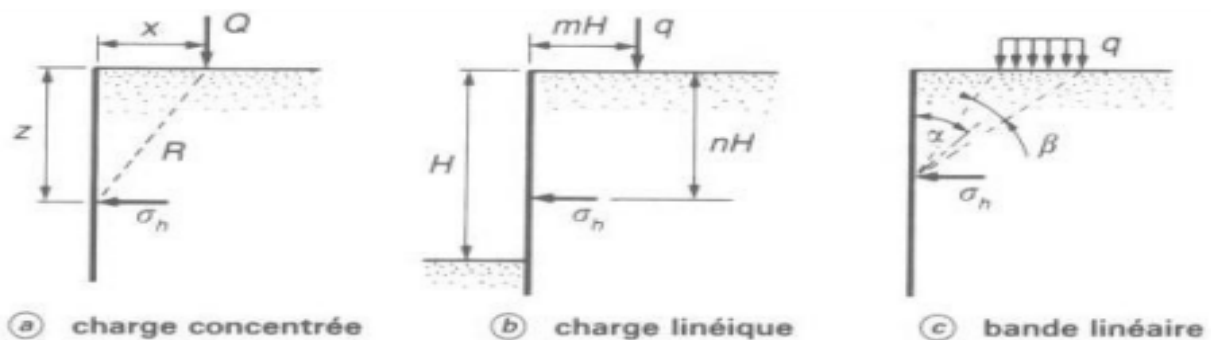
• **Cas général :**

Avec cette hypothèse, on peut déterminer la répartition des contraintes de poussée (ou de butée) le long d'un plan OD, dans le cas d'un sol pesant pulvérulent ( $\gamma, \varphi$ ) non surchargé.

• **Cas particuliers :**

La méthode de Rankine peut prendre en compte des surcharges uniformes réparties sur toute la surface du sol. Cependant, il est impossible de réaliser un calcul littéral dans trois cas simples représentés sur la fig II-11.

Pour ces situations, la solution communément adoptée consiste à calculer les contraintes appliquées au mur en l'absence de surcharge et à y superposer les efforts dus à la seule surcharge et calculés par la formule élastique de Boussinesq. Cette approche n'est pas pleinement satisfaisante, le principe de superposition ne pouvant être appliqué en toute rigueur. Une alternative pouvant être trouvée dans la résolution numérique du problème, avec un algorithme d'éléments finis par exemple.



**Fig II-11- Calcul élastique des contraintes horizontales apportées sur un écran par des surcharges (d'ap. Schlosser)**

Les surcharges correspondant à ces 3 cas sont données par les formules suivantes :

$$- \text{ a : } \sigma_h = \frac{3 Q}{2 \pi} x^2 \frac{z}{R^5} \quad \text{II.16}$$

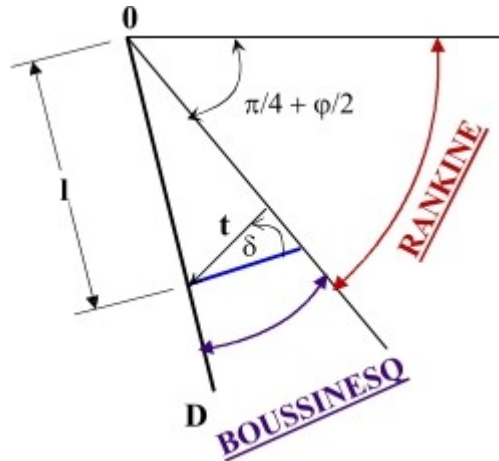
$$- \text{ b : } \sigma_h = 1,27 \frac{q}{H} \frac{m^2 n}{(m^2 + n^2)^2} \text{ si } m > 0,4 \text{ et } \sigma_h = 0,203 \frac{q}{H} \frac{m}{(0,16 + n^2)^2} \text{ si } m < 0,4 \quad \text{II.17}$$

$$- \text{ c : } \sigma_h = \frac{2 q}{\pi} [(\beta + \sin \beta) \sin^2 \alpha + (\beta - \sin \beta) \cos^2 \alpha] \quad \text{II.18}$$



**II.2.1.3 Méthode de Boussinesq :**

**Boussinesq** (1882) a amélioré la théorie de Rankine en prenant l'interaction réelle entre le sol et l'écran, c'est-à-dire en choisissant la valeur de l'angle de frottement  $\delta$  sol-écran. Dans cet équilibre, Boussinesq considère une première zone où on a l'équilibre de Rankine se raccordant à une seconde zone où il tient compte des conditions aux limites sur l'écran fig II-12.



**Fig II-12- Equilibres de Boussinesq et de Rankine.**

Boussinesq garde les résultats de Rankine concernant la répartition des contraintes sur l'écran :

- L'obliquité des contraintes est constante le long de l'écran OD, elle est choisie et fixée à  $\delta$
- La répartition des contraintes sur l'écran est triangulaire :

$$t_a = K_a \times \gamma \times \ell \tag{II.19}$$

Si **Boussinesq** avait bien posé le problème, il n'a été résolu qu'en 1948 par Caquot et Kerisel qui en ont présenté la démonstration suivante.

On travaillera en coordonnées polaires, pour lesquelles les équations d'équilibre  $\text{div}t + F = 0$  s'écrivent :

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\partial \tau}{r \partial \theta} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = \gamma \cos \theta \tag{II.20}$$

$$\frac{\partial \tau}{\partial r} + \frac{\partial \sigma_\theta}{r \partial \theta} + 2 \frac{\tau}{r} = -\gamma \sin \theta \tag{II.21}$$

$\sigma_r$  : Contrainte normale radiale

$\sigma_\theta$  : Contrainte normale orthoradiale

$\tau$  : Contrainte de cisaillement

$$\frac{\partial \sigma_{\theta}}{\partial \theta} + 3\tau = -\gamma r \sin \theta \quad \text{II.22}$$

$$\frac{\partial \tau}{\partial \theta} + 2(\sigma_r - \sigma_{\theta}) = -\gamma r \cos \theta \quad \text{II.23}$$

$$\text{avec } \sigma_{\theta} = k \sigma_r \quad \text{II.24}$$

Le système des deux équations différentielles a été intégré par Caquot et Kérisel, les calculs étant améliorés par ABSI pour donner des tables complètes de poussée et butée fournissant les coefficients  $K_a$  et  $K_p$ . Le problème est déterminé par les conditions aux frontières :

- Surface libre : contraintes nulles
- Sur l'écran : obliquité imposée  $\delta$  de la contrainte.

Entre la surface libre et la première ligne de glissement on a un équilibre de Rankine et entre la première ligne de glissement et l'écran un équilibre de Boussinesq.

Le tracé des lignes de glissement montre que les lignes de glissement diffèrent peu de lignes droites dans le cas d'équilibre de poussée, par contre elles s'en éloignent fortement dans le cas d'équilibre de butée.

#### **II.2.1.4 Terzaghi (1936) :**

Cette ambiguïté est à la base d'une critique sévère du travail de Rankine par Terzaghi en 1936. Selon lui, le fait d'admettre qu'un déplacement négligeable suffise à atteindre un état de rupture actif ou passif (comportement rigide-plastique du sol) va contre toutes les observations in situ qui mettent en évidence la présence d'un état intermédiaire, appelé état au repos. D'après lui, des déformations qui dépendent des propriétés élastiques du sol sont nécessaires pour atteindre les états de rupture.

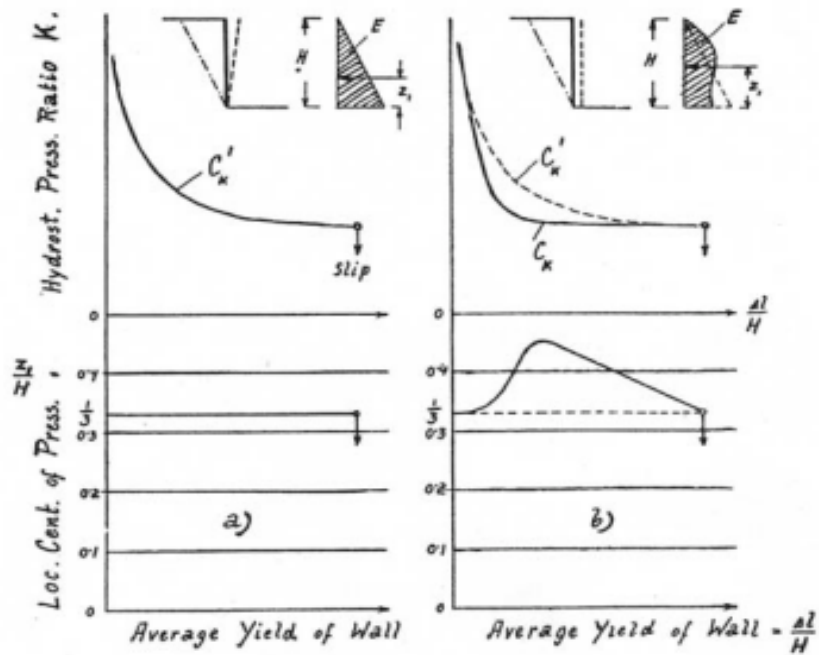
En particulier, les déformations nécessaires pour atteindre un état passif ne sont pas envisageables dans les conditions réelles.

Dans sa prise de position, Terzaghi critique également la théorie de Coulomb. Il dénonce surtout la généralisation de son utilisation, au même titre que l'utilisation de la théorie de Rankine, pour le dimensionnement des ouvrages de soutènement, sans distinction du type de structure.

Selon Terzaghi, les hypothèses à la base de la théorie de Coulomb ne sont que rarement valables dans les cas pratiques. Le fait d'admettre une surface de rupture plane est une limitation, mais c'est principalement l'hypothèse sur la distribution des poussées le long du mur, admise arbitrairement triangulaire, qui est discutée. Elle dépend selon lui du mode de déplacement du mur (rotation ou

translation) et de ses conditions d'appuis (mur de soutènement ou paroi de fouille étayée).

Cet article de Terzaghi est surtout intéressant au niveau de sa perception de l'interaction sol-structure qui est beaucoup plus avancée et précise que chez Coulomb ou Rankine. La fig II-13, tirée de ce document, résume les progrès réalisés par Terzaghi à ce sujet. Elle présente l'évolution de l'intensité et de la position de la résultante de la poussée des terres agissant contre un mur de soutènement, premièrement lorsque le mur est en rotation par rapport à sa base, et deuxièmement lorsque le mur se déplace par translation.



**Fig II-13- Coefficient de poussée latérale des terres contre un mur vertical et position du point d'application de la résultante (selon Terzaghi 1936a). Distinction du mode de déplacement du mur**

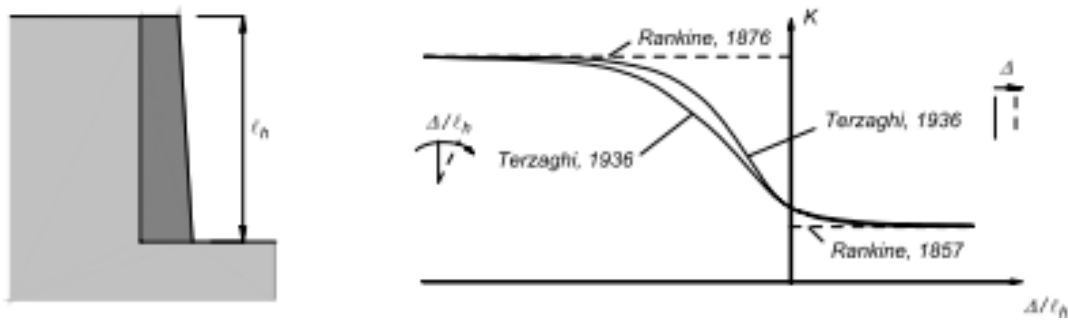
Selon lui, la poussée des terres dépend de l'intensité et du mode de déplacement du mur de soutènement. Lorsque le mur se déplace, la poussée diminue depuis la poussée au repos pour atteindre progressivement un plateau. La courbe exprimant l'intensité de la poussée en fonction du déplacement varie selon le mode de déplacement admis pour le mur mais la valeur finale est identique pour les deux modes et correspond à la poussée active de Rankine. Ce dernier résultat peut être montré dans le cas d'un mur parfaitement lisse par la théorie de la plasticité.

La position de la résultante varie également en fonction du mode de déplacement.

Terzaghi introduit donc deux notions nouvelles, représentées sur la fig 2-14. Premièrement, la réponse du sol ne peut pas être décrite seulement par les deux états de rupture active et passive. La poussée des terres varie entre ces deux valeurs en fonction du déplacement du mur. Il mentionne aussi que l'état actif est obtenu pour des déplacements relativement faibles alors que l'état passif nécessite des déplacements importants. Deuxièmement, le mode de déplacement du mur a

## CHAPITRE II SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES MÉTHODES DE DIMENSIONNEMENT DES ÉCRANS DE SOUTÈNEMENT

une influence sur l'intensité et la distribution des poussées. A ce sujet, il évoque aussi qu'il existe une différence entre un mur de soutènement en maçonnerie rigide et une paroi étayée souple. La rigidité du sol et les conditions d'appui de la structure ont une influence sur les poussées des terres contre la structure.



**Fig II-14- Progrès réalisés par Rankine et Terzaghi dans la perception de l'interaction sol-structure**

Terzaghi écrira ensuite un certain nombre d'ouvrages de référence (dont Terzaghi 1951 et Terzaghi et al. 1996, 1ère édition 1948), dans lesquels il applique ces principes pour évaluer les pressions des terres sur différents types de soutènement.

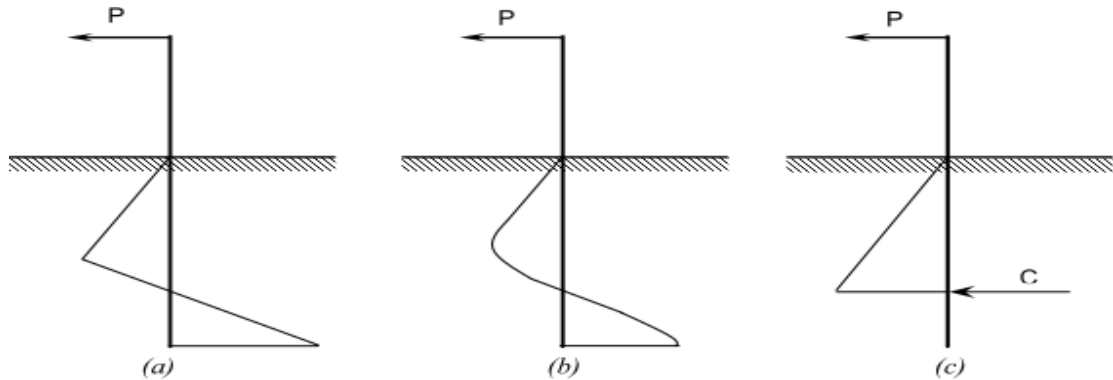
Lors de l'application de différentes théories à des cas pratiques (dont celles de Coulomb et de Rankine), il insiste sur le fait que les hypothèses doivent être justifiées et vérifiées, particulièrement celles concernant les propriétés du sol, la rugosité de la structure et l'état de déformation admis dans le sol (plastique ou non). Cela le conduit à proposer des approches différentes suivant le type de structure à dimensionner, en fonction de la rigidité et des conditions d'appui de la structure. Il distingue ainsi, entre autres, les murs de soutènement, les blindages de fouilles et les parois ancrées souples et rigides.

### **II.2.1.5 Méthodes de Krey et Blum :**

Krey (rapporté par Bica et Clayton, [1989]) a établi les premières hypothèses sur la répartition des forces de pressions sur un écran encastré dans le sol et soumis à un effort en tête. Il considère notamment que, pour la partie en fiche, la partie supérieure mobilise la butée devant l'écran et la partie inférieure derrière l'écran Fig 2.15a. La transition entre ces deux états est supposée linéaire. La hauteur en fiche est alors déterminée en écrivant l'équilibre en moments et en efforts de la paroi.

Ces hypothèses ont été reprises peu après par Blum [1931] qui suppose que la transition entre les états d'équilibre limite en fiche s'effectue selon une répartition plus nuancée fig 2.15b, La pente du profil de pression au voisinage du point de rotation reste à déterminer, mais Blum montre que le dimensionnement de l'ouvrage dépend peu de la valeur de cette pente et que

l'adoption d'un schéma simplifié fig 2.15c, qui simplifie la résolution mathématique du problème, est suffisant pour dimensionner l'ouvrage. Sur ce schéma simplifié, les pressions du sol au-dessous du centre de rotation sont assimilées à une force ponctuelle qui s'applique au niveau de ce dernier.

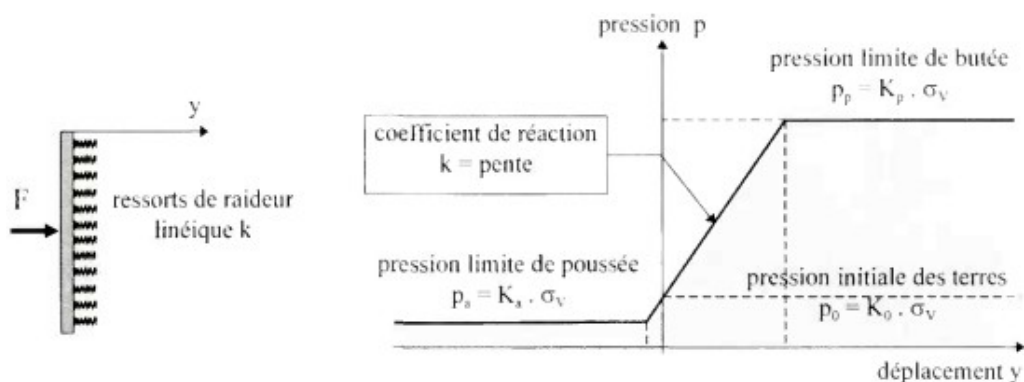


**Fig II-15- Schéma de calcul à l'équilibre limite adopté par Krey (a) et par Blum (b) et (c)**

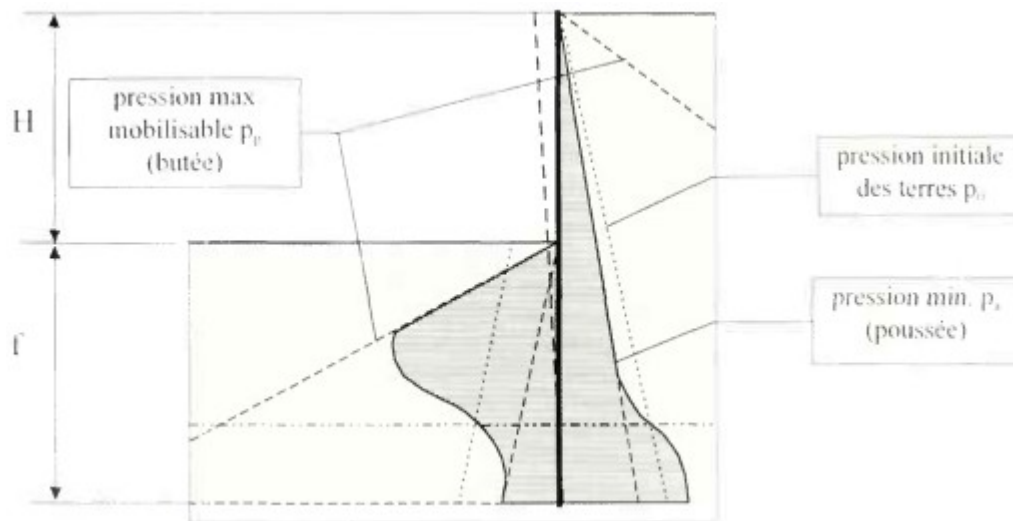
Une étude paramétrique menée par Blum montre que ce schéma simplifié conduit à une sous-estimation de la fiche d'environ 20%. L'extrapolation de ces résultats aux écrans de soutènement autostables, simplement encastrés, conduit Blum à préconiser le dimensionnement de l'ouvrage avec le diagramme simplifié en appliquant une majoration forfaitaire de 20% de la fiche ainsi calculée.

**II.2.2 Méthode du coefficient de réaction :** prenant en compte une certaine interaction sol-structure.

Dans la plupart des cas, les ouvrages en parois moulées dans le sol sont dimensionnés à partir de la méthode dite «aux coefficients de réaction» (également appelée parfois méthode «élastoplastique»).



**Fig II-16- Modélisation du comportement du sol  $p = k.y$**



**Fig II-17- Schématisation du comportement de parois simplement encastrées dans le sol**

En France, la méthode du coefficient de réaction a été utilisée à partir des années 1970 et elle a été relativement vite intégrée dans des logiciels spécialisés (Delattre, 2001). Le succès de cette méthode, particulièrement en France, peut être expliqué entre autres pays. Les résultats de l'essai pressiométrique sont utilisés pour déterminer le coefficient de réaction horizontal du sol,  $k_h$ . La méthode de calcul aux coefficients de réaction permet de déterminer les efforts et déformations dans un écran de soutènement fiché dans le sol, aux différentes phases des travaux et d'exploitation. La méthode repose sur une modélisation simplifiée de l'action du sol sur l'écran : cette action est réduite, en chaque point de l'écran, à gauche et à droite, à une pression horizontale, liée au déplacement du niveau considéré par une loi de réaction. Les lois de réaction utilisées, couramment mais abusivement désignées par le terme de « lois élastoplastiques », sont des lois de mobilisation linéaire avec paliers de poussée et de butée, dont le domaine pseudo-élastique est caractérisé par le coefficient de réaction  $k_h$  (Delattre et al. 2000). L'un des défauts de cette méthode est la difficulté de déterminer le coefficient de réaction, qui n'est pas un paramètre intrinsèque du sol mais dépend non seulement de la nature du sol mais aussi de la géométrie de l'écran et du système de support, entre autres. Des propositions pour sa détermination ont été faites par Balay (1984), pour ne citer que les principaux contributeurs. Pour de plus amples renseignements sur cette méthode, ses conditions d'application et la détermination des paramètres de calcul, on pourra utilement se rapporter à la note d'information technique du LCPC de Juillet 1984 intitulée «Recommandations pour le choix des paramètres de calcul des écrans de soutènement par la méthode aux modules de réaction».

**II.2.3 Méthode des éléments finis : développée à partir des années 1970.**

La méthode des éléments finis est un outil très général qui permet de trouver une solution numérique à tout problème que l'on peut décrire à l'aide d'équations aux dérivées partielles sur un domaine fini. Différentes extensions permettent par ailleurs de prendre en compte des discontinuités spatiales ou temporelles des solutions recherchées, des domaines d'extension infinie, etc. Elle offre la possibilité de prendre en compte des modèles de comportement très sophistiqués, plus réalistes que ceux pris en compte par des méthodes plus traditionnelles, et il est donc naturel qu'elle ait suscité un grand intérêt de la part des ingénieurs de la géotechnique et du génie civil. Ainsi, après des premières applications aux barrages [Clough et Woodward, 1967], aux excavations [Chang et Duncan, 1970] et aux murs de soutènement [Duncan et Clough, 1971], l'utilisation de la méthode des éléments finis pour le calcul des écrans de soutènement a débuté dans les années 1970.

Ces premières analyses ont été suivies d'efforts importants pour examiner de manière systématique les apports potentiels de la méthode des éléments finis au calcul des ouvrages géotechniques en général et des ouvrages de soutènement en particulier [Duncan, 1994 ; Gens, 1995]. la mise en œuvre de la méthode et ont limité son emploi.

Les méthodes de calcul traditionnelles présentent en effet l'inconvénient majeur de ne traiter valablement que des formes d'ouvrages très particulières, pour lesquelles des solutions particulières ont été dégagées [Delattre, L. Luc. 2004]. Ainsi, pour ne citer que les limites d'emploi les plus évidentes.

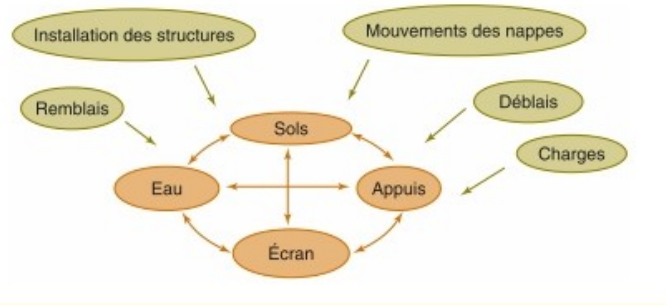
- La géométrie du terrain ne peut être prise en compte de façon rigoureuse que dans quelques configurations ; ainsi, les contraintes de poussée ou de butée du sol ne sont exprimées que pour les configurations d'ouvrages dans lesquelles le terrain naturel est limité par un plan, horizontal ou incliné, les interfaces entre couches du sol sont parallèles au terrain et l'ouvrage connaît une cinématique particulière.

- Les interactions du soutènement avec d'autres composantes de l'ouvrage ne peuvent être prises en compte que par un torseur d'effort applicable au soutènement, ce qui ne permet pas de rendre compte des formes d'interaction complexes comme celles qui sont dues aux ouvrages avoisinants ; la modélisation d'un soutènement au voisinage d'une fondation, d'un tunnel ou d'un autre soutènement reste ainsi inaccessible aux méthodes traditionnelles. De la même façon, l'interaction du soutènement avec d'autres composantes de l'ouvrage, comme des murs en retour, par exemple, reste toujours laborieuse.

- La modélisation de l'interaction du sol avec la structure reste insuffisamment explicite et fait

**CHAPITRE II SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES MÉTHODES DE DIMENSIONNEMENT DES ÉCRANS DE SOUTÈNEMENT**

appel à des notions qui restent largement discutées, telles que le coefficient de réaction.



**Fig II-18- relations mises en jeu par la modélisation des écrans de soutènement**



### **II.3 Conclusion :**

Le dimensionnement d'un ouvrage de soutènement nécessite la bonne connaissance des notions fondamentales des pressions des terres, le mode de reprise de ces pressions par l'ouvrage, les caractéristiques de sol...etc.

La répartition des contraintes de poussée ou de butée le long des écrans rigides en translation est trapézoïdale (avec surcharge) ou bien triangulaire (sans surcharge).

Les méthodes classiques sont pratiquement incapables de reproduire correctement et globalement le comportement des ouvrages de soutènement qui est directement liée à l'interaction entre le sol et les autres éléments de la structure, pour ceci il est souhaitable l'utilisation des méthodes numériques pour le calcul de ces ouvrages, avec l'examen des travaux expérimentaux existant dans ce domaine.

La méthode des éléments finis semble la méthode la mieux appropriée à l'étude des problèmes de soutènement. Elle permet de modéliser le comportement de l'ensemble des éléments intervenant dans le comportement de l'ouvrage (sol, écran, eau, surcharges...) ainsi que les différents couplages entre ces éléments.

# **Chapitre III**

## **Présentation du projet cas a étudié**

## Chapitre III : Présentation des projets a étudié

### III.1 Introduction :

La stabilité des talus peut être améliorée avec différentes manières en utilisant des techniques d'amélioration du sol ou en installant des structures de soutènement tel que des murs de soutènement ou des pieux. La première solution mène à la réduction des forces qui provoquent le glissement ; les autres solutions, mènent en général à l'augmentation des forces de résistance.

La paroi est retenue avec des tirants d'ancrage. Les ancrages de la paroi sont du principe temporaire.

C'est-à-dire les ancrages ne servent que pour le temps de construction. Les tirants d'ancrage et les détails constructifs de l'ancrage sont conçus pour une période de construction prolongée. C'est-à-dire le design des ancrages est permanent.

Nous allons dans ce chapitre faire la présentation des projets concernant le cas étudié : la station de métro d'Alger Ligne 1, Extension C – Hai el Badr– Aïn-Naadja (station Ain-Naadja 2).

#### III.1.1 Présentation de la station de métro d'Alger Ligne 1, Extension C – Hai el Badr – Aïn-Naadja (station Ain-Naadja 2) :

##### III.1.2 Données du projet de construction :

La ligne de métro sera prolongée sur une distance de 3,6 km, à partir de la station Hai El Badr en direction d'Ain Naadja. Le tronçon comporte deux stations souterraines et une station en surface. Ce tronçon sera désigné « Extension C ». Le projet sera réalisé par ENSITRANS pour le compte de la République d'Algérie, représentée par le Ministère algérien des Transports.

##### III.1.3 Stations Ain Naadja 2 : Blindage de fouille :

La station Ain Naadja 2 est située à une profondeur d'env. 20 m sous le niveau du terrain actuel. La station a une longueur d'env. 113 m et une largeur d'env. 16,40 m dans la profondeur des quais.

L'ouvrage de la station sera construit dans une fouille ouverte. L'enceinte des zones profondes de la station sera exécutée sous forme d'un écran étanche en pieux forés dont l'entraxe sera supérieur au diamètre des pieux : Ce diamètre sera en règle générale de 0,8 m et l'entraxe des différents pieux forés sera d'environ 1,0 mètre. Selon les conditions sur place, on procédera soit à un talutage au-dessus du soutènement de fouille soit on mettra en place un coffrage de pieux forés. Les zones des escaliers et des étages supérieurs de la station seront entourées d'un coffrage de pieux forés avec des éléments de remplissage en bois. Là aussi, on procédera à un ancrage de consolidation. La Station comprend plusieurs niveaux : sous-quais, quai, hall inférieur, hall intermédiaire et hall supérieur central et de quatre (04) accès. L'enceinte de la fouille sera réalisée en parois de pieux forés jointifs.

L'enceinte de la fouille est ancrée avec des tirants d'ancrage.

En ce qui concerne la méthodologie de construction, la Station est réalisé en deux (02) zones différentes.

La première est les zones d'accès, conçue à l'aide d'une paroi berlinoise. La seconde est le puits principal, dont la configuration sur plan est du type parallélépipédique, avec une longueur de 116m, une largeur variante entre 18m et 22 m et une profondeur moyenne d'environ 23m (maximale d'excavation de 24m). Elle est construite à ciel ouvert à l'aide d'un soutènement périphérique.

### III.1.4 Concept de la fouille :

#### III.1.4.1 Paroi berlinoise :

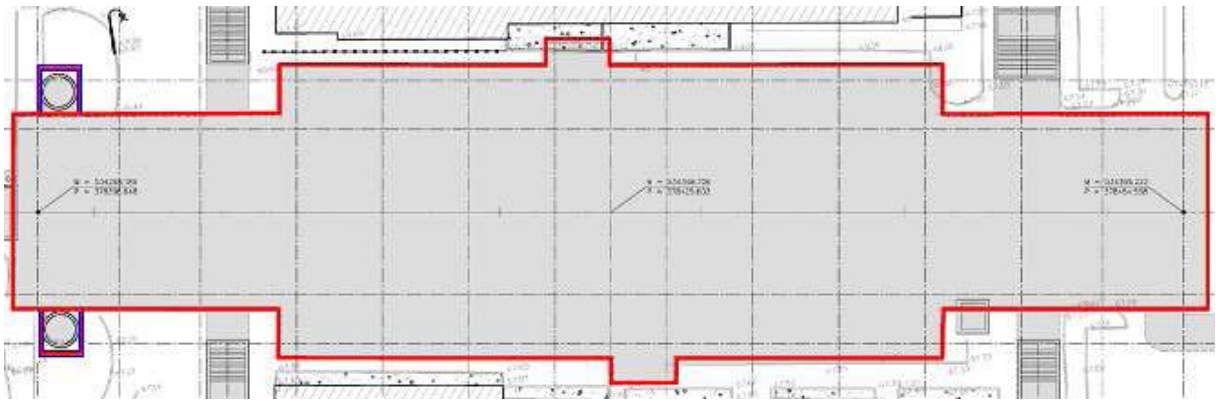
Pour des petites fouilles de zone d'accès, qui a une profondeur beaucoup moins importante que la fouille principale, des parois type berlinoise sont utilisées. Pour respecter la tolérance de fore l'axe de la paroi berlinoise est décalé de 10cm vers l'extérieur. Le niveau de forage correspond à la surface du sol. La paroi berlinoise consiste des profilés HEB ou 2xU qui sont placés dans des forages. Le sol entre les poutres verticaux est retenu avec du béton projeté armé. Si nécessaire (par exemple pas d'espace à cause d'escalier), la paroi berlinoise est retenue avec des tirants d'ancrages.



