

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Thèse de Doctorat ès Sciences

Spécialité : Génie civil

Présentée par :
M^{me} HERMIME Tassadit

Thème

Comportement sismique d'un quai sur palplanches.
Cas du poste 25 du port de Béjaïa

Soutenue publiquement le : 15 / 10 / 2024

Devant le jury composé de :

Mr. KAHIL Amar	Professeur	Université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou (UMMTO)	Président
Mr. GABI Smail	Professeur	Université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou (UMMTO)	Rapporteur
M ^{me} . DJERBAL Lynda	Professeure	Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumédiène (USTHB)	Examinatrice
Mr. DAOUI Abdelhakim	Professeur	Université M'hamed Bougara de Boumerdes (UMBB)	Examineur
M ^{me} . MEDJENOUNE Amal	MCA	Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumédiène (USTHB)	Examinatrice
M ^{me} . MEZIANI Faroudja	MCA	Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO)	Examinatrice

Année universitaire 2023 / 2024

Dédicaces

A la mémoire de mon cher papa,

A ma chère maman avec son douaa et son soutien permanent,

A mes frères et mes sœurs,

A mon cher mari,

*A mes enfants : Nessedine qui a grandi en même temps que
cette thèse, ma petite fille Lamis et mon petit bébé Idris,*

A toute ma famille et ma belle-famille.

Remerciements

Tout d'abord, je tiens à remercier ALLAH le tout puissant qui m'a donné la santé, le courage et la volonté malgré tous les obstacles et les difficultés pour arriver à ce jour.

Mes remerciements s'adressent à Monsieur GABI Smail, professeur à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, mon directeur de thèse pour la confiance qu'il m'a apportée tout au long de ce travail, pour son soutien et son aide, sa patience, ses remarques pertinentes, sa bienveillance sur l'évolution de ma thèse.

Je tiens à exprimer ma sincère reconnaissance à Mr. SEGHIR Abdelghani, professeur à l'Université de Béjaïa, pour son aide précieuse au cours de ce travail. Je le remercie aussi pour sa disponibilité, son dévouement, sa serviabilité, ses remarques pertinentes, et ses précieux conseils sur le plan scientifique.

Ma gratitude envers Mme DJERBAL Lynda, professeur à Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediene (USTHB), je lui suis très reconnaissante pour ces aides, pour toutes les discussions et réflexions que nous avons eu notamment sur mon travail, et d'avoir accepté d'examiner cette thèse.

Mes sincères remerciements vont à Monsieur KAHIL AMAR, professeur à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou d'avoir accepté de présider le jury de la thèse.

Je tiens également à remercier Monsieur DAOUI Abdelhakim professeur à l'Université M'hamed Bougara de Boumerdes (UMBB), Madame MEDJENOUNE Amel, maitre de conférences A à l'Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediene (USTHB), Madame MEZIANI Faroudja, maitre de conférences A à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, pour l'honneur d'accepter d'examiner ce travail. Je leur exprime toute ma reconnaissance pour l'intérêt qu'ils ont porté à la lecture et la correction de la thèse.

Je remercie vivement mademoiselle DEGHOUL Lylia, MCB à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou qui m'a aidé et soutenu pendant la rédaction de la thèse.

Je remercie également Mr MEKKITA Djamel chef de projet du poste 25 port Béjaïa et tout le personnel d'administration du Laboratoire d'Etudes Maritimes (LEM) à Alger. Sans oublier le personnel de service de Post-graduation, et service de la recherche scientifique spécialement M^{me} IDRES Samia, de la Faculté du Génie de la Construction, aussi le personnel de la bibliothèque de Génie Civil, pour la documentation mise à ma disposition tout au long de cette période de recherche.

Je remercie chaleureusement Madame KHELOUI Fatma, professeure à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, pour m'avoir bien accueillie, pour la sympathie qu'elle m'a témoigné lors de la constitution de mon dossier de soutenance.

Enfin, je ne pourrais finir mes remerciements sans penser à mes deux collègues Mr RAHMOUNI Ouassim, MCB à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou et Monsieur BELTADJI Hani, MCA à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, qui ont été présent quand j'en avais besoin.

Résumé

Le comportement dynamique de la structure est influencé par la flexibilité du sol d'assise, de ce fait, la réponse dynamique des structures dépend de la nature du mouvement du sol, des propriétés mécaniques et physiques de la structure, il y a donc interaction entre le sol et la structure. L'objectif de cette thèse est l'analyse dynamique et l'évaluation des performances sismiques d'un quai sur des palplanches avec en considérant des différentes valeurs de PGA, le comportement de la structure en linéaire élastique et élastoplastique. Notons que dans le cadre de cette thèse un intérêt particulier sera accordé à la prise en compte de l'interaction sol structure et de la rigidité d'interface. L'analyse par éléments finis est réalisée à l'aide du logiciel Plaxis 2D pour générer le modèle numérique du mur de quai, dans le cas d'étude de l'extension du poste 25 du port de Béjaïa, situé au nord-est de l'Algérie. Des analyses dynamiques incrémentales ont été effectuées pour examiner la variation des principaux paramètres de réponse sous des excitations sismiques avec des niveaux de PGA croissants. La contribution de ce travail consiste en deux nouveaux indices de dommage globaux basés sur le facteur de sécurité et le moment de flexion qui sont introduits pour évaluer la relation entre l'accélération maximale du sol et les niveaux de dommages sismiques pour un quai sur les palplanches métalliques. Les résultats obtenus montrent l'importance de la prise en compte de l'interaction sol structure pendant le processus de conception, et indiquent que le mur de quai en palplanches peut supporter en toute sécurité des charges sismiques jusqu'à des PGA de 0,35g, et qu'au-delà de 0,45g, il faut faire attention au risque d'atteindre le moment ultime de la palplanche en acier étudiée. Cependant, pour des PGA supérieurs à 0,5g, il a été clairement démontré que les déformations excessives avec le matériau sont susceptibles de se produire dans les couches de sol et dans les éléments structurels. Tout d'abord les résultats de déplacements à l'état statique ont été confrontés avec les résultats des mesures in situ. Par la suite, les résultats obtenus à l'état dynamique sont exploités pour évaluer le facteur de sécurité du sol et la capacité sismique du mur de palplanches. Les valeurs calculées des indices d'endommagement proposés pour le quai considéré constituent un outil d'aide à la prise de décision concernant la sécurité de la structure en cas de séisme.

Mots-clés : Ouvrages portuaires, Accélérogramme, Plaxis 2D, Interaction sol-structure, Palplanche, Sol, Rigidité d'interface, Indice global de dommages, PGA.

Abstract

The dynamic behavior of the structure is modified by the flexibility of the ground soil, so the dynamic response of structures depends on the nature of the soil movement, and the mechanical and physical properties of the structure. There is interaction between the soil and the structure. The aim of this thesis is the dynamic analysis and evaluation of the seismic performances of a quay on sheet pile quay wall subjected to several seismic movements with various PGA values, and considering the linear elastic and inelastic behavior of the structure. It should be noted that in the context of this thesis, particular attention will be paid to the consideration of soil-structure interaction and interface stiffness. The finite element analysis is carried out using Plaxis 2D software to generate the numerical model of the quay wall, in the case study of the extension of berth 25 at the port of Béjaïa, located in northeastern Algeria. Incremental dynamic analyses were carried out to examine the variation of the principal response parameters under seismic excitations with increasing PGA levels. The contribution of this work consists of two new global damage indices based on factor of safety and bending moment that are introduced to assess the relationship between maximum ground acceleration and seismic damage levels for a quay on steel sheet piles. The results obtained show the importance of taking into account of the soil-structure interaction during the design process, and indicate that the sheet pile quay wall can safely withstand seismic loads up to PGAs of 0.35g, and that above 0.45g care should be taken to avoid reaching the ultimate moment capacity of the steel sheet pile. However, for PGAs above 0.5g, it has been clearly demonstrated that excessive deformations of the material are likely to occur in the soil layers and structural elements. Firstly, the static displacement results were confronted with the results of in situ measurements. The dynamic results are then used to evaluate the soil safety factor and the seismic capacity of the sheet pile wall. Computed values of the proposed damage indices of the considered quay wharf is a practical helping tool for decision making regarding the seismic safety of the structure.

Keywords: Harbor structures, Accelerogram, Plaxis 2D, Soil-structure interaction, Sheet pile, Soil, Interface stiffness, Global damage index, PGA.

Table des matières

Dédicaces	i
Remerciements	ii
Résumé	iv
Abstract	v
Table des matières	vi
Liste des tableaux	x
Liste des figures	xi
Liste des indices et des abréviations	xv
Introduction générale	1
Partie 1. Recherche bibliographique	8
Chapitre 1. Revue de littérature sur l'interaction sol structure	8
1.1. Introduction	8
1.2. Effets de l'interaction sol-structure	8
1.3. Méthodes de prise en compte de l'interaction sol structure	14
1.3.1. Méthode directe	15
1.3.2. Méthode de déplacement uniforme ajouté.....	17
1.3.3. Méthode de réduction de domaine.....	20
1.3.4. Méthode de sous-structure.....	22
1.3.5. Méthodes hybrides.....	26
1.4. Analyse de l'interaction sol structure avec les essais en laboratoire.....	26
1.4.1. Essais sismiques sur tables vibrantes	26
1.4.2. Essais en centrifugeuse.....	27
1.5. Conclusion.....	34

Chapitre 2. Généralités sur les palplanches et le risque sismique des quais.....	35
2.1. Introduction	35
2.2. Type des rideaux de palplanches	35
2.2.1. Rideaux mixtes (Rideau à fort module type HZ/AZ)	35
2.2.2. Rideaux mixtes tubes ou caissons	36
2.2.3. Batardeaux	37
2.2.4. Rideaux à redans.....	37
2.2.5. Rideaux à redans U	37
2.2.6. Rideaux en porte-à-faux	37
2.2.7. Rideaux de palplanches ancrées	38
2.3. Mode d'exécution.....	38
2.4. Conception des palplanches en acier	41
2.5. Utilisation des palplanches	41
2.6. Inconvénients des palplanches	42
2.7. Principe de fonctionnement.....	42
2.8. Différents types d'efforts agissant sur les quais sur palplanches	42
2.8.1. Efforts horizontaux	42
2.8.2. Efforts verticaux	44
2.9. Pathologies des quais en rideau de palplanches et leur modes de réparation.....	44
2.9.1. Pathologie et de mode de défaillance	44
2.10. Conclusion.....	49
Partie 2. Analyse numérique du comportement sismique des quais sur palplanches.....	50
Chapitre 3. Simulation numérique	50
3.1. Introduction	50
3.2. Présentation de l'ouvrage	50
3.3. Situation et morphologie du site.....	52
3.4. Météorologie et précipitations	53

3.4.1. Tectonique et sismicité	53
3.4.2. Aperçu géologique et tectonique	55
3.4.3. Investigation géotechnique de la zone portuaire de Béjaïa	57
3.5. Modélisation numérique	60
3.5.1. Modélisation numérique du système sol-palplanche.....	61
3.5.2. Modélisation de sol.....	61
3.5.3. Modélisation de la palplanche	64
3.5.4. Modélisation d'élément d'interface	65
3.5.5. Modélisation du tirant d'ancrage.....	66
3.5.6. Poutre de couronnement	70
3.6. Caractéristiques requises des aciers.....	70
3.7. Maillage.....	71
3.8. Conditions aux limites.....	72
3.9. Phases de calcul et chargement	73
3.10.Confortations entre mesures des déplacements et modélisation à l'état statique.....	76
3.11.Résultats du l'étude statique.....	76
3.11.1.Moments de flexion	76
3.11.2.Déplacements des sols en place.....	78
3.12.Etude du comportement de l'ouvrage sous un séisme optimal (séisme de Boumerdes enregistré à Dar El Beida)	80
3.13.Conclusion.....	83
Chapitre 4. Discussion des résultats	84
4.1. Introduction	84
4.2. Modélisation de l'interaction sol structure	84
4.2.1. Résultats et discussion	85
4.3. Analyse dynamique incrémentale.....	88
4.3.1. Chargement dynamique.....	88

4.3.2. Interprétation des résultats.....	89
4.3.3. Evaluation de la performance	90
4.3.4. Points plastiques	98
4.3.5. Coefficient de sécurité.....	100
4.3.6. Indices de dommages.....	102
4.4. Analyse de la réponse de la structure (linéaire et non linéaire).....	104
4.4.1. Critères d'acceptation en non linéaire	107
4.5. Effet du système d'ancrage (Prise en compte des ancrages).....	108
4.6. Conclusion.....	110
Conclusion générale	111
Références bibliographiques	116
Annexes	131
Annexe A. Généralités sur les palplanches	131
Annexe B. Plan de l'investigation géotechnique.....	136
Annexe C. Profils géotechniques.....	137

Liste des tableaux

Tableau 3.1. Zonage et coefficient d'accélération sismique du territoire national d'après le (RPOA2008: Règles Parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.)	54
Tableau 3.2. Paramètres des couches de sol.....	63
Tableau 3.3. Paramètres des palplanches tableau fourni par ArcelorMittal, 2021.....	69
Tableau 3.4. Paramètre des tirants d'ancrages(Arcelor Mittal, 2013)	70
Tableau 3.5. Caractéristiques de l'acier en fonction des classes.....	71
Tableau 3.6. Comparaison entre les déplacements calculés et mesurés (cm) (Hermime et al., 2024)	76
Tableau 3.7. Force axiale agissant sur le tirant	77
Tableau 4.1. Utilisation des accélérogrammes enregistrés	88
Tableau 4.2. Critères d'endommagement des quais en palplanches selon Uwabe (Kitajima & Uwabe, 1979).....	91
Tableau 4.3. Résumé des résultats des valeurs maximales des principaux paramètres de réponse(Hermime et al., 2024).....	92
Tableau 4.4. Vérification de la flexion des palplanches en vinyle.....	108

Liste des figures

Figure 1.1 Schématisation du problème de l'interaction sol-structure (figure adaptée de (Mylonakis et al., 2006)).....	14
Figure 1.2.Modélisation de l'ISS par la méthode globale(Mohammadioun & Pecker, 1984) .	16
Figure 1.3Méthode de réduction de domaine.....	21
Figure 1.4Méthode de sous structuration	25
Figure 1.5 Table vibrante du CGS en Algérie(Laboratoire d'Essais Dynamiques des Structures.).....	27
Figure 1.6Centrifugeuse géotechnique (IFSTTAR – Nantes)(Association Française du génie Parasismique, 2014).....	28
Figure 2.1. Rideaux mixtes HZ/AZ(Arcelor Mittal, 2013)	36
Figure 2.2. Rideaux mixtes tubes ou caissons (Ecluse, Evergem, Belgique) (ArcelorMittal, 2021) Source: ArcelorMittal	36
Figure 2.3. Rideaux à redans U (ArcelorMittal, 2021)	37
Figure 2.4.Battage Guide Technique (Laboratoire Cental des ponts et Chaussées, 2003)	39
Figure 2.5.Fonçage par vibration (Laboratoire Cental des ponts et Chaussées, 2003)	40
Figure 2.6.Perforage avant fonçage Guide Technique (Laboratoire Cental des ponts et Chaussées, 2003).....	40
Figure 2.7. Modes de défaillance typiques des murs de quai en palplanches, adaptés de (EERI, 1993) et (PIANC, 2001).....	46
Figure 2.8. Grande zone de liquéfaction sur un quai lors du tremblement de terre de Chi-Chi Taïwan.....	47
Figure 2.9. Grande zone de liquéfaction d'un quai lors du Grand Séisme à l'Est du Japon.....	47
Figure 2.10. Dommage causé par le séisme de Tohoku en Japon.....	48
Figure 2.11.Aperçu des risques sismiques affectant les structures portuaires, adapté de (International Navigation Association (PIANC), 2001)Techniques de réparations	49
Figure 3.1.Localisation du site	51
Figure 3.2. Vue aérienne du site.....	51

Figure 3.3. Vue en plan des assemblages de rideaux de palplanches d'acier (HZ1180MA-12 et AZ20-700)(Arcelor Mittal, 2013).....	52
Figure 3.4. Carte de Zonage Sismique d'Algérie (RPOA2008 : Règles Parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.)	54
Figure 3.5. Carte géologique de la région de Bejaia (SGA 1960) et position de Coupes 1	55
Figure 3.6. « Coupe 1 » Coupe géologique montrant les formations et les principales failles à l'ouest du projet	56
Figure 3.7. Extrait de la carte géologique de la région de Béjaïa feuille n°26 à l'échelle 1/50000 (Sheet n°26, 1960)	57
Figure 3.8. Schéma présentant les éléments à 15 nœuds proposés dans Plaxis	61
Figure 3.9. Modèle élastique – parfaitement plastique (figure adaptée (Plaxis bv, 2010a))....	62
Figure 3.10. Disposition des nœuds et des points de contrainte dans l'élément de palplanche.	64
Figure 3.11. Coupe sur une palplanche a) section réelle, b) représentation par élément massif équivalent (Delattre, 2004)	64
Figure 3.12. Représentation a) de l'interface par élément fini (épaisseur mince), b) cinématique des éléments : sol-interface-structure.	65
Figure 3.13. Disposition des nœuds et des points de contrainte dans l'élément interface et leurs connexions avec le sol(Plaxis bv, 2010).	66
Figure 3.14. Schéma type pour la loi de mobilisation de la réaction des ancrages(Terassol, 2016)	67
Figure 3.15. Géométrie du quai dans le modèle (après l'excavation du sol du côté de la mer). 68	
Figure 3.16. Coupe transversale typique du quai	68
Figure 3.17. Modèle en éléments finis du projet (Hermime et al., 2024)	69
Figure 3.18. Démolition de la plateforme existante	74
Figure 3.19. L'emprise de projet avant le démarrage des travaux	74
Figure 3.20. Réalisation des rideaux de palplanches	75
Figure 3.21. Consolidation de sol colonnes ballastées.....	75
Figure 3.22. Mise en œuvre des tirants d'ancrages	75
Figure 3.23. Exécution de la poutre de couronnement.....	75
Figure 3.24. Dragage de bassin	75
Figure 3.25. Moment fléchissant de la palplanche à l'état statique	77
Figure 3.26. Valeur du facteur de sécurité global à l'état statique.....	77
Figure 3.27. Déplacement U_x des sols à l'état statique	78

Figure 3.28.Déplacement U_y des sols à l'état statique	78
Figure 3.29.Déplacement U_y de la poutre de couronnement à l'état statique	79
Figure 3.30.Déplacement U_x de la palplanche à l'état statique	79
Figure 3.31.Déplacement U_y de la palplanche à l'état statique	80
Figure 3.32 Accélérogramme du séisme Boumerdes, enregistrement de Dar El Beida	81
Figure 3.33 Valeur du facteur de sécurité après la phase dynamique	81
Figure 3.34 Comparaison des moments de flexion de la palplanche pour l'excitation de Dar El Beida (0.5g) obtenus avec Plaxis et l'eurocode.	82
Figure 3.35. Poste 5 après le séisme (2021) de Béjaïa	83
Figure 4.1. Accélogramme Loma Prieta appliqué à la base du modèle	85
Figure 4.2. Déplacement horizontal en fonction du temps	85
Figure 4.3. Déplacement horizontal en fonction du temps	86
Figure 4.4. Déplacement relatif en fonction la vitesse d'onde	86
Figure 4.5. Effort tranchant relatif en fonction de la vitesse d'onde	87
Figure 4.6. Moment fléchissant relatif en fonction de la vitesse d'onde	87
Figure 4.7. Accélérogrammes générés retenus	89
Figure 4.8. Courbe déplacements en fonction du PGA avec courbe de corrélation.	90
Figure 4.9. Distributions du moment de flexion et du déplacement total de la palplanche en fonction des accélérogrammes enregistrés (Hermime et al., 2024).	93
Figure 4.10. Distribution du moment fléchissant maximal et du déplacement total de la palplanche suite à des accélérogrammes artificiels avec différentes valeurs de PGA (Hermime et al., 2024).	94
Figure 4.11. Moments de flexion et des déplacements à la profondeur $z = -7,2$ m en fonction du temps pour le cas de l'enregistrement de Loma Prieta et à la profondeur $z = -8,93$ m et dans le cas du l'enregistrement de New hall (Hermime et al., 2024).	96
Figure 4.12. Effort tranchant de la palplanche en fonction de temps	97
Figure 4.13. Déplacement relatif de la palplanche en fonction du temps	98
Figure 4.14. Maillage déformé et déplacements résiduels (multipliés par 20) dus aux enregistrements New Hall (Hermime et al., 2024)	99
Figure 4.15. Maillage déformé et déplacements résiduels (multipliés par 20) dus aux enregistrements de Loma (Hermime et al., 2024)	99
Figure 4.16. Variations du facteur de sécurité et du rapport du moment de flexion (Hermime et al., 2024)	101
Figure 4.17. Indices d'endommagement global du quai considéré (Hermime et al., 2024) ..	103

Figure 4.18. Classes de ductilités de l'acier (Kort, 2002)	104
Figure 4.19. Combinaison des moments fléchissant et forces axiales maximums(Plaxis bv, 2010a)	105
Figure 4.20.Moment fléchissant de la palplanche avec un comportement élastique et élastoplastique (New Hall et Corralitos).....	106
Figure 4.21. Maille déformée d'élément fini typique, avec et sans tirant d'ancrage	109
Figure 4.22.Déplacements horizontaux et moment fléchissant de la palplanche avec et sans tirant ancrages	109

Liste des indices et des abréviations

$\bar{\varphi}$	Angle de frottement interne dans le complexe sol/colonne ballastée
A	Surface de la section
c_{eq}	Cohésion du complexe sol/colonne ballastée
φ_{eq}	Angle frottement interne dans la colonne ballastée
$\frac{\bar{A}}{\bar{A}}$	Taux de remplacement après la correction
n	Coefficient de réduction
m'	Coefficient de renforcement
R_{inter}	Rigidité d'interface
C_1 et C_2	Coefficients de relaxation
γ_{sat}	Poids unitaire saturé
γ_d	Poids unitaire sec
E	Module d'élasticité
E_c	Le module d'Young de la colonne ballastée
E_s	Le module d'Young de sol d'origine
St	La section totale
ν	Coefficient de Poisson
ϕ	Angle de frottement interne
C	Coefficient de cohésion
f_y	Limite d'élasticité
γ_{M0}	Facteur partiel de résistance des sections transversales quelle que soit leur classe
W	Poids
A	Surface du sol
EA	Rigidité axiale
EI	Rigidité en flexion
$M_u, M_{c,RD}$	Moment ultime de flexion
$N_{pl,Rd}$	Effort normal plastique ultime

W_{pl}	Module de la section plastique
z	Profondeur
r_i^a	Densité de la réaction horizontale des ancrages connectés à l'écran « i »
P_i^a	Vecteur réaction relatif à la part constante (pa) de la réaction des ancrages P
k_i^a	Matrice de rigidité des ancrages (part élastique ka pour chaque niveau)
Fs	Facteur de sécurité
c_r et φ_r	Paramètres de résistance réduite
$\sum M_{Sf}$	Multiplicateur total du facteur de sécurité
DI_{SF}	Indices d'endommagement du facteur de sécurité
DI_{BM}	Indices d'endommagement du moment résistant
ϵ_u	Allongement à la rupture
ρ	La densité des matériaux
V_{pu}	La vitesse d'onde de pression
V_{su}	La vitesse d'onde de cisaillement
ΔL	La taille moyenne des éléments
λ	La longueur d'onde
f	La fréquence maximale du signal obtenue par l'intermédiaire d'une transformée de Fourier
2D	Deux dimensions
AFPS	Association Française du Génie Parasismique
CGS	Centre de recherche appliquée en Génie-parasismique
IDSS	Interaction dynamique sol-structure
OCDI	Overseas Coastal Area Development Institute of Japan
MC	Modèle Mohr-Coulomb
RPA	Règles Parasismiques Algériennes
RPOA	Règlement parasismique des ouvrages d'arts
PGA	Peak Ground Acceleration
PIANC	Permanent International Association for Navigation Congresses
BEM	Boundary Element Method (Méthode des Eléments de Frontière)
ASCE	American Society of Civil Engineers
FE	Eléments Finis
ISS	Interaction sol - structure

DM	Mesures de dommages
IM	Mesures d'intensité
DI	Indice d'endommagement
FRF	Fonction de réponse en fréquence
FLIP	Code de calcul
PLEM	Méthode de l'équilibre limite pseudo-statique
E – O	Est –Ouest
ESE	Est –Sud- Est
NE	Nord -Est
So	Sud -Ouest

Introduction générale

L'économie de nombreux pays industrialisés repose sur l'exportation et l'importation de marchandises et sur les flux de voyageurs. Une part importante de ces échanges s'effectue et repose sur l'efficacité des ports maritimes qui jouent un rôle économique essentiel aux différentes échelles d'un pays, d'une région ou d'une ville. Ils doivent rester opérationnels même après un accident majeur ou une catastrophe naturelle. Parmi les catastrophes naturelles que l'humanité a connues au cours de son histoire, les tremblements de terre sont les plus dévastateurs, surtout lorsqu'ils se produisent dans des zones densément peuplées. Les tremblements de terre ont causé des dommages importants aux installations portuaires, comme à Kobe, au Japon, en 1995, sur l'île de Lefkada, en Grèce, en 2003, et à Céphalonie, en Grèce, en 2014 (Besseling, 2013). (Kardoğan & Bhattacharya, 2018) ont publié un article sur les dommages typiques subis par les quais maritimes et les quais sur pilotis lors des tremblements de terre passés. En Algérie, les récents tremblements de terre du 22 novembre 1999 et du 21 mai 2003, qui ont secoué les régions d'Ain-Temouchent et de Zemmouri ont occasionné des pertes considérables en vies humaines et d'importants dégâts matériels. L'étude pathologique de constructions endommagées a montré un manque flagrant dans le comportement sismique de ces constructions (Davidovici, 2003).

Il est nécessaire d'utiliser toutes les techniques de prévention et de gestion des risques propres à ce type de structure. Les quais sont des éléments essentiels d'une structure portuaire. Les structures portuaires typiques sont les murs de quai gravitaires, les quais sur pieux, les murs de quai cellulaires, les murs de quai avec grues et, les murs de quai en palplanches. Ces derniers s'avèrent être une solution idéale en raison de leur rigidité, de leur longévité et de leur économie (Jiao et al., 2015) En outre, les palplanches sont largement utilisées dans les travaux publics lorsque l'on cherche à éviter les coûts élevés, les difficultés liées au transport et l'installation de structures en béton armé. Elles sont de plus en plus employées dans l'ingénierie ferroviaire, l'infrastructure routière, les structures de soutien et surtout dans les structures portuaires comme dans le cas du port de Béjaïa, qui fait l'objet de la présente étude.

La réponse sismique d'une structure est influencée par la réponse du site, du chargement sismique et des propriétés mécaniques du sol et de la structure. Les observations et les analyses post-sismiques ont montré que l'interaction sol-structure joue un rôle primordial dans les dommages sismiques (Boulangier et al., 1999; Kagawa, 1980; Mizuno, 1987)

Pour résoudre un problème de l'interaction Sol-Structure, plusieurs aspects nécessitent une étude approfondie à savoir : la définition de l'aléa sismique et du mouvement résultant, l'étude du comportement du sol sous chargement cyclique, l'évaluation de la réponse du sol en champ libre et celle des structures sous chargement dynamique.

La conception sismique des murs de palplanches est réalisée conformément aux codes de conception. Certains codes de conception récents, tels que l'AIPCN et l'OCDI, proposent une méthodologie de conception basée sur les performances (PBD) pour diverses structures maritimes, y compris les docks (Reza et al., 2012). Cette méthodologie émergente, issue d'études post-sismiques, est désormais considérée comme un concept bien établi dans l'ingénierie des tremblements de terre (Iai et al., 1999; Kazantzi & Vamvatsikos, 2021; Krawinkler & Miranda, 2004; Vamvatsikos et al., 2003; Vytiniotis et al., 2019).

Actuellement, la méthode de l'équilibre limite pseudo-statique (PLEM) est l'une des approches les plus populaires. Elle est utilisée en combinaison avec la méthode Mononobe-Okabe (MO) et avec une analyse dynamique complète par éléments finis (FE) à l'aide d'un code de calcul tel que PLAXIS. La méthode MO ne prend pas en compte l'interaction de la structure du sol entre le mur de palplanches et le sol environnant (Yazdani et al., 2013). Il est également indiqué que la méthode PLEM simplifiée est incapable d'estimer les forces internes et les déformations structurelles dans les zones à forte sismicité (Mahgoub et al., 2023).

L'analyse sismique d'une structure portuaire supportée par des palplanches constitue un problème complexe d'Interaction Sol-Structure (ISS). Sous chargement sismique, les palplanches sont soumises à la sollicitation imposée par le sol et aux forces d'inertie transmises par la superstructure (dalle). Pour cette raison, il est préférable de modéliser le comportement de la structure, du sol et du milieu interface d'une manière rigoureuse, en tenant compte de la rigidité d'interface. Cette thèse traite le comportement des palplanches sous un chargement sismique avec une approche numérique, en tenant compte de la rigidité d'interface et de l'interaction sol structure, et évalue la performance de la structure

(palplanche). À cette fin, la capacité sismique de la structure est évaluée à l'aide d'une analyse dynamique incrémentale (IDA) prenant en compte différents niveaux de charge sismique.

Contexte de la thèse

1. Objectifs

L'objectif principal de cette thèse est d'étudier la performance sismique des quais sur des palplanches, avec prise en considération de l'interaction sol-structure dans le cas d'étude du poste 25 du port Béjaïa. Un autre objectif consiste à examiner la réponse sismique des palplanches en prenant en compte un modèle de structure dans les cas linéaire élastique et non-linéaire. Ces objectifs se résument dans les points suivants :

- a) La résistance des rideaux de palplanches à l'action de fortes secousses sismiques avec différents niveaux d'accélération sismique.
- b) L'importance du facteur de sécurité du sol dans la mesure du dommage de la palplanche en interaction avec le sol.
- c) Détermination de deux nouveaux indices de dommages DI_{SF} et DI_{MB} servant à évaluer la performance sismique des quais.

2. Méthodologie

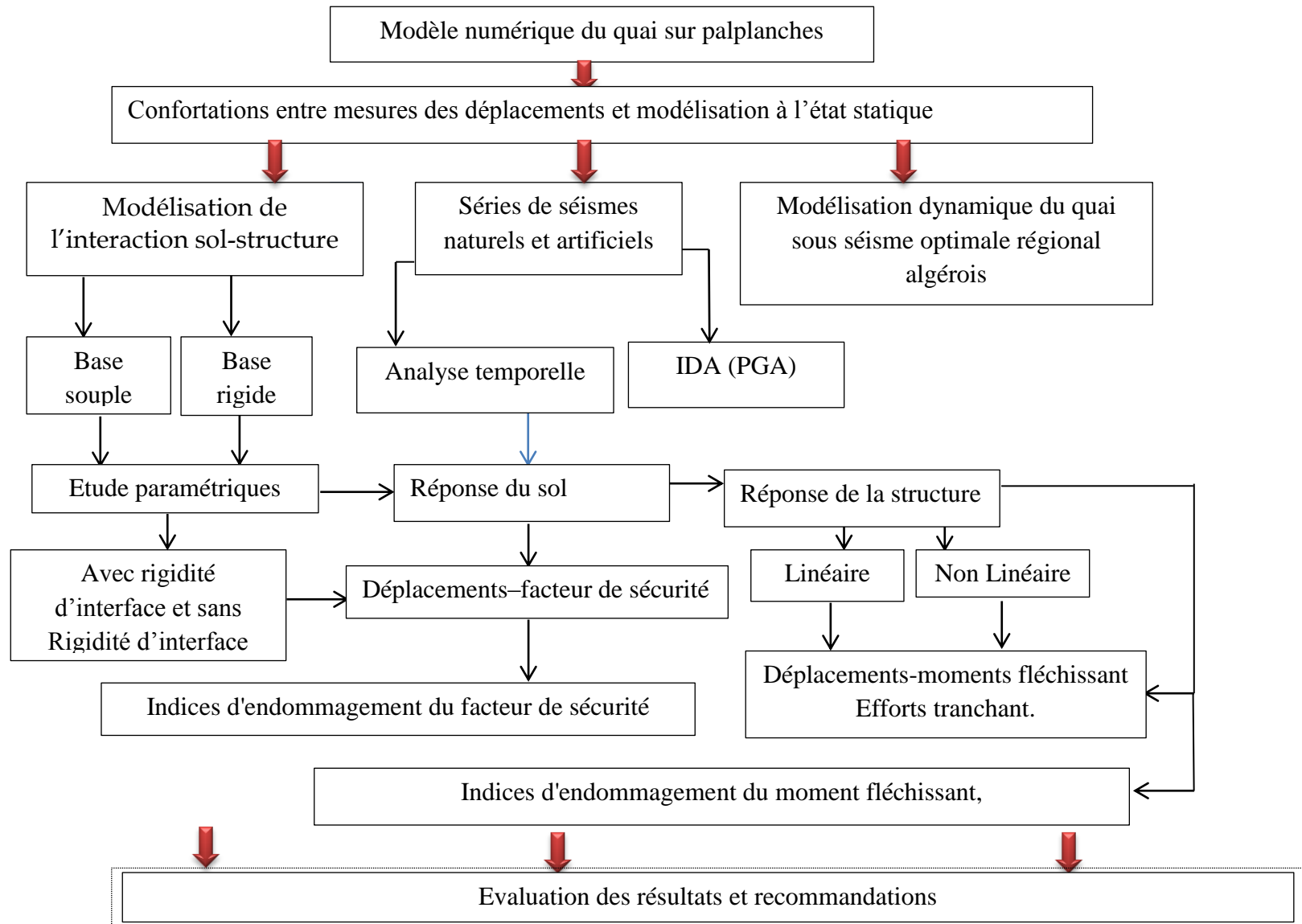
Dans le but d'accomplir les objectifs précédents, le poste 25 du port de Béjaïa qui est un quai sur palplanches constitue le cas d'étude pour cette présente thèse. Un modèle numérique a été élaboré en se basant sur deux différentes approches, que ce soit la structure avec un comportement linéaire élastique ou élastoplastique. En se basant sur ces deux différents états de départ, une évaluation du comportement sismique de la structure en palplanches a été menée, en se référant aux préconisations de l'eurocode 3.

Les différentes étapes effectuées sont comme suit :

- Une revue détaillée de la littérature sur l'interaction sol-structure, mettant l'accent sur les quais construits sur des palplanches et leurs modes de défaillances.
- Analyse de comportement sismique d'un quai typique de Béjaïa utilisant des palplanches comme support.

- Choix d'accélérogrammes naturels et artificiels représentatifs des mouvements sismiques.
- Simulation de la structure du quai sur des palplanches et du sol à l'aide du logiciel Plaxis.
- Vérification et validation du modèle numérique à l'état statique consistant à comparer les résultats des mesures prises sur le terrain avec les résultats obtenus à partir de la modélisation.
- Analyse temporelle et analyse dynamique incrémentale des modèles linéaires et non linéaires, en intégrant l'interaction sol-structure et la rigidité de l'interface.
- Évaluation de la réponse sismique et comparaison.

3. Organigramme



4. Organisation de la thèse

Cette thèse est constituée de quatre chapitres regroupés en deux parties.

La première partie présente une introduction générale qui consiste en une revue exhaustive de la littérature sur l'interaction sol-structure, avec un focus particulier sur son utilisation dans les structures portuaires équipées de palplanches, ainsi que l'évaluation des performances sismiques d'un tel quai. Cette introduction est suivie de deux chapitres :

Le premier chapitre concerne l'état de l'art. Il permet de réunir et de synthétiser les informations essentielles pour les chapitres qui suivent et une analyse détaillée des littératures sur l'interaction sol-structure, mettant en lumière ses répercussions et les méthodes pour l'intégrer dans les calculs, suivie d'une application pratique à un quai sur des palplanches en utilisant la méthode de déplacement uniforme ajouté.

Le second chapitre est une vue d'ensemble des palplanches et des risques sismiques auxquels sont confrontés les quais en rideau de palplanches, y compris les divers modes de défaillance.

La deuxième partie concerne l'analyse numérique du comportement sismique des quais sur palplanches par la méthode des éléments finis. Elle est aussi constituée de deux chapitres :

Au **chapitre 3**, une simulation numérique est réalisée en appliquant le modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb avec le logiciel de calcul PLAXIS 2D. Le modèle a été validé dans son état statique en analysant et en confrontant les résultats obtenus avec les mesures effectuées sur place. Et enfin une étude de comportement de l'ouvrage sous le séisme de Boumerdes (2003) enregistré à Dar El Beida afin de vérifier si l'ouvrage a une bonne portance vis-à-vis de séisme optimal.

Le dernier chapitre met l'accent sur l'évaluation de la performance sismique d'un quai sur des palplanches, avec l'analyse dynamique incrémentale et l'analyse temporelle en évaluant à la fin deux indices d'endommagements qui sont l'indice d'endommagement du facteur de sécurité, et l'indice d'endommagement du moment fléchissant pour la structure (palplanche). L'approche utilisée pour développer des résultats sismiques est basée sur la méthode d'interaction globale IDA, en considérant l'effet de l'interaction sol-structure et de la rigidité d'interface sur la réponse sismique du quai en palplanches. Cette analyse est effectuée avec une série de chargements sismiques naturels et artificiels avec des accélérations

maximales du sol (PGA) différentes, constituant le but de l'analyse dynamique incrémentale IDA.

La thèse se termine par une conclusion générale qui synthétise les principaux résultats obtenus et propose des recommandations pour les travaux futurs dans ce domaine.

Partie 1. Recherche bibliographique

***Chapitre 1. Revue de littérature sur
l'interaction sol structure***

1.1. Introduction

Le présent chapitre passe en revue les recherches antérieures sur l'interaction sol-structure (ISS) et sur ses effets sur la réponse des structures.

Le terme « interaction sol-structure » est utilisé aujourd'hui pour caractériser les situations où le comportement d'une structure ne peut pas être évalué de façon précise sans considérer aussi le comportement du sol en contact et de leur interface. Il s'agit d'un phénomène découlant de la modification de la réaction du sol due à la présence d'une structure, dans la mesure où le sol n'est pas entièrement rigide. En réponse à une charge dynamique, le sol et la structure s'animent en même temps et s'influencent mutuellement. Lorsque la superstructure vibre, elle provoque des forces sur la fondation qui sont acheminées jusqu'au sol, ce qui entraîne un changement dans sa réponse. La difficulté d'analyse la plus importante dans l'interaction sol-structure découle du fait de devoir tenir compte à la fois du sol et de la structure.

En termes d'interaction sol-structure, les effets non-linéaires peuvent influencer la rigidité du sol à la base de la structure ainsi que la quantité d'énergie dissipée dans le sol. En conséquence, ignorer les caractéristiques non-linéaires du sol dans l'interaction dynamique sol-structure peut conduire à des estimations incorrectes de la réponse de la structure (Loudière, 2014).

1.2. Effets de l'interaction sol-structure

L'interaction entre le sol et la structure a une influence sur l'intensité des vibrations sismiques au niveau des fondations et sur les propriétés dynamiques de la structure. Dans les problèmes d'interaction sol-structure, il est essentiel de bien modéliser le comportement du sol et de la structure. Par conséquent, il est conseillé de modéliser de façon précise le comportement de la structure, du sol et de la zone de contact avec le milieu extérieur. (Seghir, 2011).

Le problème de l'interaction structure-sol (ISS) des structures proches a été initié dans les travaux de Lee et Wisley dans les années 1970, dans lesquelles ils ont étudié la réponse sismique de plusieurs réacteurs nucléaires adjacents en utilisant un schéma tridimensionnel (Lee & Wesley, 1973). Ensuite (Luco & Contesse, 1973), suivis par Wong et Trifunac ont étudié le problème de l'interaction entre des murs infinis (Wong & Trifunac, 1975). Plus tard,

Wang et Schmid (1992) ont utilisé les modèles de couplage des éléments finis et des éléments de frontière pour étudier la dynamique de l'eau (S. Wang & Schmid, 1992).

L'analyse sismique d'une structure tenant compte des propriétés locales du site, diffère de celle considérée comme encastrée à sa base. De ce fait, il est impératif de tenir compte de l'ISS dans les zones sujettes aux séismes, étant donné que la réponse dynamique des sols peut influencer sur la réponse des structures soumises aux vibrations sismiques.(Roussillon, 2006)

Deux cas peuvent se présenter : Structure incorporée dans les roches (base encastrée), structure incorporée dans le sol (base flexible). Les observations et les analyses post-sismiques ont montré que l'interaction sol-structure joue un rôle primordial dans les dommages sismiques (Boulanger et al., 1999; Kagawa, 1980; Mizuno, 1987). Et Pour résoudre un problème d'interaction Sol-Structure, plusieurs aspects nécessitent une étude approfondie à savoir : la définition de l'aléa sismique et du mouvement résultant, l'étude du comportement du sol sous chargement cyclique, l'évaluation de la réponse du sol en champ libre et celle des structures sous chargement dynamique.

En 1935, Sezawa et Kanai ont étudié l'impact des effets d'interaction sol-structure sur la réponse structurelle. Ils ont analysé la vibration d'une structure en décomposition due à la dissipation de son énergie dans le sol. (Sezawa & Kanai, 1935). En 1940 Martel a entrepris pour la première fois une étude de l'ISS aux États-Unis, en se référant aux données recueillies sur la résistance du bâtiment du Hollywood Storage lors du tremblement de terre de Long Beach en 1933(Martel, 1940). L'un des premiers qui a souligné l'importance de considérer l'effet de la rigidité des fondations sur les ondes de tremblement de terre (effet cinématique ISS) en plus de l'effet des forces d'inertie de la structure sur la déformation du sol (effet d'inertie). La méthode conçue par Kausel et Roesset en 1974 pour évaluer la réponse des systèmes sol-structure axisymétriques et des fondations repose sur l'utilisation des éléments finis et de la technique d'expansion de Fourier. Cette recherche a mis en évidence une concordance satisfaisante entre la réponse anticipée d'un modèle 3D et un modèle de déformation bidimensionnel comparable d'une centrale nucléaire située sur une couche géologique, afin d'analyser les impacts de l'interaction entre le sol et la structure.(Kausel & Roesset, 1974).

Veletsos et Prasad ont analysé en détail, en 1989, l'influence de l'interaction sol-structure sur l'amortissement efficace et la réponse sismique des structures.(Veletsos & Prasad, 1989).C'est

au 19^{ème} siècle que Lord Kelvin a observé pour la première fois l'effet ISS en étudiant le problème de la détermination des déplacements provoqués par des forces statiques agissant en un point précis dans un solide élastique infini.

(Recordon, 1985) décrit des concepts théoriques pour les écrans rigides et mobiles qui ne tiennent pas compte de la déformabilité de la structure, comme ceux de Rankine, Coulomb-Poncelet et Caquot-Kérisel. D'un autre côté, pour les écrans qui ne sont pas en mesure de se déplacer librement ou qui sont souples, il propose des méthodes semi-empiriques, telles que celles de Terzaghi et Pecker, ou des calculs par éléments finis, comme ceux de (Kramer & Mitchell, 2006). Il met également en évidence les effets de l'interaction sol-structure et propose diverses méthodes pour intégrer l'effet de l'interaction sol-structure (ISS).

Dans leur étude "Dynamics of Structures", (Clough, & Penzien, 2000) se sont consacrés à l'étude de l'ISS dans le contexte de structures à plusieurs appuis, comme les ponts. (Kutanis & Elmas, 2001) ont effectué une modélisation par éléments finis en 2D de l'interaction dynamique sol-structure d'un bâtiment en utilisant la méthode de sous-structure. En 2005 Deeks et al, ont élaboré la théorie des cônes, qu'ils ont appliquée aux analyses des vibrations de fondation. Cela leur a permis de mettre en évidence l'influence des caractéristiques du sol sur les déplacements de la structure (Deeks et al., 2005). Dans la même année, (Shakib & Fuladgar, 2005) ont proposé une approche dans le domaine temporel pour l'analyse en 3D de l'interaction sol-structure d'un barrage poids, pour objectif évaluation de la réponse sismique de la structure. Le contact entre la fondation et le sol est modélisé par des éléments d'interface plans linéaires d'épaisseur nulle.

Jusqu'au 20^e siècle, l'effet sol n'était considéré que de manière statique. Au début du 20^{ème} siècle, M^r Horace Lamb a étudié la dynamique de la propagation des ondes dans le sol (Kausel 2010).

En 2009, Louay Khalil a mené une étude paramétrique visant à évaluer l'impact de l'interaction sol-structure sur la fréquence fondamentale des bâtiments soumis à une charge sismique. Il a élaboré un diagramme en représentant les paramètres de base comme variables. Il donne en fonction de la rigidité relative (K_{ss}) la fréquence de la structure prenant en compte l'ISS (Khalil, 2009).

Selon (Eric, 2013), la prise en compte de l'ISS permet en général de réduire des sollicitations par une dissipation au niveau du sol et par une lecture spectrale plus favorable, et aussi augmenter la période propre d'oscillation de la structure ce qui dans la plupart des cas diminue la valeur de la réponse sismique avec un amortissement plus important, la réponse est également plus faible.

Pour un cadre d'application de la méthode pseudo-statique, (Caira & Simon, 2016) ont proposé des éléments pratiques pour la mise en œuvre d'une approche sol-structure éprouvée, en s'appuyant sur des exemples de projets réels tels que le groupe de fondations en interaction et la tour Mujinga, présentés sous forme de schémas type.

Les premières recherches dans le but d'étudier l'interaction dynamique à travers le sol sous-jacent ou environnant entre des structures tridimensionnelles fondées sur des fondations carrées, (Tsogka & Wirgin, 2003), ont mené une étude sur la réponse sismique d'un groupe de bâtiments construits sur des fondations carrées et ancrés dans une couche de sol sur un demi-espace dur à une époque donnée. Après cette étude, (Padrón et al., 2009), ont étudié la dynamique de la structure et l'interaction sol-structure de bâtiments sur pilotis situés à proximité, l'interaction dynamique entre la structure du sol et la structure des bâtiments sur pilotis situés à proximité, sous excitation sismique, en utilisant la méthode sous excitation sismique avec le modèle BEM-FEM. D'après leur étude, il a été conclu que l'effet de l'ISS sur un groupe de structures ayant des caractéristiques dynamiques similaires est important. (Sushma & Kumar, 2010).

Récemment (Awchat et al., 2022), ont mis en évidence les effets d'interaction, leur réponse sismique et la procédure générale permettant aux ingénieurs d'intégrer l'impact de l'ISS. (Anand & Satish Kumar, 2018) ont étudié et analysé les diverses méthodologies et lignes directrices énoncées dans les codes de construction parasismique de références, dans le but d'intégrer l'ISS dans l'analyse des structures et de sélectionner la méthode la plus pertinente.

(Jendoubi, 2015) a étudié l'effet de l'interaction sur le comportement dynamique d'un pylône d'énergie électrique à l'aide du code de calcul FLAC, il a démontré que le comportement d'un pylône sur fondation rigide a été comparé à celui d'un pylône sur fondation flexible.

