



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la recherche Scientifique



Université BATNA 2
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Thèse

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de

DOCTORAT EN SCIENCES

Option : **Interaction sol-structure**

Présenté par :

ANNANE Abdallah

Thème

**Analyse dynamique des murs de soutènement de
grande hauteur.**

Soutenue publiquement à Batna le : 22 / 02 / 2024

Devant le jury

M_{me} BAHLOUL Ouassila	Présidente	MCA, Université de Batna2
M_r KARECH Toufik	Rapporteur	Pr, Université de Batna2
M_r BEROUAL Ahmed	Examineur	Pr, Université Constantine1
M_r MABROUKI Abdelhak	Examineur	Pr, Université Biskra
M_r SAADI Mohamed	Examineur	MCA, Université de Batna2
M_r MEZHOUD Samy	Examineur	MCA, Université Constantine1

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Dédicace

Je remercie ensuite mes collègues Messieurs, Saleh NOUI Mehfoud TOUHARI, Moussa CHAIB AINOUI, Faycel LOUCIF, MAARKA Aïssa, Mounir HAMLAOUI, Azzedine TAMEN, Fathi LAAIB et monsieur Nouredine FILALI qui m'ont soutenu et m'ont encouragé dès le début de ce travail, malgré les conditions souvent difficiles avec d'exceptionnelles astreintes de temps.

Un grand merci enfin à ma famille pour son dévouement et sa présence chaleureuse, ses encouragements et son amour, mes parents, et particulièrement ma mère et Mon père et mes frères sans laquelle après Dieu, ce travail l n'aurait pas été possible Et à tous ceux qui me sont chers.

A la famille de mon frère

A ma chérie et ma future femme LOUCIF Amira.

Annane Abdallah

REMERCIEMENTS

Louange à Dieu, tout puissant de m'avoir guidé durant ma formation et de m'avoir permis de réaliser ce modeste travail.

Mes vifs remerciements à mon Promoteur :

pr. Toufik KARECH pour ses conseils durant l'élaboration de ce mémoire ainsi qu'à l'ensemble des enseignants qui ont assuré ma formation.

J'exprime ma sincère gratitude vivement Messieurs, Le président et les Membres de jury, de m'avoir honoré en acceptant d'examiner ce travail.

Je remercie monsieur Dr Mohammed SAADI chef Département de Génie civil de l'université de BATNA2.

Je remercie particulièrement monsieur Hocine HANNACHE, Mohamed BENBIMA, Hakim BENLALEM Et Massoud GARZIZE et toute l'équipe COSIDER M28 et LEMA pour m'avoir donné l'occasion exceptionnelle à mes innombrables questions.

Enfin ma reconnaissance à tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de cette thèse.

Résumé

Ces dernières décennies, il y a eu une augmentation significative de la construction d'ouvrages souterrains dans les zones urbaines. Il est nécessaire de construire des infrastructures souterraines appropriées en réponse à la demande croissante de transports (transports routiers et ferroviaires) ainsi qu'à l'acheminement d'eau potable et d'eaux usées dans des zones déjà très encombrées.

La station Oued Smar est l'objet de ce travail. Il s'agit de l'agrandissement du centre El Harrach à Bab-Ezzouar et de l'Aéroport International d'Alger.

Les parois de soutènement de grande hauteur de cette station ont été instrumentées. Les mesures et leur analyse mettent en évidence des phénomènes généralement ignorés dans le dimensionnement de ce type d'ouvrages. Des calculs de recalage suivant la méthode dite "élasto-plastique" par la méthode numérique, avec un choix adapté des paramètres et des lois de calcul, permettent de modéliser et d'expliquer ces phénomènes, puis de conclure sur la validité de ces méthodes dans la prévision des déformations des ouvrages.

L'analyse statique par (FLAC3D) a été effectuée afin de simuler le comportement de l'ouvrage pour les différents modes d'excavations. Les résultats obtenus en termes de déplacements sont comparés aux mesures inclinométriques installées au niveau de chaque paroi.

Une analyse dynamique en 3D est étudiée et les résultats en termes de pressions inertielles et contraintes effectives en fonction du temps dynamique induit par un accélérogramme dû au séisme Boumerdese (mai 2003) dans le sol environnant sont étudiées afin de prévoir l'effet de liquéfaction en fonction de profondeur du sol.

Mots-clés : paroi moulée, inclinomètres, contrainte effective, statique, dynamique, station.

Abstract

The construction of underground structures in urbanized areas has grown considerably in recent decades. The growing demand for transport (both road and rail) and the transport of drinking water and wastewater in overcrowded areas requires the construction of substantial underground infrastructures.

This work focuses on Oued Smar station. It is about the extension of El Harrach Centre - Bab-Ezzouar - Algiers International Airport.

The station's high retaining walls were instrumented. The measurements and their analysis highlight phenomena that are generally ignored in the design of this type of structure. Recalibration calculations using the so-called "elasto-plastic" method by the numerical method, with an appropriate choice of parameters and calculation laws, make it possible to model and explain these phenomena, and then to conclude on the validity of these methods in predicting the deformations of the structures.

Static analysis using (FLAC3D) was carried out to simulate the behavior of the structure for the various excavation modes. The results obtained in terms of displacements were compared with the inclinometer measurements installed at each wall.

A 3D dynamic analysis is studied, and the results in terms of inertial pressures and effective stresses as a function of dynamic time induced by an accelerogram, due to the Boumerdes earthquake (May 2003), in the surrounding soil are studied in order to predict the effect of liquefaction as a function of soil depth.

Key words: diaphragm wall, inclinometers, effective constraint, static, dynamic, station.

ملخص

شهد بناء الهياكل تحت الأرض في المناطق الحضرية نموًا كبيرًا في العقود الأخيرة. و نظرًا للطلب المتزايد في مجال النقل (الطرق والسكك الحديدية على حد سواء) ونقل مياه الشرب ومياه الصرف الصحي في المناطق التي تعاني بالفعل من الازدحام الشديد تتطلب بناء بنية تحتية كبيرة تحت الأرض.

يرتكز هذا العمل على دراسة محطة واد السمار. و التي هي مركز مشروع الميترو الجزائر امتداد من الحراش - باب الزوار - وصولا الي مطار الجزائر الدولي.

تم تجهيز الجدران الاستنادية العالية لهذه المحطة. حيث تم تسلط الدراسة على القياسات وتحليلها على ضوء الظواهر التي يتم تجاهلها بشكل عام في تصميم هذا النوع من الهياكل. حسابات الضبط وفقاً لما يسمى بطريقة "elasto-plastic" بالطريقة العددية، مع الاختيار المناسب للمعاملات وقوانين الحساب ، مع متابعتها في الإنجاز بأجهزة المراقبة (قياسات الميل) تجعل من الممكن نمذجة هذه الظواهر وشرحها بطريقة علمية ، ثم استنتاج صحة هذه الطرق في التنبؤ بتشوهات الهياكل.

تم إجراء التحليل السكوني بواسطة (FLAC3D) لمحاكاة سلوك الهيكل لأنماط الحفر المختلفة. تمت مقارنة النتائج التي تم الحصول عليها من حيث النزوح مع قياسات الميل المثبتة على مستوى كل جدار.

تمت دراسة التحليل الديناميكي ثلاثي الأبعاد ودراسة النتائج من حيث الضغوط بالقصور الذاتي والضغوط الفعالة للماء كدالة للوقت الديناميكي الناجم عن مخطط التسارع الناتج عن زلزال بومرداس (مايو 2003) في التربة المحيطة تمت دراستها من أجل التنبؤ بتأثير التميع تأثيرها على وظيفة عمق التربة للمنشأة .

الكلمات المفتاحية: جدار الحجاب الحاجز ، الميل ، الضغط الفعال ، السكوري ، الديناميكي ، محطة الميترو .

TABLE DES MATIERES

Introduction Générale.....	1
Chapitre I : Synthèse bibliographique (Comportement des parois)	
I.1. Introduction	3
I.2. Les ouvrages de soutènement	3
I.3. Les différents ouvrages de soutènement.....	3
I.3.1 Mur en poids	3
I.3.2 Mur en béton	4
I.3.2.1 Mur en «T renversé » classique	5
I.3.2.2 Mur à contreforts.....	6
I.3.2.3 Murs divers	7
I.3.3 Mur en gabions	7
I.3.4 Les rideaux de palplanches.....	8
I.3.5 Les murs en terre armée.....	8
I.3.6 Les murs en parois moulées.....	9
I.3.6.1 Définition, classification, comportement et applications de soutènement en paroi moulée	10
I.3.6.2 Mise en œuvre de paroi moulée	11
I.3.6.3 Différents types des parois moulées	13
I.3.6.3.2 La paroi à bentonite	14
I.3.6.3.3 La paroi en béton plastique	14
I.3.6.3.4 La paroi en coulis auto durcissable	14
I.3.6.4 Les parois de soutènement simple	14
I.3.6.5 Les parois moulées classiques	15
I.3.6.6 Les parois caissons.....	18
I.3.6.7 Les parois préfabriquées	18
I.4. Etat de l’art.....	19
I.5. Conclusion	25
Chapitre II : Etude de Cas (Station Oued Smar)	
II.1 Introduction	24
II.2 Situation de projet.....	24
II.3 Les dimensions de projet.....	25
II.4 Les procédures de soutènements	25
II.5 Les tirants d’encrage.....	26
II.5.1 Classification des tirants	27

II.5.1.1	Classification en fonction de la durée du tirant	27
II.5.1.2	Classification en fonction du rôle assumé par le tirant	29
II.6	Butons de soutènements	29
II.7	Les reconnaissance et données géotechniques	30
II.7.1	Station Oued Smar	31
II.7.2	Essais au laboratoire	31
II.7.2.1	Présentations des résultats des essais de laboratoire.....	32
II.7.3	Station Oued smar.....	36
II.7.4	Travaux sur terrain.....	37
II.8	L'instrument de suivi de déplacement.....	38
II.8.1	Position des puits inclinométriques	39
II.8.2	Moyens mis en œuvre Matériel	39
II.8.3	Méthodologie de travail.....	40
II.9	Conclusion.....	41

Chapitre III: Analyse Numérique

III. 1	Introduction	42
III. 2	Présentation du modèle numérique	42
III. 3	Analyse des résultats	45
III. 4	Comparaison des résultats numérique et mesure in situ	48
III. 5	Conclusion.....	50

Chapitre IV: Etude dynamique

IV. 1	Introduction.....	52
IV. 2	Modélisation numérique	52
IV. 3	Présentation de code de calcul plaxis 3D.....	52
IV. 4	Chargement Sismique	55
IV. 5	Présentation du modèle numérique	57
IV. 6	Les résultats dynamiques et discussion.....	62
IV. 7	Conclusion	79
	Conclusion général.....	79

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 Mur en maçonnerie de pierres sèches.....	4
Figure I.2 Mur en maçonnerie jointoyée.....	4
Figure I.3 Mur poids en béton.....	4
Figure I.4 mur en «T renversé» classique	5
Figure I.5 présentation murs en déblai.....	5
Figure I.6 Diverses dispositions de bûches.....	6
Figure I.7 Mur à contreforts en béton arme.....	6
Figure I.8 Les murs divers.....	7
Figure I.9 Mur en gabions.....	8
Figure I.10 Les rideaux de palplanches.....	8
Figure I.11 mur en terre arme.....	9
Figure I.12 Les murs en parois moulées.....	9
Figure I.13 photo de paroi moulée	10
Figure I.14 Murettes guides coupe longitudinal et transversal	11
Figure I.15 principe de soutènement de boue de bentonite.....	12
Figure I.16 Schéma d'exécution d'une paroi moulée	13
Figure I.17 Schéma de principe paroi moulée d'étanchéité	14
Figure I.18 Paroi moulée soutènement simple encrée.....	15
Figure I.19 Schéma montre les parois moulées de tranchée couverte avec planché qui sert à buter les parois	16
Figure I.20 Les étapes de réalisation d'une tranchée couverte	17
Figure I.21 Mise en place de paroi caisson	18
Figure I.22 Principe de construction d'une paroi moulée préfabriquée	19
Figure II.1 Vue générale de la zone d'implantation de la Station Oued Smar.....	25
Figure II.2 Schéma type du système de butonnage préconisé pour la zone central du corps principal de la Station Oued Smar - Vue en Plan.....	26
Figure II.3 Schéma type du système de butonnage préconisé pour la zone central du corps principal de la Station Oued Smar - Section Type	26

Figure II.4 Présentation tirant d'ancrage et paroi moulée.....	27
Figure II.5 Tirants temporaires.....	28
Figure II.6 Tirants permanents	28
Figure II.7 Les tirants verticaux	29
Figure II.8 Butons de soutènements	29
Figure II.9 Localisation des points de sondage	31
Figure II.10 Coupe géotechniques de station OUED SMAR.....	37
Figure II.11 Position des puits inclinométriques au niveau de la Station Oued Smar	39
Figure II.12 Tournet de câble, poste de lecture et sonde inclinométrique (de gauche à droite)	40
Figure II.13 Déformation totale suivant l'axe A.....	41
Figure II.14 Déformation totale suivant l'axe B	41
Figure III.1 Présentation du modèle numérique adopté (FALC 3D)	42
Figure III.2 Contours de contrainte et de pression interstitielle phase 0.....	45
Figure III.3 Contours du déplacement général.....	46
Figure III.4 Contours déplacement général et Pressions interstitielle Phase 20	46
Figure III.5 Contours déplacement x et Déplacement paroi moulée Phase 20	47
Figure III.6 Déplacement suivant l'axe correspondant a la Phase 05	48
Figure III.7 Déplacement suivant l'axe X correspondant aux phases 07 et 09	48
Figure III.8 Déplacements suivant X correspondant aux phases 10 et 13	49
Figure III.9 Déplacements suivant X correspondant aux phases 14 et 20.	49
Figure IV.1 Accélération en fonction du temps (sismique de Boumerdes 2003)	56
Figure IV.2 Présentation du modèle numérique adopté (PLAXIS 3D)	57
Figure IV.3 Présentation du maillage de modèle numérique adopté (PLAXIS 3D).....	58
Figure IV.4 Présentation lithologique et position des éléments de structures	59
Figure IV.5 Présentation des éléments de structure (parois moulée , butons)	59
Figure IV.6 Présentation tirants d'encrages.	60
Figure IV.7 Répartition de la contrainte effective et pression interstitielle avec de profondeur 8 m (Cas d'excavation de 17 m).....	62

Figure IV.8 Répartition de la contrainte effective et pression interstitielle avec de profondeur 12 m (Cas d'excavation de 17 m).....	63
Figure IV.9 Répartition de la contrainte effective et pression interstitielle avec de profondeur 16 m (Cas d'excavation de 17 m).....	63
Figure IV.10 Répartition de la contrainte effective et pression interstitielle avec de profondeur 20 m (Cas d'excavation de 17 m).....	64
Figure IV.11 Répartition de la contrainte effective et pression interstitielle avec de profondeur 24 m (Cas d'excavation de 17 m).....	65
Figure IV.12 Répartition de la contrainte effective et pression interstitielle avec de profondeur 28m (Cas d'excavation de 17 m).....	65
Figure IV.13 Répartition de la contrainte effective et pression interstitielle avec de profondeur 32m (Cas d'excavation de 17 m).....	66
Figure IV.14 Répartition de la contrainte effective et pression interstitielle avec la profondeur 36m (Cas d'excavation de 17 m).....	66
Figure IV.15 Répartition de la contrainte effective et pression interstitielle avec de profondeur 40 m (Cas d'excavation de 17 m).....	67
Figure IV.16 Répartition de la contrainte effective et pression interstitielle avec de profondeur 44m (Cas d'excavation de 17 m).....	67
Figure IV.17 Répartition de la contrainte effective et pression interstitielle avec de profondeur 48 m (Cas d'excavation de 17 m).....	68
Figure IV.18 Présentation des déplacements de sol cas statique phase 10	69
Figure IV.19 Présentation des déplacements de sol cas dynamique phase 10.....	69
Figure IV.20 Présentation des efforts de cisaillements cas statique phase 10	70
Figure IV.21 Présentation les efforts des tranchant cas dynamique phase 10	70
Figure IV.22 Répartition de la contrainte effective et pression interstitielle avec de profondeur 8 m (Cas d'excavation de 30,70 m).....	71
Figure IV.23 Répartition de la contrainte effective et pression interstitielle avec de profondeur 12 m (Cas d'excavation de 30,70 m).....	72
Figure IV.24 Répartition de la contrainte effective et pression interstitielle avec de profondeur 16 m (Cas d'excavation de 30,70 m).....	72
Figure IV.25 Répartition de la contrainte effective et pression interstitielle avec de profondeur 20 m (Cas d'excavation de 30,70 m).....	73
Figure IV.26 Répartition de la contrainte effective et pression interstitielle avec de profondeur 24 m (Cas d'excavation de 30,70 m).....	73

Figure IV.27 Répartition de la contrainte effective et pression interstitielle avec de profondeur 28m (Cas d'excavation de 30,70 m).....	74
Figure IV.28 Répartition de la contrainte effective et pression interstitielle avec de profondeur 32m (Cas d'excavation de 30,70 m).....	74
Figure IV.29 Répartition de la contrainte effective et pression interstitielle avec la profondeur 36m (Cas d'excavation de 30,70 m).....	75
Figure IV.30 Répartition de la contrainte effective et pression interstitielle avec de profondeur 40 m (Cas d'excavation de 30,70 m).....	75
Figure IV.31 Répartition de la contrainte effective et pression interstitielle avec de profondeur 44m (Cas d'excavation de 30,70 m).....	76
Figure IV.32 Répartition de la contrainte effective et pression interstitielle avec de profondeur 48 m (Cas d'excavation de 30,70 m).....	76
Figure IV.33 Présentation des déplacements de sol cas statique phase 20	77
Figure IV.34 Présentation des déplacements de sol cas dynamique phase 20.....	77
Figure IV.35 Présentation des efforts de cisaillements cas statique phase 20	78
Figure IV.36 Présentation les efforts des tranchant cas dynamique phase 20	78

LISTE DES TABLEAU

Tableau II .1 Les données teneur en eau, degré de saturation.....	32
Tableau II .2 La masse volumique	32
Tableau II .3 Analyse granulométrique et sédimentométrie.	33
Tableau II .4 Limites d'Atterberg	34
Tableau II .5 Essai de cisaillement à la boîte (UU).....	34
Tableau II .6 Essai de cisaillement à la boîte (CD).....	35
Tableau II .7 Essai de cisaillement Triaxial (CU).....	35
Tableau II .8 Essai de chargement à l'odomètre	35
Tableau II .9 Essai de résistance à la compression simple.....	35
Tableau II.10 Paramètres géotechniques station OUED SMAR.....	36
Tableau II. 11 Lectures des niveaux piézométriques	37
Tableau II .12 Les données d'essai SPT (Standard pénétration tests)	37
Tableau II .13 Les résultats des essais pressiométriques réalisés.	38
Tableau III .1 Lithologie et paramètres géotechniques	43
Tableau III .2 Caractéristiques des éléments de structure	43
Tableau III .3 Caractéristiques des tirants d'encrages.....	43
Tableau III .4 Phasage de calcul numérique	44
Tableau IV .1 Module d'élasticité dynamique transversal de chaque couche.	56
Tableau IV .2 Lithologie et paramètres géotechniques en dynamique	58
Tableau IV .3 Caractéristiques des éléments de structure en dynamique	59
Tableau IV .4 Caractéristiques des tirants d'encrages	60
Tableau IV .5 Phasage de calcul numérique en Plaxis 3D.....	61

Liste des abréviations

<u>Notation</u>	<u>Définition</u>
W	Teneur en eau naturelle
Sr	Degrés de saturation
S17	sondages carottés
S18	sondages carottés
S18-1	sondages carottés
Wl	Limite de liquidité
Wp	Limite de plasticité
Ip	Indice de plasticité
Ic	Indice de consistance
RCS	Résistance à la compression simple
C _c	Indice de compression
C _g	Indice de gonflant
γ_d	Masse volumique sec
N _{spt}	Nombre de coups standard pénétration tests
Re	Remblais
Qs	Sables limoneux-argileux
QM	Argiles marneuses
QM _{sg}	Sable limoneux-argileux avec présence de cailloux
γ_h	Poids vol. humide
su	Cohésion non-drainée
Eu	Module de déformabilité non-drainé
ϕ'	Angle de frottement effectif
c'	Cohésion effective
E'	Module de déformabilité drainé
K0	coefficient de poussée au repos
C.G.S	Centre d'ingénierie sismique
a _h	accélération horizontale
a _v	accélération verticale

Introduction Générale

Introduction Générale

L'exécution des excavations profondes dans les zones urbaines exige l'utilisation de structures de soutènement afin de soutenir les constructions existantes avoisinantes. En effet les excavations peuvent aller jusque leurs fondations, ce qui constitue un réel danger. Même si ces structures représentent souvent un intérêt important du point de vue architectural, leur calcul et leur dimensionnement sont complexe. Les interactions entre le sol, la paroi et les structures avoisinantes étant importantes, leur prise en compte doit être prise en considération.

Le choix du type de parois moulées est une nécessité plus qu'un avantage, en effet, pour construire sous le niveau naturel du terrain, beaucoup de solution sont envisageable soit des terrassements qui seront fait en surface d'une manière générale ensuite on réalisera les parois extérieure. Dans notre étude on envisage a réalisé des parois moulées à cause de leurs profondeur importante et leur implantation au centre-ville.

L'analyse de la stabilité des parois est généralement réalisée avec la méthode d'équilibre limite basée sur des hypothèses concernant la forme de la surface de l'excavation. Ces méthodes restent très courantes en raison de leur simplicité et le nombre réduit de paramètres dont ils ont besoin, qui sont la géométrie des parois, la topographie, la géologie, les charges statiques et dynamiques, les paramètres géotechniques et les conditions hydrogéologiques.

La station Oued Smar est l'objet de ce travail. Il s'agit de l'agrandissement du centre El Harrach à Bab-Ezzouar et de l'Aéroport International d'Alger.

Les parois de soutènement de grande hauteur de cette station ont été instrumentées. Les mesures et leurs analyses mettent en évidence des phénomènes généralement ignorés dans le dimensionnement de ce type d'ouvrages. Des calculs de recalage suivant la méthode dite " élasto-plastique " par la méthode numérique, avec un choix adapté des paramètres et des lois de calcul, permettent de modéliser et d'expliquer ces phénomènes, puis de conclure sur la validité de ces méthodes dans la prévision des déformations des ouvrages.

L'analyse statique par (FLAC3D) a été effectuée a fin de simuler le comportement de l'ouvrage pour les différentes phases d'excavations. Les résultats obtenus en termes de déplacements sont comparés aux mesures inclinométriques installées au niveau de chaque paroi.

Une analyse dynamique en 3D (Plaxis3D) est étudiée et les résultats en termes de pressions inertielles et contraintes effectives en fonction du temps dynamique induit par un accélérogramme dû au séisme Boumerdes (mai 2003) dans le sol environnant sont analysées afin de prévoir l'effet de liquéfaction en fonction de profondeur du sol.

Le premier chapitre présente une généralité sur les ouvrages de soutènement et leurs classements suivant le mode de fonctionnement. La mise œuvre des parois moulées et leurs différents types ainsi une bibliographie représentant l'état de l'art des murs de soutènement de grandes hauteurs.

Le deuxième chapitre est une présentation de l'ouvrage sont plan d'implantation les donnée géologique, géotechnique hydrologique hydrogéologique et le plan d'implantation de inclinomètres.

Le troisième chapitre est la modélisation de l'ouvrage en 3D en utilisant flac version cinq avec analyse complète du point de vue déplacement en suivant les différentes phases d'excavation.

Enfin le quatrième chapitre c'est une analyse dynamique de l'ouvrage sollicité par un spectre de réponse 'boumerdes 2003 en utilisant Plaxis 3D version 20. Les résultats sont présentés en termes de contrainte effectives et pressions interstitielles au niveau de chaque phase et l'interface paroi-sol.

Chapitre I

Synthèse bibliographique

(Comportement des parois)

I.1. Introduction :

Dans cette partie on présente une synthèse bibliographique permettant d'identifier l'état des connaissances sur les différents ouvrages de soutènement leurs modes de d'utilisation et leurs modes de réalisation.

I.2. Les ouvrages de soutènement :

Un ouvrage de soutènement est une structure conçue pour empêcher l'éboulement ou le glissement d'un talus abrupt. Les structures de soutènement sont principalement utilisées dans les zones montagneuses pour protéger les routes contre les risques d'éboulement ou d'avalanches, ou dans les zones urbaines pour réduire l'étendue d'un talus naturel pour la construction d'une route, d'un bâtiment ou d'un ouvrage d'art. Il existe deux grandes catégories d'ouvrages de soutènement : ceux qui sont constitués d'une paroi résistante et d'une base de fondation, et ceux qui sont constitués de parois (palplanches).[29]

I.3. Les différents ouvrages de soutènement

I.3.1 Mur en poids :

Ce sont des murs en pierre, en béton ou en béton armé avec une base avec ou sans talon, épaulement ou contrefort. Le soutènement du matériau retenu est fortement influencé par le poids du mur lui-même, qui inclut parfois la masse stabilisatrice du sol, du rocher ou du remblai. Les murs en béton poids d'épaisseur constante ou variable, les murs en béton armé à semelle et les murs à contrefort sont quelques exemples (Voir les Figure I.1, Figure I.2, Figure I.3). [Eurocode 7], Le mur en béton ou en maçonnerie est le type de construction le plus traditionnel et le plus ancien. Les travaux de ce type sont très rigides et ne peuvent pas supporter les tassements différentiels sans être endommagés, C'est le type de murs qui résister a le mieux aux remblais de 2 à 3 mètres de haut par son propre poids .[30]

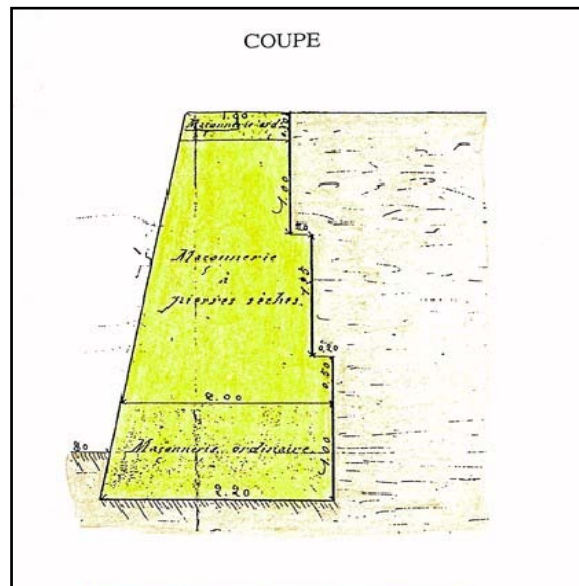


Figure I.1 Mur en maçonnerie de pierres sèches.[40]

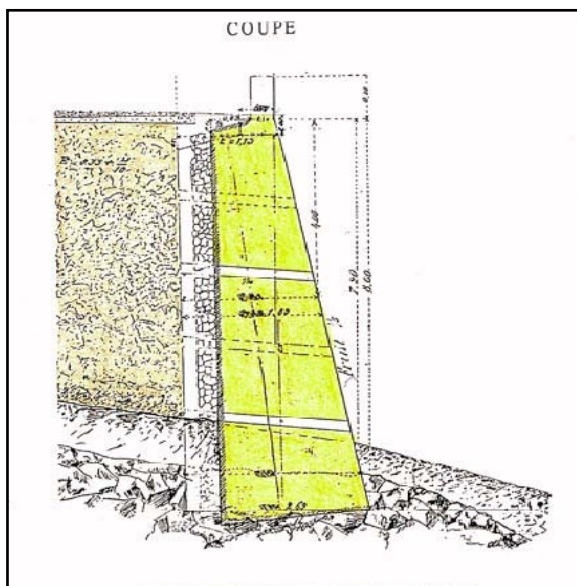


Figure I.2 Mur en maçonnerie jointoyée. [40]

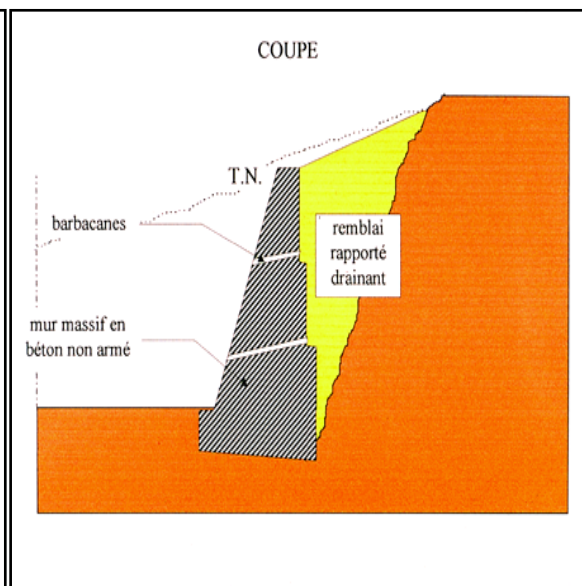


Figure I.3 Mur poids en béton. [40]

I.3.2 Mur en béton :

Les murs en béton armé peuvent prendre une variété de formes et être fabriqués de différentes manières.

I.3.2.1 Mur en «T renversé» classique

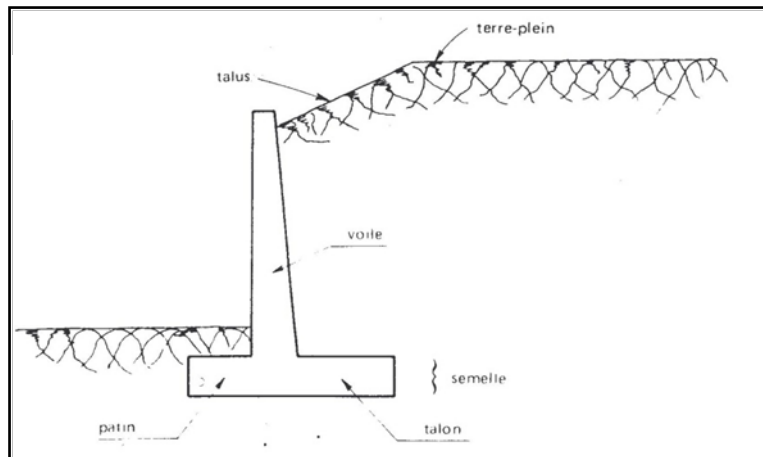


Figure I.4 Mur en «Trenversé» classique .[42]

La forme traditionnelle d'un mur en béton armé de treillis soudé est le mur en "T renversé" (Fig.1.4). Si sa hauteur n'est pas supérieure à 5 à 6 mètres, il est économique et peut être construit sur un sol de qualité mécanique faible. En effet, pour une même largeur de semelle, il engendre des contraintes sur le sol plus faible par rapport à un mur-poids de même hauteur.

En cas de murs en déblai, qui sont construits en terrassant un talus, il est nécessaire de réduire le talon et d'augmenter le patin en raison des limites de volume de terrassement et des problèmes de tenue provisoire des fouilles (Fig.1.5). [42]

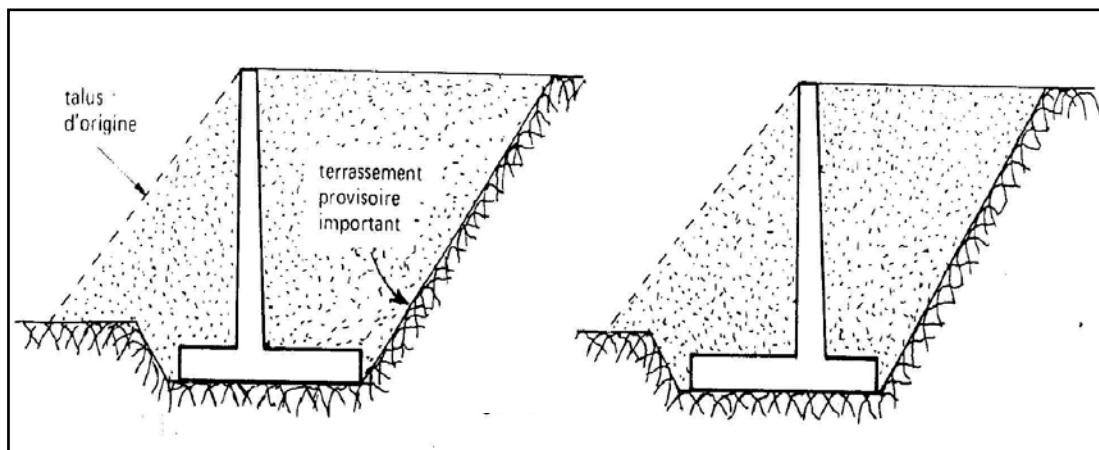


Figure I.5 présentation murs en déblai. [42]

Parfois, une "bêche" est nécessaire sous la semelle pour assurer la stabilité au glissement du mur (Fig.1.6). Cela peut être à l'avant, à l'arrière ou même en prolongement du voile. Cette bêche est toujours coulée sans coffrage en "pleine fouille". Le premier cas (1) peut être intrigant car il permet de retirer complètement la semelle du gel.