Fig III .1 : paroi berlinoise (document de projet)

#### III 1.4.2 Paroi de pieux forés :

La paroi de pieux forée sera réalisée avec de pieux forés de 0.80m et 0.60m de diamètre et d'espacement d'un (1) mètres coulés sur place. La tolérance horizontale sur la profondeur des pieux est égale à 0.5%. Pour cette fouille cela signifie qu'une tolérance de  $0.5\% * 25$  mètres (profondeur de la station) = 12,5cm est admissible. La tolérance d'implantation des têtes de pieux est fixée à cinq (5) centimètres. À la semelle de la fouille la tolérance globalement admissible est égale au moyen à  $12,5\text{cm} + 5\text{cm} = 17,5\text{cm}$ . Pour respecter cette tolérance l'axe de la paroi de pieux forés est décalé de 20cm (au moyen) vers l'extérieur. Le niveau de forage correspond au bord supérieur de la poutre de sommet.



**Fig III.2 :** paroi de pieux forés (document de projet)

### III.1.5 Données géologiques et géotechniques :

#### III.1.5.1 Paramètres géotechniques :

« L'hypothèse géotechnique » de G.D.C./Müller + Hereth (2011) explique les conditions de la géologie et de l'hydrologie concernant les calculs statiques sur la ligne planifiée du métro d'Alger - extension C entre les stations Hai El Badr et Ain Naadja.

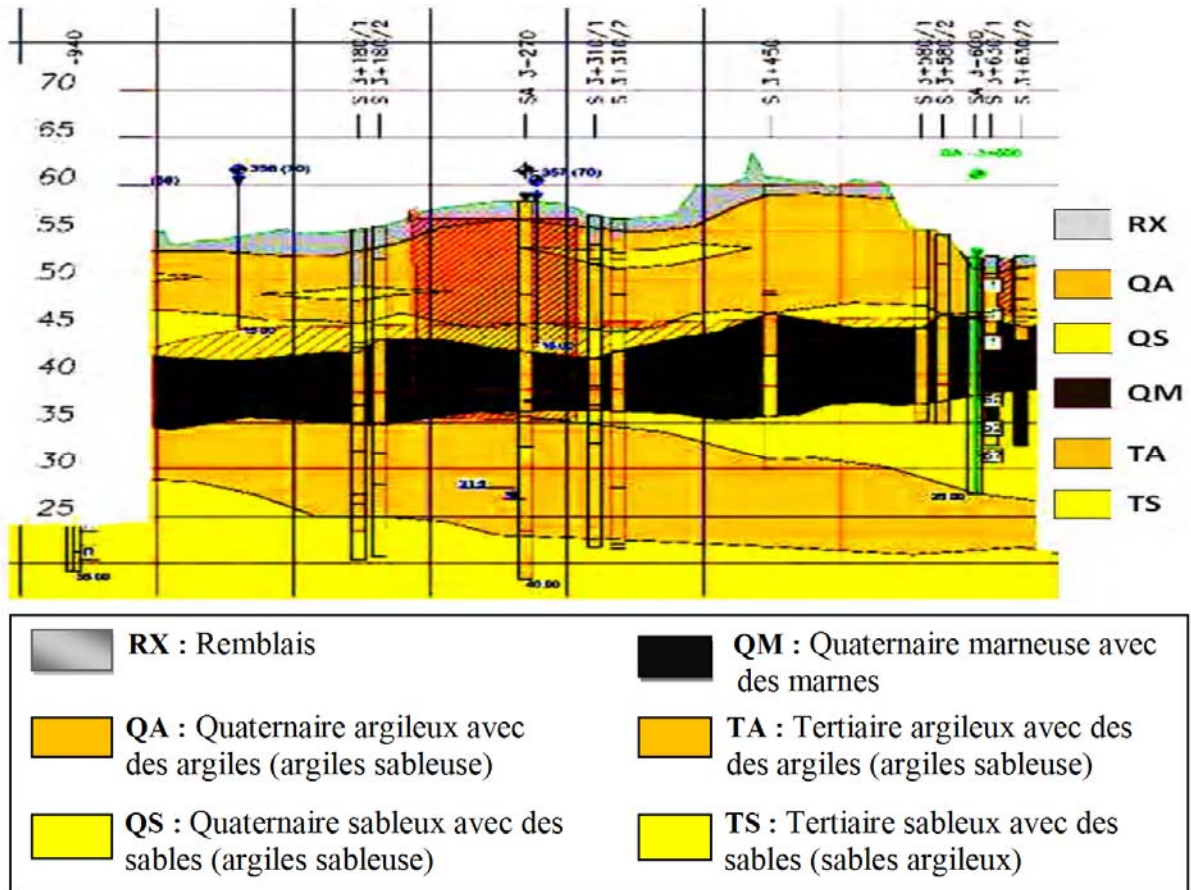
Donc, l'ensemble lithologique est réduit à deux unités : Le quaternaire et, en dessous, le tertiaire. Ces deux couches se superposent plus au mois horizontalement.

L'unité supérieure (quaternaire) se compose des sédiments argileux et cohésifs ; par endroits avec des épaisseurs considérables. L'unité au-dessous est une composition des dépôts récents et des argiles sableux ou limoneux et des sables limoneux. L'unité la plus profonde de la quaternaire constitue des marnes grises, légèrement sableux, avec des minces couches de grès intercalées sont présenté dans le (figure II.3)

L'unité inférieure (tertiaire) est Molasse, en moyenne bien consolidée, qui se caractérise par un mélange des couches sableux, limoneux et argileux, de même avec des minces couches de grès intercalées.

Les couches stratigraphiques ont été groupées en unités homogènes selon leurs caractéristiques de mécanique de sol. Par la suite, ces valeurs caractéristiques ont été réunies par groupes de valeurs caractéristiques de base.

Les valeurs caractéristiques seront utilisées selon ce rapport géotechnique.



**Fig III.3** : Coupe géologique longitudinale - Ain Naadja 2 : km3+188 à km3+304  
(d'après les documents du projet)

- **Conditions du terrain :**

Les différentes conditions géologiques, hydrogéologiques du terrain sont abordées dans le but de mettre en évidence leurs influences relatives sur le comportement du tunnel et du sol environnant de celui-ci.

- a) **Condition hydrogéologique :**

L'étude hydrologique est effectuée afin de localiser les niveaux aquifères et la forme des nappes éventuelles. La présence des nappes nécessite une étude quantitative in situ pour déterminer les caractéristiques du terrain (perméabilité, porosité, etc.) qui sont essentielles pour prévoir l'exécution du nombre de puits nécessaires au rabattement de la nappe.

La nappe phréatique n'a pas été prise en compte pour le calcul pendant la phase de construction et la phase définitive, La position de la nappe phréatique est considérée profonde et n'a aucun effet sur l'ouvrage.

Le niveau de la nappe phréatique initiale est à  $-38.50\text{m}$  de la surface.

- b) **Conditions sismiques et géologiques :**

Le tracé de la station d'ain naadja (figure III.4) franchit un relief très accusé. La géologie de la zone étudiée est caractérisée. Effectivement lors de la campagne de reconnaissances par les sondages carottés, il s'est avéré que le massif d'Ain naadja est géologiquement très complexe. Les formations rencontrées sur place correspondent à des : L'unité supérieure (quaternaire) se compose des sédiments argileux et cohésifs ; par endroits avec des épaisseurs considérables.

L'unité au-dessous est une composition des dépôts récents et des argiles sableux ou limoneux et des sables limoneux. L'unité la plus profonde de la quaternaire constitue des marnes grises, légèrement sableux, avec des minces couches de grès intercalées.

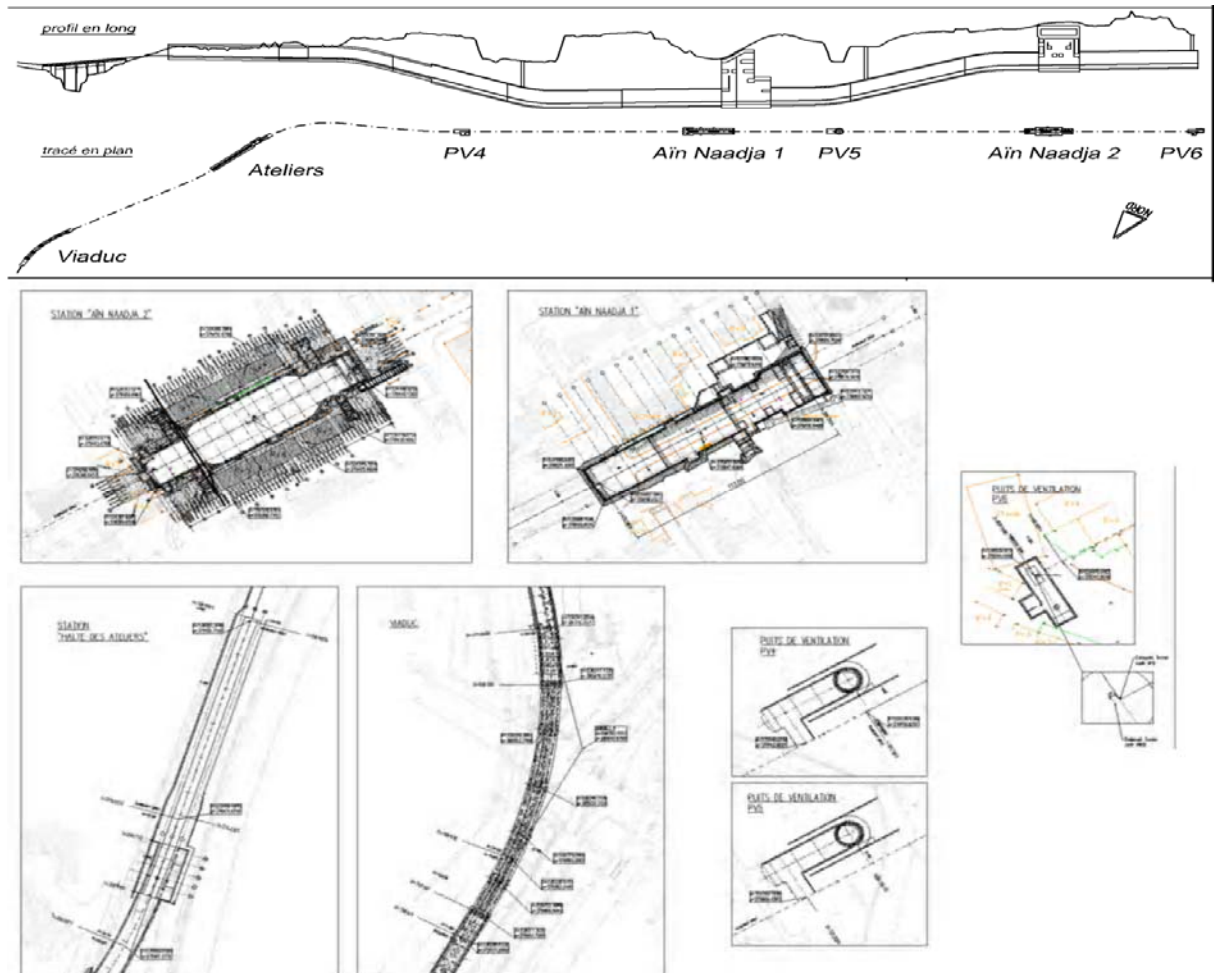
L'unité inférieure (tertiaire) est Molasse, en moyenne bien consolidée, qui se caractérise par un mélange des couches sableux, limoneux et argileux, de même avec des minces couches de grès intercalées.

L'action sismique sera évaluée en accord avec la norme RPA 99/version 2003 (Règles parasismiques algériennes), complétée par les Eurocodes et par « les Recommandations relatives à la conception et protection parasismiques des ouvrages souterrains »

#### Condition générale :

- Zone de séisme Alger : Zone III
- Groupe d'élément de construction : Groupe 1A
- Magnitude MS (selon RPA99/2003, p101) :  $MS = 6.5 - 7.0$
- Valeur d'accélération horizontale :  $a_h = 0,4g$
- Valeur d'accélération verticale :  $a_v = 2/3 a_h = 0,267g$
- Valeur du facteur de réduction par profondeur  $f \geq 0,8$
- Classification du site (selon RPA 99/2003, tab. 3.2, p26) : Catégorie S2 : site ferme
- Distance entre l'épicentre du séisme et l'emplacement des œuvres :  $l = 10km$
- Module d'élasticité dynamique transversal  $G_m$  :
- $T_M = 1300 \text{ MPA}$
- $T_G = 3000 \text{ MPA}$
- $T_S = 2300 \text{ MPA}$
- $T_A = 400 \text{ MPA}$
- $Q_M = 500 \text{ MPA}$
- $Q_S = 300 \text{ MPA}$
- $Q_A = 150 \text{ MPA}$

En outre il faut respecter les principes de la construction sismique selon RPA pour obtenir une ductilité suffisante de la structure.



**Fig. III.4** : L'ensemble du tracé vu en plan, éléments du tracé (document de projet)

### III.1.6 Déroulement des travaux :

Après l'exécution des pieux forés il ya un premier terrassement à 4,5 m. Le premier niveau des tirants d'ancrage a été mis en place à 4,00 m sous le sommet de la paroi et injection le béton projeté 'à  $z=4.5m$ .

Le terrassement est alors poursuivi par étapes jusqu'à 23,7 m de profondeur. Ensuite répétition de l'excavation et exécution des tirants successivement jusqu'à arriver au fond de fouille. Enfin la projection finale jusqu'à  $Z=23.7m$ .

### III.1.7 Conclusion :

La construction des ouvrages souterrains rencontre souvent des problèmes de stabilité dus généralement aux mauvaises conditions géologiques, géotechniques, ou hydrologiques (à la présence d'eau souterraine). C'est pourquoi la conception, la réalisation et l'exploitation des ouvrages souterrains reposent aujourd'hui sur des études géotechniques approfondies et des analyses de risques afin d'assurer la sécurité des ouvrages et de leurs usagers.



**Chapitre IV :**  
**Comportement de la paroi en**  
**pieux forés jointifs renforcée**  
**par des clous d'ancrages en**  
**2D (Analyse Statique)**

## **Chapitre IV : Comportement de la paroi en pieux forés jointifs renforcée par clouage en 2D (Analyse Statique)**

### **IV .1 Introduction :**

Le clouage parmi les techniques de renforcement des sols utilisés dans de nombreuses applications du génie civil, l'utilisation de clouage, permet une meilleure mobilisation du frottement à l'interface. L'interaction sol/clou est complexe et fonction de nombreux paramètres notamment, la taille des particules de sol, leurs caractéristiques mécaniques (angle de frottement, angle de dilatance et module d'élasticité). L'étude engagée consiste à mettre au point un modèle numérique pour décrire le comportement des structures renforcées par le clouage avec une attention particulière sur l'effet de phassage de construction sur le comportement de la paroi clouée,

L'outil de simulation numérique qui sera utilisé est un code spécifique basé sur la méthode des éléments finis. L'étude numérique sera menée au moyen d'un logiciel (Plaxis) (version 20) pour simuler le comportement réel de l'interaction sol/pieu et clouage.

Les applications pratiques à cette étude concernent l'emploi des clous dans une paroi en pieux forée jointifs.

Le but de cette étude est de déterminer un modèle géotechnique, pour notre projet. Le projet est une étude de réalisation d'une station de métro d'Alger – Ligne 1, Extension C – Hai el Badr – Aïn Naadja (station ain naadja 2- coupe PP3-1).

### **IV .1.2 Définition des données :**

#### **IV 1.2.1 Hypothèses et géométrie :**

##### **a) Les hypothèses générales données :**

- Les déformations sont considérées planes.
- Les ouvrages sont modélisés comme des poutres ou des éléments continus.
- Définition d'une interface entre les ouvrages est le sol.
- Modélisation des clous : par élément noeud à noeud (node-to-node).

##### **b) La géométrie du modèle :**

Le projet est symétrique il sera modélisé par un modèle géométrique plan (2D) de 80 m de largeur sur 40 m de profondeur. Ce modèle est présenté sur la (figures IV .1).

Pour les clous, il est nécessaire de définir à la fois les propriétés des éléments "node to node" Aussi, cet état, ainsi que l'interaction entre le "node to node" et le sol ne peuvent être reproduits fidèlement par un modèle 2D. six couches de sol composent la géologie du site :

- une couche de Rx : Remblais de 2 m de profondeur
- une couche Qa : Quaternaire argileux avec des argiles (argiles sableuse) de 11.2 m de profondeur.
- une couche Qs : Quaternaire sableux avec des sables (sables argileux) de 2.6 m d'épaisseur.

- Une couche Qm : Quaternaire marneux avec des marnes de 6.5 m d'épaisseur.
- une couche Ta : Tertiaire argileux avec des argiles (argiles sableuse) de 0.8 m d'épaisseur.
- une couche Ts : Tertiaire sableux avec des sables (sables argileux) de 17.1 m d'épaisseur.

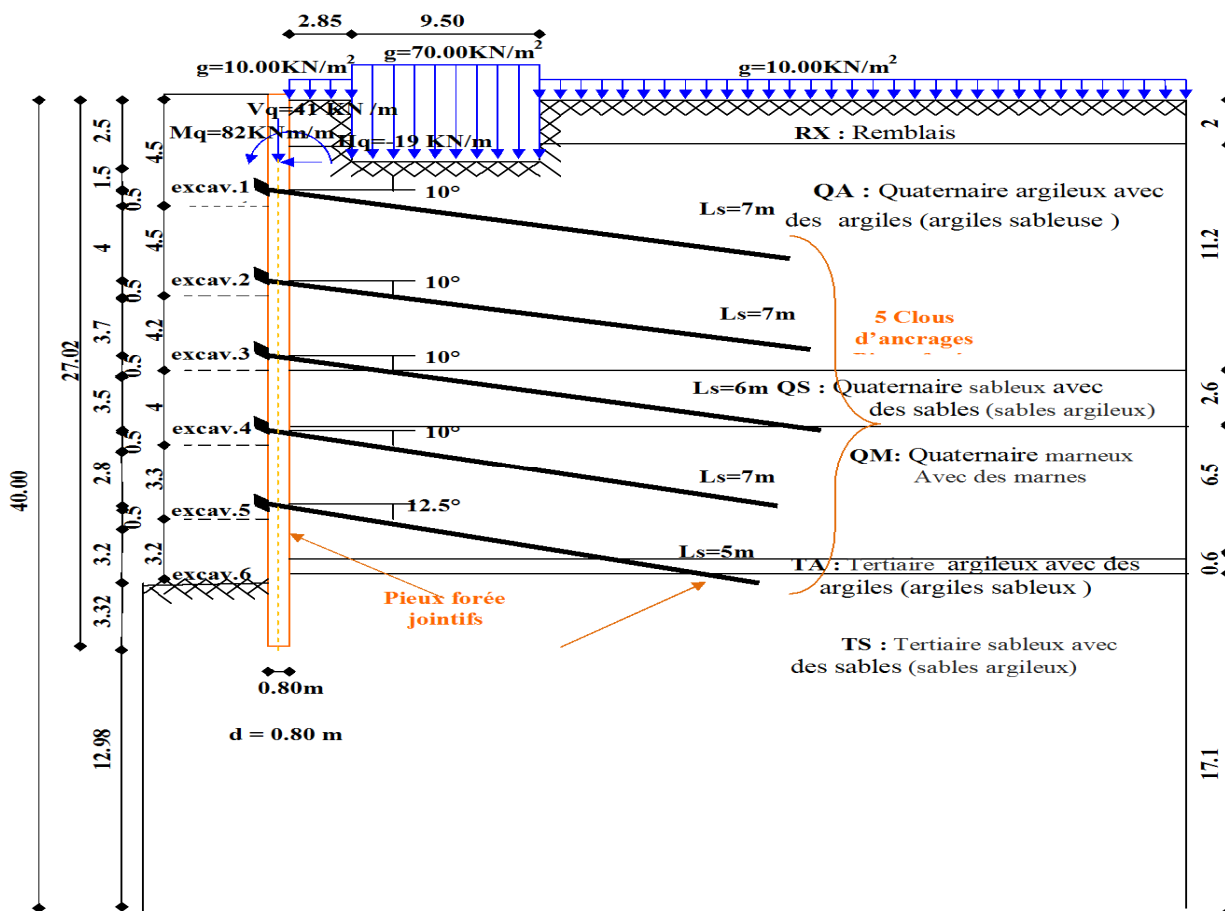


Fig IV .1 : Vue en coupe du projet et de l'excavation

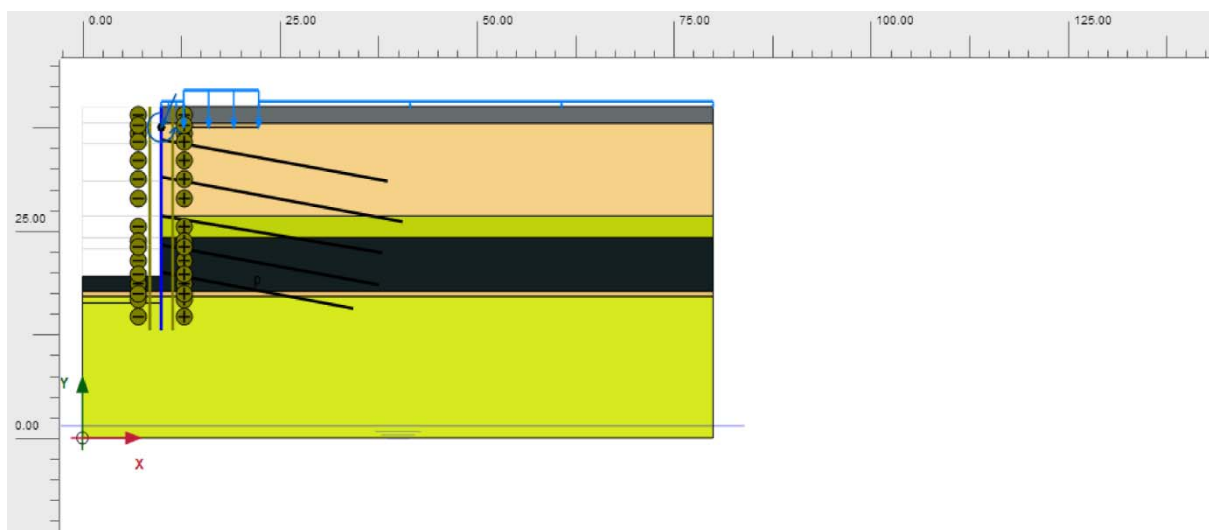


Fig IV .2 Modèle géométrique du projet

c)- **Les conditions aux limites** : avant débutée mon modèle j'ai procédé à des simulations préliminaires, pour fixée les dimensions du modèle, et pour choisir les limites.

Les conditions aux limites sont prises en compte en bloquant les déplacements horizontaux et verticaux du modèle en utilisant l'option par défaut (Standard Fixities).

**Les blocages :** les limites du domaine sont fixées, pour que les conditions aux limites n'aient pas d'influence sur le comportement du modèle.

- La limite horizontale inférieur comporte des blocages horizontaux et verticaux ( $u_x = u_y = 0$ ).
- La limite verticale comporte seulement des blocages horizontaux ( $u_x = 0$ )

#### IV 1.2.2 Modèle et paramètres de sol :

Les calculs ont été effectués avec les paramètres suivants :

Pour modéliser utilise le critère non linéaire de **Mohr-coulomb** due à sa simplicité et la disponibilité des paramètres dont on a besoin.

#### IV 1.2.3 Caractéristiques des matériaux :

##### a) Propriétés des couches de sols et des interfaces :

Les propriétés des couches de sols et des interfaces sont résumées dans le tableau IV.1 :

**Tableau. IV .1** Propriétés des couches de sols et des interfaces.

PARAMETRES	NOM	RX	QA	QS	QM	TS	TA	UNITE
Modèle du matériau	Model	M-C	M-C	M-C	M-C	M-C	M-C	-
Type de comportement du matériau	Type	Drainé	Drainé	Drainé	Drainé	Drainé	Drainé	-
Poids volumique déjaugé	$\gamma'$	10	10.5	10.5	10.5	11	11	kN/m3
Poids volumique de sol	$\gamma$	19	20.5	20.5	20.5	21	21	kN/m3
Module d'Young	Eref	15000	30000	50000	45000	10000	160000	kN/m2
Coefficient de Poisson	$\nu$	0,358	0,297	0,314	0,297	0,35	0,333	-
Cohésion	c <sub>ref</sub>	5	40	10	50	15	60	kN/m2
Angle de frottement	$\phi$	30	25	32.5	27.5	32.5	27.5	°
Angle de dilatance	$\Psi$	0	0	2.5	0	2.5	0	°
Résistance d'interface	R <sub>inter</sub>	0.630	0.643	0.624	0.634	0.624	0.634	-

##### b) Éléments structuraux :

- **Propriétés des Pieux :** on saisi les propriétés présentées dans le tableau IV.2.

Le pieu est modélisé par des éléments plaques (plates)

**Tableau. IV 2 :** Propriétés des Pieux jointifs

PARAMETRE	NOM	VALEUR	UNITE
Type de comportement	<i>Material type</i>	Elastique	-
Rigidité normale	<i>EA</i>	1.355*10 <sup>7</sup>	kN/m
Rigidité de flexion	<i>EI</i>	5.419*10 <sup>5</sup>	kNm2/m
Épaisseur équivalente	<i>d</i>	0.693	m
Poids	<i>w</i>	11.398	kN/m/m
Coefficient de Poisson	$\nu$	0,15	-

- **Béton projeté :** Pour la paroi, on saisi les propriétés présentées dans le tableau IV.3 en choisissant les matériaux de type poutre (*plate*), Mur de béton projeté de 10 cm d'épaisseur avec un treillis métallique renforcée, modélisée comme faisceau éléments.

**Tableau. IV.3** Propriétés mécaniques de Béton projeté

PARAMETRE	NOM	VALEUR	UNITE
Type de comportement	<i>Material type</i>	Elastique	-
Rigidité normale	<i>EA</i>	$8.2 \cdot 10^6$	kN/m
Rigidité de flexion	<i>EI</i>	$2.187 \cdot 10^4$	kNm <sup>2</sup> /m
Epaisseur équivalente	<i>d</i>	0.179	m
Poids	<i>w</i>	9.486	kN/m/m
Coefficient de Poisson	<i>v</i>	0,2	-

➤ **Ancrages (éléments noeud à noeud) :** Enfin, il est nécessaire de définir l'ancrage par ses propriétés de raideur : Les propriétés sont présentées sur le tableau IV.4:

La longueur des clous 1 est de 22 m, clous 2 est de 24 m, clous 3 est de 22.5 m, clous 4 est de 21 m, clous 5 est de 20 m.

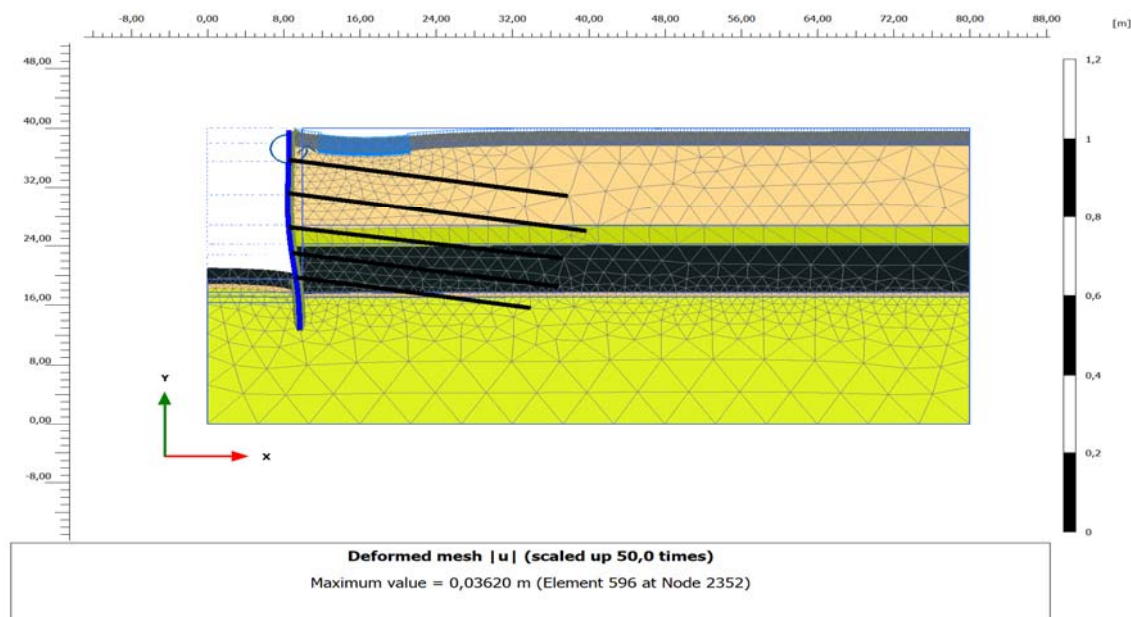
**Tableau. IV.4** Propriétés des clous (éléments noeud à noeud) :

PARAMETRE	NOM	VALEUR	UNITE
Type de comportement	<i>Material type</i>	Elastique	-
Rigidité normale	<i>EA</i>	$1,04 \cdot 10^4$	kN
Espacement	<i>Ls</i>	1.5	m

#### IV 1.2.4 Génération du maillage :

Le modèle se fait par des éléments à 15 nœuds. Le nombre d'éléments est de 1918 éléments et le nombre des nœuds est de 15810 nœuds.

Le maillage : j'ai commencé avec des maillages grossiers, On règle la finesse du maillage (*global Coarseness*) sur « *medium* », puis, on le raffine localement au niveau des éléments structuraux, comme indiqué sur la (figures IV .3). dans le quelle j'ai procède à Un raffinement local du maillage a été effectué dans les zones où de forts gradients risquent d'apparaître, c'est-à-dire, de manière à obtenir une bonne estimation des champs des contraintes et des déplacements.



**Fig IV .3** Maillage du projet

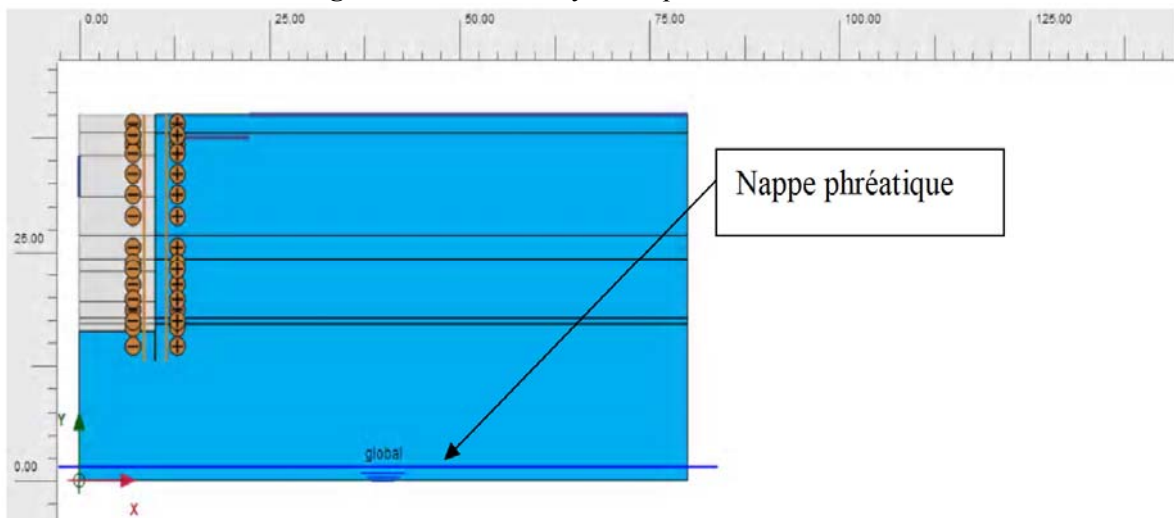
#### IV 1.2.5 Conditions initiales :

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles initiales ainsi que des contraintes initiales.

- a) **Conditions hydrauliques :** La position de la nappe phréatique est considérée profonde et n'a aucun effet sur l'ouvrage comme indiqué sur la (figures IV .4).

Le niveau de la nappe phréatique initiale est à  $-38.50\text{m}$  de la surface.

