

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA  
RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

**UNIVERSITE BLIDA 1**

**FACULTE DE TECHNOLOGIE**

**DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL**

**MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES POUR L'OBTENTION DE  
DIPLOME DE MASTER 2 EN GENIE CIVIL**

**OPTION : GÉOTECHNIQUE**



**Modélisation du soutènement de  
la station du métro de l'université Houari Boumediène**

**Présenter par :**

**Medjeroub Abdennour**

**Boussada Adel**

**Encadré par :**

**Co-Encadreur :**

**Dr. Sail yacine**

**Mr. Charchali Mohamed**

**Année universitaire**

**2021-2022**

## ملخص

كجزء من العمل على تمديد الخط 1 من مترو الجزائر الذي يربط وسط مدينة الحراش بمطار هواري بومدين الدولي ، كنا مهتمين بتصميم ودراسة دعم محطة جامعة هواري بومدين التي يبلغ عمق الحفر فيها 20 مترًا. ولتحقيق هذا الهدف ، اعتمدنا مقارنة علمية تتمثل في نمذجة المشكلة باستخدام برنامج جيو 5 الذي يبحث في نوعين من الجدران وهما : جدران الحجاب الحاجز والأكوام الثانوية .

قمنا بتطوير ملف تعريف جيولوجي يعتمد على نتائج الدراسة الجيو تقنية للمختبر. تم البحث عن الحل الذي تم اعتماده في الموقع واقتراح العديد من الحلول باستخدام الدعامات الأفقية : قضبان التعادل والمصدات. يتم تحليل النتائج من حيث: تشوه وتهجير الجدار، والقوى الداخلية التي تسود في الهيكل (قوى القص وعزم الانحناء)، والاستقرار الخارجي للانزلاق وكذلك تكلفة التنفيذ. لقد أتاحت لنا النتائج أن نوصي بجدار الحجاب الحاجز بنسبة 100% والذي يتميز بسعر معقول وآمن.

الكلمات المفتاحية : محطة المترو ، شاشات الإبقاء ، جدران الحجاب الحاجز ، أكوام ثانوية ، قضبان ربط ، دعامات ، جيو 5 ، الإزاحة ، التشوه.

## RESUME

Dans le cadre des travaux de l'extension de la ligne 1 du métro d'Alger reliant le centre-ville d'El Harrach à l'Aéroport International Houari Boumediene, nous nous sommes intéressés à la conception et l'étude du soutènement de la station université Houari Boumediene de 20 m de profondeur d'excavation. Pour atteindre cet objectif, nous avons adopté une démarche scientifique qui consiste à modéliser le problème en utilisant le logiciel Géo 5 en investiguant deux types de parois à savoir : les parois moulées et les pieux sécants. Nous avons élaboré un profil géologique en se basant sur les résultats des essais de laboratoire et in-situ de l'étude géotechnique. La solution qui a été adoptée sur site a été investiguée et plusieurs variantes ont été proposées en utilisant comme supports horizontaux: des tirants d'ancrages et des butons. Les résultats sont analysés en termes de : déformation et déplacement de la paroi, les efforts internes qui règnent dans la structure (efforts tranchants et moment fléchissant), la stabilité externe au glissement ainsi que le coût de réalisation. Les résultats nous ont permis de recommander la solution proposée en paroi moulée à 100% butons qui présente un coût raisonnable et une sécurité acceptable.

Mots clés : station, soutènements, parois en panneaux, pieux sécants, tirants d'ancrages, butons, Géo 5, déplacement, déformation.