Mais à l'ouverture de la fouille de la bêche, il y a un risque de décompression du sol dans la zone où il est le plus sollicité. De plus, il y a un risque de voir la butée devant la bêche supprimée par des travaux de terrassement après la construction du mur (ouverture d'une tranchée pour la pose d'une canalisation par exemple).[42]

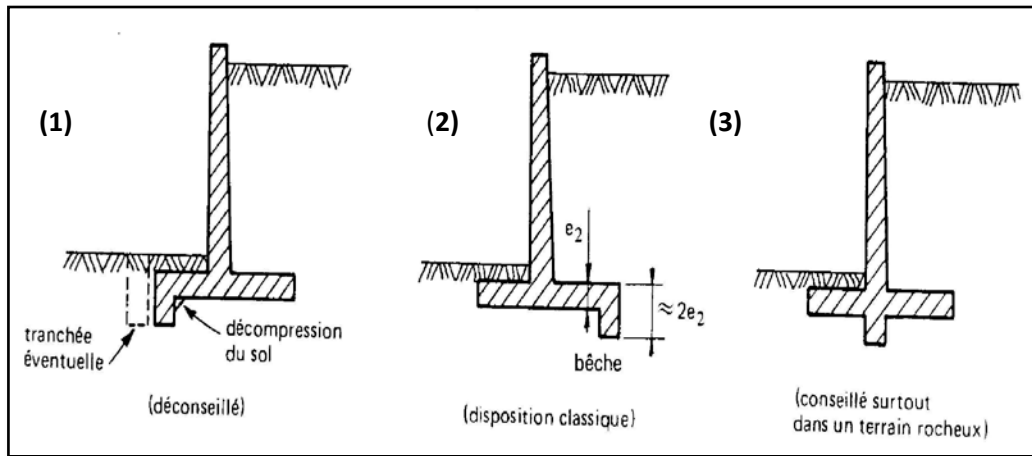


Figure I.6 Diverses dispositions de bêches. [42]

Le troisième cas (3) est rarement utilisé. Cependant, il est très fascinant car il permet de réaliser facilement le ferrailage de l'encastrement du voile sur la semelle en prolongeant dans la bêche les treillis soudés formant armatures en attente. [42]

I.3.2.2 Mur à contreforts

Lorsque la hauteur du mur est importante ou que les coefficients de poussée sont élevés, le moment d'encastrement de voile sur fondation augmente. La création de contreforts dans le but de raidir le voile est une solution initiale. [42]

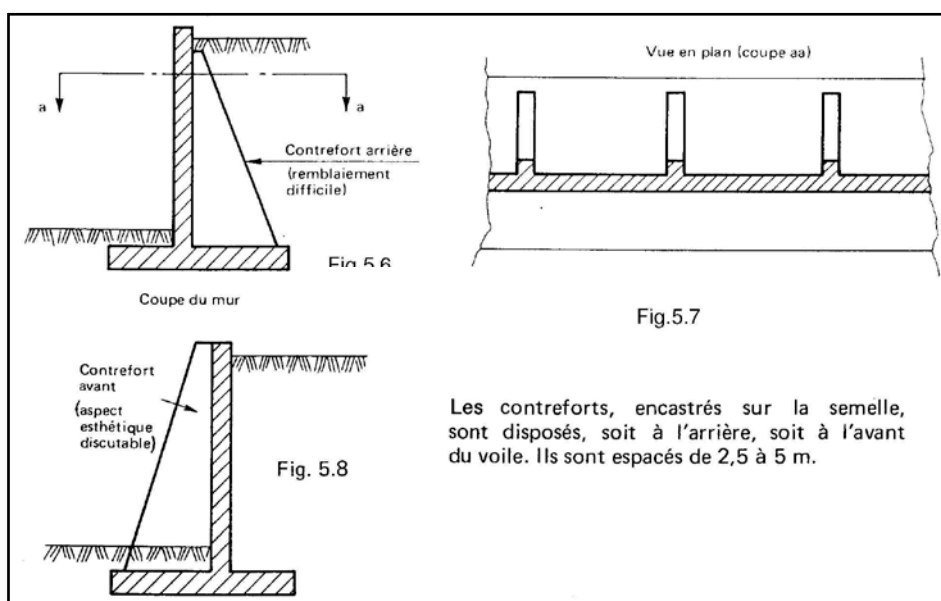


Figure I.7 Mur à contreforts en béton arme. [42]

I.3.2.3 Murs divers

D'autres solutions pour limiter les poussées des terres sur le voile des murs peuvent également être utilisées, mais elles sont peu courantes. Même si l'on économise par ailleurs sur la matière, ces solutions, certes astucieuses et séduisantes, ont l'inconvénient d'être d'une exécution difficile et de grever le coût du mur.[42]

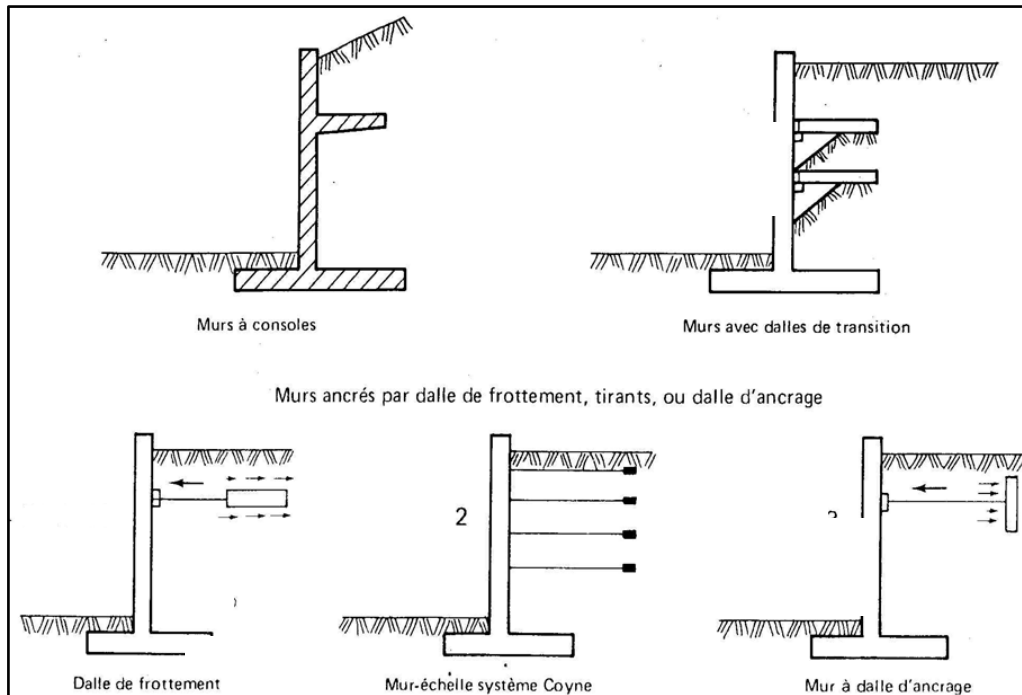


Figure I.8 Les murs divers. [42]

I.3.3 Mur en gabions

Il s'agit d'un mur dérivé du mur poids et a la forme d'une caisse chargée par sa partie haute de cailloux. Les murs gabions, quant à eux, peuvent être comparés à des murs poids ou caissons car ils sont constitués d'une enveloppe de fil de fer grillagée parallélépipédique remplie de gros galets, ce qui permet le drainage de l'eau et évite toute pression hydrostatique. Ce type de mur est approprié pour les terrains compressibles.[40]

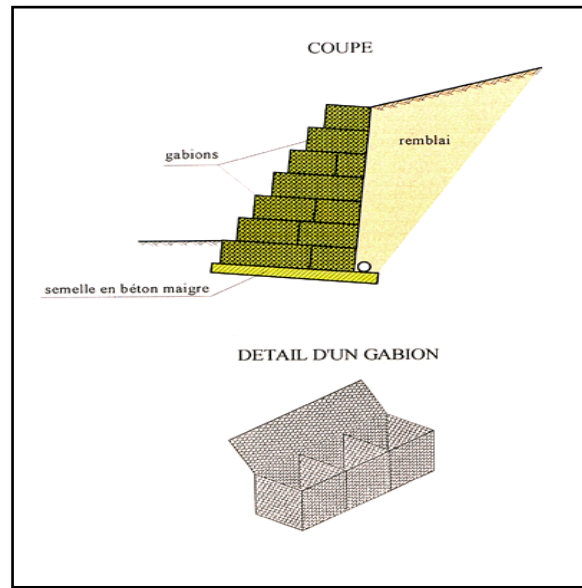


Figure I.9 Mur en gabions. [40]

I.3.4 Les rideaux de palplanches

Les rideaux de palplanches, qui sont encastrés dans le sol de fondation, sont des structures de soutènement flexibles dont le comportement est principalement influencé par l'interaction structure-remblai. [30]



Figure I.10 Les rideaux de palplanches. [30]

I.3.5 Les murs en terre armée

La technique de la terre armée est relativement récente. Le principe consiste à combiner un renforcement (armatures) résistant à la traction avec un sol pulvérulent. Le travail est achevé sur le côté visible grâce à un revêtement qui maintient les grains de sol entre les lits d'armatures.

La terre armée présente de nombreux avantages, notamment en termes d'économie, d'intégration avec les constructions en terre et de grande déformabilité, ce qui lui permet de s'adapter sans risques à des mouvements de terre importants.[40]



Figure I.11 mur en terre arme. [40]

I.3.6 Les murs en parois moulées

Les murs en parois moulées sont une technique qui consiste à construire un mur au sein du sol en place avant toute excavation en bétonnage une tranchée remplie de boue pour en assurer la stabilité. Cette méthode est particulièrement adaptée aux travaux sous la nappe, dans les zones urbaines. Une paroi moulée peut être complètement ou partiellement encastree dans le sol de fondation. [30]



Figure I.12 Les murs en parois moulées. [30]

I.3.6.1 Définition, classification, comportement et applications de soutènement en paroi moulée

Depuis 1934, les rideaux de pieux jointif ou sécants ont été créés sur divers chantiers de génie civil et ont été évalués sous le nom de paroi moulée. Le professeur VEDER a obtenu les premiers brevets en Italie en 1952 et MARCONI en 1953.

Un écran vertical en béton armé ou non, construit sans blindage ni coffrage à partir de la surface du sol par excavation à l'aide de machines appropriées, est appelé paroi moulée. Le processus de construction permet de construire des murs ou des écrans à l'intérieur du terrain avant de procéder à des fouilles en profondeur. Ainsi, lorsque vous vous trouvez dans la nappe phréatique, ce système est particulièrement fascinant.

Le processus consiste à creuser une tranchée qui est constamment recouverte de boue tout au long de l'opération, puis à verser du béton dans cette tranchée.



Figure I.13 Photo de paroi moulée (Station Oued Smar)

Ces parois verticales ont une épaisseur typique de 0,50 m à 1,50 m et une profondeur souvent comprise entre 10 m et 20 m, et leur réalisation n'est limitée que par les techniques utilisées pour les réaliser. Au barrage de la Villita au Mexique, par exemple, certaines parois ont une profondeur de 90 mètres.

La paroi moulée peut accomplir plusieurs fonctions.

- De fondation (barrette) : La paroi peut jouer le rôle de fondation d'un ouvrage, elle transmet de ce fait les charges de l'ouvrage vers un sol en profondeur de meilleure capacité portante.

- De soutènement : Dans ce cas précis La paroi sert de support vertical pour le sol et les charges, fixes ou mobiles. Selon les Normes NF 1538 (11-2015), il existe trois types de parois de soutènement.
 - ✓ Les parois moulées en Béton
 - ✓ Les parois moulées préfabriqué
 - ✓ Les parois moulées en coulis armé
- De paroi étanche: Dans ce cas, la paroi n'a pas le rôle de soutènement car elle est utilisée pour éviter le passage d'eau ou d'autres liquides d'un lieu à un autre.

I.3.6.2 Mise en œuvre de paroi moulée

- Le premier projet réalisé est une murette-guide qui permet l'installation des parois, la stabilité du terrain en tête soumis au battement de la boue, la suspension des cages d'armatures, l'appui pour le positionnement, l'extraction des coffrages d'extrémités et la direction de l'outil de forage. [14]



Figure I.14 Murettes guides coupe longitudinal et transversal (Document technique station Oued Smar)

- **Le deuxième l'excavation:** creuse des tranchées individuelles dans le sol à l'aide de grappins rectangulaires spéciaux jusqu'à la profondeur nécessaire, Afin de prévenir l'effondrement de la tranchée pendant l'opération d'excavation, un fluide de support (généralement de la boue bentonitique) est versé dans la tranchée après l'opération. [14]
- La bentonite est une argile colloïdale de type montmorillonite qui gonfle beaucoup en présence d'eau mais qui peut être réversible. Elle est considérée comme ayant une propriété de thixotropie, c'est-à-dire qu'au repos, elle prend la forme d'un gel très visqueux qui nécessite une contrainte élevée pour le mouvement. [14]
- La boue de bentonite sert à maintenir la stabilité de l'excavation pendant la phase de forage. En général, la boue est un mélange d'eau et de bentonite (gonflante) dans laquelle des polymères sont introduits. [14]



Figure I.15 Principe de soutènement de boue de bentonite (Cas station Oued Smar)

- La troisième étape est la mise en place de la cage d'armature : les cages d'armature et les tubes plongeurs sont placés dans la tranchée excavée, puis le béton est coulé en une phase par le fond et le fluide d'excavation est pompé dessus. En utilisant cette méthode, il est possible d'obtenir une paroi de soutènement complète.
- Ensuite, le panneau est bétonné.



Figure I.16 Les photos d'exécution d'une paroi moulée (Station Oued Smar).

I.3.6.3 Différents types des parois moulées

I.3.6.3.1 Paroi d'étanchéité:

Les parois d'étanchéité à base de liant spécial sont idéales pour gérer les fluctuations de la nappe phréatique n'étant pas armée car elles servent à créer une barrière étanche dans l'épaisseur du sol.[43]

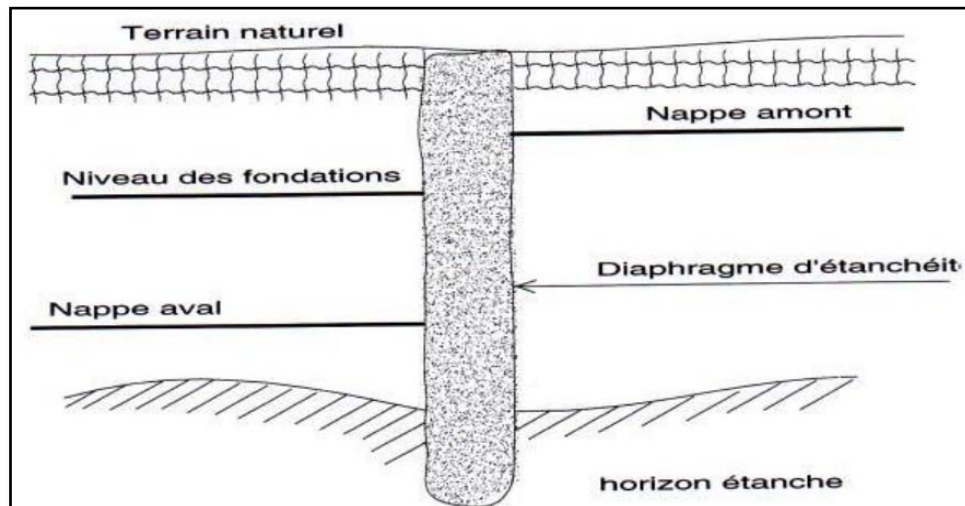


Figure I.17 Schéma de principe paroi moulée d'étanchéité. [41]

Les parois peuvent être placées à l'horizontale ou à la verticale. Ce type de paroi ne nécessite pas de terrassement après sa réalisation. Elles sont également de trois types et garantissent une résistance à l'eau durable :

I.3.6.3.2 La paroi à bentonite :

La boue de bentonite est ajoutée au sol extrait dans la tranchée excavée, formant un écran étanche sans contrainte mécanique. Une épaisseur importante d'au moins 1,50 m est requis.

I.3.6.3.3 La paroi en béton plastique :

La tranchée est remplie de ciment plastique à dosage de ciment réduit, qui est introduit dans le tube plongeur sous la boue de bentonite. L'adjuvant hydrofuge est utilisé. L'épaisseur varie de quelques centimètres à une soixantaine, en fonction du dosage.

I.3.6.3.4 La paroi en coulis auto durcissable :

La tranchée est remplie d'un coulis à base de ciment, de bentonite et d'autres additifs pour garantir son auto durcissement, qui se répand dans les pores des parois de la tranchée, augmentant ainsi son imperméabilité. (Une épaisseur comprise entre 50 et 60 cm).

I.3.6.4 Les parois de soutènement simple:

La paroi en béton armé est maintenue par des tirants d'ancrage permanents ou des contreforts, intérieurs ou extérieurs, généralement utilisés lorsque la construction n'est pas prévue dans l'excavation après terrassement. Les parois moulées classiques fonctionnent en utilisant une structure chargée par la poussée des terres et de l'eau, résistante à la flexion, pour mobiliser des appuis constitués d'une part par le sol en fiche et d'autre part par des tirants ou butons disposés dans la partie libre de l'écran.

En général, l'écran est fortement ancré dans le terrain. La fiche d'une paroi ancrée est généralement de 30 % à 50 % de la hauteur de la fouille, ce qui permet la mobilisation d'un appui dans le terrain. Cette fiche joue un rôle important dans l'équilibre de l'ouvrage. La nature de cet appui varie en fonction des propriétés du terrain, de la longueur de la fiche de l'écran et de sa rigidité, ainsi que de la distribution des autres appuis, tirant ou butons en partie aérienne. Pour les écrans très rigides, ancrés en partie supérieure et avec une fiche courte, l'encastrement en fiche devra être total, tandis que pour les écrans sans appui en partie supérieure, l'encastrement en fiche devra être total. En général, l'écorant est partiellement encasté dans le sol. [46]

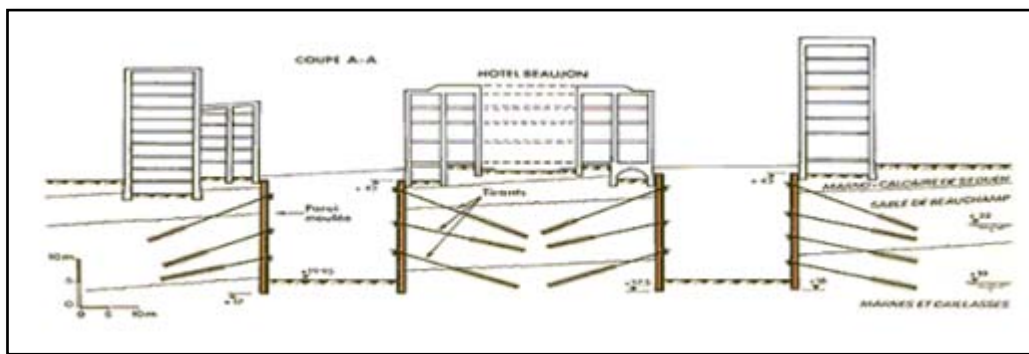


Figure I.18 Paroi moulée soutènement simple encrée. [46]

En particulier, pour les excavations à grande profondeur (usine, centrale...). Ouvrage hydraulique similaire aux quais. Fondation profonde qui transmet des charges permanentes et d'exploitation aux sols sous-jacents dans les zones urbaines pour protéger les structures à proximité de la fouille.

I.3.6.5 Les parois moulées classiques

En plus de la méthode classique mentionnée précédemment, qui comprend trois fonctions (fondation, soutènement et écran étanche), il existe également une technique appelée A- la paroi de tranchée couverte : Elle est principalement employée dans les travaux publics pour les infrastructures routières telles que les routes, les chemins de fer, le métro, les canaux souterrains et les parkings à plusieurs niveaux (voir Figure I.19). Les parois en béton armé moulées, qui peuvent également former des appuis intermédiaires, sont coulées avant d'être recouvertes par un plancher de couverture au niveau du sol, qui est utilisé pour buter les parois en tête. Après cela, une excavation est effectuée sous le plancher, jusqu'à la hauteur du premier sous-sol. Il est possible que plusieurs planchers successifs soient coulés pendant le processus de terrassement.[41]

Cette technique a deux avantages :

- ❖ Libération immédiate de la surface pour la circulation au niveau du sol existant ;
- ❖ Suppression des tirants et des butons.

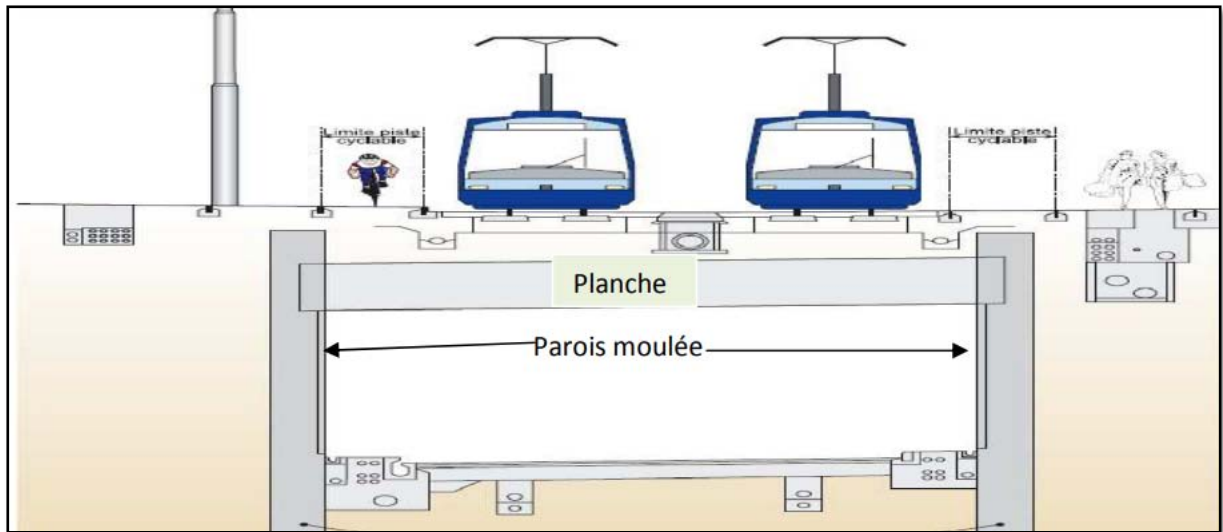


Figure I.19 Schéma montre les parois moulées de tranchée couverte avec planché qui sert à buter les parois [42]

✚ La méthode de "tranchée couverte"

La méthode de "tranchée couverte" est généralement choisie pour procéder à la réalisation d'un ouvrage dans un environnement urbanisé et sous faible couverture.

La méthode consiste à créer :

- Deux murs de soutènements parallèles en parois moulées : parois en béton armé moulées dans le sol ;
- Une dalle de couverture reposant sur ces parois.

Les étapes synthétiques de réalisation d'une tranchée couverte (Figure I.20)

Etape1 :

- Une tranchée doit être ouverte sur toute la longueur d'un tunnel.
- Le forage de la paroi à l'aide d'un engin d'excavation consiste à remplir la tranchée d'un coulis de bentonite au fur et à mesure de l'enfoncement, qui peut atteindre jusqu'à 12 mètres, afin de maintenir les parois de la tranchée en cours de forage. Ce coulis est injecté à partir d'une centrale de traitement de la boue.

Etape 2 :

- Le ferrailage de la paroi consiste à descendre une cage d'armature dans le forage à l'aide d'une grue.
- Le bétonnage de la paroi est effectué à l'aide d'un tube plongeur, car les boues et l'eau remontent en raison de la proximité de la nappe phréatique.
- Réalisation de l'étanchéité des différentes parois.
- Installer des renforts techniques pour renforcer les parois et les empêcher de s'effondrer sous la pression des terres et de l'eau de la nappe phréatique.

Etape 3 :

- Le terrassement a été effectué à l'intérieur des parois.

Etape 4 :

- Construire une dalle de couverture qui repose sur les parois.
- Le béton est coulé à l'aide d'un outil coffrant sur lequel le ferrailage est disposé.
- La dalle de couverture compensera la poussée sur les deux parois.
- Terrassement effectué jusqu'au sol.

Etape 5 :

- Achèvement de la dalle de couverture.
- Elle permettra à terme de rétablir la circulation ou d'être aménagée.
- Ménagement des équipements intérieurs (système de ventilation, issues de secours, etc).

[46]

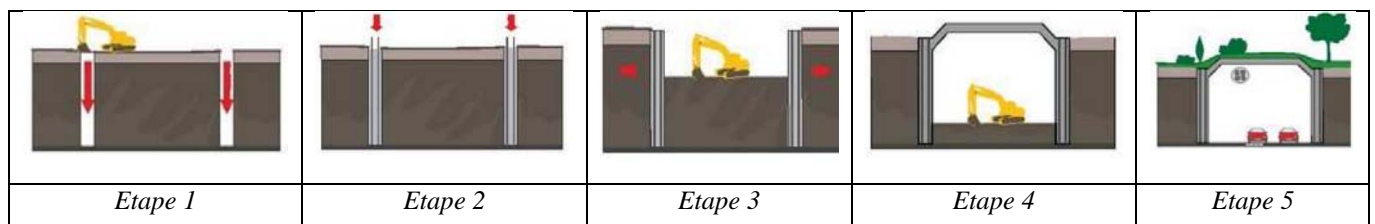


Figure I.20 Les étapes de réalisation d'une tranchée couverte. [46]

I.3.6.6 Les parois caissons

La technique de la paroi moulée peut également être utilisée pour créer une paroi caisson, qui se compose d'une enveloppe en béton armé qui est remplie de béton cyclopéen (gros béton) après avoir retiré les terres contenues à l'intérieur. La technique des caissons havés n'est plus utilisée pour de grandes dimensions et de profondeurs (Figure I.21).

Les extrémités inférieures et supérieures ont des caissons havés "ouverts". Lorsque le caisson atteint sa cote finale, il est asséché et recouvert de béton. Afin de faciliter sa pénétration dans le sol, les extrémités inférieures des parois latérales du caisson sont formées en biseau. Sur cette partie biseautée, également appelée "Crinoline", est fixée une "trousse coupante" avec un "couteau" qui prolonge la paroi extérieure du caisson. Elle permet d'ancrer des efforts de traction importants ou de fonder des charges. [46]

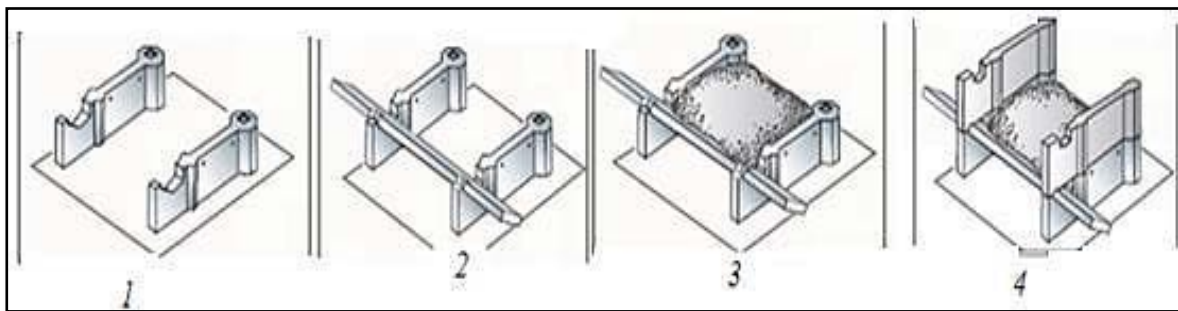


Figure I.21 Mise en place de paroi caisson

I.3.6.7 Les parois préfabriquées

La finition d'une paroi en moulage dans le sol peut avoir des défauts tels que des inégalités sur la face visible après terrassement, des joints entre panneaux imparfaits, une mauvaise position de l'armature, etc. La paroi préfabriquée est une amélioration de la paroi moulée (voir Figure I.22), où le béton est introduit dans la boue de bentonite sous forme de panneaux de béton armé entiers, préalablement fabriqués en atelier.

Le forage est effectué de la même manière qu'une paroi moulée, mais il est légèrement plus large et est rempli de boue de bentonite. Les panneaux préfabriqués en béton armé ont été descendus séparément dans le forage et fixés sur les parois de la pré-saignée. Ils ont été centrés de sorte qu'il y ait une épaisseur de boue de chaque côté. Ensuite, un coulis de sable et de ciment est injecté par le bas, remplacent la boue sur les deux faces des panneaux. Il existe des mélanges autodurcissants qui fonctionnent comme boue de forage et coulis, ce qui rend les opérations plus faciles. [46]

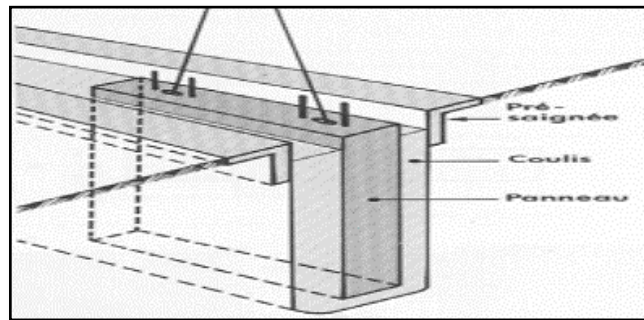


Figure I.22 Principe de construction d'une paroi moulée préfabriquée. [46]

Pour garantir la liaison entre les panneaux, les extrémités des panneaux préfabriqués sont formées en forme de joints avec un coulis de ciment pour assurer le scellement. Le coulis durci est retiré de la face de la paroi qui devient visible lors du terrassement. Les dimensions des panneaux préfabriqués sont déterminées par leur poids, qui ne doit pas être trop élevé pour les manipuler et appuyer sur les murettes de pré-saignée. La longueur varie généralement de 2,0 à 4,0 mètres. La préfabrication permet des contraintes de béton plus élevées car les épaisseurs sont un peu inférieures à celles des parois moulées.[41]

I.4. Etat de l'art

L'étude des stations a fait l'objet de plusieurs travaux de recherches, sur les méthodes d'exécution et l'influence des paramètres du sol et de la structure. [1] Propose une technique d'éléments de structure tridimensionnels en analyse non linéaires par excavation profonde toute en modélisant le processus d'excavation. Une série d'études de convergence a été réalisée, ce qui rend l'analyse tridimensionnelle réalisable sur les plans numériques.[2] Ont étudié les résultats d'une série d'expériences numériques, en utilisant des analyses non linéaires par méthode d'éléments finis, qui étudient les effets de la profondeur d'ancrage dans la paroi moulée, des conditions de support et du profil d'historique des contraintes sur les déformations non drainées autour d'une paroi moulée contreventé dans un gisement profond d'argile.[3] Cette étude présente une approche basée sur un réseau de neurones artificiels (ANN) pour prédire la déflexion des parois moulée provoquée par des excavations contreventées dans des argiles peu molles. Cinq variables d'entrée, dont la profondeur d'excavation, la rigidité du système, la largeur d'excavation, la résistance au cisaillement normalisée avec une contrainte effective verticale et le module de Young normalisé avec une contrainte effective verticale, sont adoptées comme entrées du ANN. [4] Ont étudié L'excavation du centre commercial souterrain nord-carré de la gare de Shanghai-Sud est une excavation profonde complexe qui utilisant la méthode de construction descendante.