Pour les ouvrages portuaires en général, l'analyse sismique d'une structure portuaire supportée par des palplanches constitue un problème complexe d'interaction sol-structure. Sous chargement sismique, les palplanches sont soumises à la sollicitation imposée par le sol et aux forces d'inertie transmises par la superstructure (dalle). Pour cette raison, il est préférable de modéliser le comportement de la structure, du sol et du milieu interface d'une manière rigoureuse, en tenant compte de la rigidité d'interface.

(Brun et al., 2023) ont illustré, dans le cas du renforcement du quai Joannès-Couvert au Havre pour la construction d'un quai de 200 mètres dit « Jack-up », la nécessité de prendre en considération l'interaction sol-structures.

(Besseling, 2015) a proposé une nouvelle approche d'analyse dynamique non linéaire découplée, dans le cas de la jetée.

A l'état actuel, le comportement des structures est clairement présenté dans la littérature. Cette dernière illustre des modèles de base qui sont plus performants conduisant à des résultats pertinents. En revanche, les modèles de comportement des sols sont compliqués par leur nature de liaison avec la structure. En effet, la difficulté principale de la modélisation du comportement du sol est liée à la propagation des ondes sismiques traversant les différentes couches du sol. En plus, les sols de fondation sont connus par des propriétés spécifiques, telles que l'hétérogénéité, l'anisotropie et la dominance du non linéarité matérielle. À ce sujet, l'analyse sismique d'une structure tenant compte des propriétés locales du site, diffère de celle considérée comme encastree à sa base. De ce fait, il est particulièrement important de considérer l'ISS dans les zones sismiques où la réponse dynamique des sols peut influencer la réponse des structures soumises à l'excitation sismique.

Deux cas d'incorporation de la structure dans le sol peuvent se présenter :

1) Structure incorporée dans les roches (base encastree)

Sous l'excitation sismique, la structure incorporée dans le massif de roche (base encastree) doit avoir un moment de renversement et un effort tranchant transversal à sa base. Mais puisque cette structure est incorporée dans le massif de roche rigide, on n'a pas de déformations additionnelles à la base. Le déplacement horizontal résultant est égal au mouvement du point de contrôle. Ainsi, pour ce cas, on n'a pas d'ISS et la réponse sismique de la structure dépend seulement des propriétés de cette structure.

2) Structure incorporée dans le sol (base flexible)

Il couvre deux phénomènes physiques :

2.1) Interaction cinématique

L'interaction cinématique découle de la compatibilité des déplacements entre la fondation, le sol et la structure. L'excavation et l'insertion de la base rigide (fondation sans la superstructure) vont modifier le mouvement du champ libre (sol sans la fondation et la superstructure). Le fait d'excaver va diminuer le mouvement. De plus, la différence de la rigidité entre la fondation et le sol va aussi modifier le mouvement puisque les ondes sismiques incidentes doivent être reflétées et diffractées par la fondation (Roussillon, 2006). De ce fait, le mouvement total du sol au voisinage de la fondation doit être modifié du mouvement du champ libre. Puisque le sol est flexible, on doit avoir également des déformations additionnelles à la base (déplacement horizontal et balancement) différentes de celles du point de contrôle. Ainsi, cette interaction entre la fondation rigide et le sol (interaction cinématique) modifie le mouvement sismique incident à la base et par suite conduit à des accélérations (forces d'inertie) tout au long de la hauteur de la structure différente de celles développées dans la structure incorporée dans le massif de roche (base encastrée).

2.2) Interaction inertielle

L'interaction inertielle est l'action et la réaction entre le sol et la structure causant la déformation du sol et des mouvements de la structure. Les forces d'inertie dans la structure, qui sont le résultat de l'interaction cinématique, entraînent l'apparition d'un moment de flexion et d'une force de cisaillement en un point donné. Puisque le sol est flexible, cet effort et moment doivent aboutir à des déplacements horizontaux et des rotations à la base. Ainsi le mouvement à la base de la structure est modifié de nouveau. De plus, on doit avoir deux genres d'amortissement qui ont pour fonction la dissipation de l'énergie amenée par le mouvement de la structure : un amortissement hystérétique (matériel) dû aux non linéarités qui se présentent dans le sol et un amortissement radiatif dû aux rayonnements des ondes dans le sol où la fondation se manifeste comme une source d'onde (Seghir, 2011). Si on ne prend pas compte des effets d'interaction cinématique (alors on a les mêmes forces d'inertie développées dans les deux structures ; incorporées dans les roches et le sol), l'interaction inertielle doit

modifier le comportement dynamique de la structure. En effet, les mouvements et les amortissements qui naissent à la base de la structure enfouie dans le sol (base flexible) entraînent une augmentation de sa flexibilité, par rapport au cas où la structure est incorporée dans les rochers (base encastrée).

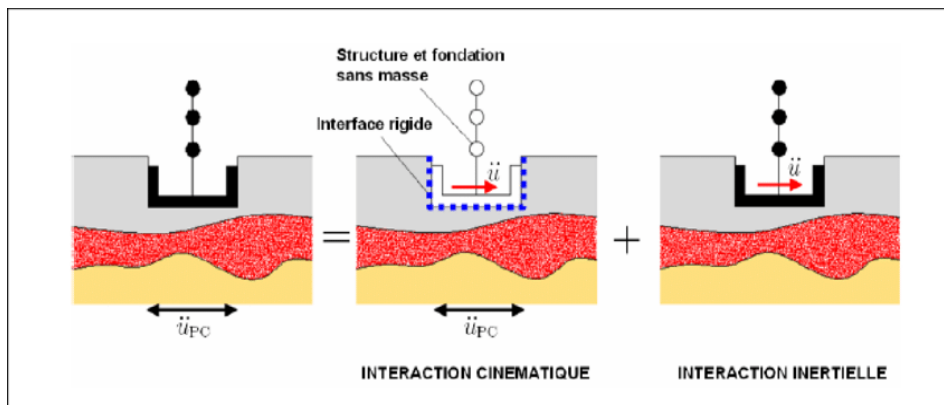


Figure 1.1. Schématisation du problème de l'interaction sol-structure (figure adaptée de (Mylonakis et al., 2006))

1.3. Méthodes de prise en compte de l'interaction sol structure

Il existe différentes méthodes pour la prise en compte de l'interaction dynamique sol-structure. Elles sont décrites et détaillées dans de nombreux ouvrages (Chatzigogos, 2007; Grange, 2008; Khalil, 2009; Mohammadioun & Pecker, 1984; Seghir, 2011) Chacune d'elles correspond à une schématisation du modèle Sol-Structure, elles peuvent être classées comme suit :

1 -Méthode directe ou globale, elle a trois variantes :

- Méthode à dé convolution du mouvement sismique
- Méthode de déplacement uniforme ajouté
- Méthode de réduction de domaine

2 - Méthode de sous-structure

3 - Méthodes hybrides

1.3.1. Méthode directe

Elle traite le problème d'interaction sol-structure globalement : dans une même analyse, les propriétés et les conditions de contact du sol, des fondations et de la structure sont prises en compte. Le calcul est réalisé en une seule opération, en s'appuyant sur la discrétisation spatiale de la structure et du sol (Mohammadioun & Pecker, 1984; J. Wang, 2005). Elle consiste à résoudre directement l'équation du mouvement dans l'ensemble du système sol-structure.

Cette méthode permet d'inclure : les hétérogénéités matérielles du sol et de la structure, les singularités géométriques du problème, et les lois de comportement bien adaptées pour la prise en compte des non linéarités dans le sol ou à l'interface sol-structure et la condition de radiation et de dissipation d'énergie dans la partie infinie du sol non borné. Les principales techniques utilisées pour traiter cette condition sont : l'utilisation de frontières absorbantes, le couplage éléments finis - éléments de frontière et le couplage éléments finis - éléments infinis ainsi que d'autres techniques.

L'un des problèmes majeurs concernant cette méthode est l'application correcte de la charge sismique sur le modèle numérique. On distingue trois variantes qui sont rapportées dans les sections suivantes.

1.3.1.1. Méthode à dé convolution du mouvement sismique

Selon la figure 1.2 (Mohammadioun & Pecker, 1984), la résolution du problème d'interaction sol-structure avec la méthode globale par dé convolution est constituée de deux étapes :

1) Pour obtenir l'accélération à la base du modèle numérique, le mouvement sismique de dimensionnement connu et donné à la surface du sol, en champ libre. Pour que la présence d'une structure en surface n'affecte pas le mouvement, cette base est choisie à une profondeur suffisante, cette étape se ramène au problème de résolution de la propagation d'onde dans le sol, en général dans le domaine fréquentiel. Par ailleurs, (Rajasankar et al., 2007) proposent une nouvelle méthode de dé convolution dans le domaine temporel.

2) La réponse est calculée par résolution du système d'équations décrivant le problème entier, une fois le mouvement déconvolué est imposé uniformément à la base du système sol-structure.

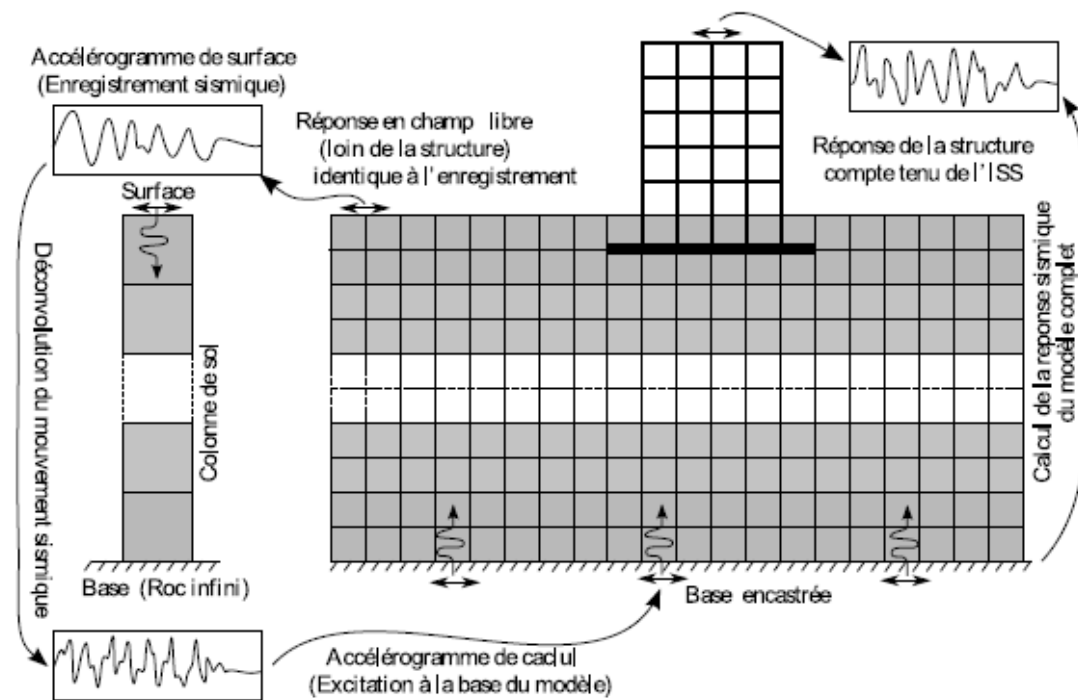


Figure 1.2. Modélisation de l'ISS par la méthode globale (Mohammadioun & Pecker, 1984)

Le système matriciel découlant de la discrétisation du problème complet s'écrit :

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = F(t) \quad (1.1)$$

Avec M, C et K désignent les matrices de la masse, l'amortissement et la rigidité du système complet.

Le vecteur F comprend les forces d'excitation sismique agissant à la base du modèle. Le vecteur U contient les déplacements des nœuds du modèle par rapport à la base mobile. Les dérivées temporelles \dot{U} et \ddot{U} sont les vitesses et les accélérations. Si les accélérations sismiques $\ddot{U}_g(t)$ sont connues en profondeur alors le vecteur F est tout simplement le produit de la masse totale par le vecteur des accélérations sismiques ramenées aux nœuds du modèle. $I\ddot{U}_g$ est le vecteur de couplage dynamique dont les composantes qui correspondent aux degrés de liberté de même direction que le mouvement sismique sont égales à un et les autres sont nuls.

$$F(t) = -M I\ddot{U}_g(t) \quad (1.2)$$

1.3.2. Méthode de déplacement uniforme ajouté

Le système (1.3) est composé de sous matrices qui décrivent les trois parties constituant le problème global à savoir la structure, la fondation et le sol. On utilise l'indice **q** pour désigner la structure (quai), l'indice **p** pour désigner la palplanche ou les nœuds communs à la structure et au sol et l'indice **s** pour le sol.

Par ailleurs, le vecteur des déplacements se décompose en deux parties : un vecteur **v** qui représente les déplacements du sol sans la structure (déplacement de champ libre) et un déplacement relatif ou vecteur d'interaction **u**. Chacun de ces vecteurs comprend trois ensembles de composantes qui correspondent aux trois sous-systèmes du système global.

$$\begin{Bmatrix} U_q \\ U_p \\ U_s \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} u_q \\ u_p \\ u_s \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} V_q \\ V_p \\ V_s \end{Bmatrix} \quad (1.3)$$

Le système (1.3) peut ainsi être réécrit comme suit :

$$\begin{bmatrix} M_{qq} & M_{qp} & 0 \\ M_{pq} & M_{pp} & M_{ps} \\ 0 & M_{sp} & M_{ss} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_q \\ \ddot{U}_p \\ \ddot{U}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{qq} & C_{qp} & 0 \\ C_{pq} & C_{pp} & C_{ps} \\ 0 & C_{sp} & C_{ss} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{U}_q \\ \dot{U}_p \\ \dot{U}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{qq} & K_{qp} & 0 \\ K_{pq} & K_{pp} & K_{ps} \\ 0 & K_{sp} & K_{ss} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_q \\ U_p \\ U_s \end{Bmatrix} = R \quad (1.4)$$

Le vecteur **R** représente la différence entre les forces sismiques agissant à la base du modèle et les forces dynamiques dues au mouvement de champ libre.

$$R = F - M\ddot{V} - C\dot{V} - KV \quad (1.5)$$

Sans la présence de la structure, l'équation du mouvement en champ libre qui donne l'équilibre dynamique du sol est :

$$\begin{bmatrix} M_{pp} & M_{ps} \\ M_{sp} & M_{ss} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{U}_p \\ \dot{U}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{pp}^{(s)} & C_{ps} \\ C_{sp} & C_{ss} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{U}_p \\ \dot{U}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{pp}^{(s)} & K_{ps} \\ K_{sp} & K_{ss} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_p \\ U_s \end{Bmatrix} = F \quad (1.6)$$

Où l'exposant (s) désigne la partie des matrices associée aux nœuds communs et dont les composantes viennent uniquement de l'assemblage des éléments du sol. La substitution de cette équation dans (1.5) réduit le vecteur R à :

$$R = \begin{bmatrix} M_{qq} & M_{qp} & 0 \\ M_{pq} & M_{pp}^{(q)} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{V}_q \\ \dot{V}_p \\ \dot{V}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{qq} & C_{qp} & 0 \\ C_{pq} & C_{pp}^{(q)} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{V}_q \\ \dot{V}_p \\ \dot{V}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{qq} & K_{qp} & 0 \\ K_{pq} & K_{pp}^{(q)} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_q \\ U_p \\ U_s \end{Bmatrix} \quad (1.7)$$

Dans ce cas, par l'exposant (q) on désigne les parties des matrices venant des contributions des éléments finis de la structure. On voit bien que dans le vecteur R n'interviennent que les matrices de la structure, toutes les composantes de ces matrices incluses. Ce vecteur est fonction des déplacements en champ libre. Il est la somme, outre les forces liées à l'amortissement, des forces d'inertie et des forces liées à la raideur. Lorsque les premières sont prédominantes (cas de fondation rigide ou de structure très lourde), l'interaction est dite inertielle. A l'inverse, si ce sont les forces de raideur qui sont prédominantes, l'interaction est dite cinématique ; c'est le cas par exemple d'un pieu rigide dans un sol mou.

Si le mouvement en champ libre est uniforme, V_p dans les équations précédentes est constant, alors le vecteur V_q correspond à un déplacement de corps rigide de la structure, et on a :

$$\begin{bmatrix} K_{qq} & K_{qp} \\ K_{pq} & K_{pp}^{(q)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} V_q \\ V_p \end{Bmatrix} \quad (1.8)$$

Ce qui réduit le vecteur R, en négligeant la faible contribution des forces d'amortissement, à l'expression suivante :

$$R = \begin{bmatrix} M_{qq} & M_{qp} & 0 \\ M_{pq} & M_{pp}^{(q)} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{V}_q \\ \ddot{V}_p \\ \ddot{V}_s \end{Bmatrix} \quad (1.9)$$

Cette expression fait intervenir uniquement la masse de la structure. Les valeurs du vecteur R sont nulles sur tous les nœuds du maillage sauf ceux de la structure, d'où l'expression :

$$R = [M] \begin{Bmatrix} I_q \\ 0 \end{Bmatrix} \ddot{V} \quad (1.10)$$

Qui permet de répartir les forces sismiques uniquement sur la partie structure à l'aide du vecteur de couplage dynamique I_q .

Cette formulation est adoptée dans le présent travail pour modéliser les effets de l'interaction sol-structure sur la réponse d'un quai sur palplanche.

Dans le cas général, le déplacement n'est pas uniforme et il est préférable de réécrire le changement de variable (1.3) sous la forme suivante :

$$\begin{Bmatrix} U_q \\ U_p \\ U_s \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} u_q \\ u_p \\ u_s \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0 \\ V_p \\ V_s \end{Bmatrix} \quad (1.11)$$

Où U_q est un déplacement absolu ; il comprend à la fois le déplacement de champ libre et celui dû à l'interaction. La substitution de (1.11) dans (1.7) donne l'équation de l'équilibre dynamique du système complet en termes de déplacements absolus.

Le vecteur chargement R s'obtient par soustraction de la réponse du sol de celle du système :

$$R = - \begin{bmatrix} K_{qq} & K_{qp} & 0 \\ K_{pq} & K_{pp}^{(q)} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 0 \\ V_p \\ 0 \end{Bmatrix} - \begin{bmatrix} M_{qq} & M_{qp} & 0 \\ M_{pq} & M_{pp}^{(q)} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 0 \\ \ddot{V}_p \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (1.12)$$

Cette expression peut être réduite si on néglige la contribution de l'inertie des éléments de contact appartenant à la structure ou en connectant celle-ci à la fondation avec des ressorts sans masse.

$$R = - \begin{bmatrix} K_{qp} \\ K_{pp} \\ 0 \end{bmatrix} \{V_p\} \quad (1.13)$$

Il est évident que les forces appliquées au modèle résultent exclusivement de la rigidité des composants en contact du côté de la structure. Les forces agissent principalement au niveau de la base de la structure, ce qui entraîne généralement la nécessité d'intégrer un grand nombre de modes propres ou l'intégralité du système d'équilibre dynamique, sans aucune approximation modale, sauf si l'on a recours à une base modale fondée sur des vecteurs de Ritz dépendant de la charge. (Wilson, 1996).

1.3.3. Méthode de réduction de domaine

Il s'agit d'une méthode dynamique qui permet de réduire la taille du domaine du sol en le transformant en un domaine plus restreint, ce qui entraîne une économie de ressources système. La méthode est de ce fait une variante de la méthode globale ayant la réduction du domaine sol comme apport (figure 1.3). (Bielak, 2003 ; Zhang et al, 2003) ont développé cette méthode spécialement pour l'analyse sismique.

L'approche proposée consiste à représenter les forces appliquées à la structure globale du système sol par une surface continue englobant la structure et une petite partie du sol.

L'ensemble du domaine est réparti en deux sections :

- Une section marquée "i", incluant la structure et une partie du sol adjacent, de dimensions suffisamment importantes.

-La seconde section marquée e désigne le reste du domaine. Celui-ci est considéré comme assez éloigné pour être assimilé au milieu extérieur. Il peut alors être tronqué. La frontière fictive entre les deux parties est désignée par un contour noté c.

En excluant les termes d'amortissement pour simplifier les équations, l'expression de l'équilibre.

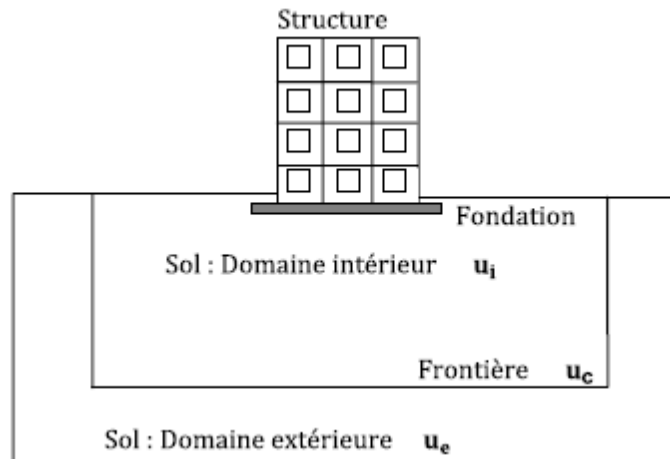


Figure 1.3. Méthode de réduction de domaine

- Le système complet peut être représenté avec une notation dynamique, réécrite comme suit :

$$\begin{bmatrix} M_{ii} & M_{ic} & 0 \\ M_{ci} & M_{cc} & M_{ce} \\ 0 & M_{ec} & M_{ee} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_i \\ \ddot{U}_c \\ \ddot{U}_e \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ii} & K_{ic} & 0 \\ K_{ci} & K_{cc} & K_{ce} \\ 0 & K_{ec} & K_{ee} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_i \\ U_c \\ U_e \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ P_e \end{Bmatrix} \quad (1.14)$$

L'indice i désigne toute la partie interne du problème, celle constituée de la structure et de la partie du sol proche. L'indice c fait référence aux nœuds du contour fictif qui constitue la frontière entre la partie proche et la partie éloignée ou extérieure, celle désignée par e.

Les matrices M_{cc} et K_{cc} tiennent compte des contributions à la masse et à la rigidité des nœuds appartenant à la frontière du domaine extérieur. Le déplacement total U_e des points appartenant au domaine extérieur est la somme du déplacement relatif V_e et d'un déplacement résiduel We , comme dans le cas de la décomposition (1.3).

$$U_e = V_e + We \quad (1.15)$$

Cette décomposition n'est pas une superposition, elle s'applique à tout instant t et elle reste valable pour les calculs non linéaires.

En substituant (1.15) dans (1.14), on obtient après réarrangement du second membre :

$$\begin{bmatrix} M_{ii} & M_{ic} & 0 \\ M_{ci} & M_{cc} & M_{ce} \\ 0 & M_{ec} & M_{ee} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_i \\ \ddot{U}_c \\ \ddot{U}_e \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ii} & K_{ic} & 0 \\ K_{ci} & K_{cc} & K_{ce} \\ 0 & K_{ec} & K_{ee} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_i \\ U_c \\ W_e \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ -M_{ce}\ddot{V}_e - K_{ce}V_e \\ P_e - M_{ee}\ddot{V}_e - K_{ee}V_e \end{Bmatrix} \quad (1.16)$$

Par ailleurs la troisième équation du système (1.14) donne le vecteur P_e

$$P_e = M_{ec}\ddot{V}_c + M_{ee}\ddot{V}_e + K_{ec}V_c + K_{ee}V_e \quad (1.17)$$

La substitution dans (1.16) donne le vecteur des forces fictives P_{eff} due à la partie extérieure du domaine et agissant sur la frontière c :

$$P_{eff} = \begin{Bmatrix} 0 \\ -M_{ce}^{(e)}\ddot{V}_e - K_{ce}^{(e)}V_e \\ -M_{ec}^{(e)}\ddot{V}_c - K_{ce}^{(e)}V_c \end{Bmatrix} \quad (1.18)$$

Grâce à ce changement de variable, la charge sismique peut être représentée comme une force plutôt qu'un déplacement imposé à la base du modèle, ce qui rend l'application des conditions aux limites plus flexible. En pratique, un chargement décrit comme une contrainte imposée peut donner lieu à des conditions aux limites qui créent des réflexions d'ondes, alors qu'un chargement représenté par des forces imposées permet l'application de frontières absorbantes.

L'équation (1.18) montre que seules les matrices des éléments appartenant à la limite entre le domaine extérieur et le domaine intérieur sont nécessaires au calcul de la force effective P_{eff} . Ces matrices sont multipliées par le déplacement et l'accélération du champ libre. Par conséquent P_{eff} peut être déterminé à partir du problème auxiliaire de la réponse sismique du dépôt de sol.

1.3.4. Méthode de sous-structure

La méthode des sous-structures a été utilisée par plusieurs chercheurs (Gazetas, 1991; Makris et al., 1996) ont analysé avec cette méthode l'interaction sol-pieux-superstructure du pont de Rio Dell (Californie) qui a été soumis au séisme de Petrolia en 1992. (Maeso et al., 2005) ont calculé les impédances dynamiques verticale et latérale d'un groupe de pieux 2x2

en considérant la perméabilité du sol et le contact pieu-sol lors de conditions hydrauliques différentes. Leurs résultats ont été validés aux travaux existants dans la littérature. (Mylonakis & Gazetas, 2000a) pour différentes configurations de fondations ont présenté des méthodes pour évaluer les impédances dynamiques.

Dans la méthode de sous-structure, le principe de superposition est applicable (Kausel et al., 1977), et le système global est subdivisé en deux parties désignées par sous-structures qui concernent la structure dont les réponses sont déterminées indépendamment. Les effets d'interaction cinématique sont distincts de ceux dus à l'interaction inertielle (Stewart et al., 1999). Cette méthode est beaucoup plus rapide que la méthode globale car elle permet de réduire considérablement la taille du problème.

Elle est inadaptée aux problèmes d'interaction tenant compte du comportement non linéaire des matériaux. Car son domaine d'application aux cas linéaires, le fait qu'elle est basée sur le principe de superposition restreint.

En se référant à la figure (1.1) et en décomposant le système en sous-systèmes, on peut écrire les équations d'équilibre dans le domaine fréquentiel pour chaque sous-système, en veillant à ce que les vecteurs de déplacements et de contraintes soient continus à l'interface, ce qui est obtenu en satisfaisant les équations de compatibilité.

Toutes les grandeurs du problème tels que les déplacements U et les forces Q s'expriment par leurs transformées de Fourier.

$$U = \sum_n \tilde{U}(w_n) e^{i w_n t} \quad , \quad Q = \sum_n \tilde{Q}(w) e^{i w_n t} \quad (1.19)$$

Pour une harmonique de pulsation w donnée représentant l'une des w_n , on écrit les équations des différents sous-systèmes comme suit :

$$-w^2 \begin{bmatrix} M_{qq} & 0 \\ 0 & M_{qp} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \tilde{U}_q \\ \tilde{U}_p \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{qq} & K_{qp} \\ K_{pq} & K_{pp} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \tilde{U}_q \\ \tilde{U}_p \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ \tilde{Q}_p \end{Bmatrix} \quad (1.20)$$

$$-w^2 \begin{bmatrix} M_{ps} & 0 \\ 0 & M_{ss} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \tilde{U}_p \\ \tilde{U}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{pp} & K_{qp} \\ K_{sp} & K_{ss} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \tilde{U}_p \\ \tilde{U}_s \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -\tilde{Q}_p \\ \tilde{Q}_r \end{Bmatrix} \quad (1.21)$$

Comme précédemment, dans les équations (1.20) et (1.21) l'indice **q** désigne les nœuds de la structure (quai) l'indice **p** ceux de la palplanche (interface sol-structure) et **s** ceux du sol. Les

réactions à l'interface sol-structure sont désignées par le vecteur Q_p et le chargement extérieur s'appliquant sur les bords latéraux et le bas du modèle est désigné par Q_r . Le vecteur est nul partout sur les nœuds du modèle sauf sur ceux de la frontière extérieure.

Les équations (1.20) et (1.21) ont été partitionnées de façon à isoler dans chacun des deux sous-systèmes les équations d'équilibre des nœuds communs à l'interface sol-structure. Ces nœuds sont repérés dans le sous-système structure par les indices pq et dans le sous-système sol par sp .

La compatibilité des déplacements a été prise en compte par l'écriture d'un même déplacement commun identique dans les deux sous-systèmes, et la continuité des efforts par l'équivalence entre les deux sous-systèmes.

Considérons maintenant l'équilibre du modèle de sol sans la présence de la structure et notons ses déplacements par v . Le système d'équations du mouvement est :

$$-w^2 \begin{bmatrix} M_{ps} & 0 \\ 0 & M_{ss} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \tilde{V}_p \\ \tilde{V}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{pp} & K_{ps} \\ K_{sp} & K_{ss} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \tilde{V}_p \\ \tilde{V}_s \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ \tilde{Q}_r \end{Bmatrix} \quad (1.22)$$

Dans ce cas, le vecteur force ne fait pas intervenir les réactions dues à la présence de structure. Il est constitué uniquement des forces extérieures.

On introduit à présent un vecteur d'interaction w défini par : $w = u - v$ (1.23)

La soustraction de (1.22) de (1.21) donne :

$$-w^2 \begin{bmatrix} M_{ps} & 0 \\ 0 & M_{ss} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \tilde{W}_p \\ \tilde{W}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{pp} & K_{ps} \\ K_{sp} & K_{ss} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \tilde{W}_p \\ \tilde{W}_s \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \tilde{Q}_p \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (1.24)$$

Ce jeu d'équations est adapté pour éliminer les degrés de liberté qui ne sont pas associés à l'interface sol-structure. Le procédé connu sous le nom de condensation permet d'établir un lien entre les déplacements de l'interface et les réactions ayant lieu dans ces nœuds, selon le principe exposé ci-après. :

A partir de la deuxième équation du système (1.24), on a :

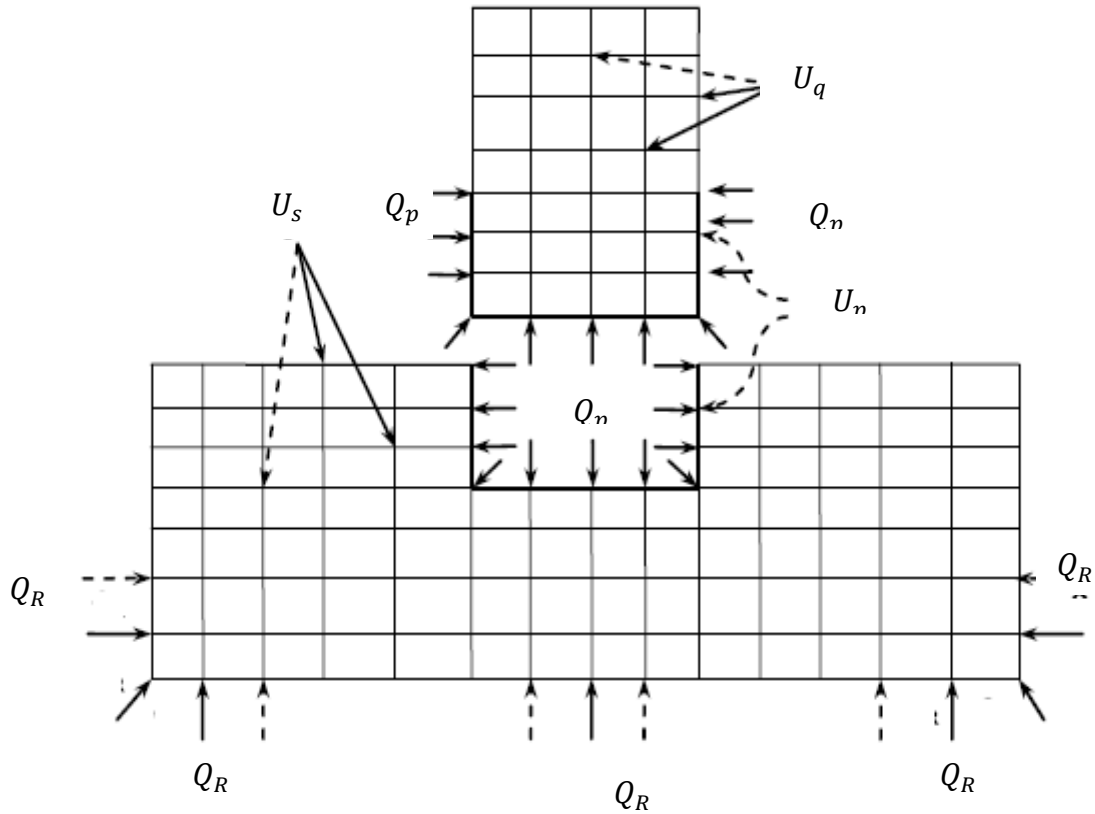


Figure 1.4.Méthode de sous structuration

$$[K_{ss} - w^2 M_{ss}] \tilde{w}_s + K_{sp} \tilde{w}_p = 0 \quad (1.25)$$

$$\text{Ou } \tilde{w}_s = [K_{ss} - w^2 M_{ss}]^{-1} K_{sp} \tilde{w}_p \quad (1.26)$$

En substituant maintenant dans la première équation du système (1.24) on obtient l'expression du vecteur réaction $[K_{pp} - K_{ps}[K_{ss} - w^2 M_{ss}]^{-1} K_{sp} - w^2 M_{ps}] \tilde{w}_p = \tilde{Q}_p$ (1.27)

Soit, sous forme condensée

$$S_p(w) \tilde{w}_c = -\tilde{Q}_p(w) \quad (1.28)$$

Où $S_p(w)$ est appelée matrice d'impédance de la fondation qui constitue l'interface sol structure et qui désigne ici l'ensemble des nœuds communs aux deux sous-systèmes.

La réaction $\tilde{Q}_p(w)$ du sol reste toujours inconnue. Elle peut être éliminée en reportant (1.28) dans (1.29) avec la prise en compte de la décomposition des déplacements en (1.23). L'équation du mouvement de la structure devient alors

$$-w^2 \begin{bmatrix} M_{qq} & 0 \\ 0 & M_{qp} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \tilde{U}_q \\ \tilde{U}_p \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{qq} & K_{qp} \\ K_{pq} & K_{pp} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \tilde{U}_q \\ \tilde{U}_c \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ S_c(w)\tilde{V}_c \end{Bmatrix} \quad (1.29)$$

1.3.5. Méthodes hybrides

Ces méthodes sont situées entre les méthodes directes et les méthodes des sous-structures. Dans cette méthode le sol est divisé en deux domaines, Le premier est un champ proche de la structure où toutes les non linéarités sont prises en considération et il est incorporé dans le domaine de la superstructure par contre le deuxième est un champ lointain où il n'y a pas lieu d'interaction entre le sol et la structure, et il est modélisé par une matrice d'impédance. Cette dernière est munie d'une loi de comportement non linéaire écrite en termes de forces et de déplacements généralisés de la fondation. C'est le macroélément (Cremer, 2002) qui permet de prendre en compte toutes les non-linéarités du système d'une manière globale et reproduit le comportement irréversible du sol en interaction avec la structure. Tous les chargements agissant sur la fondation ainsi que ses déplacements sont modélisés en variables généralisées et concentrés en un point représentatif. Les efforts sont calculés à partir des déplacements appliqués au système, en prenant en compte les non-linéarités.

1.4. Analyse de l'interaction sol structure avec les essais en laboratoire

Il existe deux principaux moyens d'essais sismiques pour l'étude du comportement sismique des structures et de leurs interactions avec le sol :

1.4.1. Essais sismiques sur tables vibrantes

Des essais sont réalisés à l'aide d'une plateforme capable de reproduire un mouvement sismique allant jusqu'à trois dimensions, soit à échelle réelle, soit à échelle réduite. Les configurations et les performances de l'équipement d'essai varient en fonction du nombre de degrés de liberté, du nombre de vérins, des dimensions et des masses remarquables, des limites de déplacement, de vitesse et d'accélération, du moment de renversement, ainsi que du moyen de contrôle et de pilotage, en fonction des caractéristiques du dispositif d'essai. Étant donné que les programmes expérimentaux nécessitent généralement une durée d'études étendue et un budget considérable.(Association Française du génie Parasismique, 2014) .

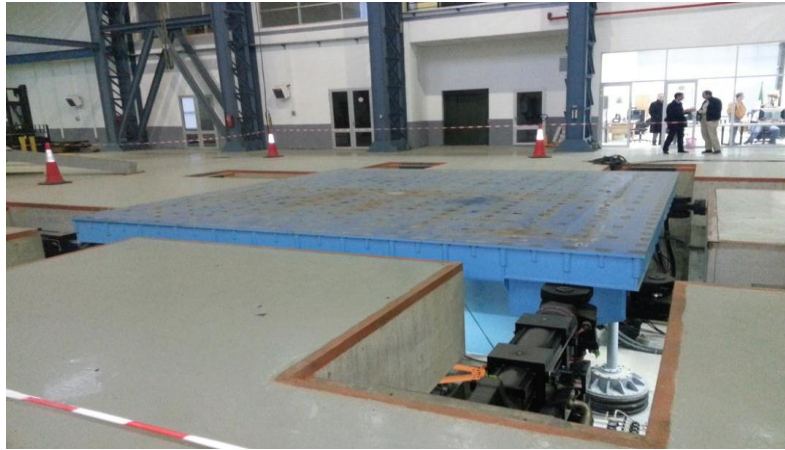


Figure 1.5. Table vibrante du CGS en Algérie (*Laboratoire d'Essais Dynamiques des Structures.*)

En fonction du type d'excitateur utilisé, il existe deux types de tables vibrantes :

- les tables vibrantes utilisant des excitateurs électro dynamiques ;
- les tables vibrantes utilisant des excitateurs ou vérins électro hydrauliques.

1.4.2. Essais en centrifugeuse

Cette méthode expérimentale, couramment pratiquée à petite échelle (voire très petite), est largement adoptée dans les pays très exposés aux séismes, tels que le Japon et les États-Unis. Elle consiste à recréer en laboratoire les effets des tremblements de terre sur les ouvrages géotechniques (comme les ouvrages en terre, les tunnels, les soutènements et les fondations) en utilisant un simulateur de séismes (l'accélération centrifuge) avec accélération centrifuge, en intégrant un échantillon de sol suffisant grand à l'échelle de la structure à tester.



Figure 1.6. Centrifugeuse géotechnique (IFSTTAR – Nantes)(Association Française du génie Parasismique, 2014)

Du point de vue expérimental, il y a un grand nombre d'investigations expérimentales examinant les effets interaction sol-palplanche sur les réponses sismiques des quais, on peut citer :

(Konagai & Ahsan, 2002), ont présenté une nouvelle méthode des circuits analogiques ou des processeurs de signaux numériques qui sont utilisés pour produire des mouvements d'interaction sol-fondation en temps réel. Leurs expressions des mouvements d'interaction sol-structure sont basées sur des formulations rigoureuses publiées des fonctions de réponse impulsionnelle ou des fonctions de flexibilité des fondations reposant sur ou encastrées dans des sols homogènes ou stratifiés d'étendue semi-infinie. Afin de simuler les effets de l'interaction sol-structure dans les essais sur table vibrante. Cette méthode est étendue pour prendre en compte la non-linéarité du sol en champ lointain.

L'interaction entre le sol et la structure-pieu a été observée dans des études expérimentales de (Chau et al., 2009) sur le système structure-pieu-sol. (Gao et al., 2011) ont utilisé diverses amplitudes d'agitation pour étudier l'interaction dynamique entre le sol et le pieu ; les résultats ont indiqué que les amplitudes de secousse ont un effet sur le rapport de pression interstitielle excessive, l'accélération du sol et l'accélération du pieu, et le moment de flexion du pieu. Cependant beaucoup d'études expérimentales ont été faites sur le comportement de quai sur palplanches et leurs performances on peut citer récemment (Bao et al., 2014; Huang et al., 2020; Yan et al., 2023; W. Zhao et al., 2019). Pour analyser l'influence de la densité du sol sur la performance du mur de soutènement et du sol, un mur de soutènement soumis à cinq ondes sismiques consécutives a été soumis à des tests sur un

modèle de centrifugeuse. En comparant les résultats calculés avec les résultats des essais de vibration du modèle de centrifugeuse, la capacité parasismique du mur de soutènement et la performance dynamique du sol pendant les tremblements de terre sont discutées en détail. (Huang et al., 2020) ont proposé un modèle analytique pour modéliser les réponses dynamiques du système de stabilisation du mur de palplanches ancré et de la pente du sol, basé sur la théorie de la poutre de fondation élastique de Winkler, qui a été validée par un test expérimental sur table vibrante. (W. Zhao et al., 2019) ont effectué des mesures sur le terrain pendant les travaux d'excavation et de remblayage, qui ont été comparées aux résultats numériques d'ABAQUS en tenant compte des interactions de la structure du sol, afin de démontrer le mécanisme qui affecte la performance des murs de palplanches ancrées dans le sol.

Traditionnellement, les effets de l'interaction sol-structure ont été ignorés dans la conception sismique des structures, car on pensait qu'ils n'avaient que des effets favorables. Cependant, les principes modernes de conception basés sur la performance reconnaissent que les effets de l'interaction sol-structure ne sont pas nécessairement bénéfiques, mais peuvent même avoir des effets très néfastes sur la réponse de la superstructure (Mylonakis et al., 1997; Mylonakis & Gazetas, 2000; Priestley & Park, 1987). Pour la majorité des structures usuelles des ouvrages, les effets de l'ISS ont tendance à être bénéfiques puisqu'ils réduisent les moments fléchissant et les efforts tranchants dans les différents éléments de la structure .

L'abondance de la littérature concernant l'interaction Sol-Structure traduit à la fois la complexité du phénomène et l'intérêt qui lui ont porté un grand nombre de chercheurs. Deux synthèses générales ont entrepris une classification des méthodes d'étude de l'interaction Sol-Structure (Idriss & Kennedy, 1980; Lysmer, 1978). Ces études mettent en évidence le fait que l'étude des phénomènes d'interaction est essentiellement limitée au cas des problèmes linéaires. L'approche de problèmes purement non linéaire reste à l'exception.

Généralement, l'interaction Sol-Structure traduit la modification du mouvement du sol et de la structure lors d'un séisme ou d'une sollicitation dynamique du fait de la présence de l'autre composant (structure ou sol). Cette interaction est bien entendue plus ou moins importante suivant la nature du sol, les caractéristiques de l'ouvrage et son mode de fondation (centrales nucléaires, centrales électriques, réservoirs de gaz liquéfié, barrages,...etc).

L'évolution de la tendance mondiale vers une conception basée sur les performances dans le domaine du génie sismique implique une attention accrue aux déplacements plutôt qu'aux

forces d'inertie, ce qui fait de la prise en compte de l'interaction entre le sol et la structure un facteur critique. En outre, la défaillance des fondations elles-mêmes et les effets possibles de la défaillance du sol sont devenus une question plus importante dans la conception sismique. Les effets de l'interaction entre le sol et la structure ont fait l'objet de recherches pendant près d'un demi-siècle, mais font encore l'objet de discussions.

En revanche, l'analyse dynamique incrémentale (IDA) est une procédure à forte intensité de calcul qui offre une capacité de prédiction approfondie, en utilisant une série d'analyses dynamiques non linéaires sous des enregistrements de mouvements du sol à des échelles multiples appropriées (Vamvatsikos & Cornell, 2002). Selon (Vamvatsikos et al., 2003), l'analyse dynamique incrémentale (IDA) offre une capacité de prédiction approfondie de la demande et de la capacité sismique, en utilisant une série d'analyses dynamiques non linéaires sous une suite d'enregistrements de mouvements du sol à des échelles multiples. Le choix de mesures d'intensité (IM) et de mesures de dommages (DM) représentatives du mouvement du sol est d'une grande importance pour l'exploitation des résultats de l'IDA. L'application d'IDA pour déterminer la performance d'une structure nécessite d'abord un modèle structurel non linéaire approprié et une série d'enregistrements sismiques. Des analyses dynamiques sont ensuite effectuées et les résultats sont traités pour chaque enregistrement sélectionné, mis à l'échelle à un niveau donné (Vamvatsikos & Cornell, 2004).

Un grand nombre de travaux de recherche basés sur la modélisation numérique avec application à des structures portuaires réelles ont été rapportés dans la littérature. La plupart d'entre eux sont consacrés aux quais sur pieux et aux murs de quai à gravité (Jian et al., 2021). (Ichii, 2003, 2004) a proposé plusieurs courbes de fragilité analytiques pour l'évaluation des dommages causés par les tremblements de terre aux murs de quai à gravité en utilisant l'analyse dynamique par éléments finis, en tenant compte de l'apparition du phénomène de liquéfaction du sol. (Heidary-Torkamani et al., 2014), ont analysé les dommages et les mécanismes de défaillance d'un quai soutenu par des pieux, au port d'Oakland, causés par la déformation sismique permanente pendant le séisme de Loma Prieta en 1989. Pour surmonter le manque courant de données empiriques, les auteurs ont développé des courbes de fragilité analytiques en utilisant les résultats des analyses dynamiques du quai soumis aux différentes excitations. Ils ont considéré dans leur analyse trois paramètres de demande d'ingénierie, y compris le facteur de ductilité du déplacement, le tassement différentiel et le déplacement horizontal résiduel normalisé.

(Ko et al., 2010) ont également effectué une analyse de fragilité sismique des quais en palplanches du port de Hualien à Taiwan en utilisant la méthode des éléments finis. Ils ont appliqué des enregistrements sismiques mis à l'échelle de différents niveaux de PGA comme mouvements d'entrée, et ils ont utilisé le déplacement résiduel maximal au sommet de la paroi en palplanches comme indicateur de performance sismique. (Na et al., 2008) ont développé un modèle numérique pour simuler le comportement sismique d'un poste d'amarrage situé au Port Island, et endommagé par le tremblement de terre de Kobe en 1995. Ils ont démontré la variabilité observée de la réponse sismique des structures portuaires, et ont étudié la propagation des incertitudes du système sol-structure au mur de quai.

(Jiao et al. 2015) ont étudié l'effet des caractéristiques dynamiques, telles que le spectre, la densité d'énergie des vagues, et l'énergie totale des vagues des réponses dynamiques du quai en palplanches avec une plateforme de délestage séparée sous des charges sismiques horizontales. (Gazetas et al., 2016) ont étudié la performance d'un mur de quai en palplanches d'acier ancré typique soumis à deux types de séismes échelonnés à 0,15g et 0,5g. Les résultats de deux codes d'éléments finis (Abaqus et Plaxis) ont été comparés à la méthode de l'équilibre limite pseudo statique, prenant en compte les pressions hydrodynamiques basées sur l'approche de Westergaard. (Nakagaki et al., 2017), ont réalisé une analyse par éléments finis à l'aide du code FLIP du mur de quai en palplanches du port de Soma, en utilisant la méthode des contraintes effectives pour tenir compte du mouvement sismique et de l'action du tsunami.