## **ABSTRACT**

Within the framework of the extension of the line 1 of the Algiers subway linking the city center of El Harrach to the Houari Boumediene International Airport, we were interested in the design and the study of the support of the Houari Boumediene University station with a depth of 20 m. To reach this objective, we adopted a scientific approach which consists in modeling the problem by using the Geo 5 software by investigating two types of walls, namely: the cast walls and the secant piles. We elaborated a geological profile based on the results of the laboratory tests and in-situ of the geotechnical study. The solution that was adopted on site was investigated and several variants were proposed using as horizontal supports: anchors and props. The results are analyzed in terms of: deformation and displacement of the wall, the internal forces in the structure (shear forces and bending moment), the external stability to sliding as well as the realization cost. The results allowed us to recommend the 100% strutted wall solution which presents a reasonable cost and an acceptable safety.

Key words: subway station, retaining walls, panel walls, secant piles, anchors, props, Geo 5, displacement, deformation.



## **Remerciements :**

*Nous tenons à remercier tout d'abords dieu qui nous a doté d'intelligence, et nous a maintenu en santé pour mener à bien cette année d'étude et achever ce modeste travail « Elhamdoulilah ».*

*Nous tenons à remercier toutes les personnes qui ont contribué au succès de notre stage et qui nous ont aidés lors de la rédaction de ce mémoire.*

*C'est avec une profonde reconnaissance et particulière que nous remercions notre promoteur Docteur Sail Yacine pour sa gentillesse, son aide, ses conseils et ses remarques qui nous ont permet de faciliter à accomplir notre travail de fin d'étude.*

*Nous tenons à remercier Monsieur M.CHERCHALI, Notre co-promoteur et Ingénieur contrôleur des études chez GETINSA-EUROESTUDIOS CONSULTING ENGINEERS, pour son aide, si précieuse, ses conseils et sa disponibilité ainsi que ses explications pertinentes qui nous ont été d'une grande utilité.*

*Nous saisissons également cette opportunité pour remercier tous les enseignants du département de Génie civil pour leurs aides, leurs conseils tout au long de notre cursus universitaire.*

*Nous remercions s'adressent aux membres de jury qui ont accepté de juger ce modeste travail.*

*Nous remercions nos collègues et nos amis pour les sympathiques moments qu'on a passés ensemble.*

# ***Dédicaces***

*Je dédie ce modeste travail à*

***À MES CHERS PARENTS***

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être.

Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours. Que ce modeste travail soit l'exaucement de vos vœux tant formulés, le fruit de vos innombrables sacrifices, bien que je ne vous en acquitterai jamais assez. Puisse Dieu, le Très Haut, vous accorder santé, bonheur et longue vie et faire en sorte que vous serez toujours fiers de moi.

A tous les membres de ma famille, petits, grands et mes amis

Veillez trouver dans ce modeste travail l'expression de mon affection.

A tous mes professeurs, qui ont contribué à ma formation.

Et je tiens à remercier finalement tous les gens qui ont cru en moi et qui me donnent l'envie d'aller en avant.

***ABDENNOUR***

# ***Dédicaces***

*Je dédie ce travail à*

## **A ma mère.**

Votre prière et bénédiction m'ont été d'un grand secours pour mener à bien mes études. Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que vous méritez pour tout le sacrifice que tu donnes toi maman. Merci pour tout, que dieu tout puissant vous préserve et vous accorde la santé et une longue vie heureuse.

J'espère que vous serez toujours fiers de moi.

## **À la mémoire de mon père**

Ce travail est dédié aussi à mon père, qui m'a toujours poussé et motivé dans Mes études. J'espère que du monde qui est sien maintenant, il apprécie cet humble geste comme preuve de reconnaissance de la part d'un fils qui a toujours prié pour le salut de son âme.

Puisse dieu, le tout puissant, l'avoir en sa sainte miséricorde.

A tous les membres de ma famille, petits, grands et mes amis

Veillez trouver dans ce modeste travail l'expression de mon affection.

A tous mes professeurs, qui ont contribué à ma formation.

Et je tiens à remercier finalement tous les gens qui ont cru en moi et qui me donnent l'envie d'aller en avant.