L'excavation a une taille considérable et se situe à proximité des lignes de métro en exploitation. Afin de prédire plus précisément les performances de l'excavation, des analyses en 3D par éléments finis sont effectuées pour simuler la construction de cette excavation complexe. Les effets de la rigidité anisotrope du sol, de l'excavation adjacente et de l'excavation par zone sur la déformation de la paroi sont étudiés. [5] L'objectif principal de cette étude est de corroborer le comportement structurel de ces murs en termes expérimentaux et numériques. [6] Ont étudié l'effet de l'excavation profondeur sur la déformation latérale des parois moulées et sur le tassement à la surface du sol adjacent à la fouille dans cinq stations de métro situées dans la partie sud-ouest du métro Ahwaz qui ont été évalué. Dans l'une de ces stations (station Kargar Square), le tassement à la surface du sol autour de la station et la déformation latérale du sommet de la paroi moulée ont été mesurés en trois étapes lors de l'excavation jusqu'à une profondeur de 5 m. [7] Ont analysé la construction d'excavations contreventées dans les zones urbaines qui nécessite de contrôler les mouvements du sol environnant, car les mouvements excessifs du sol endommagent les propriétés adjacentes. La conception de ce type de construction implique une estimation correcte des paramètres du sol. La prévision de ces paramètres du sol peut être effectuée par des tests de laboratoire contrôlés simulant les conditions réelles sur le terrain. Les tests de laboratoire effectués avec des échantillons de petite taille ne reproduisent parfois pas les situations de terrain comprenant des variations des propriétés du sol avec la profondeur spécialement pour les sols stratifiés. Ainsi, les données de terrain sont largement utilisées pour estimer divers paramètres des sols liés à l'analyse et à la conception des fouilles contreventées. [8] Dans leurs analyses ont montré que l'utilisation de murs transversaux dans les excavations profondes peut réduire la déviation du mur à une très petite quantité. Cependant, la conception de parois transversales est coûteuse car le comportement de déviation de la paroi moulée avec des parois transversales est par nature tridimensionnel. L'objectif de cette étude était d'établir une approche simplifiée utilisée comme première approximation pour concevoir des parois transversales de telle sorte que la déviation latérale des parois puisse satisfaire un critère de conception.[9] Ont analysé le tassement du sol causé par l'influence combinée de l'excavation et de l'assèchement dans la zone de sable. Le modèle d'interaction infiltration-contrainte du sol dans une excavation profonde est établi sur la base du modèle Mohr-Coulomb modifié en utilisant la théorie des éléments finis, afin d'analyser le champ d'infiltration et le tassement du sol entourant l'excavation profonde causée par l'assèchement des puits et l'excavation du sol.

Le tassement du sol causé par l'excavation et l'assèchement individuellement est obtenu à partir de l'enquête numérique.[10] Ont étudié l'effet de la profondeur de pénétration d'une paroi moulée sur le comportement d'excavations dans des sols sableux en utilisant la méthode des différences finies.[11] Ont étudié les cas d'interaction entre une excavation profonde contrôlée et des bâtiments existants. La nouvelle ligne B de la station de métro Saint-Agnès de Toulouse (France) qui a été réalisée avec une paroi moulée soutenue par trois niveaux d'entretoises en acier, elle a été construite dans un contexte géologique molassique sur-consolidée une concordance est observée entre les résultats numériques et les données de surveillance.[12] Cette recherche basée sur la performance et de la résistance hiérarchique, des analyses dynamiques pseudo-statiques et entièrement non-linéaires sont réalisées pour une paroi moulée ancrée de classe de performance soumise à une charge sismique afin d'évaluer la réponse sismique du système sol-paroi et de montrer les aspects de l'évolution de la performance et sa comparaison avec les critères d'endommagement dans la méthodologie basée sur la performance. Les aspects de l'évolution de la performance et sa comparaison avec les critères d'endommagement dans la méthodologie basée sur la performance. Dans les analyses dynamiques numériques, les effets de la non-linéarité du sol et de l'interaction sol-structure sont tous pris en compte. Les résultats obtenus à partir de ces deux séries d'analyses sont comparés et des considérations de conception utiles sont fournies. [13] Cet étude présente la détermination de la réponse dynamique d'un système de murs de soutènement encastrés sous l'effet d'un choc thermique dynamique d'un système de mur de soutènement encastré dans des conditions opérationnelles soumises à des vibrations ambiantes. Dans cet article, le développement d'un modèle numérique dynamique FE dynamique du même système. Basé sur l'étude géotechnique approfondie, un modèle de base a été établi et sa réponse dynamique a été étudiée. Plaxis 2D v8.4 : Module Dynamique a été utilisé pour développer le modèle numérique.[14] Les résultats de l'analyse numérique complète indiquent que la station de métro existante a un effet significatif sur la liquéfaction des sols avoisinants qui sont susceptibles d'être liquéfiés. Les sols sablonneux environnants sable sous la profondeur suggérée de 20 m peuvent également être liquéfiés sous l'influence de la grande station de métro, qui devrait être du sable non liquéfiable dans de nombreux codes de la Chine. La station de métro s'élève dès que les sols avoisinants sont liquéfiés, et les sols s'écoulent en conséquence de la fondation latérale vers le sol vers la fondation inférieure de la station de métro. On constate également que le flottement de la station de métro est complètement désynchronisé dans les cas suivants. L'étape de vibration principale des mouvements du sol et l'étape d'augmentation de la pression interstitielle, et qu'il est également

en retard par rapport à l'étape d'augmentation de la pression interstitielle et qu'il est également à la traîne dans la phase de vibration principale pendant un temps considérable. Il commence à se stabiliser seulement lorsque la vibration de la station de métro s'est stabilisée, et ne commence à se stabiliser que lorsque la vibration s'affaiblit fortement est-elle s'approche de zéro. Généralement, les sols dynamiques adoucissants sous la station de métro ont également un effet important sur la réponse sismique de la grande station de métro.[15] Ce travail présente les résultats d'une étude paramétrique visant à déterminer l'accélération critique pseudo-statique d'un mur de soutènement étayé dans le sable sous des conditions sismiques, en fonction du problème, en fonction de la géométrie du problème, de la résistance du sol et de la résistance du mur. Le rapport d'accélération critique a été calculé à l'aide d'une formulation par éléments finis du des théorèmes de l'analyse limite (AL). Les résultats obtenus, présentés sous forme adimensionnelle, pourraient être utilisés dans l'évaluation de la sécurité de structures similaires sous charge sismique au moyen de l'approche pseudo-statique classique ou dans des méthodes simplifiées basées sur la méthode de Newmark, où la performance sismique est évaluée en termes de déplacements permanents.[16]L'objectif principal de cette recherche est d'effectuer une analyse probabiliste sur une paroi diaphragme en porte-à-faux construite dans un sous-sol sablonneux caractérisé par des paramètres de résistance et de rigidité variables dans l'espace. Un sous-sol sablonneux caractérisé par des paramètres de résistance et de rigidité variables dans l'espace. Trois quantités sont Trois quantités sont considérées, à savoir la déflexion de la paroi, les tassements derrière la paroi et le moment de flexion maximal le long de la paroi maximum le long du mur. Pour permettre une grande précision dans l'évaluation de ces quantités, un modèle de sol durcissant avec un recouvrement de petites déformations est utilisé. Pour tenir compte de la variabilité spatiale du sol, l'angle de frottement du sable est modélisé à l'aide d'un modèle anisotrope.[17] La recherche présentée dans ce document vise également à évaluer l'efficacité de la paroi moulée en béton pour l'amortissement des vibrations transmises aux bâtiments environnants. La première phase d'exécution de la technologie La première phase d'exécution de la technologie consiste à creuser un élément de tranchée verticale de longueur finie sous un support hydrostatique à l'intérieur d'une boue de bentonite. [18] Cette étude vise donc à proposer deux modèles intelligents pour prédire la déflexion de la paroi diaphragmatique induite par des excavations profondes contreventées, sur la base de la méthode des éléments finis (FEM) et d'algorithmes méta heuristiques. [19] Ce travail étudie une excavation de 40 mètres de profondeur pour une station de métro est relativement rare dans le monde. Le schéma de conception et les caractéristiques de déformation des de retenue et les caractéristiques de déformation des parois diaphragmatiques suspendues avec des dans des roches et des sols

composites. L'excavation est simulée numériquement et la fiabilité du modèle numérique est démontrée. La fiabilité du modèle numérique est vérifiée par des données d'essais sur le terrain. Ensuite, en changeant les paramètres du modèle numérique, les influences des paramètres sur la déformation de l'excavation sont analysées. La recherche montre que les caractéristiques de déformation de cette excavation supe profonde est différente de l'excavation de fondation conventionnelle. L'excavation supe profonde a une faible influence sur le sol environnant, la déformation latérale maximale de la structure de soutien est de l'ordre d'un million d'euros. Déformation latérale maximale de la structure de soutien est également faible, et le point de tassement maximal du sol est plus proche de la fosse de fondation. L'influence la plus importante sur le déplacement latéral déplacement latéral de l'excavation super profonde avec la double structure de la roche et du sol est la précontrainte. La méthode de soutien de la paroi moulée suspendue est fiable.[20] Cette étude porte sur la réponse des parois d'excavation précontraintes sous des charges dynamiques et pseudo-statiques. Un modèle numérique par différences finies a été développé à l'aide de FLAC2D, et les résultats ont été validés avec succès par rapport à des données expérimentales à l'échelle réelle. Les analyses ont été effectuées sur des pentes excavées stabilisées de 10 et 20 m de hauteur avec un angle d'inclinaison de 60° à 90° par rapport à l'horizon afin de représenter les pentes de la vallée d'inclinaison par rapport à l'horizon afin de représenter une variété applicable de géométries de murs. Dans l'analyse dynamique, les modèles stabilisés statiquement ont été soumis à 0,2 à 0,6 g de l'accélération dynamique maximale afin d'évaluer l'effet de l'accélération du sol sur leur performance. L'effet de l'accélération du sol sur leur performance. En outre, des analyses pseudo-statiques ont été effectuées sur les modèles statiquement stabilisés avec des coefficients pseudo-statiques allant de 0,06 à 0,22. Les résultats ont révélé que les pentes ancrées au sol performances acceptables sous charge dynamique, alors que des forces axiales plus élevées ont été induites sur les modèles plus élevés et plus raides. En outre, la comparaison des résultats des analyses dynamiques et pseudo-statiques a montré un bon accord entre les prédictions des deux méthodes. En outre, la comparaison des résultats des analyses dynamiques et pseudo-statiques a montré une bonne concordance entre les prévisions des deux méthodes en ce qui concerne la force axiale mobilisée le long des ancrages au sol. Des coefficients pseudo-statique sont ensuite été proposés pour reproduire les résultats dynamiques, en tenant compte de la géométrie de la pente et de l'accélération de pointe de la charge dynamique. Les résultats ont révélé que les pentes stabilisées plus hautes et plus raides nécessitaient des valeurs plus élevées de coefficients pseudo-statiques pour correspondre aux prévisions dynamiques. Les résultats indiquent que le coefficient pseudo-statique a tendance à augmenter avec l'augmentation de

l'accélération maximale de la charge dynamique dans n'importe quel modèle donné.[44] Il étudie l'impact des couches liquéfiables sur la réponse sismique des parois moulées. Il utilise une méthodologie qui comprend la CRR caractérisations des couches liquéfiables, l'étalonnage de modèles non linéaires, le calcul de la réponse dynamique des colonnes de sol 1D, et le développement de Modèles 2D pour l'analyse dynamique. L'analyse utilise la méthodologie NCEER et corrèle la résistance CPT des couches liquéfiables potentielles avec les mesures d'intensité sismique. La réponse dépend de facteurs tels que la dynamique du système de paroi du sol, les caractéristiques des tremblements de terre et l'étendue de la zone liquéfiable. Les profils plus petits dans les couches liquéfiables n'entraînent pas nécessairement des charges plus sévères sur la parois.[45] Cet article traite des défis liés à l'excavation de parois moulées, qui sont des parois profondes et étendues à travers des sols granulaires ou cohésifs dans des zones de nappe phréatique peu profonde. Le processus de construction consiste à extraire une tranchée de sol tout en maintenant une pression latérale avec un coulis visqueux lourd. La recherche vise à évaluer l'efficacité des parois moulées en béton pour amortir les vibrations transmises aux bâtiments voisins, notamment lors de la première phase d'exécution de la technologie.[48] Cet article présente une philosophie de conception basée sur les performances et une approche de résistance hiérarchique pour la réponse sismique d'une paroi moulée ancrée sous la charge d'un tremblement de terre. Il utilise des analyses dynamiques pseudo-statiques et entièrement non linéaires, en tenant compte de la non-linéarité du sol et de l'interaction sol-structure. L'analyse valide les simulations numériques à l'aide d'essais sur table de secousses. L'article démontre également les dommages structurels et les critères d'aptitude au service dans les lignes directrices de l'AIPCN, fournissant des considérations de conception utiles. [49] Une grande structure souterraine de métro peut être gravement endommagée lors d'un fort tremblement de terre, comme on l'a vu lors du tremblement de terre de Kobe en 1995. Les caractéristiques des dommages sismiques des pipelines enterrés dans des sols liquéfiables suggèrent qu'une grande structure souterraine peut être plus gravement endommagée par la liquéfaction. Un modèle constitutif a été révisé et implanté dans un logiciel FEM commercial, et les réponses sismiques non linéaires de grandes structures de métro souterraines construites dans des sols liquéfiables ont été analysées à l'aide d'une modélisation numérique. Les résultats ont montré que la station de métro existante affecte de manière significative la liquéfaction des sols avoisinants, y compris les sols sablonneux à moins de 20 mètres de profondeur. La station de métro flotte lorsque les sols sont liquéfiés, et les sols s'écoulent des fondations latérales vers les fondations inférieures. Le ramollissement dynamique des sols sous la station de métro a également un effet significatif sur la réponse sismique de la grande station de métro.[50] Ce

travail présente des études tridimensionnelles par éléments finis sur des problèmes d'excavation, en incorporant l'élément infini dans un programme informatique afin de minimiser le nombre d'éléments utilisés. Les résultats montrent une convergence adéquate pour la déflexion des murs et le tassement de la surface du sol pour les éléments infinis situés à une distance d'une profondeur de mur, réduisant ainsi le nombre d'éléments utilisés. Deux études de cas d'excavation confirment la pertinence de l'utilisation de l'élément infini et l'effet de coin sur le comportement de déformation. Les observations sur le terrain et l'analyse tridimensionnelle montrent que la déformation du mur court est plus faible que celle du mur long, et l'effet d'angle sur le comportement de l'excavation est également vérifié.[51] Cette étude présente Les résultats des différentes instrumentations utilisées lors des travaux d'excavation d'une station de métro en site urbain sont présentés dans cette étude. On compare les résultats des mesures aux calculs réalisés à l'aide de modélisations utilisant des coefficients de réaction et des éléments finis. Grâce à cette analyse, les limites des modèles aux coefficients de réaction ont été soulignées dans le cas particulier de cette station où les butons passifs et les tirants actifs sont utilisés conjointement.

I.5. Conclusion

La stabilisation de structures instables est grandement facilitée par les murs construits. En fonction de la force du sol, ils sont classés en différents types. Pour y parvenir, une étude approfondie du projet sera nécessaire afin de déterminer le type de site le plus approprié et le déplacement géotechnique le plus efficace. Nous avons montré les différents types des ouvrages de soutènements et leur utilisation pratique en fonction de nombreux paramètres géotechniques. Les compétences techniques et les conditions structurales et géologiques sont nécessaires pour chaque type de soutènement. La stabilité et le comportement mécanique de l'ouvrage de soutènements après la réalisation, son fonctionnement dépende principalement dimensions des ouvrages.

Chapitre II
Etude de Cas
(Station Oued Smar)

II.1 Introduction

Le plan pour le métro d'Alger dans les années 1970 était d'établir un système de transport de 64 kilomètres. Les travaux ont été officialisés en 1982 et les recherches techniques ont été terminées en 1985. Il sera nécessaire d'attendre quatre ans pour que sa mise en œuvre commence en 1989. Le projet de métro a été confronté à de nombreuses difficultés depuis son lancement, ce qui a conduit à des dérives importantes des plannings de réalisation arrêtés. En raison de la topographie irrégulière, de la géologie difficile, de la présence de pentes de 10 % et de nombreux bâtiments vétustes et fragiles, le sous-sol algérois a été considéré comme difficile à creuser. Le problème de financement a été soulevé plusieurs fois, en particulier pendant la crise économique de 1986.

- Les expropriations pour des raisons d'intérêt public ont été plus difficiles que prévu.
- L'approvisionnement irrégulier en matériaux de construction.
- L'interruption de l'usage des explosifs entre 1993 et 1999.

En 2003, la construction du métro d'Alger a été rouverte en réponse aux programmes d'investissements publics mis en place par les autorités publiques, tels que le Plan de Soutien à la Relance Economique 2000-2005 et le Plan Complémentaire de Soutien à la Croissance 2005-2009. Les sociétés Cosider et Géniesider ont construit le premier tronçon reliant la place Emir-Abdelkader à la station Hamma.

II.2 Situation de projet

Les travaux de construction de la station Oued Smar ne toucheront aucun bâtiment car elle sera située dans un terrain vide entre la Route de Bab Ezzouar et la route à 2x1 voie. Au nord de la station, un petit cours d'eau coule en fonction des précipitations. La construction de la Cité Universitaire Houari Boumediene est en cours après ce petit cours d'eau et en direction du nord. ITEEM se trouve à une distance d'environ 200 mètres à l'ouest de la station et de l'autre côté de la Route de Bab Ezzouar. A environ 300m au sud-est de la station, il y a l'Institut National de Formation en Informatique.

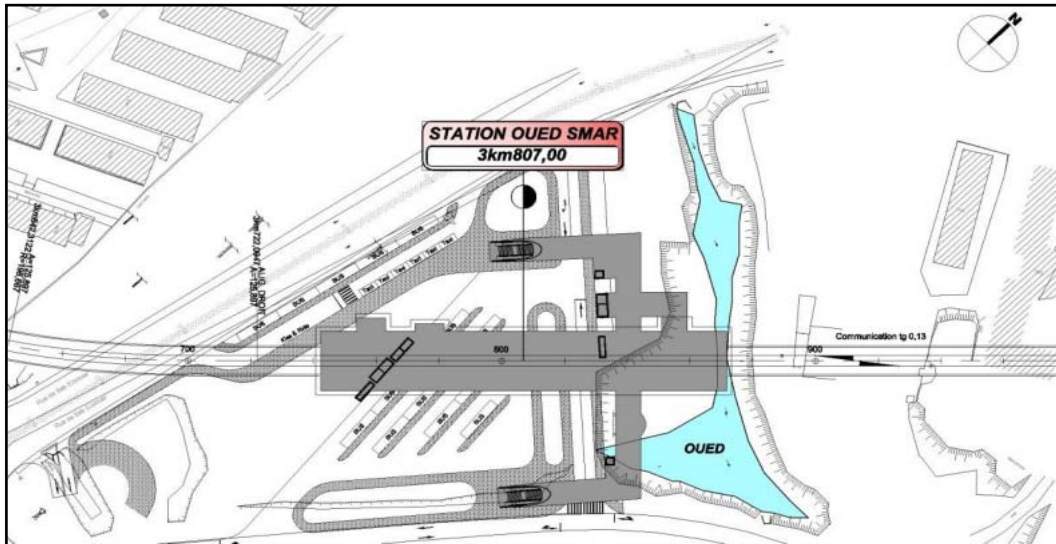


Figure II.1 Vue générale de la zone d'implantation de la Station Oued Smar

II.3 Les dimensions de projet

La station aura une longueur d'environ 130,0 m, une largeur courante de 20,50 m et une profondeur moyenne d'environ 31,0 m avec l'excavation associée. En conséquence, la profondeur maximale des excavations nécessaires à la réalisation des accès sera de 13,0 mètres. L'intersection entre les excavations des accès et l'excavation de la station aura lieu à cette profondeur.

II.4 Les procédures de soutènements

Les plans correspondants présentent les systèmes de butonnage pour chaque niveau du corps principal de la station. Nous avons examiné un système de butonnage dans les quatre premiers niveaux plus superficiels, matérialisés par des profilés métalliques et cinq niveaux d'ancrages qui peuvent être désactivés, mais qui n'ont pas été pris en compte dans l'analyse structurale de l'état final. (Figure II.2 et Figure II.3).

- ✓ Une tête d'ancrage est utilisée pour transférer les forces de traction de l'armature à la structure à ancrer via une plaque d'appui.
- ✓ La longueur de l'armature entre la tête d'ancrage et le début du scellement est appelée partie libre.
- ✓ Une partie scellée qui est la longueur d'armature sur laquelle la force de traction est transmise au terrain environnant par l'intermédiaire du coulis de scellement.

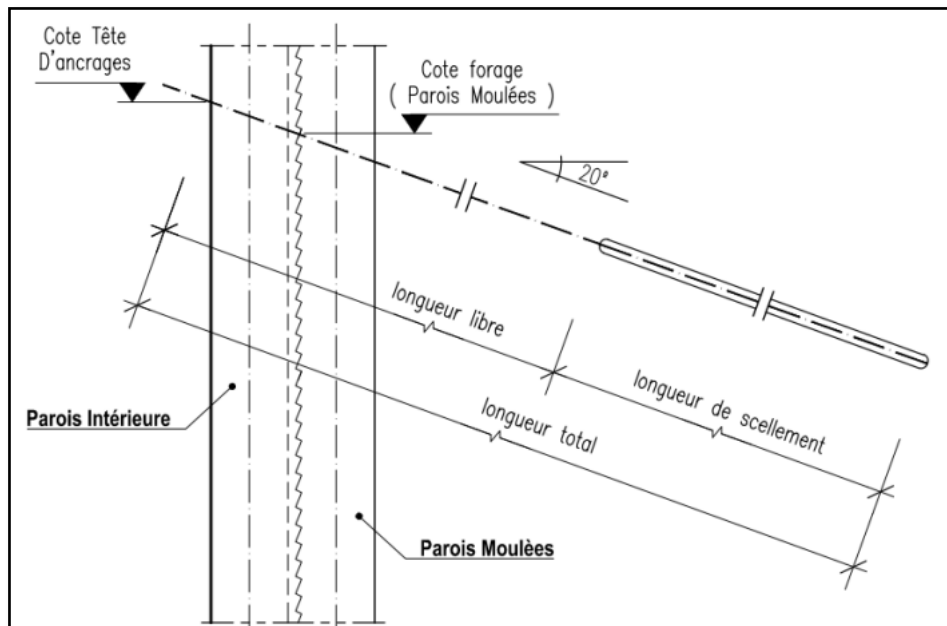


Figure II.4 Présentation tirant d'ancrage et paroi moulée

Un tirant peut être actif ou passif :

- **Passif** : Il n'est mis en tension que du fait de l'application à l'ouvrage des actions qui le sollicitent. Ce type de tirant n'a généralement pas de partie libre.
- **Actif** : Il est mis en charge préalablement à l'application des actions afin de limiter les déformations.

II.5.1 Classification des tirants

Il existe deux types de classification :

- Classification en fonction de la durée du tirant.
- Classification en fonction du rôle assumé par le tirant.

II.5.1.1 Classification en fonction de la durée du tirant

On distingue :

1. Les tirants temporaires

Ils n'ont qu'un rôle temporaire et deviennent inutiles au-delà d'un certain degré d'avancement des travaux, car ils sont alors remplacés dans leur fonction par d'autres

dispositifs. La plus grande utilisation de ce type de tirants est de maintenir les parois bordant les fouilles de grande profondeur, mais leur travail s'arrête une fois que les palplanches sont bétonnées. (Figure II.5)

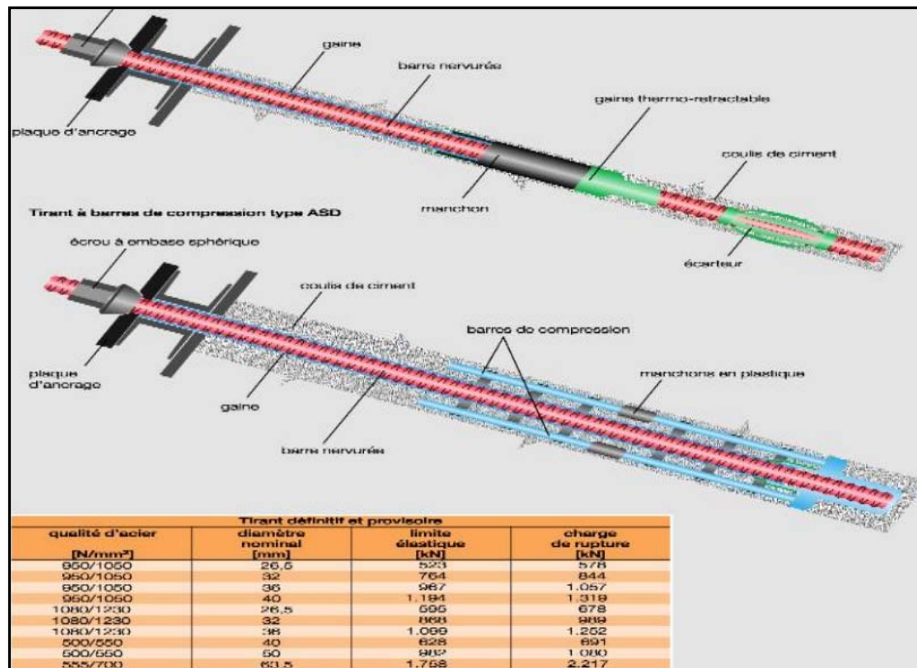


Figure II.5 Tirants temporaires

2. Les tirants permanents

Les tirants permanents continueront à jouer pendant toute la durée de vie de l'ouvrage auquel ils sont incorporés. Dans cette catégorie, on rencontre les tirants qui ancrent les radiers en cas de sous-pressions accidentelles provoquées par les crues, ainsi que les tirants qui maintiennent les murs de soutènement. (Figure II.6)

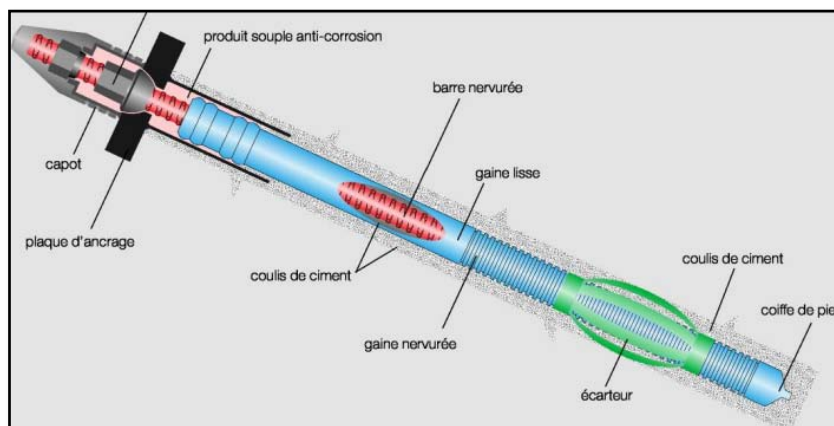


Figure II.6 Tirants permanents

II.5.1.2 Classification en fonction du rôle assumé par le tirant

On distingue :

- ✓ Les tirants légèrement inclinés sur l'horizontale qui soutiennent une paroi généralement verticale (Figure II-3). Ils peuvent être provisoires ou définitifs.
- ✓ Les tirants verticaux (Figure II-7) qui ancrent un radier, un mur de soutènement ou un barrage. Ils constituent souvent une solution de renforcement en cas de surélévation de ce dernier ouvrage.

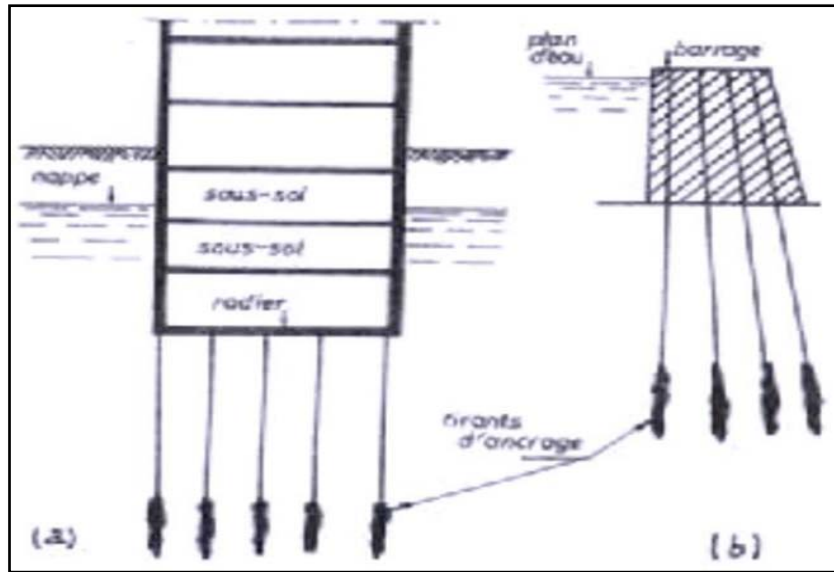


Figure II.7 Les tirants verticaux

II.6 butons de soutènements

Afin de construire la structure à l'aide du système utilisé dans notre station (parois moulées), il est nécessaire de garantir le maintien de la paroi à l'aide de butons en métal de type HEB600.



Figure II.8 Butons de soutènements

II.7 Les reconnaissances et données géotechniques

Le bureau d'études DOHWA, titulaire du marché «METRO D'ALGER – LOT 1» allant d'EL HARRACH à l'aéroport international de HOUARI BOUMEDIENE, pour le compte de l'entreprise du Metro d'Alger (EMA) a mandaté le bureau d'études INGEO International pour la réalisation du volet géotechnique du projet, objet du présent document. Cette mission est basée à ce stade d'étude sur un programme d'investigation géotechnique, comportant des forages, essais in situ et essais de laboratoire, afin de mettre au jour :

- La nature des terrains traversés par le tracé de la future extension ainsi que leurs caractéristiques géomécaniques fondamentales ;
- L'identification et la localisation des problèmes et/ou des contraintes techniques du point de vue géologique rencontrés sur le corridor du tracé;

A but de l'étude :

- ✓ Définir les conditions géologiques et hydrogéologiques le long du tracé;
- ✓ Synthèse des résultats des essais In-situ et au laboratoire;
- ✓ Détermination des paramètres de conception.

Reconnaisances In-situ

Les critères retenus pour évaluer le type et la quantité de travaux qui devront être effectués pour la reconnaissance de l'ouvrage ont été présentés dans le programme de reconnaissance géotechnique. Un programme de reconnaissances géologiques et géotechniques In-situ et au laboratoire nous a été proposé par le bureau d'étude DOHWA, il comporte:

- ❖ L'exécution de trois forages carottés avec la réalisation d'essais SPT (Standard Penetration Test) réalisés conformément à la norme NF P 94-116 ;
- ❖ L'exécution de sondages pressiométriques type Ménard avec essais pressiométriques à différentes profondeurs conformément à la norme NF P 94-110 ;
- ❖ L'installation de tubes piézométriques dans le forage conformément à la norme NF P 94-157-1 pour mesurer le niveau de l'eau souterraine ;

A partir des sondages carottés, des prélèvements d'échantillons intacts et/ou remaniés ont été réalisés et soumis à des essais de laboratoire (essais d'identifications physiques, chimiques et mécaniques)

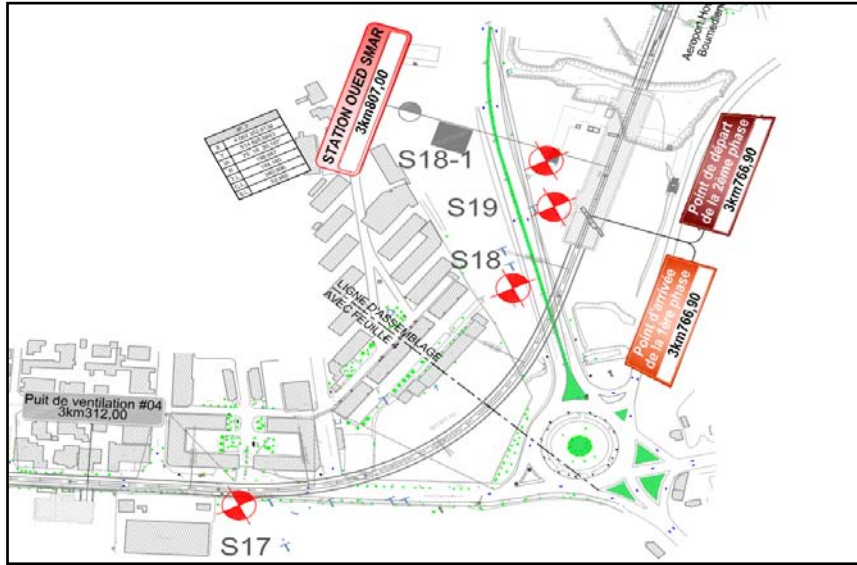


Figure II.9 Localisation des points de sondage

II.7.1 Station Oued Smar

Au niveau du site réservé à la station Oued Smar, trois sondages carottés ont été réalisés, à savoir S17, S18, S19 et S18-1, dont les profondeurs sont respectivement de 33m, 30m et 41,5m. L'analyse des coupes de sondages a mis au jour la présence d'une formation principale, représentée par des argiles sableuses à limoneuses, recoupées par une couche de sable limoneux.