Fig IV .4 Conditions hydrauliques initiales



#### b) Contraintes initiales :

Pour le calcul des contraintes initiales, il faut désactiver les éléments de sol créés par défaut. On génère alors les contraintes initiales en prenant les valeurs de  $K_0$  par défaut. La valeur de  $K_0$  est proposée automatiquement d'après la formule de Jaky. On garde le poids du sol à 1, ce qui correspond à une application totale de la gravité.  $K_0=1-\sin\varphi$  (la formule de Jaky)

#### IV 1.2.6 Procédure de calculs :

Le calcul du modèle se fait définie en 13 phases dans l'ordre, passant par **06** phases d'excavations comme suit :

- **Phase 0 :** initiation des contraintes (procédure  $K_0$ ) ; on détermine les contraintes effectives initiales.
- **Phase 1 :** Construction du pieu forée + action de la surcharge.
- **Phase 2 :** terrassement jusqu'à  $Y=-4.5\text{m}$  : ne pas oublier de définir une nappe phréatique fictive pour les éléments à l'intérieur de la paroi pour permette d'annuler les pressions interstitielles dans ces éléments.
- **Phase 3 :** Mise en place de premiers clous jusqu'à  $Y=-4\text{ m}$  et injecté le béton projeté jusqu'à  $Y=-4.5\text{m}$ .
- **Phase 4 :** terrassement jusqu'à  $Y=-9\text{m}$ .
- **Phase 5 :** Mise en place de deuxièmes clous jusqu'à  $Y=-8.5\text{m}$  et injecté le béton projeté jusqu'à  $Y=-9\text{ m}$ .
- **Phase 6 :** terrassement jusqu'à  $Y=-13.2\text{m}$ .

- **Phase 7** : Mise en place de troisièmes clous jusqu'à Y=-12.7m et injecté le béton projeté jusqu'à Y=-13.2m.
- **Phase 8** : terrassement jusqu'à Y=-17.2m.
- **Phase 9** : Mise en place de quatrièmes clous jusqu'à Y=-16.7m et injecté le béton projeté jusqu'à Y=-17.2m.
- **Phase 10** : terrassement jusqu'à Y=-20.5m.
- **Phase 11** : Mise en place de cinquièmes clous jusqu'à Y=-20m et injecté le béton projeté jusqu'à Y=-20.5m.
- **Phase 12** : terrassement jusqu'à Y=-23.7m.
- **Phase 13**: Final projection jusqu'à Y=-23.7m.

## **IV 2 Les principaux résultats :**

### **a- L'effet de phasage de construction sur le comportement de la paroi pieu clouée :**

On s'intéressera à deux types de déformation : déformation de forme et déformation interne telle que :

1. Déformation de maillage.
2. Déformation des éléments structuraux indiquée par :
  - La courbe de déplacement.
  - La courbe Axial forces.
  - La courbe Forces de contrainte.
  - La courbe du moment.

Nous allons donner les résultats au niveau de lit de renfort N° 3 (phases 07) et au niveau de lit de renfort N° 5 (phases 11) seulement.

### **IV 2.1 Présentation et discussion des Résultats (Analyse Statique en 2D):**

#### **IV 2 .1.1 Résultats de la phase 7 :**

##### **a) Déformation de maillage :**

La déformation de maillage et des éléments structuraux sont représentés sur la (figures IV .5).

On note un déplacement total maximum de  $30.85 \cdot 10^{-3}$  m.

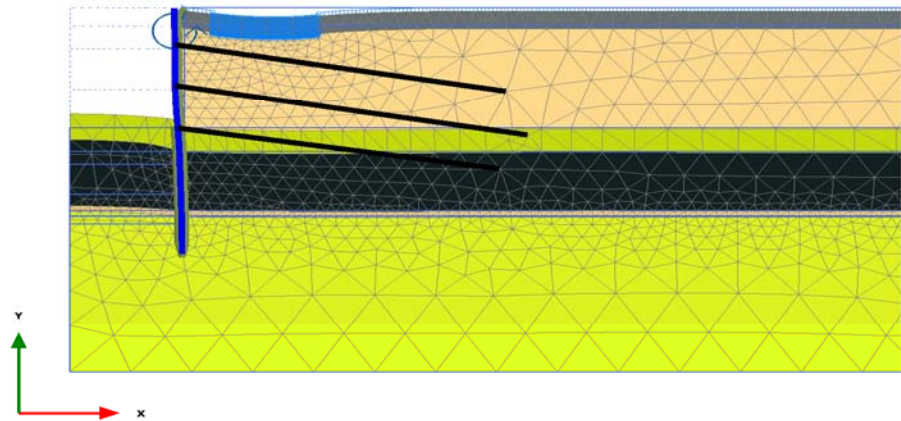
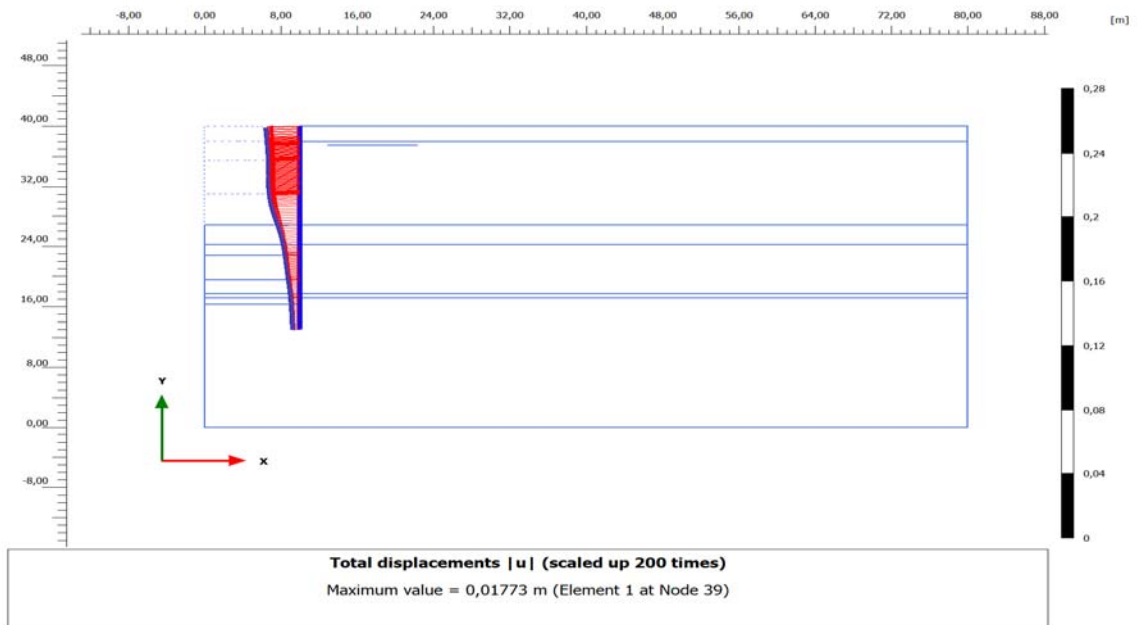


Fig IV .5 Phase 7 : déformation de maillage

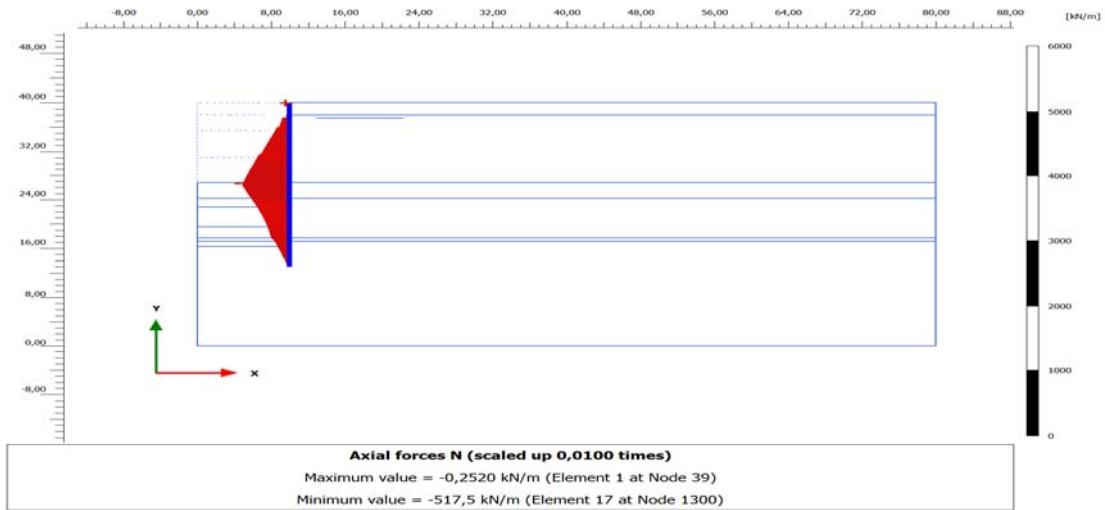
**b) paroi de pieux jointifs :**

- Le déplacement maximum est de  $17.73 \cdot 10^{-3}$  m (figures IV .6 a).
- Axial forces est de -0.2520 kN/m (figures IV .6 b).
- Forces de contrainte (Shear forces) =181.3 kn /m (figures IV .6 c).
- Le moment fléchissant maximum est de 138.6 kNm/m (figures IV .6 d).

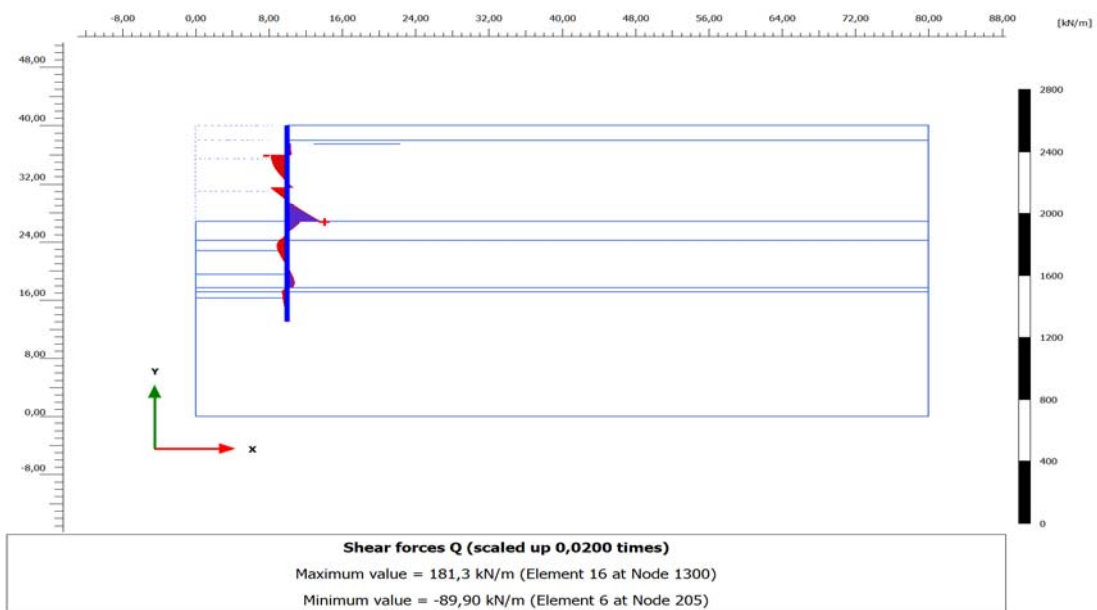


Totale déplacement ( $U_{tot}$ ) =  $17.73 \cdot 10^{-3}$  m  
a – Déplacements

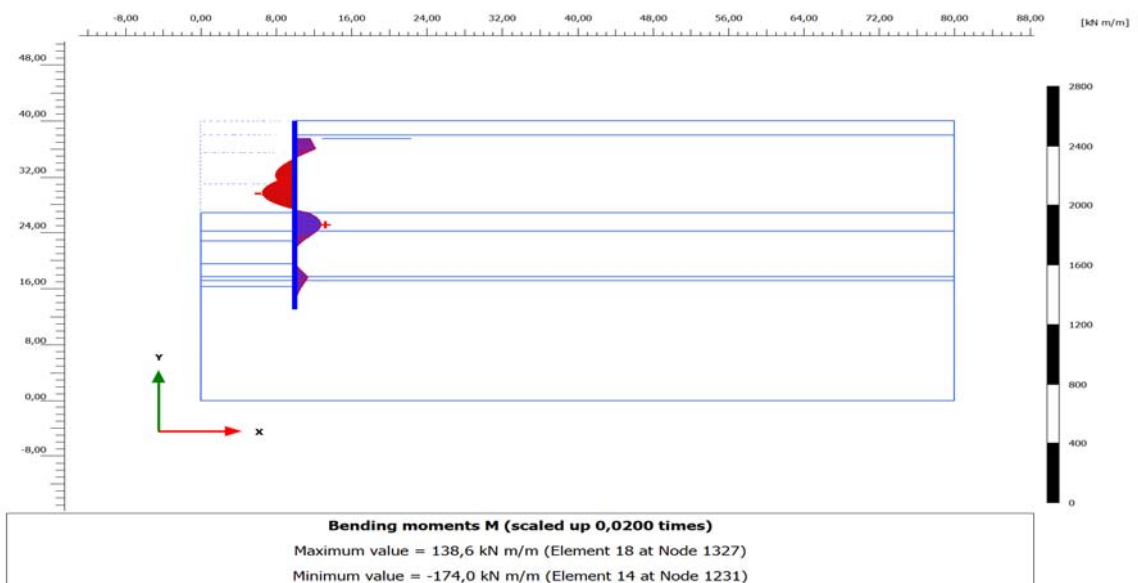




Axial forces =  $-0.25 \text{ kN/m}$   
**b – Efforts axial**



Forces de contrainte :  $= 181.3 \text{ kN/m}$   
**c – Efforts de contrainte.**



Le moment fléchissant maximum :  $= 12.74 \text{ kNm/m}$   
**d– Moments fléchissant.**

**Fig IV .6** Paroi pieux clouée : résultats de la phase 7.

**Les déplacements** : positifs au sommet, au ventre et la base de la paroi.

Ce champ de déplacement est provoqué par les forces de traction des clous pour les différents niveaux dans les couches de sol.

**Les moments** : positifs au ventre et négatifs au sommet et a la base de la paroi. est devenue plus considérable lorsque on rapproche du ventre de la paroi à cause des forces de la poussé des terre.

**Les efforts tranchant** : l'évolution de l'effort tranchant est du à la variation du moment l'application des force de clous sur la paroi. on remarque que les effort de cisaillement reste modéré pour ce modèle.

**Les forces axiales** : positives au ventre, au sommet et a la base de la paroi. est devenue plus considérable lorsque on rapproche du ventre de la paroi à cause des forces de la poussé des terre.

#### IV 2 .1.2 Résultats de la phase 11 :

##### a) Déformation de maillage :

On note un déplacement total maximum de  $36.20 \cdot 10^{-3}$  m.

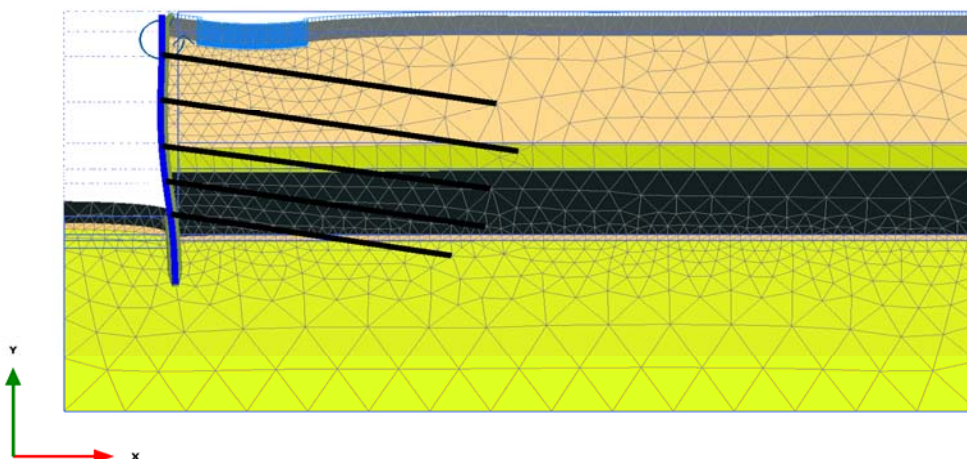
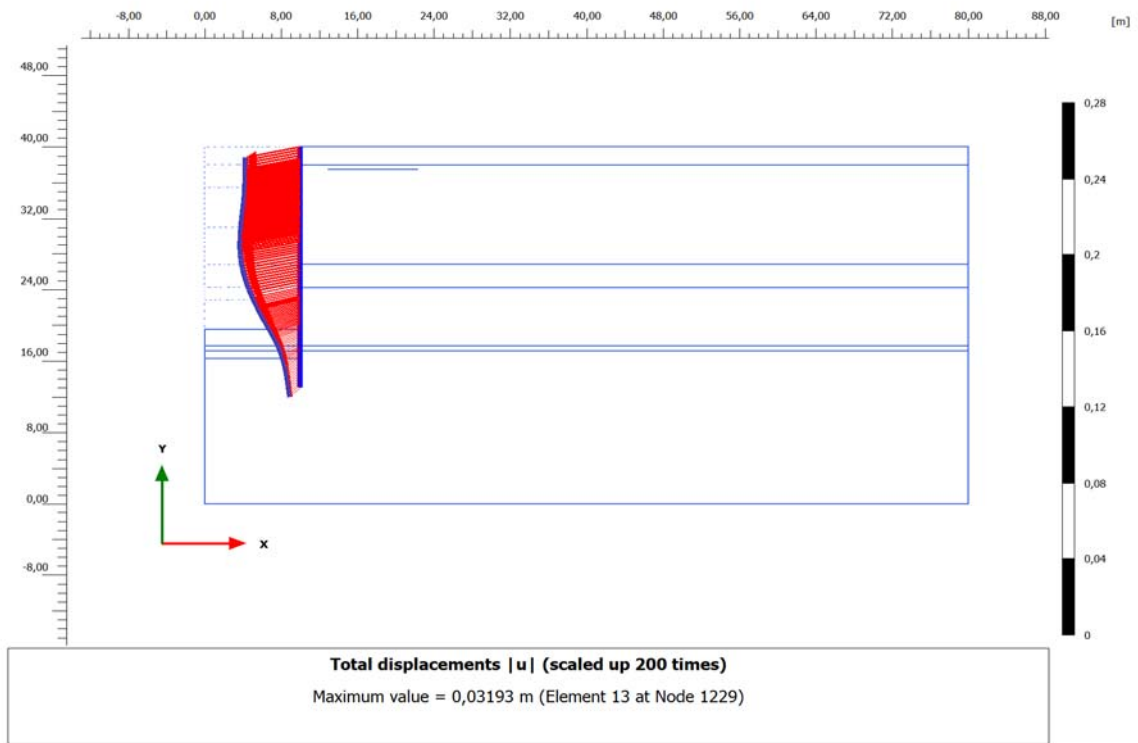


Fig IV .7 Phase 11 : déformation de maillage.

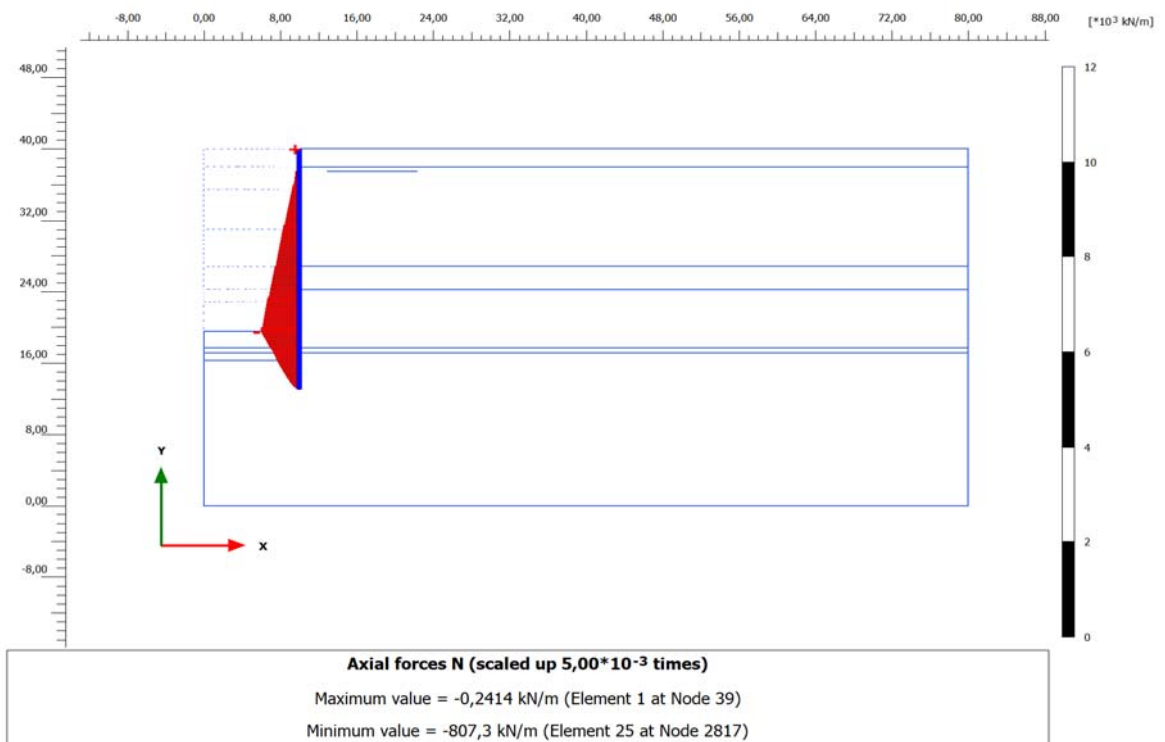
##### b) paroi de pieux jointifs :

- Le déplacement maximum est de  $31.93 \cdot 10^{-3}$  m (figures IV .8 a).
- Axial forces est de -0.24 kN/m (figures IV .8 a).
- Forces de contrainte est de 219.8kn /m (figures IV .8 a).
- Le moment fléchissant maximum est de 264.7 kNm/m (figures IV .8 a).

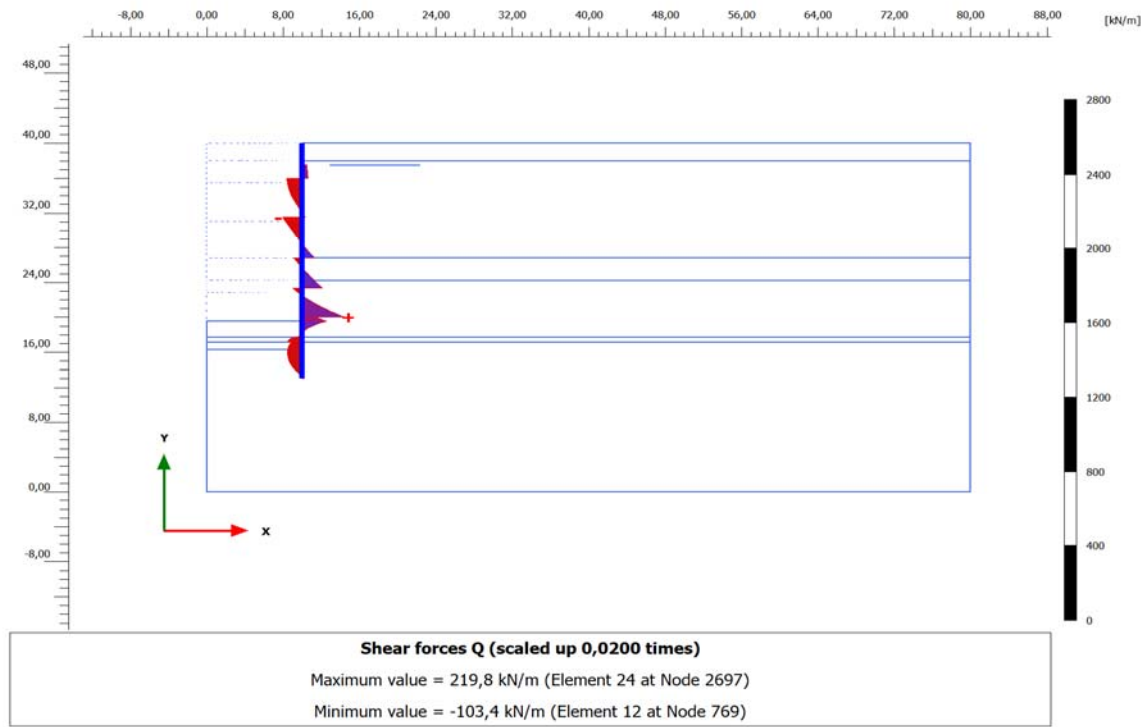
**Chapitre IV : Comportement de la paroi en pieux forés jointifs renforcée par des clous d'ancrages en 2D (Analyse Statique)**



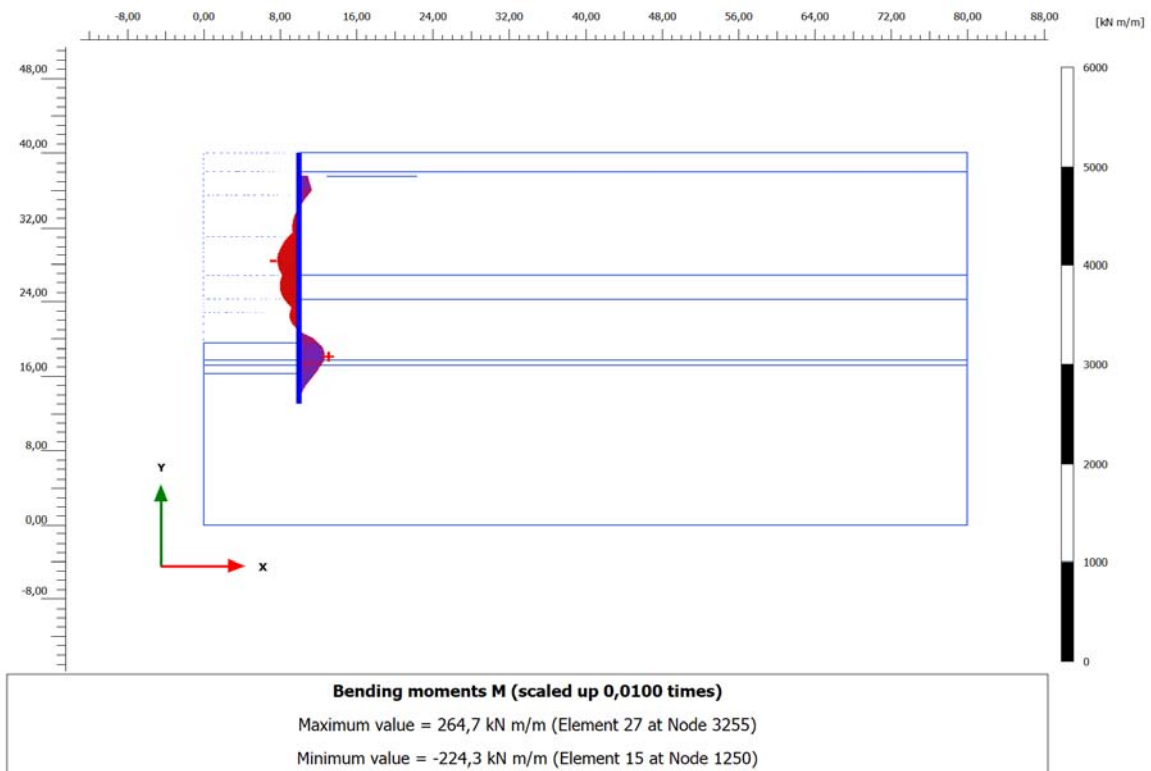
Totale déplacements ( $U_{tot}$ ) =  $31.93 \cdot 10^{-3}$  m  
**a – Déplacements**



Axial forces = -0.24kn/m  
**b – Efforts axial**



Forces de contrainte = 219.8 kn /m  
 c-Efforts de contrainte



Le moment fléchissant maximum est de 264.7 kNm/m  
 d – Moments fléchissant.

**Fig IV .8** Paroi pieux clouée : résultats de la phase 11.

**Les déplacements** : positifs au sommet et au ventre et la base de la paroi.

Ce champ de déplacement est provoqué par les forces de traction des clous pour les différents niveaux dans les couches de sol.

**Les moments** : positifs au ventre et négatifs au sommet et a la base de la paroi, deviennent plus considérable lorsque on s'approche du ventre de la paroi à cause des forces de la poussé des terres.

**Les efforts tranchants** : l'évolution de l'effort tranchant est dû à la variation du moment l'application des forces de clous sur la paroi. On remarque que les efforts de cisaillement restent modérés pour ce modèle.

**Les forces axiales** : positives au ventre, au sommet et a la base de la paroi. est devenue plus considérable lorsque on rapproche du ventre de la paroi à cause des forces de la poussé des terre.

**Remarque** : Ces résultats nous donnent l'idée d'augmenter les forces de clous au niveau du ventre de la paroi par rapport à celle du sommet.

#### IV .2.2 Comparaison entre les deux phases :

La comparaison entre les deux phases est résumée dans le tableau IV .5 suivant :

**Tableau IV .5** Résumé des résultats de deux phases 7 et 11 avec comparaison

		Phase 7	Phase 11	Comparaison
<b>Maillage</b>	Déplacement (m)	$30.85 \cdot 10^{-3}$	$36.20 \cdot 10^{-3}$	Augmentation dans la zone situer entre le sol et ouvrage, à cause des fouilles et de l'interaction entre le sol et la paroi clouée.
<b>Parois en pieux Jointifs</b>	Déplacement Max (m)	$17.73 \cdot 10^{-3}$	$31.93 \cdot 10^{-3}$	Augmentation, à cause des fouilles et de pression des terres latérales.
	Forces Axial (kN/m)	-0.2520	-0.24	
	Forces de contrainte (kn/m)	181.3	219.8	
	Moment (kNm/m)	138.6	264.7	
<b>Clous d'ancrages</b>	Forces (kn/m)	440	500	Augmentation, à cause des fouilles et de pression des terres latérales.

#### IV .3 Conclusion :

Les résultats obtenus par la comparaison entre les deux phases ont montré que :

- Le fond de fouille se soulève sous l'action de la pression des terres latérales, la paroi se déplace latéralement vers la fouille.
- D'après les résultats de calculs et les courbes présentées, l'état de contraintes du modèle changé sous l'effet des fouilles et de l'interaction entre les ouvrages.
- Le déplacement du sol dans la direction prévisible (vers la fouille), déplacement plus grand quand on se rapproche du parement.

- La profondeur à laquelle le déplacement latéral maximum se produit augmente avec la profondeur de l'excavation. Ces résultats se concordent énormément avec les résultats de la littérature Shafiee.S, (1986). Ho et Smith. (1993).
- La comparaison entre les deux phases montre que ce modèle constitue effectivement une approximation raisonnable du comportement réel des structures.
- D'après les résultats de calculs, l'état de contraintes du modèle change sous l'effet des fouilles et de l'interaction entre les ouvrages.

**Chapitre V : Comportement de la  
paroi en pieux forés jointifs renforcée  
par des tirants d'ancrages en 3D  
(Analyse Statique)**

## **Chapitre V: Comportement de la paroi en pieux forés jointifs renforcée par des tirants d'ancrages en 3D (Analyse Statique)**

### **V.1 Introduction :**

Le renforcement des sols regroupe un ensemble de techniques afin d'améliorer ses propriétés mécaniques ou physiques, par la mise en place d'inclusions travaillant à la traction, à la compression ou à la flexion. Parmi ces techniques on trouve le clouage, les tirants d'ancrages, micro pieux, pieux forée, colonnes ballastées).

Le présent travail s'intéresse à la sensibilité des déformations des parois de pieux forés jointifs renforcée par des tirants d'ancrages associés aux modèles de comportement du sol. L'analyse est faite sur la station de métro d'Alger Ligne 1, Extension C – Hai el Badr – Aïn-Naadja (station Ain-Naadja). Les résultats obtenus par une simulation numérique en 3D, déformations au niveau des pieux ou des déplacements, ainsi que les efforts d'extensions au niveau des tirants sont comparés aux mesures in situ prise dans des points bien particuliers que ce soit au niveau des tirants ou par des inclinomètres au niveau des pieux.

L'étude est effectuée à l'aide d'une modélisation numérique tridimensionnelle par différence finies avec le code Flac 3D,

L'ouvrage de la station sera construit dans une fouille ouverte. L'enceinte des zones profondes de la station sera exécutée sous forme d'un écran étanche en pieux forés constituant un soutènement à base de pieux jointifs ou sécants. Les ancrages agissent dans les massifs de sol, une fois installés ils contribuent à améliorer la stabilité globale du versant. Ils transmettent les efforts auxquels ils sont soumis au terrain qui, pour sa part, fournit la résistance nécessaire pour la réaction à l'équilibre.