Des approches expérimentales sont également utilisées dans divers travaux. (Zekri et al., 2015) ont réalisé des travaux de recherche approfondis en utilisant des méthodes numériques et expérimentales. Leurs essais ont contribué à mieux comprendre la performance sismique des quais en palplanches. (Higuchi et al., 2012) ont développé la méthode du mur de palplanches à double ancrage. Ils ont d'abord étudié le comportement sismique d'un mur de palplanches à double ancrage soumis à des expériences de centrifugation avec un modèle réduit. Ils ont ensuite effectué des analyses de contraintes effectives bidimensionnelles afin d'étudier l'applicabilité de la méthode d'évaluation de la performance sismique de la paroi de palplanches à double ancrage avant son application à un cas réel concernant le quai Raijin de Sendai. Cette étude de cas a été utilisée comme cas de référence expérimental par (Habets et al., 2016) pour calibrer leurs analyses réalisées à l'aide d'éléments pseudo-statiques, de déplacement permanent et d'éléments finis.

Dans les expériences menées par (Kohama et al., 2004), les auteurs se sont concentrés sur le comportement dynamique de murs de quai en palplanches d'acier à l'échelle réelle à l'usine portuaire de Tokachi sur l'île d'Hokkaido (Japon). Leur test a révélé la progression du comportement de déformation d'un mur de quai grandeur nature pendant la liquéfaction.

En outre, ils ont montré que la différence entre les murs de quai testés avec et sans conception sismique conception, n'était pas importante en termes de déplacements car les pieux d'ancrage deviennent inefficaces en raison de la liquéfaction. (Tan et al., 2018) ont présenté les résultats d'essais sur le terrain à long terme d'un mur de quai à diaphragme ancré soutenu par des barrettes. Leurs résultats de mesure ont été utilisés à des fins de comparaison dans une étude basée sur la modélisation numérique et sur la méthode de la pression des terres de Coulomb.

D'autre part, l'analyse dynamique incrémentale (IDA) offre une capacité de prévision approfondie de la demande et de la performance sismiques, en utilisant une série d'analyses dynamiques non linéaires dans le cadre d'un ensemble d'enregistrements de mouvements du sol à échelles multiples (Ko & Yang, 2019; Qu et al., 2016; Vamvatsikos et al., 2003; Vytiniotis et al., 2019). Le choix de mesures d'intensité du mouvement du sol (IM) et de mesures de dommages (DM) représentatives est d'une grande importance pour l'exploitation des résultats de l'IDA. L'application de l'IDA pour déterminer la performance d'une structure nécessite d'abord un modèle structurel non linéaire approprié et une série d'enregistrements sismiques (Vamvatsikos & Cornell, 2004). (Mahgoub et al., 2023) a prouvé que l'analyse dynamique incrémentale (IDA) offre un outil systématique pour caractériser la série de comportements d'une structure sous l'effet de mouvements du sol dus à des tremblements de terre de différents niveaux PGA. L'auteur a montré l'avantage d'effectuer une analyse détaillée par éléments finis avec le code Plaxis 2D pour analyser les interactions complexes entre le sol et la structure dans les zones à forte sismicité.

Dans la littérature, la courbe de fragilité est également souvent introduite ou utilisée pour évaluer les dommages sismiques d'une structure sous des excitations sismiques de différentes intensités. Dans ce cas (Ko et al., 2010; Ko & Yang, 2019) ont effectué une analyse de fragilité sismique des quais en palplanches du port de Hualien à Taïwan en utilisant la méthode des éléments finis. Ils ont appliqué des enregistrements sismiques mis à l'échelle à différents niveaux PGA comme mouvements d'entrée, et ils ont utilisé le déplacement résiduel maximal au sommet du mur de palplanches comme indicateur de performance sismique.

Plusieurs travaux de recherche ont abordé la question des indices d'endommagement dans le but de classer les dommages induits par les séismes. L'examen de la recherche bibliographique montre que peu de travaux de recherche sont consacrés à l'analyse dynamique incrémentale et aux indices d'endommagement des structures portuaires, en particulier des quais sur palplanches d'acier. (M. Zhao et al., 2022), ont établi l'indice d'identification des dommages de la structure du quai, sur la base de l'analyse de la réponse dynamique et du principe de l'analyse par paquets d'ondelettes en utilisant la méthode des éléments finis et la théorie de la réponse dynamique de la structure du quai, sous l'action de charges multiples.

Cependant, plusieurs indices de dommages des bâtiments ont été proposés dans la littérature, une revue des concepts d'indices de dommages disponibles a été présentée par (Ait Belkacem et al., 2020).

(Negulescu et al., 2013) comparent quatre indices de dommages pour trois bâtiments de conception gravitaire à plusieurs étages ; ils sont basés sur la période naturelle et l'énergie basée sur les ondes, la période inélastique dominante d'un bâtiment dans des corrélations linéaires.

(Ansari & Agarwal, 2017) ont défini des courbes de fragilité de comportement non linéaire avec l'indice de dommage qui est basé sur le facteur de sécurité contre le glissement en corrélation avec l'indice de dommage basé sur la période naturelle de la structure et le déplacement maximal de la crête avec la dissipation d'énergie cumulée.

Pour identifier les dommages dans les structures en béton isolées par des supports élastomères ou fixées à la base, un indice de dommages est proposé par (Elyasi et al., 2019) en utilisant la technique d'analyse des composantes principales bidimensionnelles. (Sainea-Vargas & Torres-Suàrez, 2020) ont présenté une estimation des dommages potentiels dans les bâtiments adjacents, pour évaluer la performance de l'excavation, avec une méthode de surface de réponse combinée et des éléments finis tridimensionnels basés sur des variables aléatoires et des champs aléatoires. D'autre part, les indices de dommages potentiels pour les phases d'excavation sont obtenus en calculant les mouvements du sol à partir de méthodes semi-empiriques et de mesures réelles. Pour vérifier l'endommagement d'un pont en treillis et d'une structure à deux étages, (Khoshnoudian & Talaei, 2017) ont proposé un autre indice d'endommagement (DI) obtenu à partir des données de la fonction de réponse en fréquence (FRF) en considérant tous les cas d'endommagement unique ainsi que de nombreux scénarios d'endommagement multiple. Dans des études plus récentes telles que celles de (Benkhellat et

al., 2021; Guechari et al., 2023), de nouveaux indices de dommages sismiques globaux sont proposés sur la base de la mesure du déplacement de silo et de la dégradation de la rigidité en tenant compte de la combinaison de quelques premiers modes.

1.5. Conclusion

La manière dont les quais sur palplanches se comportent lors des séismes est extrêmement complexe. Elle est fortement influencée par un phénomène qui dépend de la réponse de trois composantes principales : le sol, les palplanches et la superstructure. Ce phénomène est appelé « Interaction dynamique sol-palplanche-superstructure ». Il est important de prêter une attention particulière à l'analyse de cette interaction, compte tenu de l'importance de son impact sur la réaction des quais sur palplanches.

***Chapitre 2. Généralités sur les palplanches
et le risque sismique des quais***

2.1. Introduction

Les palplanches sont employées à l'échelle mondiale pour la construction des ouvrages portuaires et des quais, le renforcement et la protection de rivières et de canaux, ainsi que la réalisation d'écluses et de moles. Leur application est très vaste dans les structures terrestres, qu'elles soient définitives, comme les éléments constitutifs de quais, les écluses, les protections des berges, les murs de soutènement et parafouilles, ou provisoires lors de la construction d'ouvrages comme le batardeau en rivière, l'écran d'étanchéité et blindage de fouille (Groupe Arcelor, 2003) ainsi que le confinement de sites à risque.

Les murs palplanches participent à la résistance et la stabilité de l'ouvrage en mobilisant la butée au niveau de leur encastrement dans le sol, et supportant les poussées engendrées par le terrain, les surcharges et les pressions hydrostatiques (Schlosser, 1988).

Les palplanches offrent un avantage considérable, car elles peuvent être insérées à des profondeurs inférieures au fond de la tranchée ou sous le fond de la tranchée, ce qui permet de maîtriser le tassement dans les argiles molles ou les conduites dans le sable saturé. (Samuel G. & Yong, 2005).

Le principe de fonctionnement des rideaux de palplanches repose sur une structure qui résiste à la pression des terres et de l'eau grâce à sa résistance en flexion. Cette structure permet de créer des appuis dans le sol enfoncé (partie enterrée du rideau en pied) et, si cela est nécessaire, à l'aide de tirants ou de boutons dans la partie libre de l'écran. (Fiche de sécurité D2 F02 94. Novembre 1994 « Palplanche Mode Opératoire », 1996). Voir annexe (A)

2.2. Type des rideaux de palplanches

2.2.1. Rideaux mixtes (Rideau à fort module type HZ/AZ)

Les rideaux mixtes HZ/AZ est l'assemblage de profilés en Z et d'HZ-M forme un rideau mixte. Les profilés en H sont utilisés comme éléments porteurs et les palplanches intermédiaires AZ utilisées comme éléments intercalaires, et des raccords RH, RZD et RZU, laminés à chaud, qui servent à assembler les palplanches intercalaires et les profilés HZ-M de manière à former un rideau continu.

Ce type d'assemblage permet non seulement de reprendre aux efforts de poussée des terres et hydrostatiques, mais aussi de reprendre à une charge verticale importante.



Figure 2.1. Rideaux mixtes HZ/AZ(Arcelor Mittal, 2013)

2.2.2. Rideaux mixtes tubes ou caissons

Un rideau mixte est un assemblage de deux profilés de palplanche ou de la palplanche et le tube métallique, qui résiste à la haute pression donc aux hautes profondeurs.

Les tubes ou caissons constituent les éléments principaux qui reprennent les efforts horizontaux mais aussi les charges verticales de structure. Les palplanches intercalaires permettent de transmettre les efforts horizontaux de la poussée des terres et hydrostatique aux tubes ou caissons.



Figure 2.2. Rideaux mixtes tubes ou caissons (Ecluse, Evergem, Belgique) (ArcelorMittal, 2021) *Source: ArcelorMittal*

2.2.3. Batardeaux

Il s'agit de deux rangées de rideaux de palplanches parallèles qui sont ancrées l'une à l'autre et dont l'interstice est rempli de terre ou d'un autre matériau de remplissage. Le poids de ce matériau de remplissage confère au batardeau sa fonction de retenue des terres.

Elles sont utilisées comme structure de protection temporaire pour éliminer l'eau et la terre du champ de travail, comme les fondations d'un pont ou d'autres structures dans des conditions maritimes (Groupe Arcelor, 2003).

2.2.4. Rideaux à redans

Ils sont utilisés pour une solution particulièrement économique dans le cas d'écran de confinement qui permet un arrangement particulier (encombrement réduit, faible résistance au fonçage), ils sont enclenchés en position inverse à la normale. On peut citer :

2.2.5. Rideaux à redans U

Sont utilisés dans le cas des rideaux nécessitant un moment d'inertie et un module de flexion élevés. Le raccord peut être fixé soit par des soudures ponctuelles, qui n'ont aucun effet sur le module de flexion du rideau, soit par un cardon de soudure approprié, ce qui entraîne une contribution entière au module de flexion (Arcelor Mittal, 2013).



Figure 2.3. Rideaux à redans U (ArcelorMittal, 2021)

2.2.6. Rideaux en porte-à-faux

Dans la pratique, on utilise souvent des palplanches en porte-à-faux comme structures de soutènement pour prévenir les creusements permanents et temporaires dans les domaines tels que les glissements de terrain, l'assainissement et les autoroutes. De plus, les palplanches

en encorbellement sont fréquemment employées pour une excavation d'une hauteur maximale de 6 mètres au-dessus de la ligne de dragage.(Eskandari & Kalantari, 2011).

2.2.7. Rideaux de palplanches ancrées

Les rideaux ancrés protègent de l'affaissement arrière du talus, l'ensemble du remblai situé derrière eux se transforme en zone de compression, créant ainsi un mur de gravité massif. Ce type de palplanches est ancré au sommet du contreventement de la palplanche, elles ont une profondeur de pénétration réduite. Lorsqu'elles sont édifiées avec précaution, les déviations horizontales seront moins importantes que celles des murs contreventés. Par ailleurs, l'ancrage nécessite une excavation restreinte pour son installation. Le seul inconvénient de l'ancrage est la possibilité de sédimentation verticale de la feuille causée par la composante verticale des forces (Arcelor Mittal, 2013).

2.3. Mode d'exécution

Les palplanches sont généralement placées dans le sol en fonction des types de couches de sol, soit par vibrofonçage pour le sable ou par battage pour l'argile.

Avant de procéder à l'installation d'un rideau de palplanches, il peut s'avérer nécessaire de mettre en place des poutres de guidage, et pour cela, on peut distinguer les phases suivantes :

- Première phase : les différentes palplanches sont placées successivement dans le sol par vibrofonçage, par battage ou par enfoncement statique
- Deuxième phase : on procède à une excavation jusqu'au niveau du fond de fouille final ou jusqu'au niveau d'installation des éventuels supports horizontaux (tirants d'ancrage, pieux de traction ou étançons), avant de poser ces derniers.
- Troisième phase: on poursuit l'excavation jusqu'au niveau du fond de fouille final ou jusqu'au niveau d'installation des éventuels supports horizontaux supplémentaires (Eskandari & Kalantari, 2011a; Kalantari & Roohbakhshan, 2015).

Il existe différentes méthodes pour enfoncer les palplanches dans le sol parmi ces méthodes on peut citer :

a. Le battage

Qui consiste à enfoncer un élément rigide dans le sol à l'aide d'une masse frappante. Il s'agit de la méthode la plus directe : un poids est hissé le long d'un axe vertical avant d'être lâché (figure 2.4). A la fin de sa chute, il percute la palplanche à qui il transmet une partie de son énergie : celle-ci est poussée dans le sol par à-coups.

Des améliorations existent, notamment des systèmes hydrauliques utilisant un vérin pour pousser le poids pendant sa chute. L'énergie cinétique est ainsi augmentée par accroissement de la vitesse.

Le battage entraîne une perturbation locale du sol assez importante au voisinage des palplanches.



Figure 2.4. Battage Guide Technique (Laboratoire Cental des ponts et Chaussées, 2003)

b. Le vibrofonçage

Des vibrations verticales sont appliquées aux palplanches pour faciliter leur pénétration dans certaines couches de terrain. Ces vibrations réduisent la résistance au cisaillement du sol et donc sa résistance à la pénétration des palplanches. Étant donné l'utilisation accrue de vibrateurs puissants dans les sols granulaires, cette technique convient mieux aux palplanches (figure 2.5).



Figure 2.5. Fonçage par vibration (Laboratoire Cental des ponts et Chaussées, 2003)

c. Le vérinage ou fonçage direct

La méthode d'installation la plus récente est caractérisée par son absence de bruit et de vibrations. Du fait qu'elle n'apporte pas de nuisance à l'environnement. Il s'agit de positionner des palplanches en appliquant une pression statique par le biais d'un système reposant sur la palplanche insérée précédemment. Dans les sols peu ou moyennement compacts, l'utilisation de palplanches de faible hauteur est mieux adaptée avec cette technique. (Laboratoire Cental des ponts et Chaussées, 2003).



Figure 2.6. Perforage avant fonçage Guide Technique (Laboratoire Cental des ponts et Chaussées, 2003)

2.4. Conception des palplanches en acier

Généralement, la procédure principale de conception des palplanches en acier est obtenue à partir de la profondeur de pénétration et du module de section de l'acier afin d'assurer la résistance aux rotations. En outre, la stabilité des palplanches contre les moments de renversement et les forces horizontales dépend de la profondeur de pénétration (Sivakumar Babu & Basha, 2008).

Lors de la conception des palplanches, plusieurs caractéristiques doivent être prises en compte. Par exemple, la situation géotechnique : si le sol de remblai est faible, il faut le remplacer par un sol grossier à forte capacité portante, la charge du camion et de la grue mobile derrière les parois des palplanches, ainsi que la durée de vie de la palplanche. Les types de sections les plus larges utilisés dans les structures portuaires sont les sections en Z et les sections en U. En outre, pour les palplanches en acier, la limite d'élasticité minimale de la nuance d'acier utilisée est comprise entre 240 et 260 MPa. L'épaisseur standard varie de 6 à 20 mm pour les ailes et de 8 à 16 mm pour les âmes, et la longueur maximale de laminage varie de 16 à 32 m. En outre, un tiers de la longueur des palplanches est utilisé pour la construction des ports. En outre, un tiers de la longueur de la palplanche doit pénétrer dans le sol ou le fond marin, car à cette profondeur, le moment de flexion maximal sera très précis. En conséquence, le concepteur doit prendre en compte tous les facteurs qui influencent la corrosion comme la température, l'oxygène, etc (Wall & Wadsö, 2013).

2.5. Utilisation des palplanches

De nos jours, les palplanches jouent un rôle essentiel dans les structures de soutien du génie civil. Elles sont largement utilisées dans les petites et grandes structures de bord de mer (types de pressions horizontales), allant des petites installations de mise à l'eau des bateaux de plaisance aux grandes structures de quai des navires de haute mer. D'autre part, les palplanches sont également utilisées pour la protection des plages contre l'érosion, ce qui contribue à la stabilisation des pentes du sol, ainsi que pour l'étayage des murs de tranchées et autres excavations (Eskandari & Kalantari, 2011).

En outre, les palplanches sont utilisées dans la construction de fondations profondes lorsque le sous-sol est proche de la surface et que la capacité portante du sol ne peut pas supporter les charges imposées par les structures (Kalantari & Roohbakhshan, 2015).

2.6. Inconvénients des palplanches

Les inconvénients des palplanches sont les suivants :

- Elles ne conviennent pas à une construction permanente.
- Le battage des palplanches n'est pas facile dans les sols contenant des galets et des rochers. Par conséquent, les profondeurs de mur souhaitées peuvent ne pas être atteintes, et il est très bruyant pour le voisinage
- Les formes d'excavation doivent être adaptées aux formes des palplanches et aux éléments d'emboîtement.
- Des tassements peuvent parfois se produire dans les positions adjacentes en raison de l'effet des vibrations (Eskandari & Kalantari, 2011).

2.7. Principe de fonctionnement

Le fonctionnement des rideaux de palplanches est celui d'une structure chargée par la poussée des terres, de l'eau soutenue et résistant en flexion pour mobiliser des appuis constitués, d'une part, par le sol en fiche (partie enterrée du rideau en pied) et, d'autre part, s'il y a lieu, par des tirants ou butons disposés dans la partie libre de l'écran (Schlosser, 1988).

2.8. Différents types d'efforts agissant sur les quais sur palplanches

2.8.1. Efforts horizontaux

Ce sont les efforts d'amarrages exercés sur l'ouvrage par une poutre longitudinale sur laquelle est fixé le bollard. Ces efforts dépendent des caractéristiques du navire et de son amarrage.

Pour le type de bollard est de : MT THEAD Bollards de 100 t. Il y a aussi la poussée hydrodynamique pour les ouvrages immergés, la force avant du parement est soumise en plus des autres effets, à des effets hydrodynamiques pendant le séisme ; évalués à partir de la théorie WESTERGAARD, qui donne une distribution parabolique des surpressions :

$$\sigma_{wd} = \frac{7}{8} \times \gamma_w \times k_h \times \sqrt{h \times z_w} \quad (2.1)$$

Avec :

σ_{wd} : Poussée hydrodynamique

γ_w Poids volumique de l'eau de mer 1.03t/m³

k_h : Coefficient sismique horizontal

h : Profondeur de l'eau totale

z_w : Profondeur de l'eau variable.

2.8.1.1. Efforts d'accostages

L'accostage s'effectue avec les chocs imposent de violents efforts à l'ouvrage. En tenant compte de la vitesse du navire, et celle-ci dérive de l'équilibre des forces motrices (action du vent, traction des remorqueurs, impulsion de quelques tours d'hélice, ...) et de la résistance à l'avancement opposée par l'eau.

2.8.1.2. Efforts dus au vent sur les engins de levage et les superstructures

Les efforts du vent, calculables par les règles neige et vent pour une structure et les règles de la Fédération Européenne de la manutention pour les engins mobiles, se réduisent en une réaction horizontale et une réaction verticale vers le haut ou vers le bas dû à l'effet portique ; en cas d'appui encasté. Pour l'ouvrage d'infrastructure la direction du vent est la plus favorable et elle est perpendiculaire au poste d'accostage, vers le bassin. L'ordre de grandeur des efforts horizontaux sur portiques ramenés au mètre de quai peut atteindre 3. 104 N à 5.104 N.

2.8.1.3. Forces dues à la houle, poussées et butées des terres

Cette poussée des terres peut être calculée par les formules classiques de la mécanique des sols en utilisant les théories de Terzaghi, de Rankine, de Coulomb, de Caquot, etc. Il faut aussi noter que la butée est très sensible à l'inclinaison de la contrainte sur l'écran. Le calcul est généralement fait par la théorie de Caquot et Kérisel.

2.8.1.4. Effort dû au séisme

Les ouvrages construits dans les zones soumises à des séismes fréquents doivent être conçus pour résister aux effets de ces derniers, ce qui consiste à vérifier la stabilité des ouvrages soumis à un séisme.

2.8.2. Efforts verticaux

2.8.2.1. Poids propre des ouvrages

Il est calculé à partir des poids volumiques des matériaux. Il doit être considéré réduit de la poussée d'Archimède. C'est important de noter que c'est en pleine mer qu'on a les conditions de stabilité les plus sévères pour ces ouvrages massifs : la réduction du poids diminue le moment stabilisateur et augmente le risque de glissement.

2.8.2.2. Surcharges d'exploitation

L'ouvrage est exposé à une surcharge des engins de manutention et une surcharge sur le terre-plein. Par suite ces surcharges doivent être prises en compte dans la mesure qu'elles aggravent les conditions de calculs.

2.9. Pathologies des quais en rideau de palplanches et leur modes de réparation

Les quais constitués par un rideau de palplanches métalliques ancré sur un rideau arrière, sont utilisés lorsque le terrain naturel offre une portance insuffisante pour supporter un ouvrage massif, mais possède des caractéristiques géotechniques permettant d'offrir une butée au pied du rideau (côté bassin) capable d'équilibrer la poussée du remblai. C'est le cas des sols sableux, de marnes ou d'argiles suffisamment compactes.

Les structures portuaires telles que les quais sur palplanches sont affectées par les secousses du sol associées à la propagation des ondes sismiques, et les modes de rupture typiques des structures de palplanches qui peuvent être induits par le séisme sont la rupture de l'ancrage (déplacement, flambage local, fissuration), la rupture du tirant (déplacement, fissuration) et la rupture de l'encastrement (rupture passive du coin de sol). Voir la figure 2.7 pour une vue d'ensemble.

2.9.1. Pathologie et de mode de défaillance

En particulier, trois modes de défaillance peuvent être identifiés selon l'étendue des sols sableux lâches et saturés par rapport à la position et à la géométrie du mur. Si la déformation d'un dépôt meuble affecte principalement la stabilité des ancrages, comme le montre la figure 2.7 (a), les ancrages se déplaceront vers la mer, entraînant le déplacement du mur vers la mer. Ce mode de défaillance a été le plus fréquemment observé sur les fronts de mer.

Si la déformation du dépôt meuble affecte principalement le remblai du mur, comme le montre la figure 2.7 (b), l'augmentation de la pression des terres provoquera un moment de flexion trop important dans le mur, ce qui entraînera une déformation du mur. Ce mode de défaillance a également été observé lors de séismes passés.

Si la déformation du dépôt sableux meuble affecte principalement la stabilité de la partie encastrée du mur, comme le montre la figure 2.7 (c), il devrait y avoir une grande instabilité du mur au niveau de la partie encastrée. Ce mode de défaillance, cependant, ne peut se produire que lorsque l'ancrage est solidement ancré, et que le mur et les tirants sont très solides. Dans la pratique actuelle de conception, le mur est supposé être relativement fermement encastré et, par conséquent, est conçu pour une fraction du moment de flexion induit dans les conditions d'appui à la terre libre. Si les conditions illustrées à la figure 2.7 (c) sont réunies, la déformation du mur ou la rupture de l'ancrage précédera très probablement l'instabilité de la partie encastrée. Ceci peut être la raison pour laquelle il n'y a pas eu d'histoire de cas qui correspond au mode de défaillance montré dans la figure. 2.7 (c). (Iai et al., 1999)

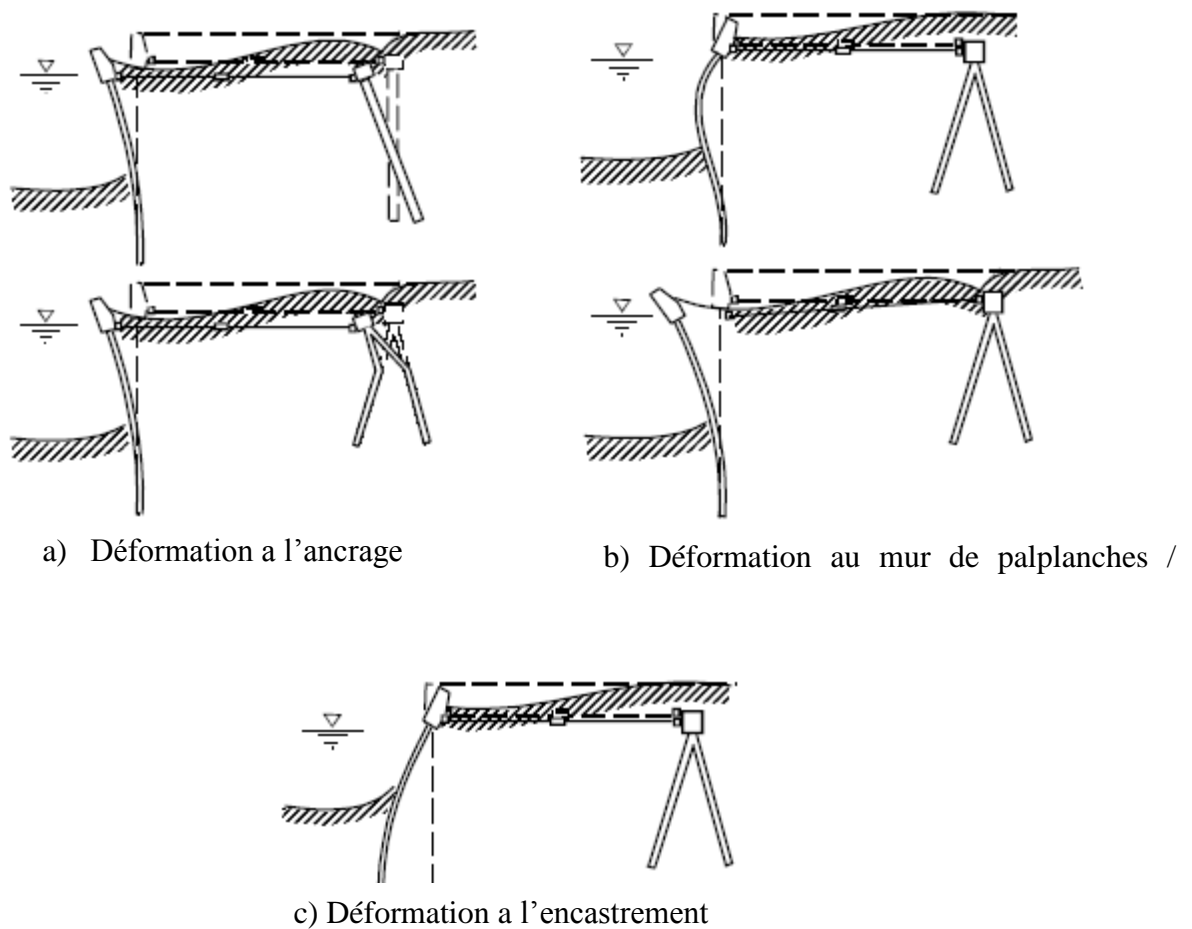


Figure 2.7. Modes de défaillance typiques des murs de quai en palplanches, adaptés de (EERI, 1993) et (PIANC, 2001)

Les raisons possibles de ces modes de défaillance sont les suivantes :

1. La pression dynamique des terres et la pression de l'eau font que l'état de contrainte des éléments structurels dépasse leur résistance de conception, ce qui entraîne de grandes déformations, voire une défaillance.
2. Le tassement du tablier provoqué par la rupture active de la masse de sol derrière le mur et la défaillance passive devant le mur, ce qui fait la déformation du mur de palplanches vers le côté de la mer. De plus, la liquéfaction du sol peut également provoquer la rupture de l'encastrement (Ko et al., 2010).

D'autres risques sismiques qui affectent ces structures sont :

- a) **La liquéfaction** du sable peu compact dans le système sol-structure en raison d'une secousse critique du sol, les particules de sol peu compactes tentent de se densifier, et l'eau interstitielle ne s'écoule pas cela fait que la pression interstitielle

augmente et la contrainte effective diminue considérablement qui peut atteindre le point où les contraintes effectives sont nulles. A ce stade, le sol est passé d'un état solide à un état liquéfié.



Figure 2.9. Grande zone de liquéfaction d'un quai lors du Grand Séisme à l'Est du Japon



Figure 2.8. Grande zone de liquéfaction sur un quai lors du tremblement de terre de Chi-Chi Taïwan

Il y a aussi le risque :

- b) **D'un tsunami** qui peut se développer après un déplacement tectonique vertical d'un fond marin en eau profonde ou éventuellement des glissements de terrain sous-marins, une activité volcanique sous-marine. Ce phénomène se caractérise par une longue période et donc une grande longueur d'onde (plusieurs centaines de kilomètres) mais une faible amplitude (moins d'un mètre) lorsqu'elle se propage en eau profonde. Actuellement il existe des solutions pour atténuer l'ampleur de la dévastation causée par un tsunami qui sont la mise en œuvre de systèmes d'alerte précoce (facilitant une évacuation en temps voulu) et la construction de structures faisant office de barrières à l'entrée des baies et sur les côtes.(American Society of Civil Engineers (ASCE), 1998; Holthuijsen, 2007; International Navigation Association (PIANC), 2001)



Figure 2.10. Dommages causés par le séisme de Tohoku en Japon

c) **la vulnérabilité** qui correspond au degré de dommage subi pour une intensité donnée du phénomène (Favre et al., 1988). La maîtrise du comportement et de la durabilité d'un ouvrage dépend essentiellement de la maîtrise des aléas auxquels il est soumis. Cela nécessite la compréhension de l'ensemble des facteurs internes ou externes pouvant agir indépendamment ou simultanément. La notion de risque géotechnique est attachée usuellement à trois sources d'incertitudes (Baecher & Christian, 2005):

- *Variabilité aléatoire* : qui est due à la variabilité naturelle ou propre du sol (inhérente), elle signifie que les propriétés du sol peuvent varier sur l'échelle temporelle (au fil du temps) ou sur l'échelle spatiale (d'un point à un autre).
- *Variabilité épistémique* : celle-ci est due au manque de connaissances relatives au site, comme le manque de données géotechniques à cause d'une campagne géotechnique restreinte, ou encore, à une classification du site erronée ou non actualisée (zonage sismique, zonage du risque d'inondation, ...). Dans cette catégorie on retrouve également des incertitudes liées au choix du modèle de calcul qui parvient à reproduire plus ou moins bien le comportement physique de l'ouvrage.
- *Incertitude d'origine socioéconomique* : ce dernier type est lié aux incertitudes quant à l'impact socioéconomique du projet en fonction des hypothèses faites en amont de ce projet.

La figure 2.11 présente une vue d'ensemble des risques sismiques affectant les structures portuaires (International Navigation Association (PIANC), 2001). Et fournissent les données et les recommandations environnementales pour les calculs nécessaires à la conception et à l'analyse de ces structures. (Sadeghi et al., 2018)

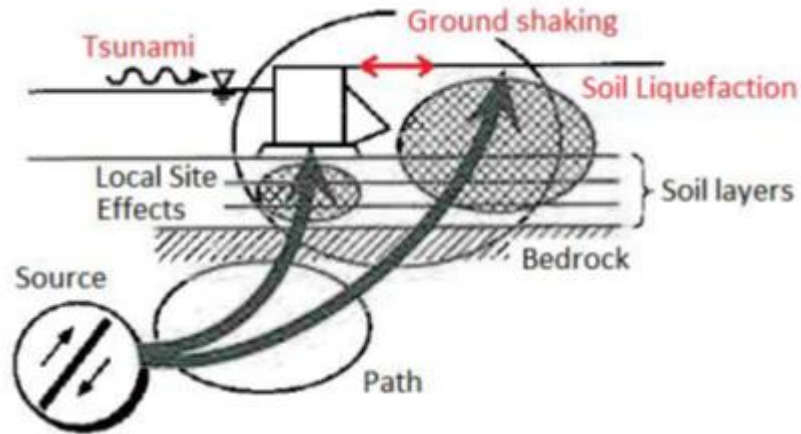


Figure 2.11. Aperçu des risques sismiques affectant les structures portuaires, adapté de (International Navigation Association (PIANC), 2001) Techniques de réparations

Les principales réparations que l'on peut être amené à effectuer sur un écran de palplanches concernent :

- L'ajout d'appuis complémentaires, soit pour renforcer la structure soit en cas de défaillance de tirants ;
- La mise de raccord entre palplanches ;
- L'injection de terrain à l'arrière des palplanches, en cas de fuite de sol dû à un dégrafage ;
- La mise en place de liernes pour rigidification ;
- Le renfort d'inertie par ajouts de plats sur palplanches ;
- La restauration de la structure à partir d'éléments rapportés en cas d'altération locale ;
- Le rétablissement des fonds devant l'ouvrage en cas d'affouillements et la mise en place anti-affouillements.

2.10. Conclusion

Ce chapitre aborde de manière générale les rideaux de palplanches utilisés habituellement comme solution de soutènement, ainsi que sur les éléments structuraux nécessaires à la stabilité de ces ouvrages avant de se concentrer sur leur utilisation dans les ouvrages portuaires. Il traite également les risques sismiques auxquels sont exposés les quais en rideau de palplanches, ainsi que les différents modes de défaillance de ces derniers et leurs techniques de réparation.

*Partie 2. Analyse numérique du
comportement sismique des quais sur
palplanches*

Chapitre 3. Simulation numérique

3.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous présentons une méthode de modélisation par éléments finis pour représenter de manière bidimensionnelle la palplanche métallique d'un quai installée dans un sol hétérogène (à plusieurs couches). Le comportement de la palplanche est principalement divisé en deux catégories : linéaire élastique et élastoplastique, avec une résistance au moment de plasticité M_u et une résistance à l'effort normal de plasticité N_u . Le comportement non-linéaire du sol est analysé dans cette étude avec le modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb. Ce modèle a l'avantage sur les paramètres du sol qu'on utilise puissent être mesurés directement à partir des essais de laboratoire. Pour notre étude, nous avons opté pour le code de calcul en éléments finis Plaxis, qui nous donne la possibilité de passer d'un projet réel complexe à un modèle numérique et de mener une analyse dynamique incrémentale en prenant en compte plusieurs séismes. Afin d'arriver à des résultats fiables, le modèle numérique doit intégrer le comportement de la superstructure et du système de sol. Il est par ailleurs crucial que ce modèle représente correctement la géométrie réelle, les conditions aux limites et les propriétés des principaux composants du système global.

3.2. Présentation de l'ouvrage

Le port de Béjaïa présente une grande importance économique pour la ville et cela est lié à sa position géographique et, son étalement par rapport à la côte méditerranéenne, ce qui lui procure le nom de troisième port pétrolier et deuxième grand port marchand en Algérie après le port d'Alger.



Figure 3.1. Localisation du site

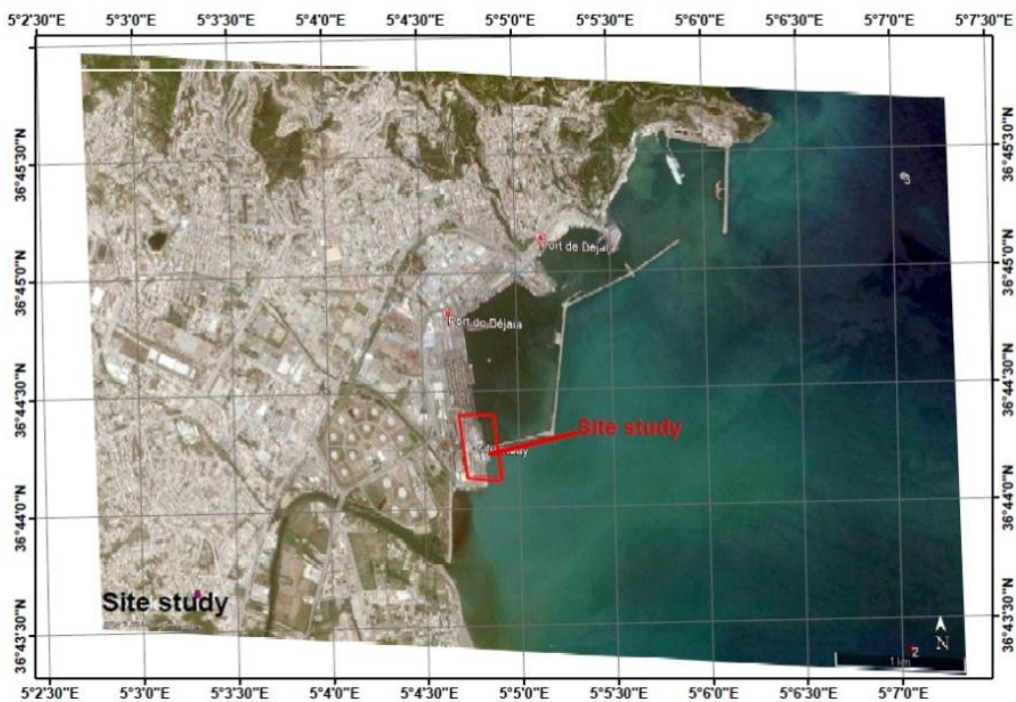


Figure 3.2. Vue aérienne du site

Le présent projet se situe au chef-lieu de la wilaya de Béjaïa en Algérie, voisine du côté de l'est avec le poste 24 existant au port de Béjaïa, le magistrale du quai se construit en structure des palplanches d'acier (HZ1180MA-12 et AZ20-700), et la structure d'ancrage sera composée par la palplanche d'acier voir la figure (3.3).

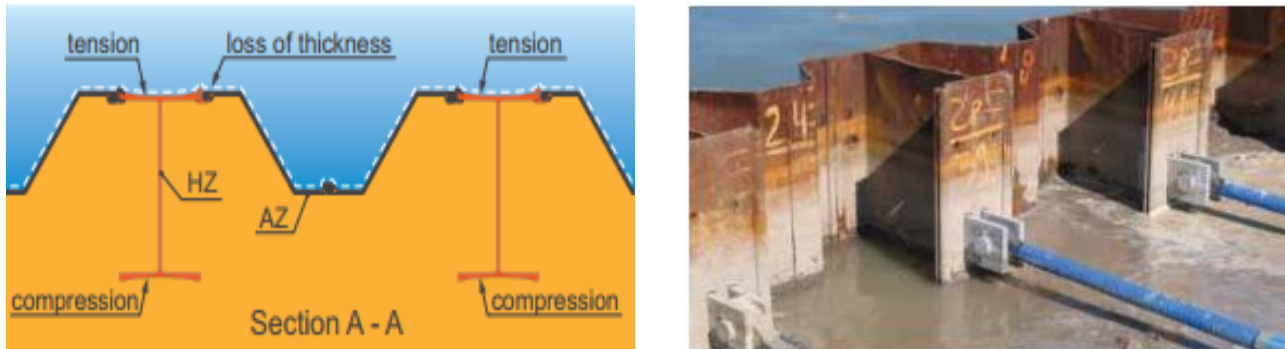


Figure 3.3. Vue en plan des assemblages de rideaux de palplanches d'acier (HZ1180MA-12 et AZ20-700)(Arcelor Mittal, 2013)

La longueur du magistral linéaire est de 170ml, le tronçon en virage se construit par la palplanche d'acier (HZ1180MA-12 et AZ20-700) et celle inclinée(HZ1180MA), la longueur du tronçon en virage est de 30m. La circonstance des travaux se compose principalement de : l'exécution de la mise en place des palplanches (tronçon linéaire et celui en virage), de la consolidation par la colonne ballastée sur le terre-plein, du revêtement du terre-plein, des installations accessoires telles que les rails du portique, etc. du raccordement avec le poste 24.

Niveau des hautes eaux de projet : 0.00 m car on ne calcule pas l'effet de l'eau, dans le cadre d'interaction sol-structure.

La structure du quai est constituée par des gabions en palplanches plates, fichées dans le sol, surmontées par une poutre de couronnement équipée de bollards et de défenses d'accostage. Ce quai reçoit actuellement des navires chargés de bois, de produits métallurgiques et de céréales.

3.3. Situation et morphologie du site

Le projet d'étude est situé au chef-lieu de la wilaya de Béjaïa, au niveau de la zone portuaire existante, il est délimité à l'est par le quai 24, au sud Cevitale, à l'ouest par l'extrémité de la brise-lame et au Nord par la mer.

De façon plus précise, les coordonnées du centre de site sont :

X : 685670.3327
Y : 4067838.7416

La baie de Béjaïa appartient au type méditerranéen oriental des côtes découpées en lobes, les unités géomorphologiques faisaient partie de paysage côtier, la mer légèrement inclinée, et l'élévation moyenne du terrain est de 2.00m.

Le terrain en question se trouve dans une zone en extension portuaire. L'emprise de future quai 25 s'étend sur une superficie d'environ 1,326 Hectare. Le site du projet, présente une topographie pratiquement plate, représenté par une ancienne plateforme de raies des chariots.

3.4. Météorologie et précipitations

La zone du projet représente un climat typiquement méditerranéen. La température moyenne annuelle étant de 12.1~24.8°C, il fait le jour le plus chaud au mois d'Août avec une température moyenne de 42.8°C et le jour le plus froid au mois de janvier avec une température moyenne de 12.1°C.

Les précipitations moyennes en saison sèche, du mois de mai à septembre, étant de 5.8~40,4 mm dont le plus sec est le mois de juillet 5,8 mm, et en saison pluvieuse du mois d'octobre au mois d'avril étant de 85.9~100,4 mm dont le plus pluvieux est le mois de mars 100,4 mm .

3.4.1. Tectonique et sismicité

Dans le passé, plusieurs séismes avaient fortement secoué la région en provoquant des pertes humaines et des désordres importants sur maison. Le séisme de Béjaïa (1960) avec une magnitude de 5.6 sur l'échelle ouverte de Richter, avait engendré des désordres importants voire 264 victimes, 112 blessés et 1000 maisons détruites (CRAAG, s. d.).

En se basant sur la sismicité historique ; l'Algérie a été subdivisée en cinq (5) zones de sismicité croissante (*RPOA2008 : Règles Parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art. - Recherche Google, s. d.*) :

- ✓ Zone 0 ; Négligeable
- ✓ Zone I ; Faible

- ✓ Zone II a ; Moyen
- ✓ Zone II b ; Elevée
- ✓ Zone III ; Très élevée

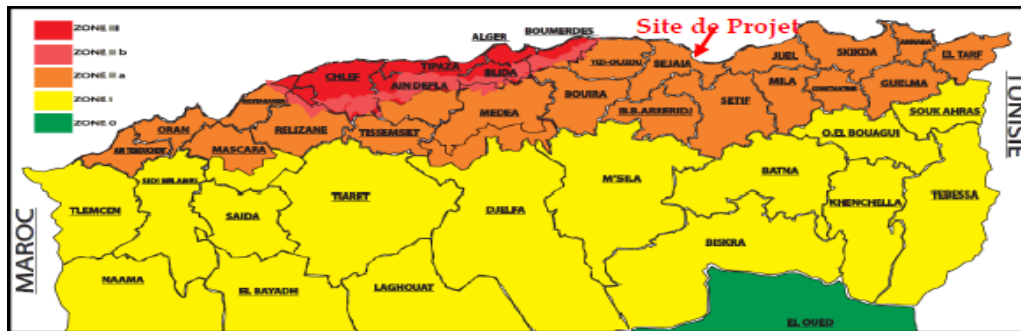


Figure 3.4. Carte de Zonage Sismique d'Algérie (RPOA2008 : Règles Parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.)

Tout ouvrage qui relève du domaine d'application des règles parasismiques algériennes RPOA2008 doit être classé dans l'un des quatre groupes définis ci-après :

- **Groupe 1A** : Ouvrages d'importance vitale ;
- **Groupe 1B** : Ouvrages de grande importance ;
- **Groupe 2** : Ouvrages courants ou d'importance moyenne ;
- **Groupe 3** : Ouvrages de faible importance.

Tableau 3.1. Zonage et coefficient d'accélération sismique du territoire national d'après le (RPOA2008: Règles Parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.)

Groupe	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

La région d'étude est classée dans la **Zone II.a** (ce qui dénote que sa vulnérabilité au risque sismique est **moyenne**) et le quai à construire en particulier appartient au groupe **1A**

(Ouvrages de grande importance), le coefficient d'accélération à prendre en considération pour le dimensionnement de l'édifice sera de $A=0,25g$.

3.4.2. Aperçu géologique et tectonique

La région de Béjaïa (Fig. 3.5) est formée d'unités structurales comprenant, un socle cristallophyllien affleurant dans la région de Bouhatem (Schistes à séricite, quartzites, cipolins et pegmatites) et des formations sédimentaires composées du Jurassique, des flyschs crétacés et tertiaires respectivement massylliens, mauritaniens et numidiens, du miocène et du plio-quadernaire.

Plusieurs contacts anormaux soulignent les grandes structures plissées et sont en majorité à regard Nord, chevauchants, avec une composante latérale dextre, délimitant des lanières (ou pop-up) d'échelle cartographique. Des failles normales à regard Nord se développent parfois à l'arrière des chevauchements induisant l'affaissement de la partie nord. Des décrochements senestres à composante normale affectent tardivement l'ensemble des structures. La plupart de ces accidents se poursuivent en mer et présentent des orientations variables suivant les régions (E – O, ESE- ONO, NE-SO et NNE-SSO).