Au niveau de la couche de sable limoneux des venues d'eau peuvent être envisagées lors des travaux d'excavations.

II.7.2 Essais au laboratoire

Les essais en laboratoire ont porté essentiellement sur des échantillons (intacts et remaniés) prélevés des sondages carottés réalisés. Il s'agit d'essais d'identification physiques, d'essais mécaniques et d'essais chimiques.

II.7.2.1 Présentations des résultats des essais de laboratoire

Tableau II .1 Les données teneur en eau, degré de saturation.

Forage	Echantillon		Teneur en eau naturelle	Degrés de saturation	Classification
	Profondeur (m)				
	De :	A :	W (%)	Sr (%)	
S17	19,4	19,8	29	100	Saturé
	21,2	21,55	27	100	Saturé
	24,25	25	32	100	Saturé
	34,6	34,9	22	100	Saturé
S18	7	7,88	18	100	Saturé
	24	24,5	24	100	Saturé
	26,8	27,3	21	100	Saturé
	29	29,6	19	100	Saturé
S18-1	15	15,3	20	98	Détrempé
	18	18,7	23	100	Saturé
	21	21,8	19	97	Détrempé
	38	38,5	19	98	Détrempé
S19	4,2	4,4	12	77	Détrempé
	6,1	6,4	25	100	Saturé
	9,7	10	15	93	Détrempé
	21,1	21,5	14	91	détrempé

Tableau II .2La masse volumique

Forage	Echantillon		Masse volumique humide	Masse volumique sec	Classification
	Profondeur (m)				
	De :	A :			
S17	19,4	19,8	2,274	1,764	Levée
	21,2	21,55	2,182	1,712	Moyenne
	24,25	25	2,252	1,708	Moyenne
	34,6	34,9	2,091	1,711	Moyenne
S18	7	7,88	2,152	1,823	Levée
	24	24,5	2,137	1,717	Moyenne
	26,8	27,3	2,114	1,747	Moyenne
	29	29,6	2,121	1,778	Levée
S18-1	15	15,3	2,056	1,709	Moyenne
	18	18,7	2,045	1,663	Moyenne
	21	21,8	2,088	1,761	Moyenne
	38	38,5	2,09	1,761	Moyenne
S19	4,2	4,4	2,097	1,871	Levée
	6,1	6,4	1,987	1,585	Moyenne
	9,7	10	2,136	1,857	Levée
	21,1	21,5	2,143	1,878	Levée

Tableau II .3 Analyse granulométrique et sédimentométrie.

Forage	Echantillon		Analyse granulométrique	Analyse sédimentométrique	Classification
	Profondeur (m)				
	De :	A :	<80µm	<20µm	
S17	19,4	19,8	95	0	Sol fin
	21,2	21,55	97	0	Sol fin
	24,25	25	95	0	Sol fin
	34,6	34,9	97	0	Sol fin
S18	7	7,88	82,66	24	Sol fin
	24	24,5	73,6	21	Sol fin
	26,8	27,3	93,43	26	Sol fin
	29	29,6	58,6	17	Sol fin
S18-1	15	15,3	81,8	0	Sol fin
	18	18,7	98,63	0	Sol fin
	21	21,8	82,7	0	Sol fin
	38	38,5	86,5	0	Sol fin
S19	4,2	4,4	31,86	25	Pulvérulent
	6,1	6,4	30,4	24	Pulvérulent
	9,7	10	53,4	14	Sol fin
	21,1	21,5	34,67	28	Pulvérulent

Tableau II .4 Limites d'Atterberg

Sondage	Echantillon		Limites d'atterberg				Classification
	Profondeur (m)		Wl(%)	Wp(%)	Ip(%)	Ic	
	De :	A :					
S19	21,1	21,5	50	19	31	1,129	Hautement plastique-Dur
S17	19,4	19,8	57	34	23	0,79	Hautement plastique-Mi-Dur
	21,2	21,55	54	24	30	1,11	Hautement plastique-Dur
	24,25	25	64	32	32	1	Hautement plastique-Dur
	34,6	34,9	47	22	25	1,14	Hautement plastique-Dur
S18	7	7,5	53	25	28	1,25	Hautement plastique-Dur
	24	24,5	49	12	37	0,676	Hautement plastique-Mi-Dur
	26,8	27,3	48	24	24	1,125	Hautement plastique-Dur
	29	29,6	39	20	19	1,053	Hautement plastique-Dur
S18-1	15	15,3	47	18	29	0,93	Hautement plastique-Mi-Dur
	18	18,7	68	22	46	0,98	Hautement plastique-Mi-Dur
	21	21,8	37	14	23	0,78	Hautement plastique-Mi-Dur
	38	38,5	40	18	22	0,95	Hautement plastique-Mi-Dur

Tableau II .5 Essai de cisaillement à la boîte (UU)

Forage	Echantillon		Cisaillement direct de type UU		Classification
	Profondeur (m)		ϕ (°)	C (bar)	
	De :	A :			
S17	19,4	19,8	22,14	0,3	Ferme
	21,2	21,55	9,91	0,5	Raide
	34,6	34,9	11,98	1,16	Très raide
S18	7	7,5	13	1,56	Très raide
	24	24,5	9	1,87	Très raide
S18-1	18	18,7	8,66	0,32	Ferme
	21	21,8	22,48	0,66	Raide
	38	38,5	23,48	0,63	Raide
S19	6,1	6,4	19,01	0,57	Raide
	9,7	10	22,69	1,85	Très raide
	27,7	28	16,07	1,02	Très raide

Tableau II. 6 Essai de cisaillement à la boîte (CD)

Forage	Echantillon		Cisaillement direct de type CD	
	Profondeur (m)			
	De :	A :	ϕ (°)	C (bar)
S17	7	7,8	15,01	0,86
S18	12	12,5	8,96	1,33

Tableau II. 7 Essai de cisaillement Triaxial (CU)

Forage	Echantillon		Cisaillement direct de type CD			
	Profondeur (m)					
	De :	A :	Φ_{cu} (°)	C_{cu} (bar)	Φ' (°)	C' (bar)
S17	27,1	27,6	14,12	1,46	19,98	1,26

Tableau II. 8 Essai de chargement à l'odomètre

Forage	Echantillon					Classification
	Profondeur (m)					
	De :	A :	$P'c$ (bar)	C_c (%)	C_g (%)	
S18	24	24,5	2,99	34,34	8,55	Très compressible, gonflant et remanié
S19	6,1	6,4	0,11	9,98	4,23	Peu compressible, gonflant et remanié

Tableau II. 9 Essai de résistance à la compression simple

Forage	Echantillon		Résistance à la compression simple RCs (bar)
	Profondeur (m)		
	De :	A :	
S17	19,4	19,8	2,5
	21,2	21,55	1,31
	24,25	25	4,36
	34,6	34,9	1,66
S18	7	7,5	10,94
	24	24,5	7,4
S18-1	18	18,7	1,68
	21	21,8	3,91
	38	38,5	1,73
S19	4,2	4,4	1,07
	6,1	6,4	1,74
	9,7	10	1,97

II.7.3 Station Oued Smar

Au niveau du site réservé à la station d'Oued Smar, trois sondages carottés ont été réalisés, à savoir S17, S18, S19 et S18-1, dont les profondeurs sont respectivement de 33m, 30m et 41,5m. L'analyse des coupes de sondages a mis au jour la présence d'une formation principale, représentée par des argiles sableuses à limoneuses, recoupées par une couche de sable limoneux.

Au niveau de la couche de sable limoneux des venues d'eau peuvent être envisagées lors des travaux d'excavations.

A. Paramètres géotechniques

Les paramètres géotechniques considérés dans le tableau ci-après sont pris des résultats des essais au laboratoire réalisés sur les sondages sus-cités.

Tableau II.10 Paramètres géotechniques station Oued Smar

Couche	Lithologie	Teneur en eau naturelle	Degrés de saturation	Masse volumique sec (KN/m ²)	Cisaillement directe type UU		Compression à l'odmètre			Résistance à la compression simple
		W (%)	Sr (%)	γ_d	Φ_u (°)	C_u (bar)	P'c (bar)	C_c (%)	C_g (%)	Rc (bar)
1	Argile sableuse	13,5	87	1,79	19	1,14	0,11	9,98	4,23	1,59
2	Sable limoneux	20	100	1,80	22	0,91				2,06

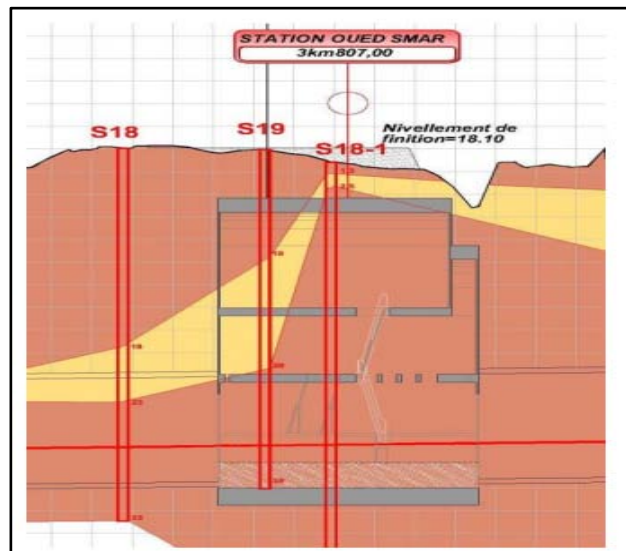


Figure II.10 Coupe géotechniques de station OUED SMAR

II.7.4 Travaux sur terrain

La campagne géotechnique sur le terrain a été menée sur la base d'un programme de travail fourni par le bureau d'études DOHWA. L'implantation et la localisation des sondages et essais in situ le long du tracé ont été également assurés par le bureau d'études DOHWA.

1) Sondage carotté.

Les travaux de forage carotté sur le terrain ont été réalisés dans le but de déterminer la nature et les propriétés des matériaux du sous-sol, ainsi que la position de l'eau souterraine à ces emplacements en fonction du programme de travail.

2) Essais SPT (Standard pénétration tests)

Ces essais SPT ont été réalisés au niveau du trou de forage au fur et à mesure de l'avancement du carottage, avec un pas de 1,5m. Conformément à la procédure NFP 94-116.

Tableau II. 11 Lectures des niveaux piézométriques

Sondage	Niveau de l'eau souterraine (m)	Date de relevé
S19	10	05/08/2013
	08	29/08/2013
	09	19/09/2013
	10	12/01/2014

Tableau II .12 Les données d'essai SPT (Standard pénétration tests)

S18			S18-1			S19		
Profondeur		N _{spt}	Profondeur		N _{spt}	Profondeur		N _{spt}
2	2,45	12	2	2,45	18	2	2,45	27
5	5,45	18	4	4,45	16	4	4,45	27
8	8,45	28	6	6,45	15	6	6,45	30
9,5	9,95	30	8	8,45	33	8	8,45	25

11,5	11,95	21	10	10,45	34	10	10,45	45
14	14,45	12	12	12,45	36	12	12,45	20
17	17,45	22	14	14,45	33	14	14,45	18
20,5	20,95	24	16	16,45	22	16	16,45	36
22	22,45	36	20	20,45	29	18	18,45	33
24,5	24,95	37	22	22,45	29	20	20,45	40
26	26,45	40	25	25,45	27	22	22,45	19
28	28,45	42	27	27,45	28	24	24,45	23
31	31,45	42	29	29,45	28	26	26,45	45
33	33,45	43	31	31,45	30	28	28,45	52
			34	34,45	27			
			37	37,45	28			
			39	39,45	28			
			41,5	41,95	30			

Tableau II .13 Les résultats des essais pressiométriques réalisés.

SP 17			
Profondeur (m)	E (bars)	PI (bars)	E/PI
2	13,08	3,24	4,04
4	29,91	10,31	2,9
6	33,29	12,13	2,74
8	35,09	3,17	11,07
10	41,41	9,77	4,24
12	44,49	14,54	3,06
14	35,23	15,43	2,28
16	315,33	34,11	9,24
18	29,74	13,24	2,25
20	26,31	13,01	2,02
22	37,55	17,07	2,20
24	38,79	17,43	2,23
26	35,69	11,17	3,2
28	92,92	31,94	2,91
30	77,42	34,22	2,26
32	75,88	43,38	2,21
34	379,06	33,8	11,21

II.8 L'instrument de suivi de déplacement

Les mesures à l'inclinomètre représentent l'une des méthodes géotechniques les plus fréquemment utilisées pour contrôler les travaux de soutènement. Lors de la mesure d'inclinaison sur une enceinte de fouille, la déformation du soutènement de cette dernière est mesurée dans un quadrillage fixe verticalement et horizontalement en direction de la fouille afin de créer un profil d'inclinaison du

soutènement. Des mesures répétées permettent de constater des changements d'inclinaison, donc des déformations relatives et/ou différentielles, et par conséquent de tirer des conclusions sur le mouvement des sols activés. Pour ce faire, un ou plusieurs tubes inclinométriques sont installés dans l'enceinte de fouille pendant sa construction. Dans ces tubes, l'inclinaison est mesurée à distance régulière (0.5m par exemple) à l'aide d'une sonde inclinométrique. Ces mesures permettent de déduire, par un cheminement polygonométrique, la trajectoire du tube inclinométrique et, par conséquent, la déformation de l'enceinte de la fouille. Il est d'usage de toujours effectuer deux séries de mesures au niveau de chaque tube inclinométrique, la seconde mesure étant dans la direction opposée de la première. Il devrait en résulter une mesure de même valeur mais de signe inverse. Cette méthode permet, d'une part, de calculer l'erreur moyenne de chaque étape de mesure et, le cas échéant, de procéder à une mesure corrective si l'erreur moyenne est supérieure à une certaine valeur. D'autre part, elle permet d'éliminer les erreurs systématiques. La plupart des mesures inclinométriques sont commencées au point le plus profond du trou de forage, parce que l'on part du principe que le forage descend profondément dans le sous-sol où il ne se produit pas de déformations

II.8.1 Position des puits inclinométriques

La station Oued Smar est située à PK 3+807m du point origine du tracé de l'extension du métro d'Alger « El Harrach Centre – Bab Ezzouar – Aéroport International d'Alger ». L'ouvrage est d'une largeur de 23.8m et d'une profondeur de 30.70 m. Son soutènement est assuré par une paroi moulée composée de 120 panneaux en béton armé.

Le suivi inclinométrique de la station se fera au niveau de 6 puits situés au niveau des panneaux S22, S34, S46, S82, S94 et S108 (Figure II.4).

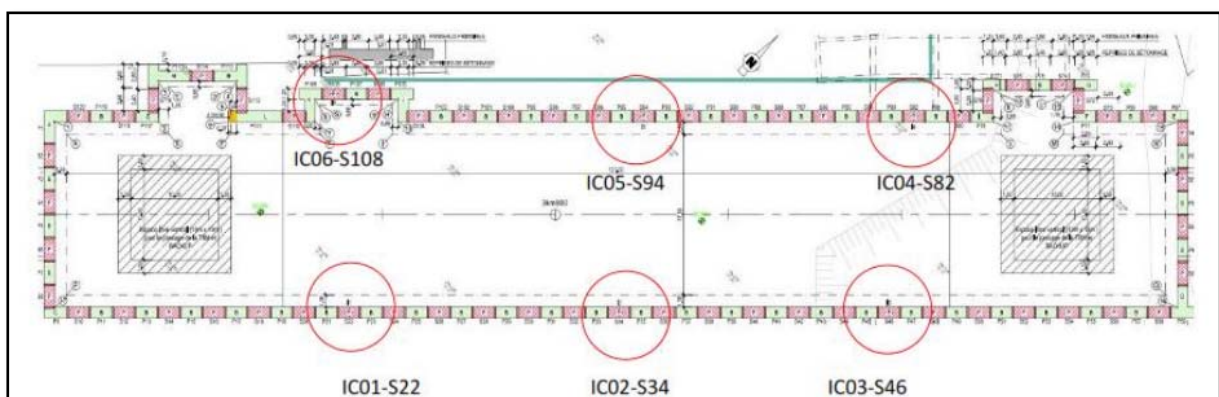


Figure II.11 Position des puits inclinométriques au niveau de la Station Oued Smar

II.8.2 Moyens mis en œuvre Matériel

Le dispositif de mesure (Figure II.5), fourni par le fabricant Glötzl, est composé :

- ✚ D'une sonde bi-axiale de type NMG-D, d'une longueur de 0.5m.
- ✚ D'un poste de lecture de type NMA-9 pour l'enregistrement des mesures.
- ✚ D'un câble de 50m de longueur, assurant la liaison entre la sonde et le poste de lecture.

Le traitement, la visualisation et la mise en forme des données récoltées sont assurés par le logiciel GLNP.



Figure II.12 Tournet de câble, poste de lecture et sonde inclinométrique (de gauche à droite)

II.8.3 Méthodologie de travail

Deux séries de mesures sont réalisées au niveau de chaque puits :

- La première dans la direction $A^- - A^+$.
- La seconde dans la direction inverse ($A^+ - A^-$).

Les mesures sont réalisées en partant du fond du puits. La profondeur de mesure au niveau des puits inclinométriques est de 46m, le pas de mesure étant de 0.5m. Les données récoltées sont chargées dans le logiciel GLNP qui permet de générer les courbes de déformation correspondantes.

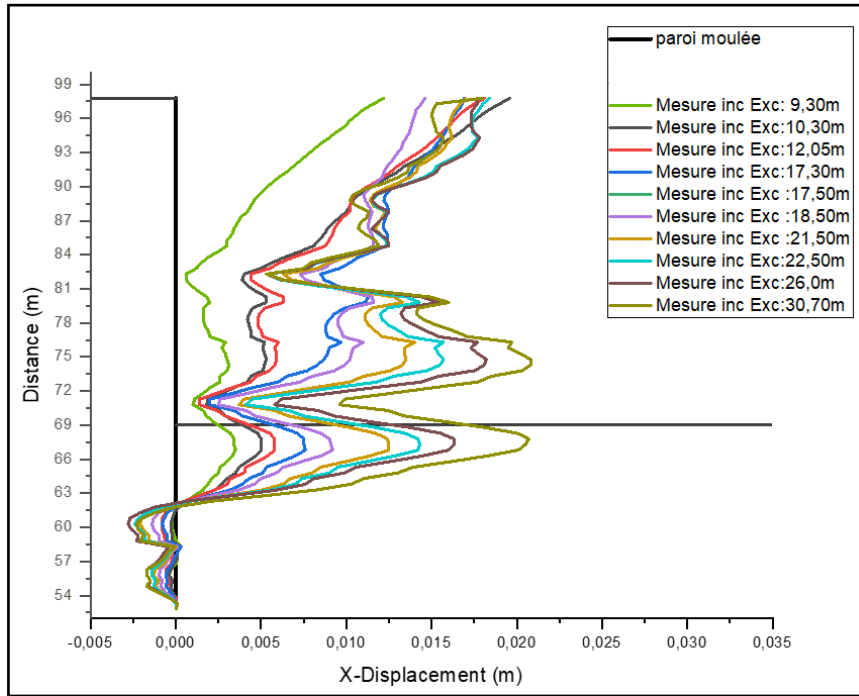


Figure II.13 Déformation totale suivant l'axe A

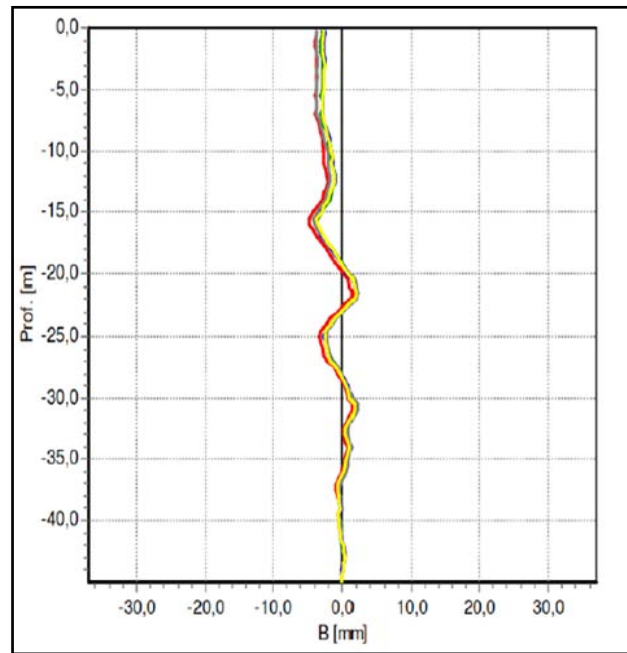


Figure II.14 Déformation totale suivant l'axe B

II.9 Conclusion

La stabilité d'excavation profonde de paroi moulée avec un profondeur de 30,70m de la station d'Oued Samr est assurée par un système mixte butons et tirant d'encrage, pour libre l'espace de montage de TBM le point de d'émargé d'excavation de tunnel.

Chapitre III

Analyse Numérique

III. 1 Introduction

La stabilité des ouvrages en parois moulée de grande hauteur dans les argiles molles en zone urbains est nécessaire. L'étude concerne la station de métro Oued-Semar Alger. L'ouvrage a une hauteur totale de 46.0 m dont une fiche d'encrage de 15.30 m. L'étude numérique faite en FLAC 3D, toute en suivant le mode de réalisation de celle-ci. Les résultats obtenus en termes de déplacements sont comparés à ceux obtenues par des mesures inclinométriques installés dans la paroi, à différentes phases d'excavation, la réalisation des butons métalliques de stabilité, sont installés à partir de la profondeur 9.70 m ainsi que des tirants d'ancrages sont exécutés à 18.00 m de profondeur

III. 2 Présentation du modèle numérique

Le modèle numérique effectué à l'aide du code FLAC3D (Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions) présente une longueur de 100 m et une largeur courante de 24 m et une profondeur d'excavation de 100m.

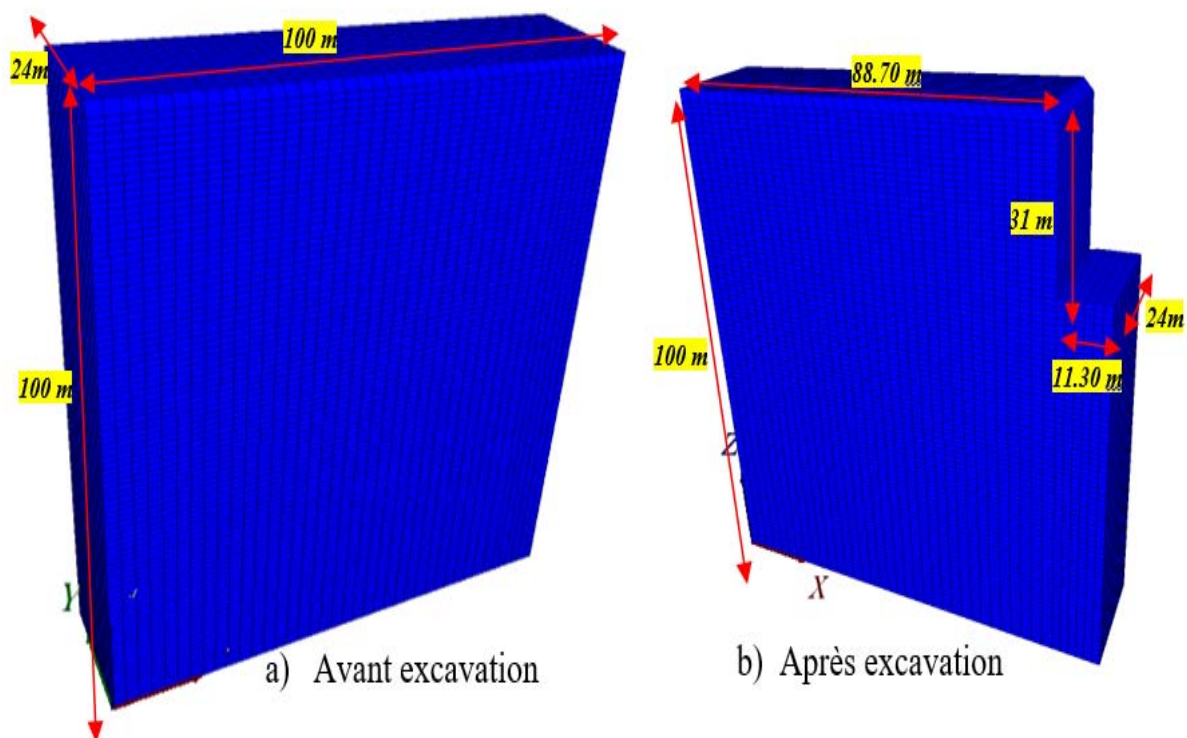


Figure III.1 Présentation du modèle numérique adopté (FALC 3D)

Tableau III .1 Lithologie et paramètres géotechniques

Horizon géotechnique	Remblais (Re)	Sables limoneux-argileux (Qs)	Argiles marneuses (QM)	Sable limoneux-argileux avec présence de cailloux (QM _{sg})
Profondeurs moyennes (m)	0,0 – 5,0	5,0-18,0	> 18,0	27,50-37,00
Poids vol. humide γ_h (kN/m ³)	20,0	21,0	21,0	21,0
Poids vol. sec γ_d (kN/m ³)	17,0	17,00	17,0	17,00
Cohésion non-drainée s_u (kPa)	30,0	97,00	$s_u = 2 z + 110$	97,00
Module de déformabilité non-drainé E_u (MPa)	12,0	57,00	$E_u = 1,2 z + 66$	57,00
Angle de frottement effectif ϕ'	20°	25°	22°	25°
Cohésion effective c' (kPa)	0	25,0	35,0	25,0
Module de déformabilité drainé E' (MPa)	10,0	50,0	90	50,0
Coefficient K_0	0,6	0,6	0,6	0,6
Loi de comportement	Mohr-Colomb	Mohr-Colomb	Mohr-Colomb	Mohr-Colomb

Tableau III .2 Caractéristiques des éléments de structure

Element structurel	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur M	Diameter mm	Type	coefficient de Poisson	module de deformation (GPa)	Loi de comportement
Parois moulée	25	1.20	/	/	0.2	33	Elastique linéaire
Butons	78	/	/	2HEB600 3HEB600 4HEB600	0.3	210	Elastique linéaire

Tableau III .3 Caractéristiques des tirants d'encrages.(EN 10138)

Diamètre mm	Type	Section mm ²	Poids g/m	Charge à la rupture KN	Limite élastique KN	Module élastique GPa	Longueur m	Loi de comportement
15.20	Standard	140	1090	260	230	195	33 30 28 27	Elastique linéaire

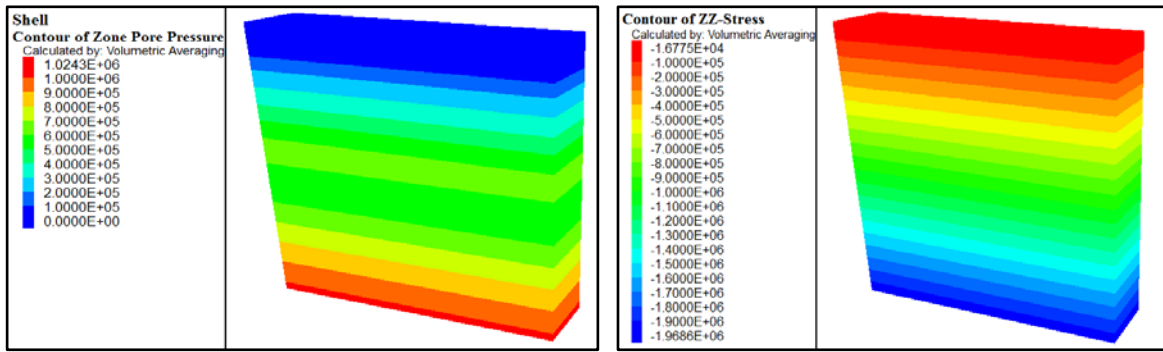
❖ **Différente Phase**

Le phasage adopté dans les calculs numériques a essayé de reproduire le plus fidèlement possible les diverses étapes du processus d'exécution, suivent de (Tableau III .4)

Tableau III .4 Phasage de calcul numérique

Phase	Exécution de projet	Profondeur(m)		
		Excavation	butons	Tirant d'ancrage
0	Etat initiale			
1	préparation de site de réalisation (déblai)	2.20		
2	Exécution des parois moulées (e=1,20m)			
3	Excavation	5.00		
4	Excavation	8.00		
5	Excavation	12.00		
6	Activation du premier niveau de butonnage métallique		9.30	
7	Excavation	14.00		
8	Excavation	17.00		
9	Activation du deuxième niveau de butonnage métallique		12.30	
10	Excavation	20.00		
11	Activation du troisième niveau de butonnage métallique		15.30	
12	Excavation	24.00		
13	Activation butonnage métallique tirant d'ancrages		19.80	18.00
14	Excavation	27.00		
15	Activation des tirants d'ancrages			20.75
				21.80
				22.25
				3.00
16	Excavation	29.00		
17	Activation des tirants d'ancrages			23.75
				24.50
18	Excavation	30.00		
19	Activation des tirants d'ancrages			25.25
				26.00
20	Excavation finale	30.70		

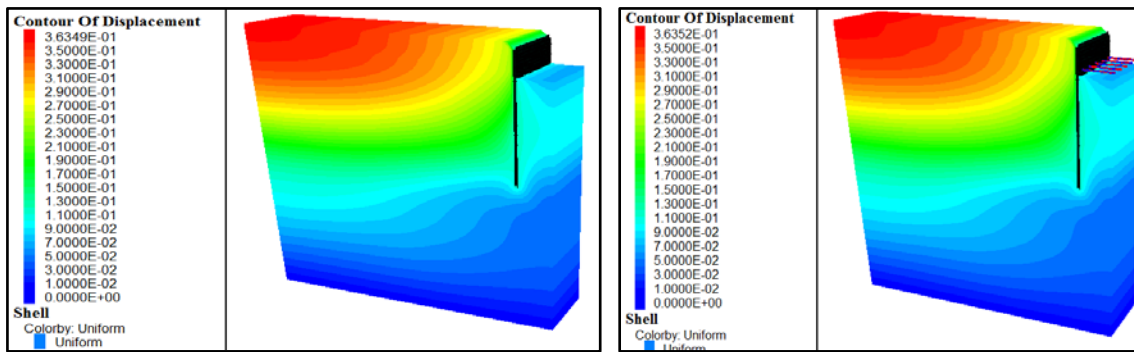
III. 3 Analyse des résultats



a) contrainte suivant l'axe Z

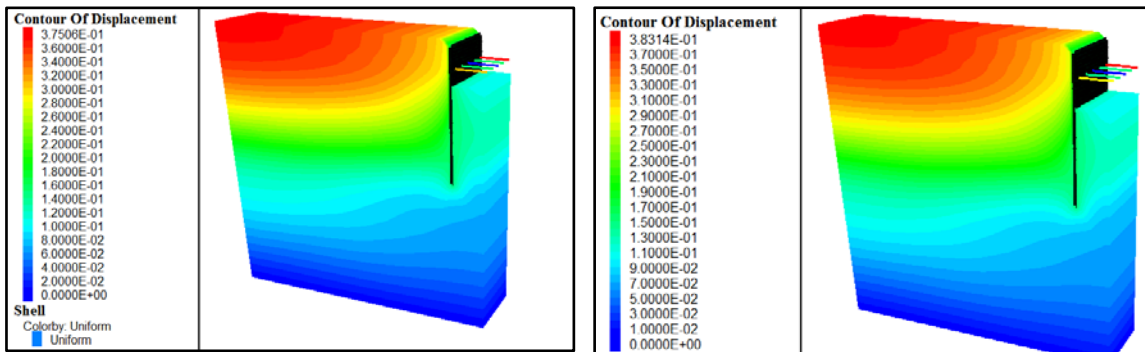
b) Pressions interstitielle suivant l'axe Z