De nombreuses études et travaux ont été menées sur les parois à grande hauteur comme dans différents pays tel que :

- Les travaux de la Ligne 2 du Métro du Caire, (1993), de 11 stations de métro constituées de parois moulées de 1,2 m d'épaisseur, terrassées sur près de 25 m de hauteur. Les analyses ont été effectuées en utilisant deux méthodes, la méthode dite aux coefficients de réaction, traditionnellement utilisée pour les calculs de dimensionnement, et la méthode aux éléments finis.
- Paroi berlinoise tirantée à Monaco Chantier îlot Rainier III pieux existants 800mm tous les 2,5 m, renforcée par 7 niveaux de tirants 20.5 m de hauteur (2011), Les analyses ont été effectuées par TARLREN 4 v2.0.3.
- La construction du terminus Ouest de la ligne D du métro de Lyon a été réalisée en tranchée couverte à l'abri de parois moulées boutonnées de 10.5 m de hauteur. (2003), les modélisations numériques ont été effectuées en utilisant le code FLAC2D.



• L'excavation du TNEC (TAIPEI NATIONAL ENTERPRISE CENTER) A TAIWAN a été réalisée en utilisant la méthode de construction « top-down », dans laquelle le mur tient grâce à des dalles en béton de 150 mm d'épaisseur. Une paroi moulée de 0,9 m d'épaisseur et de 35 m de profondeur a été mise en œuvre pour soutenir l'excavation. L'étude est faite en éléments finis (2009).

Parmi les problèmes parus à ce jour, elles se concentrent sur l'élaboration de modèles plus réalistes d'interaction sol-structure (ISS), dans le domaine des ouvrages en sol renforcé (généralement ceux utilisés en soutènement), la modélisation numérique permet non seulement d'améliorer la conception des ouvrages, mais aussi de pouvoir apprécier l'ampleur des éventuelles déformations ou encore les modes de ruine potentiels de celle-ci.

### **V. 1.1 Présentation de l'ouvrage :**

La ligne de métro sera prolongée sur une distance de 3,6 km, à partir de la station Hai El Badr en direction d'Ain Naadja. Le tronçon comporte deux stations souterraines et une station en surface. Ce tronçon sera désigné "Extension C". La Station comprend plusieurs niveaux sous-quais, quai, hall inférieur, hall intermédiaire et hall supérieur central et de quatre (04) accès. L'enceinte de la fouille sera réalisée en parois de pieux forés jointifs, et l'enceinte de la fouille est ancrée avec des tirants d'ancrage. En ce qui concerne la méthodologie de construction, la station est réalisée en deux zones différentes. La première est les zones d'accès, conçue à l'aide d'une paroi berlinoise. La seconde est le puits principal, dont la configuration sur plan est du type parallélépipédique, avec une longueur de 116m, une largeur variante entre 18m et 22 m et une profondeur moyenne de 23m (maximale d'excavation de 24m). Elle est construite à ciel ouvert à l'aide d'un soutènement périphérique.

La station Ain Naadja 2 est située à une profondeur de 20 m sous le niveau du terrain actuel.

La station a une longueur de 113 m et une largeur de 16,40 m dans la profondeur des quais.

Ce diamètre sera en règle générale de 0,8 m et l'entraxe des différents pieux forés sera de 1,0 mètre. Selon les conditions sur place, on procèdera soit à un talutage au-dessus du soutènement de fouille soit on mettra en place un coffrage de pieux forés. Les zones des escaliers et des étages supérieurs de la station seront entourées d'un coffrage de pieux forés avec des éléments de remplissage en bois. Là aussi, on procèdera à un ancrage de consolidation. Le projet, sera modélisé par un modèle géométrique plan (3D) de  $x=80$  m de largeur sur  $y=40$  m de profondeur et  $z=10$  m. Ce modèle est présenté sur la (figure V.1).

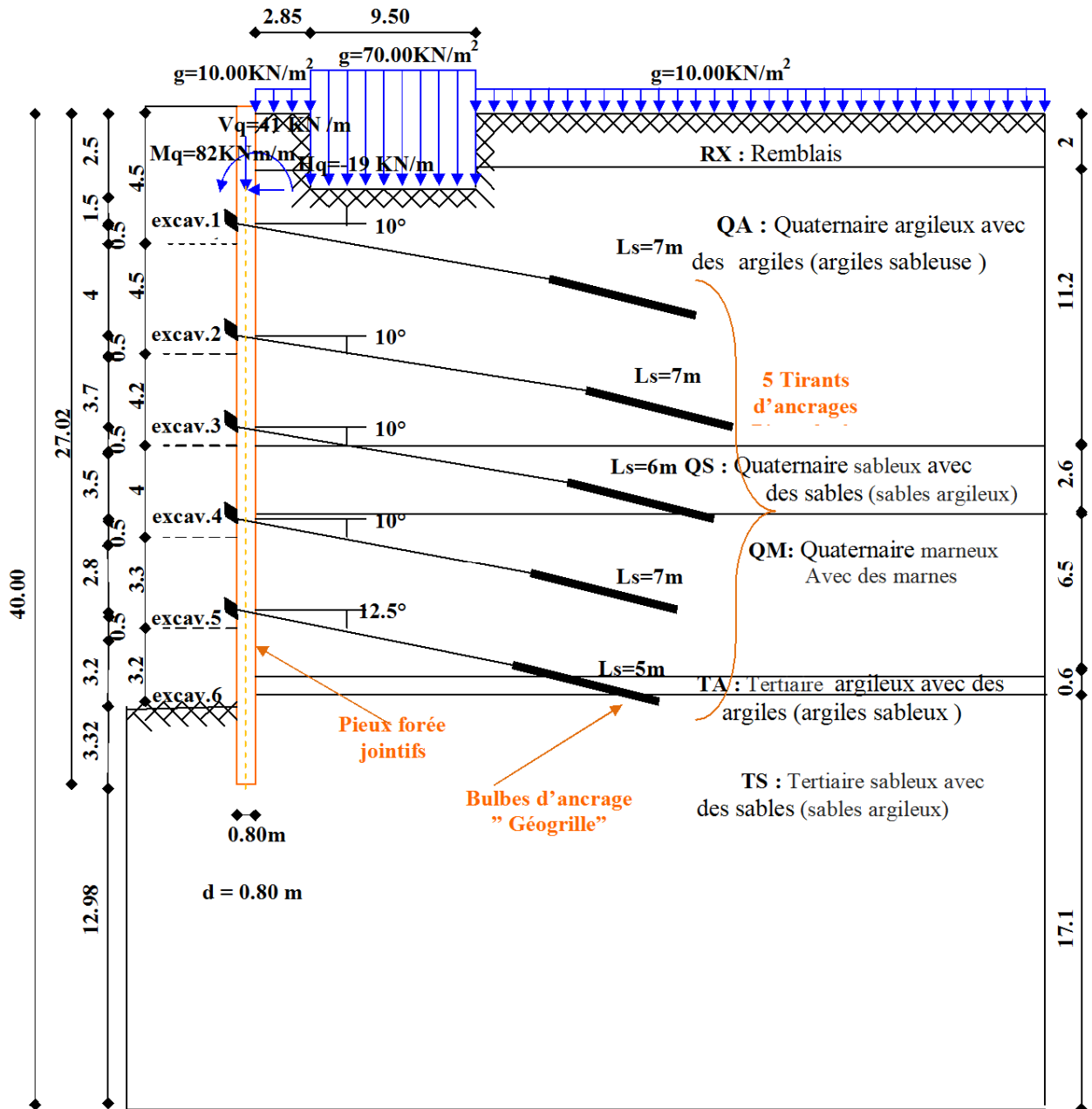


Fig V.1 : Vue en coupe du projet et de l'excavation

### V.1.2 Données géologiques et géotechniques :

L'ensemble lithologique est réduit à deux unités, le quaternaire et en dessous le tertiaire. Ces deux couches se superposent plus ou moins horizontalement. L'unité supérieure (quaternaire) se compose des sédiments argileux et cohésifs ; par endroits avec des épaisseurs considérables. L'unité au-dessous le quaternaire est une composition des dépôts récents et des argiles sableux ou limoneux et des sables limoneux. L'unité la plus profonde de la quaternaire constitue des marnes grises, légèrement sableux, avec des minces couches de grès intercalées sont présentés dans le (Figure V.2), L'unité inférieure (tertiaire) est Molasse, en moyenne bien consolidée, qui se caractérise par un mélange des couches sableux, limoneux et argileux, de même avec des minces couches de grès intercalées les caractéristiques géotechniques des couches sont présentés dans le tableau V.1.

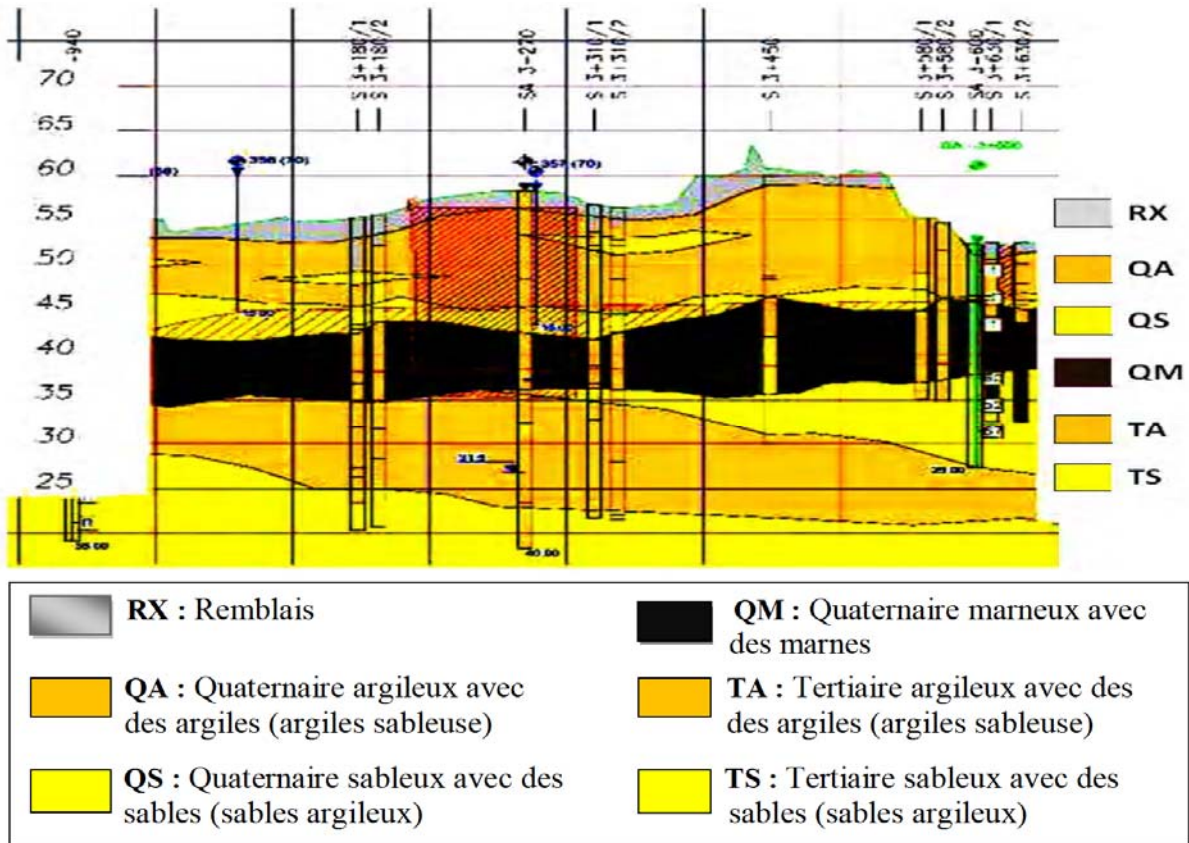


Fig V.2 : Coupe géologique longitudinale - Ain Naadja 2 : km3+188 à km3+304 (d'après les documents du projet)

Tableau V.1 : Propriétés des couches de sols et des interfaces

PARAMETRES	RX	QA	QS	QM	TS	TA	Unité
Modèle du matériau	M-C	M-C	M-C	M-C	M-C	M-C	-
Poids volumique du sol	19	20.5	20.5	20.5	21	21	kN/m <sup>3</sup>
Poids volumique déjaugé	10	10.5	10.5	10.5	11	11	kN/m <sup>3</sup>
Module d'Young	15e <sup>3</sup>	30e <sup>3</sup>	50e <sup>3</sup>	45e <sup>3</sup>	100e <sup>3</sup>	160e <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>
Coefficient de Poisson	0,358	0,297	0,314	0,297	0,35	0,333	kN/m <sup>2</sup>
Cohésion	5	40	10	50	15	60	-
Angle de Frottement	30	25	32.5	27.5	32.5	27.5	°
Profondeur	2	11.2	2.6	6.5	0.6	17.1	m

### V.1.3 Dispositif expérimental :

Les dispositifs de mesure qui ont été installés sont positionnés suivant un dispositif bien étudié et sont représentés dans la figure V.3.

- Inclinomètre : - dans le pieu foré jusqu'à 2,5 m sous le bord inférieur de la cloison de pieux.
  - mesures manuelles avec levé géodésique du point de la tête.
- Déformation horizontale de l'écran de soutènement, longitudinalement et transversalement
- Extensomètres : à multipoints jusqu'à 2,5 m sous le bord inférieur de la cloison de pieux
  - derrière l'écran de soutènement, distance en fonction de la topographie
  - mesures manuelles avec levé géodésique du point de la tête
  - déformation verticale du sol derrière l'écran de soutènement.

- Points de mesure géodésique : sur la tête de soutènement, sur le point de la tête des inclinomètres, le point de la tête des extensomètres.

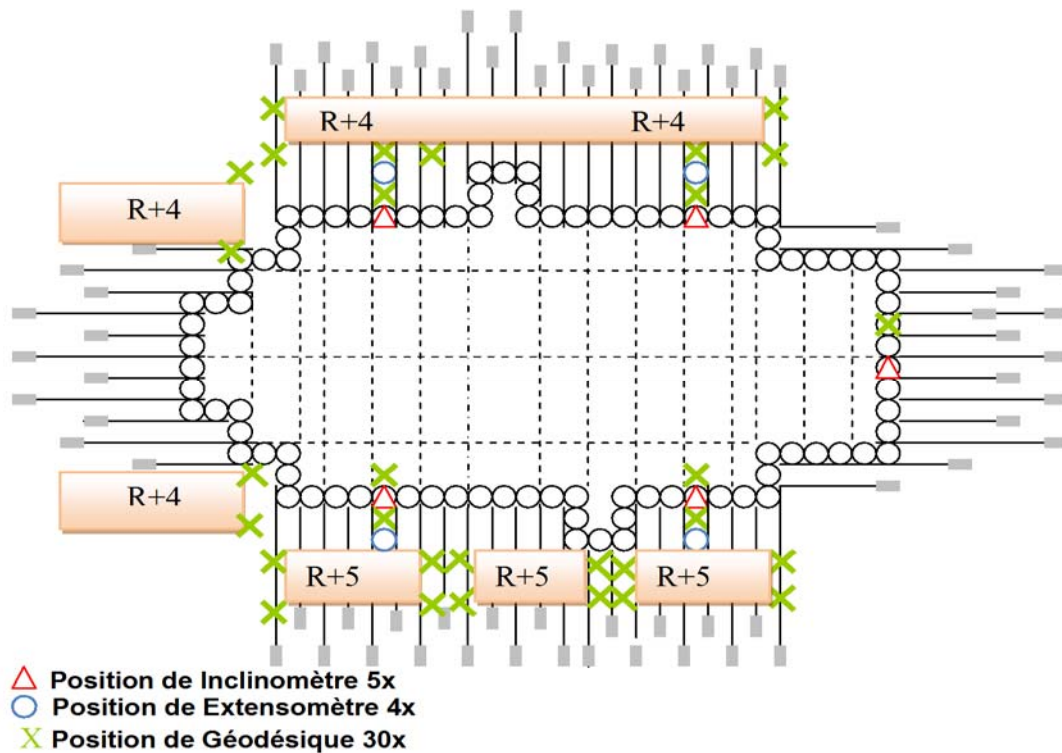


Fig. V.3 : Vue en plan de la station d'Ain Naadja (02)

#### V.1.4 Déroulement des travaux :

Après l'exécution des pieux forés il ya un premier terrassement à 4,5 m. Le premier niveau des tirants d'ancrage a été mis en place à 4,00 m sous le sommet de la paroi.et injection le béton projeté à  $z=4.5m$ .

Le terrassement est alors poursuivi par étapes jusqu'à 23,7 m de profondeur. Ensuite répétition de l'excavation et exécution des tirants successivement jusqu'à arriver au fond de fouille. Enfin la projection finale jusqu'à  $Z=23.7m$ .

#### V.1.5. Résultats de l'auscultation :

##### V.1.5.1 Comportement des parois :

L'évolution de la déformée des parois avec la progression de l'excavation et l'exécution des pieux forés et la pose des tirants d'ancrage est présentée sur la figure V.4.

Au cours de la réalisation de l'ouvrage, on observe de forts déplacements maximaux dans les pieux avant le terrassement final : 18 mm pour le premier terrassement de 4.5 m et 12 mm pour le deuxième terrassement à 9 m. le dernier terrassement à 23.7 m de profondeur est marqué par un déplacement relativement important de 15 mm. Les valeurs des déplacements demeurant presque constants pour  $23.7m > Z > 17.2m$ .

Le déplacement maximal observé dans les pieux mesurés est égal à 18mm.

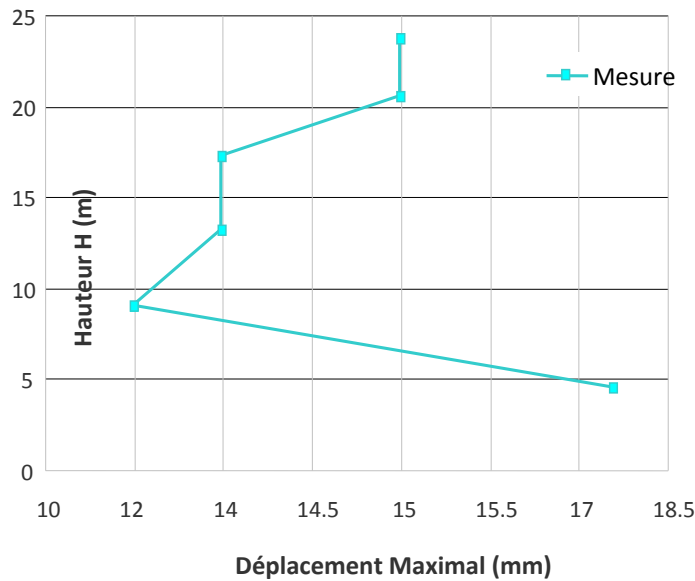


Fig V.4 : Evolution des déplacements maximaux mesurés dans les pieux

#### V.1.5.2 Efforts mobilisés dans les tirants :

La figure V.5 montre l'évolution des efforts dans les tirants d'ancrages supérieurs et inférieurs avec la progression des terrassements. Il apparaît que les efforts sont assez mal répartis entre les deux niveaux d'étaie, les tirants d'ancrages inférieurs étant relativement peu sollicités.

Les valeurs de la traction augmentent avec augmentation de la profondeur.

La valeur de la traction maximale observée dans les tirants est égale à 376.4 KN. Les valeurs de la traction maximale observée dans les derniers lits de tirants, puis diminuent dans les premiers lits de tirants. D'après cette observation, il peut être déduit qu'à partir d'une certaine valeur la profondeur pour  $Z= 9.0$  m, la valeur de la traction diminue. Cela peut être expliqué par l'augmentation de la résistance développée par le sol elle-même en fonction de la quantité de sol en contact avec la paroi tirantée et sous l'effet des fouilles et de l'interaction entre les ouvrages.

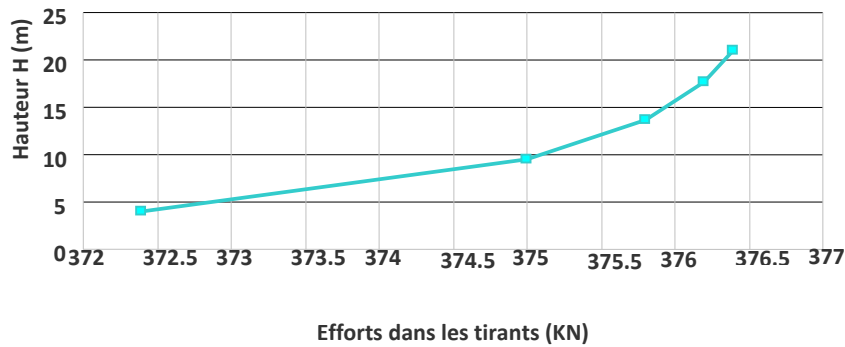


Fig V.5 : Evolution des efforts dans les tirants en fonction de progression de terrassements

## V.2. Modélisation numérique :

### a) Les conditions aux limites :

L'initialisation des conditions initiales dans Flac se fait en deux étapes :

- L'initialisation des contraintes initiales.
- L'initialisation des pressions interstitielles.

Les limites du domaine sont fixées, pour que les conditions aux limites n'aient pas d'influence sur le comportement du modèle.

- La limite horizontale inférieure comporte des blocages horizontaux et verticaux ( $u_x = u_y = 0$ ).
- La limite verticale comporte seulement des blocages horizontaux ( $u_x = 0$ ).

Pour des modèles avec des géométries compliquées, il est préférable de laisser le modèle s'équilibrer par la pesanteur, les contraintes initiales sont générées automatiquement.

Les pressions interstitielles initiales sont générées avec l'une des deux commandes INI pp ou WATER table, et cela après introduction des différentes densités au dessous et au dessus de la nappe phréatique (Figure V.6).

b) Conditions hydrauliques : La position de la nappe phréatique est considérée profonde et n'a aucun effet sur l'ouvrage, Le niveau de la nappe phréatique initiale est à  $-38.50\text{m}$  de la surface.

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles initiales.

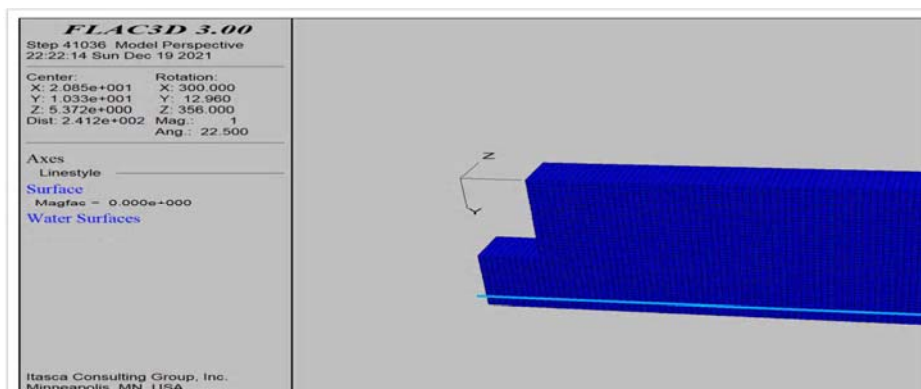


Fig V.6 : Le niveau de Water Table Flac 3D

### V 2.1 Le modèle de comportement du sol :

Le modèle de comportement du sol adopté est le modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb caractérisé par les paramètres cités dans le tableau V.2.

Le logiciel Flac adopte le module volumique K et le module de cisaillement G comme propriétés élastique des géomatériaux, ces derniers sont liés aux modules de Young E et au coefficient de poisson  $\nu$  par les relations :

- Le module de cisaillement G : 
$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (V.1)$$

- Le module de compressibilité K : 
$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (V.2)$$

-Le module oedométrique  $E_{oed}$  : 
$$E_{oed} = \frac{E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \quad (V.3)$$

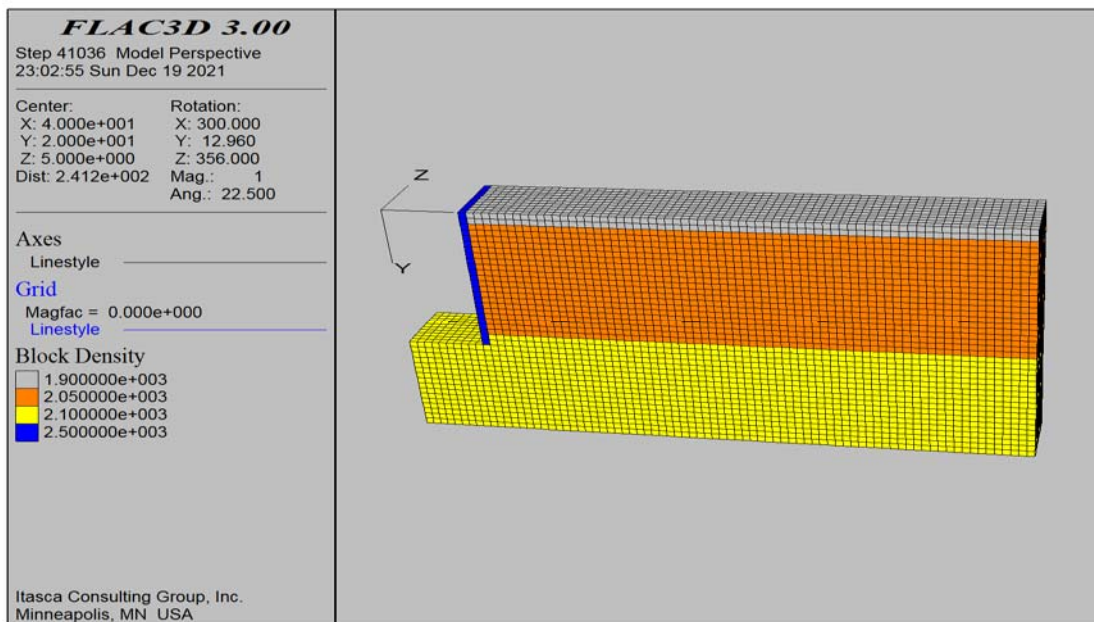


Fig V.7 : La lithologie des coches Flac 3D

#### a) Éléments structuraux :

- **Propriétés des Pieux :** on saisi les propriétés présentées dans le tableau IV.2.

Les éléments structurels de pieu sont des éléments droits à deux nœuds, avec six degrés de liberté par nœud. La matrice de rigidité des éléments structurels de pieu est identique à celui des éléments structurels d'une poutre ; en ce sens, les pieux offrent la possibilité de combiner les caractéristiques des poutres et des câbles.

Tableau. V 2 : Propriétés des Pieux jointifs

PARAMETRE	NOM	VALEUR	UNITE
Type de comportement	<i>Material type</i>	Elastique	-
Rigidité normale	<i>EA</i>	1.355*10 <sup>7</sup>	kN/m
Rigidité de flexion	<i>EI</i>	5.419*10 <sup>5</sup>	kNm <sup>2</sup> /m
Epaisseur équivalente	<i>d</i>	0.693	m
Poids	<i>w</i>	11.398	kN/m/m
Coefficient de Poisson	<i>ν</i>	0,15	-

➤ **Ancrages** : Enfin, il est nécessaire de définir l'ancrage par ses Propriétés de raideur :

Les propriétés sont présentées sur le tableau V. 3 :

Les éléments structurels câbles sont des éléments finis droites à deux nœuds, avec un degré de liberté de translation d'orientation axiale par nœud. Chaque élément câble peut céder en traction ou en compression, mais ne peut résister à un moment de flexion (clou, tirant à ancrage réparti ou ponctuel pouvant être précontraint).

**Tableau. V. 3 : Propriétés des ancrages.**

PARAMETRE	NOM	VALEUR	UNITE
Type de comportement	<i>Material type</i>	Elastique	-
Rigidité normale	<i>EA</i>	$1,04.10^4$	kN
Espacement	<i>Ls</i>	4.5	m
Précontrainte de tirant 1	<i>F</i>	510	kN/m
Précontrainte de tirant 2	<i>F</i>	510	kN/m
Espacement	<i>Ls</i>	4.2	M
Précontrainte de tirant 2	<i>F</i>	510	kN/m
Précontrainte de tirant 3	<i>F</i>	440	kN/m
Espacement	<i>Ls</i>	4	M
Précontrainte de tirant 3	<i>F</i>	440	kN/m
Précontrainte de tirant 4	<i>F</i>	520	kN/m
Espacement	<i>Ls</i>	3.3	M
Précontrainte de tirant 4	<i>F</i>	520	kN/m
Précontrainte de tirant 5	<i>F</i>	500	kN/m

**Tableau. V.4 : Propriétés des Bulbes d'ancrage "Geogridle"**

PARAMETRE	NOM	VALEUR	UNITE
Type de comportement	<i>Material type</i>	Elastique	-
Rigidité normale	<i>EA</i>	$9.360.10^4$	kN

➤ **L'interface sol/ pieux jointifs** :

Dans notre étude l'écran est rigide, et connecté au sol via des éléments d'interface ayant un comportement de type Mohr-Coulomb (figure V.8). L'interface est caractérisée par un angle de frottement  $\delta$ , une cohésion nulle, une rigidité normale  $K_n$ , et une rigidité de cisaillement  $K_s$ .

Tableau V.5: Caractéristiques de l'interface sol/ pieux jointifs.

Paramètres	
Modèle de comportement	Mohr-Coulomb
Angle de frottement (°)	21.7
Rigidité normale (Pa/m)	$10^8$
Rigidité de cisaillement (Pa/m)	$10^8$



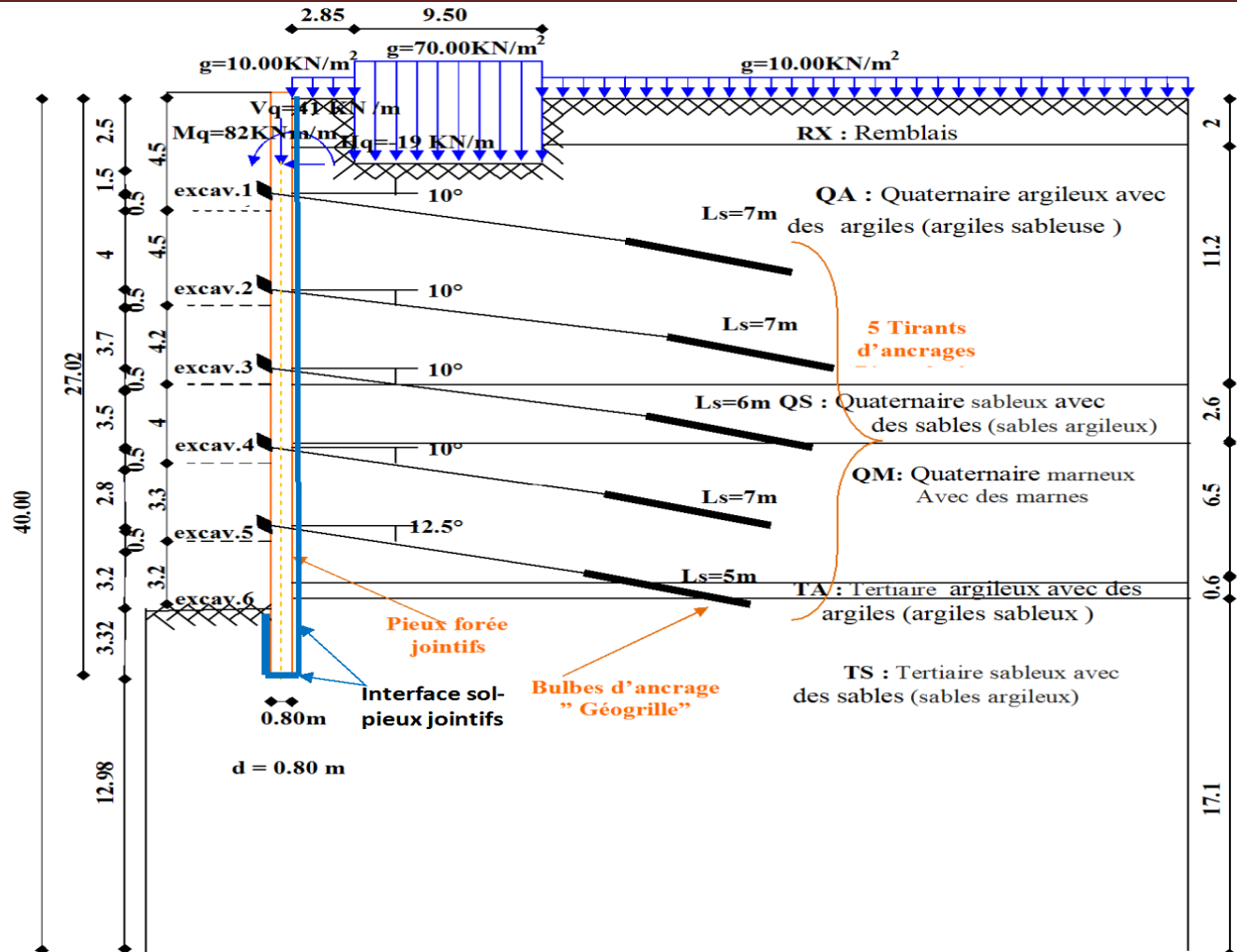
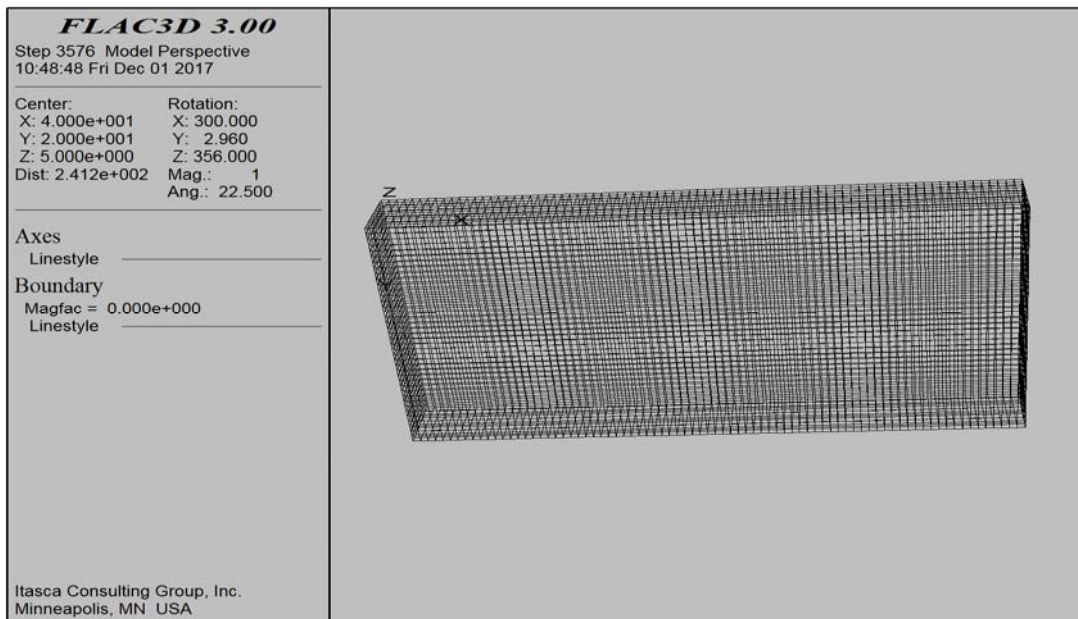


Fig V.8 : l'interface sol/ pieux jointifs.