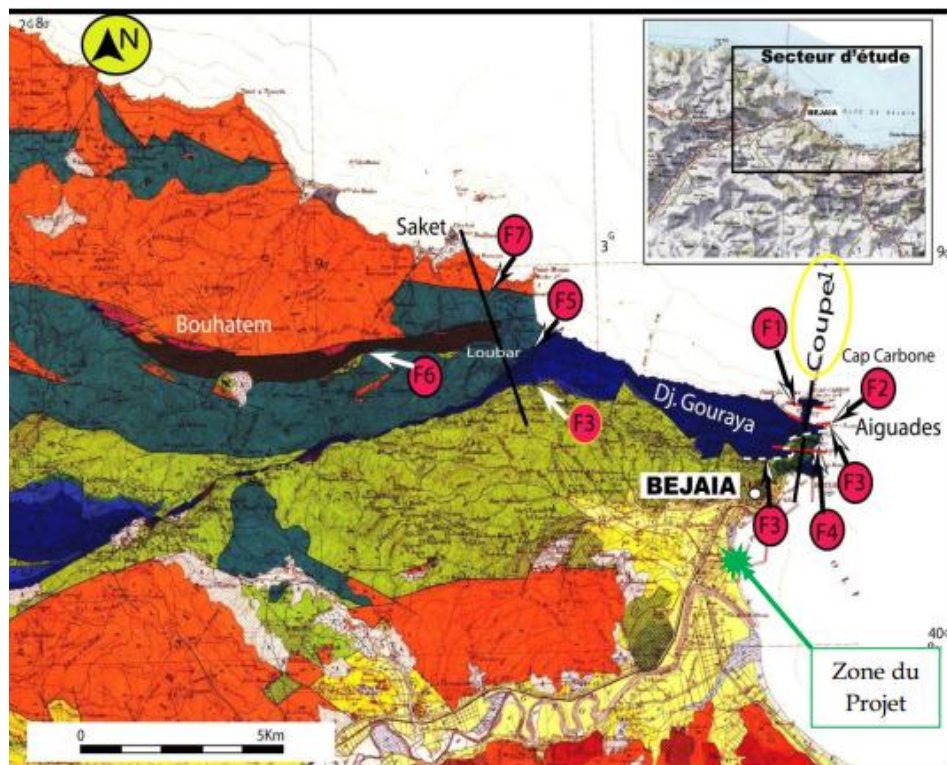


Figure 3.5. Carte géologique de la région de Bejaia (SGA 1960) et position de Coupes 1

Pour illustrer la géométrie des accidents et des structures plissées associées au Nord de la zone du projet, une coupe présentée dans ce cadre : (Voir la figure 3.6)

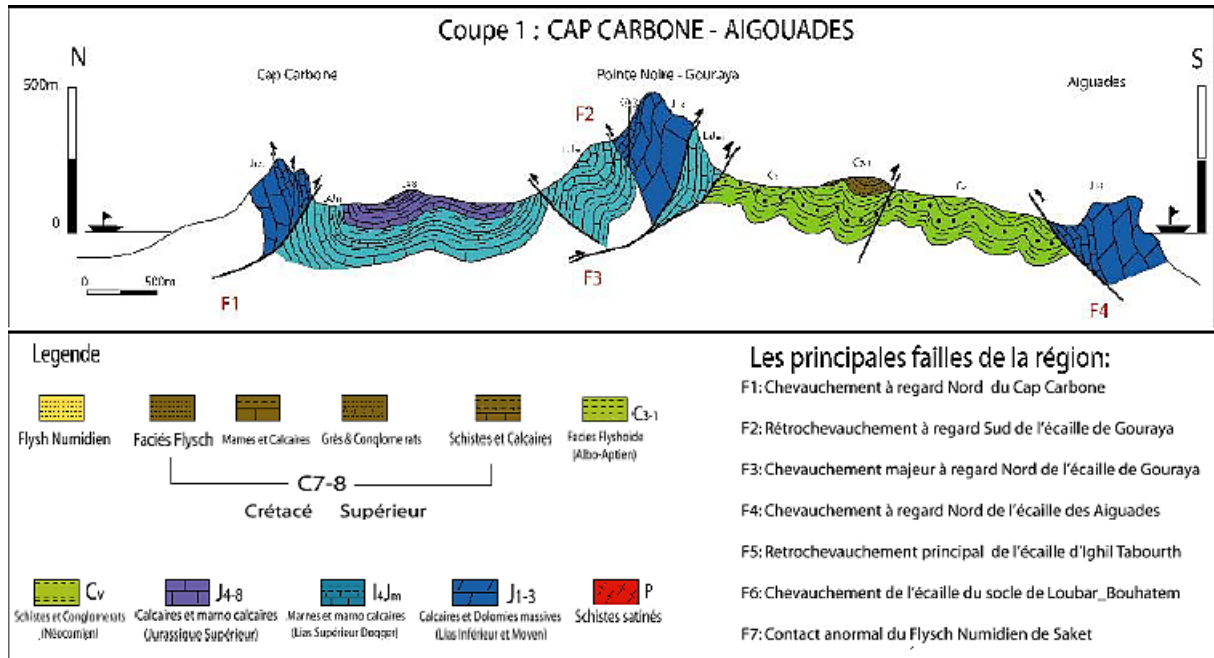


Figure 3.6. « Coupe 1 » Coupe géologique montrant les formations et les principales failles à l'ouest du projet

Au Sud-ouest de notre zone du projet se matérialise la plaine de Béjaïa dans les bassins synclinaux post nappe du Tell (Roth, 1950). La dépression située entre les monts Gouraya au nord et Sidi Boudraham au sud-ouest a été comblée par les alluvions fines des oueds Soummam et Seghir et interpénétrées dans les dépôts marins transgressifs. Du point de vue stratigraphique, l'ensemble des dépôts est d'âge quaternaire.

Il résulte de l'histoire géologique que la zone portuaire prolongeant la plaine alluviale est constituée par des matériaux fins plus ou moins vasards (limons, argiles) et sables déposés sur un substratum rocheux assez profond rencontré à environ 40 à 50 m, de nature marno calcaire du crétacé.

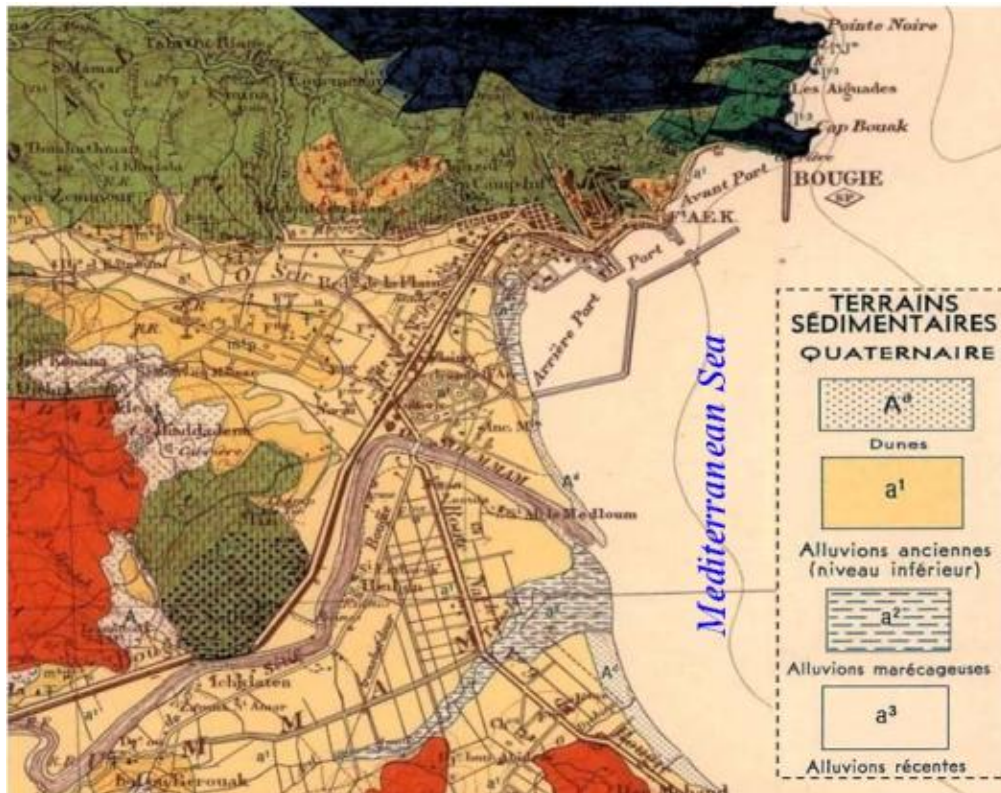


Figure 3.7.Extrait de la carte géologique de la région de Béjaïa feuille n°26 à l'échelle 1/50000 (Sheet n°26, 1960)

3.4.3. Investigation géotechnique de la zone portuaire de Béjaïa

3.4.3.1. Essais *in-situ*

a. Sondages carottés

Le site a fait l'objet d'investigation géotechnique par l'entreprise CHEC qui a consisté à la réalisation de :

- Dix (10) sondages préssiométriques notés A-01 à A-10, poursuivis de 25m à 50m de profondeur, associé à des essais préssiométriques tous les 2.00m de profondeur
- Cinq (05) sondages carottés notés B-01, B-03, B-04, B-05 et B-06 ; poursuivis de 25m à 50m de profondeur, associé à des essais SPT tous les 2.00m de profondeur.

Les forages par sondage carotté et/ou sondage préssiométrique ont révélé une description de la nature du sol en place et la récupération des échantillons a été destinée à la réalisation des essais en laboratoire. La succession lithologique du haut en bas est représentée dans la majeure partie par :

Sol 1 : Remblai préexistant

Ces remblais sont représentés par graves, cailloux et blocs, sub arrondis et lavé, parfois à sable grossier, dans une matrice argileuse, de consistance généralement compacte.



Sol 2 : Sable marin argileux

Cette couche est représentée par des Sables marin parfois argileux gris brunâtre, homogène, de consistance généralement lâche.



Sol 3 : Argile peu plastique sableuse brune

D'une épaisseur allant de 2.00-6.00m (moyenne 3.60m), elle se présente au niveau de tous les sondages. Cette couche est représentée par des argiles peu plastiques sableuses, saturé, de consistance généralement molle.



Sol 4 : Argile peu plastique gris noirâtre

D'une épaisseur allant au-delà de 16.70-35.90m (moyenne 28.00m), elle est présente au niveau de tous les sondages. Cette couche est représentée par une Argile peu plastique gris noirâtre, saturée, renfermant des débris de coquilles, deviennent par endroits sableux, de consistance généralement ferme.



Sol 5 : Argile peu plastique à petits graves jaunâtre

D'une épaisseur allant au-delà de 6.10m, elle est Présentée au niveau de deux sondages B-03 et A-03 à une profondeur de 41.6m. Cette couche est représentée par une Argile peu plastique parfois



sableuse à petits graves, jaune grisâtre, litho-stratifiée, de consistance généralement très ferme à dure. (Voir annexe B)

Remarque

Sur la majeure partie de l'assiette du projet, il existe une ancienne plate-forme en béton qu'on peut la remarquer au-dessus du remblai sur les colonnes de sondages. D'une épaisseur de 0.35m.

Le taux de remplacement (terre par ballast) du corps de sol après la consolidation par la colonne ballastée égale 2, l'angle de frottement interne parmi les ballasts dans la colonne égale 38°.

1) Les essais SPT

Dix (10) sondages pressiométriques ont été réalisés sur l'assiette du projet, d'une profondeur allant de 25.00 à 50.00m, et un intervalle d'essai de 2.00m. La récolte et Le traitement des résultats sont donnés ci-après :

Les valeurs de **(E/P_{lm})** dénotent :

- ✓ La couche (S-1) du Sable marin est dans un état sous consolidé.
- ✓ La couche (S-2) d'Argile brunâtre est dans un état remanier.
- ✓ La couche (S-3) d'Argile noirâtre est dans un état remanier à sous consolidé. A un passage de sable argileux (28.50-30.50m) en état normalement consolidé.
- ✓ Une couche Sous-jacente d'Argile peu plastique parfois sableuse à petits graves, jaune grisâtre, d'une épaisseur moyenne supérieure à 6.10m, Dense.

2) Essais de laboratoires

Sur la base des caractéristiques géotechniques analysés ci-dessus, On a conclu que le les couches constituant notre terrain sont :

- Couche de remblai issue de dépôts des sols avoisinant : une mince couche de Sables marin parfois argileux gris brunâtre, d'une épaisseur moyenne de **1.90m**, de consistance généralement lâche.

-**S₁** : Une couche d'argile peu plastique sableuse brune, parfois devienne sable, argileux, d'une épaisseur moyenne de **3.60m**, peu dense ($\gamma = 1.56 \text{ g/cm}^3$), dans un état non-plastique

(**$I_p=13.2\%$**), de consistance molle (**$I_c=0.41$**), moyennement compressible (**$C_c=0.151$**) et peu gonflante (**$C_g=0.013$**), à une cohésion résultante de cisaillement rectiligne (**$C_{uu}=10\text{kN/m}$** , **$C_{cu}=12\text{KN/m}$**) et un angle de frottement de (**$\phi_{uu}=25.0^\circ$** et **$\phi_{cu}=26.0^\circ$**), avec une faible résistance à la compression simple (**$R_c=48\text{kpa}$**).

S₂: Une couche très épaisse d'argile peu plastique gris noirâtre, devienne par endroits sableuse, D'une épaisseur moyenne de plus de **35.4m**. peu dense (**$\gamma_d=1.51\text{ g/cm}^3$**), dans un état Peu-plastique (**$I_p=15.9\%$**), de consistance molle à ferme (**$I_c=0.54$**), moyennement compressible (**$C_c=0.178$**) et non gonflante (**$C_g=0.019$**), à une cohésion résultante de cisaillement rectiligne (**$C_{uu}=18\text{kN/m}^2$** , **$C_{cu}=16.5\text{KN/m}^2$**) et un angle de frottement de (**$\phi_{uu}=17.5^\circ$** , et **$\phi_{cu}=18.5^\circ$**), une cohésion et angle de frottement triaxial (**$C'=15.0\text{kn/m}^2$** et **$\phi'=25.0^\circ$**), avec une faible résistance à la compression simple (**$R_c=67\text{kpa}$**).

S₄: Une couche Sous-jacente d'Argile peu plastique parfois sableuse à petits graves, jaune grisâtre, d'une épaisseur moyenne supérieur à **6.10m**, Dense (**$\gamma_d=1.74\text{ g/cm}^3$**), dans un état Peu-plastique (**$I_p=23.9\%$**), de consistance Dure (**$I_c=0.95$**), à une forte résistance au cisaillement (**$C_{cu}=30.0\text{KN/m}^2$** , **$\phi_{cu}=18.0^\circ$**).

- ✓ L'analyse chimique sommaire sur les sols révèle que les formations sont faiblement agressives de point de vu sulfates (S^{O4--}), et de point de vu matière organique elles sont non-organiques.
- ✓ le projet avoisine la mer, après l'excavation du bassin et lors de l'exploitation du projet, les eaux de l'environnement seront principalement celles de mer, il vaut mieux adopter les résultats d'analyse de qualité des eaux de mer pour le fondement du jugement de l'agression, donc les eaux sont classés en classe A2 forte agressivité.

Les paramètres géotechniques constituent un élément clé influençant substantiellement les résultats des calculs numériques (Voir annexe C). Les difficultés du calage des paramètres mécaniques et leurs pertinences sont parmi les enjeux principaux du problème.

3.5. Modélisation numérique

La modélisation numérique par le code de calcul PLAXIS, comme tout autre code, exige la définition de quelques paramètres. Les valeurs de ces derniers sont tirées à partir des résultats d'essais au laboratoire.

L'analyse est réalisée dans le cadre des déformations planes et le maillage se compose d'éléments triangulaires à 15 nœuds, pour trouver des résultats plus précis qui s'approchent de la réalité, le maillage adopté dans ce modèle est de type très fin (figure. 3.8).

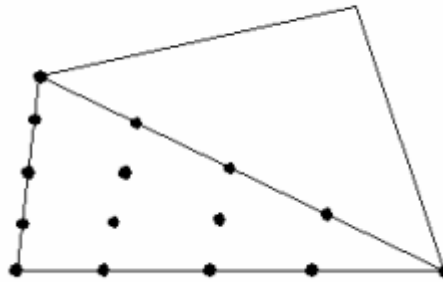


Figure 3.8. Schéma présentant les éléments à 15 nœuds proposés dans Plaxis

3.5.1. Modélisation numérique du système sol-palplanche

La méthode des éléments finis est utilisée depuis longtemps pour étudier le comportement linéaire ou non linéaire des sols. Les solutions dépendent du modèle des éléments de l'interface sol-palplanche, du modèle rhéologique introduit pour le sol et des conditions imposées sur les éléments de l'interface sol-palplanche. Elle a la capacité de modéliser des interactions sol-palplanche sous des cas de charge quelconques.

3.5.2. Modélisation de sol

Le sol est modélisé par un maillage en éléments triangles à 15 nœuds. L'interpolation est d'ordre quatre, et l'intégration nécessite douze points de contrainte. Ces éléments sont constitués de nœuds qui permettent d'obtenir des résultats en termes de déformations (déplacements, accélérations...) et de points d'intégration de Gauss qui sont définis en termes de contraintes.

Le triangle à 15 nœuds est un élément très précis qui a produit des résultats en contraintes de haute qualité sur différents problèmes, comme le calcul de la rupture de sols incompressibles.

Le modèle du comportement du sol est le **modèle de Mohr-Coulomb** bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Ce modèle comporte cinq paramètres : Le module de Young (E), le coefficient de Poisson(ν), la cohésion (C), l'angle de frottement(φ), et l'angle de dilatance(ψ).

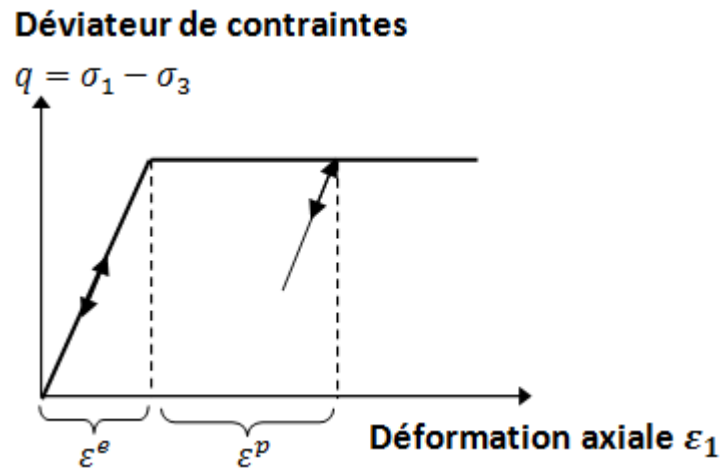


Figure 3.9. Modèle élastique – parfaitement plastique (figure adaptée (Plaxis bv, 2010a)).

Le terre-plein est consolidé au moyen de la colonne ballastée vibro-compacé. Les paramètres C et φ du complexe sol/colonne ballasté sont obtenus selon la norme <<the design of vibro replacement>> (Heinz.J, 1995): :

$$m' = (n - 1)/n$$

$$\tan \bar{\varphi} = m' \tan \varphi_c + (1 + m') \tan \varphi_s$$

$$c = \left(1 - \frac{\bar{A}}{A}\right) c_s$$

Dont :

$\bar{\varphi}$: Angle de frottement interne dans le complexe sol/colonne ballasté

c : Cohésion du complexe sol/colonne ballasté

φ_s : Angle de frottement interne dans la colonne ballastée

$\frac{\bar{A}}{A}$: Taux de remplacement après la correction

n : Coefficient de réduction

m' : Coefficient de renforcement.

En ce qui concerne le module d'Young du sol équivalent à chaque couche, il est évalué par la méthode d'homogénéisation.

- Pour le calcul de E_{eq} équivalent nous avons utilisé la formule suivante : $E_{eq} = \frac{E_c \times S_c + E_s \times S_s}{St}$

Avec E_c and E_s sont le module d'Young de la colonne ballasté et le sol d'origine respectivement.

Sachant que le diamètre de la colonne est de 0.8m est l'intervalle de la colonne est de 1.6m. La surface du sol est divisée en n colonnes rectangulaires de même surface $St=1,6m^2$. Chaque colonne rectangulaire est constituée d'une superficie de $S_c=0,5024m^2$ et d'un sol original d'une superficie de $S_s=1,09676m^2$.


Avec St est la section totale $=1.6m^2$ est $S_c = \frac{\pi \theta^2}{4} = 0.5024m^2$ d'où $S_s = S_s - S_c = 1.0976m^2$

Toutes les valeurs des paramètres du sol utilisés pour l'analyse sont présentées dans le tableau 3.2.

Tableau 3.2. Paramètres des couches de sol

Couches de sol	A/\bar{A}	m'	E_s (MPa)	E_{eq} (MPa)	c_s (kN/m ²)	φ_s (deg)	c_{eq} (kN/m ²)	φ_{eq} (deg)	γ_{sat} (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)
1	0.19 6	0.2	30.0	36.28	1	35	0.804	35.6	21.00	10.0
2	0.18 1	0.45	5.60	19.5	0	25	0	31.3	20.00	16.0
3	0.18 4	0.431	3.90	18.3	12	26	9.792	31.6	15.60	19.6
4	0.18 4	0.503	12.0	23.9	25	14	20.4	27.5	19.54	19.3
5	--	--	60.0	60.0	24	27.5	24.0	27.6	20.04	17.4

3.5.3. Modélisation de la palplanche

La palplanche est modélisée avec l'élément plaque  Les plaques sont des éléments de structure utilisés pour modéliser des structures élancées placées dans le sol et ayant une rigidité de flexion et une raideur normale significatives.

La palplanche en éléments finis 2D est composée en éléments poutre avec trois degrés de liberté par nœud : deux translations (U_x, U_y) et une rotation autour de l'axe de la palplanche (Φ_z). L'élément poutre est défini par trois nœuds dans le cas de modélisation du sol en éléments triangle à 6 nœuds, alors qu'il est défini par cinq nœuds dans le cas d'éléments triangle à 15 nœuds (figure.3.10).(Plaxis bv, 2010a)

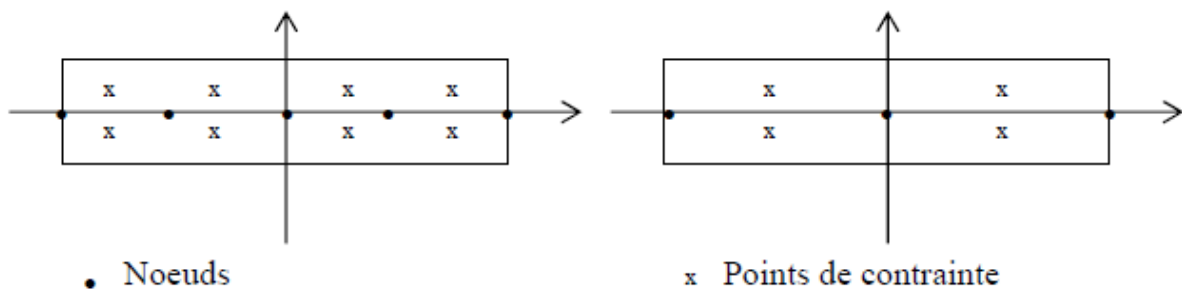


Figure 3.10. Disposition des nœuds et des points de contrainte dans l'élément de palplanche.

On peut décrire la palplanche comme un élément long, ancré dans le sol, qui possède une résistance importante à la flexion et une grande raideur. Dans un modèle géométrique, les palplanches sont des 'lignes bleues.'

Les paramètres les plus importants sont la rigidité de flexion EI et la raideur axiale EA . A partir de ces deux paramètres, l'épaisseur équivalente de la plaque est

$$\text{calculée à partir de l'équation : } d_{eq} = \sqrt{12 \frac{EI}{EA}} \quad (3.1)$$

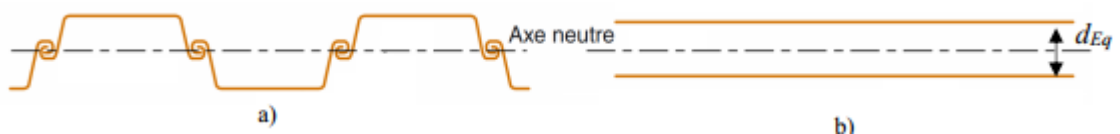


Figure 3.11. Coupe sur une palplanche a) section réelle, b) représentation par élément massif équivalent (Delattre, 2004)

Le coefficient de Poisson ν est généralement nul pour les structures relativement flexibles dans la direction perpendiculaire à la figure comme les palplanches.

3.5.4. Modélisation d'élément d'interface

Les éléments d'interface permettent de simuler les conditions de contact entre deux parties de la structure. Ces éléments comportent généralement un comportement élastique en compression, et élastoplastique en cisaillement.

Le non prise en compte de l'interface peut être à l'origine d'un soulèvement non réaliste du sol se trouvant en amont (Arafati, 1996). Du point de vue numérique, la modélisation de l'interface (Figure 3.12) doit être judicieuse, au risque de provoquer un non convergence du calcul (Day & Potts, 1994).

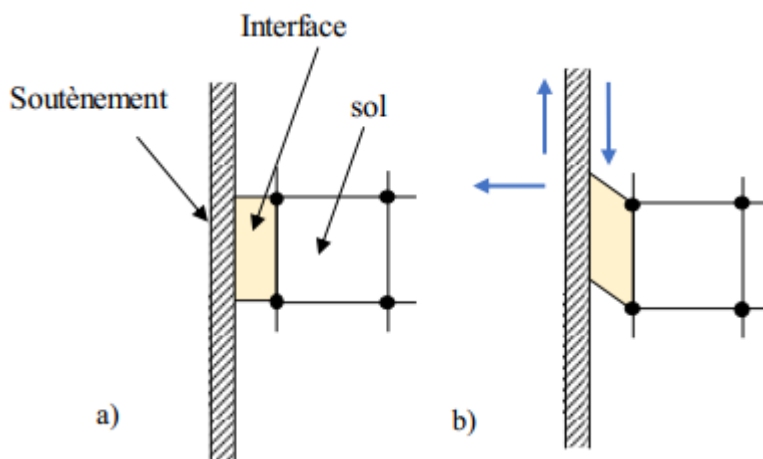


Figure 3.12. Représentation a) de l'interface par élément fini (épaisseur mince), b) cinématique des éléments : sol-interface-structure.

Le frottement sol-structure est simulé avec un élément d'interface attaché à l'élément de sol. Lorsqu'on utilise des triangles à 15 nœuds, l'élément interface serait défini par 5 paires de nœuds (figure.3.13).(Plaxis bv, 2010c)

Chaque interface attribue à une épaisseur virtuelle pour obtenir les propriétés de rigidités de palplanche. Une "épaisseur virtuelle" est assignée à chaque interface. C'est une dimension fictive utilisée pour définir les caractéristiques du matériau affectées à l'interface R_{inter} imposé égale à $\frac{tg\delta}{tg\phi}$, l'interface le long de la palplanche a les mêmes propriétés que le sol

avec un facteur de rigidité de l'interface R qui s'étend de 0 à 1. Il permet de caractériser l'effet de la rugosité de l'interface sol-écran. Ce ratio dépend de la nature des matériaux constituant l'écran de soutènement et du sol avoisinant.

Les caractéristiques d'interface sont affectées comme suit 2/3 pour sable-acier, 1/2 pour argile- acier.

Le dimensionnement de la masse de sol dépend des dimensions de la palplanche ainsi de la charge appliquée. Lors de l'utilisation de Plaxis, les conditions limites à la base de la géométrie sont automatiquement établies dans les directions x et y , avec des déplacements U_x et U_y fixés à zéro. Les limites verticales sont fixées à une distance égale de part et d'autre de l'axe de symétrie, alors que les nœuds sont libres de se déplacer verticalement, mais pas horizontalement ($U_x = 0$).

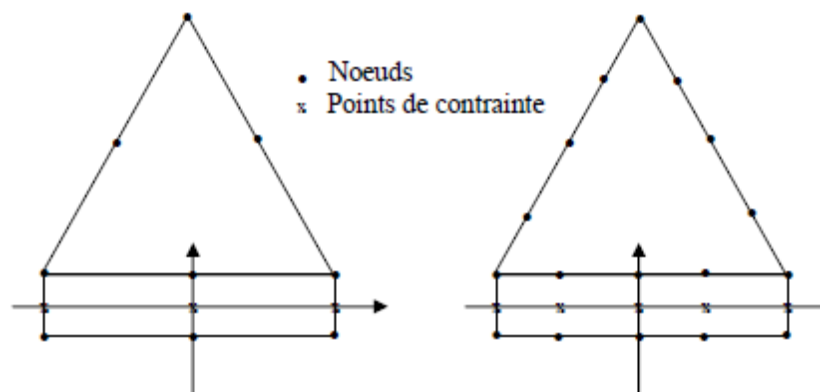


Figure 3.13. Disposition des nœuds et des points de contrainte dans l'élément interface et leurs connexions avec le sol (Plaxis bv, 2010).

Dans la méthode éléments finis, la modélisation de l'interface entre la palplanche et le sol est indispensable. En son absence, on suppose indirectement que l'éventualité de la traction entre les deux corps est possible, ce qui est physiquement insensé.

3.5.5. Modélisation du tirant d'ancrage

Dans plaxis il existe deux types d'ancrage un ancrage nœud à nœud ou un ancrage à tête fixe. Dans notre projet le tirant d'ancrage est de type nœud à nœud. C'est un élément élastique. Sa propriété principale est la rigidité axiale EA saisie par ancrage, selon l'unité de force, et non par mètre linéaire. Pour calculer une rigidité équivalente par mètre linéaire, Plaxis demande la saisie de l'espacement dans la direction perpendiculaire à la figure L_s .

L'angle est défini dans le sens trigonométrique à partir de la direction des x positifs vers la direction des y .

Les tirants sont modélisés par des éléments d'ancrage nœud à nœud avec un comportement élastique. Ces éléments supportent des forces de traction et leur comportement reste dans le domaine élastique. Seuls deux paramètres sont nécessaires pour la modélisation, la rigidité axiale par unité de longueur ($EA=1,25$ kN/m) et l'espacement des ancrages ($e=1,93$ m). Selon le manuel Plaxis material models (Plaxis bv, 2010a), le principal problème lors de la modélisation avec PLAXIS 2D est la transition de trois à deux dimensions, les ancrages doivent être transformés en éléments de plaque 2D continus équivalents définis par mètre de longueur. Le paramètre de rigidité axiale requis pour la plaque équivalente en comportement élastique est défini de telle sorte que l'épaisseur multipliée par l'unité de longueur dans la direction hors plan donne la surface de section totale A des ancrages également réparties par mètre. Si $ls=1/n$ est l'espacement entre les ancrages, la rigidité de la plaque équivalente est EA/ls , avec E le module de Young et A la section d'un ancrage.

Les ancrages isolés (boutons, tirants, lierne cylindrique, encastrement), ponctuels ou surfaciques, suivent une loi de réaction élastoplastique comme le schématise la figure ci-dessous.

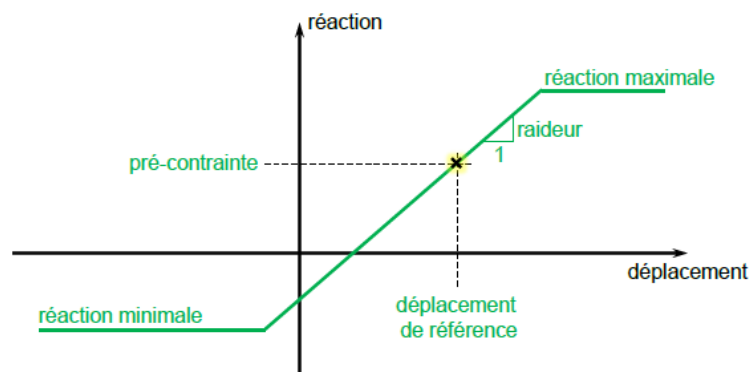


Figure 3.14. Schéma type pour la loi de mobilisation de la réaction des ancrages (Terassol, 2016)

La loi de mobilisation de la réaction des ancrages peut ainsi s'exprimer selon la formulation suivante : $r_i^a = k_i^a \cdot W + P_i^a$ (Terassol, 2016)

r_i^a : Densité de la réaction horizontale des ancrages connectés à l'écran « i »

P_i^a : Vecteur réaction relatif à la part constante (pa) de la réaction des ancrages P

k_i^a : Matrice de rigidité des ancrages (part élastique k_a pour chaque niveau)

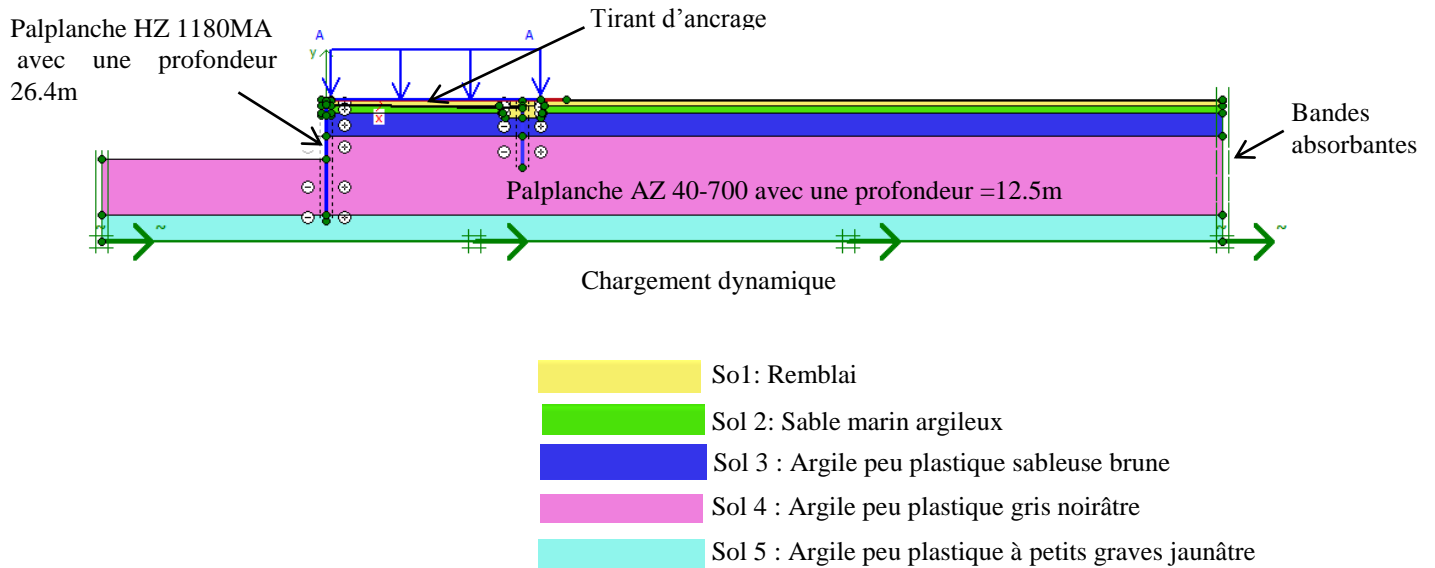


Figure 3.15. Géométrie du quai dans le modèle (après l'excavation du sol du côté de la mer). (Hermime et al. 2024)

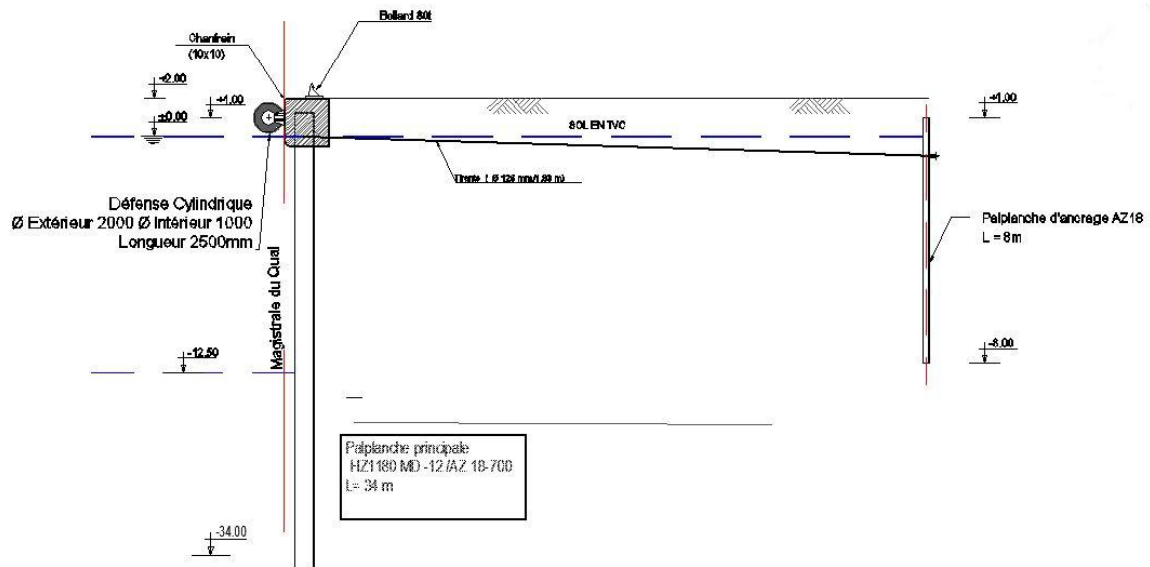


Figure 3.16. Coupe transversale typique du quai

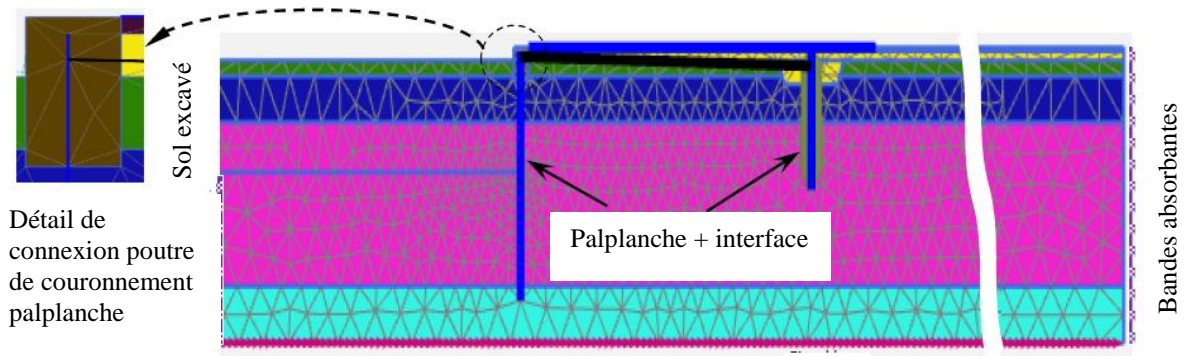


Figure 3.17. Modèle en éléments finis du projet (Hermime et al., 2024)

Les caractéristiques géotechniques spécifiques aux calculs sont regroupées dans les tableaux 3.2, 3.3 et 3.4.

Tableau 3.3. Paramètres des palplanches tableau fourni par ArcelorMittal, 2021

Paramètre des palplanches	Palplanche HZ 1180MA-12	Palplanche AZ40-700N
Model des matériaux	plastique	plastique
Rigidité axiale $EA_1=EA_2$ (KN/m)	7.98E6	5.08E6
Rigidité de flexion EI (KNm ² /m)	1.26E6	205.2E3
Poids (kN/m)	3.904	1.61
Moment plastique (kN-m/m)	4400	983.8
Coefficient de poisson « v » (sans unité)	0.0 ^{xi}	0.0 ^{xi}

^{xi} Selon le manuel d'utilisation de Plaxis ((Plaxisbv, 2010a), dans le cas des murs de palplanches (relativement souples dans la direction hors plan), il est conseillé de fixer v égal à zéro.

$f_y = 235 \text{ MPa}$, $\gamma_{M0} = 1.1$, W_{pl} is tire a partir de (HZ-M Steel wall system 2020) (ArcelorMittal, 2021) pour $f_y = 235 \text{ MPa}$.

Les valeurs des moments plastiques ultimes $M_{c,Rd}$ pour les deux palplanches respectivement HZ 1180MA-12 et AZ40-700N égale à 4400Kn.m/m, 983.79Kn.m/m.

$$\text{Pour effort normal plastique ultime } N_{pl,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.2)$$

A: est l'aire d'une section transversale, pour le HZ 1180MA-12= 497.3 cm² et pour AZ40-700N=205 cm². Les valeurs de l'effort normal plastique max $N_{pl,Rd}$ pour les deux palplanches respectivement HZ 1180MA-12 et the AZ40-700N égale à 10 624KN/m, 4380KN/m.

Tableau 3.4. Paramètre des tirants d'ancrages(Arcelor Mittal, 2013)

Paramètre des tirants d'ancrages	Valeur
Model des matériaux	Elastique
Rigidité axiale EA (KN/m)	1.25 ⁶
Espacement (m)	1.93

Les palplanches HZ 1180MA-12 et AZ20-700, constituant respectivement les rideaux de palplanches ancrées, elles sont modélisées par des éléments poutre-plaque, avec un comportement non linéaire du matériau et les conditions d'adhérence et de contact avec le sol environnant sont pris en compte. Les valeurs du moment de flexion ultime M_u des palplanches sont calculées conformément à l'Eurocode3 (Comité Européen de Normalisation (CEN), 2005), sur la base de la section transversale et des propriétés du matériau fournies par le fabricant. La limite d'élasticité est $f_y=235$ MPa, et le coefficient partiel de résistance de la section transversale est $\gamma_{M0}=1,1$. Les paramètres d'entrée du mur de palplanches sont indiqués dans le tableau 3.3.

3.5.6. Poutre de couronnement

Un ouvrage est généralement couronné par une poutre longitudinale. Cette poutre de couronnement assure plusieurs fonctions :

- ✓ Un élément de rigidification longitudinale de l'ouvrage ou chaînage.
- ✓ Transmettre des efforts au rideau de palplanches.
- ✓ Elle sert ainsi d'appui pour d'éventuel butons et constituer d'élément architectural de l'ouvrage.

Elle est modélisée comme le sol avec un comportement linéaire élastique.

3.6. Caractéristiques requises des aciers

En construction métallique, trois nuances d'acier sont utilisées : S235 et S275 dans la majorité des cas et S355 plus rarement (ouvrages d'art). Ces trois nuances correspondent aux

exigences du calcul en plasticité qui est utilisé dans l'analyse des structures à condition que l'acier satisfasse aux exigences suivantes :

1. Critère de raffermissement : la contrainte de rupture en traction f_u doit être supérieure de 20% au moins à la limite élastique f_y : $f_u \geq 1.2 f_y$
2. Critère de l'allongement à la rupture : l'allongement à la rupture ϵ_u doit être supérieur à 15%: $\epsilon_u \geq 0.15$
3. Critère de ductilité : l'allongement à la rupture ϵ_u (correspondant à f_u) doit être supérieur à 20 fois l'allongement ϵ_y (correspondant à f_y): $\epsilon_u \geq 20 \epsilon_y$

Tableau 3.5. Caractéristiques de l'acier en fonction des classes

	t(mm)	f_y (Mpa)	f_u (Mpa)	ϵ_y (%)	ϵ_h (%)	ϵ_u (%)	ϵ_r (%)	Eh (Mpa)
S235	<40	235	360	0.115	1.41	14.0	25.0	5500
	≥ 40	215	340	0.105				
S275	<40	275	430	0.134	1.47	12.0	22.0	4800
	≥ 40	255	410	0.124				
S355	<40	355	510	0.173	1.70	11.0	20.0	4250
	>40	355	490	0.163				

3.7. Maillage

La modélisation aux éléments finis repose sur la construction d'un modèle défini par des éléments de géométrie triangulaire à 6 ou 15 nœuds définis dans la figure (3.8), pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume. Pour le triangle à 15 nœuds, l'interpolation est d'ordre quatre, et l'intégration nécessite douze points de contrainte. Ces éléments sont constitués de nœuds qui permettent d'obtenir des résultats en termes de déformations (déplacements, accélérations...) et de points d'intégration de Gauss qui sont définis en termes de contraintes.

Il est également recommandé d'avoir une taille moyenne des éléments (ΔL) proportionnelle aux paramètres de chaque couche de sol afin d'assurer la stabilité du maillage. La taille des éléments utilisés doit être suffisamment petite afin d'obtenir des résultats contenant le moins

$$\text{d'incertitudes et d'erreurs possibles : } \Delta_l = \frac{\lambda}{5} = \frac{V_s}{5f} \quad (3.3)$$

Avec :

- ΔL la taille moyenne des éléments (m)
- λ la longueur d'onde (m)
- f la fréquence maximale du signal obtenue par l'intermédiaire d'une transformée de Fourier à partir de l'accélérogramme que l'on souhaite introduire (Hz)
- V_s la vitesse de cisaillement (m/s) calculée à partir de l'équation (3.3)

Les dimensions de n'importe quel triangle peuvent être contrôlées par la hauteur locale de l'élément.

Une dimension moyenne qui représente le degré de raffinement du maillage est " la taille moyenne des éléments " ("AES" : Average Element Size). Ce dernier est défini comme la longueur moyenne des arêtes des éléments utilisés, elle est donnée par :

$$\text{AES} = [(x_{\max} - x_{\min})(y_{\max} - y_{\min})/n_c]^{0.5} \quad 3.4)$$

Où n_c est le nombre d'éléments générés lors du maillage, x_{\max} , x_{\min} , y_{\max} et y_{\min} sont les coordonnées du modèle géométrique.

Chaque fois qu'une analyse numérique est exécutée, l'influence du maillage doit être examinée. (Kuhlemeyer & Lysmer, 1973) ont suggéré une taille de l'élément inférieure à $\lambda/8$, où λ est la longueur d'onde correspondant à la fréquence maximale f .

3.8. Conditions aux limites

Le logiciel Plaxis propose plusieurs types de conditions aux limites dont :

- ✓ *None* : Seules les fixations standards sont appliquées (automatisées sous Plaxis).
- ✓ *Viscous*: Un amortissement visqueux est appliqué dans les directions x et y le long de la frontière afin d'absorber l'énergie des ondes.

- ✓ *Compliant Base* (Uniquement valable pour la base du modèle) : Mise en place d'une combinaison d'une ligne de déplacement prescrit ainsi qu'une frontière visqueuse.
- ✓ *Free Field* (Uniquement valable pour les frontières latérales) : Mise en place d'une combinaison d'un *time loadet* d'une frontière visqueuse.
- ✓ *Tied Degrees of Freedom* (Uniquement valable pour les frontières latérales) : Les nœuds présents sur les frontières droite et gauche du modèle sont soumis au même déplacement (Plaxis bv, 2010c).

Sous sollicitations sismiques, il est suggéré d'utiliser des frontières absorbantes au niveau des frontières latérales afin d'empêcher que ces ondes y soient réfléchies car dans la réalité, les ondes qui atteignent les frontières du maillage continuent de se propager à l'extérieur. En effet, si celles-ci se réfléchissent au niveau des extrémités latérales et inférieures du modèle, elles risquent de se répercuter indéfiniment et ainsi de se mélanger aux autres ondes générées par le séisme. Cette méthode est basée sur la méthode des frontières visqueuses.

Les composants d'effort normal et de cisaillement absorbés par un amortisseur dans la direction x sont :

$$\sigma_n = -C_1 \rho V_{pu} \quad \text{et} \quad \tau = -C_2 \rho V_{su} \quad (3.5)$$

ρ est la densité des matériaux. V_{pu} et V_{su} sont la vitesse d'onde de pression et la vitesse d'onde de cisaillement, respectivement. C_1 et C_2 sont des coefficients de relaxation qui ont été présentés afin d'améliorer l'effet de l'absorption. ($C_1 = C_2 = 1$) Quand les ondes de pression heurtent seulement la perpendiculaire de frontière, la relaxation est superflue.

Dans notre cas nous avons pris $C_1 = 1$ et de $C_2 = 0.25$ pour une absorption raisonnable des ondes à la frontière.