Figure III.2 Contours de contrainte et de pression interstitielle phase 0



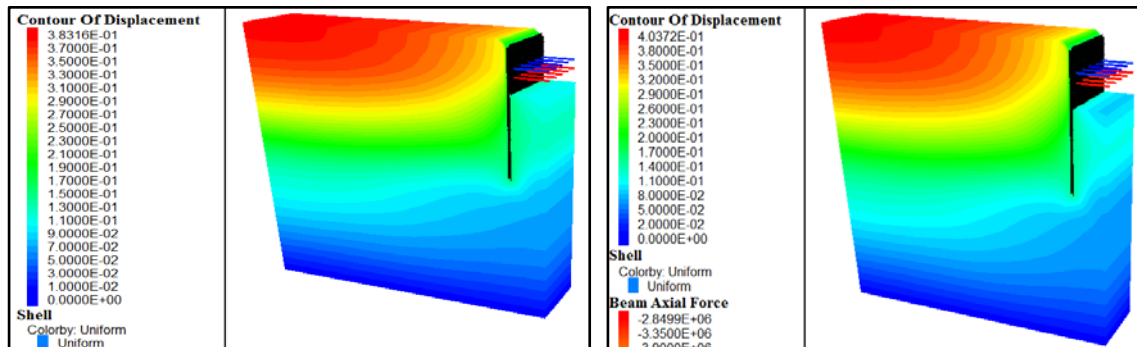
a) Phase 05

b) Phase 06



c) Phase 07

d) Phase 08



e) Phase 09

f) Phase 10

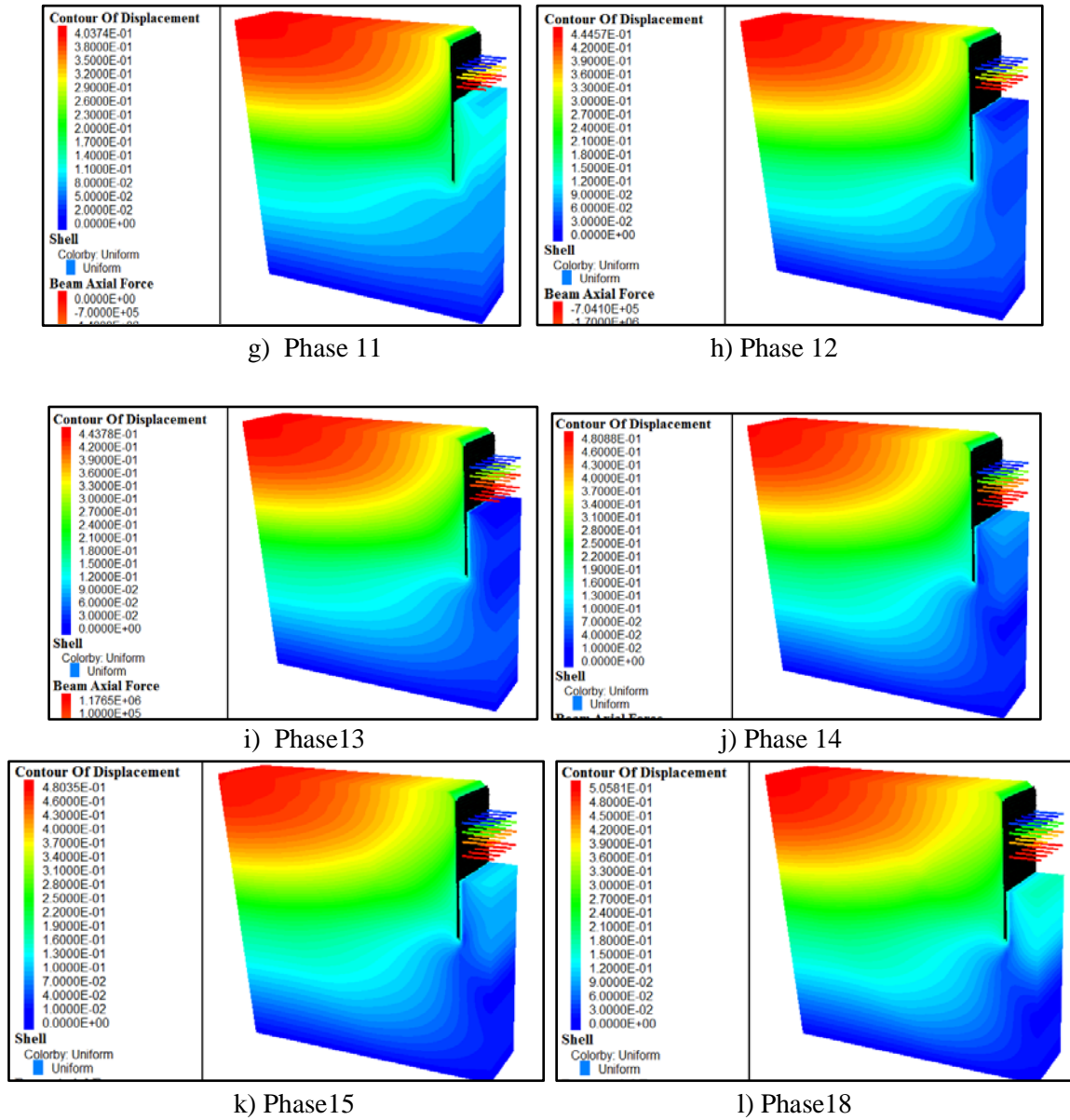


Figure III.3 Contours du déplacement général

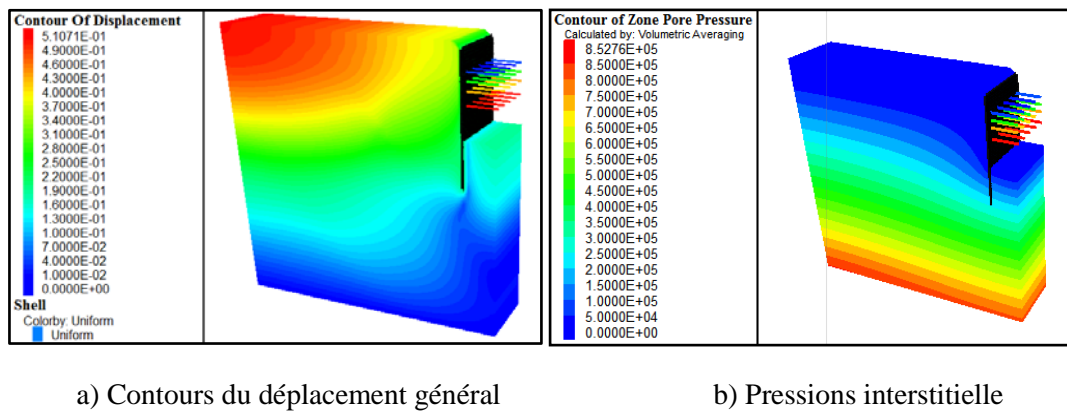
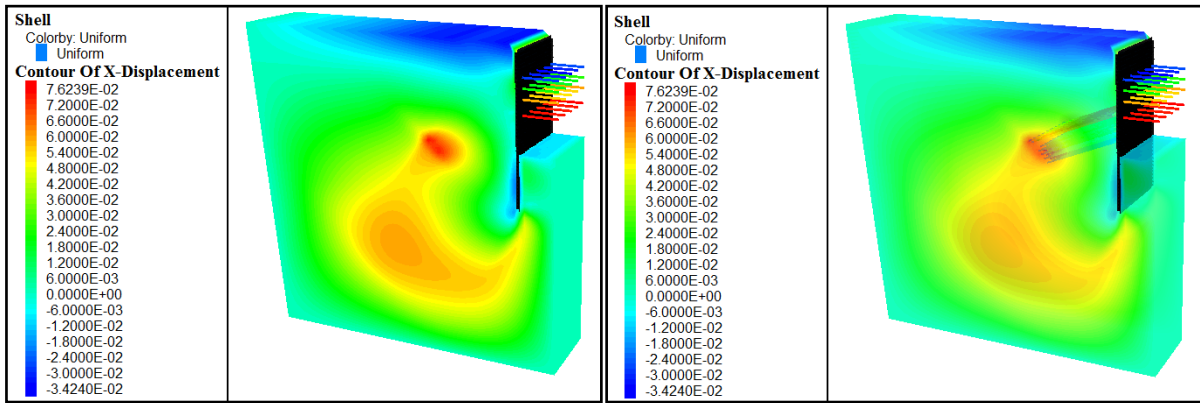
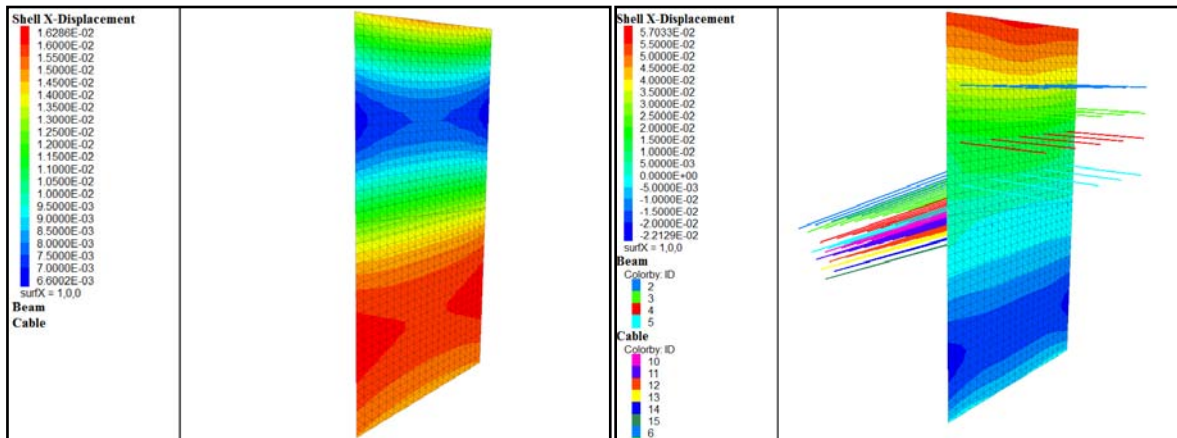


Figure III.4 Contours déplacement général et Pressions interstitielle Phase 20



a) Contours du déplacement X



b) Déplacement paroi moulée selon axe X

Figure III.5 Contours déplacement x et Déplacement paroi moulée Phase 20.

De la phase 06 à la phase 12 correspondant à l’installation des boutons de stabilité, on remarque que l’état de contour de déplacement sont réduit considérablement. A partir de la phase 13 à l’installation du premier tirant d’encrage en plus du dernier niveau des boutons de stabilité, l’état des contours déplacement continu a diminué.

A la phase finale correspondant à l’installation de tous les éléments de structure, les déplacements sont stabilisés et le contour des déplacements max se trouve autour des scellements des tirants d’ancrages.

III. 4 Comparaison des résultats numérique et mesure in situ

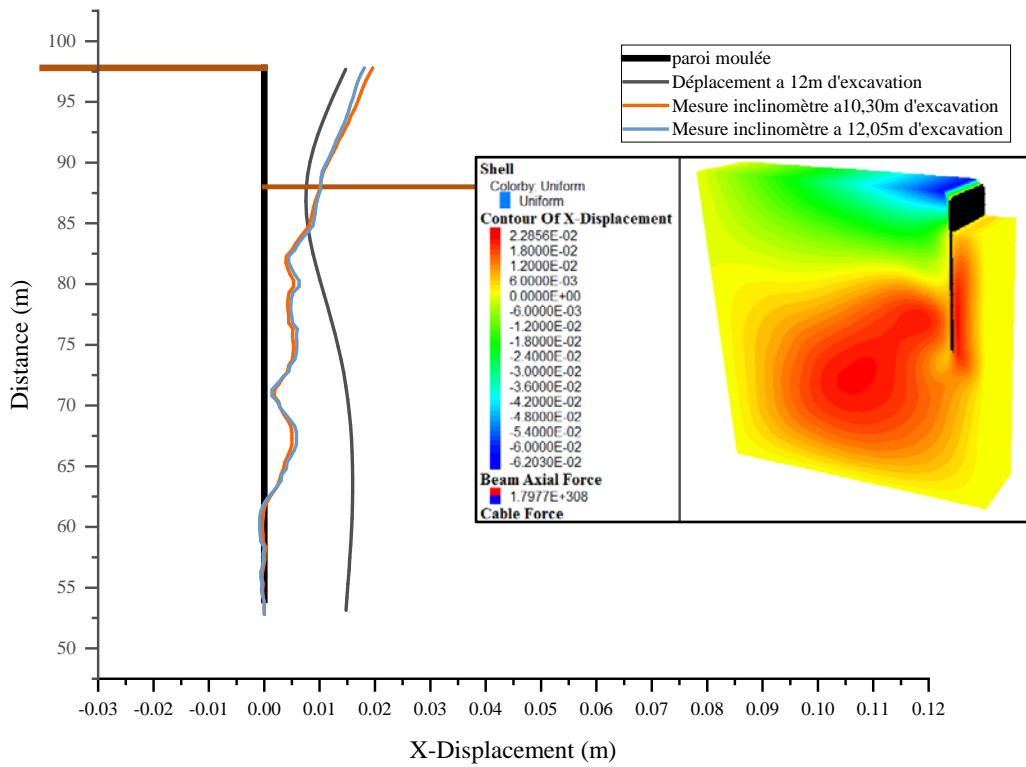


Figure III.6 Déplacement suivant l'axe correspondant a la Phase 05

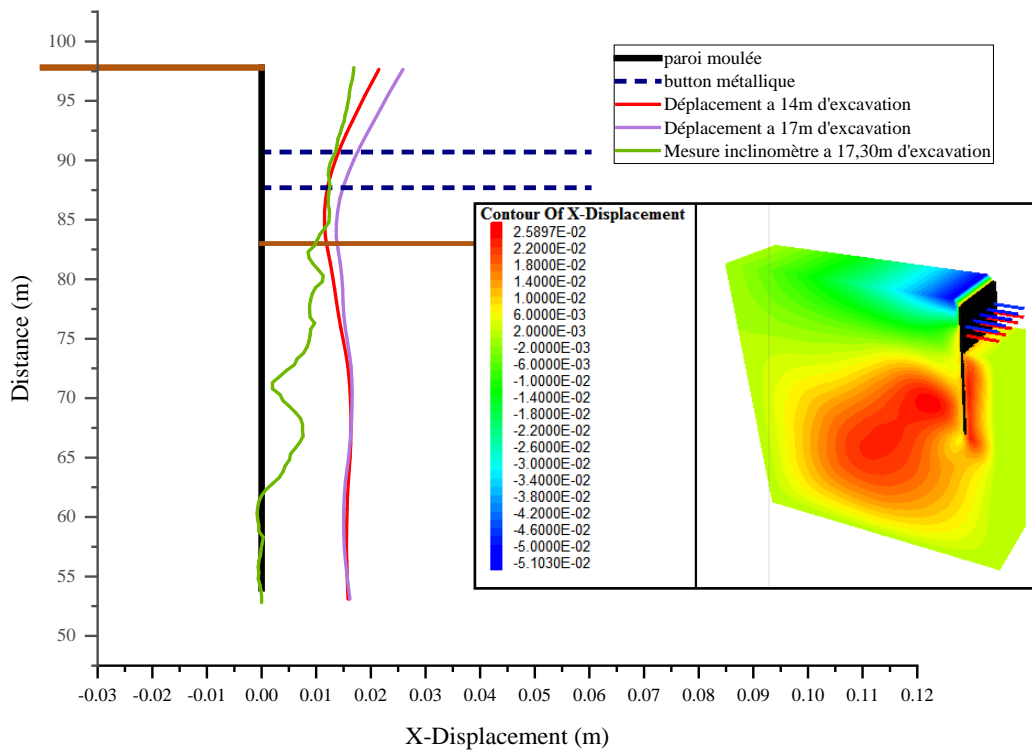


Figure III.7 Déplacement suivant l'axe X correspondant aux phases 07 et 09

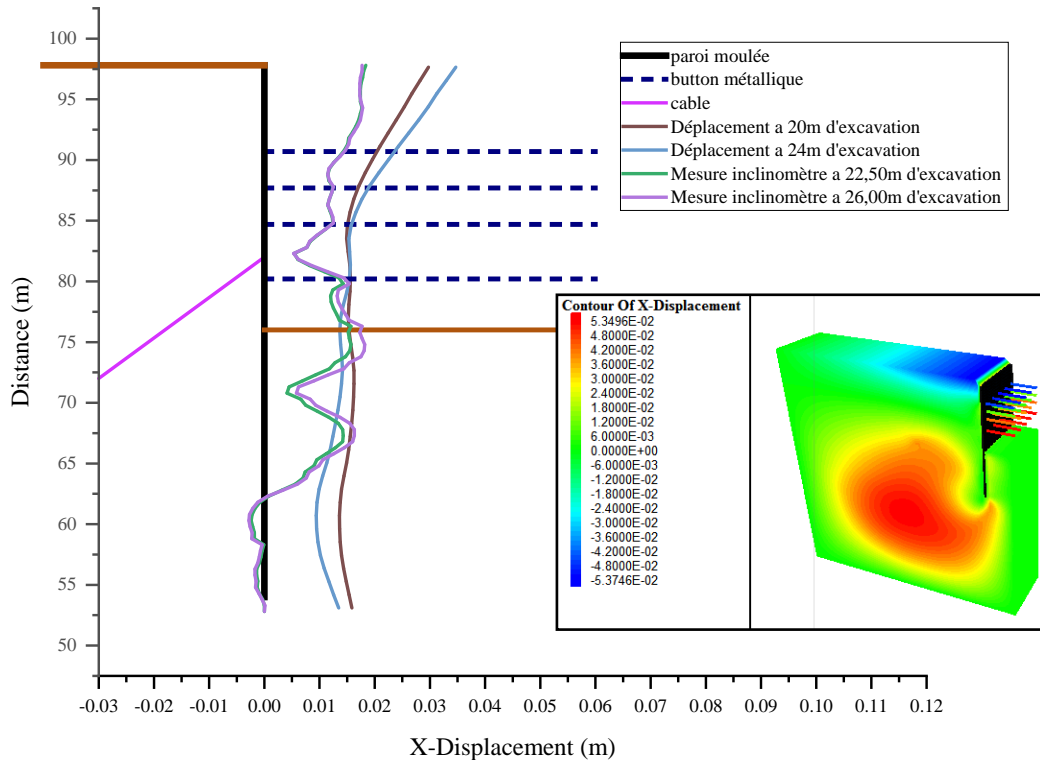


Figure III.8 Déplacements suivant X correspondant aux phases 10 et 13

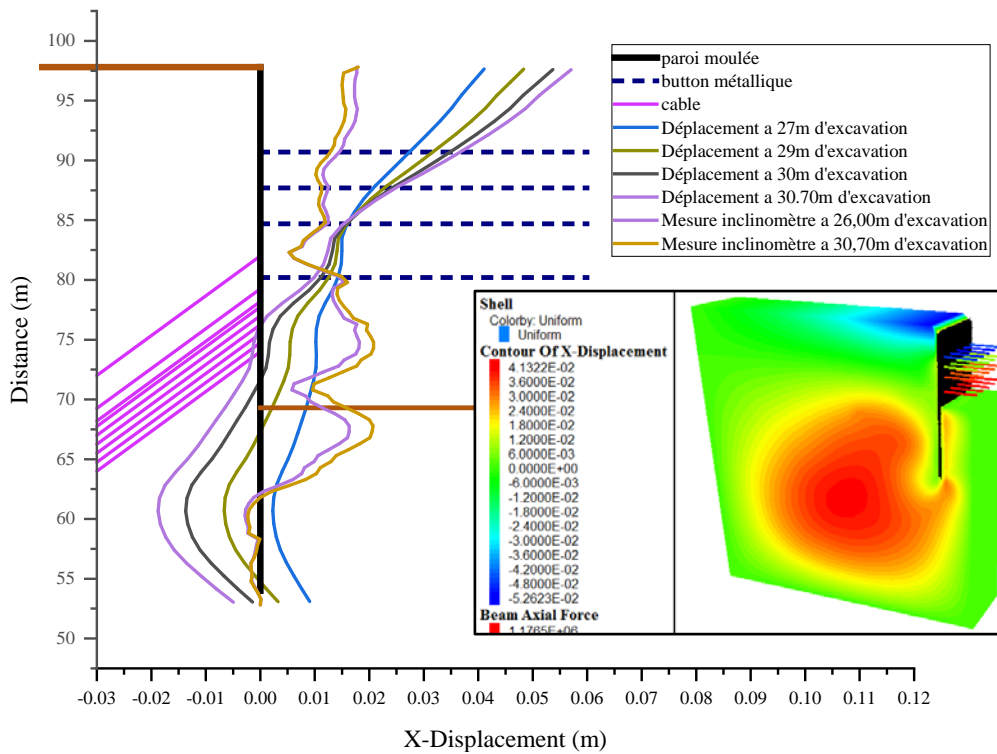


Figure III.9 Déplacements suivant X correspondant aux phases 14 et 20.

Selon les résultat obtenue dans cette étude, on remarque que la **Figure III.6** (phase 5) présente les résultats numériques du déplacement horizontal qui est de **1.47cm**, il est proche

des mesure inclinométrique qui sont de **1.81cm**, on remarque que ses résultats sont très faible en tête de la paroi, mais au niveau de la fiche les déplacements inclinométrique donnent des valeurs nulles, par contre les résultat numérique donnent une valeurs égale à **1.40cm** c'est du à la profondeur d'encrage de la fiche qui est de **34m** elle ce déplace en suivant le mouvement du sol **Figure III.6** .

Par contre la phase 8 correspondant à l'installation de deux butons métalliques a la profondeur d'excavation de **17m** les résultats obtenus numériquement à la tête de la paroi augment et elles sont de **2.58cm** mais les déplacements inclinométriques sont de **1.69 cm**, et au niveau de la fiche les déplacements obtenus numériquement ce stabilise à la valeur précédentes.

La **Figure III.8** présente les déplacements à la profondeur d'excavation de 24m correspondant à l'installation de tous les butons métalliques avec le 1^{er} tirant d'encrage, les déplacements numérique continues a augmenté en tête de la paroi du à l'effort appliquée au tirant d'ancrage en même temps on remarque un point d'égale déplacement entre le troisième et quatrième buton de stabilité apparait, au niveau de la fiche le déplacement diminue par rapport aux phase précédents.

La **Figure III.9** correspondant à la dernière phase d'excavation (30.70m) et à l'installation de tous les éléments de stabilité, les déplacements augmentent jusque atteindre la valeur de **5.70 cm** en tête de la paroi par contre l'inclinomètre marque toujours une valeur de **1.80 cm** au même niveau, mais les déplacements au niveau de la fiche diminué jusqu'à atteindre une valeur négative de **4mm** sur la base de la paroi au même temps on observe que le point d'égale déplacement reste toujours au niveau de 'installation du premier tirant d'encrage.

Le modèle numérique présente une stabilité totale la structure et que le contour de déplacement se stabilise aux tours du dernier tirant d'encrage au niveau de scellement.

III. 5 Conclusion

Cette étude s'est concentrée sur la stabilité de la paroi moulée dans des sols argilo-limoneux mous. Les inclinomètres ont été installés dans la paroi selon une grille fixe dans le plan, et les mesures prises après chaque excavation sont comparées avec les résultats numériques.

Ces valeurs sont inférieures à celles obtenues numériquement en raison du comportement non linéaire du sol par rapport au comportement élastique du mur d'un côté et de l'effet de l'eau sur le sol du mur d'un côté et de l'effet de l'interaction sol-structure dans le modèle numérique, qui a été bien pris en compte. Les déplacements numériques horizontaux résultants montrent que le comportement du mur suit un état de déformation autour d'un point

zéro de déplacement horizontal égal à un endroit situé entre le point de départ et le point d'arrivée de déplacement horizontal égal à un emplacement entre le troisième et le quatrième buton de stabilité, après l'installation du premier tirant d'ancrage.

Après l'installation de tous les ancrages, le point zéro s'est déplacé au troisième buton de stabilité. L'état du contour du déplacement est resté présent après chaque phase, et nous avons observé que la stabilité complète de la structure était assurée et que le contour se terminait autour des derniers ancrages.

Chapitre IV

Etude dynamique

IV. 1 Introduction

Le développement technologique qui a aidé dans de nombreux domaines a également aidé dans le domaine de simulation avec de logiciel avant l'exécution en réalité pour voir comment ils agissent sous la pression de facteurs externes entourant le projet. La plupart de ces logiciels utilisent la méthode des éléments finis, qui est plus efficace que les autres méthodes d'approche du résultat. La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre limité d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Les noeuds relient ces éléments les uns aux autres. L'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réels de la structure en tant qu'objet continu sont assurés en examinant d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis en assemblant ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces. La MEF est extrêmement puissante car elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charge complexes. En raison de sa nature répétitive, elle nécessite un nombre considérable de calculs qui sont idéaux pour la programmation numérique. Dans ce travail nous parlerons d'un logiciel de PLAXIS 3D que nous utiliserons pour simuler et extraire les résultats et loi de comportement.

IV. 2 Modélisation numérique

Le code Plaxis 3D a été utilisé pour effectuer des analyses numériques. La méthode des éléments finis est la base du programme. Dans cette partie, on va parler sur des points importants en PLAXIS qui sera utilisés dans la simulation numérique. Les parois sont modulées par des éléments viol (plate).

Plaxis3D est un programme d'éléments finis en trois dimensions conçues pour effectuer des analyses de déformation et de stabilité pour diverses applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Une interface graphique pratique du programme permet aux utilisateurs de créer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. Il est prévu que les utilisateurs peuvent travailler sous Windows. Pour s'adapter rapidement avec l'utilisation de cette interface et avec les caractéristiques principales du programme.

IV. 3 Présentation de code de calcul plaxis 3D

La méthode des éléments finis :

L'avancement technologique oblige les ingénieurs à réaliser des projets de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des exigences de sécurité de plus en plus strictes. L'ingénieur a utilisé des techniques qui lui permettent de simuler le comportement de systèmes physiques

complexes pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques de la résistance des matériaux. La méthode des éléments finis est devenue éventuellement la plus performante des méthodes numériques en raison de son large champ d'application où elle est utilisée dans de nombreux secteurs de l'industrie : aérospatiale, nucléaire, génie civil, construction navale, mécanique, technique offshore, etc.

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

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

Concepts de base:

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre limité d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés noeuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réels de la structure en tant qu'objet continu.

IV.2.2. Calculs par la MEF :

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

A/ Elle nécessite :

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

B/ Elle permet :

- D'effectuer les calculs d'écoulement.
- De simuler toutes les phases de travaux.

- De prendre en compte les variations des caractéristiques : des ouvrages, des couches de terrain et des lits de butons ou de tirants.
- De calculer un coefficient de sécurité.

C/ Les sorties fournissent pour les ouvrages sont :

- Les déplacements des ouvrages.
- Les sollicitations internes des ouvrages.
- Les efforts dans les butons ou tirants. Et pour le sol.
- Les déplacements du sol.
- Les déformations du sol.
- Les contraintes totales et effectives dans le sol.
- Les pressions interstitielles.
- De calculer un coefficient de sécurité.

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

IV.3 Code de calcul Plaxis :

En 1987, le ministère des travaux publics et d'hydrologie des Pays-Bas a initié la création du logiciel PLAXIS, qui sert de référence en géotechnique. Le but initial était de créer un code éléments finis simple à utiliser afin d'étudier l'impact de la pose d'une digue fluviale sur les argiles molles des Pays-Bas. PLAXIS s'est développé dans de nombreux domaines géotechniques en quelques années. PLAXIS a été créé pour la première fois sous Windows en 1998.

Au cours de la même période, une version en 3D du programme a été créée. Le programme 3D PLAXIS Tunnel est sorti en 2001 après plusieurs années de travail de développement. Par conséquent, PLAXIS 3D est un programme en trois dimensions spécialement conçu pour effectuer des analyses de déformation et de stabilité pour divers types d'applications géotechniques. Un modèle plan (déformation plane) ou axisymétrique peut être utilisé pour représenter les situations réelles. L'algorithme courant du code PLAXIS utilise un processus itératif pour résoudre un système d'équations algébriques non linéaires afin de déterminer les valeurs de déplacement pour les différents nœuds du maillage, le champ de contraintes et les états de rupture du sol.

Une interface graphique pratique du programme permet aux utilisateurs de créer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis en se basant sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

En utilisant un modèle de comportement du sol dont les paramètres peuvent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale, le développement de Plaxis vise à fournir à l'utilisateur un code éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels dans un délai raisonnable. Plaxis a utilisé plusieurs modèles de comportement, plus ou moins avancés : élastique linéaire, Mohr-Coulomb, modèles de sol avec écrouissage ou spécifiques aux sols mous, etc.

PLAXIS 3D se compose de deux sous-programmes :

- ✚ Le programme d'entrée « PLAXIS Input » est un préprocesseur, utilisé pour définir la géométrie du problème, pour créer le maillage d'éléments finis et pour définir les phases de calcul.
- ✚ Le programme de sortie « PLAXIS Output » est un post-processeur, utilisé pour inspecter les résultats des calculs dans une vue tridimensionnelle ou en coupe, et pour tracer des graphiques des points géométriques sélectionnés.

IV. 4 Chargement Sismique

a) Conditions sismiques et géologiques :

La trajectoire de la station Oued-Smar traverse un terrain difficile. La géologie de l'endroit étudié est expliquée. Le massif d'Oued Smar a été révélé géologiquement très complexe lors de la campagne de reconnaissance par sondages carottés.

Les formations rencontrées sur place appartiennent à l'unité supérieure (quaternaire) et sont constituées de sédiments argileux et cohésifs, parfois à des épaisseurs considérables. Les dépôts récents sont composés d'argiles sableuses ou limoneuses et de sables limoneux dans l'unité ci-dessous. Les marnes grises, légèrement sableux, avec des minces couches de grès intercalées constituent l'unité la plus profonde de la quaternaire. La molasse est l'unité inférieure (tertiaire), qui est en moyenne bien consolidée et est caractérisée par un mélange de couches sableuses, limoneuses et argileuses, ainsi que des minces couches de grès intercalées.

L'action séismique 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 ».

b) Condition général :

La zone sismique d'Alger suivant les conditions du règlement parasismique algérien représente la zone III qui est une région de forte sismicité. Le groupe d'élément de

construction est du type (Groupe 1A), avec une magnitude MS (selon RPA99/2003, p101) de 6.5 à 7.0 avec une accélération horizontale et verticale ($a_h = 0,4g$, $a_v = (2/3)a_h = 0,267g$)
Module d'élasticité dynamique transversal de chaque couche (Tableau IV .1).

Tableau IV .1 Module d'élasticité dynamique transversal de chaque couche.