**ADEL**

# TABLE DES MATIERES

|   |    |
|---|----|
| RESUME.....   | 1  |
| REMERCIEMENTS.....  | 4  |
| TABLE DES MATIERES.....   | 7  |
| LISTE DES SYMBOLES.....   | 10 |
| LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX.....                        | 11 |
| INTRODUCTION GÉNÉRALE.....  | 19 |
| <b>CHAPITRE I : SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE</b>                                |    |
| 1.1 Introduction.....   | 20 |
| 1.2 Introduction sur les écrans de soutènements.....                        | 20 |
| 1.3 Les types d'écrans de soutènement.....                                  | 20 |
| 1.3.1 Les rideaux de palplanche métalliques.....                            | 20 |
| 1.3.2 La paroi clouée.....  | 23 |
| 1.3.3 La paroi berlinoise.....  | 26 |
| 1.3.4 La paroi moulée.....  | 27 |
| 1.3.5 La paroi en pieux secants.....  | 34 |
| 1.4 Les systèmes d'appuis.....  | 36 |
| 1.4.1 Les butons.....   | 36 |
| 1.4.2 Les tirants.....  | 37 |
| 1.5 Les méthodes de calcul et dimensionnement d'écrans de soutènements..... | 38 |
| 1.5.1 La méthode classique .....  | 39 |
| 1.5.2 La méthode de coefficient de réaction.....                            | 39 |
| 1.5.3 La méthode des éléments finis .....                                   | 39 |
| 1.6 Les paramètres influençant les écrans de soutènement .....              | 40 |
| 1.6.1 Le terrain.....   | 40 |
| 1.6.2 Les paramètres liés à l'écran et à l'excavation .....                 | 41 |
| 1.7 Conclusion.....   | 43 |
| <b>CHAPITRE II : PRÉSENTATION DU PROJET</b>                                 |    |
| 2.1 Présentation du projet d'extension du métro d'Alger .....               | 44 |
| 2.2 Organigramme de différents acteurs du projet de la station USTHB.....   | 44 |
| 2.3 Présentation de la station Université Houari Boumedienne.....           | 46 |
| 2.4 Contraintes mitoyennes .....  | 53 |
| 2.5 Génie Civil de la station USTHB.....                                    | 53 |

|                               |    |
|-------------------------------|----|
| 2.6 La méthode Top-Down ..... | 53 |
|-------------------------------|----|

### **CHAPITRE III : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES**

|  |    |
|--|----|
| 3.1 Introduction .....   | 54 |
| 3.2 Travaux de prospection et essais réalisés.....             | 54 |
| 3.2.1 Prospection et essais in situ et en laboratoire.....     | 54 |
| 3.2.2 Résultats des essais in situ.....                        | 58 |
| 3.2.2.1 Essais pressiométrique (PMT) .....                     | 58 |
| 3.2.2.2 Essais de pénétration standard (SPT).....              | 64 |
| 3.2.3 Résultats des essais de laboratoire.....                 | 66 |
| 3.2.3.1 Classification du sol par analyse granulométrique..... | 66 |
| 3.2.3.2 Les paramètres mécaniques .....                        | 72 |
| 3.2.3.3 L'analyse chimique .....                               | 74 |
| 3.2.3.4 Classification du sol par rapport au gonflement .....  | 77 |
| 3.2.3.5 le module oedométrique .....                           | 78 |
| 3.3 Les poids volumiques.....                                  | 79 |
| 3.4 Détermination de la nappe phréatique .....                 | 81 |
| 3.5 Profil géologique PT01.....                                | 83 |
| 3.6 Conclusion.....  | 83 |