### V 2.1.1 La génération du maillage :

La génération du maillage dans FLAC3D implique de raccorder l'ensemble des formes de maillage de la connectivité spécifique (appelées primitives) pour former un modèle complet selon la géométrie désirée. Plusieurs types de primitives sont disponibles, et celles-ci peuvent être reliées pour créer des géométries tridimensionnelles complexes. Le maillage est généré avec la commande GENERATE zone.

Pour le modèle du Station ain naadja 2, la génération des zones est faite avec des primitives de forme « briques », celles-ci sont assemblées pour former les différentes couches de sol. Le maillage a été resserré dans les zones où est attendue une concentration des contraintes, ou l'on a augmenté progressivement la taille des zones vers l'extérieur. Le modèle contient 32000 zones, et 36531 noeuds (Figure V.9).



**Fig V.9 : Maillage avec Flac 3D**

**V 2.1.2 Procédure de calculs :** le calcul du modèle se fait défini en 13 phases dans l'ordre, passant par **06** phases d'excavations sont résumées dans le tableau V.5

**Tableau. V.6 : Procédure de calculs (les phases)**

Les phases	Le model de chaque phase
<p><b>Phase 0 :</b> initiation des contraintes (procédure K0) ; on détermine les contraintes effectives Initiales.</p>	
<p><b>Phase 1 :</b> construction du pieu forée + action de la surcharge.</p>	

**Chapitre V : Comportement de la paroi en pieux forés jointifs renforcée par des tirants d'ancrages en 3D (Analyse Statique)**

**Phase 2 :**  
 terrassement  
 jusqu'à Y=4.5m :  
 ne pas oublier de  
 définir une nappe  
 phréatique fictive  
 pour les éléments  
 à l'intérieur de la  
 paroi pour  
 permette d'annuler  
 les pressions  
 interstitielles.

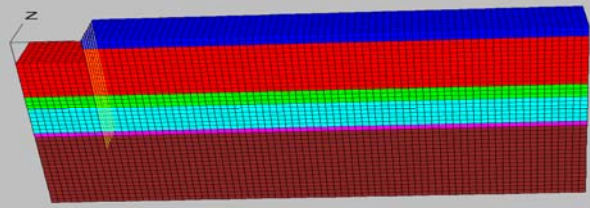
**FLAC3D 3.00**  
 Step 4610 Model Perspective  
 10:47:14 Fri Jan 19 2018

Center: X: 4.000e+001 Y: 2.000e+001 Z: 5.000e+000  
 Rotation: X: 300.000 Y: 2.960 Z: 356.000  
 Dist: 2.412e+002 Mag.: 1 Ang.: 22.500

Block Group  
 soil1  
 soil2  
 soil3  
 soil4  
 soil5  
 soil6

SFL Geometry  
 Magfac = 0.000e+000

Itasca Consulting Group, Inc.  
 Minneapolis, MN USA



**Phase 3 :** Mise en  
 place de premier  
 lit de tirant (1 à 7)  
 jusqu'à Y=4 m et  
 injecté le béton  
 projeté jusqu'à  
 Y=4.5m.

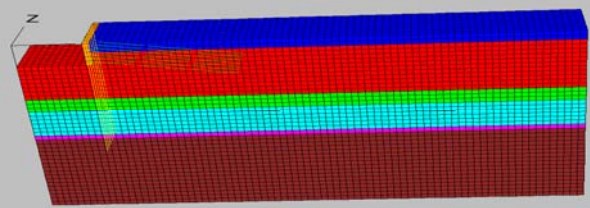
**FLAC3D 3.00**  
 Step 10398 Model Perspective  
 11:02:45 Fri Jan 19 2018

Center: X: 4.000e+001 Y: 2.000e+001 Z: 5.000e+000  
 Rotation: X: 300.000 Y: 2.960 Z: 356.000  
 Dist: 2.412e+002 Mag.: 1 Ang.: 22.500

Block Group  
 soil1  
 soil2  
 soil3  
 soil4  
 soil5  
 soil6  
 wall

SFL Geometry  
 Magfac = 0.000e+000

Itasca Consulting Group, Inc.  
 Minneapolis, MN USA



**Phase 4 :**  
 terrassement  
 jusqu'à Y=9m.

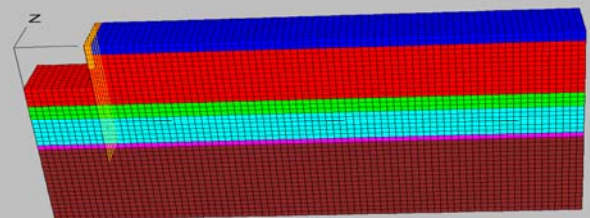
**FLAC3D 3.00**  
 Step 11398 Model Perspective  
 11:15:33 Fri Jan 19 2018

Center: X: 4.000e+001 Y: 2.000e+001 Z: 5.000e+000  
 Rotation: X: 300.000 Y: 2.960 Z: 356.000  
 Dist: 2.412e+002 Mag.: 1 Ang.: 22.500

Block Group  
 soil1  
 soil2  
 soil3  
 soil4  
 soil5  
 soil6  
 wall

SFL Geometry  
 Magfac = 0.000e+000

Itasca Consulting Group, Inc.  
 Minneapolis, MN USA



**Phase 5 :** Mise en  
 place de deuxième  
 lit de tirant (8 à  
 14) jusqu'à Y=8.5  
 m et injecté le  
 béton projeté  
 jusqu'à Y=9m.

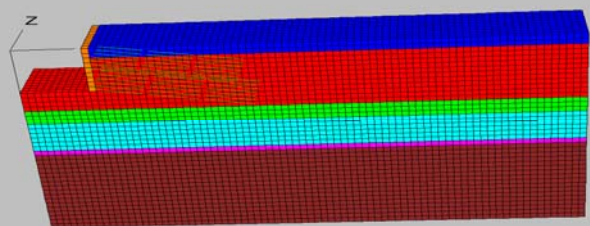
**FLAC3D 3.00**  
 Step 16057 Model Perspective  
 11:20:36 Fri Jan 19 2018

Center: X: 4.000e+001 Y: 2.000e+001 Z: 5.000e+000  
 Rotation: X: 300.000 Y: 2.960 Z: 356.000  
 Dist: 2.412e+002 Mag.: 1 Ang.: 22.500

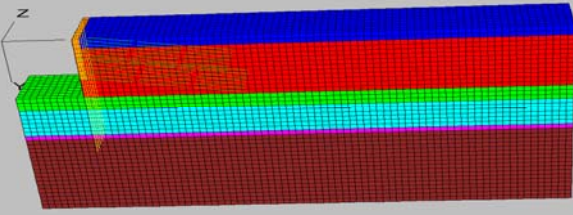
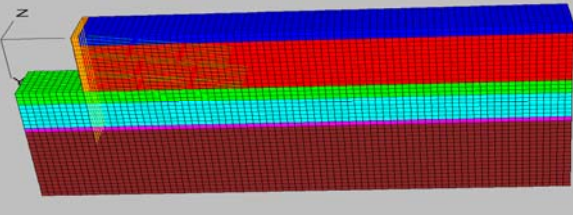
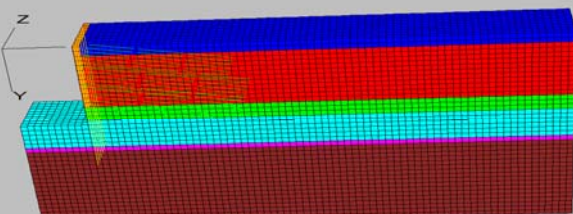
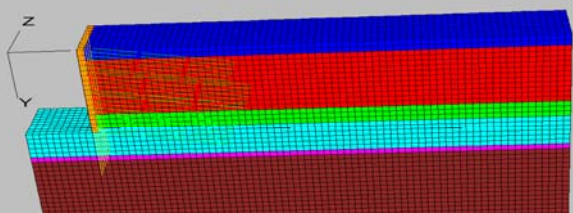
Block Group  
 soil1  
 soil2  
 soil3  
 soil4  
 soil5  
 soil6  
 wall

SFL Geometry  
 Magfac = 0.000e+000

Itasca Consulting Group, Inc.  
 Minneapolis, MN USA



**Chapitre V : Comportement de la paroi en pieux forés jointifs renforcée par des tirants d'ancrages en 3D (Analyse Statique)**

<p><b>Phase 6 :</b> terrassement jusqu'à Y=13.2m.</p>	<p><b>FLAC3D 3.00</b> Step 17057 Model Perspective 11:28:52 Fri Jan 19 2018</p> <p>Center: X: 4.000e+001 Y: 2.000e+001 Z: 5.000e+000 Rotation: X: 300.000 Y: 2.960 Z: 356.000 Dist: 2.412e+002 Mag.: 1 Ang.: 22.500</p> <p>Axes Linestyle</p> <p>Grid Magfac = 0.000e+000 Linestyle</p> <p>Block Group soil1 soil2 soil3 soil4 soil5 soil6 wall</p> <p>SEL Geometry Magfac = 0.000e+000 SEL Geometry</p> <p>Itasca Consulting Group, Inc. Minneapolis, MN USA</p>	
<p><b>Phase 7 :</b> Mise en place de troisième lit de tirant (15 à 21) jusqu'à Y=12.7 m et injecté le béton projeté jusqu'à Y=13.2m.</p>	<p><b>FLAC3D 3.00</b> Step 21205 Model Perspective 11:34:21 Fri Jan 19 2018</p> <p>Center: X: 4.000e+001 Y: 2.000e+001 Z: 5.000e+000 Rotation: X: 300.000 Y: 2.960 Z: 356.000 Dist: 2.412e+002 Mag.: 1 Ang.: 22.500</p> <p>Axes Linestyle</p> <p>Grid Magfac = 0.000e+000 Linestyle</p> <p>Block Group soil1 soil2 soil3 soil4 soil5 soil6 wall</p> <p>SEL Geometry Magfac = 0.000e+000 SEL Geometry</p> <p>Itasca Consulting Group, Inc. Minneapolis, MN USA</p>	
<p><b>Phase 8 :</b> terrassement jusqu'à Y=17.2m.</p>	<p><b>FLAC3D 3.00</b> Step 22205 Model Perspective 11:40:05 Fri Jan 19 2018</p> <p>Center: X: 4.000e+001 Y: 2.000e+001 Z: 5.000e+000 Rotation: X: 300.000 Y: 2.960 Z: 356.000 Dist: 2.412e+002 Mag.: 1 Ang.: 22.500</p> <p>Axes Linestyle</p> <p>Grid Magfac = 0.000e+000 Linestyle</p> <p>Block Group soil1 soil2 soil3 soil4 soil5 soil6 wall</p> <p>SEL Geometry Magfac = 0.000e+000 SEL Geometry</p> <p>Itasca Consulting Group, Inc. Minneapolis, MN USA</p>	
<p><b>Phase 9 :</b> Mise en place de quatrième lit de tirant (22 à 28) jusqu'à Y=16.7 m et injecté le béton projeté jusqu'à Y=17.2m.</p>	<p><b>FLAC3D 3.00</b> Step 27524 Model Perspective 11:53:11 Fri Jan 19 2018</p> <p>Center: X: 4.000e+001 Y: 2.000e+001 Z: 5.000e+000 Rotation: X: 300.000 Y: 2.960 Z: 356.000 Dist: 2.412e+002 Mag.: 1 Ang.: 22.500</p> <p>Axes Linestyle</p> <p>Grid Magfac = 0.000e+000 Linestyle</p> <p>Block Group soil1 soil2 soil3 soil4 soil5 soil6 wall</p> <p>SEL Geometry Magfac = 0.000e+000 SEL Geometry</p> <p>Itasca Consulting Group, Inc. Minneapolis, MN USA</p>	

**Chapitre V : Comportement de la paroi en pieux forés jointifs renforcée par des tirants d'ancrages en 3D (Analyse Statique)**

**Phase 10 :**  
 terrassement  
 jusqu'à Y=20.5m.

**FLAC3D 3.00**  
 Step 28524 Model Perspective  
 12:00:21 Fri Jan 19 2018

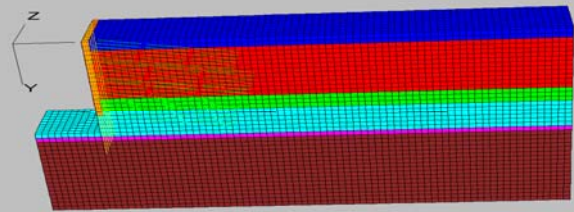
Center: X: 4.000e+001 Y: 2.000e+001 Z: 5.000e+000  
 Rotation: X: 300.000 Y: 2.960 Z: 356.000  
 Dist: 2.412e+002 Mag.: 1 Ang.: 22.500

Block Group  
 ■ soil1  
 ■ soil2  
 ■ soil3  
 ■ soil4  
 ■ soil5  
 ■ soil6  
 ■ wall

SEL Geometry  
 Magfac = 0.000e+000

SEL Geometry  
 Magfac = 0.000e+000

Itasca Consulting Group, Inc.  
 Minneapolis, MN USA



**Phase 11 :** Mise  
 en place de  
 cinquième lit de  
 tirant  
 (28 à 35) jusqu'à  
 Y=20 m et injecté  
 le béton projeté  
 jusqu'à Y=20.5m.

**FLAC3D 3.00**  
 Step 34311 Model Perspective  
 12:04:40 Fri Jan 19 2018

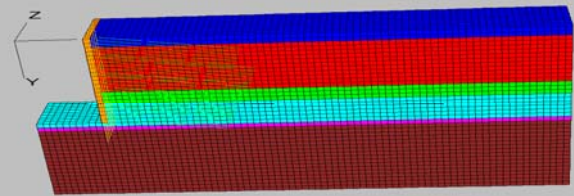
Center: X: 4.000e+001 Y: 2.000e+001 Z: 5.000e+000  
 Rotation: X: 300.000 Y: 2.960 Z: 356.000  
 Dist: 2.412e+002 Mag.: 1 Ang.: 22.500

Block Group  
 ■ soil1  
 ■ soil2  
 ■ soil3  
 ■ soil4  
 ■ soil5  
 ■ soil6  
 ■ wall

SEL Geometry  
 Magfac = 0.000e+000

SEL Geometry  
 Magfac = 0.000e+000

Itasca Consulting Group, Inc.  
 Minneapolis, MN USA



**Phase 12 :**  
 terrassement  
 jusqu'à Y=23.7m.

**FLAC3D 3.00**  
 Step 35311 Model Perspective  
 12:10:14 Fri Jan 19 2018

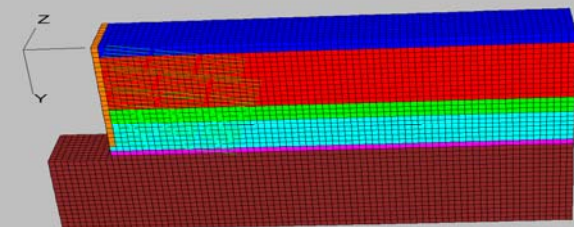
Center: X: 4.000e+001 Y: 2.000e+001 Z: 5.000e+000  
 Rotation: X: 300.000 Y: 2.960 Z: 356.000  
 Dist: 2.412e+002 Mag.: 1 Ang.: 22.500

Block Group  
 ■ soil1  
 ■ soil2  
 ■ soil3  
 ■ soil4  
 ■ soil5  
 ■ soil6  
 ■ wall

SEL Geometry  
 Magfac = 0.000e+000

SEL Geometry  
 Magfac = 0.000e+000

Itasca Consulting Group, Inc.  
 Minneapolis, MN USA



**Phase 13 :** Final  
 projection jusqu'à  
 Y=23.7m

**FLAC3D 3.00**  
 Step 41036 Model Perspective  
 12:14:09 Fri Jan 19 2018

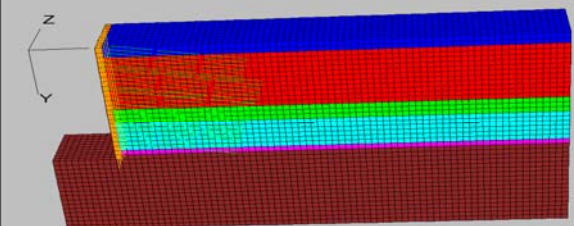
Center: X: 4.000e+001 Y: 2.000e+001 Z: 5.000e+000  
 Rotation: X: 300.000 Y: 2.960 Z: 356.000  
 Dist: 2.412e+002 Mag.: 1 Ang.: 22.500

Block Group  
 ■ soil1  
 ■ soil2  
 ■ soil3  
 ■ soil4  
 ■ soil5  
 ■ soil6  
 ■ wall

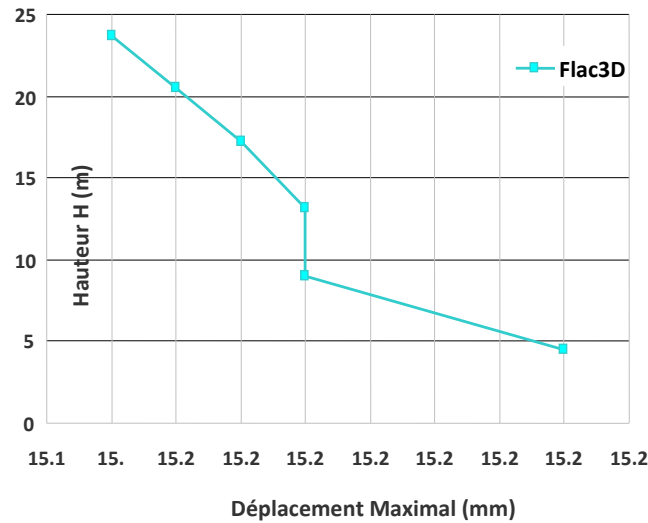
SEL Geometry  
 Magfac = 0.000e+000

SEL Geometry  
 Magfac = 0.000e+000

Itasca Consulting Group, Inc.  
 Minneapolis, MN USA



L'évolution de la déformée des parois avec la progression de l'excavation et l'exécution des pieux forée et la pose des tirants d'ancrage est présentée sur la figure V.10.

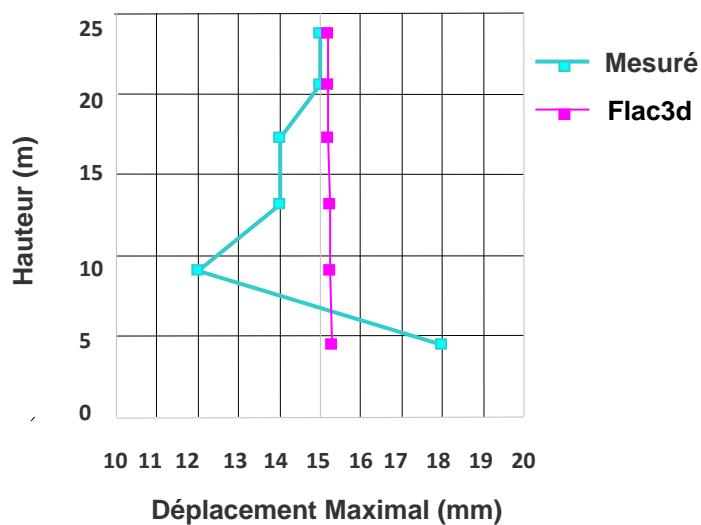


**Fig V.10 :** Evolution des déplacements maximal calculée par flac 3d dans les pieux

Au cours de la réalisation de l'ouvrage, on observe de forts déplacements maximaux dans les pieux avant le terrassement final : 15.27 mm pour le premier terrassement de 4.5 m et 15.23 mm pour le deuxième terrassement à 9 m. le dernier terrassement à 23.7 m de profondeur est marqué par un déplacement relativement important de 15.23 mm.

Les valeurs des déplacements demeurant presque constants pour  $23.7m > Y > 9m$ ,

Les déplacements maximal dans les pieux Mesurés ont été comparés aux déplacements maximal obtenus à partir des analyses numériques 3D, sont illustrées sur la figure V.11 récapitulatif représentant le calcul numérique et les mesure in situ.



**Fig V.11 :** Récapitulatif représentant le calcul numérique et les mesure in situ dans les pieux

**Tableau V.7 : Récapitulatif des résultats des déplacements maximal numériques et in situ**

<b>Déplacements maximal (mm)</b>					
<b>pieux forée</b>	<b>Niveau de Phase</b>	<b>HAUTEUR (m)</b>	<b>Dans les pieux calculés (Flac3D) (mm)</b>	<b>Dans les pieux mesurés (mm)</b>	<b>La différence dans les pieux (%)</b>
<b>PP3-1</b>	Excavation Phase 1	4.50	15.27	18	-0.0273
	Excavation Phase 2	9.0	15.23	12	0.0323
	Excavation Phase 3	13.2	15.23	14	0.0123
	Excavation Phase 4	17.2	15.22	14	0.0122
	Excavation Phase 5	20.5	15.21	15	0.0021
	Excavation Phase 6	23.7	15.20	15	0.0020

Les résultats obtenus montrent clairement que pour  $23.7 > Y > 9\text{m}$  les déplacements maximaux dans les pieux analysés numériquement est supérieurs aux déplacements mesurés figure V.11

Les valeurs de déplacement augmentent de bas en haut vers la surface avec la profondeur pour  $9\text{m} > Y > 4.5\text{m}$  soit numériquement ou mesurés in situ. Le plus grand déplacement dans les pieux s'est produit à la surface du sol.

On constate qu'il y a une certaine concordance entre les résultats de déplacement maximal obtenus par la méthode numérique et mesuré in situ dans les pieux (tableau V.6) la différence est de -0.0273% à 0.0323%.

### **V.3 Conclusion :**

La confrontation des résultats de mesures expérimentales et des résultats de modélisation numérique permettent les conclusions suivantes :

Avec un modèle de sol élasto-plastique simple pour le sol et le modèle linéaire pour les éléments de structure montrent que les déplacements de la paroi sont fortement influencés par le module d'élasticité du sol.

Cet ouvrage, exceptionnel par sa hauteur (40 m de soutènement) et par son environnement imposant des contraintes très strictes de déplacements, a pu être mené à bien grâce à une conception d'origine adaptée, notamment par sa géométrie en voûte et par la méthode de construction en « Top & Down », et par des études alliant des approches traditionnelles négligeant tout effet tridimensionnel, et des modélisations numériques 3D permettant d'évaluer les effets bénéfiques de cette géométrie en reproduisant tous les éléments de soutènement et d'infrastructure et le phasage détaillé de l'opération celle qui résulte des campagnes de reconnaissance usuelles, attendre des résultats réalistes en extrapolant bien les paramètres. Notre travail présente une voie possible qui est associée entre la modélisation numérique, à des mesures expérimentales qui seront en nombre suffisant pour pouvoir faire une comparaison permanente pour un suivi rigoureux de l'ouvrages dans la phase d'exploitation.

La comparaison entre en fonction de progression de terrassements.

L'effort dans les tirants modélisés par Flac3d ont été comparés aux l'effort dans les clous modélisés par Plaxis 2d en fonction de progression de terrassements permettent les conclusions suivantes :

- Les résultats obtenus montrent clairement que pour la (Phase 11), la valeur de la traction maximale dans les clous modélisée par Plaxis 2d est égale à 500 KN est supérieurs aux valeur de la traction maximale dans les tirants modélisés par Flac3d est égale à 376.4 KN.
- Les valeurs de la traction augmentent avec augmentation de la profondeur.
- Les simulations par la méthode des éléments finis, utilisé dans le cas présent, sont légèrement plus rigides que celle réaliser par la méthode des différences finies. Cette différence de rigidité peut être attribuée, en partie, au type d'éléments volumiques utilisés.

Concernant l'utilisation des deux logiciels, les quelques remarques qui suivent ont été faites durant l'élaboration de ce travail. Elles sont issues d'une expérience personnelle, se limitent aux modèles établis, et ne peuvent donc pas être généralisées. Plaxis2D offre plus de facilitées que Flac3D pour la modélisation, notamment lors de la construction du modèle et de l'introduction des données et cela grâce à son interface graphique. Ce qui permet de bénéficier d'un gain de temps important surtout pour des modèles présentant des géométries complexes comme c'est le cas. Flac3D impose une discrétisation manuelle du maillage, ce qui nous donne une certaine liberté dans le choix des zones « mailles », de leurs formes de leurs tailles ainsi que de leurs nombres. La génération automatique des contraintes effectives et des pressions interstitielles (pratiquée par Plaxis) est plus simple et plus fiable qu'un calcul manuel des contraintes initiales, surtout pour des couches de sol ayant des surfaces irrégulières. Flac3D nécessite une très bonne maîtrise des différentes commandes ainsi que du langage « Fish » pour qu'il puisse être exploité à sa juste valeur.



**Chapitre VI : Comportement de la  
paroi en pieux forés jointifs renforcée  
par des tirants d'ancrages en 3D  
(Analyse Dynamique)**

**Chapitre VI : Comportement de la paroi en pieux forés jointifs renforcée par des tirants d'ancrages en 3D (Analyse Dynamique)**

**VI.1 1 Introduction**

L'analyse sismique des structures de soutènement peut être effectuée, en principe, d'une manière suffisamment rigoureuse au moyen d'éléments finis et différences finies à travers une analyse dynamique non-linéaire disponible dans les codes de calculs (par exemple PLAXIS, FLAC, etc.).

Cependant, l'utilisation de ces outils numériques avancés, est encore limitée à des structures particulièrement importantes, en plus pour faire face à ce type d'analyse l'expérience dans le domaine pratique est fortement exigée.

La conception sismique des murs de soutènement (parois de pieux forés jointifs renforcée par des tirants d'ancrages) presque exclusivement réalisée à l'aide de l'approche pseudo-statique par Mononobe et Okabe 1929. Ce qui représente une certaine façon approximative pour la flexibilité de la structure. Elle prend en compte d'une certaine manière approximative la flexibilité structurelle et l'évaluation des forces sismiques appliquées aux structures de soutènement.

Cette approche est encore celle adoptée dans les codes internationaux de conception parasismique pour la plupart des cas si ce n'est pas tous cas.

Une paroi de pieux comme soutènement est réalisée à base de pieux tangents (= jointifs) ou sécants ; une paroi en pieux peut aussi revêtir une fonction portante verticale importante.

La construction de nombreux ouvrages de génie civil nécessite l'ouverture de fouilles dans les massifs de sol. Ces fouilles peuvent être effectuées sans soutènement lorsqu'elles sont peu profondes ou lorsque les dimensions du chantier sont suffisantes pour réaliser un talus de faible pente.

Toutefois, certains types d'ouvrages requièrent des excavations quasiment verticales à cause d'une technique particulière d'exécution ou à cause de la faible emprise du chantier. C'est notamment le cas dans les zones fortement urbanisées (construction de métro, de parking, d'immeubles de grande hauteur, etc.).

Les outils les plus couramment utilisés sont des logiciels de calcul reposant sur les méthodes aux éléments ou aux différences finies.

Parmi les problématiques parues à ce jour, la plupart d'entre elles se concentrent sur l'élaboration de modèles plus réalistes d'interaction sol-structure (ISS), dans le domaine des ouvrages en sol renforcé (généralement ceux utilisés en soutènement), les modélisations numériques permettent non seulement d'améliorer la conception de ces ouvrages, mais aussi de pouvoir apprécier l'ampleur des éventuelles déformations ou encore les modes de ruine potentiels

## Chapitre VI : Comportement de la paroi en pieux jointifs renforcée par des tirants d'ancrages en 3D (Analyse Dynamique)

de ces ouvrages. Le développement des logiciels éléments finis tels que Plaxis, Abaqus, César ou autre tels que FLAC on permet de résoudre des problèmes de géotechnique très compliquer.

### V I. 1.2 Modèle de comportement et paramètres dynamiques

PLAXIS 2D/3D V.20 programme dynamique, est utilisé dans cette analyse pour prédire les deux distributions de contraintes, moments et le déplacement de la paroi sous charge sismique historique. Une analyse simple de déformation est réalisée, où le sol est idéalisé comme étant un matériau élasto-plastique selon les critères de rupture Mohr Coulomb.

PLAXIS nous permet de simuler un séisme en introduisant la valeur de l'accélération Horizontale du sol.

Cette valeur peut être déduite directement du (Tableau. VI. 1). Pour cela nous devons tenir compte de certains paramètres relatifs à la nature de l'ouvrage et à la zone géographique.

Boumerdes se trouve en Zone III : sismicité élevée.

Notre ouvrage est classé dans le Groupe 1A : Ouvrages de grande importance.

On conclue donc que le coefficient d'accélération est de l'ordre de 0,4g.

Pour le calcul dynamique, le logiciel définit des conditions de contourne absorbantes, ces conditions appliquent un déplacement prescrit tel que,  $U_x = 0,01$  m.

Ce modèle est présenté sur la (figure. IV 1).

On applique un amortissement de Rayleigh aux matériels, front à des charges dynamiques produites par les séismes.