Il faut également placer les frontières visqueuses suffisamment loin pour qu'ils absorbent les ondes et qu'il n'y a pas de réflexion ($B/H > 10$) Ceci devrait aider à réduire l'influence des frontières sur les résultats obtenus. (Dey, 2011)

3.9. Phases de calcul et chargement

Les simulations numériques sont réalisées à l'aide de Plaxis en suivant neuf phases statiques suivies d'une phase dynamique et d'une évaluation du facteur de sécurité pour

chacun des accélérogrammes considérés appliqués comme charge sismique d'entrée. Ces phases se déroulent dans l'ordre chronologique suivant :

1. Initialement, tous les composants structurels et la charge de surface sont désactivés, le champ de contrainte initial est généré au moyen de la procédure K_0 . Le projet actuel nécessite la génération d'une pression d'eau qui peut être générée par l'entrée d'une nappe phréatique. La génération des contraintes initiales a été obtenue par k_0 -procédure dans laquelle la valeur du coefficient de pressions des terres au repos, k_0 a été choisie au moyen de la formule bien connue de Jacky (1944).
2. Le remblai et les couches de béton sont activés dans la phase 2.
3. Les rideaux de palplanches avant et arrière sont ajoutés dans les phases 3 et 4 respectivement. Ces deux parois sont ensuite reliées par des tirants d'ancrage dans la phase 5.
4. L'excavation jusqu'à une profondeur de 12,5 m est modélisée en trois phases (phase 6 à phase 8), une phase pour chaque couche de sol (présentée dans la figure (3.9)).
5. La structure et la plate-forme sont soumises à une surcharge uniformément répartie de 65 kN/m^2 , elle est activée dans la phase 9.
6. Les accélérations sismiques sont imposées à la base du modèle dans la phase 10.
7. Enfin, le calcul du facteur de sécurité global (F_s) clôture chaque simulation numérique dans la dernière phase 11.

Ces phases figurent sur les photos ci-dessous.

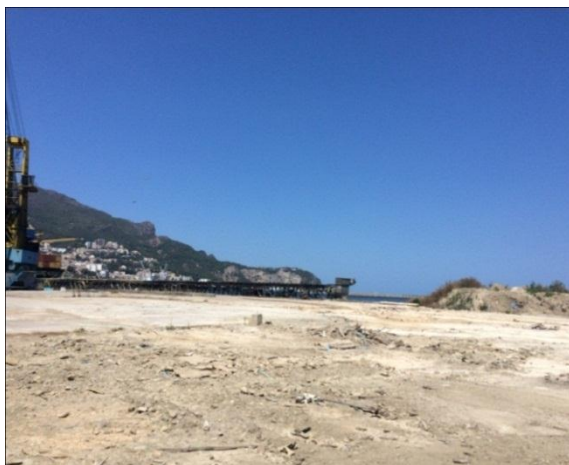


Figure 3.19. L'emprise de projet avant le démarrage des travaux



Figure 3.18. Démolition de la plateforme existante



Figure 3.21. Consolidation de sol colonnes ballastées

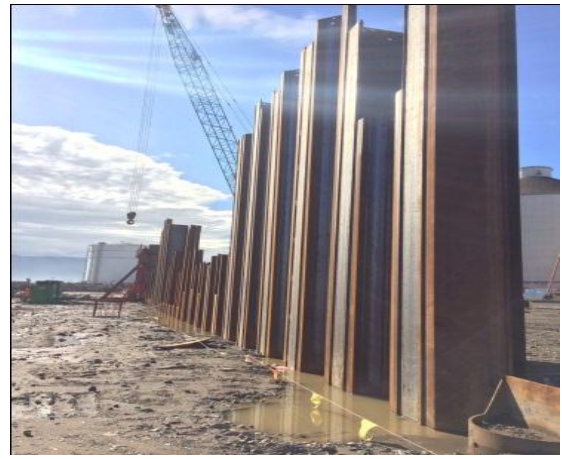


Figure 3.20. Réalisation des rideaux de palplanches

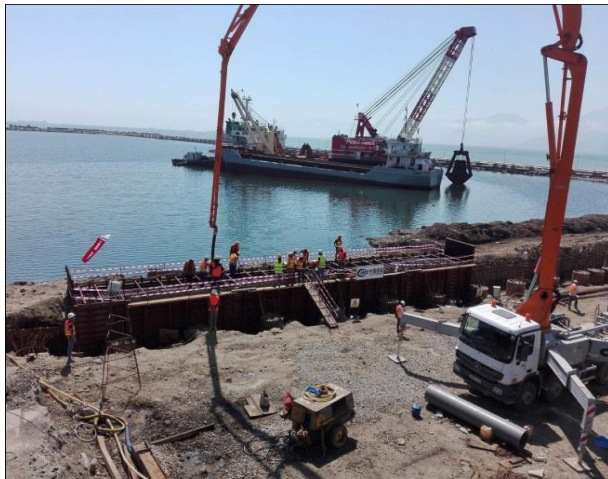


Figure 3.23. Exécution de la poutre de couronnement



Figure 3.22. Mise en œuvre des tirants d'ancrages

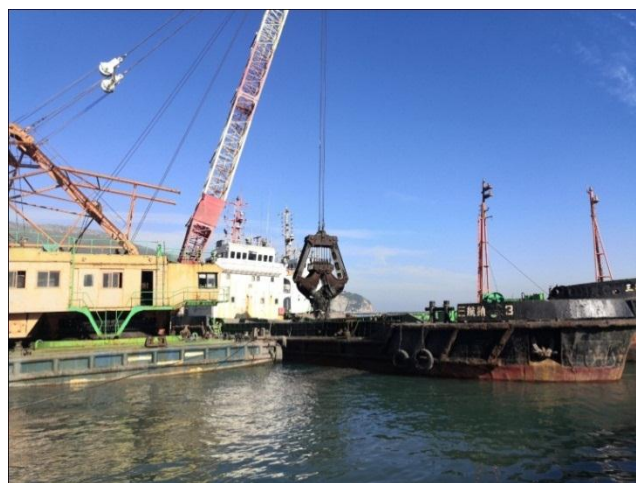


Figure 3.24. Dragage de bassin

3.10. Confortations entre mesures des déplacements et modélisation à l'état statique

Cette section présente les résultats de l'étude de la réponse statique du port de Béjaïa sur PLAXIS.2D. Tout d'abord, des analyses statiques de déformation plane sont effectuées pour modéliser le comportement du quai avant le séisme.

Dans un premier lieu, le modèle est soumis à une charge statique, en se conformant aux détails donnés précédemment. Les déplacements calculés numériquement sous une charge de poids propre sont rapportés en tableau (3.6) avec les mesures sur le terrain. Les mesures disponibles sont effectuées sur un point de la poutre de couronnement. Comme l'illustre le tableau (3.6), les déplacements horizontaux et verticaux prévus sont en adéquation avec les valeurs mesurées.

Tableau 3.6. Comparaison entre les déplacements calculés et mesurés (cm) (Hermime et al., 2024)

Type d'analyse	Déplacement horizontal (cm)					Déplacement Verticale (cm)				
Points de mesure	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
mesurés	4.1	2.08	0	1.3	1.6	1.80	1.4	0.7	0.2	1.1
calculés	4.2	2.12	0	1.33	1.64	1.83	1.38	0.69	0.19	1.0
Difference%	2.4	1.93	0	2.31	2.5	1.66	1.43	1.43	2.5	0.9

3.11. Résultats de l'étude statique

3.11.1. Moments de flexion

Les moments de flexion maximaux calculés agissant sur la palplanche atteignent une valeur de 1193.00 kN.m/m (figure 3.25). La force axiale agissant sur le tirant est de 253.311kN/m (Tableau 3.7). Ces valeurs sont largement inférieures aux valeurs ultimes du moment de flexion des palplanches ($M_u=4400$ kN.m/m) et de la résistance maximale. Le facteur de sécurité global est de 2,00 (figure 3.26), ce qui est une valeur satisfaisante pour que l'équilibre du mur de quai est assuré.

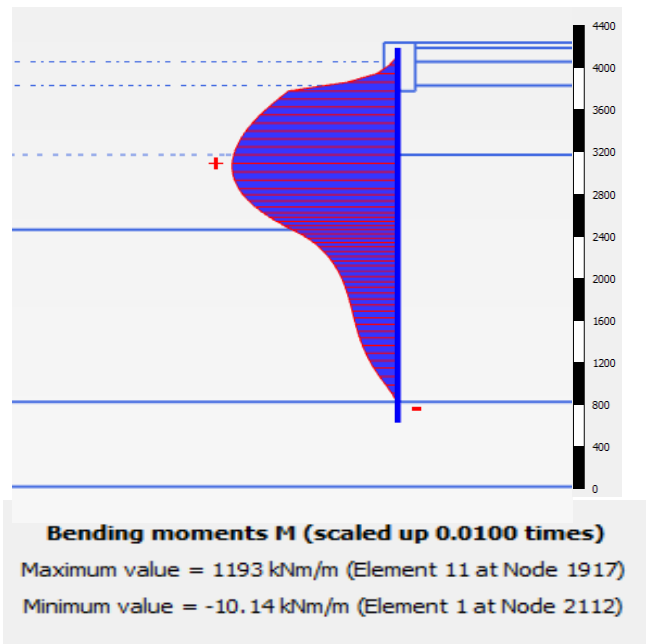


Figure 3.25. Moment fléchissant de la palplanche à l'état statique

Phase	fs			
Step	2823 of 2823			
Calculation mode	Classical mode			
Step type	Safety			
Kernel type	32 bit			
Extrapolation factor	2.000			
Relative stiffness	0.1286E-3			
Multipliers				
Prescribed displacements X	M_{DispX}	0.000	ΣM_{DispX}	0.000
Prescribed displacements Y	M_{DispY}	0.000	ΣM_{DispY}	0.000
Load system A	M_{LoadA}	0.000	ΣM_{LoadA}	1.000
Load system B	M_{LoadB}	0.000	ΣM_{LoadB}	1.000
Soil weight	M_{Weight}	0.000	ΣM_{Weight}	1.000
Strength reduction factor	M_{sf}	1.478E-3	ΣM_{sf}	2.004
Time	Increment	0.000	End time	0.000

Figure 3.26. Valeur du facteur de sécurité global à l'état statique

Tableau 3.7 .Force axiale agissant sur le tirant

Structural element ▲	Node ▲	Local number ▲	X ▲ [m]	Y ▲ [m]	N ▲ [kN/m]	N_{min} ▲ [kN/m]	N_{max} ▲ [kN/m]
Node-to-node anchor 1-1	2037	1	0.000	0.000	253.311	0.000	253.311
(Tirant d'ancrage)	4604	2	44.000	-1.000	253.311	0.000	253.311

3.11.2. Déplacements des sols en place

La figure 3.27 indique le déplacement suivant « X ». Il est remarquable que les déplacements sont plus importants dans le rideau amont que dans le rideau aval, cela veut dire que ce rideau est le plus sollicité et qui présente les déformations les plus importantes. C'est pour ça que nous nous sommes particulièrement intéressés à ces résultats. Les valeurs des déplacements U_x et U_y sont de l'ordre de 3.6 cm et 4.4cm respectivement, sont des valeurs faibles et ne provoquent aucun dommage pour le quai. Et que les palplanches agissent positivement dans les sols. Ceci nous permet de conclure que les sols sont stables.

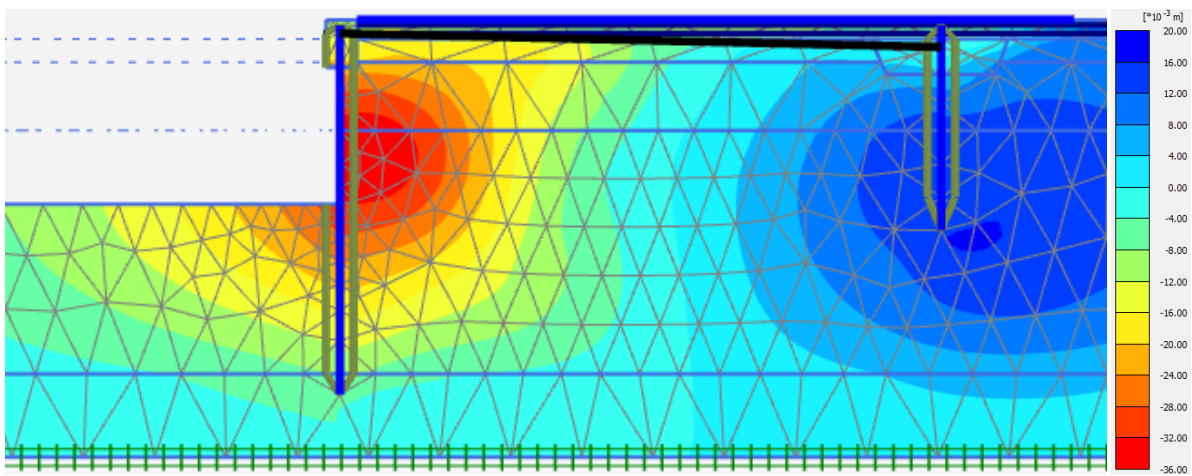


Figure 3.27. Déplacement U_x des sols à l'état statique

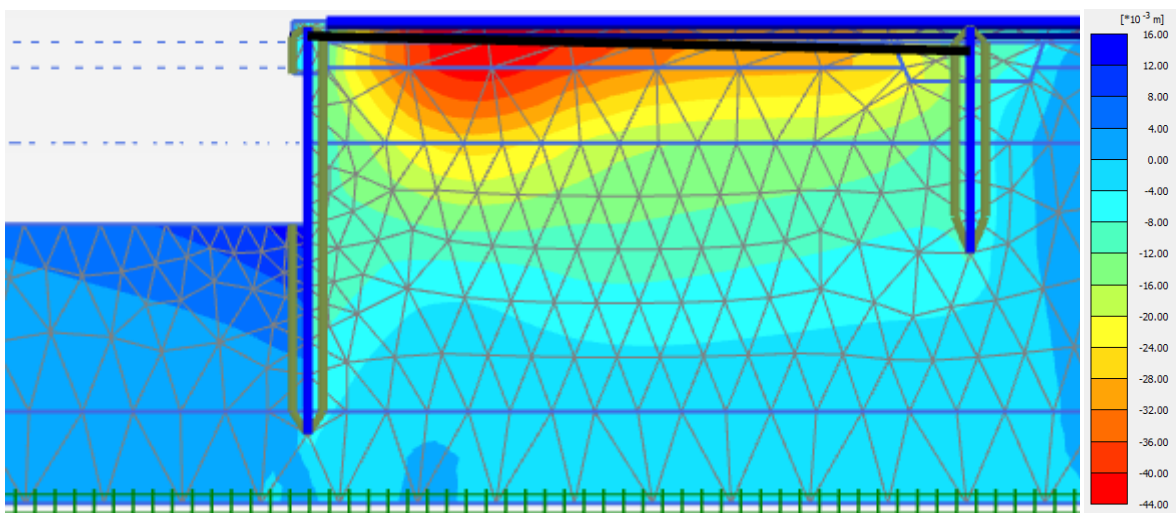


Figure 3.28. Déplacement U_y des sols à l'état statique

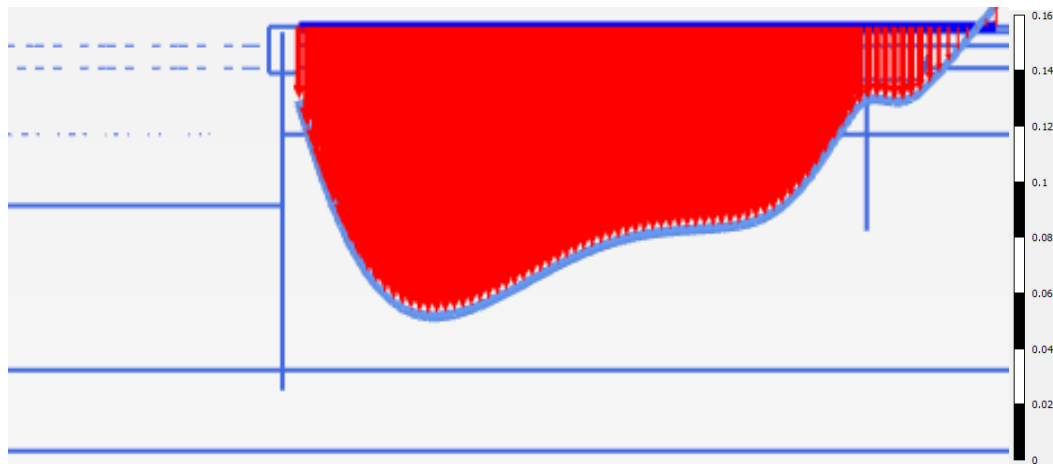


Figure 3.29. Déplacement U_y de la poutre de couronnement à l'état statique

Comme illustré sur la figure 3.29. La dalle en béton est sollicitée en flexion. Cette flèche est montrée sur la figure 3.29 ci-dessus, et représentant les déplacements U_y suivant l'axe « y » de la plate-forme qui est le déplacement le plus important enregistré et estimé à -0,4369 m soit -4,36 cm.

Il est à noter que le signe négatif indique la direction du déplacement de la dalle qui tend à fléchir vers le bas en formant un arc qui augmente en approchant vers la palplanche.

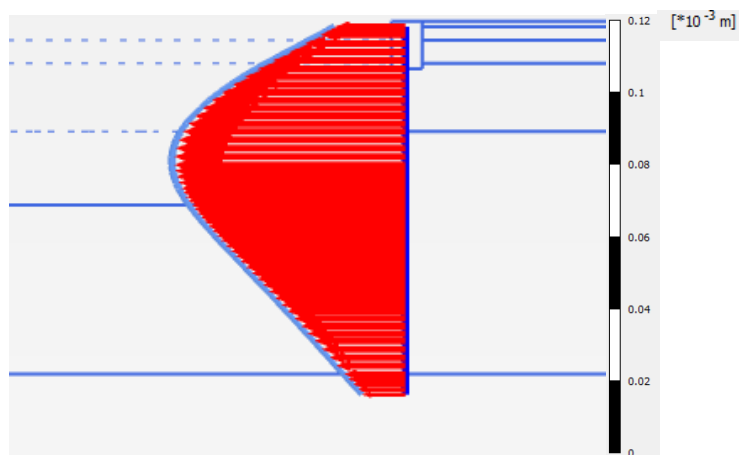


Figure 3.30. Déplacement U_x de la palplanche à l'état statique

Les déplacements U_x au niveau du rideau des palplanches sont très proches et de l'ordre de (-3.5) mm, ils sont enregistrés dans le sens négatif, c'est-à-dire que le rideau de palplanches se déplace horizontalement dans la même direction que le déplacement U_x du sol en place mais les valeurs de ces déplacements sont négligeables.

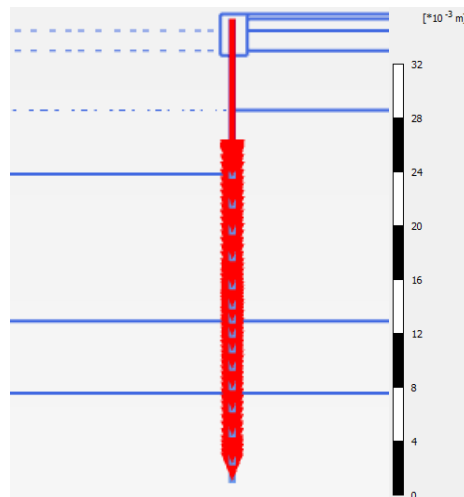


Figure 3.31. Déplacement U_y de la palplanche à l'état statique

Les déplacements des palplanches suivant la direction « Y » sont de l'ordre de $6.45 \cdot 10^{-3}$ m et les valeurs enregistrées sont dans la plupart des cas très rapprochées. Ces résultats sont très satisfaisants et acceptables selon l'eurocode (FD ENV, 2002).

3.12. Etude du comportement de l'ouvrage sous un séisme optimal (séisme de Boumerdes enregistré à Dar El Beida)

Vu le manque d'accélérogramme enregistré au rocher à Béjaïa nous avons pris l'excitation sismique de Boumerdes, avec l'enregistrement de Dar El Beida avec un PGA de 0.5g (Figure 3.32).

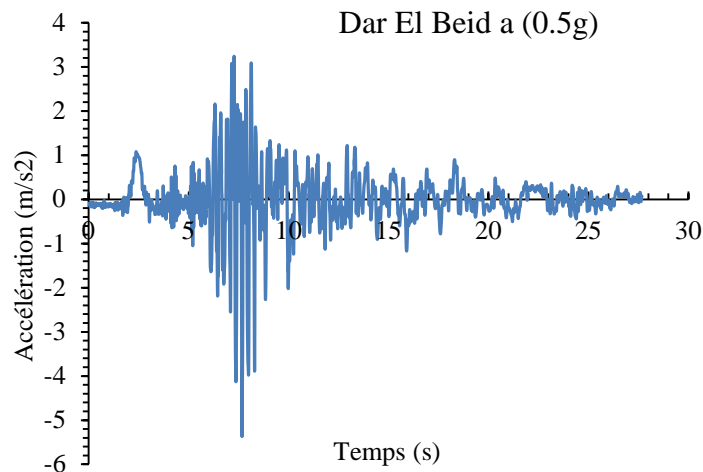


Figure 3.32 Accélérogramme du séisme Boumerdes, enregistrement de Dar El Beida

Afin de vérifier le comportement de l'ouvrage sous séisme optimal, le modèle numérique réalisé par la méthode des éléments finis de PLAXIS 2D soumis au séisme de Dar El Beida avec un PGA de (0.5g), la valeur du facteur de sécurité du sol après le séisme, voir la figure (3.33), et le moment de flexion de la palplanche ont été présentés. Et le moment de flexion de la palplanche a été comparé au moment ultime calculé avec l'eurocode voir la figure (3.34).

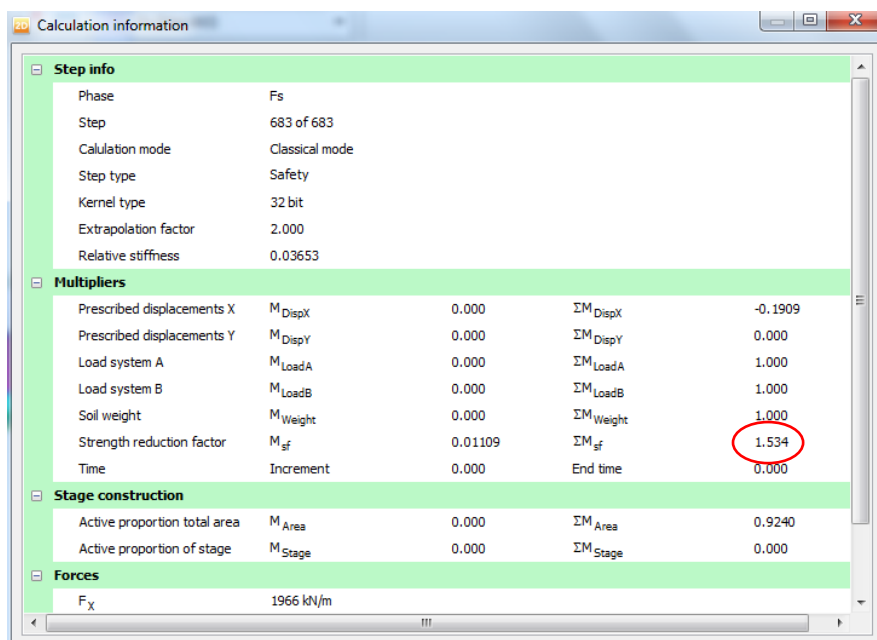


Figure 3.33 Valeur du facteur de sécurité après la phase dynamique

La valeur du facteur de sécurité est égale 1.534 d'après la figure 3.33 elle est strictement supérieure à 1, ce qui est vérifié en étude dynamique.

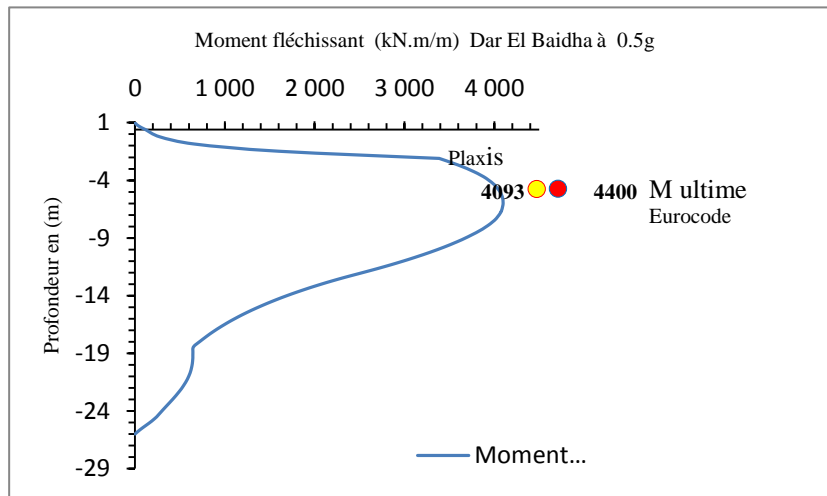


Figure 3.34 Comparaison des moments de flexion de la palplanche pour l'excitation de Dar El Beida (0.5g) obtenus avec Plaxis et l'eurocode.

En ce qui concerne les résultats de moment de flexion sous le mouvement fort, nous observons une augmentation substantielle des moments de flexion, avec la valeur maximale se situant entre 4093 et 4100 kNm/m, sans atteindre le moment ultime de la palplanche en question.

Suite aux secousses importantes de séisme 2021, au niveau de la willaya de Béjaïa, une sortie du LEM, le 18/03/2021 sur le quai 25 a été faite pour objet d'une inspection visuelle afin de constater s'il y a eu des dégâts causés par le tremblement de terre, ils ont constaté qu'il n'y a pas eu des dégâts sur le quai au poste 25. Voir figure (3.35)



Figure 3.35. Poste 5 après le séisme (2021) de Béjaïa

3.13. Conclusion

L'analyse de confrontation des résultats à l'état statique a montré que le modèle de l'ouvrage réalisé est un modèle pour prédire la réponse sismique du quai sur palplanche. Il en ressort également de l'analyse dynamique avec le séisme optimal de Boumerdes, avec l'enregistrement de Dar El Beida (0.5g) que les résultats obtenus sont acceptables selon Eurocode 3 et ne dépassent pas la limite de plasticité, par conséquent l'ouvrage réalisé a une bonne portance vis-à-vis du séisme optimal, voir même pour le séisme de Béjaïa (2021) aucun dégâts sur le quai.

Par la suite, une étude incrémentale est menée pour différentes excitations afin d'évaluer les performances des palplanches utilisées. A travers cette étude incrémentale nous montrons qu'en fonction des PGA des séismes, le comportement des palplanches ainsi que du sol (les efforts internes peuvent changer significativement. Ces changements influencent sur la réponse de la structure.

Chapitre 4. Discussion des résultats

4.1. Introduction

A partir de ces dernières années, le développement des calculs numériques par éléments finis a permis une modélisation très précise du comportement dynamique des structures.

Les mouvements sismiques induisent dans les quais sur palplanches des actions dynamiques dues aux forces d'inertie et aux interactions avec le sol. Dans ce chapitre, une investigation des effets d'interaction sol structure, sur le comportement sismique d'un quai sur palplanches dans un sol marin saturé, a été réalisée en utilisant un modèle d'élément fini afin d'évaluer le comportement de l'ouvrage. Ce modèle, implique la discrétisation en éléments finis du système sol- palplanche tout en se basant sur l'étude d'analyse dynamique incrémentale.

4.2. Modélisation de l'interaction sol structure

Nous proposons dans ce chapitre une évaluation de l'effet de la rigidité d'interface, et de l'interaction sol structure sur le comportement dynamique de la palplanche d'un quai. A cet effet, une modélisation en éléments finis d'une extension du port de Béjaïa (Nord Algérie) a été réalisée en utilisant le code de calcul Plaxis 2D.

L'excitation sismique utilisée dans cette modélisation est l'enregistrement des 10 premières secondes du séisme de Loma Prieta à la station San Francisco Bay Area. Cet enregistrement a été repris de Wilson après l'avoir corrigé de sorte à annuler toute accélération, vitesse et déplacement non significatifs en début et en fin des 10 secondes (Figure 4.1).

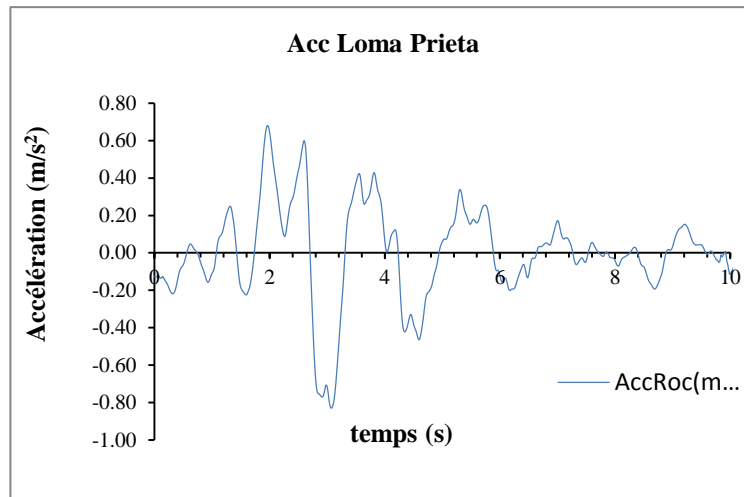


Figure 4.1. Accelérogramme Loma Prieta appliqué à la base du modèle

4.2.1. Résultats et discussion

4.2.1.1. Influence de la nature du sol

La simulation numérique du comportement dynamique de l'interaction sol-palplanche est effectuée en utilisant un code de calcul PLAXIS 2D développé pour ce cas-là. La figure 4.2 montre le déplacement horizontal en fonction du temps pour différents types de sol.

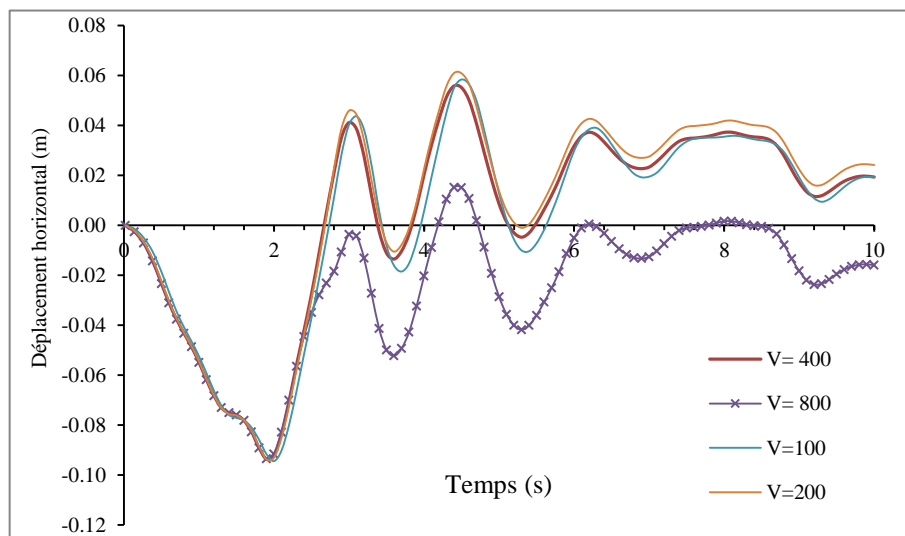


Figure 4.2. Déplacement horizontal en fonction du temps

La figure (4.2) illustre l'influence de la nature du sol caractérisée par la vitesse de la propagation d'onde. Lorsque la vitesse de propagation d'onde de cisaillement est importante,

le déplacement horizontal est faible. D'une façon générale, le déplacement dynamique dépend de la nature du sol de fondation.

4.2.1.2. Influence de la rigidité d'interface

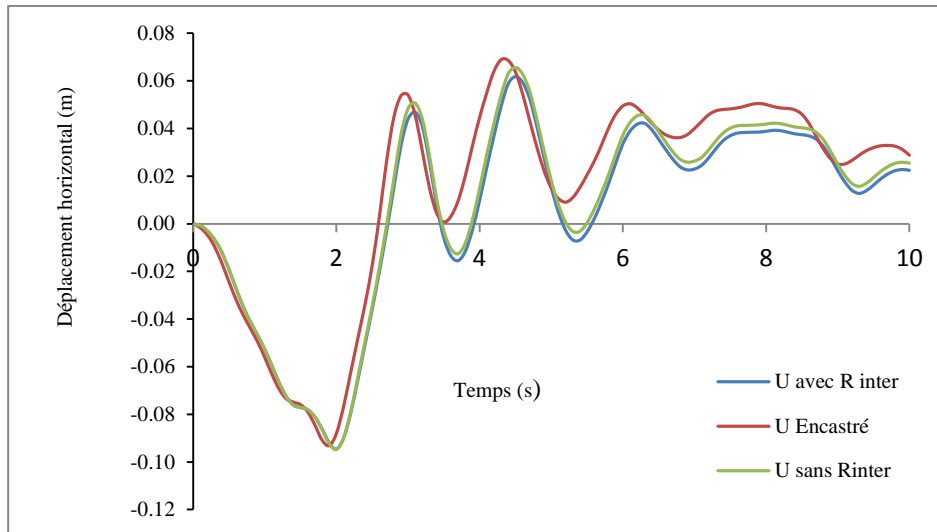


Figure 4.3. Déplacement horizontal en fonction du temps

Le déplacement horizontal maximum du sol en fonction de la nature du sol (rigide et souple), pour voir l'influence de l'interaction, d'une part, et la rigidité d'interface (sol avec et sa rigidité d'interface) d'autre part est montrée sur la figure (4.3).

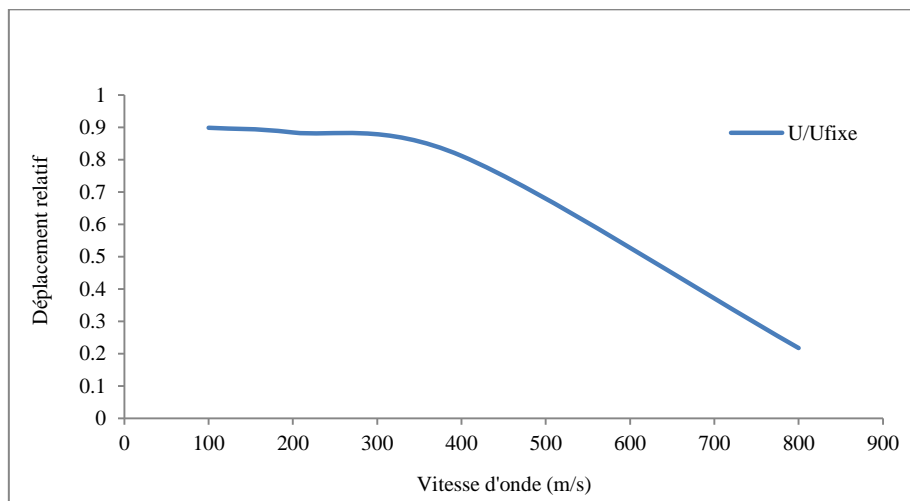


Figure 4.4. Déplacement relatif en fonction de la vitesse d'onde

Figure (4.4) représente la relation entre la vitesse de propagation et le déplacement relatif, mettant en évidence l'impact de la rigidité de l'interface et de son absence. On constate qu'une relation biunivoque non linéaire existe entre la vitesse de propagation d'onde et le

déplacement relatif. Il est observé aussi que, lorsque la vitesse de l'onde est élevée, le déplacement horizontal est relativement faible.

4.2.1.3. Sollicitations internes

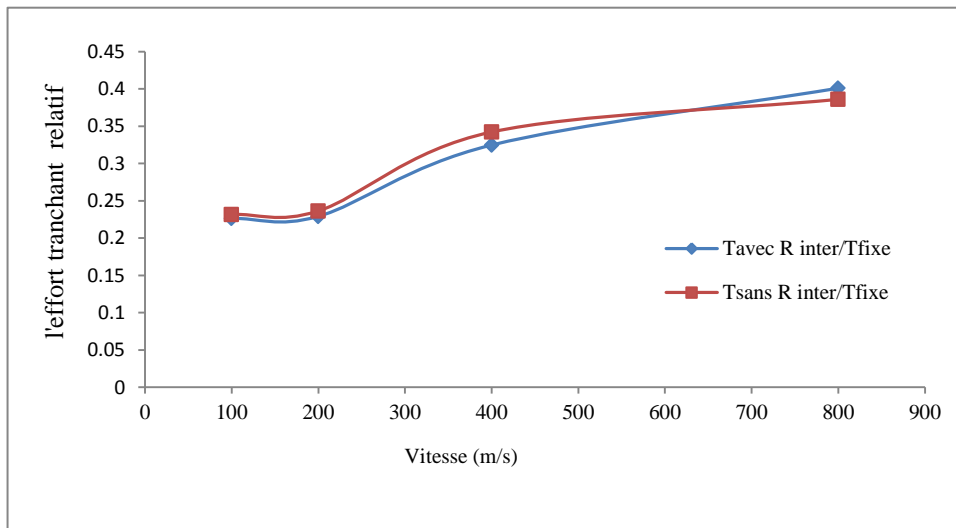


Figure 4.5. Effort tranchant relatif en fonction de la vitesse d'onde

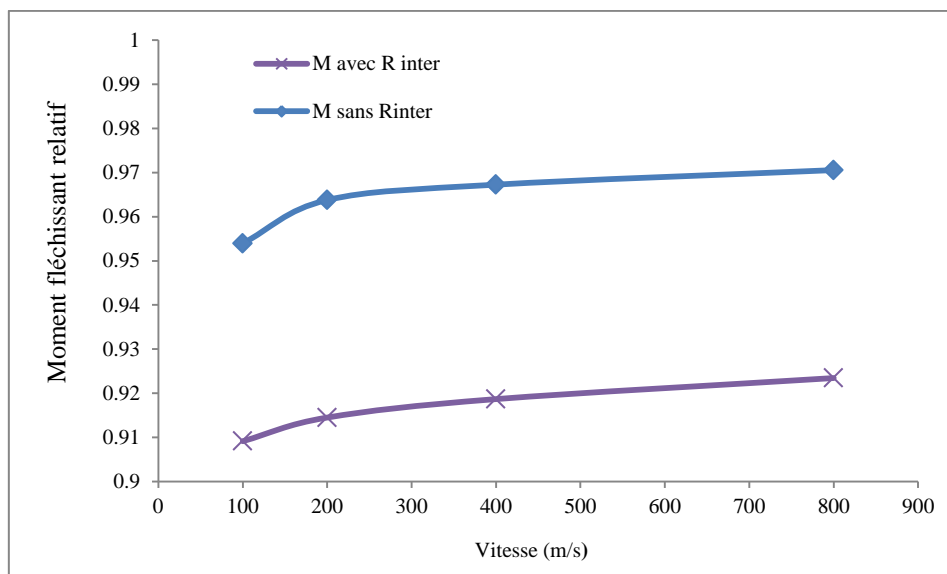


Figure 4.6. Moment fléchissant relatif en fonction de la vitesse d'onde

Les figures (4.5) et (4.6) montrent respectivement le diagramme de l'effort tranchant, et du moment de flexion relatifs dans la palplanche en fonction de la vitesse d'onde avec la rigidité d'interface et sans rigidité d'interface. Ces figures montrent que l'effort tranchant augmente avec l'augmentation de la vitesse, et il est plus important dans le cas sans rigidité

d'interface. Pour le moment de flexion augmente aussi avec l'augmentation de la vitesse d'onde, et il est plus important dans le cas du système avec rigidité d'interface.

4.3. Analyse dynamique incrémentale

L'utilisation de PGA comme paramètre de conception sismique prédominant a été largement acceptée en raison de la facilité d'introduction du paramètre dans la méthode d'analyse incrémentale. En ingénierie sismique, ce paramètre PGA est le paramètre clé pour définir l'amplitude d'un fort mouvement du sol.

4.3.1. Chargement dynamique

Les accélérogrammes utilisés pour la phase 10 sont des composantes horizontales de certains records sélectionnés lors d'événements mondiaux avec différentes valeurs de PGA, comme indiqué dans le tableau (4.1). Des accélérogrammes artificiels sont également utilisés, de sorte que leurs spectres de réponse correspondent au spectre de conception du code sismique Algérien, ils sont générés à l'aide du logiciel SimSeism développé et distribué gratuitement par (Lestuzzi, 2002), Il est basé sur les travaux de (Gasparini & Vanmarcke, 1976). Il génère des séismes synthétiques compatibles avec un spectre cible prescrit qui peut être fourni par un utilisateur final. Les résultats obtenus sont présentés en termes de moments de flexion maximums et de déplacement de la palplanche et d'efforts tranchants.

Tableau 4.1. Utilisation des accélérogrammes enregistrés

Nom	Station	Année	Composante	PGA(g)	Magnitude
Loma Prieta	Loma	1989	270 deg.	0.34	6.9
Northridge, California	Newhall	1994	0 deg.	0.58	6.7
LomaPrieta, California	Lexington	1989	0 deg.	0.434	6.9
LomaPrieta, Californie	Corralitos	1989	0 deg.	0.618	6.9

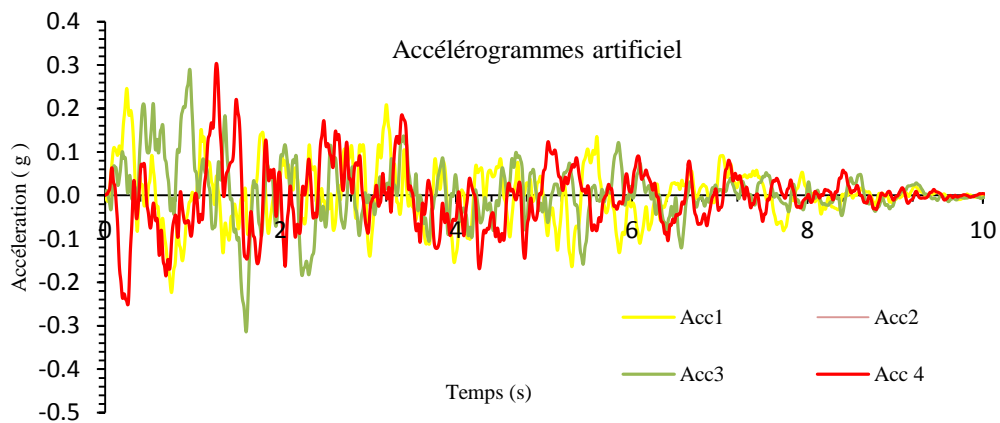


Figure 4.7. Accélérogrammes générés retenus

Figure (4.7), sont des accélérogrammes artificiels déduits du spectre à l'aide du programme Simqke de SeismoSoft.

4.3.2. Interprétation des résultats

Après avoir soumis notre projet à la sollicitation sismique, nous avons obtenu les résultats qui illustrent les déformations que subissent notre quai et les sols en place à la fin de la sollicitation dynamique sont présentés ci-dessous.

On s'est intéressé aux résultats du rideau avant car c'est le rideau le plus sollicité et présente de plus grande déformations.

L'analyse de la réponse dynamique est effectuée à l'aide de quatre accélérogrammes enregistrés (tableau 4.1) et de quatre autres accélérogrammes artificiels générés, de sorte que leurs spectres de réponse correspondent au spectre de conception du code sismique Algérien. Les résultats obtenus sont présentés en termes de moments de flexion maximums et de déplacement de la palplanche.

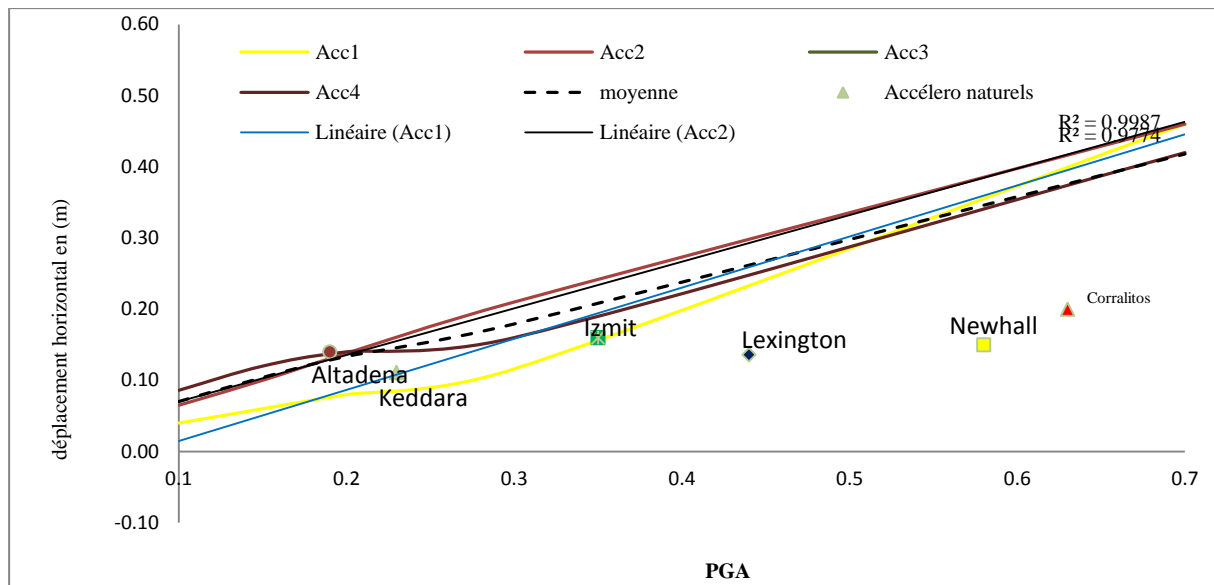


Figure 4.8. Courbe déplacements en fonction du PGA avec courbe de corrélation.

Dans la figure (4.8), pour les accélérogrammes artificiels, on peut voir que les déplacements relatifs des palplanches augmentent linéairement, à partir de 0,3 g, avec des valeurs croissantes des coefficients sismiques suggérés (PGA) et la moyenne des courbes est tracée en pointillé noirs et indiquée par une réponse moyenne. En ce qui concerne les résultats des accélérogrammes naturels, on observe une légère augmentation de la valeur du déplacement maximal, qui est d'environ 0,2 m pour l'événement de Corralitos. Le coefficient de corrélation est entre 0.97 et 0.99, ce qui est une valeur presque égale à 1, une bonne corrélation des résultats de déplacements.

4.3.3. Evaluation de la performance

Sur la base de données empiriques sur les dommages causés par les tremblements de terre, et le paramètre pour spécifier les critères d'endommagement est le déplacement résiduel maximal au sommet de la paroi en palplanches, proposé par (Uwabe, 1983). Les définitions des états d'endommagement sont les suivantes :

Degré 0 - Aucun dommage ;

Degré I - Dommages négligeables au mur lui-même ;

Degré II - Dommages notables au mur lui-même ;

Degré III - Forme générale de la palplanche ancrée préservée, mais des dommages importants ;

Degré IV - Destruction complète, aucune forme reconnaissable du mur ne subsiste. Forme reconnaissable du rideau de palplanche (Ko et al., 2010).