### **CHAPITRE IV : MODELISATION DES PAROIS MOULEES**

|  |    |
|--|----|
| 4.1 Introduction .....   | 84 |
| 4.2 Présentation du logiciel Geo5.....   | 84 |
| 4.3 Les Normes et matériaux utilisées dans la Modélisation.....  | 84 |
| 4.4 Description du terrain.....  | 84 |
| 4.4.1 La coupe lithologique.....   | 84 |
| 4.4.2 La nappe phréatique.....   | 84 |
| 4.4.3 Les caractéristiques géotechniques.....  | 85 |
| 4.5 La surcharge.....  | 85 |
| 4.6 Les caractéristiques des parois moulées .....  | 86 |
| 4.7 Modélisation des parois moulées.....   | 86 |
| 4.7.1 Détermination de la fiche de la paroi sans support horizontaux en utilisant le module sheeting design..... | 86 |
| 4.7.2 Détermination de la fiche de la paroi avec supports horizontaux (butons).....                              | 87 |

|  |     |
|--|-----|
| 4.8 Vérification de la stabilité de la paroi moulée avec des supports horizontaux (100% butons)..... | 88  |
| 4.8.1 Vérification de la solution adoptée sur site (100% butons).....                                | 88  |
| 4.8.2 Vérification de la solution proposée (100% butons) 1 <sup>ère</sup> variante.....              | 95  |
| 4.8.3 Vérification de la solution proposée (100% butons) 2 <sup>ème</sup> variante.....              | 102 |
| 4.8.4 Vérification de la solution proposée (100% Tirants) .....                                      | 108 |
| 4.8.5 Vérification de la solution proposée (Soutènement mixte tirants et butons)<br>.....            | 116 |
| 4.9 Conclusion.....  | 124 |
| <b>CHAPITRE V : MODELISATION DES PAROIS EN PIEUX SECANTS</b>   |     |
| 5.1 Introduction .....   | 126 |
| 5.2 Les caractéristiques des pieux sécants.....  | 126 |
| 5.3 Vérification de la solution adoptée sur site (100% butons) .....                                 | 126 |
| 5.3.1 Vérification de la stabilité au glissement.....  | 131 |
| 5.3.2 Synthèse de la solution adoptée sur site 100% butons .....                                     | 132 |
| 5.4 Vérification de la solution proposée (100% butons) .....   | 133 |
| 5.4.1 1 <sup>ère</sup> variante avec un diamètre de 1 m .....  | 133 |
| 5.4.2 2 <sup>ème</sup> variante avec un diamètre de 1.20 m .....                                     | 137 |
| 5.4.3 Vérification de la solution proposée (100% butons) .....                                       | 141 |
| 5.5 Vérification de la solution proposée (100% Tirants) .....  | 145 |
| 5.5.1 Vérification de la stabilité interne des tirants d’ancrage .....                               | 147 |
| 5.5.2 Vérification de la stabilité au glissement.....  | 150 |
| 5.5.3 Synthèse de la solution proposée (100% tirants) .....  | 151 |
| 5.6 Vérification de la solution proposée (Soutènement mixte tirants et butons).....                  | 151 |
| 5.6.1 Les réactions dans les butons .....  | 155 |
| 5.6.2 Les réactions dans les tirants .....   | 156 |
| 5.6.3 Vérification de la stabilité au glissement .....   | 158 |
| 5.6.4 Synthèse de la solution mixte .....  | 158 |
| 5.7 Conclusion .....   | 160 |
| CONCLUSION GÉNÉRALE.....   | 161 |
| RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....   | 162 |