Les couches	Module d'élasticité dynamique transversal (Gm)
QA	150MPA
QS	300MPA
QM	500MPA
TA	400MPA
TS	2300MPA
TG	3000MPA

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

$$- f = (2n - 1) Vs / 4H = \omega / 2\pi \quad (2)$$

- Ou ω c'est la vitesse angulaire $= 2\pi f$ ou $n=1$ pour fréquence modale simple

3.1 La charge sismique

La charge dynamique appliquée est un spectre de réponse correspondant au séisme d'Alger-Algerie (du 23 mai 2003 (Figure. 5). Le coefficient d'accélération est de l'ordre de 0,4g. [47]

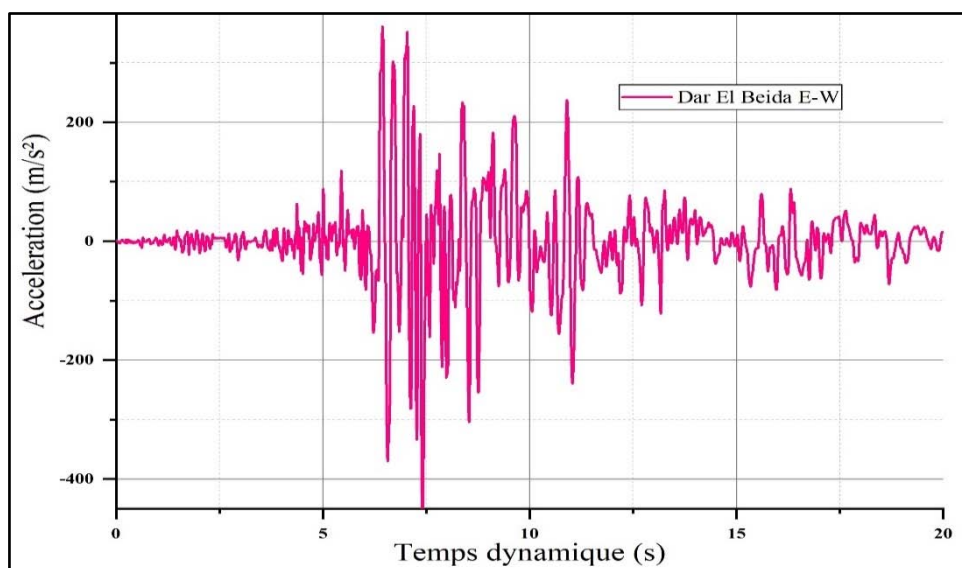


Figure IV.1 Accélération en fonction du temps (sismique de Boumerdes 2003).[47]

Un séisme d'une magnitude de 6,8 a eu lieu dans la région de Zemmouri, dans la région de Boumerdes, à environ 70 km à l'est d'Alger le 21 mai 2003 à 19 h 44 min 19 s, heure locale. L'épicentre a été localisé par l'USGS (36,90 nord, 3,71 est). Le séisme avait une profondeur focale d'environ 10 km. La station de source de Dar El Beida indique l'amplitude mesurée (0,52 g), (Centre d'ingénierie sismique C.G.S., Algérie) (Japanese Reconnaissance Team. Boumerdes earthquake).

IV. 5 Présentation du modèle numérique

Le modèle numérique effectuées à l'aide du logiciel Plaxis 3D présenté de longueur de 200 m et une largeur courante de 24 m et une profondeur d'excavation 100m. Pour bute de compressions des résultats les contraintes effectives et pressions inertielles en fonction de temps dynamique.

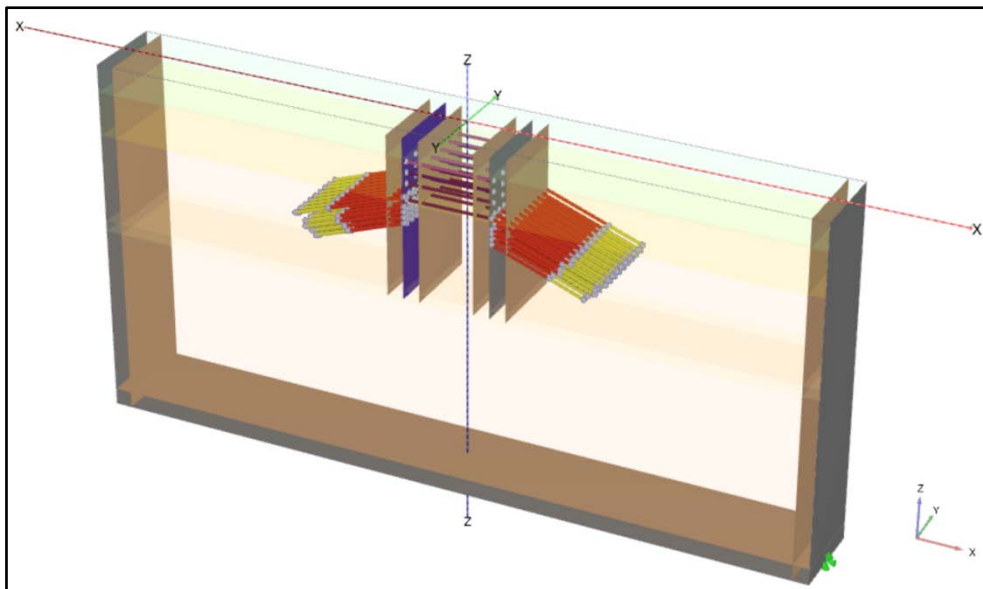


Figure IV.2 Présentation du modèle numérique adopté (PLAXIS 3D)

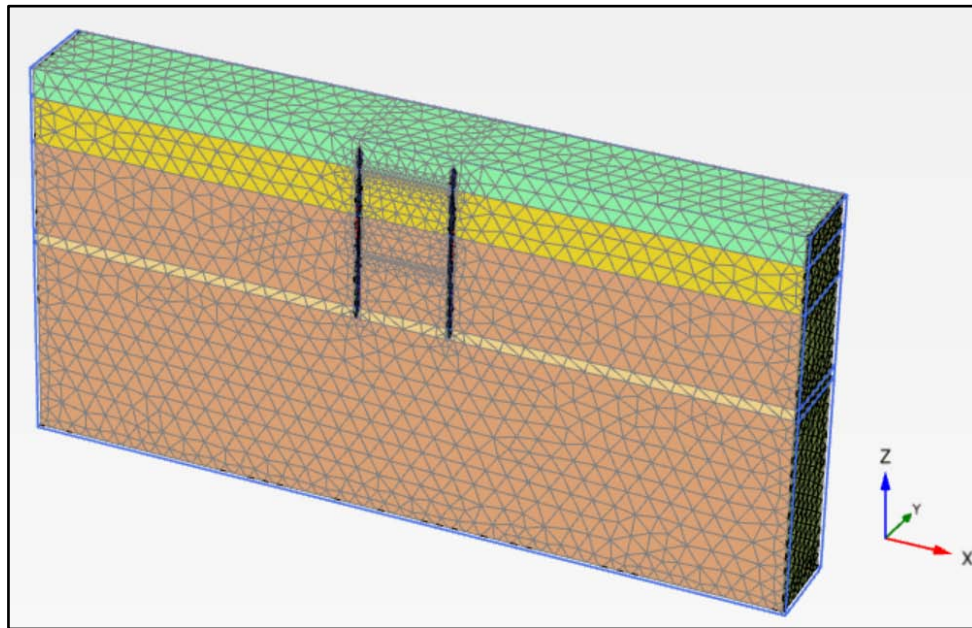


Figure IV.3 Présentation du maillage de modèle numérique adopté (PLAXIS 3D)

Tableau IV .2 Lithologie et paramètres géotechniques en dynamique

Horizon géotechnique	Remblais (Re)	Sables limoneux-argileux (Qs)	Argiles marneuses (QM)	Sable limoneux-argileux avec présence de cailloux (QM _{sg})
Profondeurs moyennes (m)	0,0 – 5,0	5,0-18,0	> 18,0	27,50-37,00
Poids vol. humide γ_h (kN/m ³)	20,0	21,0	21,0	21,0
Poids vol. sec γ_d (kN/m ³)	17,0	17,00	17,0	17,00
Cohésion non-drainée s_u (kPa)	30,0	97,00	$s_u = 2 z + 110$	97,00
Module de déformabilité non-drainé E_u (MPa)	12,0	57,00	$E_u = 1,2 z + 66$	57,00
Angle de frottement effectif ϕ'	20°	25°	22°	25°
Cohésion effective c' (kPa)	0	25,0	35,0	25,0
Module de déformabilité drainé E' (MPa)	10,0	50,0	90	50,0
Coefficient K_0	0,6	0,6	0,6	0,6
Loi de comportement	Mohr-Colomb	Mohr-Colomb	Mohr-Colomb	Mohr-Colomb

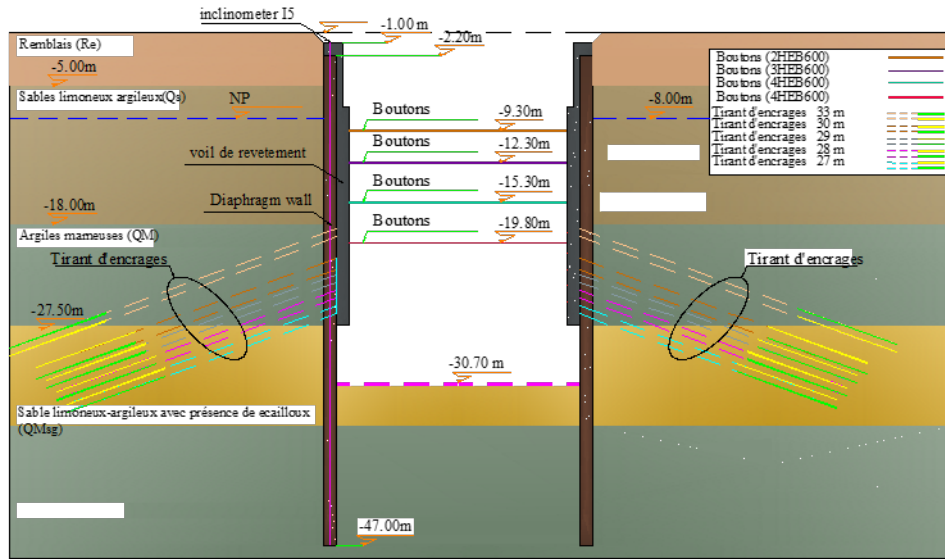


Figure IV.4 Présentation lithologique et position des éléments de structures

Tableau IV .3 Caractéristiques des éléments de structure en dynamique

Eléments structure	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur M	Diamètre mm	Type	coefficient de Poisson	module de deformation (GPa)	Loi de comportement
Parois moulée	25	1.20	/	/	0.2	33	Elastique linéair
Butons	78	/	/	2HEB600 3HEB600 4HEB600	0.3	210	Elastique linéair



Figure IV.5 Présentation des éléments de structure (parois moulée, butons)

Tableau IV .4 Caractéristiques des tirants d'encrages. (EN 10138)

Diamètre mm	Type	Section mm ²	Poids g/m	Charge à la rupture KN	Limite élastique KN	Module élastique GPa	Langueur m	Loi de comportement
15.20	Standard	140	1090	260	230	195	33 30 28 27	Elastique lineair

**Figure IV.6 Présentation tirants d'encrages. (Cas station Oued Smar)**

❖ Différente Phase

Le phasage adopté dans les calculs numériques a essayé de reproduire le plus fidèlement possible les diverses étapes du processus d'exécution, suivent de (Tableau IV .4)

Tableau IV .5 Phasage de calcul numérique en Plaxis 3D

Phase	Exécution de projet	Profondeur(m)		
		Excavation	Butons	Tirant d'ancrage
0	Etat initiale			
1	Préparation de site de réalisation (déblai)	2.20		
2	Exécution des parois moulées (e=1,20m)			
3	Excavation	5.00		
4	Excavation	8.00		
5	Excavation	12.00		
6	Activation du premier niveau de butonnage métallique		9.30	
7	Excavation	14.00		
8	Excavation	17.00		
9	Activation du deuxième niveau de butonnage métallique		12.30	
10	Excavation	20.00		
22	Dynamique avec un sismique de Boumerdes 2003			
11	Activation du troisième niveau de butonnage métallique		15.30	
12	Excavation	24.00		
13	Activation butonnage métallique tirant d'ancrages		19.80	18.00
14	Excavation	27.00		
15	Activation des tirants d'ancrages			20.75
				21.80
				22.25
				3.00
16	Excavation	29.00		
17	Activation des tirants d'ancrages			23.75
				24.50
18	Excavation	30.00		
19	Activation des tirants d'ancrages			25.25
				26.00
20	Excavation finale	30.70		
21	Dynamique avec un sismique de Boumerdes 2003			

IV. 6 Les résultats dynamiques et discussion

❖ Pour de profondeur d'excavation de 17 m

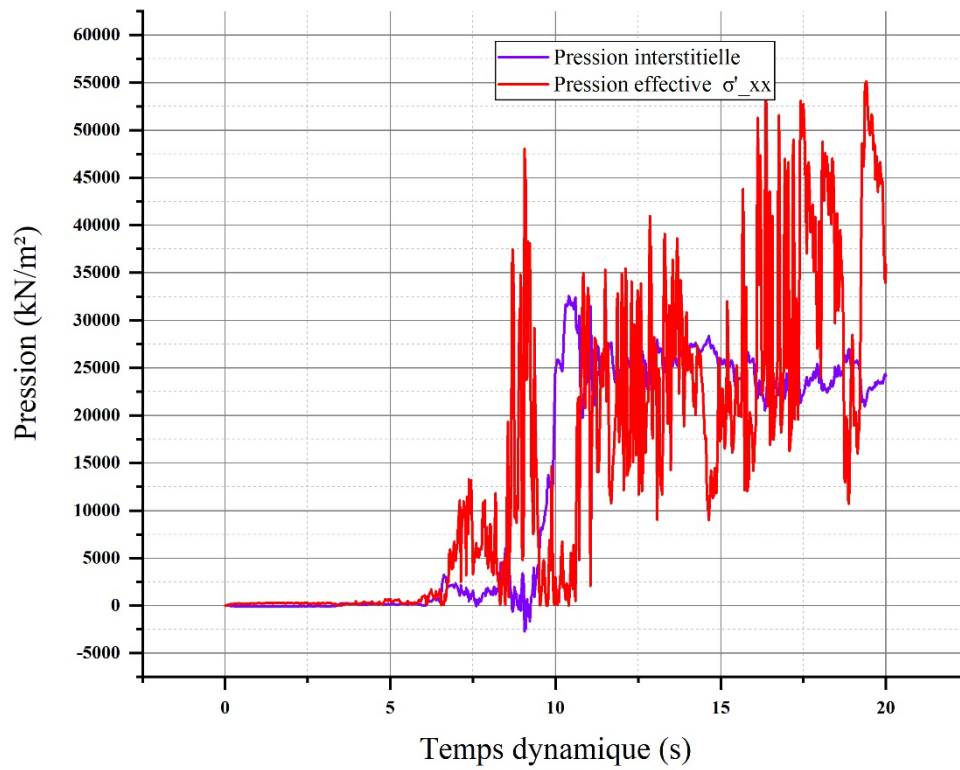


Figure IV.7 Répartition de la contrainte effective et pression interstitielle avec de profondeur 8 m (Cas d'excavation de 17 m)

La **Figure IV.7** à 8 m de profondeur au même niveau de la nappe phréatique on constat que l'effet de séisme a provoqué une variation de contrainte effective selon la direction de séisme qui est plus important que la pression interstitielle.

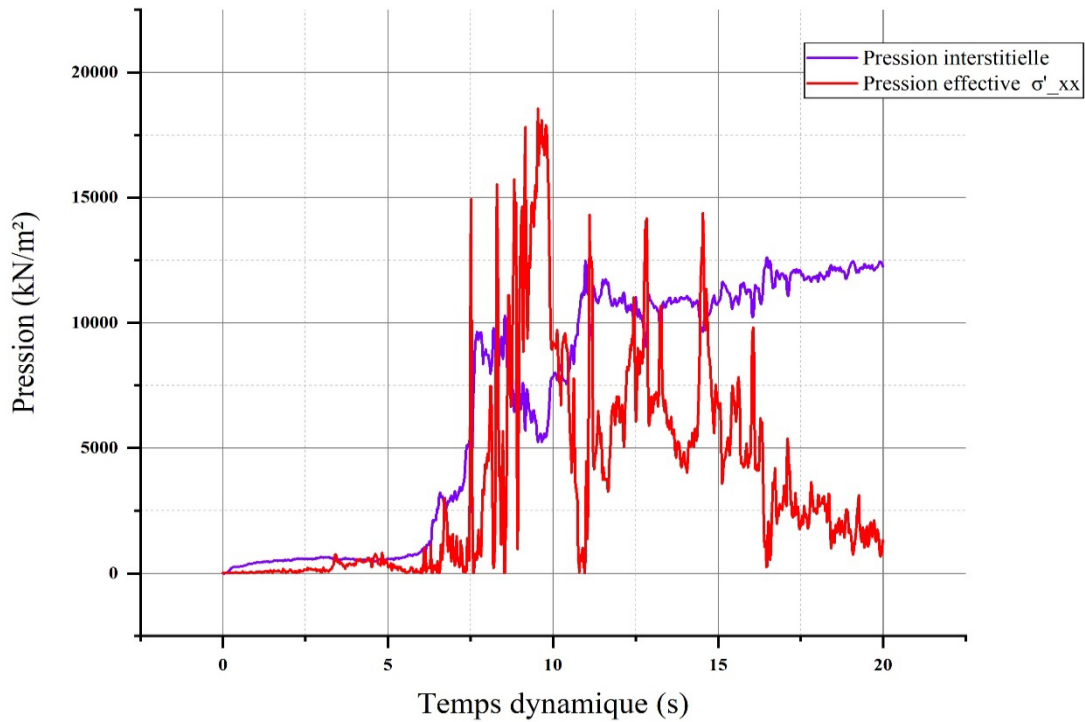


Figure IV.8 Répartition de la contrainte effective et pression interstitielle avec de profondeur 12 m (Cas d'excavation de 17 m)

La **Figure IV.8** a la profondeur de 12 m on constat que l'effet de séisme a provoqué une variation de pression interstitielle plus important que les contrainte effective, à cause de la présence de la nappe phréatique.

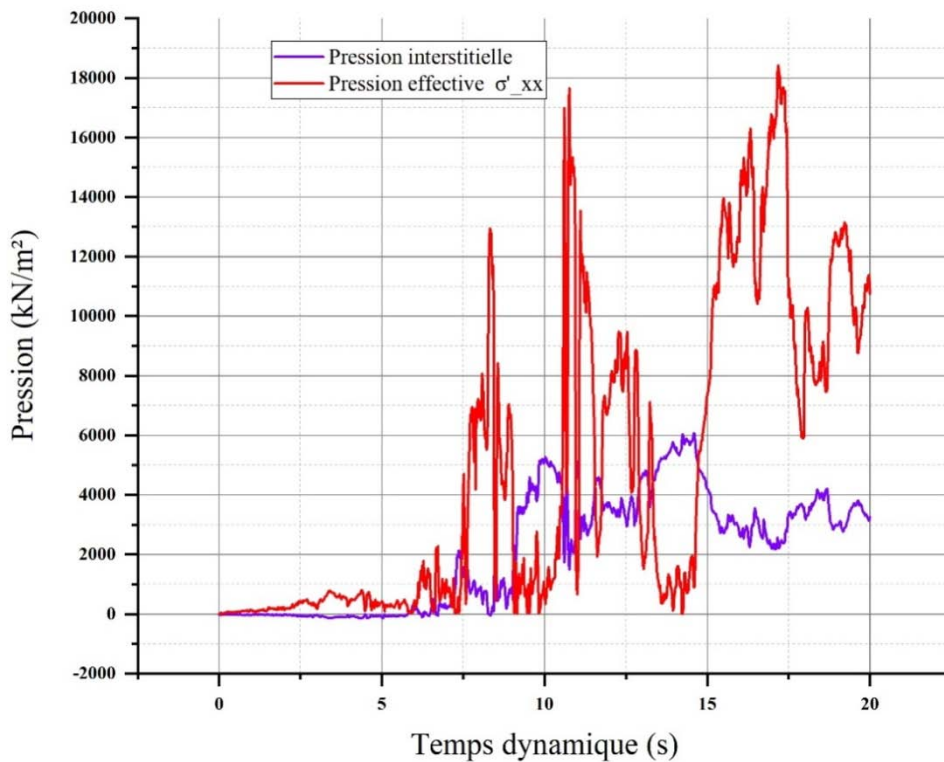


Figure IV.9 Répartition de la contrainte effective et pression interstitielle avec de profondeur 16 m (Cas d'excavation de 17 m)

À 16m de profondeur on constat que l'effet de séisme a provoqué une variation de contrainte effective selon la direction de séisme plus important par rapport à la pression interstitielle, au même temps la pression interstitielle a diminué comparativement à la pression interstitielle à la profondeur 8m et 12m.

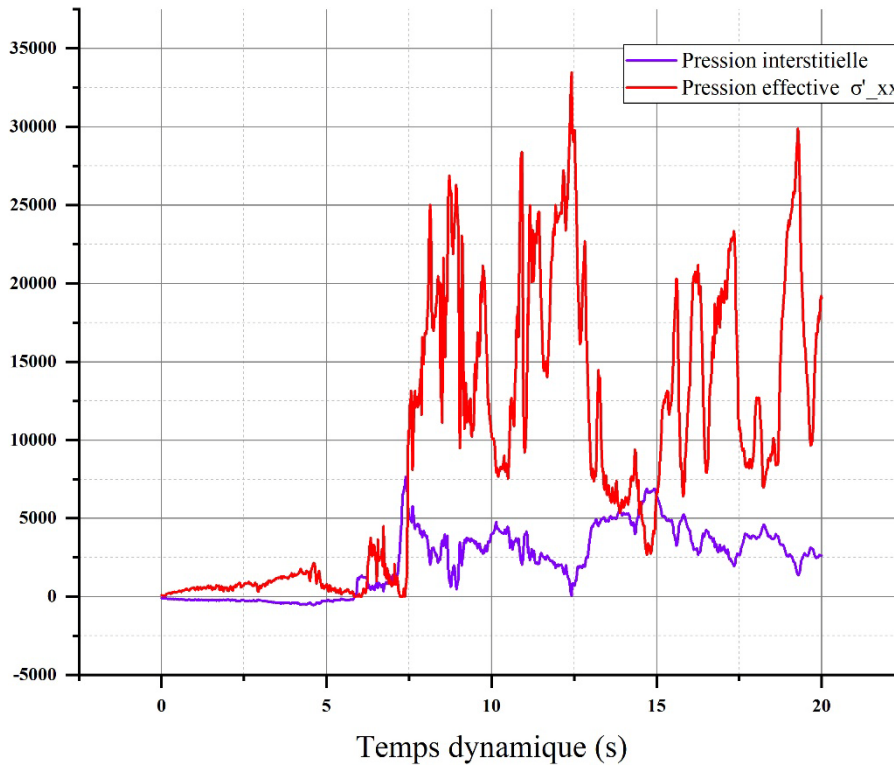


Figure IV.10 Répartition de la contrainte effective et pression interstitielle avec de profondeur 20 m (Cas d'excavation de 17 m)

À 20 m de profondeur la contrainte effective est presque constante par contre la pression interstitielle a diminué par rapport à la phase précédente.

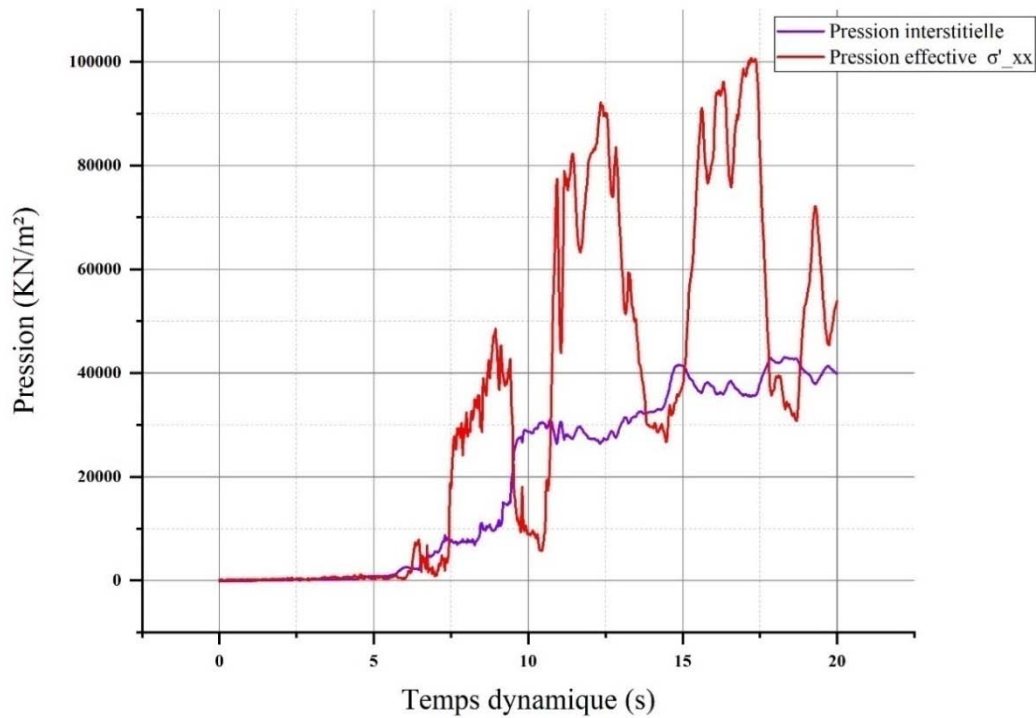


Figure IV.11 Répartition de la contrainte effective et pression interstitielle avec de profondeur 24 m (Cas d'excavation de 17 m)

A partir ce point de profondeur la pression interstitielle et la contrainte effective à augmente, puisque est approché que la base séismique et au même temps le poids de sol est influé sur les valeurs de contrainte.

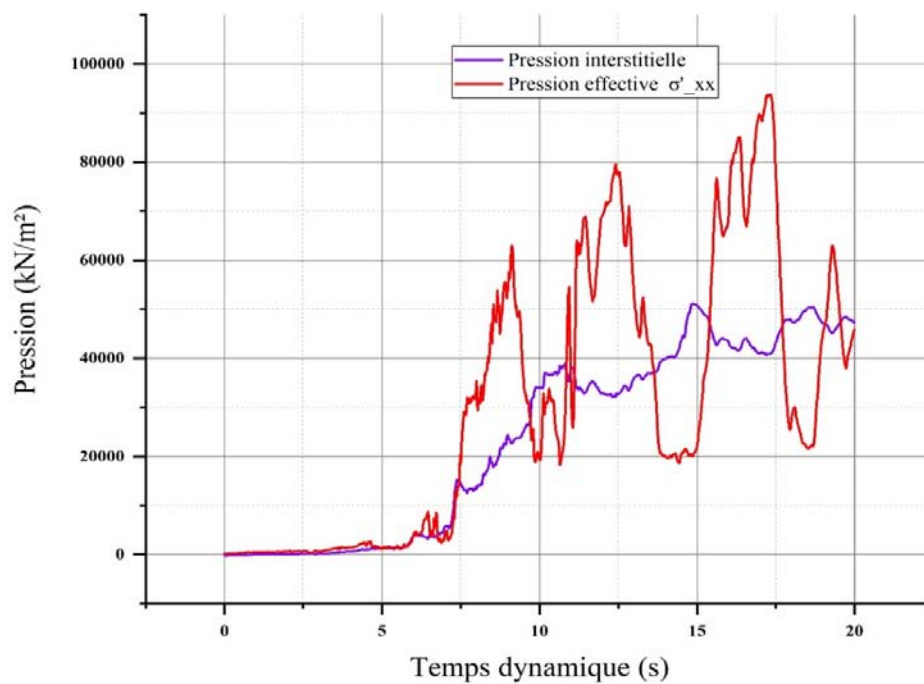


Figure IV.12 Répartition de la contrainte effective et pression interstitielle avec de profondeur 28m (Cas d'excavation de 17 m)

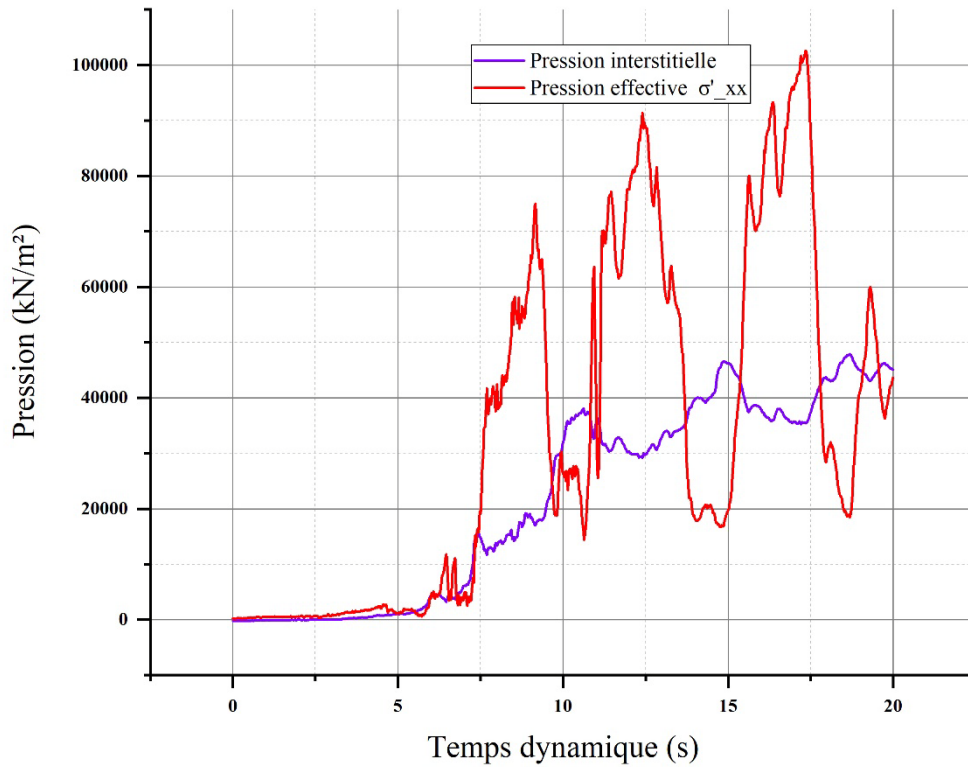


Figure IV.13 Répartition de la contrainte effective et pression interstitielle avec de profondeur 32m (Cas d’excavation de 17 m)

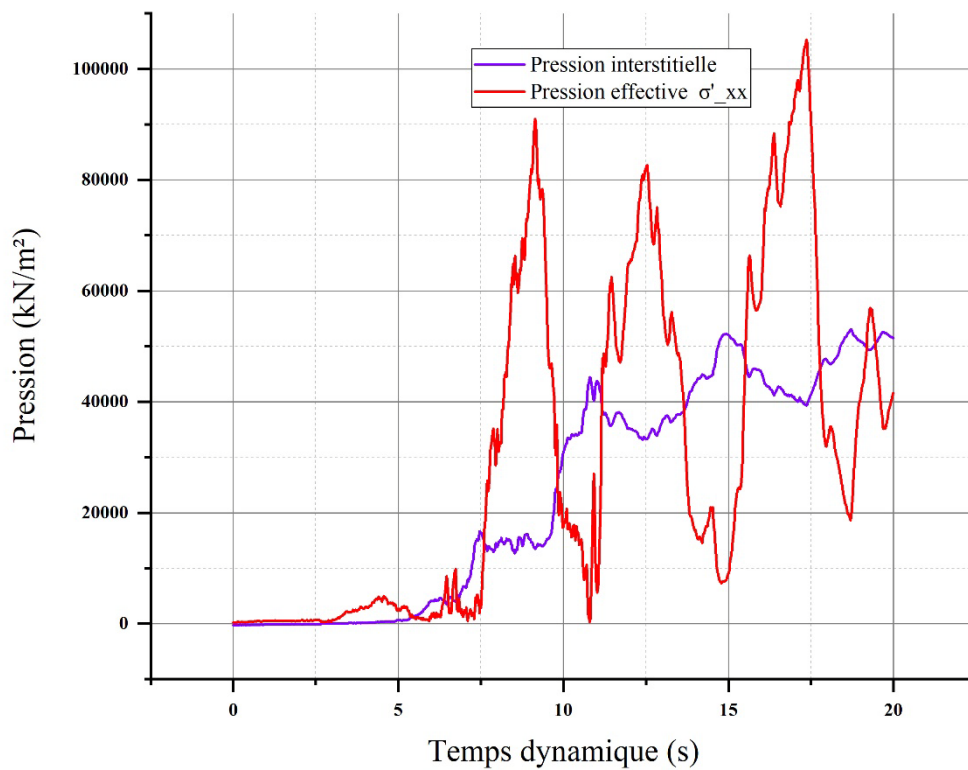


Figure IV.14 Répartition de la contrainte effective et pression interstitielle avec la profondeur 36m (Cas d’excavation de 17 m)

Pour les **Figure IV.12**, **Figure IV.13** et **Figure IV.14** on remarque que les pressions interstitielles ont augmenté et elles sont presque égale aux contrainte effective, leurs

augmentation est dû aux poids des terres et à l'approche de l'excitation sismique (point d'application de la charge sismique).