En se basant sur le principe de conception basé sur la performance, les résultats des analyses sismiques de la présente étude sont comparés avec les dommages observés sur les murs de quai en palplanches ancrées de (Kitajima & Uwabe, 1979). Les états d'endommagement sont discutés dans le paragraphe précédent. Ceci est illustré par le tableau 4.2

Tableau 4.2. Critères d'endommagement des quais en palplanches selon Uwabe (Kitajima & Uwabe, 1979)

Niveau des dommages	Déplacement résiduel maximal au sommet de la	
	palplanche (cm)	
Degré 0	0	
Degré I	<30	
Degré II	30~100	
Degré III	100~200	
Degré IV	>200	

En comparant les résultats de déplacement en tête de la palplanche (présentées dans la figure 4.8) avec Uwabe (tableau 4.2), notre quai est classé dans le degré II de dommage (Dommages notables au mur lui-même), car les déplacements résiduels maximums en tête de la palplanche sont dans la fourchette 30~100cm, dommage contrôlé.

Tableau 4.3. Résumé des résultats des valeurs maximales des principaux paramètres de réponse (Hermime et al., 2024)

Accélérogramme	Déphasage Max du sol (cm)	Déphasage Max en haut de la palplanch (cm)	Dép. vert. max. au sommet du quai (cm)	Force axiale max de tirant d'ancrage (kN/m)	Moment max de rideau avant de palp (kN.m/m)	Moment max de rideau arrière de palp (kN.m/m)
Loma (0.34g)	15.2	11.8	12.0	594.1	3813.0	696.4
Lexington (0.44g)	14.0	06.3	22.0	785.4	4380.0	747.95
New Hall (0.58g)	21.2	12.8	22.5	609.6	4400.0	943.2
Corralitos (0.63g)	16.2	07.5	30.0	788.1	4400.0	966.2
Average Artificiel (0.2g)	17.3	15.2	11.0	721.6	3282.4	835.2
Average Artificiel (0.3g)	27.1	24.0	14.5	836.9	4050.9	906.3
Average Artificiel (0.7g)	91.7	53.3	33.0	915.9	4377.5	942.7

Les valeurs maximales des principaux paramètres de réponse sismique sont résumées dans le tableau 4.3. Toutes les valeurs montrent que la structure globale du quai peut résister à des charges sismiques jusqu'à des PGA de 0,35 g sans endommager les palplanches, et que le risque d'atteindre la capacité du moment ultime des palplanches en acier doit être pris en compte pour des excitations de PGA supérieures à 0,45 g. En outre, il est clair que pour des PGA supérieurs à 0,6 g, des déformations excessives (déplacements horizontaux et tassements) avec une déformation des matériaux sont susceptibles d'apparaître dans les couches de sol et dans les éléments structurels.

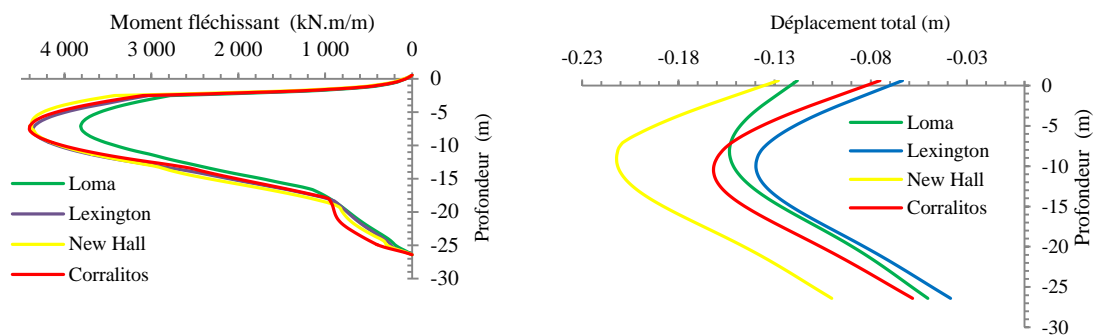


Figure 4.9. Distributions du moment de flexion et du déplacement total de la palplanche en fonction des accélérographes enregistrés (Hermime et al., 2024).

La figure (4.9) montre les résultats tels qu'elles sont obtenues en appliquant les excitations sismiques enregistrées. On constate qu'à l'exception de l'enregistrement de Loma, les trois autres conduisent à une valeur maximale de moment de flexion de 4400 kN.m, qui atteint le moment de flexion ultime des palplanches. Les PGA de ces enregistrements sont de l'ordre de 0,4g et 0,6g. L'enregistrement de Loma Prieta de 0.3g semble être moins sévère, il produit 3600 kN.m, une valeur qui reste dans le domaine élastique. Toutes les valeurs maximales des moments de flexion se sont produites à la profondeur de 7m à 8m. Il faut rappeler que les palplanches sont attachées à leur sommet par des tirants à assemblage articulé. Elles sont également enfoncées dans le sol, à une profondeur comprise entre 13,1 m et 26,4 m sous le niveau de la mer.

La distribution des déplacements totaux maximaux, produite en appliquant les quatre enregistrements naturels, a montré que l'accélérogramme de New Hall conduit aux valeurs les plus élevées avec un maximum de 18 cm constaté à une profondeur de 8 m. La déformation correspondante des palplanches varie entre 2 cm et 8 cm, à 12 m de profondeur (par rapport au niveau de la mer). Les enregistrements de Corralitos et de Loma Prieta ont induit le même ordre de déplacements avec une valeur maximale de 10 cm et 12 cm en profondeur. Les déplacements les plus faibles sont dus aux enregistrements de Lexington, avec une valeur maximale de 9 cm.

Il convient de souligner que les enregistrements sismiques sont choisis pour simuler la réponse non linéaire du quai étudié à une charge sismique extrême. Comme on peut s'y attendre, la valeur limite du moment de flexion dans les palplanches est atteinte (ou presque)

pendant la réponse. Par conséquent, les distributions des moments sont presque similaires pour les trois charges appliquées, le mur de palplanches est à son état limite de résistance. Comme l'analyse est non linéaire, le sol continue à se déformer sans résistance, ce qui donne lieu à des déplacements importants. Les valeurs maximales des déplacements dépendent alors fortement de la surcharge au-delà de l'état limite.

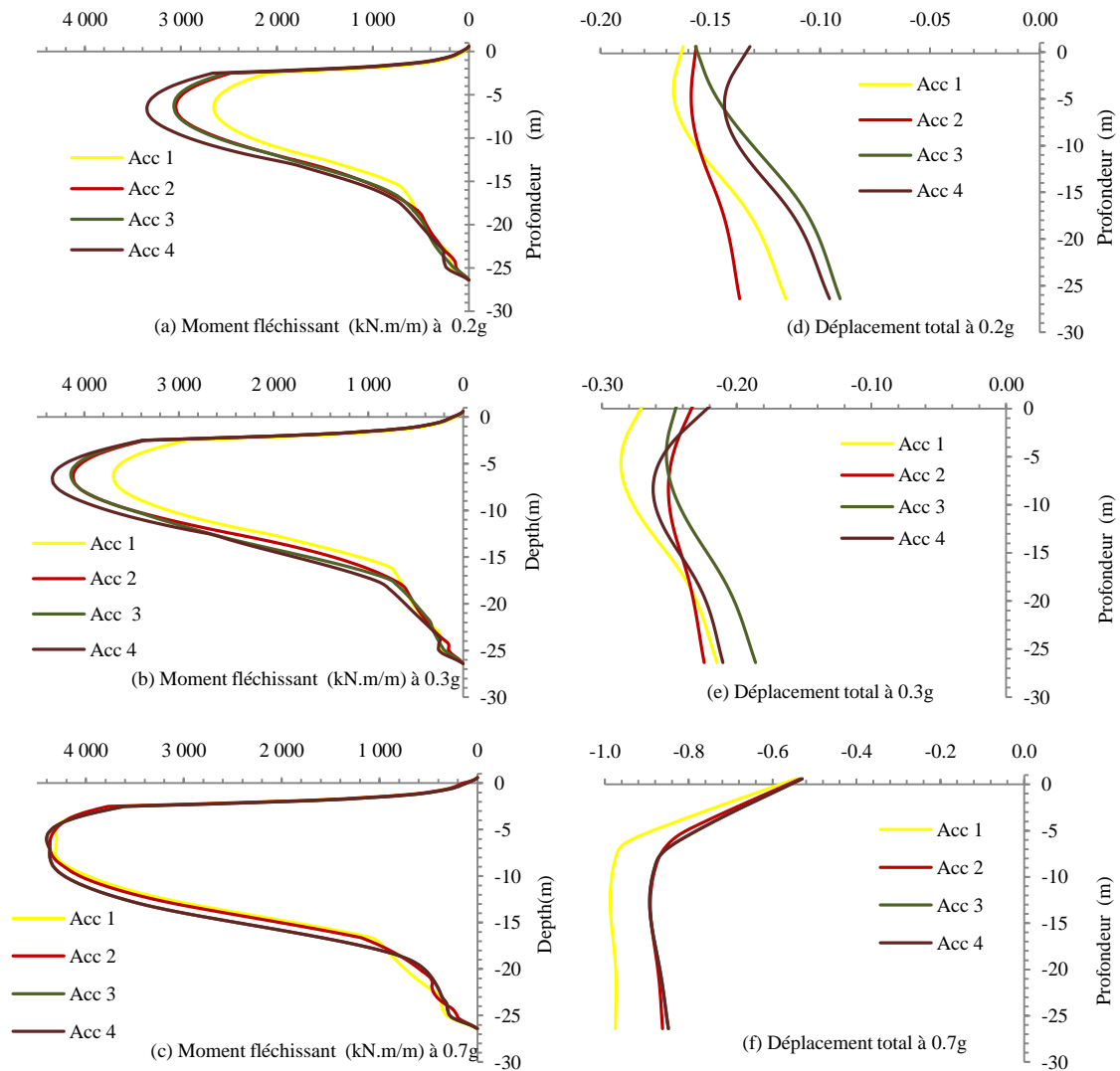


Figure 4.10. Distribution du moment fléchissant maximal et du déplacement total de la palplanche suite à des accélérogrammes artificiels avec différentes valeurs de PGA (Hermime et al., 2024).

Les moments de flexion et la distribution des déplacements totaux, produits par l'application des quatre accélérogrammes artificiels, sont illustrés dans les figures (4.10). Chacun des accélérogrammes artificiels appliqués est mis à l'échelle des valeurs PGA variant de 0,2 à 0,7g. Les figures illustrent les résultats de 0,2g, 0,3g et 0,7g pour les niveaux de mise à

l'échelle. Dans les courbes de moment de flexion de 0,2g, on peut voir que le moment maximum se situe entre 2640 kN.m/m et 3350 kN.m/m à 6,53 m de profondeur.

Les distributions de déplacement maximal correspondantes figure 4.10. (d) varient de 13,4 cm à 15,5 cm au sommet, et de 10 cm à 15 cm à la base. La déformation de la palplanche (déplacement relatif) est de l'ordre de 3 cm.

Pour les moments fléchissants à 0,3g, elle augmente pour atteindre un maximum entre 3681 kN.m/m et 4380 kN.m/m accumulé à une profondeur de 6,53 m. Ce niveau de charge sismique tend la structure de palplanches jusqu'à sa limite élastique ultime. Au-delà de ce niveau PGA, les distributions de moment de flexion dues aux quatre accélérogrammes tendent vers la courbe ultime limitée par la valeur du moment de flexion plastique de la palplanche, qui est de 4400 kN.m/m. Cette situation est bien représentée par les courbes de la figure 4.10. (c) à un niveau PGA de 0,7g, où la valeur maximale est notée à 7,71 m de profondeur.

Il semble que la profondeur à laquelle s'applique le moment de flexion maximal diminue à proportion de l'augmentation du PGA. On peut également remarquer que le point de contre-flexion est situé près du fond de la mer et qu'il devient plus profond avec l'augmentation des niveaux de PGA. Les déplacements totaux, dans les figures 4.10. (d) et 4.10. (e), ont augmenté pour atteindre un maximum entre 25 cm et 28 cm pour le cas de 0,3g. Des déplacements excessifs sont obtenus à 0,7g, avec une valeur maximale de 89 cm obtenue par l'application de trois des accélérogrammes artificiels, le quatrième conduit à une valeur de 97 cm.

La déformation maximale de la palplanche correspondante augmente considérablement pour atteindre 55 cm, ce qui révèle une défaillance possible de l'ensemble de la structure. Ces résultats suggèrent une rupture passive du sol devant la palplanche. Comme le confirme (Habets et al., 2015) la particularité des palplanches est qu'elles agissent comme un mur flexible. Une fois la longueur de la palplanche calculée, il faut s'assurer que la paroi soumise à la pression du sol ne se déformera pas excessivement et ne pliera pas.

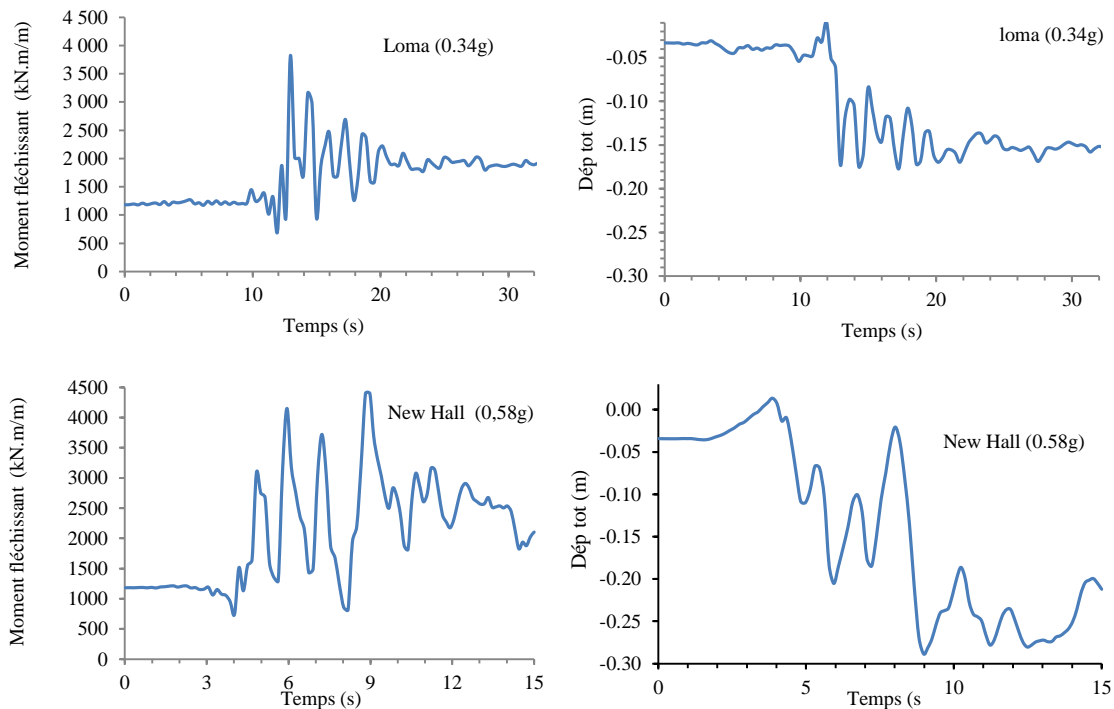


Figure 4.11. Moments de flexion et des déplacements à la profondeur $z = -7,2$ m en fonction du temps pour le cas de l'enregistrement de Loma Prieta et à la profondeur $z = -8,93$ m et dans le cas du l'enregistrement de New hall (Hermime et al., 2024).

Des réponses temporelles du moment de flexion et du déplacement total sont présentées à la figure 4.11, pour les deux cas d'enregistrements de Loma Prieta et de New Hall, respectivement. Ces quantités de réponse sont extraites aux points où leurs distributions prennent leurs valeurs maximales comme indiqué ci-dessus (à la profondeur $z = -7,2$ m pour Loma Prieta et à la profondeur $z = -8,93$ m pour New Hall). Ces réponses temporelles montrent une concordance dans les valeurs maximales avec les résultats de la figure 4.9. Elles partent des valeurs statiques au temps $t = 0$ s qui sont de 1193,37 kN.m/m pour les moments de flexion et de 3,4 cm pour les déplacements. Contrairement à l'excitation de Loma, New Hall a produit une rupture dans la palplanche en augmentant le moment de flexion à sa valeur limite élastique (4400 kN.m/m) au temps $t = 9,98$ secondes, où le pic est atteint (Hermime et al., 2024).

La réponse dans le cas de Loma reste dans le domaine élastique. Cependant, pour les deux cas, les réponses ont changé leurs valeurs moyennes autour desquelles elles ont fluctué, révélant un comportement non linéaire de l'ensemble du système palplanches-sol. Les non-linéarités se sont produites principalement dans les couches de sol recyclées, induisant des moments de flexion résiduels d'une valeur de 1900 kN.m/m dans le cas de l'enregistrement de Loma Prieta, et de 2100 kN.m/m dans le cas de l'enregistrement de New Hall. Ces valeurs

résiduelles sont supérieures aux valeurs statiques initiales de 700 à 900 kN.m/m. Par conséquent, les excitations sismiques peuvent ajouter des surcharges permanentes à la palplanche même après la rupture. La modification de la position d'équilibre autour de laquelle vibre la section de palplanche (à la profondeur considérée) est plus visible dans l'historique des déplacements. Elle est de l'ordre de -3 cm à -15 cm dans le cas de Loma Preita, et à -25 cm dans le cas de New Hall. Les déplacements résiduels correspondants sont respectivement de -15,2 cm et 21,2 cm.

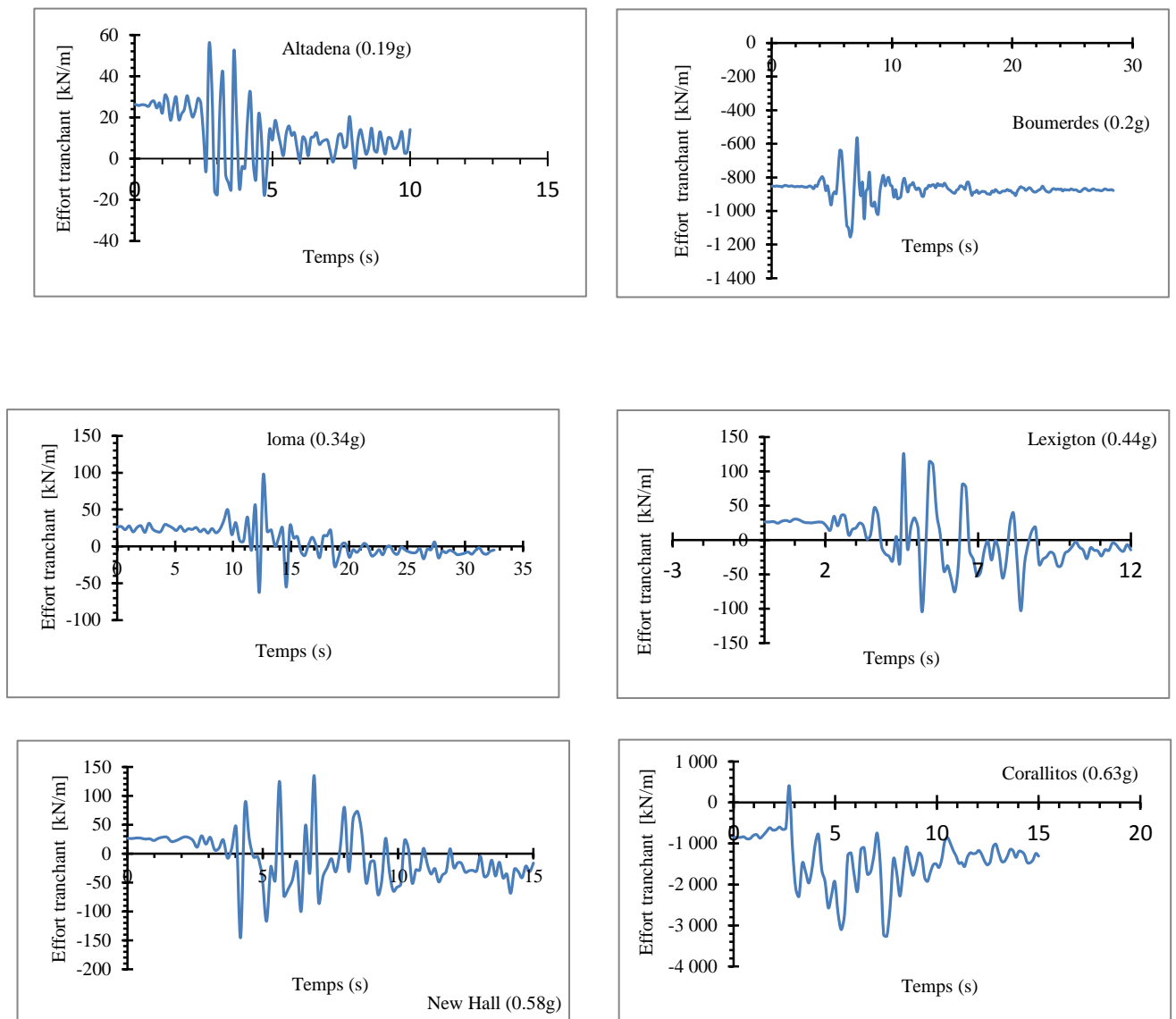


Figure 4.12. Effort tranchant de la palplanche en fonction de temps

La valeur la plus élevée de T_{max} correspond aux événements de Corralitos (3220 kN/m), suivis de ceux de Dar El Beida (1150 kN/m), Lexington (126 kN/m), Altadena (55,2 kN/m) et de Loma Prieta (96,6 kN/m).

Le taux de la réponse sismique des palplanches en termes d'effort tranchant suit l'augmentation du PGA, sauf pour l'événement de Dar El Beida. En outre, pour chacun de ces événements, le déplacement maximal et l'effort tranchant se produisent à des moments différents.

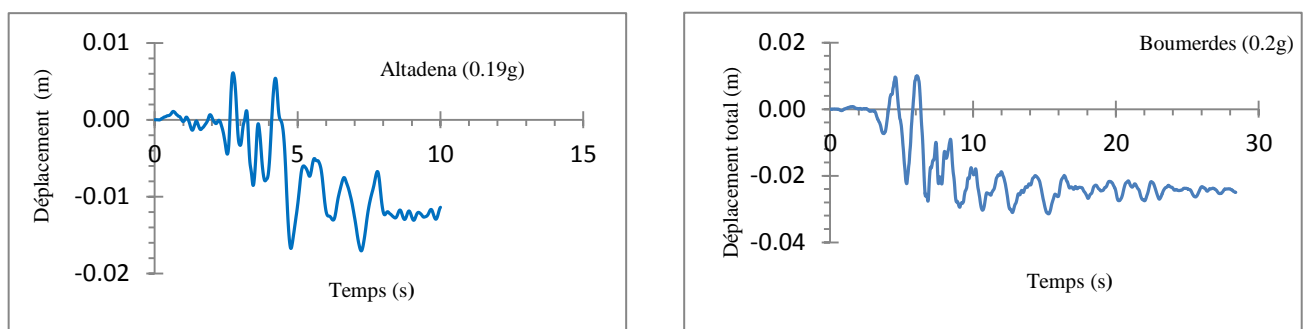


Figure 4.13. Déplacement relatif de la palplanche en fonction du temps

La réponse des palplanches en termes de déplacement total, et en termes de d'effort tranchant T_{max} , est présentée dans les figures 4.13 et 4.12 respectivement. La figure 4.13 montre que les valeurs de U_{maxrel} de Boumerdes (0.2g) et Altadena (0.19g) sont très faibles et insignifiantes de l'ordre de 2.87 cm et 1.57 cm respectivement.

4.3.4. Points plastiques

Les points plastiques (*Plastic points*) sont les points de contrainte dans un état plastique, affichés dans une représentation non déformée de la géométrie. Les points de contraintes plastiques sont indiqués par de petits symboles qui peuvent avoir différentes formes et différentes couleurs, selon le type de plasticité qui apparaît. Un carré vide rouge indique que les contraintes se trouvent sur la surface de l'enveloppe de rupture de Coulomb. Un carré blanc plein indique que le critère de plafonnement des tractions a été appliqué.

Un carré bleu marqué d'une croix représente un état normalement consolidé où la contrainte de pré consolidation est équivalente à l'état de contrainte actuel. Ce dernier type de

points plastiques n'apparaît que si les modèles *Soft Soil (Creep) modèle* ou *Hardening Soil modèle* sont utilisés.

Les points plastiques de Coulomb sont particulièrement utiles pour vérifier si la taille du maillage est suffisante. Si la zone plastique de Coulomb atteint une limite du maillage (sans tenir compte des limites qui sont des axes de symétrie du modèle), la taille du maillage est trop petite. Dans ce cas, les calculs doivent être recommencés avec un modèle plus raffiné.

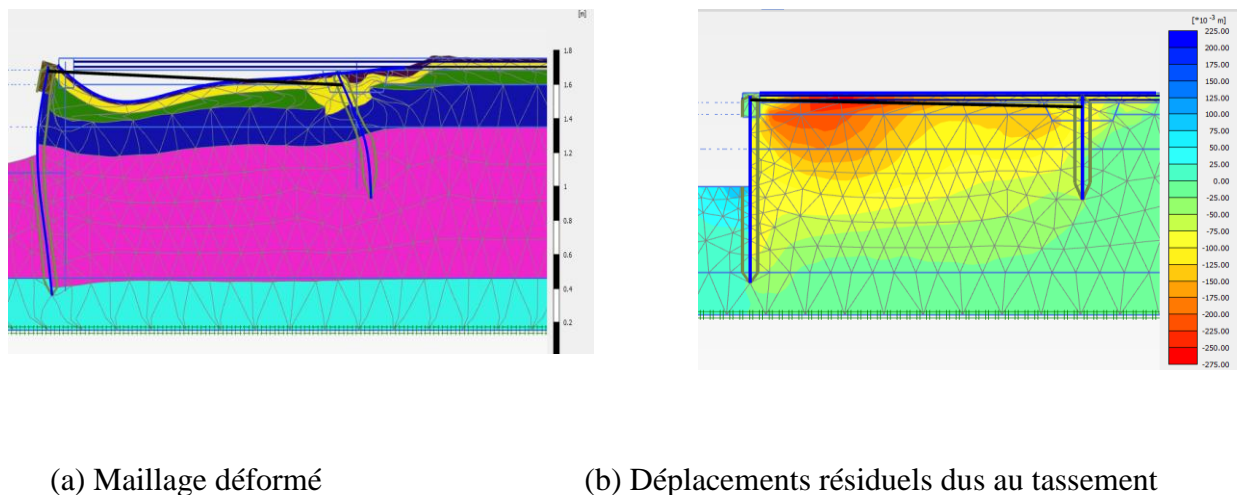


Figure 4.14. Maillage déformé et déplacements résiduels (multipliés par 20) dus aux enregistrements New Hall (Hermime et al., 2024)

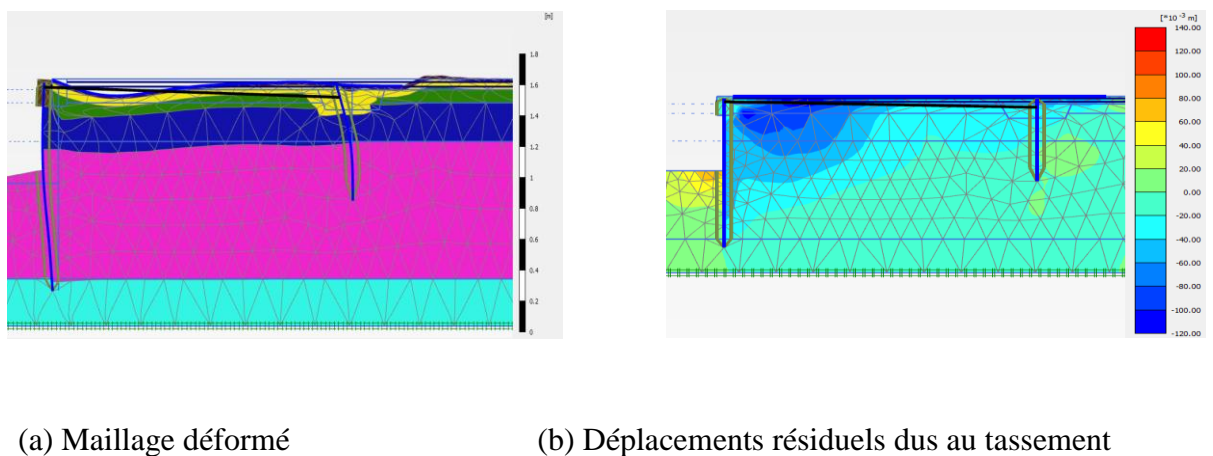


Figure 4.15. Maillage déformé et déplacements résiduels (multipliés par 20) dus aux enregistrements de Loma (Hermime et al., 2024)

Les figures 4.14 (a) et 4.15 (a) montrent des maillages déformés du modèle et montrent aussi les déplacements résiduels dus aux deux accélérogrammes considérés.

Les figures ont également révélé un tassement résiduel à la surface du sol près de la poutre de couronnement et une déformation résiduelle de la palplanche. Le tassement atteint une valeur de $U_y = 12$ cm à une distance $x = 11$ m dans le cas de l'enregistrement de Loma, et $U_y = 27,5$ cm à $x = 11,6$ m dans le cas de l'enregistrement de New Hall. Les déformations en flexion de la palplanche sont maximales au sommet et prennent une valeur de $U_x = -11,8$ cm sous l'excitation de Loma, et $U_x = -15$ cm sous l'excitation de New Hall. Les moments de flexion maximaux correspondants sont respectivement de 696,417 kN.m/m et 943,16 kN.m/m. Le comportement de la pile d'ancrage est donc resté dans le domaine élastique ($M_y = 984$ kN.m/m), même avec des excitations sévères telles que New Hall avec $PGA = 0.58g$ et toutes les autres excitations utilisées. Le tirant reliant les deux palplanches est soumis à une force axiale maximale de 594,1 kN/m et 609,6 kN/m pour les deux enregistrements, respectivement.

Ce tirant d'ancrage est également stagné dans le domaine élastique sous toutes les excitations considérées ; la valeur moyenne maximale calculée est de 915,7 kN/m sous les accélérogrammes générés artificiellement à 0,7.

Le tassement maximal à la surface du sol atteint une valeur de 30 cm sous l'enregistrement de Corralitos (0,63 g), et une moyenne de 33 cm à 0,7 g des accélérogrammes générés artificiellement. Les valeurs maximales des principaux paramètres de réponse sismique sont résumées dans le tableau 4.3. Toutes les valeurs montrent que la structure globale du quai peut résister à des charges sismiques jusqu'à des PGA de 0,35 g sans endommager les palplanches, et que le risque d'atteindre la capacité du moment ultime des palplanches en acier doit être pris en compte pour des excitations de PGA supérieures à 0,45 g.

En outre, il est clair que pour des PGA supérieurs à 0,6g, des déformations excessives (déplacements horizontaux et tassements) avec une déformation des matériaux sont susceptibles d'apparaître dans les couches de sol et dans les éléments structurels (Hermime et al., 2024).

4.3.5. Coefficient de sécurité

C'est une notation utilisée en géotechnique pour vérifier la stabilité de l'ouvrage, puisqu'il résume en une seule information une quantité considérable de données. L'approche classique évalue généralement ce nombre selon la théorie de l'équilibre limite, supposant une réduction proportionnelle généralisée de la résistance mécanique des matériaux impliqués, ce

qui ne constitue un cas réel de rupture. C'est la même approche, adaptée aux éléments finis élastoplastiques, qui préside à l'évaluation du coefficient de sécurité dans Plaxis.

Le critère de rupture est ici qualitatif, et laissé à l'appréciation de l'observateur ; en tout état de cause, il est fondé sur le niveau de déplacement d'un point de contrôle lié à l'ouvrage étudié. Le champ de déplacement obtenu est évidemment tout à fait fictif.

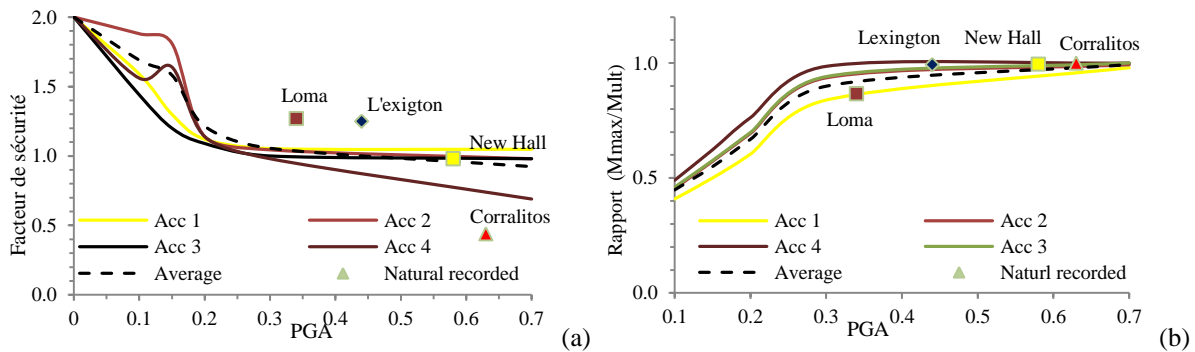


Figure 4.16. Variations du facteur de sécurité et du rapport du moment de flexion (Hermime et al., 2024)

La figure 4.16 (a) montre les courbes de réduction du facteur de sécurité global FS du quai de Béjaïa, lorsqu'il est soumis à des excitations sismiques artificielles avec l'augmentation des niveaux PGA. La figure 4.16 (b) présente les courbes représentant les variations correspondantes du rapport du moment de flexion maximal ($MR=M/M_u$) dans la palplanche. Les courbes moyennes respectives sont également représentées par des lignes pointillées épaisses et foncées. Les valeurs FS et MR calculées après application des accélérogrammes enregistrés sont également représentées à l'aide de marques individuelles (Hermime et al., 2024).

Ces résultats indiquent que le facteur de sécurité semble diminuer rapidement dans la gamme des valeurs de PGA inférieures à 0,2 g, puis tend asymptotiquement vers une valeur proche de l'unité. Le moment de flexion dans les palplanches ne pouvait pas dépasser la valeur du moment ultime (M_u), qui est un paramètre matériel de la tôle d'acier. Par conséquent, la mise à l'échelle de cette valeur (M/M_u) tend vers l'unité, comme le montre la figure 4.16 (b) (Hermime et al., 2024).

Le facteur de sécurité est calculé à l'aide de la méthode de réduction $c-\phi$, il devrait tendre vers zéro pour les charges sismiques extrêmes, à mesure que le PGA augmente. De tels résultats sont rapportés dans la littérature (Filali & Sbartai, 2017) lorsque le sol n'est pas renforcé. Dans la présente étude, tout le domaine du sol est confiné à l'intérieur des deux murs de palplanches de soutènement et d'ancrage. Les deux murs sont liés à l'aide d'une nappe de tirants d'ancrage. Les palplanches d'ancrage ainsi que les tirants sont considérés comme ayant un comportement élastique. Par conséquent, dans cette condition de confinement, le sol ne perd pas complètement sa résistance mécanique et le facteur de sécurité tend vers une valeur supérieure à zéro, comme le montre la figure 4.16(b)(Hermime, Seghir, et Gabi 2024).

Toutes les courbes FS commencent par la valeur de $FS= 2.0$ qui est la valeur du facteur de sécurité dans la phase statique. Cette valeur est supérieure à 1,5, ce qui signifie que le quai considéré est totalement stable. En phase dynamique, pour que la structure soit stable, la valeur du FS doit être supérieure ou égale à 1,0. Cette condition est vérifiée jusqu'à $PGA=0.44g$ dans la figure 4.16 (a). Au-delà de cette valeur de PGA, la structure n'est pas stable comme dans le cas des événements New Hall ($FS=0.98$) et Corralitos ($FS = 0.44$). Cette situation est également reflétée par les variations des rapports de moment de flexion dans la figure 4.16 (b), qui montre des courbes approchant 1,0 à des valeurs du $PGA = 0,45$. Tous les événements de Lexington, New Hall et Corralitos ont donné des valeurs égales à 1,0 (comme le montre le tableau 4.3)(Hermime, Seghir, et Gabi 2024).

Le facteur de sécurité semble diminuer de façon linéaire avec l'augmentation des valeurs des coefficients sismiques suggérés.

4.3.6. Indices de dommages

Pour décrire les différents états d'endommagement à différents niveaux de charge sismique, un indice d'endommagement global est introduit. Il rend bien, sur une échelle de 0 à 1, les dommages possibles qu'une structure peut subir non seulement à un point spécifique mais aussi à une gamme de différentes charges croissantes (Benkhellat et al., 2021).

Dans la section précédente, la capacité sismique de la structure de quai considérée a été évaluée en effectuant une analyse dynamique à l'aide de 08 accélérogrammes, et en examinant les valeurs des principaux paramètres de réponse. Dans cette section, les dommages sismiques de la structure entière sont évalués en examinant deux paramètres globaux principaux qui sont : le facteur de sécurité global (FS) et les moments de flexion

maximaux des palplanches (M) (Plaxisbv, 2010). Deux indices d'endommagement sont proposés sur la base de ces deux équations suivantes.

$$DI_{SF} = \frac{FS_0 - FS}{FS_0 - 1} \quad ; \quad DI_{BM} = \frac{M - M_0}{M_u - M_0} \quad (4.1)$$

Avec :

DI_{SF} : Indices d'endommagement du facteur de sécurité,

DI_{BM} : Indices d'endommagement du moment résistant.

FS_0 : Est la valeur initiale du facteur de sécurité à l'état statique, et $1 \leq FS \leq FS_0$ st le facteur de sécurité évalué après l'application de l'excitation sismique en faisant varier le PGA. M_0 : Est la valeur maximale du moment de flexion agissant sur la palplanche sous l'effet de la charge statique, et $M_0 \leq M \leq M_u$ sous l'effet des charges dynamiques. M_u : Est le moment de flexion ultime de la palplanche. Les indices d'endommagement globaux définis reflètent une échelle d'évaluation des dommages allant de 0 (aucun dommage) à 1 (effondrement complet). Pour $M < M_0$, il n'y a pas de dommage dans la structure et l'indice de dommage global est pris $DI_{BM} = 0$. Lorsque DI_{BM} atteint la valeur $DI_{BM} = 1$. lorsque M atteint le moment de flexion ultime M_u , l'indice de dommage global est pris $DI_{BM} = 1$, l'indice de dommage global est pris constant pour toutes les valeurs de $M > M_0$ (Hermime et al., 2024)

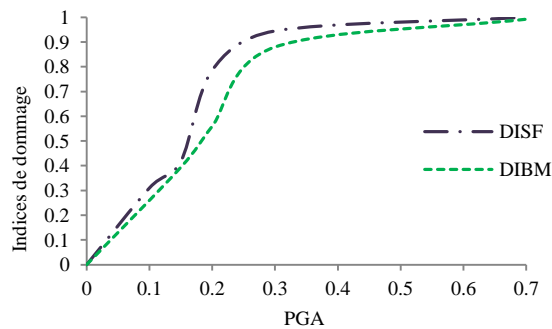


Figure 4.17. Indices d'endommagement global du quai considéré (Hermime et al., 2024).

La figure 4.17 montre l'évolution des indices d'endommagement globaux du quai en fonction des valeurs PGA. Ces indices sont évalués à partir des variations de DI_{SF} et DI_{BM} comme présentés dans les deux expressions ci-dessus. Ils indiquent pratiquement la même évolution de l'endommagement global du quai. L'endommagement varie linéairement de 0 à 35% dans la plage PGA sous 0,2g. Il augmente ensuite brusquement pour atteindre 90 % à

0,35 g et s'approche de 100 % au-delà de 0,45 g. Ces indices d'endommagement suggèrent que le quai considéré peut résister sans s'effondrer aux excitations sismiques avec PGA jusqu'à 0,45g, où le sol peut perdre complètement sa capacité mais reste retenu par la palplanche. Au-delà du niveau de 0,5g, la possibilité d'un effondrement complet doit être envisagée (Hermime et al., 2024).

4.4. Analyse de la réponse de la structure (linéaire et non linéaire)

Selon la ductilité de l'acier qui correspond à la capacité du matériau à se déformer plastiquement sans se rompre. Il existe quatre classes de profilés de palplanche (Figure 4.18). Elle se traduit physiquement pour les éléments en flexion à l'exemple des palplanches par la capacité à avoir une rotation autour d'un point. (FD ENV, 2002)

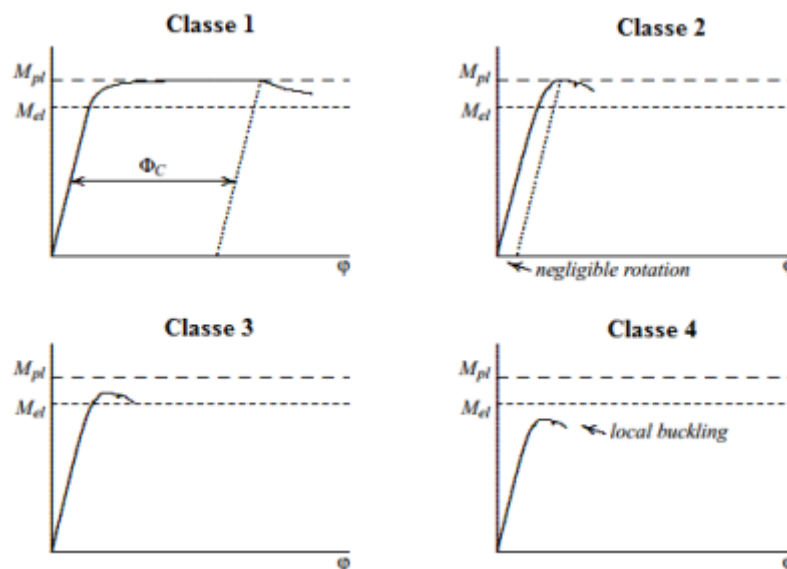


Figure 4.18. Classes de ductilités de l'acier (Kort, 2002)

Où :

M_{pt} : correspond au moment plastique et M_{el} au moment élastique, φ est la rotation et Φ_C représente la rotation irréversible assimilée à la capacité de rotation.

Dans cette classification on distingue :

- la classe 1 : qui correspond au matériau ²le plus ductile (capacité de rotation importante),

- la classe 2 : qui correspond au matériau à ductilité faible, la classe 3 : qui correspond au matériau qui peut atteindre la limite élastique,

- la classe 4 : qui correspond au matériau fortement influençable par le flambement ou voilement voire déversement.

Selon les fiches techniques des fabricants (ArcelorMittal, 2016) , il apparait que la plupart des profilés appartiennent aux classes 2, 3 ou 4. Le seul moyen permettant d’avoir un élément de la classe 1 passerait par la vérification de la capacité de rotation de la classe 2.

La modélisation élastoplastique d’une palplanche par la méthode MISS-EF reste envisageable selon l’Eurocode 3 et peu fréquente selon (Kort, 2002). Ce point technique lié à la prise en compte de la non linéarité de la palplanche que l’on juge important, mérite d’être davantage exploré, ce qui du ressort de cette thèse.

La plasticité est tenue en compte lors de la modélisation en spécifiant un moment fléchissant maximum M_p , qu’on a appelé M_u . L’unité du moment maximum est une force multipliée par longueur en mètre. En plus de la limite constituée par le moment fléchissant maximum, l’effort axial est limité à N_p . Cette valeur est donnée en force par mètre linéaire. Lorsqu’il y a une combinaison de moment fléchissant et d’effort normal dans une plaque. La relation entre M_p et N_p est explicitée sur la Figure 4.19 (Plaxis bv, 2010b)

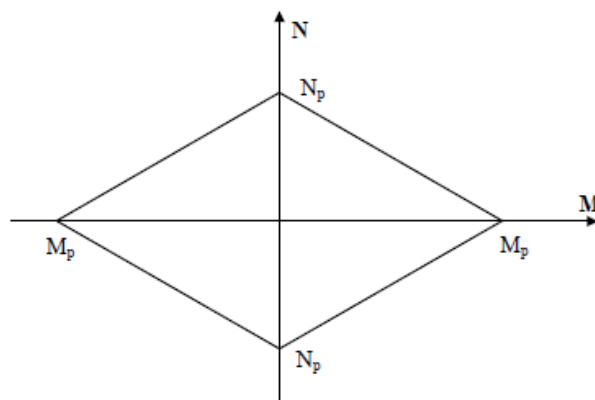


Figure 4.19. Combinaison des moments fléchissant et forces axiales maximums(Plaxis bv, 2010a)

Il est possible de changer les propriétés affecté à une plaque dans le cadre d’une construction par étapes (*Staged construction*). Cependant, il est très important que le ratio EI / EA reste inchangé, étant donné qu’un changement introduirait une force non équilibrée.(Plaxis bv, 2010)

Selon (Chekired, 2016) la réponse dynamique de la structure ductile, et en particulier les constructions métalliques soumises à des séismes de forte intensité constituent un domaine actif de recherches depuis ces dernières années. A l'heure actuelle, un grand nombre de cas de structures sont dimensionnés pour un séisme d'intensité donnée à l'aide de méthodes de calcul purement élastiques. Cependant, l'observation a posteriori des dommages causés sur certaines structures inélastiques montre que celles-ci ont résisté convenablement à des séismes d'intensité plus élevée que celle du séisme pour lequel elles étaient dimensionnées. Cette anomalie trouve une explication dans le mécanisme d'absorption de l'énergie apportée par le sol à la structure au cours du séisme, à condition de prendre en considération l'existence des déformations inélastiques. En effet, lorsque la structure possède une certaine ductilité, les déformations plastiques interviennent pour une part importante dans l'énergie absorbée par la structure, à travers les différents cycles "charges-déplacements" qui se produisent au cours et à la suite du séisme.

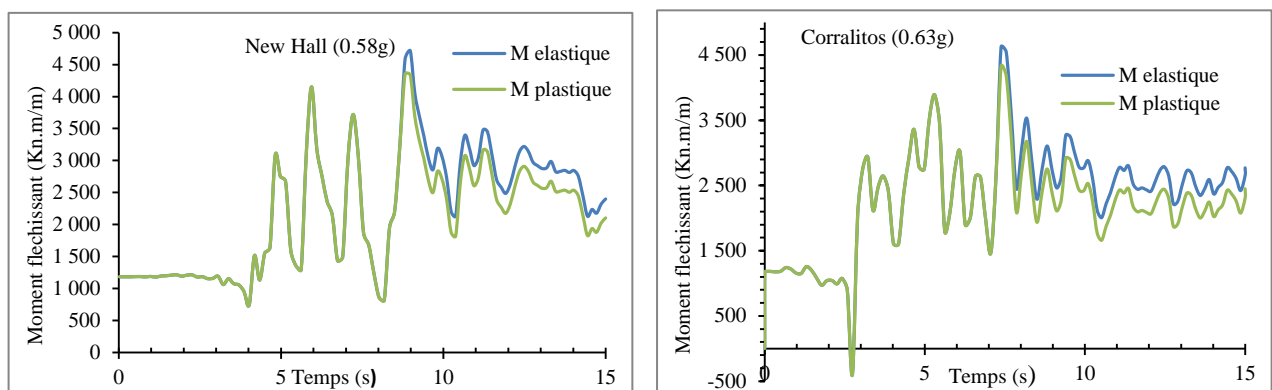


Figure 4.20. Moment fléchissant de la palplanche avec un comportement élastique et élastoplastique (New Hall et Corralitos)

Au-delà de la plastification du moment de la palplanche c' à d plus de 4400KN.m, les moments en fonction du temps sont comparables, ils sont amplifiés dans le cas élastique. Lorsque M_p est atteint, les contraintes sont redistribuées selon la théorie de la plasticité, pour être conformes aux valeurs maximales.