## LISTE DES SYMBOLES

R : la réaction du sol sur lequel frotte le coin de coulomb  
W : le poids du coin du sol  
P : La poussé du sol d'obliquité  
 $\beta$  : Angle du talus derrière le mur  
 $\lambda$  : Angle d'inclinaison d'un mur par rapport à la verticale  
 $\delta$  : Angle de frottement sol/mur ou rugosité  
 $E_M$  : Module pressiométrique  
 $P_l$  : Pression limite  
 $N_{spt}$  : Le nombre de coup mesuré lors de l'essai de pénétration standard  
Z : Profondeur  
 $\gamma_h$  : Poids Volumique humide  
 $\gamma_d$  : Poids volumique sec  
 $\gamma_{sat}$  : Poids volumique saturé  
 $\gamma'$  : Poids volumique déjaugé  
w: Teneur en eau  
 $\omega_l$  : limite de liquidité  
 $\omega_p$  : limite de plasticité  
 $I_p$  : Indice de plasticité  
 $C_c$  : Coefficient de compressibilité  
 $C_v$  : Coefficient de consolidation  
k : Perméabilité  
 $E_{oed}$  : Le module œdométrique  
 $\phi'$  : L'angle de frottement effectif  
 $C'$  : Cohésion effective  
 $\nu$  : Coefficient de Poisson  
E : Module élastique  
e : Epaisseur équivalente de la paroi  
q : La surcharge  
L: La longueur de la paroi moulée  
l : La largeur de la dalle  
D : La fiche  
x : L'espacement  
A : La surface  
 $F_s$  : coefficient de sécurité vis à vis au glissement  
DA: Dinar Algérien

## LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX

|  |    |
|--|----|
| Figure 1.1 : Exemples de profils de palplanches métalliques .....  | 21 |
| Figure 1.2 : Schéma des différents types de parois de palplanches .....  | 22 |
| Figure 1.3 :Projection du béton sur une paroi clouée.....  | 24 |
| Figure 1.4 : Phases de mise en œuvre d'une paroi clouée.....   | 25 |
| Figure 1.5 : Exemple d'une paroi berlinoise.....   | 26 |
| Figure 1.6 : Exemple d'une paroi moulée (Site de la station de l'université Houari Boumediene en Algérie).....   | 28 |
| Figure 1.7 : Exemple d'une paroi moulée avec tirants et butons (mixte).....  | 28 |
| Figure 1.8 : Murette guide d'une paroi moulée.....   | 29 |
| Figure 1.9 : Outil d'excavation d'une paroi moulée (Site de la station de l'université Houari Boumediene en Algérie).....                                      | 29 |
| Figure 1.10 : détail du joint entre panneau primaire et secondaire.....  | 30 |
| Figure 1.11 : Chronologie de réalisation de paroi moulée.....  | 31 |
| Figure 1.12 : Excavation des abords et enlèvement des murets guident de la paroi moulée (Site de la station de l'université Houari Boumediene en Algérie)..... | 32 |
| Figure 1.13 : Excavation des terres à l'intérieur du périmètre de la paroi moulée (Site de la station de l'université Houari Boumediene en Algérie).....       | 32 |
| Figure 1.14 : paroi en pieux sécants.....  | 34 |
| Figure 1.15 : exemple de buton (Site de station université Houari Boumediene en Algerie).....  | 36 |
| Figure 1.16 : Exemple d'une paroi avec tirants d'ancrage .....   | 37 |
| Figure 1.17 : Schéma d'un tirant d'ancrage.....  | 37 |
| Figure 2.1 Les différents acteurs du projet de la station Université Houari Boumediene.....  | 44 |
| Figure 2.2 : Tracé en plan et profil en long de l'extension du Métro d'Alger (lot 1) El Harrach Centre – Bab Ezzouar – Aéroport International d'Alger.....     | 46 |
| Figure 2.3 : Vue générale de la zone d'implantation de la station Université Houari Boumediene .....   | 47 |
| Figure 2.4 : Le plan des trois sorties .....   | 48 |
| Figure 2.5 : Plan de différents zones du niveau 1 de la station.....   | 49 |
| Figure 2.6 : Plan de différents zones du niveau 2 de la station.....   | 50 |
| Figure 2.7 : Plan de déplacement habituel .....  | 51 |
| Figure 2.8 : Plan de déplacement en cas d'urgence .....  | 52 |
| Figure 3.1 : Plan avec emplacement de quelque sondage effectué dans la zone de la station Université Houari Boumediene.....                                    | 57 |
| Figure 3.2 : Résumé des lectures Piézométrique a corde vibrante dans la station .....  | 82 |