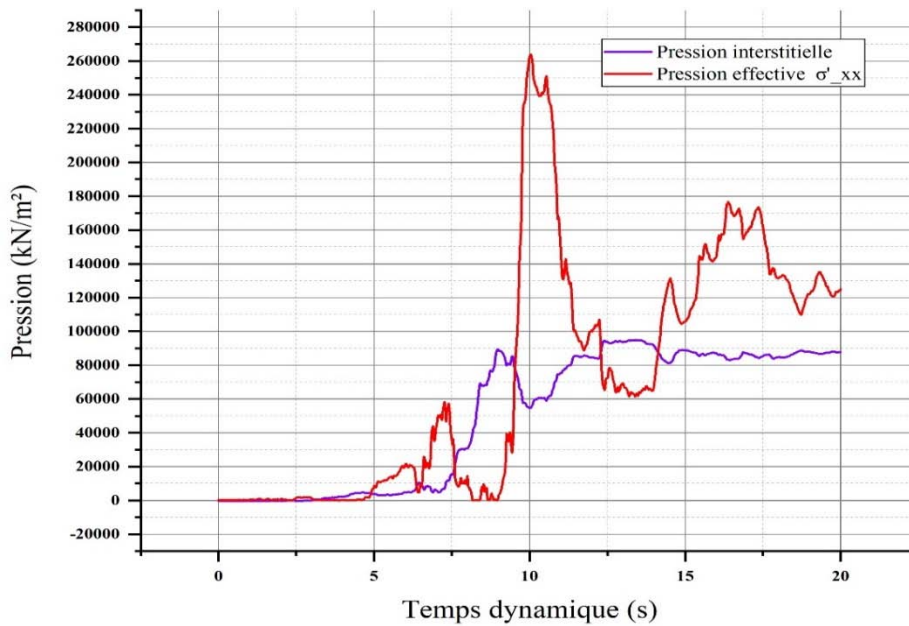


Figure IV.15 Répartition de la contrainte effective et pression interstitielle avec de profondeur 40 m (Cas d'excavation de 17 m)

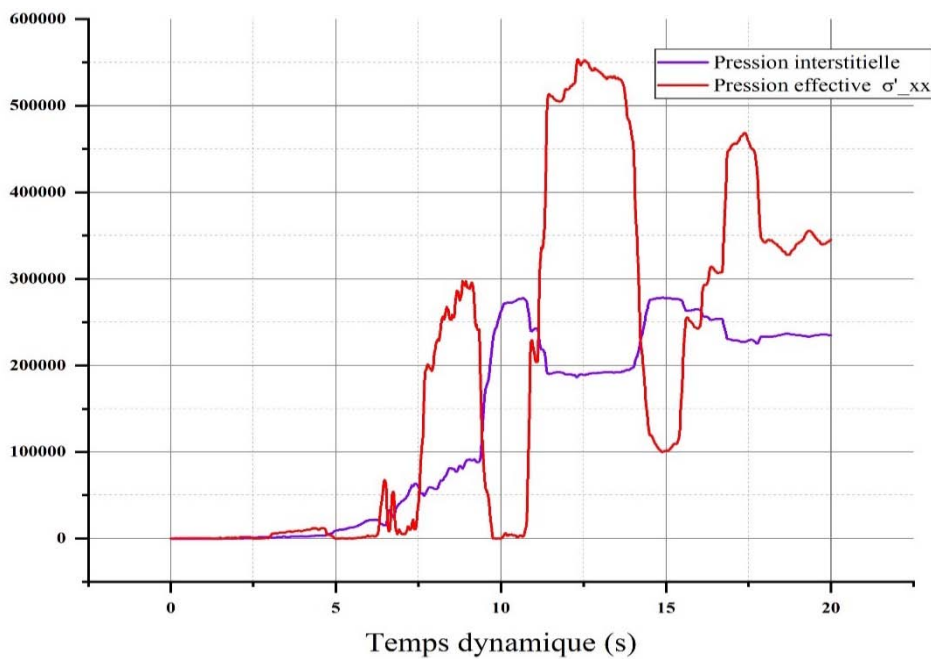


Figure IV.16 Répartition de la contrainte effective et pression interstitielle avec de profondeur 44m (Cas d'excavation de 17 m)

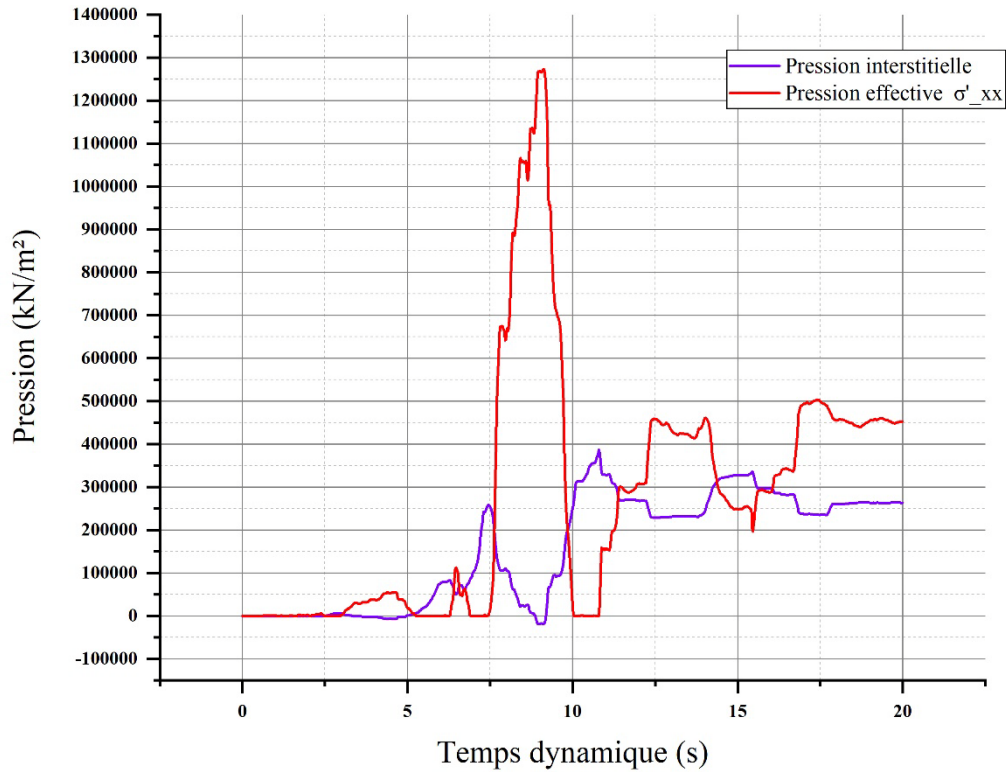


Figure IV.17 Répartition de la contrainte effective et pression interstitielle avec de profondeur 48 m (Cas d'excavation de 17 m)

Les **Figure IV.15**, **Figure IV.16**, **Figure IV.17** présentés la contrainte effective supérieur à la pression interstitielle est indiqué que les valeurs de augmentation important à par rapport les profondeurs précédant avec les deux, la cause de augmentation les charge de poids de sol et hydraulique la fine d'extrémité de la fiche de paroi que jeu le rôle d'obstacle les mouvements d'eau dans le sol et la proximité a la base de séisme.

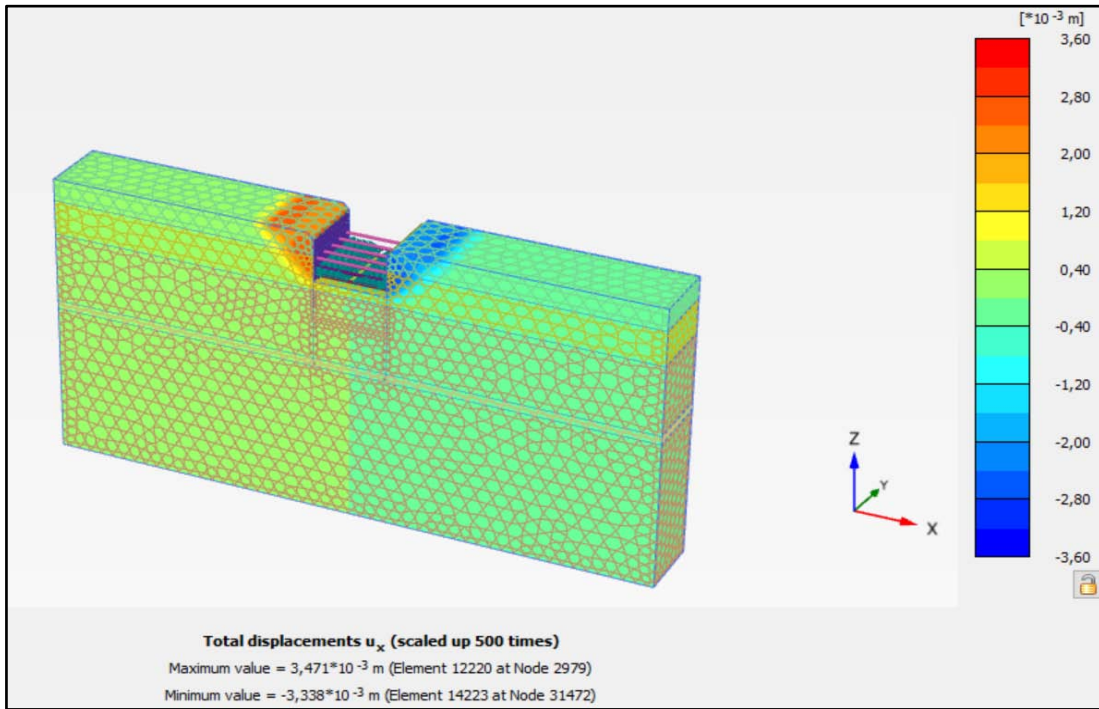


Figure IV.18 Présentation des déplacements de sol cas statique phase 10

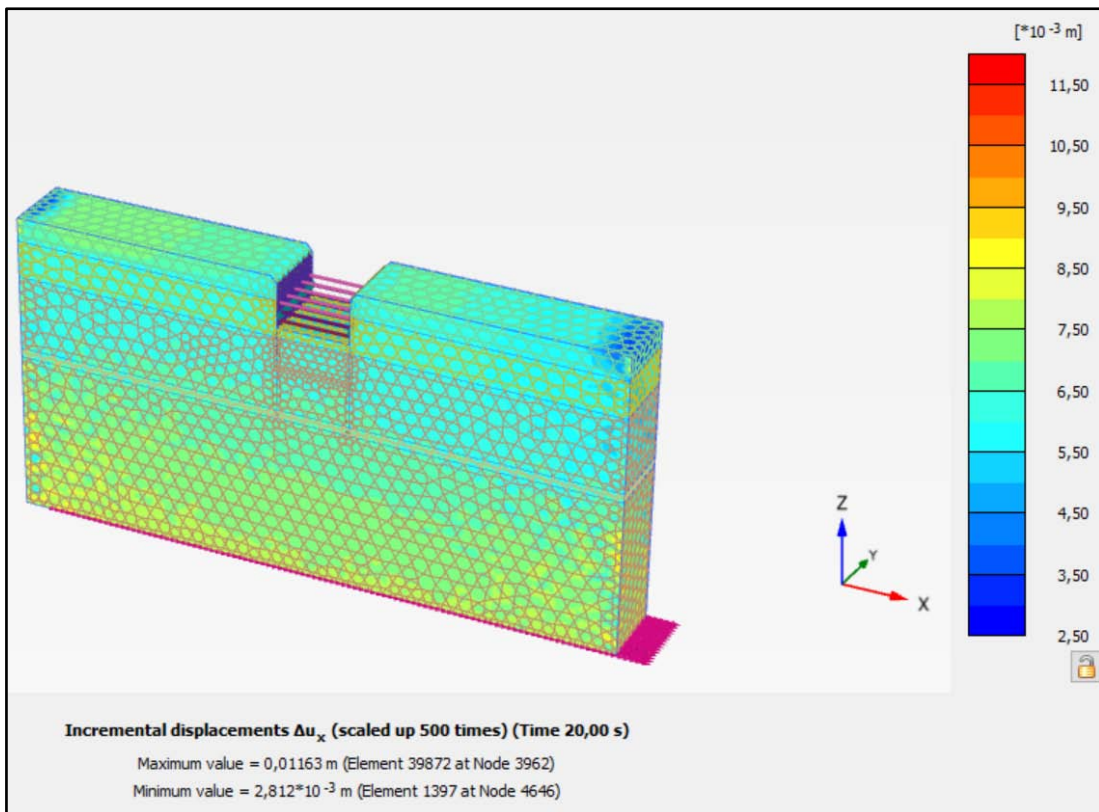


Figure IV.19 Présentation des déplacements de sol cas dynamique phase 10

Les **Figure IV.18**, **Figure IV.19** présentent les contours de déplacement dans le sol, on observé que les déplacements dans le cas statique sont symétriques par rapport l'axe Z les

valeurs sont égales, mais de signe différent. Par contre dans le cas dynamique les déplacements sont importants.

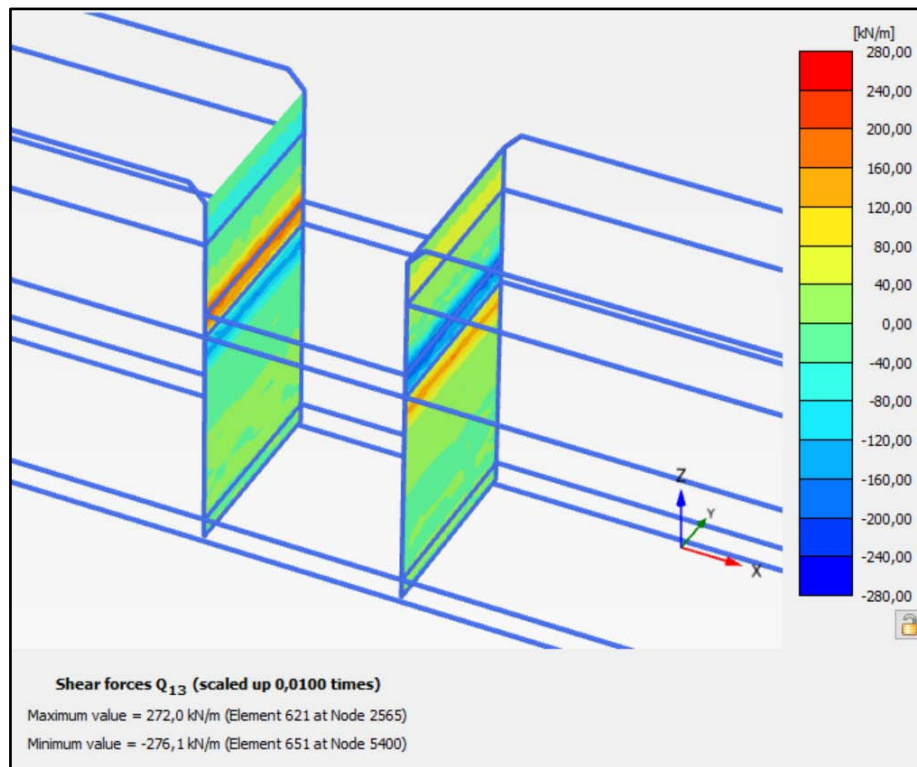


Figure IV.20 Présentation des efforts de cisaillements cas statique phase 10

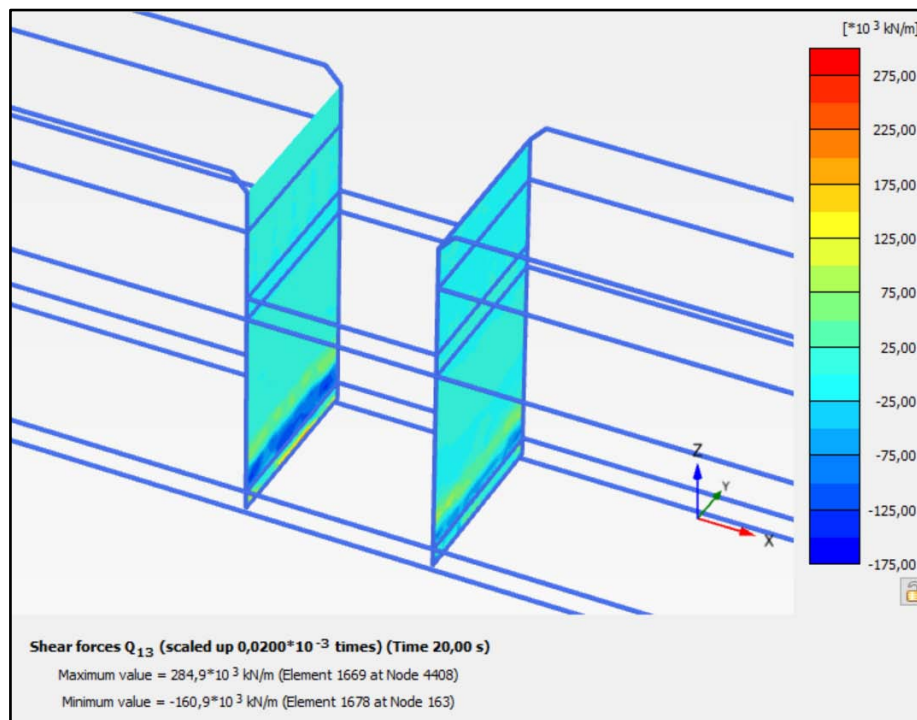


Figure IV.21 Présentation les efforts des tranchant cas dynamique phase 10

Les **Figure IV.20**, **Figure IV.21** présentent les efforts tranchant dans les parois moulées. On observe que les valeurs max est min due à l'effet dynamique sont très élevés comparativement à la phase statique.

❖ Pour de profondeur d'excavation de 30,70 m

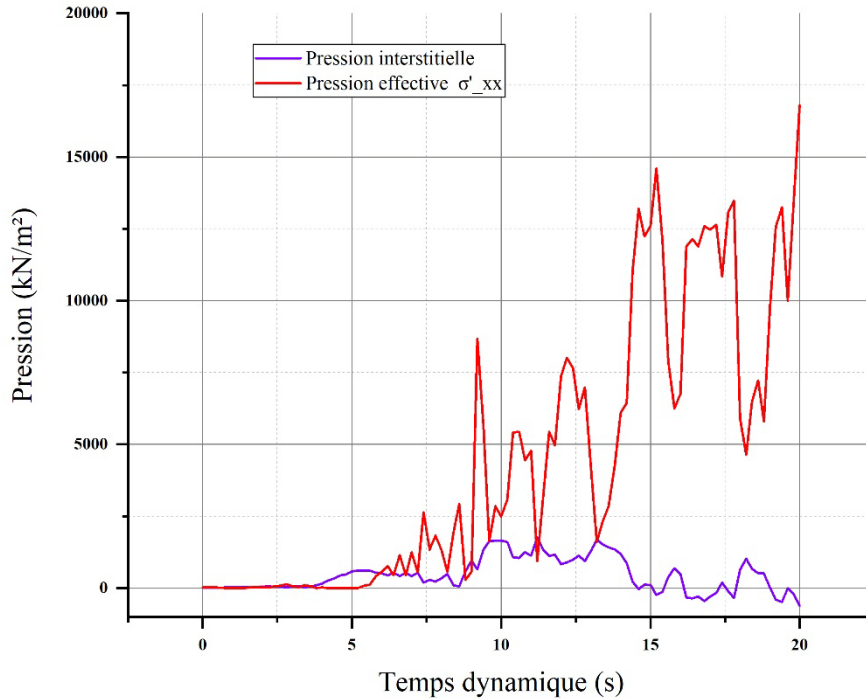


Figure IV.22 Répartition de la contrainte effective et pression interstitielle avec de profondeur 8 m (Cas d'excavation de 30,70 m)

La **Figure IV.22** à 8m de profondeur au même niveau de la nappe phréatique on constat que l'effet de séisme a provoqué une variation de contrainte effective selon la direction de séisme qui est plus important que la pression interstitielle.

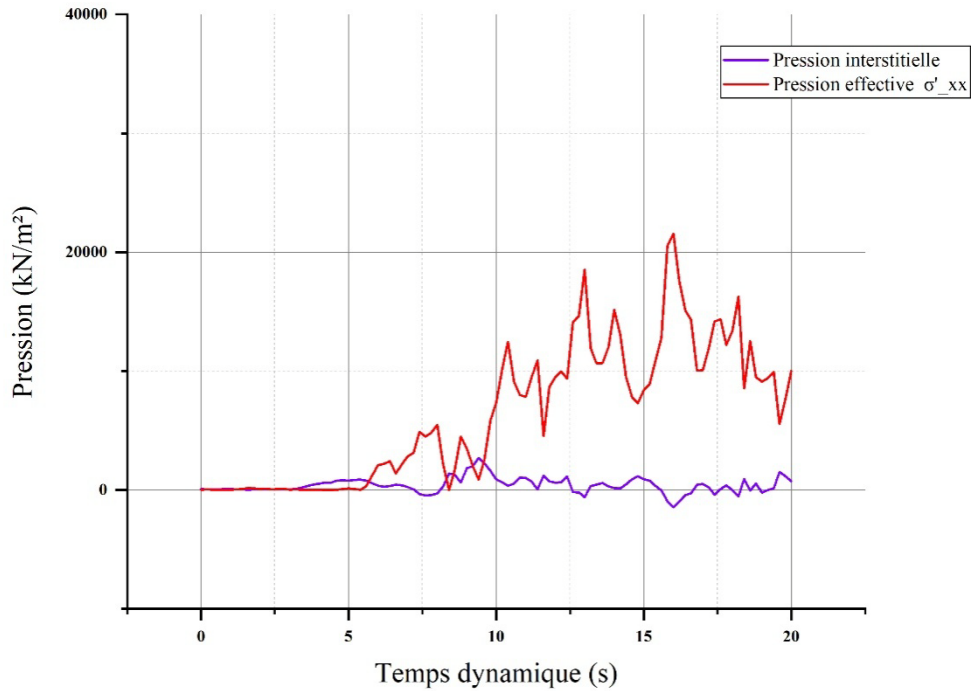


Figure IV.23 Répartition de la contrainte effective et pression interstitielle avec de profondeur 12 m (Cas d'excavation de 30,70 m)

La **Figure IV.23** a la profondeur de 12 m on constat que l'effet de séisme a provoqué une variation de contrainte effective plus important que la pression interstitielle, à cause de la présence de la nappe phréatique.

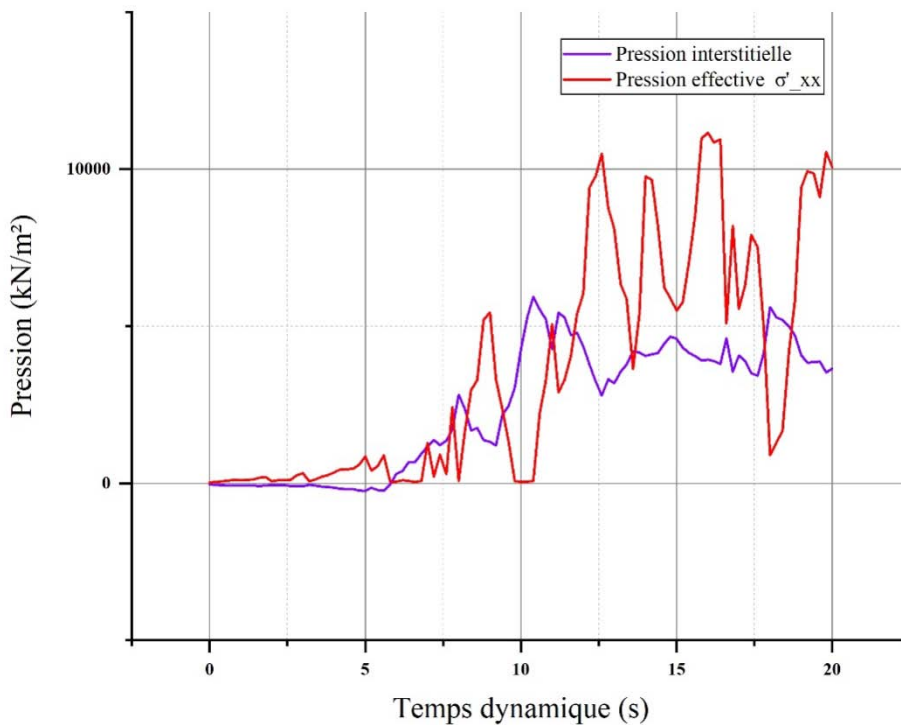


Figure IV.24 Répartition de la contrainte effective et pression interstitielle avec de profondeur 16 m (Cas d'excavation de 30,70 m)

À 16m de profondeur on constat que l'effet de séisme a provoqué une variation de contrainte effective selon la direction de séisme plus important par rapport à la pression interstitielle, au même temps la pression interstitielle a augmenté comparativement à la pression interstitielle à la profondeur 8m et 12m.

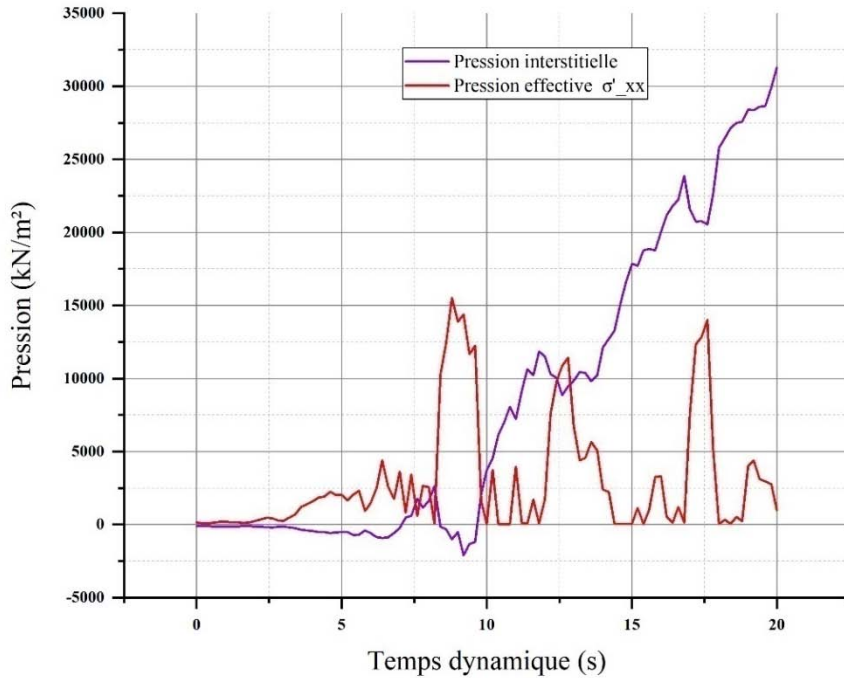


Figure IV.25 Répartition de la contrainte effective et pression interstitielle avec de profondeur 20 m (Cas d'excavation de 30,70 m)

à 20 m de profondeur la contraint effective est diminué par contre la pression interstitielle a augmenté par rapport à la phase précédente.

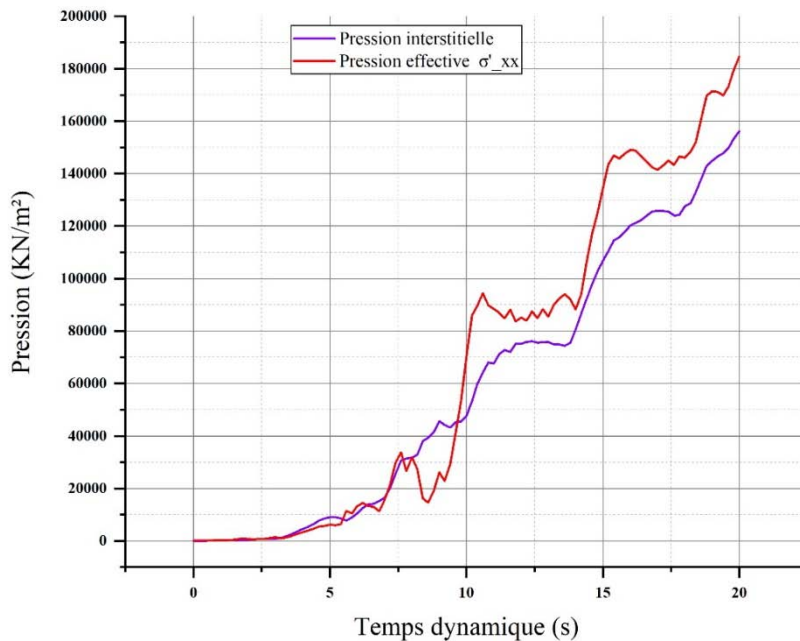


Figure IV.26 Répartition de la contrainte effective et pression interstitielle avec de profondeur 24 m (Cas d'excavation de 30,70 m)

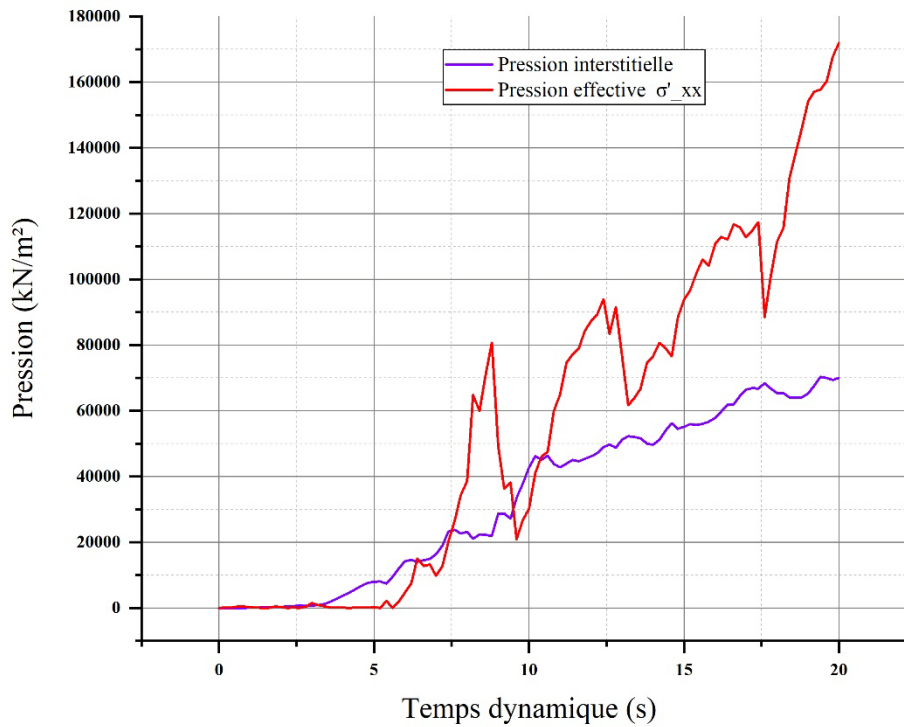


Figure IV.27 Répartition de la contrainte effective et pression interstitielle avec de profondeur 28m (Cas d’excavation de 30,70 m)

Pour les **Figure IV.26, Figure IV.27** A partir ce point de profondeur la pression interstitielle et la contrainte effective à augmente, puisque est approché que la base séismique et au même temps le poids de sol est influé sur les valeurs de contrainte.