Cela se traduira par des déformations irréversibles. Les valeurs des moments de flexion et des forces axiales sont présentées aux nœuds, ce qui demande une extrapolation à partir des valeurs aux points de contrainte. A cause de la position de ces points de contrainte

dans un élément de poutre, il est possible que les valeurs aux nœuds du moment de flexion dépassent M_p . (Plaxis bv, 2010b)

4.4.1. Critères d'acceptation en non linéaire

Les critères d'acceptation en non linéaire sont pris selon vinyle

4.4.1.1. Vérification des palplanches en vinyle (NF EN 1997-1, s. d.)

L'évaluation des palplanches en vinyle est réalisée en considérant la flexion et le cisaillement. La flexion est vérifiée pour le moment maximal M_{max} .

Vérification de la flexion

Le critère d'admissibilité en flexion est évalué en utilisant la formule suivante :

$$M_{max}/M_u < 1.0$$

M_{max} : valeur maximale du moment de flexion

M_u : capacité portante en flexion (moment ultime)

La valeur de la capacité portante en flexion M_u est déterminée par unité et est fournie par le fabricant de profils.

La vérification a été faite pour 4 accélérogrammes naturels et 3 accélérogrammes artificiels.

Tableau 4.4. Vérification de la flexion des palplanches en vinyle

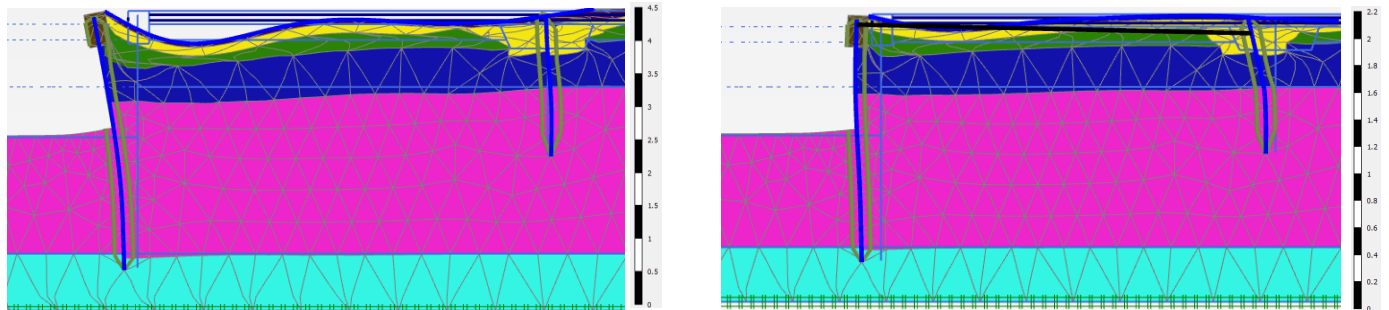
Accélérogramme	Moment ultime de rideau avant de palp (kN.m/m):	Moment max de rideau avant de palp (kN.m/m)	$\left(\frac{M_{max}}{M_u}\right)$	Vérification de la condition
Loma (0.34g)	4400	3813.0	0.86	Verifiée
Lexington (0.44g)	4400	4380.0	0.9954545	Verifiée
			5	
New Hall (0.58g)	4400	4400.0	1	Non Verifiée
Corralitos (0.63g)	4400	4400.0	1	Non Verifiée
Average Artificial (0.2g)	4400	3282.4	0.746	Verifiée
Average Artificial (0.3g)	4400	4050.9	0.9206590	Verifiée
			9	
Average Artificial (0.7g)	4400	4377.5	0.9948863	Verifiée
			6	

L'effet avantageux des déformations plastiques dans le comportement dynamique des palplanches soumises aux actions sismiques a été met en évidence. L'ensemble des résultats obtenus indique que la participation des déformations plastiques dans le processus d'absorption de l'énergie délivrée par le séisme est importante. En effet les modèles élastoplastiques et d'endommagement visent à fournir une meilleure représentation des mécanismes de rupture en cas de séisme en simulant la propagation de la fissuration et en cherchant à évaluer son extension maximale. (Loudière, 2014)

4.5. Effet du système d'ancrage (Prise en compte des ancrages)

Pour étudier l'effet du système d'ancrage, en premier lieu un modèle de référence (cas réel) le système d'ancrage est présenté et étudié par une nappe de tirants passifs, en second

lieu un modèle sans système d'ancrage sera étudié pour voir leur influence vis-à-vis la stabilité de l'ouvrage.



a) Modèle sans tirant d'ancrage

b) Modèle avec tirant d'ancrage

Figure 4.21. Maillage déformé d'élément fini typique, avec et sans tirant d'ancrage

La déformation du maillage dans la figure sans tirant d'ancrage est très importante surtout au niveau de la poutre de couronnement, et de la palplanche. Selon (International Navigation Association (PIANC), 2001) le mode de défaillance dans ce modèle, était du type "déformation/défaillance à l'ancrage", qui s'est amélioré dans les zones adjacentes à l'encastrement et qui ont été soumises à des séismes importants. Ainsi, l'amélioration du sol devant les ancrages devait réduire la déformation du système.

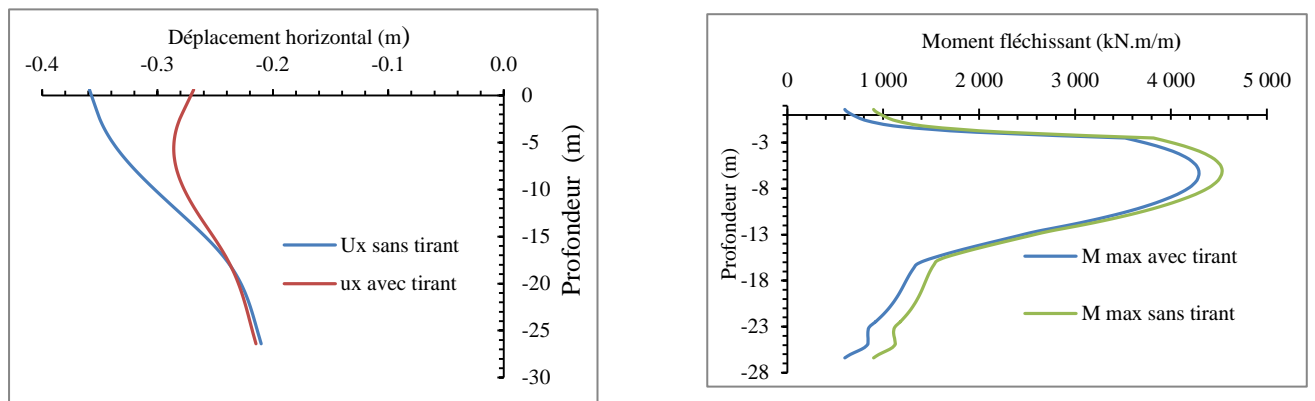


Figure 4.22. Déplacements horizontaux et moment fléchissant de la palplanche avec et sans tirant ancrages

Les résultats numériques des déplacements et du moment fléchissant maximum du rideau de palplanche avant, de la phase dynamique de l'accélérogramme de New Hall sont montrés dans la figure (4.21).

Dans la comparaison des résultats qu'on a eu par l'absence du tirant d'ancrage et sa présence, a donné une différence remarquable et très importante des déplacements horizontaux et moments fléchissant, on peut dire alors que ce paramètre (tirant d'ancrage) a une importance ,et très grande influence vis-à-vis la stabilité de la palplanche c'est-à-dire la stabilité du quai dans son ensemble.

4.6. Conclusion

Le présent chapitre porte sur l'analyse dynamique incrémentale des rideaux de palplanches, et elle nous montre qu'en fonction des PGA des séismes considérés, le comportement des palplanches ainsi que celui du sol peuvent changer significativement. Ces changements influencent sur la réponse de la structure. Le PGA comme paramètre unique est insuffisant pour la conception sismique, donc et il serait très intéressant d'évaluer la réponse sismique de la même structure de quai en étudiant d'autres paramètres comme la durée du séisme et le contenu en fréquence. La comparaison entre la prise en compte de l'interaction sol structure, et de la rigidité d'interface permet de dire que l'interaction sol structure influe sur la réponse du sol, il est donc important de la prendre en compte dans le processus de conception .Le tirant d'ancrage joue un rôle très important dans la stabilité de l'ensemble.

Conclusion générale

L'interaction sol-structure est une discipline de mécanique appliquée s'intéressant au développement et à l'investigation des méthodes théoriques et pratiques pour l'analyse des structures soumises à des charges dynamiques en tenant compte du comportement du sol et de la structure. Le phénomène de l'interaction dynamique sol-structure a été reconnu depuis longtemps comme un facteur significatif dans la réponse sismique et dynamique des structures.

Les quais portuaires sont classés en quatre catégories : gravitaires, en caissons, sur pieux et sur palplanches. Les palplanches sont très utilisées car elles ont une bonne rigidité et un poids relativement léger, elles sont plus économiques et ont une longue durée de vie en dessous et au-dessus de la nappe phréatique. Cette utilisation s'est généralisée dans la construction des ouvrages d'art ferroviaires, routiers, et bien plus encore dans les ouvrages portuaires, cas du Port de Béjaïa. Et aussi les ouvrages portuaires étant des ouvrages stratégiques, avec des structures performantes, doivent résister à tout séisme.

Cette étude aborde une modélisation en éléments finis d'un quai sur palplanches sous chargement uniformément réparti, un intérêt particulier a été accordé à l'interaction sol structure avec le code de calcul PLAXIS (2D). L'analyse a été effectuée en déformations planes avec le modèle Mohr Coulomb, ce dernier a permis de se rapprocher du comportement réel du sol et de prédire le comportement sismique des quais sur palplanches.

Et devant le manque de moyens concernant l'instrumentation des quais sur palplanches c'est-à-dire la réalisation du modèle réduit sur table vibrante en Algérie lors des séismes, la vérification du modèle a été effectuée dans le cas statique en comparant les résultats obtenus avec modélisation numérique par rapport aux résultats in situ réalisée par le laboratoire des études maritimes. Cette validation a montré que le modèle peut être utilisé dans le cas dynamique.

Cette étude est suivie par la simulation numérique de l'interaction sol-palplanche sur la réponse de palplanche soumis à un séisme de Loma prieta. Les résultats présentés dans cette étude ont jugé utile l'importance de l'interaction sol-structure et la rigidité d'interface. Ces résultats sont comme suit :

Les déformations d'une structure au cours d'un séisme sont affectées par trois systèmes liés entre eux : la structure, le sol et la rigidité d'interface ;

- la nature du sol décrite par la vitesse de propagation d'onde influe considérablement sur la réponse dynamique des palplanches et sur le milieu interface entre la palplanche et le sol ;
- Le déplacement relatif de la palplanche encastré et de la palplanche à base flexible avec interface et sans interface dépend de la nature du sol de fondation. Ils diminuent en fonction de l'amélioration des propriétés mécaniques des sols de fondation ;
- Les sollicitations internes en fonction de la vitesse de propagation d'onde sont liées à la prise en compte de la rigidité d'interface.
- La réponse de la structure est plus élevée dans les conditions ISS et que le sol mou est plus critique, il est donc important de prendre en compte les effets des ISS dans le processus de conception.

Une analyse dynamique incrémentale non linéaire a été effectuée et les variations des principaux paramètres de réponse à plusieurs accélérogrammes sont examinées afin de vérifier la performance de la palplanche. Le comportement dynamique du quai a été quantifié en termes de déplacements et de moments de flexion des palplanches, et en termes de déformations permanentes du sol. Les résultats des analyses numériques ont permis de tirer les conclusions sur le comportement de la réponse dynamique des structures palplanches en acier avec interaction sol structure, et dont on peut citer :

- Les déplacements résiduels maximums en tête de la palplanche sont dans la fourchette 30~100 cm. En comparant les résultats de simulation avec les résultats trouvés par Uwabe, notre quai est classé dans le degré II de dommage (Dommages notables au mur lui-même).

Les résultats obtenus indiquent que la structure globale du quai peut résister à une charge sismique jusqu'à des PGA de 0,35 g, et qu'au-delà de 0,45 g, le risque d'atteindre la capacité de moment ultime de la palplanche en acier doit être pris en compte.

-En outre, il a été clairement démontré que pour des PGA supérieurs à 0,5g, des déformations excessives avec une déformation des matériaux sont susceptibles d'apparaître dans les couches du sol et dans les éléments structurels.

- Il a été prouvé que l'analyse dynamique incrémentale (IDA) traite à la fois de la demande et de la capacité des structures et peut devenir un outil supplémentaire précieux de l'ingénierie sismique.

-Dans tous les cas, notre méthodologie a montré que l'évaluation finale des performances de quai sur palplanches sera toujours faite selon des critères spécifiques basés sur la performance, établis pour un projet particulier.

Quant aux résultats sur l'une Analyse de la réponse de la structure dans le cas linéaire et non linéaire, selon vinyle, les critères d'acceptation en non linéaire a montré que :

- La condition où le critère d'admissibilité en flexion a été vérifiée jusqu'à 0.7g pour le cas d'accélérogramme artificiel et dans le cas des accélérogrammes naturels n'a pas été vérifiée pour New Hall (0.58g) et Corralitos (0.63g). C'est à dire qu'au-delà de 0.5g le les critères d'acceptation en non linéaire ne sont pas vérifiés.

-La mise en évidence de l'effet avantageux des déformations plastiques dans le comportement dynamique des palplanches soumises aux actions sismiques.

- La participation des déformations plastiques dans le processus d'absorption de l'énergie délivrée par le séisme est importante. En effet, les modèles élastoplastiques et d'endommagement visent à fournir une meilleure représentation des mécanismes de rupture en cas de séisme en simulant la propagation de la fissuration et en cherchant à évaluer son extension maximale.

Suite à l'analyse de l'influence de l'effet du système d'ancrage, vis-à-vis de la stabilité de l'ouvrage, et conformément aux exigences de conception établies en termes d'ingénierie telles que les déplacements, les moments fléchissant (plastique) et les

déformations limites, il a été prouvé que ce paramètre (système d'ancrage) a une importance et une très grande influence vis-à-vis de la stabilité de la palplanche et du quai dans l'ensemble.

Sous le séisme de New Hall (0.58g) le moment a dépassé le moment ultime dans le cas sans tirant d'ancrage. Ce qui indique que le tirant est l'élément clé pour assurer la fonction de la paroi d'ancrage.

L'originalité de ce travail consiste à évaluer l'endommagement sismique de la structure entière en calculant deux paramètres principaux qui sont l'indice de dommage du facteur de sécurité, calculé pour dans les quais sur palplanches, avec le comportement élastoplastique de la palplanche, et l'indice de dommage du moment de flexion maximal des palplanches, ils reflètent une échelle d'évaluation des dommages allant de 0 à 1.

L'endommagement global du quai calculé à l'aide des deux indices proposés a présenté une variation linéaire de 0 à 35 % dans la plage de PGA inférieure à 0,2 g. Il a ensuite augmenté soudainement pour atteindre 90 % à 0,35 g et s'est approché des 100 % à 0,45 g.

Enfin, on peut souligner que la présente étude peut être appliquée à d'autres cas de quais fournissant la même géométrie et les propriétés des matériaux. Elle peut également être enrichie en tenant compte d'un plus grand nombre d'accélérogrammes enregistrés et générés afin d'effectuer une analyse statistique plus complète. Les indices d'endommagement proposés ont bien reflété le comportement global du quai étudié, et leur application à d'autres cas peut certainement améliorer leur efficacité.

Finalement ce travail a permis d'aborder une problématique assez complexe. A ce stade il est difficile de donner des recommandations sur l'évaluation de la capacité sismique des rideaux de palplanches à travers un seul cas paramètre (PGA). Néanmoins certaines suggestions et perspectives se sont dressées à l'issue de ce travail. Elles sont présentées ci-dessous :

-Suite aux résultats de la présente étude, il est recommandé d'effectuer des recherches plus approfondies sur l'évaluation de la performance des quais sur palplanches ancrées en évaluons d'autres paramètres (indice de dommage) et en utilisant plusieurs accélérogrammes naturels et artificiels.

- Faire l'analyse de fragilité sismique qui définit la probabilité d'atteindre ou de dépasser un état de dommage pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique, dans le cas des quais en palplanches particulièrement le cas du port de Béjaïa en Algérie.
- L'étude présentée a été menée en deux dimensions, il serait intéressant d'évaluer et de comparer les résultats de ce travail avec une analyse avancée par la méthode des éléments finis tridimensionnels (3D) FLAC3D ou PLAXIS 3D, ou en utilisant une méthode hybride 2D-3D, pour une meilleure simulation numérique.
- La réponse sismique de la structure du quai est évaluée avec le paramètre PGA, ceci comme paramètre unique est insuffisant pour la conception sismique. Il serait donc très intéressant d'évaluer la réponse sismique de la même structure de quai en étudiant d'autres paramètres comme la durée du séisme et le contenu fréquentiel.
- Vu que notre projet est un ouvrage maritime, il est recommandé d'étudier l'interaction sol structure et fluide structure en utilisant le concept de masses ajoutées de Westergaard, pour prendre en compte les pressions hydrodynamiques.
- Ce sujet fera l'objet, de plusieurs recherches dans le cas d'étude portée sur la configuration du modèle en centrifugeuse ou sur table vibrante.

Références bibliographiques

Ait Belkacem, M., Bechtoula, H., Bourahla, N., & Ait Belkacem, A. (2020). Damage index for reinforced concrete columns. *Journal of the Croatian Association of Civil Engineers*, 72(2), 139-149. <https://doi.org/10.14256/JCE.2626.2019>

American Society of Civil Engineers (ASCE). (1998). *Seismic Guidelines for Ports* (Werner S.D).

Anand, V., & Satish Kumar, S. R. (2018). Seismic Soil-structure Interaction : A State-of-the-Art Review. *Structures*, 16, 317-326. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2018.10.009>

Ansari, M. I., & Agarwal, P. (2017). Damage index evaluation of concrete gravity dam based on hysteresis behavior and stiffness degradation under cyclic loading. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*.

Arafati, N. (1996). *Contribution à l'étude des problèmes de déchargement dans les massifs de sol : Application à la modélisation des ouvrages de soutènement* [PhD Thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées]. <https://pastel.hal.science/tel-00523304/>

Arcelor Mittal. (2013). *Palplanches catalogues général*.

ArcelorMittal. (2016). *Palplanches Catalogue générale 2016* (ArcelorMittal, p. s.l).

ArcelorMittal. (2021). *Steel Foundation Solutions. General Catalogue 2021*. ArcelorMittal. https://palplanches.arcelormittal.com/wp-content/uploads/2017/10/AMCRPS_General_Catalogue_GB_2021_web.pdf

Association Française du génie Parasismique. (2014). *Cahier Technique 34—Moyens expérimentaux (2014)*. <https://www.afps-seisme.org/cahiers-techniques/cahier-technique-34-moyens-exp%C3%A9rimentaux-2014>

Awchat, G., Monde, A., Sirsikar, R., Dhanjode, G., & Tayade, S. (2022). Soil-Structure Interaction : Comparative Review of International Codes and Other Literature with Indian

Seismic Code. *Civil and Environmental Engineering*, 18(1), 87-95.
<https://doi.org/10.2478/cee-2022-0009>

Baecher, G. B., & Christian, J. T. (2005). *Reliability and statistics in geotechnical engineering*. John Wiley & Sons.

Bao, X.-H., Ye, G.-L., Ye, B., Sago, Y., & Zhang, F. (2014). Seismic performance of SSPQ retaining wall—Centrifuge model tests and numerical evaluation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 61-62, 63-82. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2014.01.019>

Benkhellat, S., Kada, O., Seghir, A., & Kadri, M. (2021). Seismic damage assessment of reinforced concrete grain silos. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*.

Besseling, F. (2013). Soil-Structure Interaction Modelling In Performance Based Seismic Jetty Design. In *Advances in Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* (p. 2, 481-484).

Bielak, J. (2003). Domain Reduction Method for Three-Dimensional Earthquake Modeling in Localized Regions, Part1: Theory. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 93, 1091-1106.
<https://cir.nii.ac.jp/crid/1570009750719389440>

Boulanger, R. W., Curras, C. J., Kutter, B. L., Wilson, D. W., & Abghari, A. (1999). Seismic Soil-Pile-Structure Interaction Experiments and Analyses. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125(9), 750-759. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(1999\)125:9\(750\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(1999)125:9(750))

Brun, M., Abdmeziem, H., Guirado, V., Ahmad, F. A., Baldi, G., Taravella, R., & Burlon, S. (2023). Apports de l'interaction sol-structures dans le dimensionnement des ouvrages portuaires. *LHB*, 109(1), 2276292. <https://doi.org/10.1080/27678490.2023.2276292>

Byfield, M. P., & Mawer, R. W. (2004). Analysis of reduced modulus action in U-section steel sheet piles. *Journal of Constructional Steel Research*, 60(3-5), 401-410.
[https://doi.org/10.1016/S0143-974X\(03\)00119-6](https://doi.org/10.1016/S0143-974X(03)00119-6)

Chatzigogos, C. (2007). *Comportement sismique des fondations superficielles : Vers la prise en compte d'un critère de performance dans la conception* [PhD Thesis, Ecole Polytechnique X]. <https://pastel.hal.science/tel-00212279/>

- Chau, K. T., Shen, C. Y., & Guo, X. (2009). Nonlinear seismic soil–pile–structure interactions: Shaking table tests and FEM analyses. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29(2), 300-310. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2008.02.004>
- Chekired, A. (2016). *Evaluation du Facteur de Comportement D'ossatures En Portique En Acier Sur La Base D'analyses Statique Et Dynamique Non Linéaires* [Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou]. <https://dspace.ummo.dz/handle/ummo/1263>
- Clough, R. W., & Penzien, J. (2000). *DYNAMIQUE DES STRUCTURES - TOME 1*.
- Coastal Engineering Research Center. (1984). *Shore protection manual* (Vol. 1). Department of the Army, Waterways Experiment Station, Corps of Engineers
- Comité Européen de Normalisation (CEN). (2005). *EN 1993-1-1 (2005): Eurocode 3: Design of steel structures-Part 1-1: General rules and rules for buildings*. Comité Européen de Normalisation (CEN), Brussels, Belgium.
- CRAAG. (s. d.). *Centre de Recherche en Astronomie Astrophysique et Geophysique*. www.craag.dz/r_sismologique.php
- Cremer, C. (2002). Modelling of nonlinear dynamic behaviour of a shallow strip foundation with macro-element. *Journal of Earthquake Engineering*, 6(2), 175. <https://doi.org/10.1142/S1363246902000747>
- Cuira, F., & Simon, B. (2016). *Apports de l'interaction sol-structure dans la conception des fondations*.
- Davidovici, V. (2003). Séisme de Boumerdes. Rapport de mission. *Dynamique Concept*.
- Day, R. A., & Potts, D. M. (1994). Zero thickness interface elements—Numerical stability and application. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 18(10), 689-708. <https://doi.org/10.1002/nag.1610181003>
- Deeks, J. J., Macaskill, P., & Irwig, L. (2005). The performance of tests of publication bias and other sample size effects in systematic reviews of diagnostic test accuracy was assessed. *Journal of Clinical Epidemiology*, 58(9), 882-893. <https://doi.org/10.1016/j.jclinepi.2005.01.016>

- Delattre, L. (2004). A century of retaining wall computation methods III: Modeling of retaining walls by means of the finite element method. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, 252/253. <https://trid.trb.org/View/1157110>
- Dey, A. (2011). *Calibration of a PLAXIS Finite Element Dynamic Model : Effect of Domain Width and Meshing Schemes/AES*.
- Elyasi, N., Khoshnoudian, F., & Khoshnoudian, Y. (2019). A New Damage Index for Isolated Structures. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, 19(06), 1950055. <https://doi.org/10.1142/S021945541950055X>
- Eric, B. (2013). *Interaction Sol-Structure : Calcul des impédances et effets sur les fondations*. <https://www.semanticscholar.org/paper/Interaction-Sol-Structure-%3A-calcul-des-imp%C3%A9dances-Buchi/84e294196e367281652966b36f6abf821407faa2>
- Eskandari, L., & Kalantari, B. (2011a). *Basic Types of Sheet Pile Walls and Their Application in the Construction Industry—A Review*. 16.
- Eskandari, L., & Kalantari, B. (2011b). *Basic Types of Sheet Pile Walls and Their Application in the Construction Industry—A Review*.
- Favre, J.-L., Brugnot, G., Gresillon, J.-M., & Jappiot, M. (1988). Évaluation des risques naturels : Une approche probabiliste. *Techniques de l'ingénieur. Construction*, C3295, C3295-1. <https://pascal-francis.inist.fr/vibad/index.php?action=getRecordDetail&idt=16657744>
- FD ENV, 1993-5. (2002). *Eurocode 3 Calcul des structures en acier Partie 5 : Pieux et palplanches*. (AFNOR.).
- Fiche de sécurité D2 F02 94. Novembre 1994 « Palplanche Mode Opérateur »*. (1996).
- Filali, K., & Sbartai, B. (2017). A comparative study between simplified and nonlinear dynamic methods for estimating liquefaction potential. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 9, 955-966.
- Gao, X., Ling, X., Tang, L., & Xu, P. (2011). Soil–pile–bridge structure interaction in liquefying ground using shake table testing. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31(7), 1009-1017. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2011.03.007>

Gasparini, D. A., & Vanmarcke, E. H. (1976). *Simulated earthquake motions compatible with prescribed response spectra* (Research Report R76-4). Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts, United States of America.

Gazetas, G. (1991). Formulas and Charts for Impedances of Surface and Embedded Foundations. *Journal of Geotechnical Engineering*, 117(9), 1363-1381. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1991\)117:9\(1363\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1991)117:9(1363))

Gazetas, G., Garini, E., & Zafeirakos, A. (2016). Seismic analysis of tall anchored sheet-pile walls. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 91, 209-221. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2016.09.031>

Grange, S. (2008). *Modélisation simplifiée 3D de l'interaction sol-structure : Application au génie parasismique*. [PhD Thesis, Institut National Polytechnique de Grenoble-INPG]. <https://theses.hal.science/tel-00306842/>

Groupe Arcelor. (2003). *MISE EN ŒUVRE DES PALPLANCHES EN ACIER*.

Guechari, L., Seghir, A., Kada, O., & Becheur, A. (2023). Seismic damage assessment of a large concrete gravity dam. *Earthquakes and Structures*, 25, 125-134. <https://doi.org/10.12989/eas.2023.25.2.125>

Habets, C. J. W., de Gijt, I. J., Metrikine, A. V., & Peters, I. D. (2015). *Performance-based seismic analysis of an anchored sheet pile quay wall* [PhD Thesis, Master's thesis, TU Delft]. <http://resolver.tudelft.nl/uuid:bec15a61-96ee-4879-ba47-b1dd31956032>

Habets, C. J. W., Peters, D. J., De Gijt, J. G., Metrikine, A. V., & Jonkman, S. N. (2016). Model solutions for performance-based seismic analysis of an anchored sheet pile quay wall. *International Journal of Civil, Environmental, Structural, Construction and Architectural Engineering*, 10(3), 278-290. <https://doi.org/doi.org/10.5281/zenodo.1112009>

Heidary-Torkamani, H., Bargi, K., Amirabadi, R., & McClough, N. J. (2014). Fragility estimation and sensitivity analysis of an idealized pile-supported wharf with batter piles. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 61-62, 92-106. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2014.01.024>

Heinz, J. P. (1995). *The Design of Vibro Replacement*.

Hermime, T., Seghir, A., & Gabi, S. (2024). Relationship between peak ground acceleration and damages indices for steel sheet pile quay wall in Bejaia-Algeria. *World Journal of Engineering, ahead-of-print*(ahead-of-print). <https://doi.org/10.1108/WJE-10-2023-0433>

Higuchi, S., Miki, K., Nakamura, Y., Morikawa, Y., Sugano, T., Kikuchi, Y., Hoshino, M., & Higashiyama, K. (2012). Evaluation of the seismic performance of dual anchored sheet pile wall. *15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa*.

Holthuijsen, L. (2007). *Waves in Oceanic and Coastal Waters*.

Huang, Y., Xu, X., Liu, J., & Mao, W. (2020). Centrifuge modeling of seismic response and failure mode of a slope reinforced by a pile-anchor structure. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 131*, 106037. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2020.106037>

Iai, S., Ichii, K., Sato, Y., & Liu, H. (1999). Residual Displacement of Gravity Quay walls-parameter study through effective stress analysis. In *Proc. 7th U.S.-Japan workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures against Soil Liquefaction, Seattle, Washington, August 15-17, 1999*. (p. 549-563).

Ichii, K. (2003). *Application of performance-based seismic design concept for caisson-type quay walls* [Ph.D. dissertation, Kyoto University]. <http://hdl.handle.net/2433/148902>

Ichii, K. (2004). Fragility curves for gravity-type quay walls based on effective stress analyses. *13th WCEE, Vancouver, BC*.

Idriss, J. M., & Kennedy, R. P. (1980). *Analysis for soil-structure interaction effects for nuclear power plants—Report by the Ad Hoc Group on Soil Structure Interaction of the Committee on Nuclear Structures and Materials of the Structural Division of ASCE*.

International Navigation Association (PIANC). (2001). *Seismic Design Guidelines for Port Structures*.

Jendoubi, A. (2015). *Effet de l'interaction dynamique linéaire et non-linéaire sol-structure : Application aux pylônes de transport d'énergie*. <https://savoirs.usherbrooke.ca/handle/11143/7732>

Jian, Z., Yurun, L., Zhixiao, Y., Da, H., Xian, R., & Yan, L. (2021). Experimental study of vertical and batter pile groups in saturated sand using a centrifuge shaking table. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 1-14. <https://doi.org/10.1007/s11803-021-2067-y>

Jiao, Z., Tan, H., Mei, T., & Hu, X. (2015). Numerical analysis on dynamic responses of the sheet-pile wharf with separated relieving platform under horizontal seismic loads. *Journal of Coastal Research*, 73 (10073), 270-276.

Kagawa, T. (1980). Soil-Pile-Structure Interaction Of Offshore Structures During An Earthquake. *Offshore Technology Conference*. Offshore Technology Conference, Houston, Texas. <https://doi.org/10.4043/3820-MS>

Kalantari, B., & Roohbakhshan, A. (2015). Various types of foundations used for civil engineering structure. *International Journal of Science and Engineering Investigations*, 4(7), 21-26. <https://arastirmax.com/en/publication/international-journal-science-and-engineering-investigations/4/7/21-26-various-types-foundations-used-civil-engineering-structure/arid/cb11c7f8-f06e-4e99-9588>

Kardoğan, P. S. Ö., & Bhattacharya, S. (2018). Review of Liquefaction Around Marine and Pile-Supported Wharf Structures. In S. Firat, J. Kinuthia, & A. Abu-Tair (Éds.), *Proceedings of 3rd International Sustainable Buildings Symposium (ISBS 2017)* (Vol. 6, p. 893-903). Springer International Publishing. https://doi.org/10.1007/978-3-319-63709-9_68

Kausel, E. (2010). Early history of soil–structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30(9), 822-832. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2009.11.001>

Kausel, E., & Roesset, J. M. (1974). *Soil structure interaction problems for nuclear containment structures*. American Society of Civil Engineers, New York. <https://www.osti.gov/biblio/4097363>

Kausel, E., Whitman, R. V., Elsabee, F., & Morray, J. P. (1977). *Dynamic analysis of embedded structures*. <https://repository.lib.ncsu.edu/bitstream/handle/1840.20/27907/K2-6.pdf?sequence=1>

Kazantzi, A. K., & Vamvatsikos, D. (2021). Practical performance-based design of friction pendulum bearings for a seismically isolated steel top story spanning two RC towers. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 19(2), 1231-1248. <https://doi.org/10.1007/s10518-020-01011-x>

Khalil, L. (2009). *Influence de l'interaction sol-structure sur le comportement sismique des bâtiments : Analyse dans les domaines linéaire et non linéaire* [These de doctorat, Lille 1]. <https://theses.fr/2009LIL10078>

- Khoshnoudian, F., & Talaei, S. (2017). A new damage index using FRF data, 2d-PCA method and pattern recognition techniques,. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*.
- Kitajima, S., & Uwabe, T. (1979). *Analysis of seismic damage to anchored sheet pile bulkheads. Vol.18*(1, 67-127).
- Ko, Y.-Y., & Yang, H.-H. (2019). Deriving seismic fragility curves for sheet-pile wharves using finite element analysis. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 123, 265-277. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.05.014>
- Ko, Y.-Y., Yang, H.-H., & Chen, C.-H. (2010). Seismic fragility analysis for sheet pile wharves—Case study of the Hualien harbor in Taiwan. *International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*. 12. <https://scholarsmine.mst.edu/icrageesd/05icrageesd/session06/12>
- Kohama, E., Sugano, T., Shiozaki, Y., & Mitoh, M. (2004, août). Dynamic behavior of a steel sheet pile quay wall in the full scale experiment with regard to liquefaction. *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering. Vancouver, BC, Canada*.
- Konagai, K., & Ahsan, R. (2002). Simulation of nonlinear soil-structure interaction on a shaking table. *Journal of Earthquake Engineering*, 6(1), 31-51. <https://doi.org/10.1080/13632460209350409>
- Kort, D. A. (2002). *Steel Sheet Pile Walls in Soft Soil* [Doctoral dissertation,]. TU Delft, Delft University of Technology:
- Kramer, S. L., & Mitchell, R. A. (2006). Ground Motion Intensity Measures for Liquefaction Hazard Evaluation. *Earthquake Spectra*, 22(2), 413-438. <https://doi.org/10.1193/1.2194970>
- Krawinkler, H., & Miranda, E. (2004). Performance-based earthquake engineering. *Earthquake engineering: from engineering seismology to performance-based engineering*, 9, 1-9.
- Kuhlemeyer, R. L., & Lysmer, J. (1973). Finite Element Method Accuracy for Wave Propagation Problems. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 99(5), 421-427. <https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0001885>

Kutani, M., & Elmas, M. (2001). Non-Linear Seismic Soil-Structure Interaction Analysis Based on the Substructure Method in the Time Domain. *Turkish Journal of Engineering and Environmental Sciences*. <https://www.semanticscholar.org/paper/Non-Linear-Seismic-Soil-Structure-Interaction-Based-Kutani-Elmas/0c7488cc9671471c144f7417e13eddadd1bbf7ce>

Laboratoire Cental des ponts et Chaussées. (2003). *Ouvrages de soutènement Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des rideaux de palplanches métalliques*.

Laboratoire d'Essais Dynamiques des Structures. (s. d.). <http://www.cgs-dz.org/index.php/fr/laboratoires/un-laboratoire-d-essais-dynamiques-des-structures>

Lee, T. H., & Wesley, D. A. (1973). Soil-structure interaction of nuclear reactor structures considering through-soil coupling between adjacent structures. *Nuclear engineering and design*, 24(3), 374-387. <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/0029549373900071>

Lestuzzi, P. (2002). *SimSeisme (Free software for earthquake engineering and structural dynamic)* [Logiciel]. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL), Lausanne, Switzerland. <https://archiveweb.epfl.ch/imac.epfl.ch/index.html%3Fp=1011.html>

Loudière, D. (2014). *Risque sismique et sécurité des ouvrages hydrauliques*.

Luco, J. E., & Contesse, L. (1973). Dynamic structure-soil-structure interaction. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 63(4), 1289-1303. <https://pubs.geoscienceworld.org/ssa/bssa/article-abstract/63/4/1289/117191>

Lysmer, J. (1978). Analytical procedures in soil dynamics. *NASA STI/Recon Technical Report N*, 80, 12243. <https://ui.adsabs.harvard.edu/abs/1978STIN...8012243L/abstract>

Maeso, O., Aznárez, J. J., & Garcia, F. (2005). Dynamic impedances of piles and groups of piles in saturated soils. *Computers and Structures*, 83(10-11), 769-782. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2004.10.015>

Mahgoub, A., Eng, P., & Moghadam, S. (2023). *Dynamic behaviour of steel pile wall for port- structures in high-seismicity zones : Simple vs. Full dynamic analysis*.

- Makris, N., Gazetas, G., & Delis, E. (1996). Dynamic soil—pile—foundation—structure interaction: Records and predictions. *Géotechnique*, 46(1), 33-50. <https://doi.org/10.1680/geot.1996.46.1.33>
- Martel, R. R. (1940). Effect of foundation on earthquake motion. *Civil Engineering*, 10(1), 19-0.
- Mizuno, H. (1987). Pile damage during earthquakes in Japan. *Dynamic response of pile foundations*, 53-78. <https://cir.nii.ac.jp/crid/1573668924330291712>
- Mohammadioun, B., & Pecker, A. (1984). Low-frequency transfer of seismic energy by superficial soil deposits and soft rocks. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 12(4), 537-564. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290120409>
- Mylonakis, G., & Gazetas, G. (2000a). Seismic soil-structure interaction: Beneficial or detrimental. *Journal of Earthquake Engineering*, 4(3), 277-301. <https://doi.org/10.1080/13632460009350372>
- Mylonakis, G., & Gazetas, G. (2000b). SEISMIC SOIL-STRUCTURE INTERACTION: BENEFICIAL OR DETRIMENTAL? *Journal of Earthquake Engineering*, 4(3), 277-301. <https://doi.org/10.1080/13632460009350372>
- Mylonakis, G., Nikolaou, A., & Gazetas, G. (1997). Soil-pile-bridge seismic interaction: Kinematic and inertial effects. part i: soft soil. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 26(3), 337-359. [https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1096-9845\(199703\)26:3<337::AID-EQE646>3.0.CO;2-D](https://doi.org/10.1002/(SICI)1096-9845(199703)26:3<337::AID-EQE646>3.0.CO;2-D)
- Mylonakis, G., Nikolaou, S., & Gazetas, G. (2006). Footings under seismic loading: Analysis and design issues with emphasis on bridge foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 26(9), 824-853. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2005.12.005>
- Na, U. J., Chaudhuri, S. R., & Shinozuka, M. (2008). Probabilistic assessment for seismic performance of port structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 28(2), 147-158. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2007.05.003>

Nakagaki, N., Kohama, E., Kusunoki, K., & Murakami, K. (2017). *Numerical simulations on cause of damage to a sheet pile type quay wall in soma port during the 2011 off the pacific coast of Tohoku earthquake.*

Negulescu, C., Wijesundara, K., & Foerster, E. (2013). Seismic Damage Assessment of Regular Gravity Design Buildings. *Key Engineering Materials, Damage Assessment of Structures X*, 294-304. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/KEM.569-570.294>

NF EN 1997-1. (s. d.). Afnor EDITIONS. <https://www.boutique.afnor.org/fr-fr/norme/nf-en-19971/eurocode-7-calcul-geotechnique-partie-1-regles-generales/fa045423/25400>

Padrón, L. A., Aznárez, J. J., & Maeso, O. (2009). Dynamic structure–soil–structure interaction between nearby piled buildings under seismic excitation by BEM–FEM model. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29(6), 1084-1096. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2009.01.001>

Plaxis bv. (2010a). *PLAXIS 2D 2010 Material models manual* (Plaxis bv, The Netherlands.).

Plaxis bv. (2010b). *PLAXIS 2D 2010 Reference Manual* (Plaxis bv, The Netherlands.).

Plaxis bv. (2010c). *PLAXIS 2D 2010 Tutorial Manual* (Plaxis bv, The Netherlands.).

Priestley, M. J., & Park, R. (1987). Strength and ductility of concrete bridge columns under seismic loading. *Structural Journal*, 84(1), 61-76. <https://www.concrete.org/publications/internationalconcreteabstractsportal.aspx?m=details&id=2800>

Qu, H., Li, R., Zhang, J., Hu, H., & Zhang, D. (2016). A novel approach for seismic design of anchored sheet pile wall. *Tehnicki Vjesnik - Technical Gazette*, 23(2). <https://doi.org/10.17559/TV-20151106090533>

Rajasankar, J., Iyer, N. R., Swamy, B. Y., Gopalakrishnan, N., & Chellapandi, P. (2007). SSI analysis of a massive concrete structure based on a novel convolution/deconvolution technique. *Sadhana*, 32(3), 215-234. <https://doi.org/10.1007/s12046-007-0019-5>

Recordon, E. (1985). *Mécanique des sols, Polycopié EPFL, Lausanne, Suisse, 1985.* -.

Reza, D., Khosrow, B., & Yasin, M. (2012). *Incremental Dynamic Analysis Of Sheet Pile Quay-Walls In Order To Reach Performance-Based Design Criteria For This Type Of Wharf*. 435-439.

Roth, J.-P. (1950). Les séismes de Kerrata et la séismicité de l'Algérie. *Annales de l'Institut de physique du Globe de Strasbourg*, 6(1), 3-40. https://www.persee.fr/doc/aipgs_0750-7232_1950_num_6_1_1884

Roussillon, P. (2006). *Interaction sol-structure et interaction site-ville : Aspects fondamentaux et modélisation* [PhD Thesis, Phd thesis, INSA, Lyon]. <http://roussillon.pierre.free.fr/theseRoussillon.pdf>

RPOA2008 : Règles Parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art. - Recherche Google. (s. d.).

Sadeghi, K., Abdullah Sofy, S., & Baiz, Z. H. (2018, mars). *APPLICATION OF SHEET PILES IN ONSHORE AND MARINE STRUCTURES*.

Sainea-Vargas, C. J., & Torres-Suárez, M. C. (2020). Damage probability assessment for adjoining buildings to deep excavations in soft soils. *International Journal of Geotechnical Engineering*, .

Samuel G., P., & Yong, T. (2005). *Sheet pile wall design and performance in peat*.

Schlosser, F. (1988). *Eléments de mécanique des sols* (Presses de l'ENPC,).

Seghir, A. (2011). *Contribution à la modélisation numérique de la réponse sismique des ouvrages avec interaction sol-structure et interaction fluide-structure : Application à l'étude des barrages poids en béton*.

Sezawa, K., & Kanai, K. (1935). M2 Seismic Waves. *Proceedings of the Imperial Academy*, 11(3). <https://doi.org/10.2183/pjab1912.11.96>

Shakib, H., & Fuladgar, A. (2005). Dynamic soil–structure interaction effects on the seismic response of asymmetric buildings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 24(5), 379-388. <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0267726104000193>

Sheet n°26. (1960). *Published by the service of the geological map of Algeria*.

- Sivakumar Babu, G. L., & Basha, B. M. (2008). Optimum Design of Cantilever Retaining Walls Using Target Reliability Approach. *International Journal of Geomechanics*, 8(4), 240-252. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1532-3641\(2008\)8:4\(240\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1532-3641(2008)8:4(240))
- Stewart, J. P., Seed, R. B., & Fenves, G. L. (1999). Seismic Soil-Structure Interaction in Buildings. II: Empirical Findings. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125(1), 38-48. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(1999\)125:1\(38\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(1999)125:1(38))
- Sushma, P., & Kumar, R. P. (2010). *Dynamic Soil Structure Interaction Analysis of Pile Supported High Rise Structures*. 5.
- Tan, H., Jiao, Z., & Chen, J. (2018). Field testing and numerical analysis on performance of anchored sheet pile quay wall with separate pile-supported platform. *Marine Structures*, 58, 382-398. <https://doi.org/10.1016/j.marstruc.2017.12.006>
- Terassol. (2016). *C – Notice technique K-Réav4*.
- Tsogka, C., & Wirgin, A. (2003). Simulation of seismic response in an idealized city. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 23(5), 391-402. [https://doi.org/10.1016/S0267-7261\(03\)00017-4](https://doi.org/10.1016/S0267-7261(03)00017-4)
- Uwabe, T. (1983). Earthquake response and seismic design of composite type breakwater in deep sea. *Proc. of 1983 Annual Research Presentations of Port and Harbour Research Institute*, 103-165.
- Vamvatsikos, D., & Cornell, C. A. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), 491-514. <https://doi.org/10.1002/eqe.141>
- Vamvatsikos, D., & Cornell, C. A. (2004). Applied Incremental Dynamic Analysis. *Earthquake Spectra*, 20(2), 523-553. <https://doi.org/10.1193/1.1737737>
- Vamvatsikos, D., Jalayer, F., & Allin, C. (2003). Application of Incremental Dynamic Analysis to an RC-Structure. In *Proceedings of the FIB Symposium on Concrete Structures in Seismic Regions* (p. 75-86). <https://www.semanticscholar.org/paper/Application-of-Incremental-Dynamic-Analysis-to-an-Vamvatsikos-Jalayer/a2d2f133784650f0dff63be4d24f8f5f528330af>

- Veletsos, A. S., & Prasad, A. M. (1989). Seismic Interaction of Structures and Soils : Stochastic Approach. *Journal of Structural Engineering*, 115(4), 935-956. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1989\)115:4\(935\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1989)115:4(935))
- Vytiniotis, A., Panagiotidou, A.-I., & Whittle, A. J. (2019). Analysis of seismic damage mitigation for a pile-supported wharf structure. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 119, 21-35. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.12.020>
- Wall, H., & Wadsö, L. (2013). Corrosion rate measurements in steel sheet pile walls in a marine environment. *Marine Structures*, 33, 21-32. <https://doi.org/10.1016/j.marstruc.2013.04.006>
- Wang, J. (2005). *Influence of different boundary conditions on analysis of SSI*. https://repository.lib.ncsu.edu/bitstream/1840.20/31735/1/K06_1.pdf
- Wang, S., & Schmid, G. (1992). Dynamic structure-soil-structure interaction by FEM and BEM. *Computational Mechanics*, 9(5), 347-357. <https://doi.org/10.1007/BF00370014>
- Wilson, E. L. (1996). Three-dimensional static and dynamic analysis of structures. *Computers and Structures, Inc., Berkeley, CA*. <https://citeseerx.ist.psu.edu/document?repid=rep1&type=pdf&doi=dea74744b2259165bacdaa9220f545a297d5ca40>
- Wong, H. L., & Trifunac, M. D. (1975). Two-dimensional, antiplane, building-soil-building interaction for two or more buildings and for incident planet SH waves. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 65(6), 1863-1885. <https://pubs.geoscienceworld.org/ssa/bssa/article-abstract/65/6/1863/117555>
- Yan, Z., Zhang, H. Q., Xiao, Z., Yuan, Y., & Shen, Z. C. (2023). Centrifuge tests on lateral bearing behaviors of double steel sheet pile structures on marine soft grounds. *Applied Ocean Research*, 134, 103538. <https://doi.org/10.1016/j.apor.2023.103538>
- Yazdani, M., Azad, A., Farshi, A. H., & Talatahari, S. (2013). Extended “Mononobe-Okabe” Method for Seismic Design of Retaining Walls. *Journal of Applied Mathematics*, 2013, 1-10. <https://doi.org/10.1155/2013/136132>

Zekri, A., Ghalandarzadeh, A., Ghasemi, P., & Aminfar, M. H. (2015). Experimental study of remediation measures of anchored sheet pile quay walls using soil compaction. *Ocean Engineering*, 93, 45-63. <https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2014.11.002>

Zhang, Y., Yang, Z., Bielak, J., Conte, J. P., & Elgamal, A. (2003). Treatment of seismic input and boundary conditions in nonlinear seismic analysis of a bridge ground system. *16th ASCE engineering mechanics conference*, 16-18. http://www.soilquake.net/references/em2003_humboldt.pdf

Zhao, M., Wu, G., & Wang, K. (2022). Comparative Analysis of Dynamic Response of Damaged Wharf Frame Structure under the Combined Action of Ship Collision Load and Other Static Loads. *Buildings*, 12(8), Article 8. <https://doi.org/10.3390/buildings12081131>

Zhao, W., Du, C., Sun, L., & Chen, X. (2019). Field measurements and numerical studies of the behaviour of anchored sheet pile walls constructed with excavating and backfilling procedures. *Engineering Geology*, 259, 105165. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2019.105165>

Annexes

Annexe A. Généralités sur les palplanches

A.1. Définition

Une palplanche (composé de pal et planche) est un pieu conçu pour être battu en terre en s'enclenchant aux pieux voisins par l'intermédiaire de nervures latérales appelées serrures. Les palplanches permettent de constituer un mur de soutènement, un batardeau, une palée ou un écran imperméable. Les rideaux qu'elles constituent sont assimilables à des murs ou des parois supportant la poussée des terres en place, ou des remblais et des dénivelés d'eau.