|   |     |
|---|-----|
| Figure 4.1 : Schéma présentant la fiche correspondante et les efforts internes de la paroi sans support horizontaux.....                                    | 86  |
| Figure 4.2 : Schéma présentant la fiche correspondante et les efforts internes de la paroi avec boutons.....  | 87  |
| Figure 4.3 : Positionnement des boutons (solution adoptée sur site : 100% boutons).....   | 89  |
| Figure 4.4 : Positionnement des dalles (solution adoptée sur site : 100% boutons).....  | 91  |
| Figure 4.5 : Schéma représentant les pressions agissant sur la paroi et le déplacement maximal de la paroi (solution adoptée sur site : 100% boutons).....  | 92  |
| Figure 4.6 : Schéma présentant le cercle de glissement le plus critique (solution adoptée sur site : 100% boutons).....                                     | 94  |
| Figure 4.7: Positionnement des boutons (1 <sup>ère</sup> variante : 100% boutons).....  | 96  |
| Figure 4.8 : Positionnement des dalles (1 <sup>ère</sup> variante : 100% boutons).....  | 97  |
| Figure 4.9 : Schéma représentant les pressions agissant sur la paroi et le déplacement maximal de la paroi (1 <sup>ère</sup> variante : 100% boutons).....  | 99  |
| Figure 4.10 : Schéma présentant le cercle de glissement le plus critique (1 <sup>ère</sup> variante : 100% boutons) .....                                   | 100 |
| Figure 4.11 : Positionnement des boutons (2 <sup>ème</sup> variante : 100% boutons).....  | 103 |
| Figure 4.12 : Positionnement des dalles (2 <sup>ème</sup> variante : 100% boutons).....   | 104 |
| Figure 4.13 : Schéma représentant les pressions agissant sur la paroi et le déplacement maximal de la paroi (2 <sup>ème</sup> variante : 100% boutons)..... | 105 |
| Figure 4.14 : Schéma présentant le cercle de glissement le plus critique (2 <sup>ème</sup> variante : 100% boutons).....                                    | 107 |
| Figure 4.15 : Positionnements des tirants d'ancrages (100% tirants).....  | 109 |
| Figure 4.16 : Schéma représentant les pressions agissant sur la paroi et le déplacement maximal de la paroi (100% tirants).....                             | 111 |
| Figure 4.17 : Schéma présentant le cercle de glissement le plus critique (100% tirants).....  | 114 |
| Figure 4.18 : Positionnement des boutons et tirants d'ancrages (Soutènement mixte tirants et boutons).....  | 117 |
| Figure 4.19 : Positionnement des dalles (Soutènement mixte tirants et boutons).....   | 118 |
| Figure 4.20 : Schéma représentant les pressions agissant sur la paroi et le déplacement maximal de la paroi (Soutènement mixte tirants et boutons).....     | 119 |
| Figure 4.21 : Schéma présentant le cercle de glissement le plus critique (Soutènement mixte tirants et boutons).....  | 122 |
| Figure 5.1 : Positionnement des boutons (solution adoptée sur site : 100% boutons).....   | 127 |
| Figure 5.2 : Positionnement des dalles (phasage ascendant : solution adoptée sur site : 100% boutons).....  | 129 |