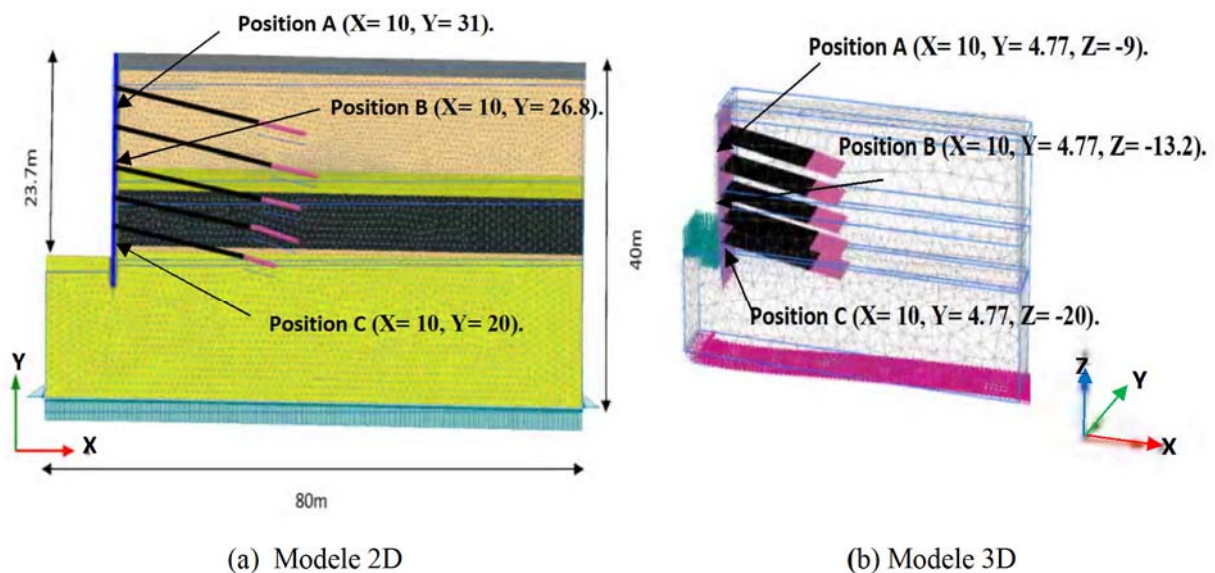


Fig. VI. 1 : Présentation du modèle sous charge sismique model 2D/3D

**Tableau. VI. 1 :** Coefficient d'accélération de zone A (table 3.1. du Règlement parasismique algérien RPA 2003)

Groupe	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.4
2	0.12	0.2	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

La matrice d'amortissement de Raleigh [C] est considérée comme étant une combinaison linéaire de la matrice de rigidité et de la matrice de masse  $\alpha [M] + \beta [K]$  dont  $\alpha$  et  $\beta$  dépendent de la fraction de l'amortissement critique  $\xi$  et l'accélération maximale (P.A.) du tremblement de terre. Ils varient entre 1% pour (P.A) les plus bas. Jusqu'à 10% pour une grande (P.A). Dans cette étude,  $\xi_1 = 5\%$   $f_1 = 1$  HZ  $\omega_1 = 6,283$  rad/s et  $\xi_2 = 9,318\%$   $f_2 = 0,5$  HZ  $\omega_2 = 3,142$  rad/s dont  $\alpha$  et  $\beta$  sont respectivement et égale à 0,5712 et  $1,447 \cdot 10^{-3}$ . Pour ce tremblement de terre est donné par:

$$V_s = \sqrt{G/p} = \sqrt{E/2p(1+\nu)} \quad \text{VI 1}$$

Où  $V_s$ , la vitesse des ondes de cisaillement (calculé par le programme Plaxis),  $G$  le module de cisaillement du sol,  $p$  masse volumique  $= \gamma/g$ ,  $E$  module de Young,  $\nu$  le coefficient de poisson

$$f = (2n - 1) V_s / 4H = \omega / 2\pi \quad \text{VI 2}$$

Où  $\omega$  c'est la vitesse angulaire  $= 2\pi f$  ou  $n=1$  pour fréquence modale simple.

### VI 1.3. La charge sismique :

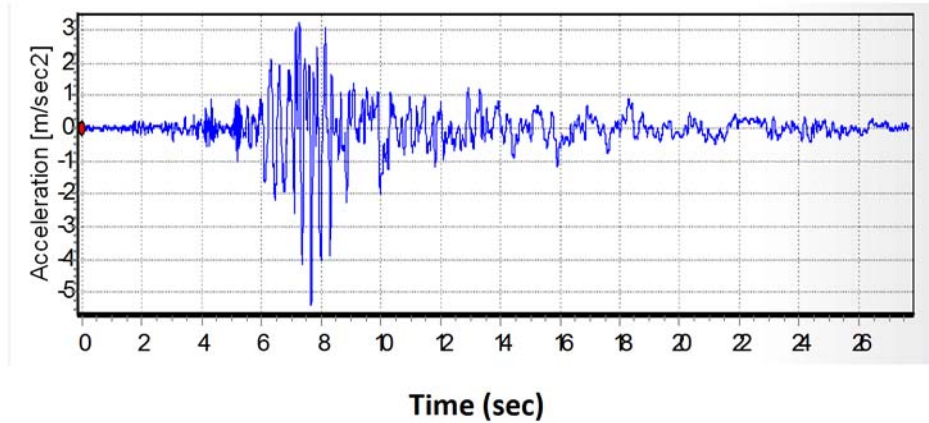
Le 21 mai 2003 à 19 :44 :19 heure locale en la région de Zemmouri de Boumerdes environ 70 km à l'est de la capitale, Alger un séisme avec une magnitude de l'ordre de 6.8 frappé cette région.

L'emplacement de l'épicentre est de (36,90 N, 3,71 E) déterminé par U.S.G.S. La profondeur focale du séisme était d'environ 10 km.

La charge dynamique utilisée consiste SMC (Strong Motion CDROM) ; Selon le centre de Génie Sismique d'Alger-Algerie, les charges dynamiques ont été appliquées à partir d'accélérogrammes du séisme de Boumerdes 2003, est représenté sur (Figure. VI 2).

Le coefficient d'accélération est de l'ordre de 0,4g.

Les charges dynamiques ont été appliquées à partir d'accélérogrammes du séisme de Boumerdes 2003.



**Fig. VI 2 :** Accélération en fonction du temps (sismique de Boumerdes 2003)

**VI 1.4. Caractéristiques des matériaux :**

- a) Éléments structuraux : Propriétés des Pieux :** on saisi les propriétés présentées dans le (Tableau. IV 2) (pour le modèle 2D), et (Tableau. IV 3) (pour le modèle 3D)

Le pieu est modélisé par des éléments plaques (plates)

**Tableau. IV 2:** Propriétés des Pieux jointifs (pour le modèle 2D)

PARAMETRE	NOM	VALEUR	UNITE
Type de comportement	<i>Material type</i>	Elastique	-
Rigidité normale	<i>EA</i>	$1.355 \cdot 10^7$	kN/m
Rigidité de flexion	<i>EI</i>	$5.419 \cdot 10^5$	kNm <sup>2</sup> /m
Epaisseur équivalente	<i>d</i>	0.693	m
Poids	<i>w</i>	11.398	kN/m/m
Coefficient de Poisson	<i>v</i>	0,15	-

Le pieu est modélisé par des éléments Embedded beams.

**Tableau. VI 3 :** Propriétés des Pieux jointifs (pour le modèle 3D)

PARAMETRE	NOM	VALEUR	UNITE
Type de comportement	<i>Material type</i>	Elastique	-
Module d'Young	<i>E</i>	$28.30 \cdot 10^6$	kN/m <sup>2</sup>
Poids	<i>γ</i>	25	kN/m <sup>3</sup>
Diamètre	<i>D</i>	0.8	m
Surface	<i>A</i>	0.5072	m <sup>2</sup>
Rigidité normal	<i>I</i>	0,02011	-

- b) Ancrages (éléments noeud à noeud anchor) :** Enfin, il est nécessaire de définir l'ancrage par ses propriétés de raideur :

Les propriétés sont présentées sur le Tableau VI 4 :

La longueur des tirants 1 est de 22 m, tirants 2 est de 24 m, tirants 3 est de 22.5 m ; tirants 4 est de 21 m, tirants 5 est de 20 m.

**Tableau VI 4 : Propriétés des ancrages (éléments noeud à noeud anchor):**

PARAMETRE	NOM	VALEUR	UNITE
Type de comportement	<i>Material type</i>	Elastique	-
Rigidité normale	<i>EA</i>	$1,04.10^4$	kN
Espacement	<i>Ls</i>	4.5	m
Précontrainte de tirant 1	<i>F</i>	510	kN/m
Précontrainte de tirant 2	<i>F</i>	510	kN/m
Espacement	<i>Ls</i>	4.2	m
Précontrainte de tirant 2	<i>F</i>	510	kN/m
Précontrainte de tirant 3	<i>F</i>	440	kN/m
Espacement	<i>Ls</i>	4	m
Précontrainte de tirant 3	<i>F</i>	440	kN/m
Précontrainte de tirant 4	<i>F</i>	520	kN/m
Espacement	<i>Ls</i>	3.3	m
Précontrainte de tirant 4	<i>F</i>	520	kN/m
Précontrainte de tirant 5	<i>F</i>	500	kN/m

### C) Bulbes d'ancrage "Geogrille:

Le bulbe d'ancrage est modélisé par des éléments (Embedded beams row)

**Tableau VI 5 : Propriétés des Bulbes d'ancrage "Geogrille"**

PARAMETRE	NOM	VALEUR	UNITE
Type de comportement	<i>Material type</i>	Elastique	-
Module d'Young	<i>E</i>	$30.10^6$	kN
Surface	<i>A</i>	0.01539	m <sup>2</sup>
Espacement	<i>Ls</i>	1.5	m

#### IV 1.4.1 Génération du maillage :

Le modèle en 2D se fait par des éléments à 15 nœuds, et 10 nœuds pour le model en 3D

Le nombre d'éléments est de 9647 éléments et le nombre des nœuds est de 78908 nœuds pour le modèle en 2D, et en 3D le nombre d'éléments est de 14778 éléments et le nombre des nœuds est de 27503 nœuds. Le maillage : j'ai commencé avec des maillages grossiers, On règle la finesse du maillage (global Coarseness) sur « Fine », puis, on le raffine localement au niveau des éléments structuraux, comme indiqué sur la (Figure. IV 1) dans le quelle j'ai procédé à un raffinement local du maillage a été effectué dans les zones où de forts gradients risquent d'apparaître, c'est-à-dire, de manière à obtenir une bonne estimation des champs des contraintes et des déplacements.

### VI 2 Présentation et discussion des Résultats (Analyse dynamique en 2D/3D):

Les résultats obtenus sont exploités en trois positions différents : (A, B, C).

Les cordonnée en 2D et en 3D correspondent aux mêmes points, figure IV .1 qui représente la position des axes en 2D et 3D.

#### Le Modèle 2D (figure VI 1 a) :

- La position A : se trouve au sommet de la paroi pieux tirantée (X= 10, Y= 31).

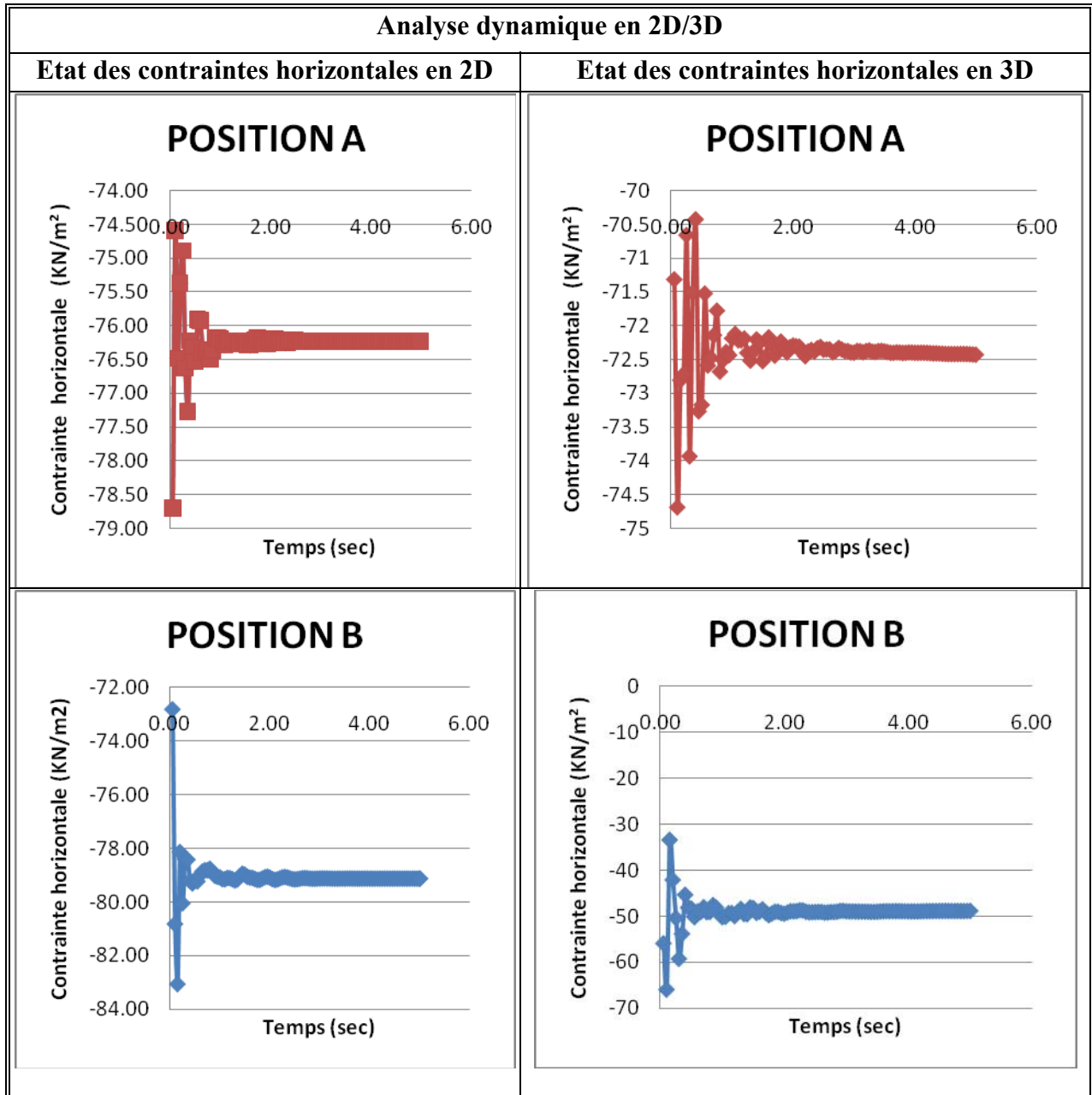
**Chapitre VI : Comportement de la paroi en pieux forés jointifs renforcée par des tirants d'ancrages en 3D (Analyse Dynamique)**

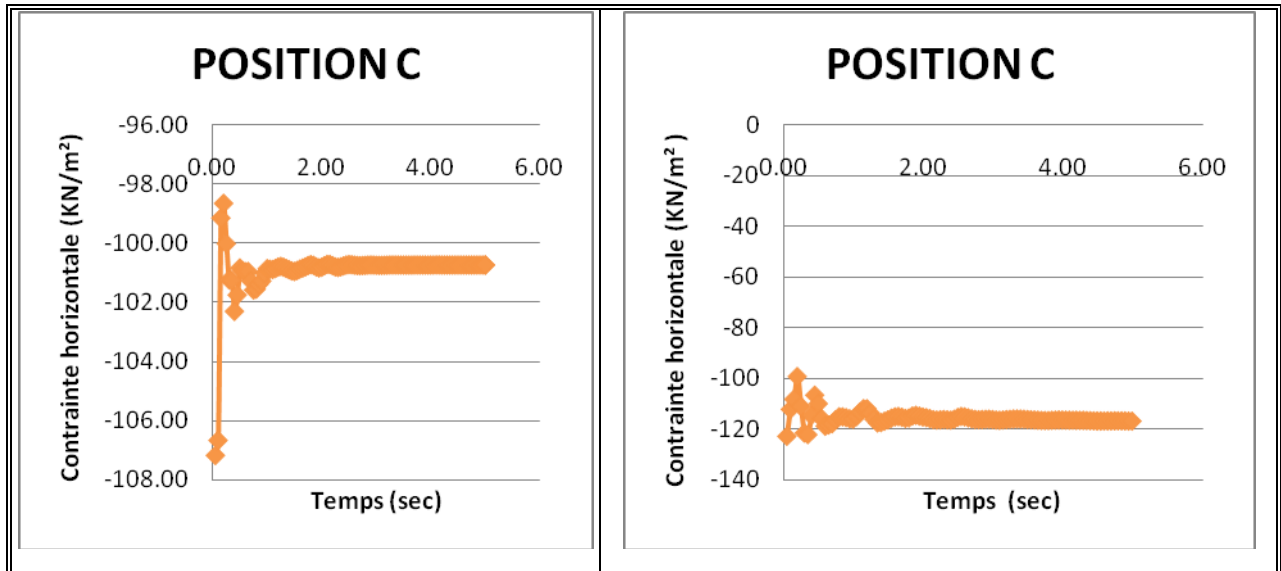
- La position B : se trouve milieu de la paroi pieux tirantée ( $X= 10, Y= 26.80$ ).
- La position C : la base des parois pieux tirantée au-dessus de la clé. ( $X= 10, Y= 20$ ).

**Le Modèle 3D (figure VI 1 b):**

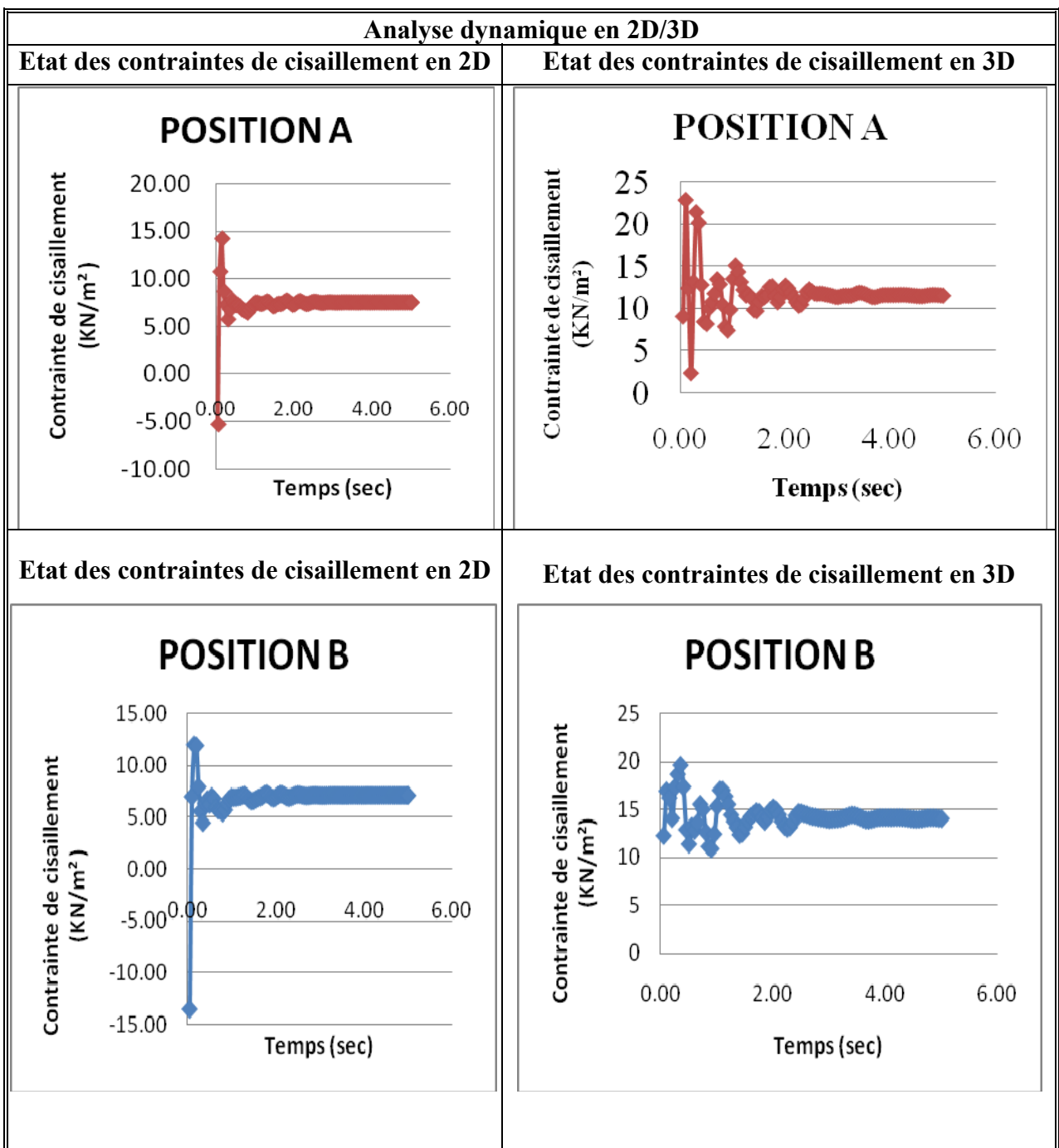
- La position A : se trouve au sommet de la paroi pieux tirantée ( $X= 10, Y= 4.77, Z= -9$ ).
- La position B : se trouve milieu de la paroi pieux tirantée ( $X= 10, Y= 4.77, Z= -13.20$ ).
- La position C : la base des parois pieux tirantée au-dessus de la clé. ( $X= 10, Y= 4.77, Z= -20$ )

**VI 2.1 Etat des contraintes horizontales et des contraintes de cisaillement en fonction du temps au niveau de la paroi (pieux) dans trois positions différents :**

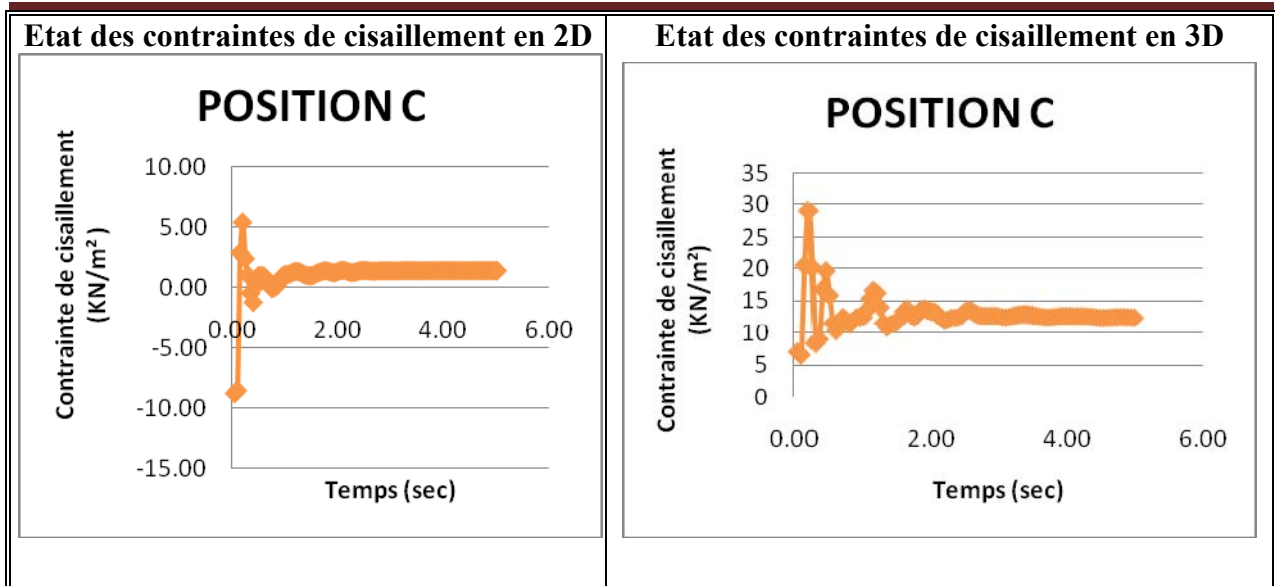




(a)







(b)

**Fig. VI 3** Variation des contraintes horizontales (a) et des contraintes de cisaillement (b) en fonction du temps au niveau de la paroi (pieux) dans trois positions différents.

Les résultats des simulations numériques sont présentés sur les figures (VI.3. a) et (VI.3. b) ci-dessus qui montrent respectivement la variation des contraintes horizontales et des contraintes de cisaillement en fonction du temps au niveau de la paroi (pieux) dans trois positions différentes.

Il ressort de ces courbes ce qui suit : L'énergie libérée par un séisme est dissipée dans le sol sous forme d'ondes de cisaillement ou d'ondes sismiques de compression. Lorsque les ondes de compression se propagent dans le plan parallèle axe longitudinal de la paroi, les contraintes de cisaillement transférées entre le sol et la paroi provoquent des contraintes de compression et de traction (les plus importantes) ; ce qui diminue la résistance du sol au cisaillement et réduit sa capacité portante. Il est à noter que pour le modèle de calcul en 2D :

- Les valeurs maximales des contraintes horizontales de traction apparaissent au niveau de la paroi à la (position B) ( $-72.832\text{KN/m}^2$ ),
- Les valeurs maximales des contraintes de cisaillement se trouvent au niveau de la paroi à la (position A) ( $14.197\text{KN/m}^2$ ).

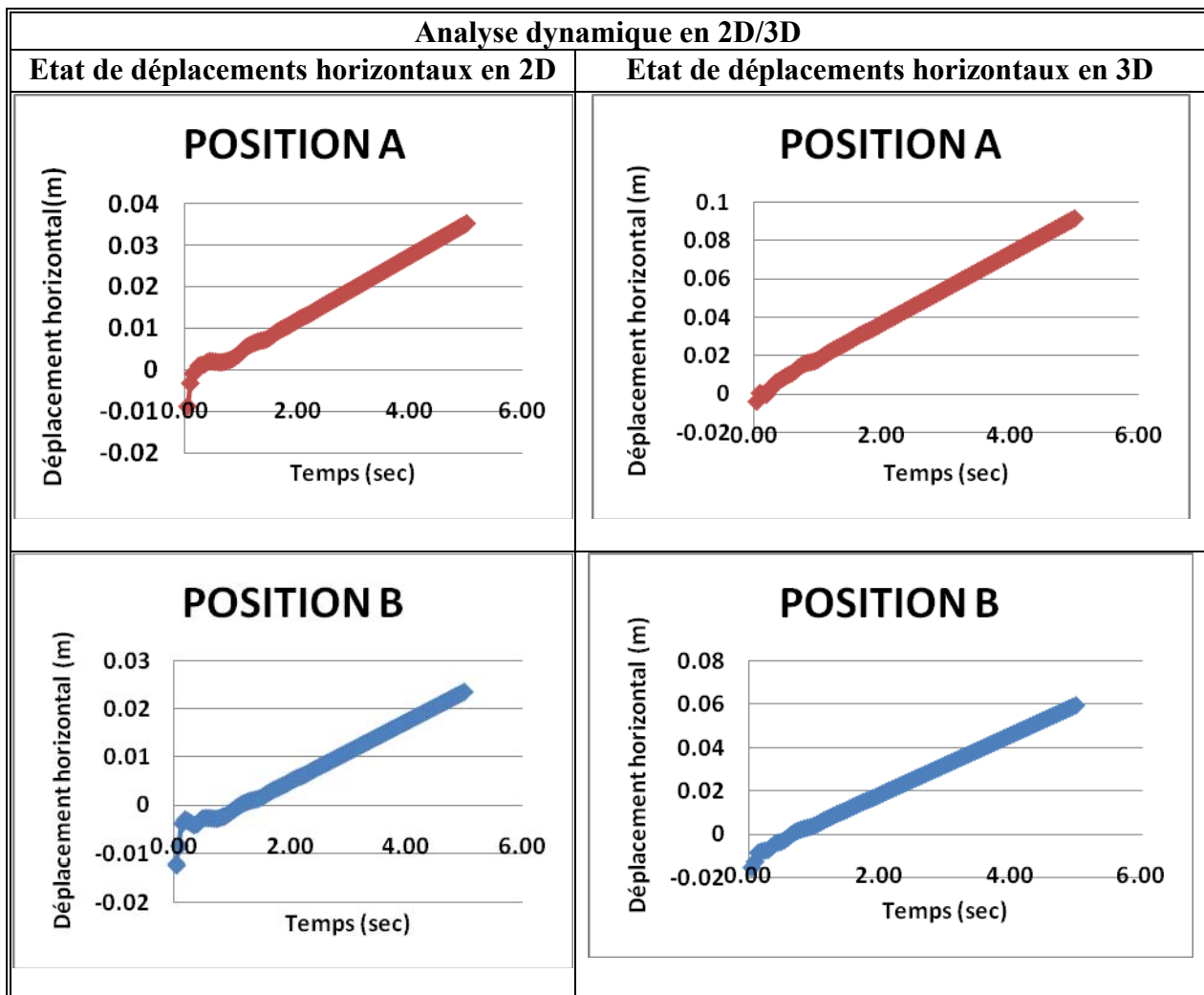
Il est à noter que pour le modèle de calcul en 3D :

- les valeurs maximales des contraintes horizontales de traction apparaissent au niveau de la paroi à la (position B) ( $-33\text{KN/m}^2$ ).
- Les valeurs maximales des contraintes de cisaillement se trouvent au niveau de la paroi à la (position C) ( $28\text{KN/m}^2$ ).
- Les contraintes de cisaillement au niveau de la paroi à la (position A), (position B), (position C) pour le modèle 3D sont importantes, en comparaison avec les contraintes apparaissant au niveau de la paroi à la (position A), (position B) pour le modèle 2D (figure VI.3 b).

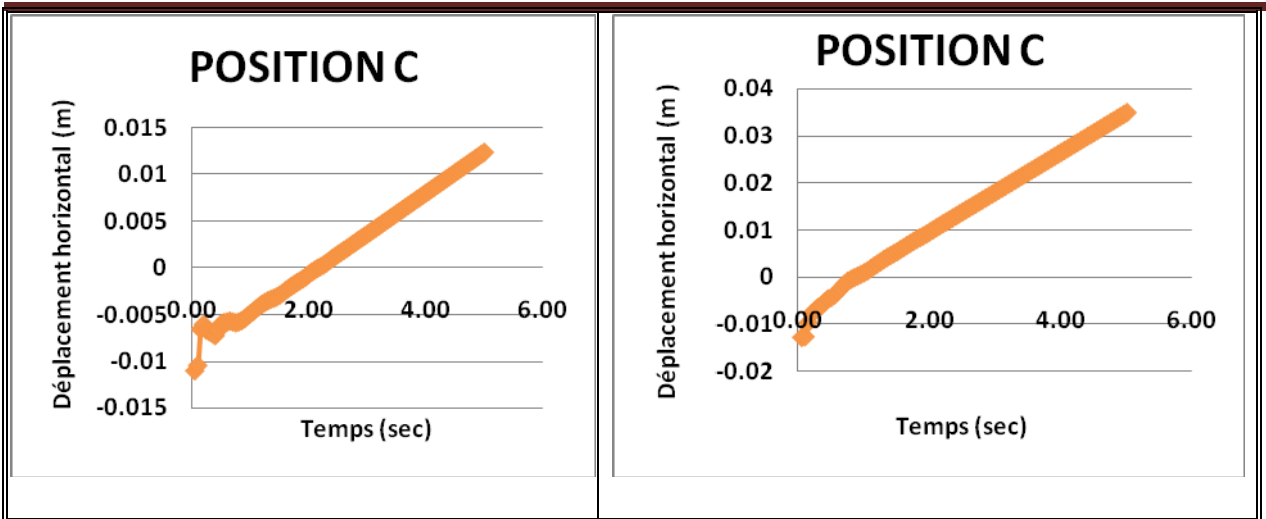
**Chapitre VI : Comportement de la paroi en pieux forés jointifs renforcée par des tirants d'ancrages en 3D (Analyse Dynamique)**

- Les valeurs de modèle en 3D sont importantes par rapport modèle en 2D.
- La contrainte de cisaillement :  
2D : donne des valeurs très faibles.  
3D : donne de grandes valeurs.
- L'effet sismique influe de manière considérable sur des contraintes de cisaillement.
- 2D : les valeurs sont négligeables
- Les valeurs de la contrainte horizontale de la modèle 2D sont très faibles, et augmentent dans le modèle 3D.
- L'effet de la position 2D se trouve dans les pieux, par contre en 3D la position se trouve en un point entre les pieux à une distance  $Y=4,77$ .
- L'analyse 2D donne un surdimensionnement de la structure.