A.2. Différents types de palplanches

A.2.1. Palplanche en bois

Pendant le processus d'installation du bois par battage, sa fragilité reste un facteur important à prendre en compte. La palplanche en bois est employée depuis de nombreux siècles. Cette méthode de construction est appropriée pour l'installation de rondins de bois dans le sol, agissant comme un barrage rudimentaire, à l'instar de la palplanche d'origine. Par conséquent, il convient de l'utiliser préférentiellement dans des terrains homogènes, dépourvus de roches. Traditionnellement, on considère qu'il s'agit du premier type de palplanches utilisé dans l'histoire pour les structures légères temporaires. Les lames de bois sont endommagées en raison de leur âge avancé, particulièrement lorsqu'elles ont été laissées pendant une longue période dans des conditions environnementales inappropriées telles que la sécheresse et l'humidité. Bien que les palplanches en bois soient encore d'usage, il est impératif de les protéger entièrement ou de les soumettre à un traitement chimique (Eskandari & Kalantari, 2011).

A.2.2. Palplanche en béton armé

Le béton armé a été mis à contribution pour la création de palplanches plus résistantes à la flexion, générée par la force des terres. L'avantage de ce produit est maintenant éclipsé par l'arrivée de la palplanche en acier sur le marché. Dans le but d'empêcher la formation de fissures lors du battage, il est conseillé de favoriser l'utilisation de ce matériau dans des sols homogènes et dépourvus de roches. Les palplanches en béton préfabriqué sont généralement utilisées comme murs de soutènement. Pour cette raison, les processus d'enfoncement ne sont pas faciles en raison de leur poids élevé. Ce type de palplanches est principalement utilisé pour les cloisons en eau douce et en eau salée (Eskandari & Kalantari, 2011).

A.2.3. Palplanche en acier

La palplanche en acier est fabriquée à partir d'une tôle laminée à froid, pour les épaisseurs inférieures à 9 mm, ou façonnée à chaud selon le profil souhaité. L'installation de ces éléments s'effectue en reliant les extrémités de chaque palplanche, également nommées « serrures », pour former un écran de palplanches. De nos jours, les palplanches en acier sont largement utilisées en raison de leur forte résistance à la pression, de leur transport pratique grâce à leur faible poids et de leur capacité à être facilement installées dans différents types de sols pendant la construction. En outre, les palplanches en acier présentent d'autres avantages tels que l'amélioration de l'étanchéité à l'eau, la résistance, l'efficacité et le fait qu'elles nécessitent une petite surface de construction, et aussi elles ont une longue durée de vie, elles sont résistantes aux fortes contraintes de battage, elles sont légères, elles sont réutilisables.

Par conséquent, elles sont utilisées dans les structures temporaires et permanentes qui comprennent la consolidation du sol, les brise-lames et les projets portuaires (Guang-Ghong et al., 2013). De plus, il est facilement extensible par soudure, avec moins de déformations au niveau des jointures. Constituent une solution efficace en tant que barrière étanche. L'acier a quelques inconvénients, notamment la corrosion, cependant, l'utilisation d'un revêtement avec un matériau approprié et mince peut les empêcher. La contrainte acceptable se situe entre (170 -210) MPa.

Il existe différentes sections de palplanches en acier en fonction de leur application. Deux sections principales sont utilisées : "Elles sont reliées entre elles par des joints d'emboîtement le long des pieux, ce qui permet d'emboîter les sections pour former un seul mur continu (Byfield & Mawer, 2004).

On distingue dans la palplanche acier :

A.2.3.1. Profilés en Z

Profil économique, rapide à installer, offrant un excellent équilibre entre résistance et faible poids, ainsi qu'un moment d'inertie élevé, ce qui minimise les déformations. Les profilés sont fréquemment employés pour la fabrication de palplanches ondulées et de palplanches soudées combinées, ainsi que pour le renforcement des berges et pour servir de culées de pont en porte-à-faux. Pour les excavations elles sont considérées comme un type parfait en termes d'étanchéité. Ils s'utilisent principalement pour reprendre les efforts de flexion du fait de la continuité de l'âme dans le rideau et de la position spécifique des serrures

qui sont symétriques par rapport à l'axe neutre. De nos jours elles sont considérées comme l'un des palplanches les plus efficaces et les plus opérationnels disponibles (Eskandari & Kalantari, 2011).

En outre, les deux principales propriétés des profilés en Z sont la forme de l'âme qui est continue et l'emplacement des joints d'emboîtement répartis symétriquement de part et d'autre de l'axe neutre, ce qui améliore le module de la section.

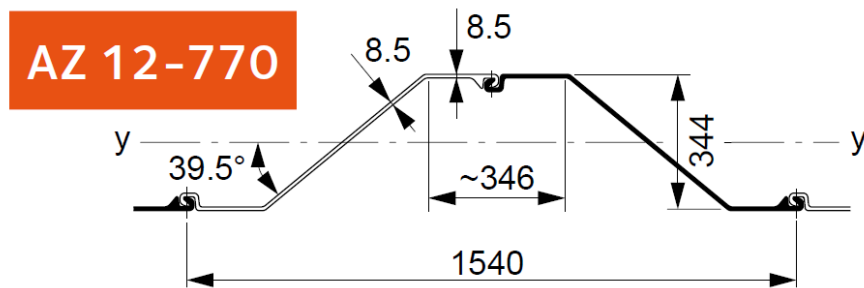


Figure A.1.Exemple de profilés en Z(Arcelor Mittal, 2013)

A.2.3.2. Profilés en U

Les palplanches en acier à section en U sont généralement utilisées pour construire des murs de soutènement en milieu marin et ont été largement utilisées tout au long du 20^{ème} siècle. Les palplanches en acier ayant une section transversale en U sont souvent utilisées pour la construction de murs de soutènement en contexte marin, et ce, depuis le début du XX^e siècle. Il y a récemment des préoccupations concernant le problème de la flexion, car les palplanches en U sont assemblées les uns aux autres par des joints de recouvrement le long de l'axe central de la pièce. (Byfield & Mawer, 2004). Dans la gamme des profilés U, des profilés spécifiques ont été conçus pour répondre aux différentes demandes des clients. On y trouve :

a. Profilés PU

Il s'agit des profilés les plus optimaux dans le cas d'un fonçage difficile car elles possèdent des épaulements renforcés. Elles possèdent un avantage considérable quant à la solidité pour le réemploi des palplanches.

b. Profilés PU-R

Profilés développés pour remplacer les profilés PU 6, 8 et 12 de la gamme ArcelorMittal.

c. Profils AU

Le poids des profils AU est plus léger que celui des PU (réduction d'environ 10%). Ce profil plus large est adapté pour une facilité et une rapidité de mise en œuvre. Du fait d'une réduction des serrures au mètre linéaire, l'étanchéité est plus importante.

d. Profils Oméga (PAL/PAU)

Profils obtenus grâce à un laminage à froid optimisé pour une réduction optimale de l'espace occupé par le rideau de palplanches. Ce profil possède deux boucles inversées ce qui permet donc de diviser par deux l'emprise des palplanches. Il conserve un excellent rapport module de flexion/poids.

En général ils sont plus utilisés grâce à leur diversité et de leurs systèmes d'attaches hautement étanches, et offre une bonne résistance à la corrosion favorisée par l'épaisseur d'acier au point critique.

Ces profilés sont souvent utilisés pour un battage dans un espace réduit et peuvent être réutilisés facilement grâce à leur forme symétrique pour prendre les efforts de flexion.(Arcelor Mittal, 2013)

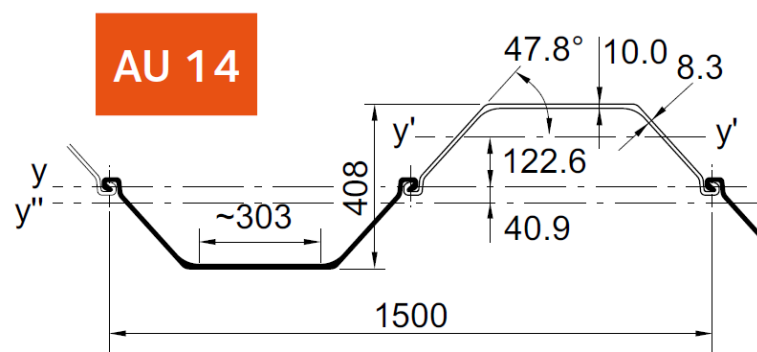


Figure A.2.Exemple de profils en U(Arcelor Mittal, 2013)

A.2.3.3. Différences entre les palplanches en acier de section Z et de section U

Les sections en Z sont plus utilisées que les sections en U dans les constructions portuaires et maritimes et dans les excavations profondes en raison de leur module plus élevé, et aussi les sections en Z ont une masse par mètre carré inférieur à celle des sections en U. C'est pourquoi les sections en Z ont une largeur plus importante que les sections en U. Les sections en U ont une largeur plus importante (Coastal Engineering Research Center, 1984).

a. Palplanches plates

On trouve une application pratique pour ces palplanches dans le renforcement des sols, notamment pour la protection des fouilles, la réalisation de barrages cylindriques et l'installation de rideaux profonds. Par ailleurs, ces palplanches sont très prisées dans le cas où l'ancrage serait compliqué par la présence de roches dans le terrain. Elles sont principalement utilisées pour réitérer les efforts de traction horizontale de la rainure.

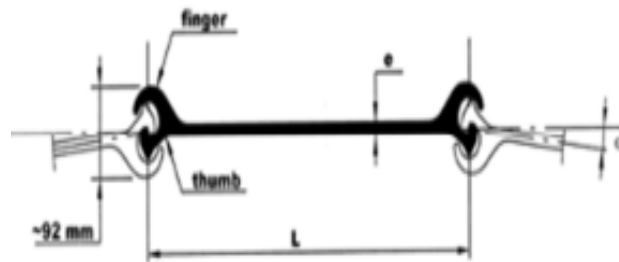


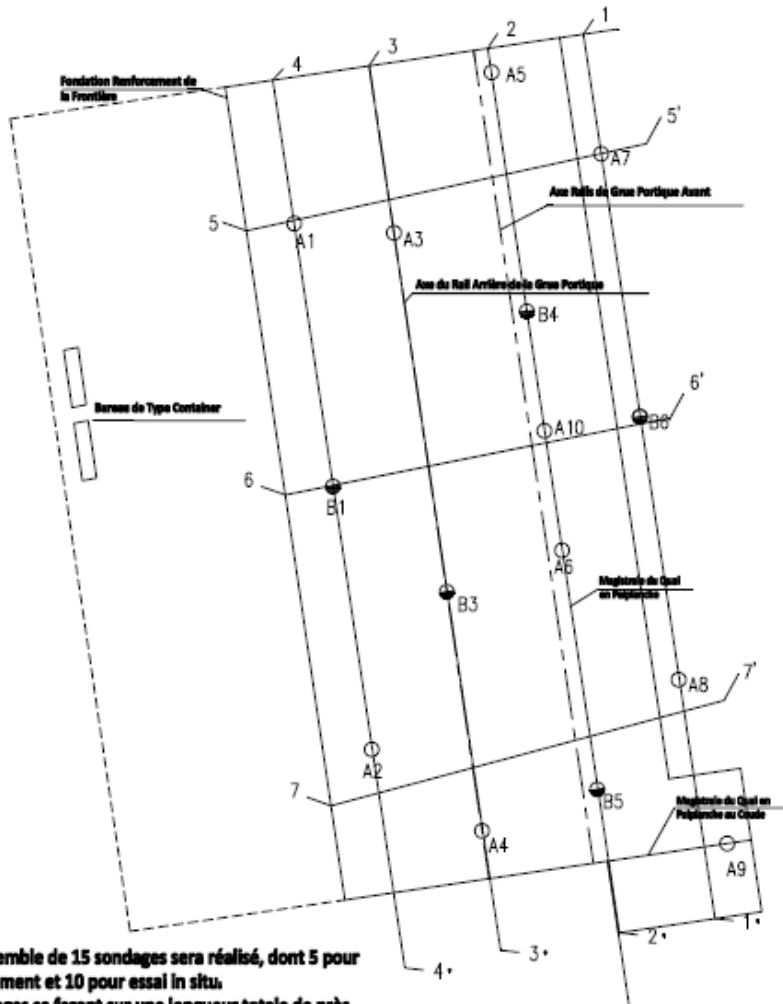
Figure A.3. Exemple de palplanche plate (Arcelor Mittal, 2013)

b. Palplanches AZ

Les palplanches doubles AZ sont mises en œuvre pour rendre le processus plus aisé, le serrage des fermoirs n'étant pas exigé en matière de résistance structurelle. Néanmoins, la majorité des palplanches AZ sont expédiées sous forme de palplanches soudées en V pour deux raisons : premièrement, pour éviter la tendance à se courber autour de l'axe faible lors du fonçage, et deuxièmement, pour accélérer la mise en place des palplanches doubles. (Arcelor Mittal, 2013).

*Annexe B. Plan de l'investigation
géotechnique*

Plan de l'investigation géotechnique



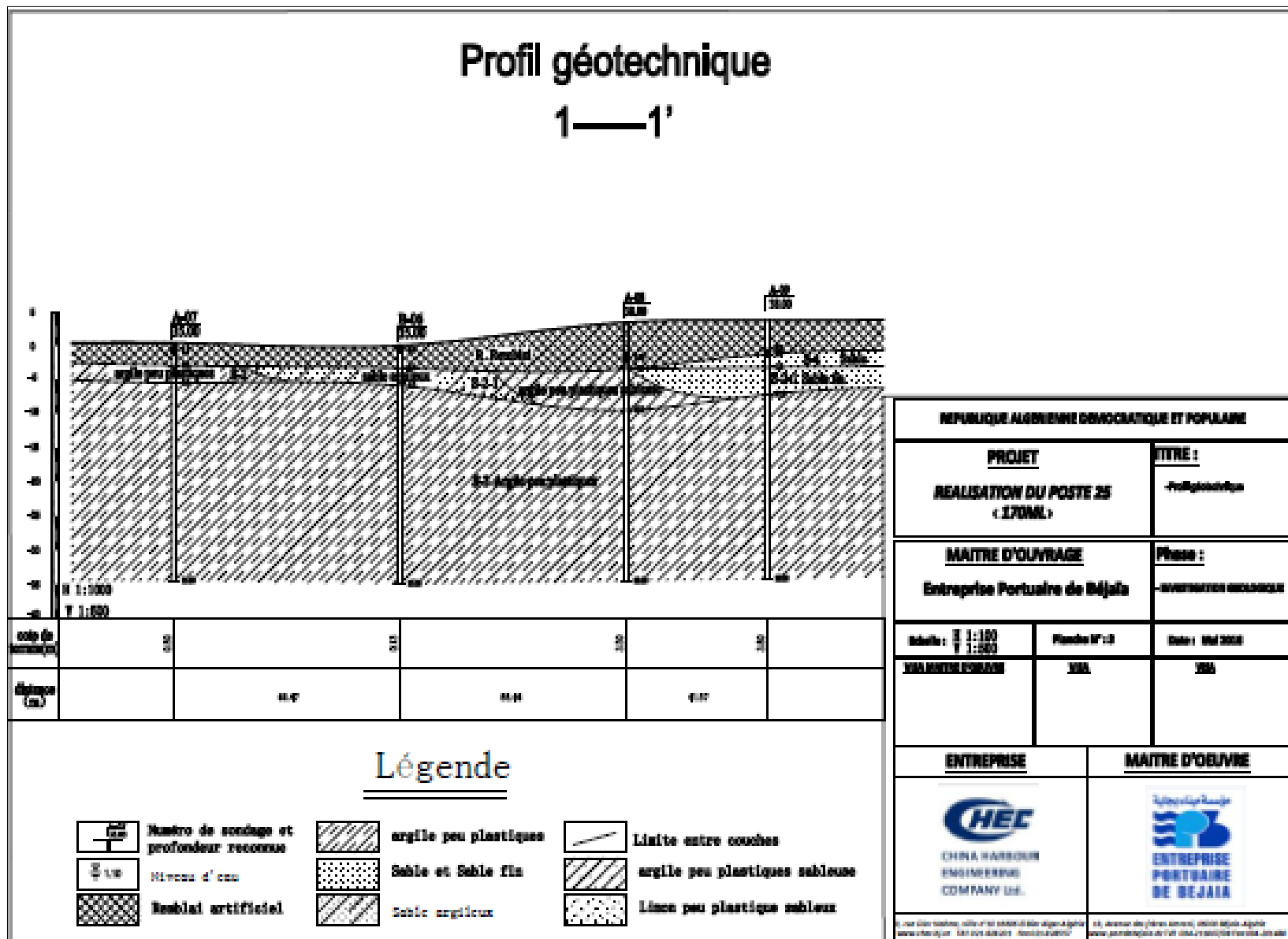
1. Un ensemble de 15 sondages sera réalisé, dont 5 pour prélèvement et 10 pour essai in situ.
2. Les forages se feront sur une longueur totale de près de 556m;
3. Système de coordonnées: WGS-84, Systèmes d'élévation: ZH.

Légende:

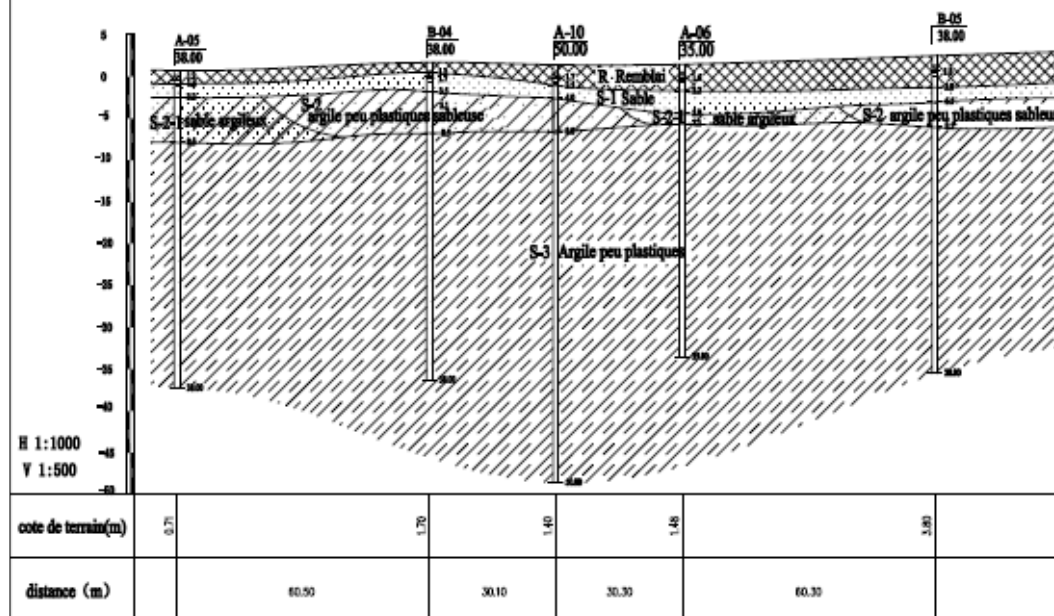
- Position de Forage pour Prélèvement
- Position de Forage pour Essai In Situ
- Profil et numéro

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
PROJET <i>REALISATION DU POSTE 25 < 170ML ></i>	Plan : - PLAN DE L'INVESTIGATION GÉOLOGIQUE	
MAITRE D'OUVRAGE Entreprise Portuaire de Béjaïa	Phase : - INVESTIGATION GÉOLOGIQUE	
Echelle : 1:1000	Feuille N° : 2	Date : Mai 2016
VISA MAITRE D'OUVRAGE	VISA	VISA
ENTREPRISE	MAITRE D'OUVRAGE	
 CHINA HARBOUR ENGINEERING COMPANY LTD.	 ENTREPRISE PORTUAIRE DE BEJAIA	
4, rue Ouz Nééma, villa n°10 16606 El Biar Alger-Algérie www.chec.ly.com Tél: 021-628201 Fax: 021-628517	13, Avenue des Jéras Amous, 06000 Béjaïa-Algérie www.portdebejaia.dz Tél: 034-211801/08 Fax: 034-211490	

Annexe C. Profils géotechniques



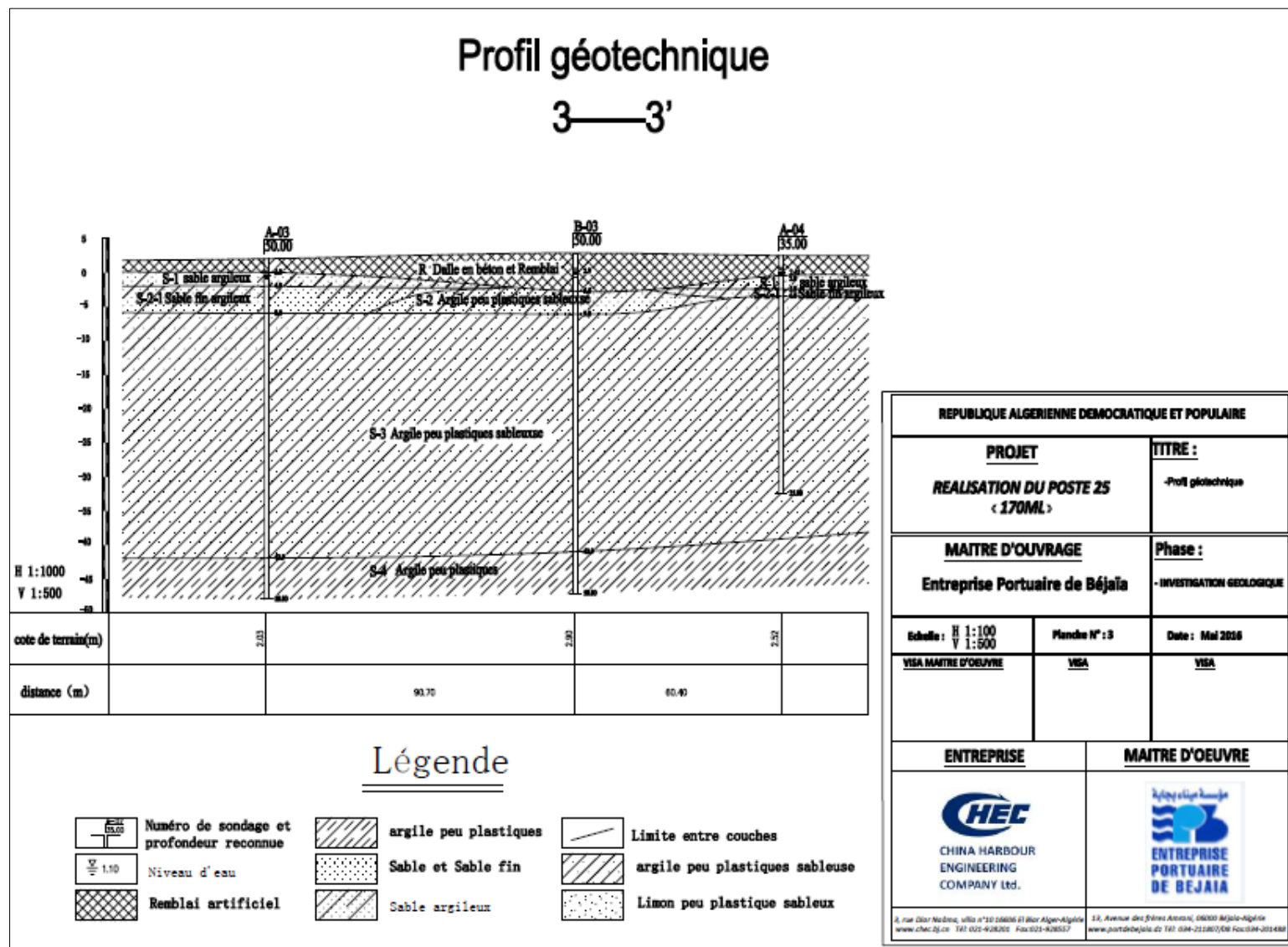
Profil géotechnique 2—2'



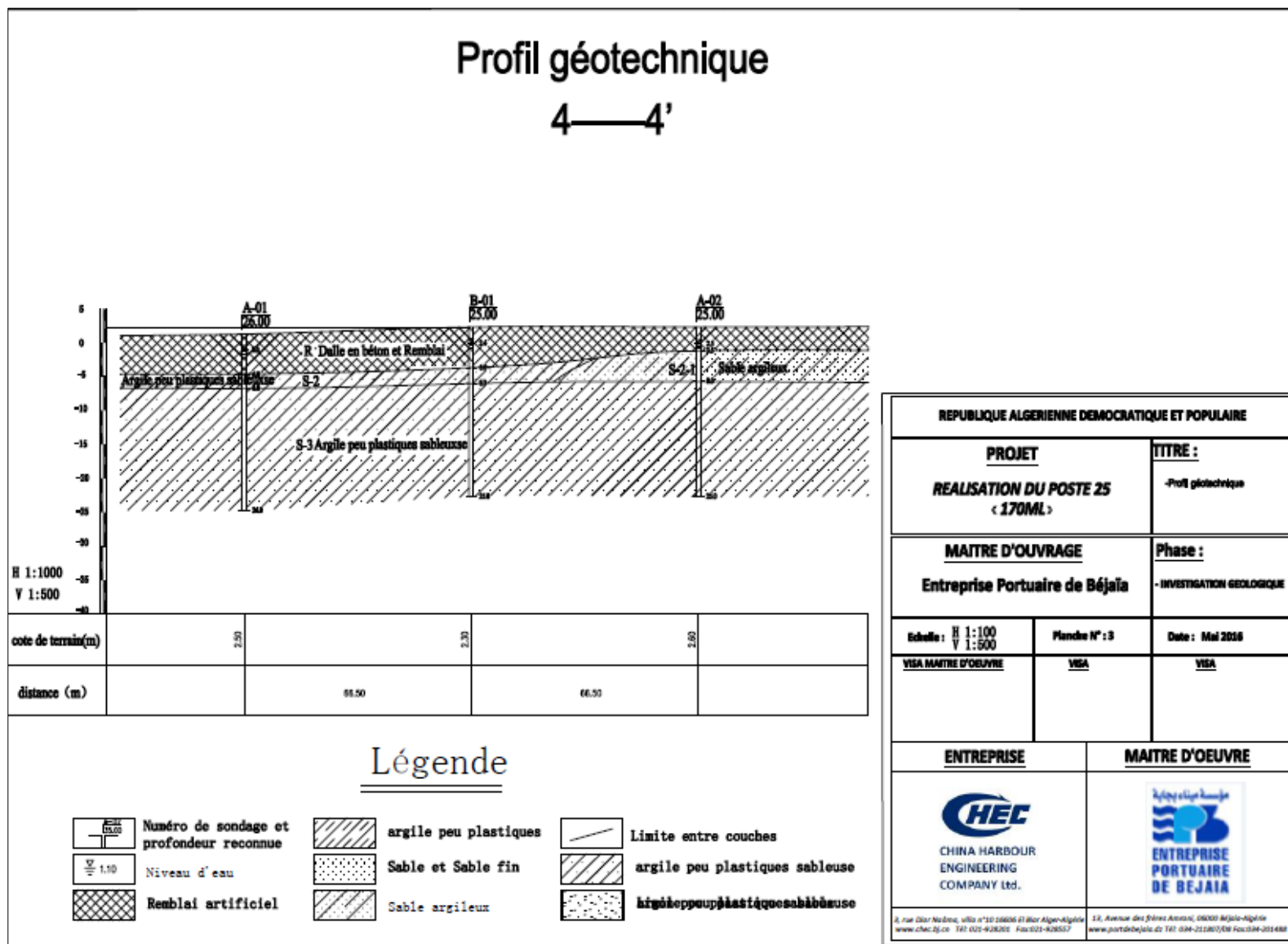
Légende

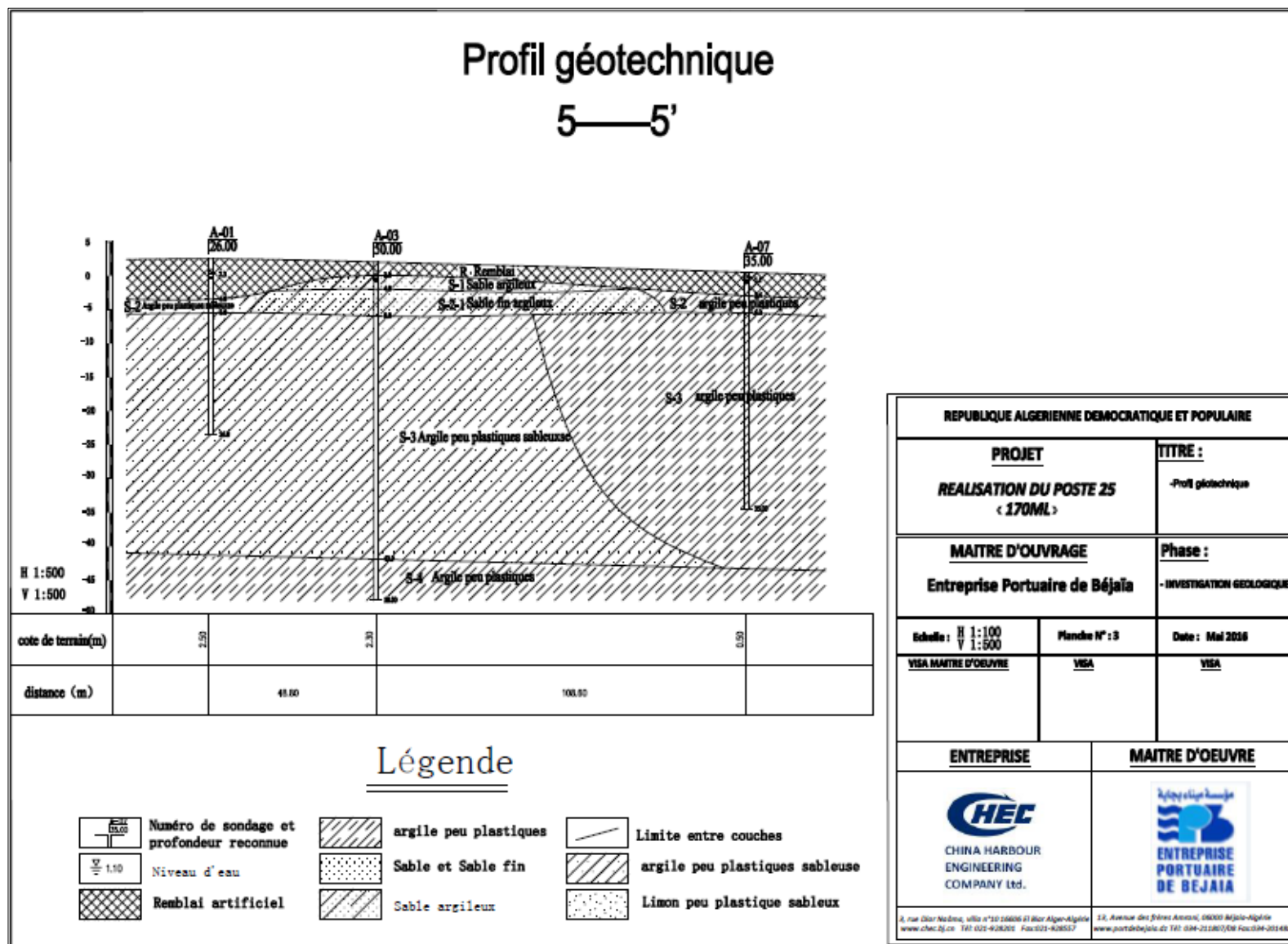
Numéro de sondage et profondeur reconnue	argile peu plastiques	Limite entre couches
Niveau d'eau	Sable et Sable fin	argile peu plastiques sableuse
Remblai artificiel	Sable argileux	Limon peu plastique sableux

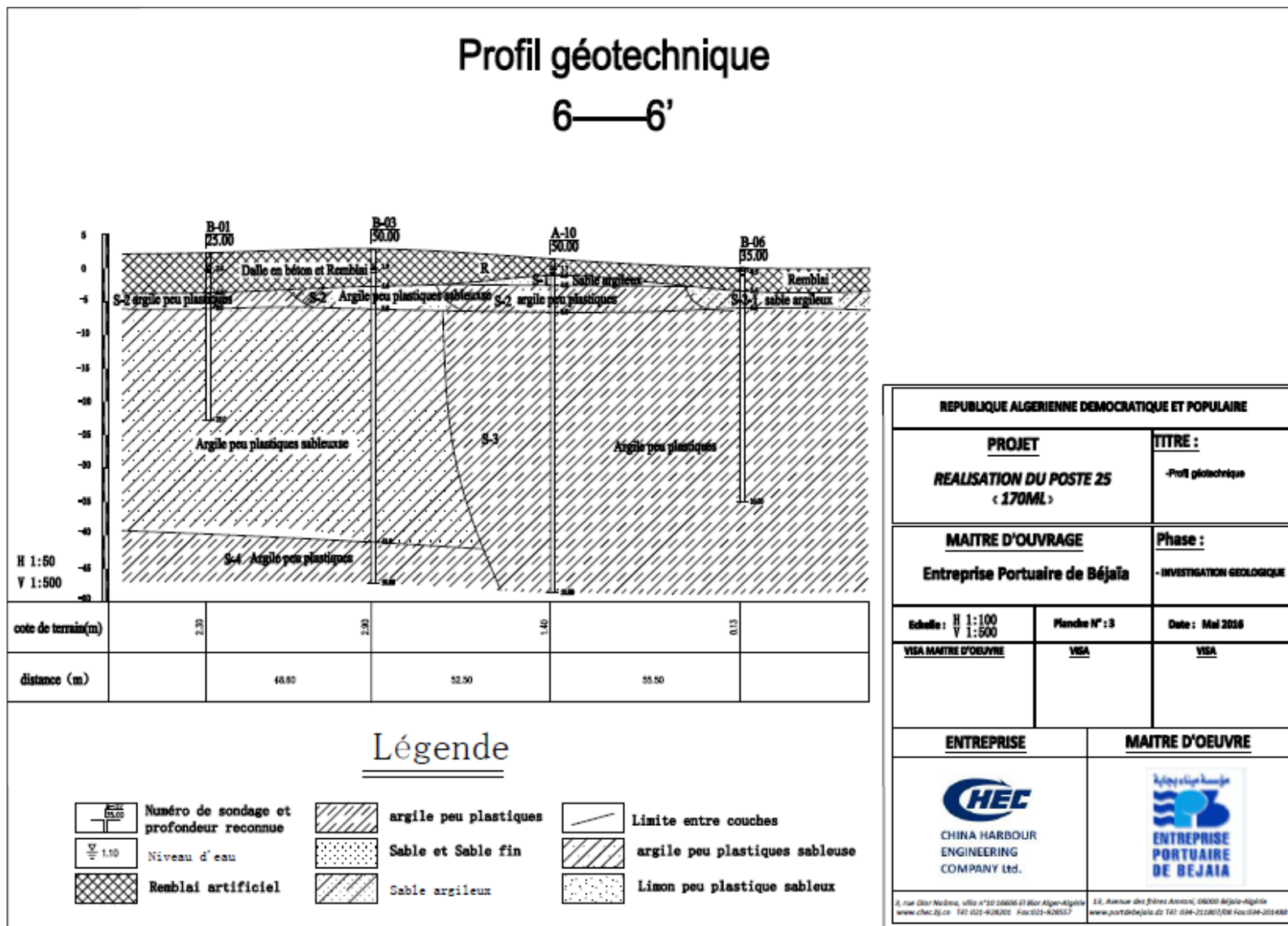
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
PROJET REALISATION DU POSTE 25 (170ML)	TITRE : - Profil géotechnique	
MAITRE D'OUVRAGE Entreprise Portuaire de Béjaïa	Phase : - INVESTIGATION GEOLOGIQUE	
Echelle : H 1:100 V 1:500	Planche N° : 3	Date : Mai 2018
VISA MAITRE D'OEUVRE	VISA	VISA
ENTREPRISE		MAITRE D'OEUVRE
 CHINA HARBOUR ENGINEERING COMPANY Ltd.		 ENTREPRISE PORTUAIRE DE BEJAIA
5, rue Otar Nedra, villa n°10 16606 El Bar Alger-Algérie www.chc.dz Tel: 021-928201 Fax:021-928557		14, Avenue des Frères Amrou, 06000 Béjaïa-Algérie www.portbejaia.dz Tel: 034-212801/08 Fax:034-201488

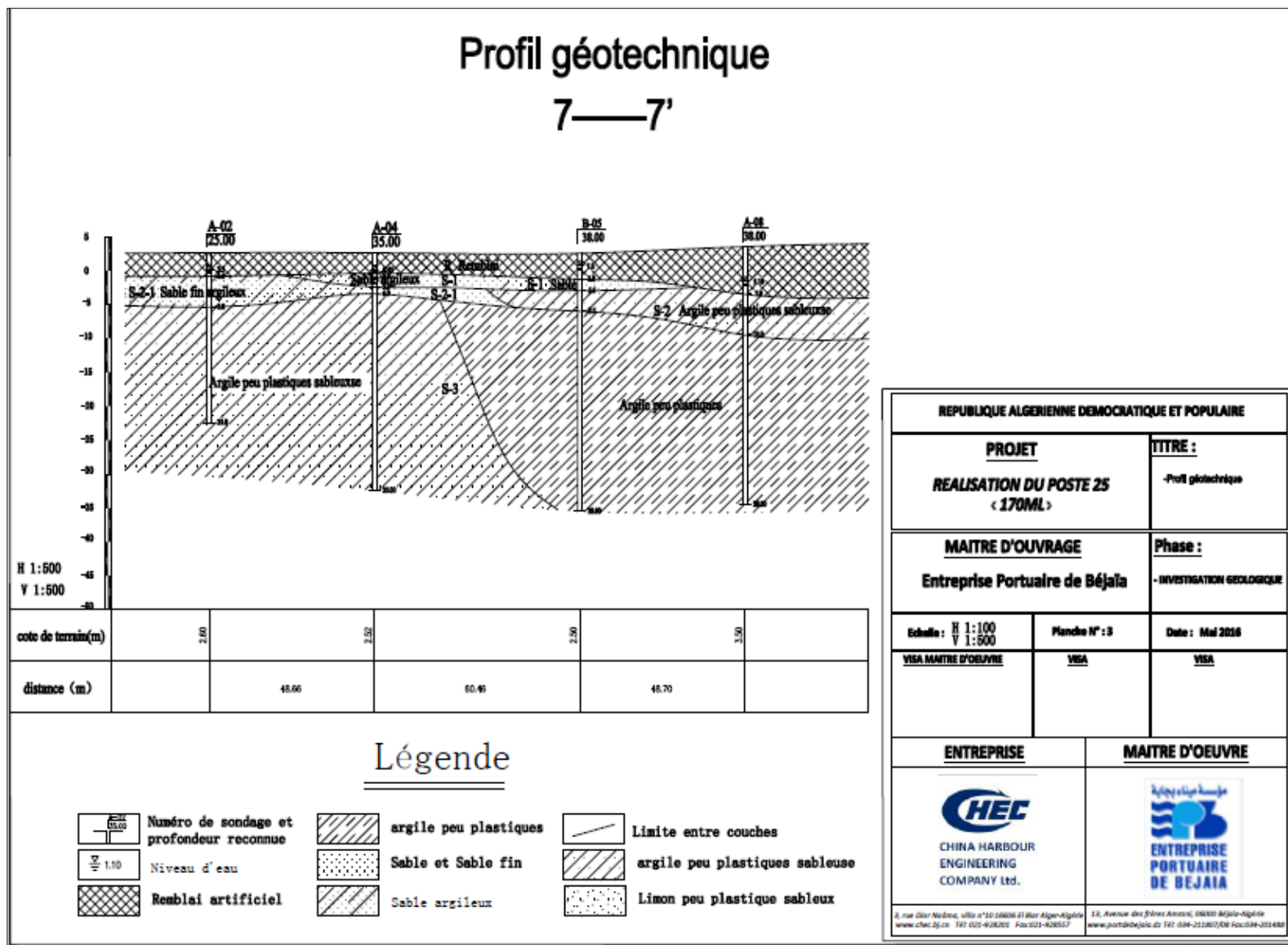


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
PROJET REALISATION DU POSTE 25 < 170ML >	TITRE : -Profil géotechnique	
MAITRE D'OUVRAGE Entreprise Portuaire de Béjaïa	Phase : - INVESTIGATION GEOLOGIQUE	
Echelle : H 1:100 V 1:500	Planche N° : 3	Date : Mai 2016
VISA MAITRE D'OUVRAGE	VISA	VISA
ENTREPRISE	MAITRE D'OEUVRE	
 CHINA HARBOUR ENGINEERING COMPANY Ltd.	 ENTREPRISE PORTUAIRE DE BEJAIA	
3, rue El-Bor-Nadim, ville n°10 29606 El-Bor Alger-Algérie www.chc-dj.co Tél: 021-928201 Fax:021-928557	13, Avenue des Frères Amos, 06000 Béjaïa-Algérie www.portdebejaia.dz Tél: 034-21180708 Fax:034-201488	









Résumé

Le comportement dynamique de la structure est influencé par la flexibilité du sol d'assise, de ce fait, la réponse dynamique des structures dépend de la nature du mouvement du sol, des propriétés mécaniques et physiques de la structure, il y a donc interaction entre le sol et la structure. L'objectif de cette thèse est l'analyse dynamique et l'évaluation des performances sismique d'un quai sur des palplanches en considérant différentes valeurs de PGA, un comportement linéaire élastique et élastoplastique de la structure. Notons que dans le cadre de cette thèse un intérêt particulier sera accordé à la prise en compte de l'interaction sol structure et de la rigidité d'interface. L'analyse par éléments finis est réalisée à l'aide du logiciel Plaxis 2D pour générer le modèle numérique du mur de quai, dans le cas d'étude de l'extension du port de Béjaïa poste 25, situé au le nord-est de l'Algérie. Des analyses dynamiques incrémentales ont été effectuées pour examiner la variation des principaux paramètres de réponse sous des excitations sismiques avec des niveaux de PGA croissants. La nouvelle contribution de ce travail consiste en deux nouveaux indices de dommage globaux basés sur le facteur de sécurité et le moment de flexion sont introduits pour évaluer la relation entre l'accélération maximale du sol et les niveaux de dommages sismique pour un quai sur les palplanches en acier. Les résultats obtenus montrent l'importance de la prise en compte de l'interaction sol structure pendant le processus de conception. Et indiquent que le mur de quai en palplanches peut supporter en toute sécurité des charges sismiques jusqu'à des PGA de 0,35g, et qu'au-delà de 0,45g, il faut faire attention au risque d'atteindre le moment ultime de la palplanche en acier étudiée. Cependant, pour des PGA supérieurs à 0,5g, il a été clairement démontré que les déformations excessives sont susceptibles de se produire dans les couches de sol et dans les éléments structurels. Tout d'abord les résultats de déplacements à l'état statique sont confrontés avec les résultats des mesures in-situ. Par la suite, les résultats obtenus à l'état dynamique sont exploités pour évaluer le facteur de sécurité du sol et la capacité sismique du mur de palplanches. Les valeurs calculées des indices d'endommagement proposés pour le quai considéré constituent un outil d'aide à la prise de décision concernant la sécurité sismique de la structure.

Mots clés : Ouvrage portuaires, Accélérogramme, Plaxis 2D, Interaction sol-structure, Palplanche, Sol, Rigidité d'interface, Indice global de dommages, PGA.

Abstract

The dynamic behavior of the structure is modified by the flexibility of the ground soil, so the dynamic response of structures depends on the nature of the soil movement, and the mechanical and physical properties of the structure. There is interaction between the soil and the structure. The aim of this thesis is the dynamic analysis and evaluation of the seismic performances sheet pile quay wall subjected to several seismic movements with various PGA values, and considering the linear elastic and inelastic seismic behavior of the structure. It should be noted that in the context of this thesis, particular attention will be paid to the consideration of soil-structure interaction and interface stiffness. The finite element analysis is carried out using the Plaxis 2D software to generate the numerical model of the quay wall, in the case study of the extension of berth 25 at the port of Béjaïa, located in northeastern Algeria. Incremental dynamic analyses were carried out to examine the variation of the principal response parameters under seismic excitations with increasing PGA levels. The contribution of this work consists of two new global damage indices based on the safety factor and bending moment are introduced to assess the relationship between maximum ground acceleration and seismic damage levels. The results obtained show the importance of taking into account the soil-structure interaction during the design process, and indicate that the sheet pile quay wall can safely withstand seismic loads up to PGAs of 0.35g, and that above 0.45g care should be taken with the risk of reaching the ultimate moment capacity of the steel sheet pile. However, for PGAs greater than 0.5g, it was clearly demonstrated that the excessive deformations of material are likely to occur in the soil layers and in the structural elements. The main contribution of the present work is of a new a double seismic damage index for a steel sheet pile supported quay wharf. The numerical modeling is first validated in the static case. Then, the results obtained by performing several incremental dynamic analyses are exploited to evaluate the degradation of the soil safety factor and the seismic capacity of the pile sheet wall. Computed values of the proposed damage indices of the considered quay wharf is a practical helping tool for decision making regarding the seismic safety of the structure.

Keywords : Harbor structures, Accelerogram, Plaxis 2D, Soil-structure interaction, Sheet pile, Soil, Interface stiffness, Global damage index, PGA.