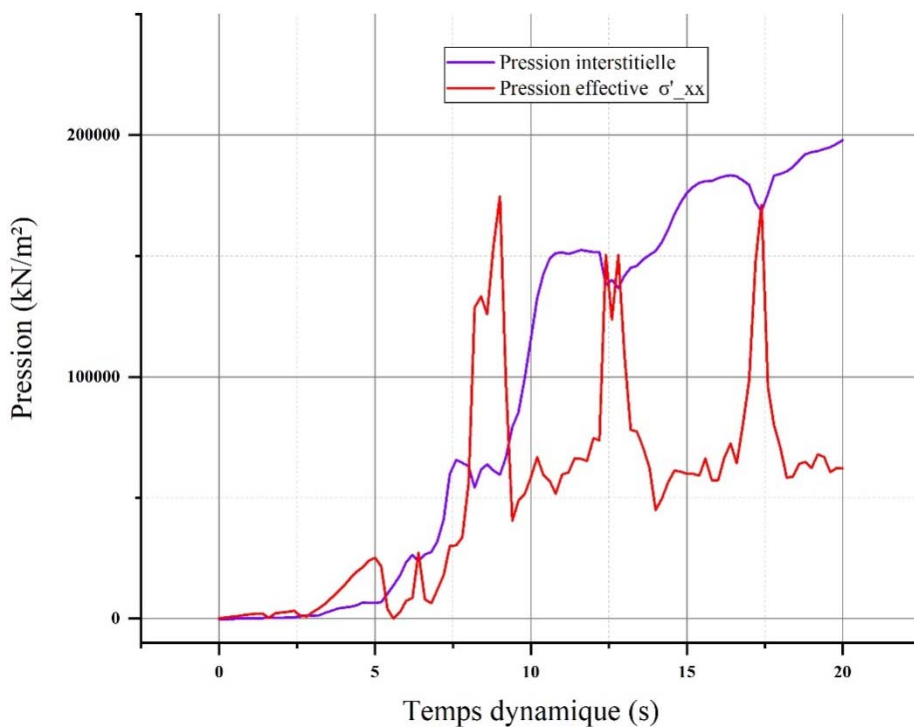


Figure IV.28 Répartition de la contrainte effective et pression interstitielle avec de profondeur 32m (Cas d’excavation de 30,70 m)

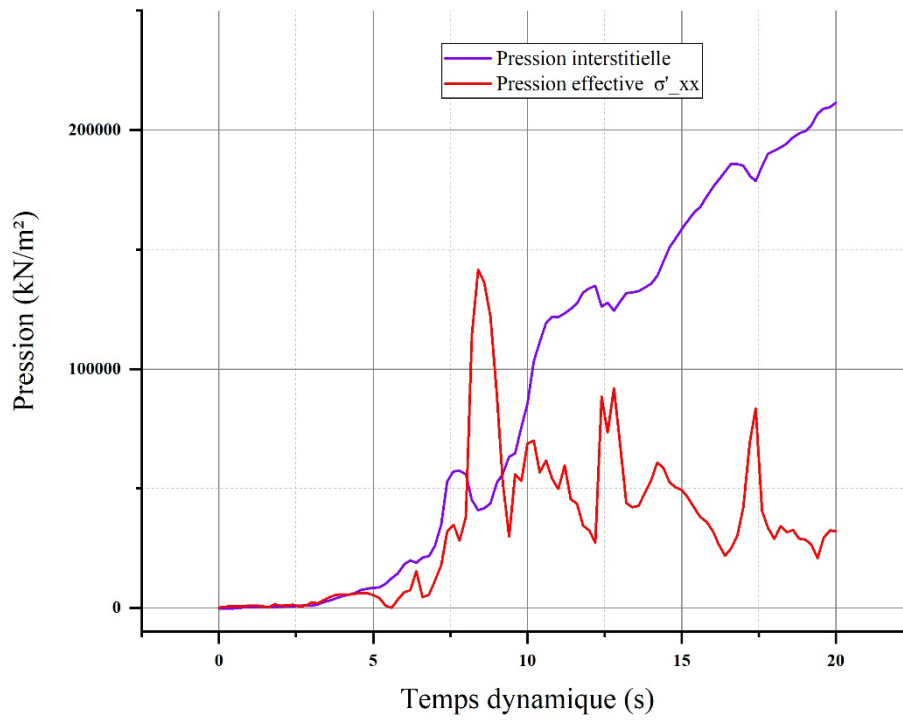


Figure IV.29 Répartition de la contrainte effective et pression interstitielle avec la profondeur 36m (Cas d’excavation de 30,70 m)

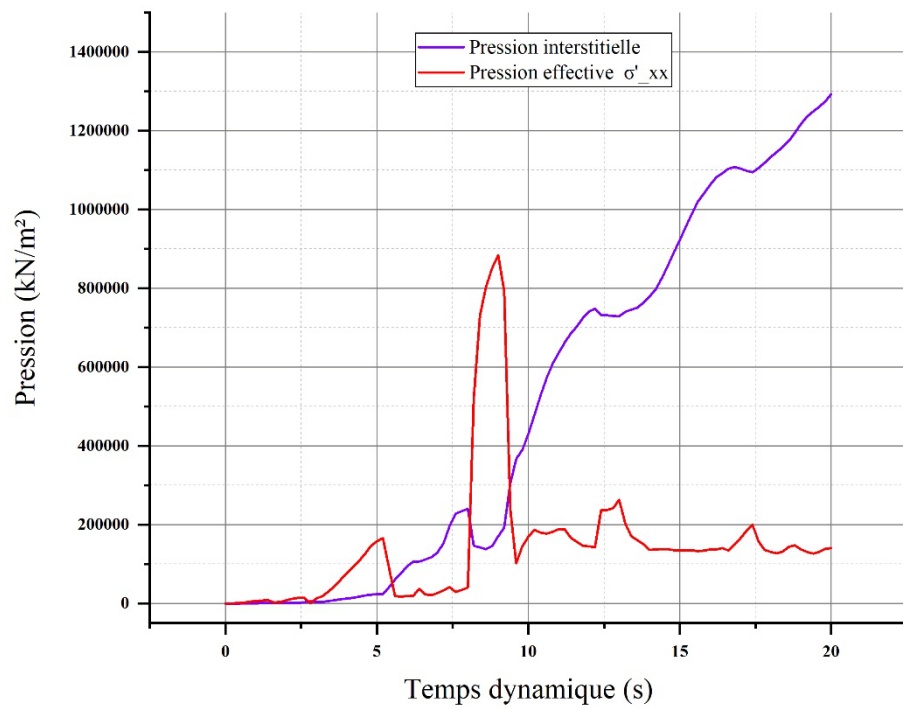


Figure IV.30 Répartition de la contrainte effective et pression interstitielle avec de profondeur 40 m (Cas d’excavation de 30,70 m)

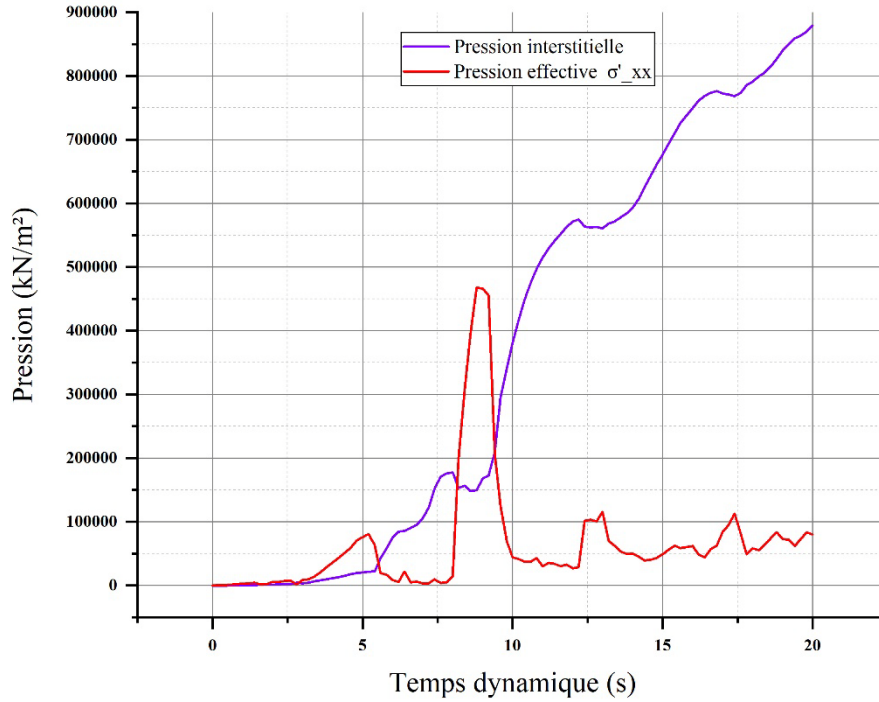


Figure IV.31 Répartition de la contrainte effective et pression interstitielle avec de profondeur 44m (Cas d’excavation de 30,70 m)

Pour les **Figure IV.28**, **Figure IV.29**, **Figure IV.30** et **Figure IV.31** on remarque que les pressions interstitielles ont augmenté aux contrainte effective, leurs augmentation est dû aux poids des terres et à l’approche de l’excitation sismique (point d’application de la charge sismique).

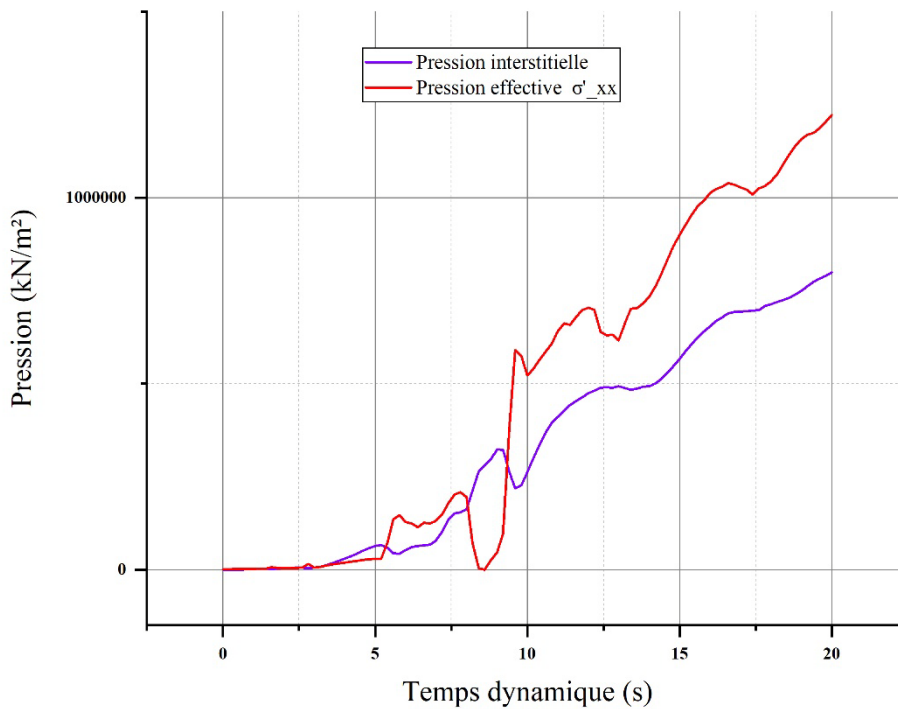


Figure IV.32 Répartition de la contrainte effective et pression interstitielle avec de profondeur 48 m (Cas d’excavation de 30,70 m)

Les **Figure IV.32** présenté la contrainte effective supérieur à la pression interstitielle est indiqué que les valeurs d'augmentation important à par rapport les profondeurs précédant avec les deux, la cose d'augmentation les charge de poids de sol et hydraulique la fine d'extrémité de la fiche de paroi que jeu le rôle d'obstacle les mouvements d'eau dans le sol et la proximité a la base de séisme.

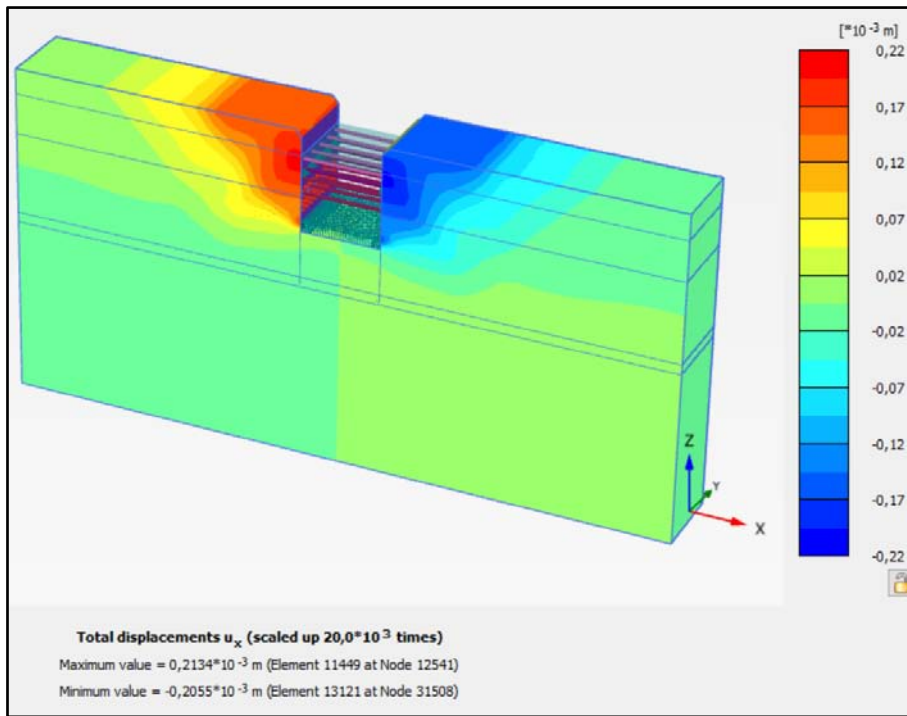


Figure IV.33 Présentation des déplacements de sol cas statique phase 20

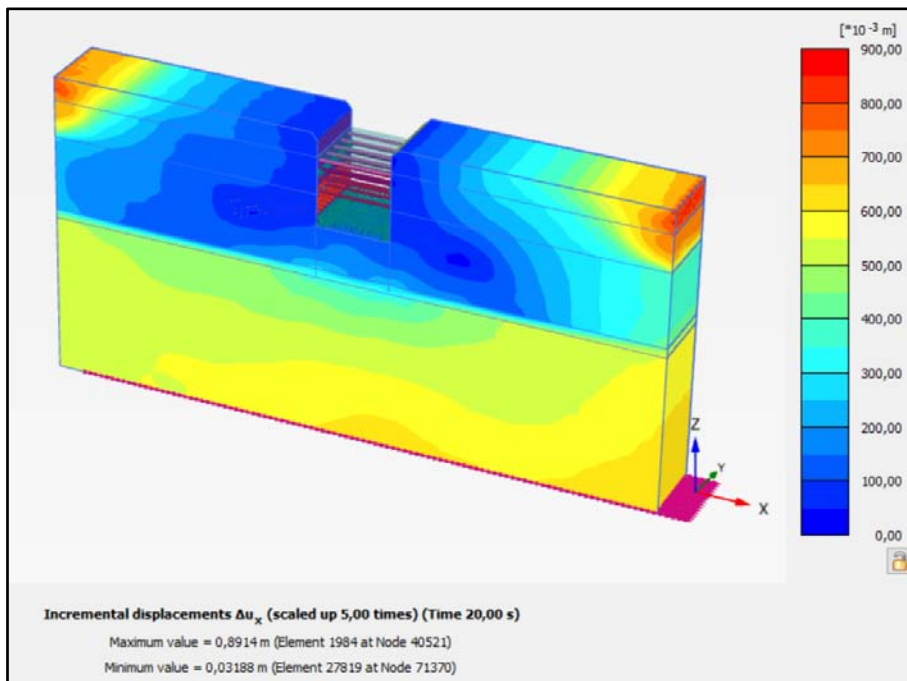


Figure IV.34 Présentation des déplacements de sol cas dynamique phase 20

Les **Figure IV.33**, **Figure IV.34** présentent les contours de déplacement dans le sol, on observé que les déplacements dans le cas statique sont symétriques par rapport l'axe Z les valeurs sont égales, mais de signe différent. Par contre dans le cas dynamique les déplacements sont importants.

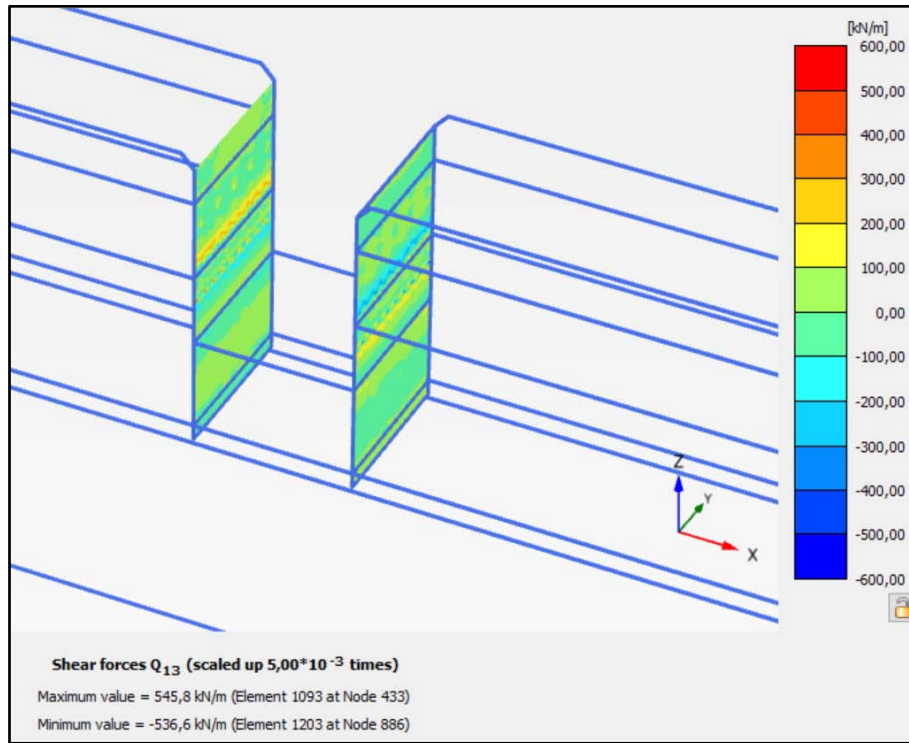


Figure IV.35 Présentation des efforts de cisailments cas statique phase 20

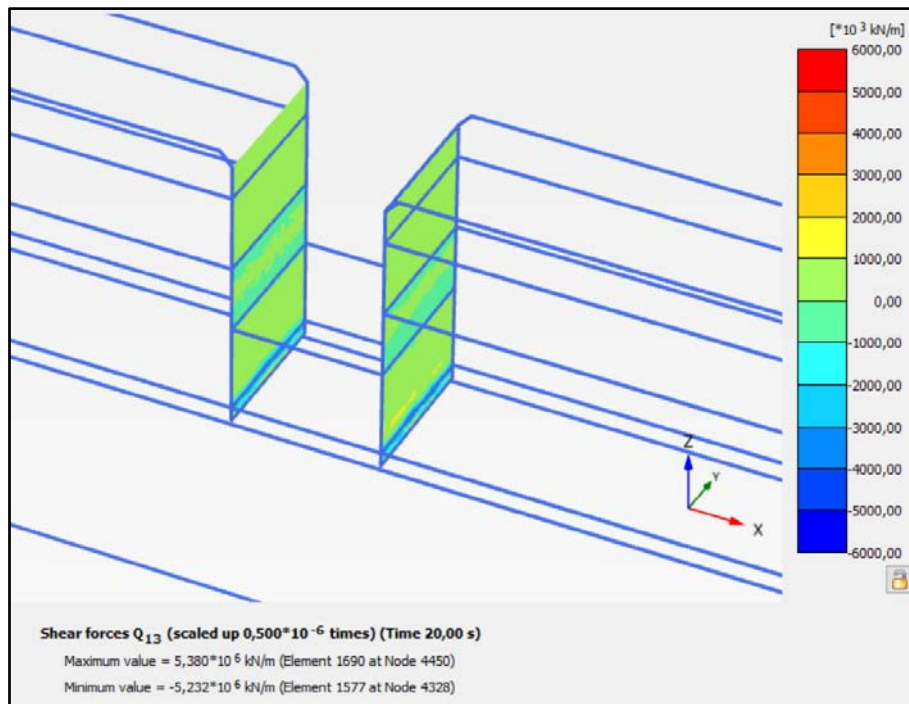


Figure IV.36 Présentation les efforts des tranchant cas dynamique phase 20

Les **Figure IV.35**, **Figure IV.36** présentent les efforts tranchant dans les parois moulées ont observé que les valeurs max est min due à l'effet dynamique sont très élevés comparativement à la phase statique.

IV.7 Conclusion

Les résultats de contrainte effective et pression inertielle sont influencées par la présence de l'excitation sismique en fonction de chaque profondeur en remarque que les pressions interstitielles augmente au niveau de la phase 10 correspondant à la profondeur de 28m jusqu'à la profondeur 36m.

Les contraintes de cisaillement et les déplacements augmentent dans les éléments de structure (paroi et buton) sous l'effet de l'excitation sismique.

Conclusion Générale

Conclusion générale

Ces dernières décennies, la construction d'ouvrages souterrains dans les zones urbaines a connu un essor important. Les infrastructures souterraines appropriées sont nécessaires en réponse à la demande croissante de transport (transport routier et ferroviaire) ainsi qu'à l'acheminement d'eau potable et d'eaux usées dans des zones déjà très encombrées.

Dans ce travail on s'intéresse à la station Oued Smar. Il s'agit de l'extension El Harrach Centre - Bab-Ezzouar – Aéroport International d'Alger.

Les parois de soutènement de grande hauteur de cette station ont été instrumentées. Les mesures et leur analyse mettent en évidence des phénomènes généralement ignorés dans le dimensionnement de ce type d'ouvrages. Des calculs de recalage suivant la méthode dite "élasto-plastique" par la méthode numérique, avec un choix adapté des paramètres et des lois de calcul, permettent de modéliser et d'expliquer ces phénomènes, puis de conclure sur la validité de ces méthodes dans la prévision des déformations des ouvrages.

Cette étude de recherche s'est concentrée sur la stabilité de la paroi moulée dans des sols argilo-limoneux mous. Les inclinomètres ont été installés dans la paroi selon une grille fixe dans le plan, et les mesures prises après chaque excavation ont été comparées avec les résultats numériques.

Ces valeurs sont inférieures à celles obtenues numériquement en raison du comportement non linéaire du sol par rapport au comportement élastique du mur d'un côté et de l'effet de l'eau sur le sol du mur d'un côté et de l'effet de l'interaction sol-structure dans le modèle numérique, qui a été bien pris en compte. Les déplacements numériques horizontaux résultants montrent que le comportement du mur suit un état de déformation autour d'un point zéro de déplacement horizontal égal à un endroit situé entre le point de départ et le point d'arrivée de déplacement horizontal égal à un emplacement entre le troisième et le quatrième buton de stabilité, après l'installation du premier tirant d'ancrage.

Après l'installation de tous les ancrages, le point zéro s'est déplacé au troisième buton de stabilité. L'état du contour du déplacement est resté présent après chaque phase, et nous avons observé que la stabilité complète de la structure était assurée et que le contour se terminait autour des derniers ancrages.

Une analyse dynamique en 3D est étudiée et les résultats en termes de pressions inertielles et contraintes effectives en fonction du temps dynamique induit par un accélérogramme dû au séisme Boumerdese (mai 2003) dans le sol environnant sont étudiées afin de prévoir l'effet de liquéfaction en fonction de profondeur du sol.

Les résultats de contrainte effective et pression inertielle sont influencées par la présence de l'excitation sismique en fonction de chaque profondeur en remarque que les pressions interstitielles augmente au niveau de la phase 10 correspondant à la profondeur de 28m jusqu'à la profondeur 36m.

Les contraintes de cisaillement et les déplacements augmentent dans les éléments de structure (paroi et butons) sous l'effet de l'excitation sismique.

Perspective : Le travail effectué et toujours d'actualité il va nous permettre de faire un suivie continu et rigoureux de l'ouvrage même en période d'exploitation parce que on peut suivre l'évolution des déformations des parois et des éléments de structure surtout en cas de séisme réel s'il se manifeste.

Références Bibliographiques

Références Bibliographiques

1. Chang-Yu OU, Dar-Chang Chiou,z and Tzong-Shiann (1996) Three-dimensional finite element analysis of deep excavations. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 122, No.5, May, 1996.
2. Youssef M. A. Hashash, and Andrew J. Whittle,:Z Member(1996) Ground movement prediction for deep excavations in soft clay. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 122, No.6, June, 1996.
3. Gordon T.C. Kung, Evan C.L. Hsiao, Matt Schuster, C. HseinJuang (2007) A neural network approach to estimating deflection of diaphragm walls caused by excavation in clays. *Computers and Geotechnics* 34 (2007) 385–396.
4. Y. M. Hou. J. H. Wang. L. L. Zhang (2009) Finite-element modeling of a complex deep excavation in Shanghai. *ActaGeotechnica* (2009) 4:7–16.
5. Luis Segura-Castillo, Antonio Aguado, Alejandro Josa (2013) Bi-layer diaphragm walls: Experimental and numerical structural analysis. *Engineering Structures* 56 (2013) 154–164.
6. Mohammad S. Pakbaz, S. Imanzadeh, K.H. Bagherinia (2013) Characteristics of diaphragm wall lateral deformations and ground surface settlements: Case study in Iran-Ahwaz metro. *Tunnelling and Underground Space Technology* 35 (2013) 109–121.
7. Kingshuk Dan, RamenduBikasSahu(2014) An Inverse Analysis for Parameter Estimation of Braced Excavation in Soft Clay Using Non-Linear Programming. *Indian Geotechnical J* 2014.
8. Pio-Go Hsieh, Chang-Yu Ou (2015) Simplified approach to estimate the maximum wall deflection for deep excavations with cross walls in clay under the undrained condition. *Indian Geotechnical J* 2015.
9. Yang Chen, Wen Zhao, Peng-jiao Jia, Jian-yong Han (2017) Proportion Analysis of Ground Settlement Caused by Excavation and Dewatering of A Deep Excavation in Sand Area. *Indian Geotechnical J* 2017.
10. Mohammad Bahrami, Mohammad ImanKhodakarami, Abdolhosein Haddad (2018) 3D numerical investigation of the effect of wall penetration depth on excavations behavior in sand. *Computers and Geotechnics* 98 (2018) 82–92.
11. Mohamed Nabil Houhou, FabriceEmeriault, AbderahimBelounar (2019) Three-dimensional numerical back-analysis of a monitored deep excavation retained by strutted diaphragm walls. *Tunnelling and Underground Space Technology* 83 (2019) 153–164.

12. Eurocode 7 «calcul géotechnique» Editée et diffusée par l'Association française de Normalisation (AFNOR) 1996.
13. François SCHLOSSER «Techniques de l'Ingénieur C244» Murs de soutènement
14. M. CAVÉ, M. LEVEILLARD, M. SANDROLINI, M. JALIL, M. PERCHAT et JEAN PERCHAT «Règles BAEL 91 modifiées 99»
15. Cattoni, E., & Tamagnini, C. (2020). Critical accelerations for propped diaphragm walls in sand by finite element limit analysis. *Journal of Earthquake Engineering*, 24(3), 403-420.
16. Ebrahimian, B. (2009). Pseudo-static and dynamic analysis for an anchored diaphragm wall according to the performance-based design method (pp. 801-810): Taylor & Francis Group, London.
17. Hashash, Y. M. A., & Whittle, A. J. (1996). Ground Movement Prediction for Deep Excavations in Soft Clay. *Journal of Geotechnical Engineering*, 122(6), 474-486. doi: doi:10.1061/(ASCE)0733-9410(1996)122:6(474)
18. Kawa, M., Puła, W., & Truty, A. (2021). Probabilistic analysis of the diaphragm wall using the hardening soil-small (HSs) model. *Engineering Structures*, 232, 111869. doi: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.111869>
19. Li, G., Li, Q., Wang, J., Dong, J., & Sun, Q. (2022). The Deformation Characteristics of a 40-m-Deep Excavation Supported by a Suspended Diaphragm Wall in Rock and Soil Composite Ground. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 26(3), 1040-1050. doi: 10.1007/s12205-021-1810-2
20. Ou, C.-Y., Chiou, D.-C., & Wu, T.-S. (1996). Three-Dimensional Finite Element Analysis of Deep Excavations. *Journal of Geotechnical Engineering*, 122(5), 337-345. doi: doi:10.1061/(ASCE)0733-9410(1996)122:5(337)
21. Rainieri, C., Carmine, L., Lanzano, G., Di Tullio, M., Gargaro, D., Brigante, D., . . . Dey, A. (2011). DYNAMIC ANALYSIS OF A FULLY INSTRUMENTED EMBEDDED RETAINING WALL: PRELIMINARY INTERPRETATION.
22. Saeedi, A., Oliaei, M., & Heidarzadeh, H. (2021). Performance of Ground Anchored Walls Subjected to Dynamic and Pseudo-Static Loading. *Civil Engineering Journal*, 7, 974-987. doi: 10.28991/cej-2021-03091703
23. Wyjadłowski, M., Grosel, J., & Tyulyaeva, Y. (2021). Investigation of the diaphragm wall isolation of vibrations' transferred through the subsoil. *IOP Conference Series:*

- Materials Science and Engineering, 1015(1), 012059. doi: 10.1088/1757-899x/1015/1/012059
24. Yong, W., Zhang, W., Nguyen, H., Bui, X.-N., Choi, Y., Nguyen-Thoi, T., . . . Tran, T. T. (2022). Analysis and prediction of diaphragm wall deflection induced by deep braced excavations using finite element method and artificial neural network optimized by metaheuristic algorithms. *Reliability Engineering & System Safety*, 221, 108335. doi: <https://doi.org/10.1016/j.ress.2022.108335>
 25. Zhuang, H., Hu, Z., Wang, X., & Chen, G. (2015). Seismic responses of a large underground structure in liquefied soils by FEM numerical modelling. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13(12), 3645-3668.
 26. "Reference manual," Plaxis v8, pp.
 27. Eurocode 7 «calcul géotechnique» Editée et diffusée par l'Association française de Normalisation (AFNOR) 1996.
 28. Henri Duthu, Daniel Montharry et Michel Platzler «la technique du bâtiment tous corps d'état» Edition le moniteur 2004.
 29. M. Cavé, M. Leveillard, M. Sandrolini, M. Jalil, M. Perchat et J.Perchat «Règles BAEL 91 modifiées 99» Édition 2005.
 30. F.Schlosser «Techniques de l'Ingénieur C244» Murs de soutènement.
 31. C. Plumelle «B6/chapitre 14 (version du 17/12/02)» Cnam – Paris – Géotechnique.
 32. Ali Bouafia «Calcul pratique des fondation et des soutènement» 2ème Edition revue et corrigée /OFFICE DES PUBLICTIONS UNIVERSITAIRES 02-2009.
 33. G.Philpponnat «FONDATION ET OUVRAGES EN TERRE» 2eme Edition Editions Eyrolles 61, boulevard Saint-Germain, 75005 Paris 1987.
 34. G. Philpponnat et B. Hubert «fondation et ouvrages en terre» Deuxième tirage 2000 Éditions Eyrolles, 1998, ISBN2-212-07218-X.
 35. BRAJA M. DAS «Principles of Geotechnical Engineering» COPYRIGHT © 2006 by Nelson, a division of Thomson Canada Limited.
 36. Jean Costet / Guy Sanglerat «Cours pratique de mécanique des sols » troisième édition © Bordas, Paris, 1983 ISBN2-04-016412-X.
 37. Ministère de l'habitat et de l'urbanisme document technique réglementaire DTR B C 2 48 «REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99 / VERS 2003».
 38. «Earthquake Geotechnical Engineering» proceedings of the second international conference on earthquake geotechnical engineering/lisboa/portugal/21-25june1999.
 39. Eurocode 02

40. Annane, A. (2013). Mur de soutènement en zone sismique (magister dissertation, Université de Batna 2).
41. SAADI, R. (2018). Modélisation d'une paroi de soutènement en décrivant la stabilité des tranchées planes et l'effet de la charge sismique sur la paroi (Doctoral dissertation, Université de Batna 2).
42. Association technique pour le développement de l'emploi du treillis soudé. Association déclarée - Loi du 1^{er} juillet 1901.
43. Guide technique (2003) « ouvrage de soutènement recommandation pour l'inspection détaillée le suivi et diagnostic des parois moulée et préfabriquées » LCPC ISSN 1151-1516
44. Wang, W., C. Chatzigogos, et al. (2019). Effects of liquefiable layers on the seismic response of diaphragm walls. Proceedings of the 2th international conference on natural hazards and infrastructures, Chania, Greece.
45. Wyjadłowski, M., J. Grosel, et al. (2021). "Investigation of the diaphragm wall isolation of vibrations' transferred through the subsoil." IOP Conference Series: Materials Science and Engineering 1015(1): 012059.
46. Saadi, R. (2012). Modelisation numerique d'une paroi de soutienement en zone urbaines (parametres caracteristiques d'interaction) (magister dissertation, Université de Batna 2).
47. NOUI, A. (2019). Comportement dynamique des fondations sur sol compressible renforcé par colonnes ballastées (Doctoral dissertation, Université de Batna 2).
48. Ebrahimian, B. (2009). Pseudo-static and dynamic analysis for an anchored diaphragm wall according to the performance-based design method, Taylor & Francis Group, London: 801-810.
49. Zhuang, H., Z. Hu, et al. (2015). "Seismic responses of a large underground structure in liquefied soils by FEM numerical modelling." Bulletin of Earthquake Engineering 13(12): 3645-3668.
50. Ou, C.-Y. and B.-Y. Shiao (1998). "Analysis of the corner effect on excavation behaviors." Canadian Geotechnical Journal 35(3): 532-540.
51. Vanoudheusden, E., G. Petit, et al. (2005). Comportement d'une paroi moulée en site urbain: modélisations et mesures. Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, IOS Press.