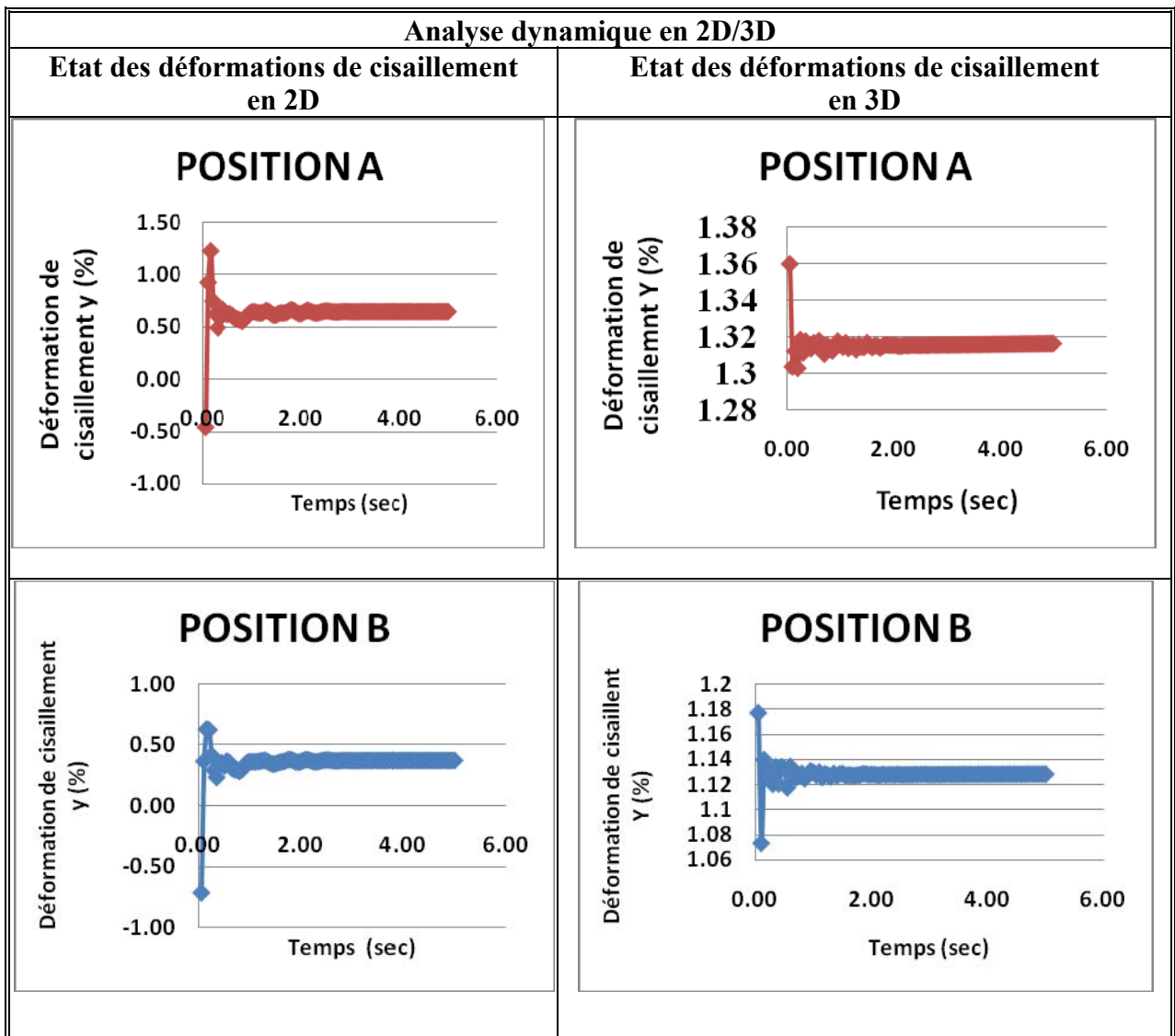
**VI 2.2 Etat des déplacements horizontaux et des déformations de cisaillement en fonction du temps au niveau de la paroi (pieux) dans trois points et positions différents :**

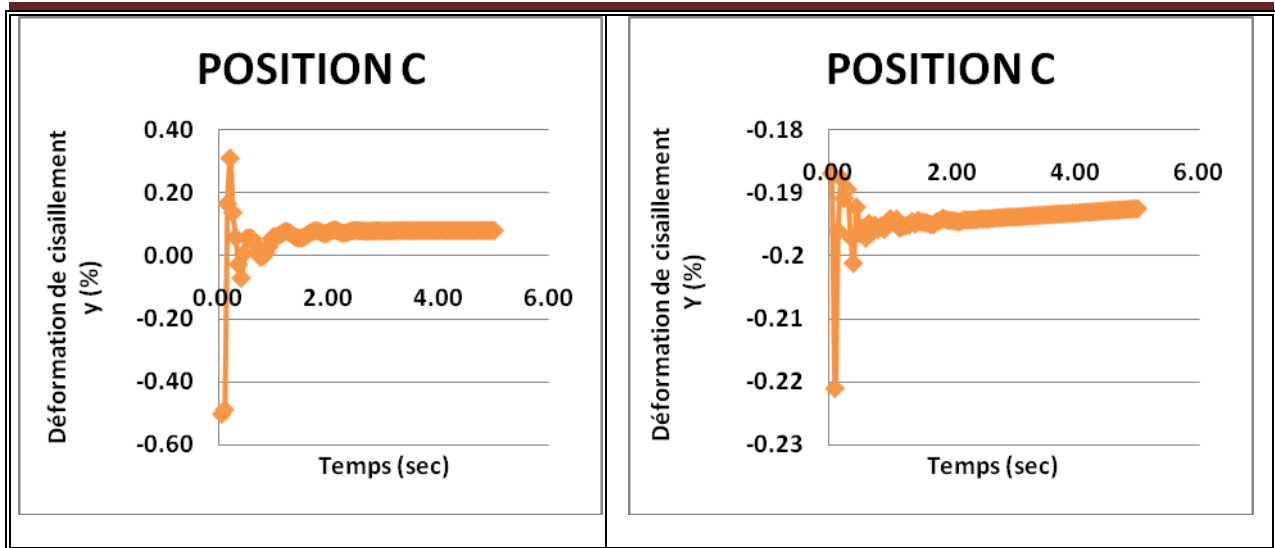


**Chapitre VI : Comportement de la paroi en pieux forés jointifs renforcée par des tirants d'ancrages en 3D (Analyse Dynamique)**



(a)





(b)

**Fig. VI 4** Variation des déplacements horizontaux (a) et des déformations de cisaillement (b) en fonction du temps au niveau de la paroi (pieux) dans trois positions différents.

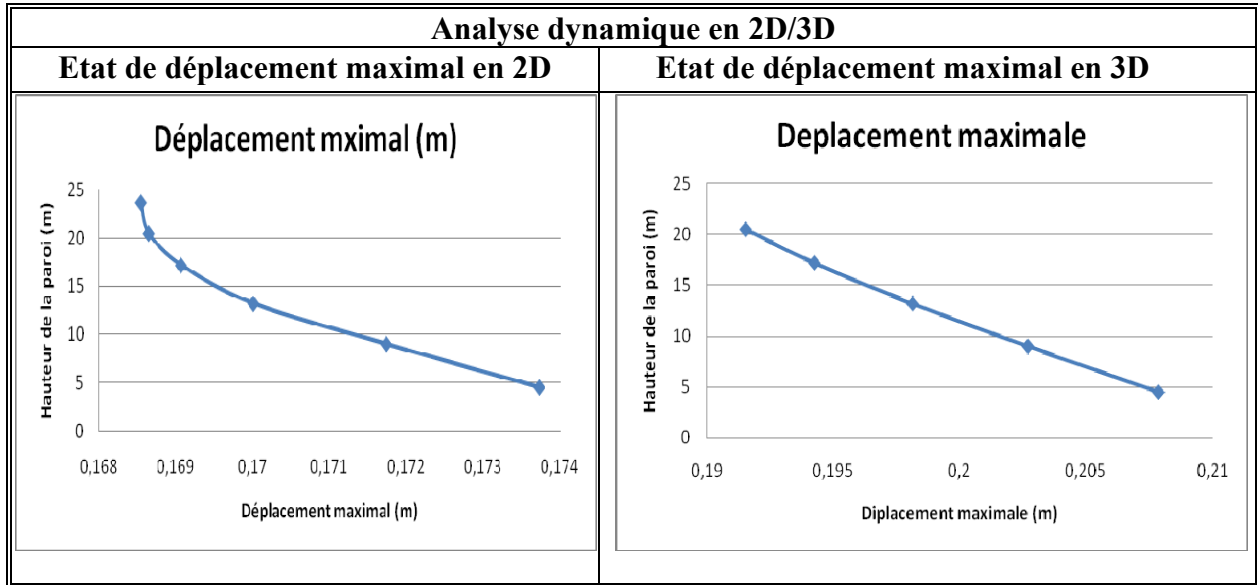
Les figures (VI .4. a) et (VI .4. b) présentent respectivement l'évolution des déplacements horizontaux et des déformations de cisaillement en fonction du temps au niveau de la paroi (pieux) dans trois positions différents. Il résulte des deux courbes ci-dessus que :

La charge sismique provoque des déplacements qui créent des déformations axiales et des déformations de cisaillement dans le sol autour de la paroi pieux renforcée par des tirants (figure. VI .4. a).

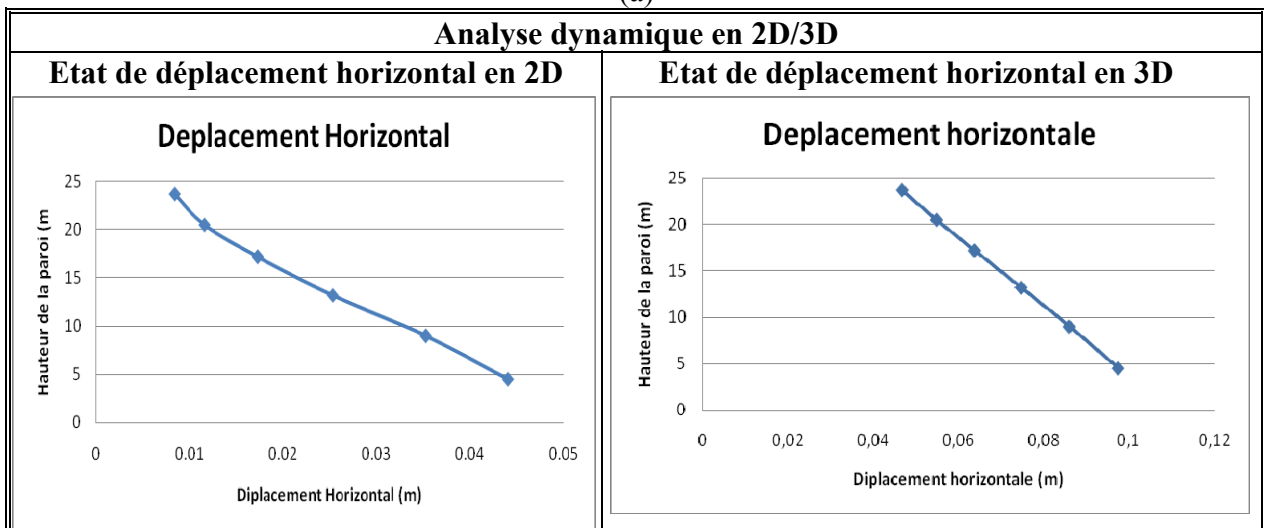
Pour le modèle de calcul en 2D, Les valeurs des déformations de cisaillement maximales se trouvent au niveau de la paroi à la (position A) (1.228%) (figure. VI .4. b), et le déplacement horizontal (figure. VI .4.a) important apparaissent au niveau de la paroi à la (position A) (0.035m).

Pour le modèle de calcul en 3D, Les valeurs des déformations de cisaillement maximales se trouvent au niveau de la paroi à la (position A) (1.37%) (figure. VI .4.b), et le fort déplacement horizontal (figure. VI .4.a) apparaissent au niveau de la paroi à la (position A) (0.09m).

**VI 2.3 Déplacements maximum et horizontale de la paroi dans le cas dynamique :**



(a)



(b)

**Fig VI .5 Déplacement maximum (a) et horizontale (b) de la paroi tirantée pour les différentes phases sous l'effet dynamique**

Pour le modèle de calcul en 2D, (Figure VI .5. a) montre le déplacement maximum de la paroi produit sous l'effet des accélérations séismique.

On remarque les valeurs de déplacement maximum augmentent avec la profondeur, le plus grand déplacement dans les pieux dans le cas sous charge sismique se produit à la surface du sol (0.17373m), mais a commencé a diminué en fonction de la profondeur.

(Figure VI .5. b) montre le déplacement horizontal de la paroi produit sous l'effet des accélérations séismique.

On remarque les valeurs de déplacement augmentent avec la profondeur à cause des fouilles et de l'interaction entre le sol et la paroi tirantée ; le plus grand déplacement horizontal dans les pieux dans le cas sous charge sismique se produit à la surface du sol (0.04407m) ; mais a commencé a diminué en fonction de la profondeur.

**Chapitre VI : Comportement de la paroi en pieux jointifs renforcée par des tirants d’ancrages en 3D (Analyse Dynamique)**

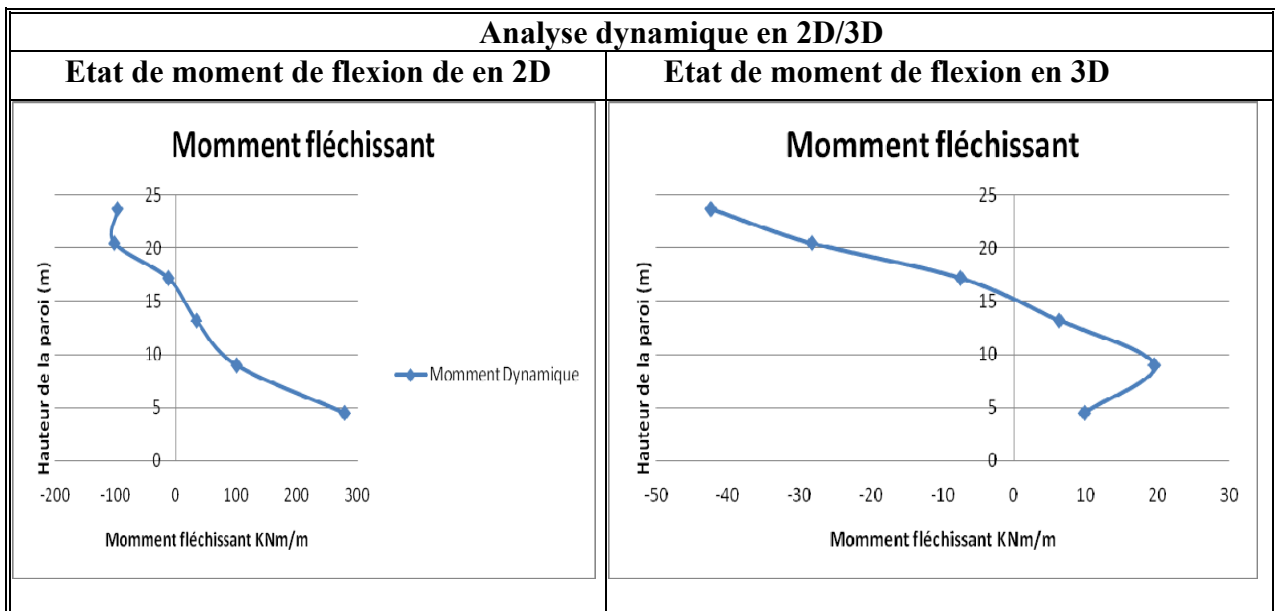
Pour le modèle de calcul en 3D, (Figure VI .5. a) montre le déplacement maximum de la paroi produit sous l’effet des accélérations séismique.

On remarque les valeurs de déplacement maximum augmentent avec la profondeur ; le plus grand déplacement dans les pieux dans le cas sous charge sismique se produit à la surface du sol (0.20786m) ; mais a commencé a diminué en fonction de la profondeur.

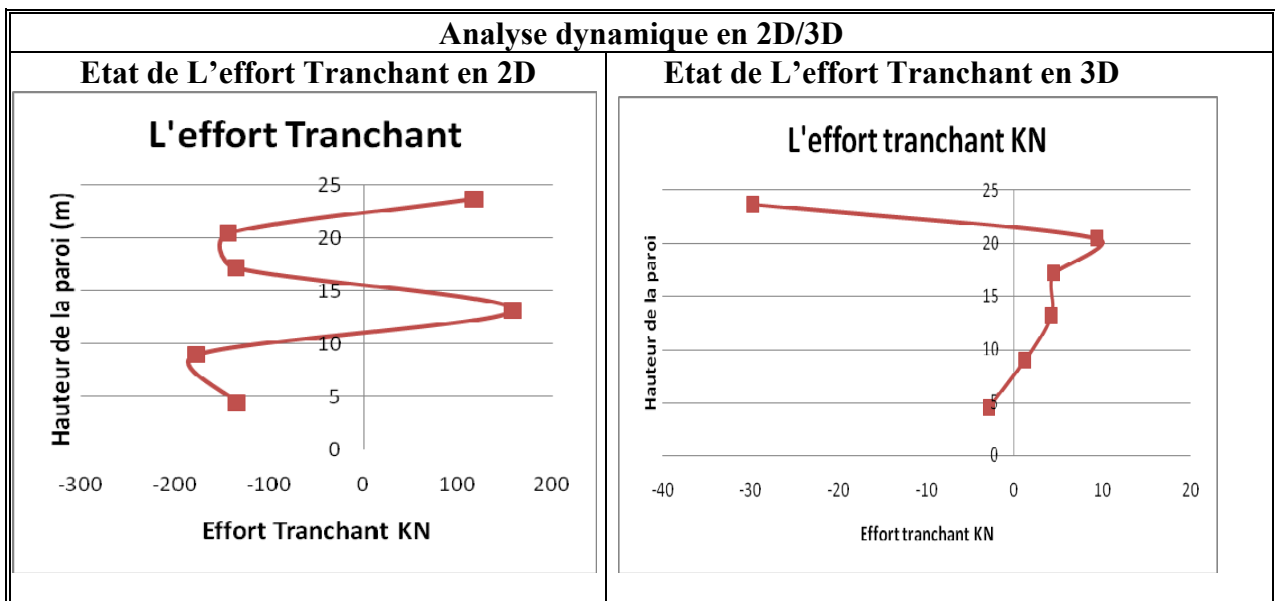
(Figure VI.5. b) montre le déplacement horizontal de la paroi produit sous l’effet des accélérations séismique.

On remarque les valeurs de déplacement augmentent avec la profondeur à cause des fouilles et de l’interaction entre le sol et la paroi tirantée ; le plus grand déplacement horizontal dans les pieux dans le cas sous charge sismique se produit à la surface du sol (0.09744m) ; mais a commencé a diminué en fonction de la profondeur.

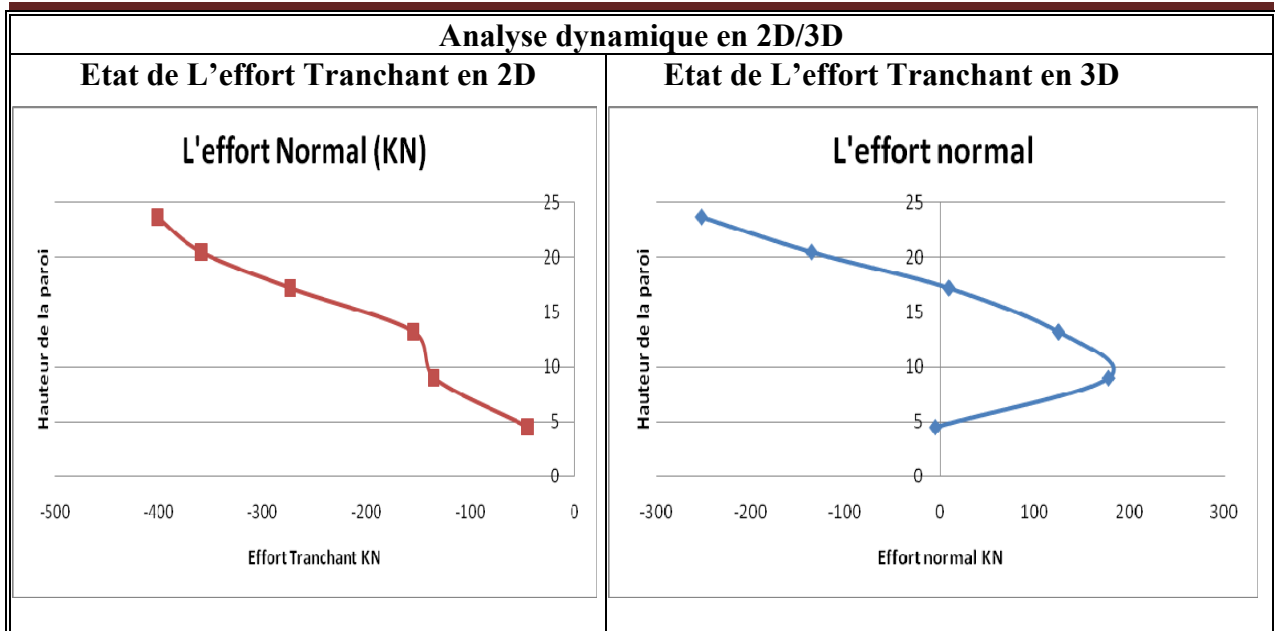
**VI 2.4 Moments, l’effort tranchant et l’effort normal dans le cas dynamique :**



(a)



(b)



(c)  
**Fig VI .6** Moment (a), l'effort tranchant (b) et l'effort normal (c) dans le cas dynamique respectivement

Pour le modèle de calcul en 2D, (Figure VI .6) montre la variation de l'effort tranchant ; l'effort normal et la distribution des moments de flexion pour une paroi tirantée sous un séisme dynamiques (phase 14).

(Figure VI .6 .a) montre le moment de flexion est devenue plus considérable lorsque on rapproche à la sommet de la paroi (278KN/m<sup>2</sup>) à cause de couple des forces de la poussé des terres et les forces d'ancrage et diminue lorsque on rapproche à la base de la paroi (-97.64KN/m<sup>2</sup>).

L'évolution de l'effort tranchant est du à la variation du moment et l'application des force de précontrainte sur la paroi. (Figure VI.6 .b) on remarque que l'effort tranchant maximale au milieu de la paroi (157.19KN) et diminue au sommet de la paroi (-134.61KN) et, (Figure VI .6 .c) On remarque les valeurs de l'effort normal augmentent avec la profondeur à cause des fouilles et de pression des terres latérales, le plus grand effort normal dans les pieux dans le cas sous charge sismique se produit à la surface du sol (-45.15KN), et diminue lorsque on rapproche à la base de la paroi (-401.72KN).

Pour le modèle de calcul en 3D, (Figure VI.6) montre la variation de l'effort tranchant ; normal et la distribution des moments de flexion pour une paroi tirantée sous un séisme dynamiques (phase 14).

(Figure VI.6 .a) montre le moment de flexion est devenue plus considérable lorsque on rapproche au sommet de la paroi (19.59KN/m<sup>2</sup>) à cause de couple des forces de la poussé des terres et les forces d'ancrage et diminue lorsque on rapproche à la base de la paroi (-42.38KN/m<sup>2</sup>).

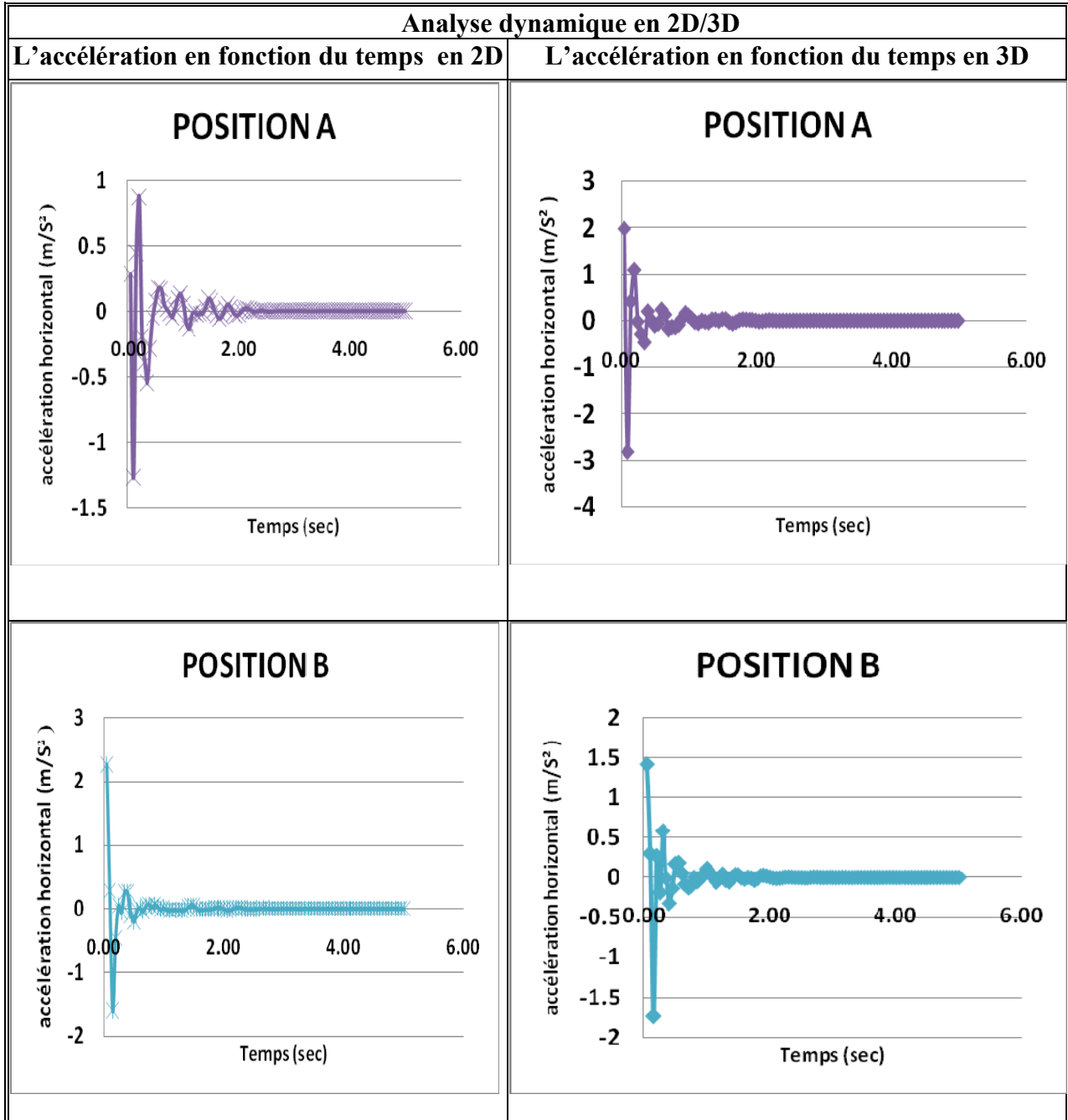
L'évolution de l'effort tranchant est due à la variation du moment et l'application des forces de précontrainte sur la paroi. (Figure VI.6 .b) On remarque que l'effort tranchant maximale (9.39KN) et diminue lorsque on rapproche à la base de la paroi (-29.77KN).

(Figure IV.6 .c) On remarque que les valeurs de l'effort normal augmentent avec la profondeur à cause des fouilles et de pression des terres latérales, on remarque aussi que l'effort normal

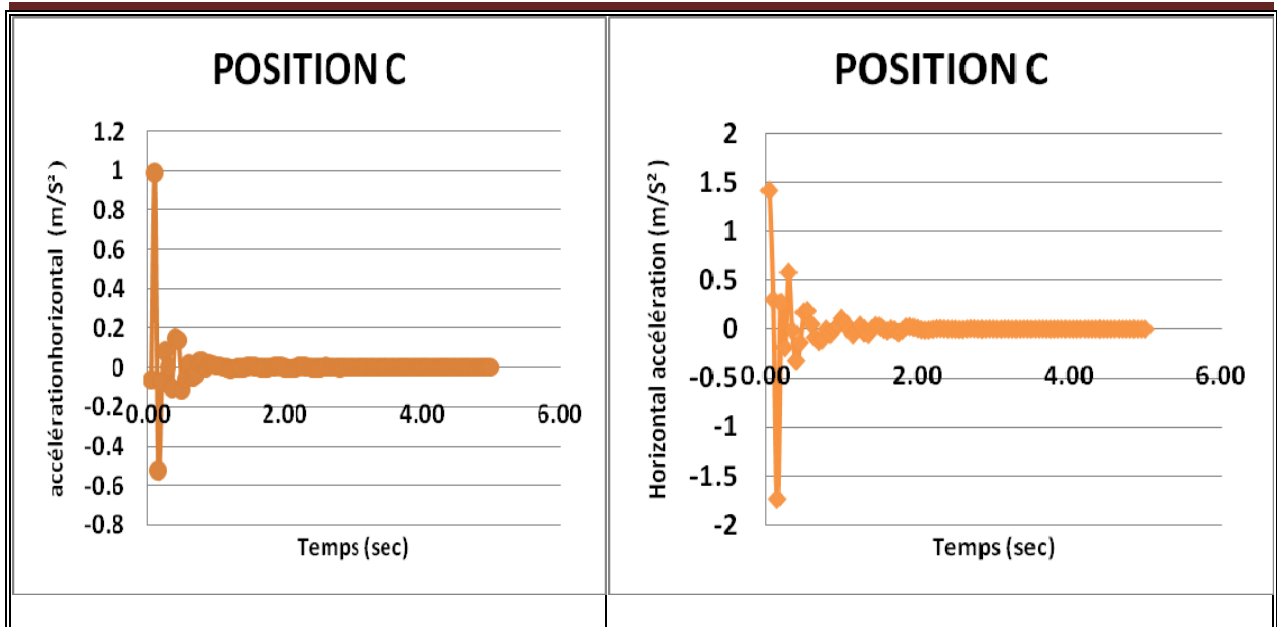
**Chapitre VI : Comportement de la paroi en pieux forés jointifs renforcée par des tirants d'ancrages en 3D (Analyse Dynamique)**

augmente lorsque on rapproche au sommet de la paroi (177.55KN) et diminue lorsque on rapproche à la base de la paroi (-252.17KN).

**VI 2.5 Accélérations du sommet, milieu, pied de la paroi pendant la charge sismique :**





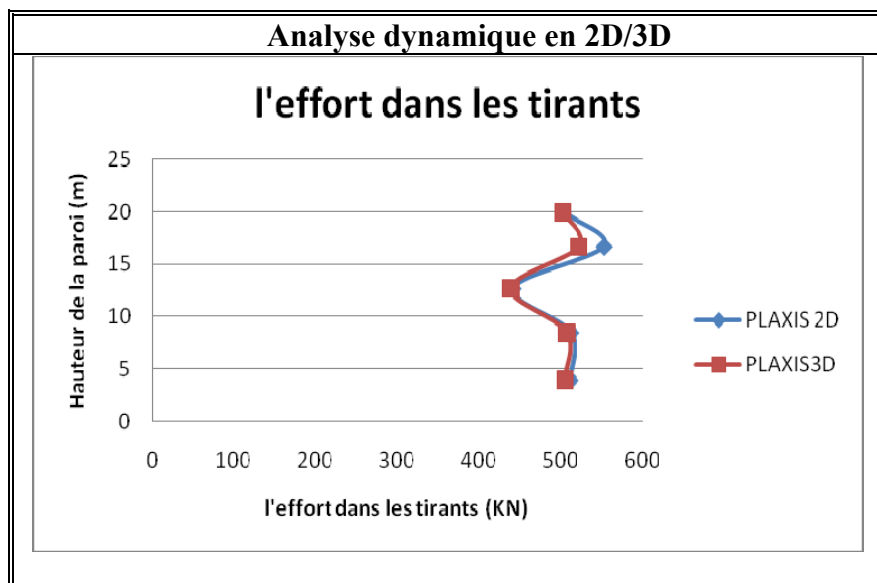


**Fig VI.7** l'accélération en fonction du temps pour les trois positions de paroi tirantée sollicité par le séisme dynamique.

Pour le modèle de calcul en 2D, (Figure VI .7) montre l'accélération en fonction du temps pour les trois positions de paroi tirantée sollicité par le séisme dynamique. L'accélération maximale apparaissent au niveau de la paroi à la (position B) est d'environ 2,27m/s<sup>2</sup>.

Pour le modèle de calcul en 3D, (Figure VI.7) montre l'accélération en fonction du temps pour les trois positions de paroi tirantée sollicité par le séisme dynamique. L'accélération maximale se trouvent au niveau de la paroi à la (position C) est d'environ 1,992m/s<sup>2</sup>.

**VI 2.6 L'effort dans les tirants du sommet, milieu, pied de la paroi pendant la charge sismique :**



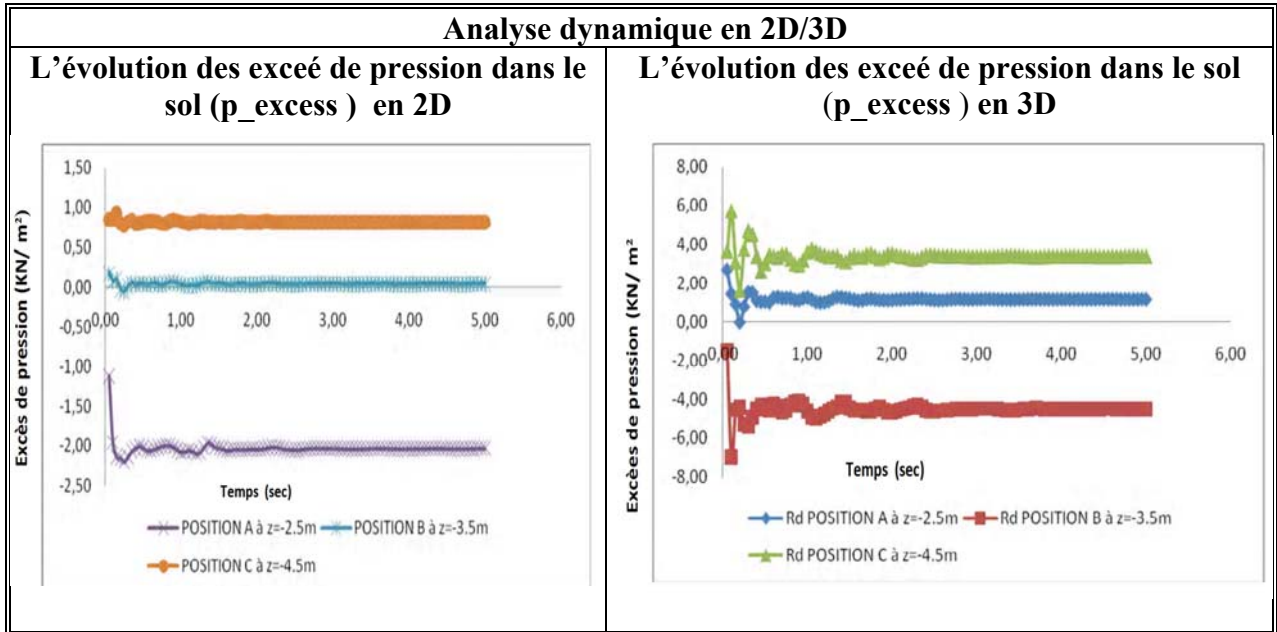
**Fig VI .8** l'effort dans les tirants en fonction du temps pour les trois positions de paroi tirantée sollicité par le séisme dynamique

Pour le modèle de calcul en 2D, (Figure VI .8) on remarque que l'effort dans les tirants maximale (511.60KN) et diminue lorsque on rapproche à la base de la paroi (502.44KN)

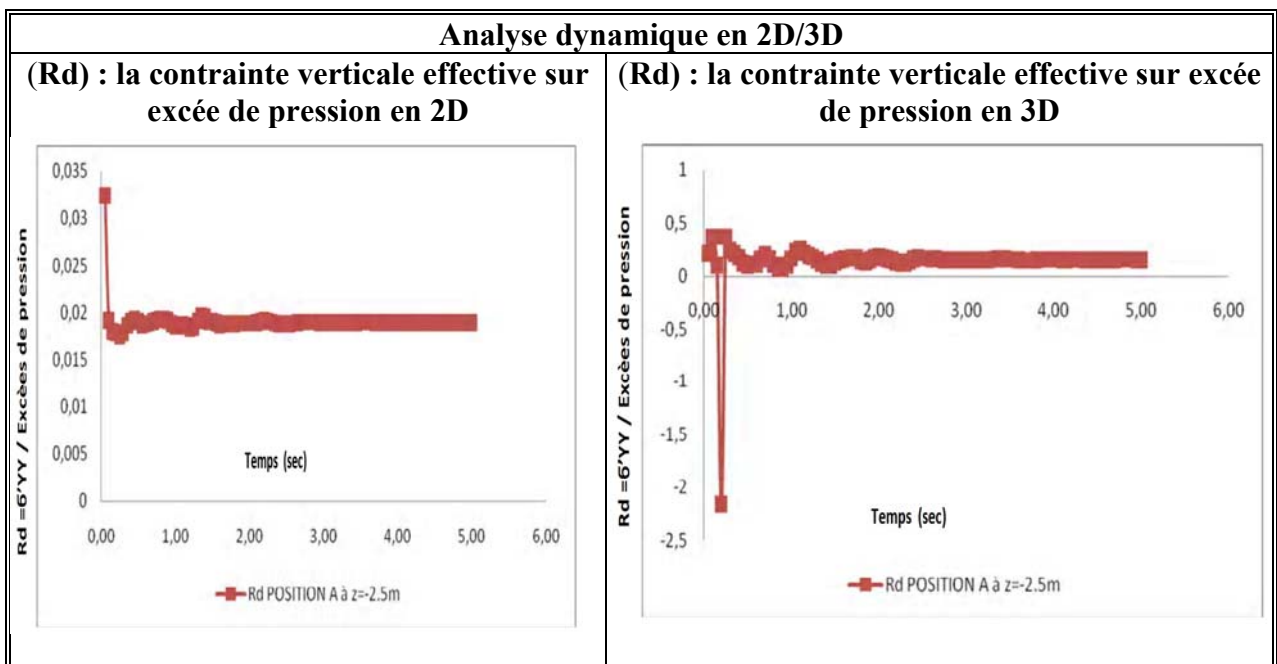
**Chapitre VI : Comportement de la paroi en pieux forés jointifs renforcée par des tirants d'ancrages en 3D (Analyse Dynamique)**

Pour le modèle de calcul en 3D, (Figure VI.8) on remarque que l'effort dans les tirants maximale (521.84KN) et diminue lorsque on rapproche à la base de la paroi (502.01KN).

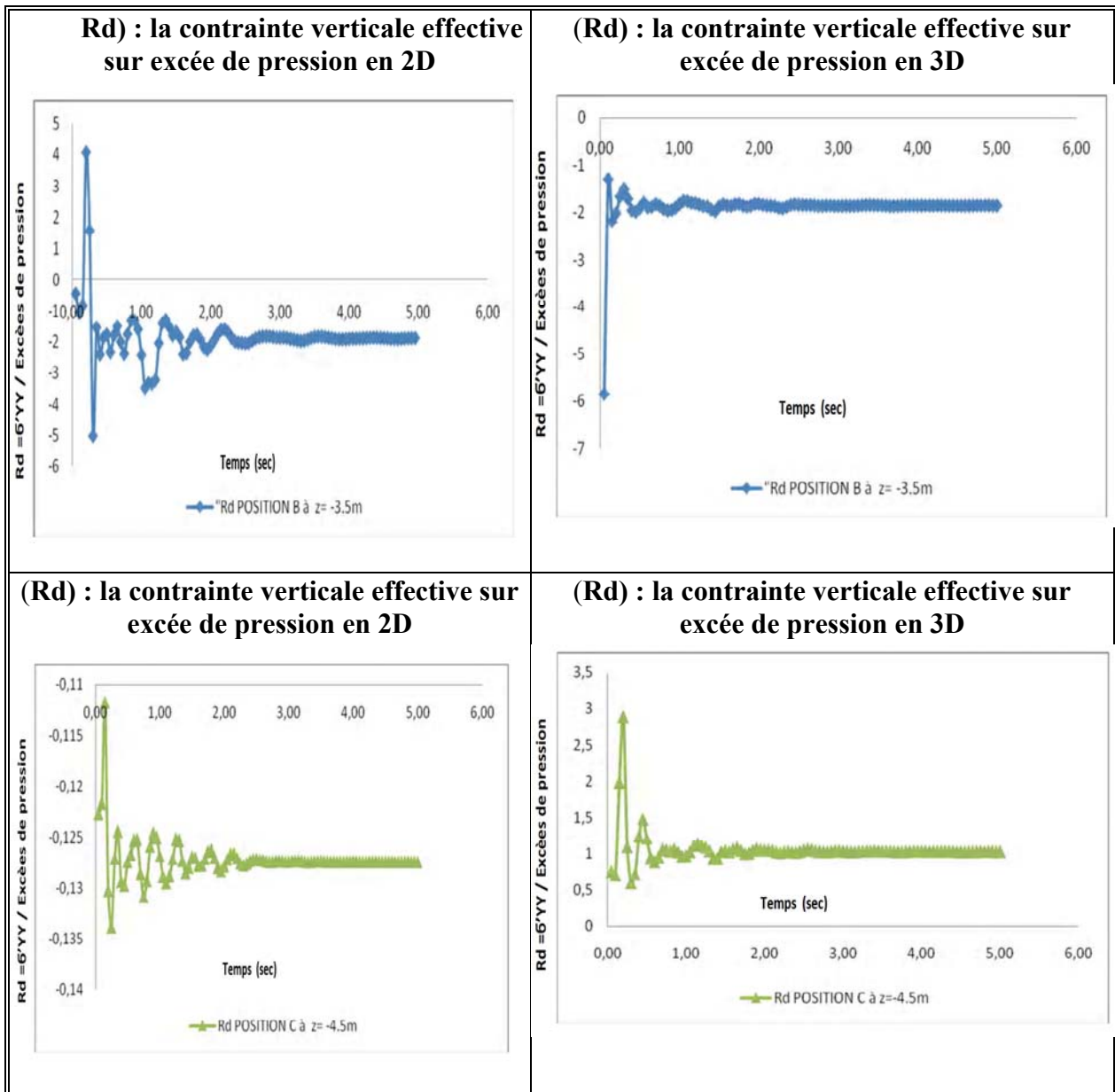
**VI 2.7 Excéé de pression dans le sol ( $p_{\text{excess}}$ ) et  $R_d$  du sommet, milieu, pied de la paroi pendant la charge sismique :**



(a)



(b)



**Fig (VI.9)** l'évolution des excès de pression  $p_{\text{excess}}$  (a) et  $Rd$  (b) développées dans le sol autour de la paroi en fonction du temps dans trois positions différentes

**\* Liquéfaction des sols :**

La liquéfaction du sol est décrite avec une augmentation de la pression interstitielle et la réduction des contraintes effectives dans les sols non cohérents saturés. Les dommages causés par la liquéfaction des sols sont divisés en trois groupes : les dommages de surface, les tassements à la surface et les dommages des ouvrages souterrains.

Pour le modèle de calcul en 2D, Les (figures VI .9.a), (figure VI .9.b) présentent respectivement l'évolution des excès de pression dans le sol ( $p_{\text{excess}}$ ) et ( $Rd$ ) : la contrainte vertical effective sur excès de pression développées dans le sol autour de la paroi en fonction du temps dans trois positions différentes.

Le niveau de la nappe phréatique initiale est considérée proche à la surface de sol à  $-1.50\text{m}$ .  
 On a:  $Rd = \sigma'_{yy} / p_{\text{excess}}$  selon seed (1975) VI 3 .

Il résulte des deux courbes ci-dessous que : Les plus grands valeurs des **p\_excess** et **Rd** (figures IV .9.a), (figure VI .9.b) apparaissent au niveau de la paroi à la (position C) et (position B) respectivement.

(Figure VI .9.b) on remarque à la (position A), (position B) et (position C) : (**Rd** < 1) indique que le sol est liquéfiable.

Pour le modèle de calcul en 3D, Les figures (VI.9.a) ; (figure VI.9.b) présentent respectivement l'évolution des excédés de pression dans le sol (**p\_excess**) et (**Rd**) : la contrainte verticale effective sur excédés de pression développées dans le sol autour de la paroi en fonction du temps dans trois positions différentes.

Il résulte des deux courbes ci-dessous que : Les plus grands valeurs des **p\_excess** et **Rd** apparaissent au niveau de la paroi à la (position C).

(Figure VI.9.b) on remarque à la (position A), (position B) : (**Rd** < 1) indique que le sol est liquéfiable.

On remarque à la (position C) que **Rd** > 1 indique que le sol n'est pas liquéfiable.

### **VI.3 Conclusion**

La déformation des parois de soutènement ou même le déplacement provoque des dégâts considérables sur site particulièrement urbaine. Le séisme est parmi les facteurs qui provoquent des déformations et des déplacements permanents. On constate que les sollicitations, la déformation et les déplacements extrêmes de la paroi ancrée par des tirants de précontraintes sous l'effet des charges sismiques se correspondent en forme pour le cas dynamique, tandis la différence se réside dans l'amplitude.

Les déformations du au tremblement de terres de Boumerdès montre que l'amplitude maximale se produit lorsque la fréquence se rapproche de la fréquence naturelle du sol et de la paroi moulée précontraint.

Le séisme à une grande influence sur le déplacement de sommet du mur tandis elle plus faible aux autres parties de mur (milieu, la base).

PLAXIS 2D/3D V.20 programme dynamique, est utilisé dans cette analyse pour prédire les deux distributions de contraintes, moments et le déplacement de la paroi sous charge sismique historique. Une analyse simple de déformation est réalisée, où le sol est idéalisé comme étant un matériau élasto-plastique selon les critères de rupture Mohr Coulomb.

Les résultats obtenues par les deux programme ont montré que : Le fond de fouille se soulève sous l'action de la pression des terres latérales, déplacement plus grand quand on se rapproche du parement , La profondeur à laquelle le déplacement latéral maximum se produit augmente avec la profondeur de l'excavation , le déplacement horizontale et maximale de la paroi produit sous l'effet des accélérations sismique , Le plus grand déplacement dans les pieux dans le cas sous charge sismique se produit à la surface du sol.

# **Conclusion générale et Perspectives**

### Conclusion Générale

Le présent travail porte sur la sensibilité des déformations de la paroi en pieux forés jointifs renforcée par des tirants d'ancrages associés aux modèles de comportement des sols.

Le renforcement des sols compressibles par des pieux et des ancrages est une solution très utilisée pour supporter les structures dans des zones sismiques. Plus récemment, la technique de renforcement par inclusions rigides a été utilisée. La technique du renforcement par inclusions rigides, un matelas de transfert de charge est intercalé entre la structure et les têtes des inclusions rigides. L'utilisation du matelas permet la dissipation d'énergie liée au séisme.

Le travail s'applique à un cas réel, L'analyse est fait à la station de métro d'Alger Ligne 1, Extension C - Hai el Badr - Ain-Naadja (station de Ain-Naadja).

Le travail de recherche réalisé dans cette thèse constitue une contribution intéressante dans la modélisation numérique du comportement de la paroi en pieux forés jointifs renforcée par des tirants d'ancrages.

L'étude examine deux cas ;

- Le cas statique ;

- Le cas dynamique.

▪ Cas statique :

Les résultats obtenus par une simulation numérique en 3D, les déformations au le niveau des pieux ou des déplacements, ainsi que les efforts d'extension au niveau du lien sont comparées avec les mesures in situ prises en des points très particuliers soit au niveau des tirants ou par des inclinomètres au niveau des pieux.

L'étude est effectuée à l'aide d'une modélisation numérique tridimensionnelle par différences finies avec le code Flac3D ( Fast Lagrangian Analysis of Continua) le long de la avec les fonctions FISH, qui utilisent un langage de programmation intégré à FLAC3D, et le modèle de Mohr- coulomb pour le sol. Le FLAC ont été largement utilisés et acceptés par la communauté géotechnique en raison de sa capacité à modéliser des aspects importants tels que le stress constitutif modèle.

La confrontation des résultats de mesures expérimentales et des résultats de modélisation numérique permettent les conclusions suivantes :

○ Avec un modèle de sol élasto-plastique simple pour le sol et le modèle linéaire pour les éléments de structure montrent que les déplacements de la paroi sont fortement influencés par le module d'élasticité du sol. Ce module doit être choisi avec précaution en représentant le phénomène dominant de déchargement du sol.

○ Les valeurs de la traction augmentent avec augmentation de la profondeur.

○ Le plus grand déplacement dans les pieux s'est produit à la surface du sol.

- Les valeurs de déplacement maximum augmentent avec la profondeur.

- Cas dynamique :

Dans ce cas la modélisation numérique est effectuée dans l'espace tridimensionnel et bidimensionnel à l'aide du code de calcul Plaxis 2D/3D, et le modèle de Mohr- coulomb pour le sol.

Les résultats sont présentés en termes de contraintes, de déformations horizontales et de cisaillement en fonction du temps développés au niveau de la paroi.

L'analyse permet les conclusions suivantes :

- Les valeurs de déplacement maximum augmentent avec la profondeur.
- Les valeurs de l'effort normal augmentent avec la profondeur à cause des fouilles et de pression des terres latérales.
- Le moment de flexion est devenue plus considérable lorsque on rapproche au sommet de la paroi à cause de couple des forces de la poussé des terres et les forces d'ancrage.

L'effort dans les tirants modélisés par Flac3d ont été comparés aux l'effort dans les clous modélisés par Plaxis 2d en fonction de progression de terrassements permettent les conclusions suivantes :

- Les résultats obtenus montrent clairement que pour la (Phase 11), la valeur de la traction maximale dans les clous modélisée par Plaxis 2d est égale à 500 KN est supérieurs aux valeur de la traction maximale dans les tirants modélisés par Flac3d est égale à 376.4 KN.

- Les valeurs de la traction augmentent avec augmentation de la profondeur.

- Les simulations par la méthode des élément finis, utilisé dans le cas présent, sont légèrement plus rigides que celle réaliser par la méthode des différences finies. Cette différence de rigidité peut être attribuée, en partie, au type d'éléments volumiques utilisés.

Concernant l'utilisation des deux logiciels, les quelques remarques qui suivent ont été faites durant l'élaboration de ce travail. Elles sont issues d'une expérience personnelle, se limitent aux modèles établis, et ne peuvent donc pas être généralisées. Plaxis2D offre plus de facilitées que Flac3D pour la modélisation, notamment lors de la construction du modèle et de l'introduction des données et cela grâce à son interface graphique. Ce qui permet de bénéficier d'un gain de temps important surtout pour des modèles présentant des géométries complexes comme c'est le cas. Flac3D impose une discrétisation manuelle du maillage, ce qui nous donne une certaine liberté dans le choix des zones « mailles », de leurs formes de leurs tailles ainsi que de leurs nombres. La génération automatique des contraintes effectives et des pressions interstitielles (pratiquée par Plaxis) est plus simple et plus fiable qu'un calcul manuel des contraintes initiales, surtout pour des couches de sol ayant des surfaces irrégulières. Flac3D nécessite une très bonne maîtrise des différentes commandes ainsi que du langage « Fish » pour qu'il puisse être exploité à sa juste valeur.

### **Perspectives :**

Cette étude s'intéresse à la sensibilité des déformations des parois de pieux forés jointifs renforcée par des tirants d'ancrages associés aux modèles de comportement du sol. Dans le cadre de simulations futures il serait :

Intéressant d'étudier et d'analyser l'effet d'autres paramètres sur le comportement des parois de pieux forés jointifs renforcée par des tirants d'ancrages :

- L'espace entre les tirants d'ancrages ;
- Le nombre des nappes de tirants d'ancrages ;
- Les paramètres d'interaction sol/tirants ;
- Les paramètres de sol (la cohésion et l'angle de frottement) ;
- Les modèles de comportement du sol.
- Influence de loi de comportement sur l'analyse de l'ouvrage.
- Modèle MC très classique adopté au calcul.
- Un modèle de comportement réel pour analyse dynamique de l'ouvrage.



# **Références bibliographiques**

### - Références Bibliographiques

- A. OUNIS, R. CHEBILI, B. ACHOUR. (2006)** : « Comportement des pieux isolés sous sollicitation dynamiques dans un sol multicouche », Courrier du Savoir – N°07, pp.07-12.
- A. MOHANED. (2009)** : « Modélisation tridimensionnelle du comportement sismique du système sol-pieux –pont : Prise en compte des non- linéarités du sol et du béton », Thèse de doctorat, université des sciences technologies de Lille 1, Laboratoire de mécanique de sol Lille.
- ARIBI ALIA. (2019)** : « Etude numérique d'une paroi moulée avec tirant d'ancrage : analyse paramétrique », Mémoire de fin d'études Master, université de Badjimokhtar - Annaba-.
- Associates H. (1993)**: « Cairo Métro Line No2, and Procedure for settlement prediction Diaphragm walls», Inter infra.
- Balay J. (1984)** : « Recommandations pour le choix des paramètres de calcul des écrans de soutènement par la méthode aux modules de réaction» .Note d'information technique, LCPC, Paris,24 page.
- Balay J. (1988)** :« Parois moulées. Ancrages, Techniques de l'ingénieur », C252, Paris, 12 pages.
- Bazin E, Schmitt P. (2001)** : « Analyse des mesures de déformation des parois moulées du métro du Caire », pp 1081–1084.
- Burlon S, Mroueh H. (2006)** : « Analyse des Méthodes de dimensionnement d'écrans de soutènement. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur »- JNGG' Lyon (France).
- BAAZIZ Salah Eddine. (2012)** : « Modélisation numérique des ouvrages de soutènement en sol renforcé». Mémoire de magister, Université M'hamed Bougara-Boumerdes, 86p.
- Breugnot A., Allagnat D. & Baguelin F., Schlosser F& Osmani E., Servant C. (2013)** : « Modélisations de l'interaction sol-pieux pour le calcul d'impédances dynamiques » Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris, pp.673-676.
- B. Mendez, D. Rivera. (2015)**: « Dynamic Soil Pressures on Embedded Retaining Walls: Predictive Capacity Under Varying Loading Frequencies» 6th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering 1-4 Christchurch, New Zealand, pp.01-09.
- BLUM H. (1931)**: « Einspannungsverhältnisse bei Bohlwerken, Berlin, W. Ernst & Sohn», 32 p.
- Burland J.8., Kalra J.C. (1986)**: « Queen Elizabeth II Conference center: Geotechnical aspects». Proc. Instn. Civ. Engrs., Part I, 80, p. 1479-1503.
- BOUSSINESQ J. (1882)** : «Note sur la détermination de l'épaisseur minimum que doit avoir un mur vertical, d'une hauteur et d'une densité données, pour contenir un massif terreux, sans cohésion, dont la surface est horizontale», Annales des Ponts et Chaussées, Tome 3, pp. 623-643.
- Caquot, A., & Kérisel, J. (1948)** : « Table de poussée et de Butée.Gauthier-Villars », Paris.
- CHANG C.Y& DUNCAN J.M. (1970)**, : « Nonlinear analysis of stress and strain in soils. Proc. ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division », Vol. 96, SM5, pp. 1629-1653.
- CHEKROUN Lokmane El-Hakim. (2011)** : « Contribution à l'étude de l'interaction Sol-Structure, Exemple Pieux » Mémoire de Magister, Université Aboubekr BELKAID Tlemcen.

**Coulomb C.A. (1776)** : « Essai sur une application des règles des maximis et minimis a quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture », Mémoires de l'Académie Royale pres Divers Savants, Vol. 7.

**Delattre, L. (1999)** : « Comportement des écrans de soutènement expérimentations et calculs ».

**Delattre, L. (2000)** : « un siècle de méthodes de calcul d'écran de soutènement. I. L'approche par le calcul- les méthodes classique et la méthode au coefficient de réaction ». Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées, (234).

**Delattre, L. Luc. (2004)** : « Un siècle de méthodes de calcul d'écrans de soutènement – III. La modélisation des écrans de soutènement par la méthode des éléments finis », Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, no 252-53, p.95-117.

**Djabri M. (2013)** : « Etude de la sensibilité de la réponse sismique à la disposition du renforcement des remblais d'accès de pont ». Mémoire de magister, Université Mohamed Khider de Biskra, 131p.

**Duncan, J.M. & C.Y. Chang. (1970)**: « Nonlinear analysis of stress and strain in soils». Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division 56, 1629-1653.

**E. Vanoudheusden, G. Petit & J. Robert F. Emeriault & R. Kastner & F. Emeriault & R. Kastner. (2005)**: « Comportement d'une paroi moulée en site urbain: Modélisations et mesures », Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, pp.1141-1145.

**Fadi Hage Chehade, & Marwan Sadek, & Douaa Bachir. (2014)**: « Numerical Study of Piles Group under Seismic Loading in Frictional Soil—Inclination Effect » *Open Journal of Earthquake Research*, 3, 15-21

**FLAC. (2006)** Fast Lagrangian Analysis of Continua in three dimensions, User's annual version 3.1. ITASCA Consulting Group, Inc., Minneapolis.

**F. SCHLOSSER & H.M. JACOBSEN & I. JURAN. (1983)**: « Le renforcement des sols (1) », REVUE FRANCAISE DE GEOTECHNIQUE n° 29, pp.08-33.

**Graziella Sebaaly. (2013)**: « Numerical Modeling of the Characteristic Seismic Behavior of Retaining Walls », MASTER OF SCIENCE, University of Nevada, Reno.

**G. Gazetas, E. Garini, A. Zafeirakos. (2016)**: « Seismic analysis of tall anchored sheet-pile walls » *International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 91, pp 209–221.

**Guoxi Wu and W.D. Liam Finn. (1997)**: « Dynamic elastic analysis of pile foundations using finite element method in the frequency domain » *International Journal of Natural Research Council of Canada (NRC) J. 34*: 34.43 .

**Hazzar L. (2014)** : « Analyse numérique de la réponse des pieux sous sollicitations latérales. Université de Sherbrooke (Québec) Canada », Thèse de doctorats sciences, p 192.

**HEJAZI Y. (2010)** : « Influence de la prise en compte des modules en petites déformations des sols sur la modélisation numérique d'ouvrages géotechniques ». Thèse de doctorats sciences, INSA Lyon, p 324.

**Ho D.K.H., Smith LM. (1993)** : « Modelling of soil nailing construction by 3-dimensional finite element analysis " Retaining structures, Thomas Telford, London, pp. 515-528.

**Itasca . (2005) :** Consulting Group, Manuel d'utilisation de FLAC version 3.0, Minneapolis, Minnesota (USA).

**Inc . (1993) :** Minneapolis FLAC3D. Fast Lagrangian Analysis of Continua. ITASCA Consulting Group.

**Itasca. (1998) :** Consulting Group, Manuel d'utilisation de FLAC version 3.0, Minneapolis, Minnesota (USA).

**Jaky, J. (1944) :** « The coefficient of earth pressure at rest ». Journal for Society of Hungarian Architects and Engineers, 78 (22), pp 355 – 358.

**Kastner R. (1982) :** « Excavations profondes en site urbain. Problèmes Liés à la mise hors d'eau. Dimensionnement des soutènements butonnés ». Thèse de doctorats sciences, INSA Lyon 1, 409 p.

**Kastner R, Pantet B, Ondel C. (1988) :** « Mesures en continu sur un soutènement du métro de Lyon. C.R. Conférence intern. Mesures et essai en génie civil ». GAMAC. Vol. II. Septembre, pp 221- 230.

**Kastner R. (2003) :** « Modélisation numérique par rétro-analyse du comportement des parois moulées butonnées ». Revue française de géotechniques N\_102, pp 31–42.

**Kwon S.-Y., Kim M.-M.&Kim S.g-H, and Choi J.-I. (2013):** « 3D Dynamic Numerical Modeling for Soil-Pile-Structure Interaction in Centrifuge Tests » Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris pp.751-754.

**Lifeng Luan, Yunbin Liu, and Ying Li. (2015):** « Numerical Simulation for the Soil-Pile-Structure Interaction under Seismic Loading», Mathematical Problems in Engineering, pp.01-07.

**Lahmadi Azzeddine. (2015) :** « Contribution à l'étude numérique du comportement d'une paroi moulée tirantée », Mémoire de fin d'études Master, université de Mohamed Boudiaf - M'sila.

**MERKITOU A. (2009) :** « état de contraintes et de déformations pour un ouvrage portuaire en caissons cylindriques ». Mémoire de magister, Université de Mouloud Mammeri.

**Mista P, Prat M. (1999) :** « Ouvrages en interactions ». Hermès Science Publications, Paris.

**Mohamed M. Khalil, Asmaa M. Hassan & Hussein H. Elmamlouk. (2019):** « Dynamic behavior of pile foundations under vertical and lateral vibrations», Mathematical Problems in Engineering, HBRC Journal, VOL. 15, NO. 1, 55–71 pp.57-71.

**Md. KhajaMoniuddin, P. Manjularani<sup>2</sup> and L. Govindaraju. (2016):** « Seismic analysis of soil nail performance in deep excavation » International Journal of Geo-Engineering 7:16, pp.01-10.

**N. Mononobe, H. Matsuo. (1929):** « Determination of earth pressures during earthquakes, in: Proceedings of the World Engineering Congress», vol. 9, pp. 179–187.

**Powrie W, Batten M. (2000):** « Comparison of measured and calculated temporary prop loads at Canada Water Station». Géotechnique 50 (2) :127–140 Soutènement, Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur - JNGG' Lyon (France). pp 81–88.

**Plaxis 2D Connect Edition. (2020) :** Finite element Package for Analysis of Geotechnical Structures. user's manuals, version 20. Edit by R.B.J. Brinkgreve PLAXIS B.V., The Netherlands, and P.A.Vermeer, University of Stuttgart, Germany.

- Plaxis 3D Connect Edition. (2020):** Finite element Package for Analysis of Geotechnical Structures. user's manuals, version 20. Edit by R.B.J. Brinkgreve PLAXIS B.V., The Netherlands, and P.A.Vermeer, University of Stuttgart, Germany.
- PLAXIS 3D. (1998)** [Computer software]. Plaxisbv, Delft, Netherlands. Schanz, T., and Vermeer, P. A. "On the stiffness of sands." *Geotechnique Pre-failure*
- Powrie W., Chandler R.-J. (1999).** Carder D.R., Watson G.V.R. - : « Back-analysis of an embedded retaining wall with a stabilizing base slab ». *Proc. Instn. Civ. Engrs. Geotech. Engng.*, 137, April 1999, p. 75-86.
- Rahmani.S. (2011) :** « Réponse dynamique des pieux en zone sismique », Mémoire de Magister, Université de Batna.
- Rankine W. (1857) :** « On the stability of loose earth", *Philosophical Transactions of the Royal Society of London*, Vol.147.
- ROUABEH Aicha. (2012) :** « Comportement D'un mur de Soutènement sous chargement sismique ». Mémoire de magister, Université Mohamed Khider de Biskra, 158p.
- Rowe, P. W. (1952) :** « Anchored sheet pile Walls. *Institution of Civil Engineers, Proc* ». Vol. 1, London, Jan., pp 27 – 70.
- Schlosser F. (1983) :** « Le Renforcement des sols (1) », *Revue française de géotechniques* N°29, pp 8-33.
- Schlosser F. (1988) :** « Eléments de Mécaniques des sols ». Presses de l'ENPC, Paris.
- Schweiger, H.F. (2001):** «Benchmarking – A new regular section in the bulletin». *PLAXIS Bulletin* No.11.
- SHAFIEE S. (1986) :** « simulation numérique du comportement des sols cloués ; Interaction sol-renforcement .et comportement de l'ouvrage ». Thèse de Doctorat-Ecole Nationale des Ponts, Paris.
- STROYER J.R. (1935) :** « Earth pressure on flexible walls, *J. Inst. Civ. Eng*». Londres, nov.
- S. Okabe. (1929):** « General theory of earth pressures, *J. Jpn. Soc. Civil Eng.* 12.
- Sun Yong Kwon andMintaekYoo. (2019):** « Evaluation of Dynamic Soil-Pile-Structure Interactive Behavior in Dry Sand by 3D Numerical Simulation » *Journal of the applied sciences*, 9 pp.01-22.
- Shuaihua Ye 1,2 and Zhuangfu Zhao. (2020):** « Evaluation of Dynamic Soil-Pile-Structure Interactive Behavior in Dry Sand by 3D Numerical Simulation » *Journal of Mathematical Problems in Engineering* », pp.01-15.
- Terzaghi K. (1943):** « Theoretical soil mechanics. Wiley, New York ».
- Terzaghi K., Peck R.B. (1967):** « Soil mechanics in engineering practice», New York, John Wiley & Sons, Seconde édition , 729 p.
- Utter N, Derville´ B, Beth M. (2013) :** « Soutènements de grande hauteur soutenus par butons ou multi-ancrages a` Monaco : de la modélisation au comportement réel ». *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Paris. pp 1905–1908.

**Valentin R, Jacquard C. (2011) :** « Un exemple de paroi berlinoise tirantée a` Monaco Chantier ilot Rainier III », pp 1-20.

**Zaima Yousra & Boubezari Imane. (2018) :** « Etude du comportement statique et dynamique d'un massif en sol renforcé», Mémoire de fin d'études Master Académique, université de Mohammed Seddik Ben Yahia -Jijel-.

**ZEROUAL FARIDA. (2013) :** « Étude du comportement d'un mur de soutènement soumis à des sollicitations dynamiques », Mémoire de Magister, université de Batna 1.

**Zhao Jie &Feng Jiang. (2016):** « Slope Seismic Response with Different Anchoring Conditions» Electronic Journal of Geotechnical EGINEERING, (21.15), pp 4997-5012. Available at ejge.com.

**Zineb ABCHIR. (2016) :** « Contribution à l'étude du comportement des pieux isolés soumis à des sollicitations axiales monotones et cycliques dans le sable », Thèse de doctorat, université Paris-Est.