|   |     |
|---|-----|
| Figure 5.3 : Déplacement maximale de la paroi en pieux sécants (solution adoptée sur site : 100% butons).....                                     | 130 |
| Figure 5.4 : Schéma présentant le cercle de glissement le plus critique (solution adoptée sur site : 100% butons).....                            | 132 |
| Figure 5.5 : Positionnement des butons (1 <sup>ère</sup> variante : 100% butons avec un diamètre de 1 m).....                                     | 133 |
| Figure 5.6 : Déplacement maximale de la paroi en pieux sécants (1 <sup>ère</sup> variante : 100% butons avec un diamètre de 1 m).....             | 153 |
| Figure 5.7 : Schéma présentant le cercle de glissement le plus critique (1 <sup>ère</sup> variante : 100% butons avec un diamètre de 1 m).....    | 136 |
| Figure 5.8 : Déplacement final de la paroi en pieux sécants (2 <sup>ème</sup> variante : 100% butons avec un diamètre de 1.20 m).....             | 138 |
| Figure 5.9 : Schéma présentant le cercle de glissement le plus critique (2 <sup>ème</sup> variante : 100% butons avec un diamètre de 1.20 m)..... | 140 |
| Figure 5.10 : Positionnement des butons (3 <sup>ème</sup> variante : 100% butons).....  | 141 |
| Figure 5.11 : Déplacement maximale de la paroi en pieux sécants (3 <sup>ème</sup> variante : 100% butons).....                                    | 143 |
| Figure 5.12 : Schéma présentant le cercle de glissement le plus critique (3 <sup>ème</sup> variante : 100% butons).....                           | 144 |
| Figure 5.13 : Positionnements des tirants d'ancrages (solution proposée 100% tirants).....  | 146 |
| Figure 5.14 : Déplacement maximale de la paroi en pieux sécants (solution proposée : 100% tirants).....   | 147 |
| Figure 5.15 : Schéma présentant le cercle de glissement le plus critique (solution proposée 100% tirants).....                                    | 150 |
| Figure 5.16 : Positionnement des butons et tirants d'ancrages (soutènement mixte tirants et butons).....  | 152 |
| Figure 5.17 : Positionnement des dalles (soutènement mixte tirants et butons).....  | 154 |
| Figure 5.18 : Déplacement maximum de la paroi en pieux sécants (soutènement mixte tirants et butons) .....  | 155 |
| Figure 5.19: Schéma présentant le cercle de glissement le plus critique (soutènement mixte tirants et butons) .....                               | 158 |

|  |    |
|--|----|
| Tableau 3.1 : Récapitulatif des travaux de prospection et des essais in situ réalisés sur site.....  | 54 |
| Tableau 3.2 : Récapitulatif des essais de laboratoire réalisés dans plusieurs études.....  | 55 |
| Tableau 3.3 : Sondages carottés et localisation.....   | 56 |
| Tableau 3.4 : Les types des sondages exécutés.....   | 58 |
| Tableau 3.5 : Classification des sols selon leurs propriétés mécaniques.....   | 59 |
| Tableau 3.6 : Résultats d'essai pressiométrique (Sondage : S23).....   | 60 |
| Tableau 3.7 : Résultats d'essai pressiométrique (SP 33).....   | 61 |
| Tableau 3.8 : Résultats d'essai pressiométrique (SP34).....  | 63 |
| Tableau 3.9 : Résultats d'essai pénétrométriques (SC 48 et SC 49).....   | 64 |
| Tableau 3.10 : Densité des sables en fonction de $N_{spt}$ .....   | 65 |
| Tableau 3.11 : Résultats de l'analyse granulométrique et les limites d'Atterberg S23.....  | 66 |
| Tableau 3.12 : Résultat de l'analyse granulométrique et les limites d'Atterberg S22-1.....   | 67 |
| Tableau 3.13 : Résultat de l'analyse granulométrique et des limites d'Atterberg S24.....   | 68 |
| Tableau 3.14 : Résultat de l'analyse granulométrique et les limites d'Atterberg SC48.....  | 68 |
| Tableau 3.15 : Résultat de l'analyse granulométrique et les limites d'Atterberg S49.....   | 69 |
| Tableau 3.16 : Résultat de l'analyse granulométrique et les limites d'Atterberg SC50.....  | 70 |
| Tableau 3.17 : Résultat de l'analyse granulométrique et les limites d'Atterberg SC51.....  | 71 |
| Tableau 3.18: Résultats des essais de cisaillement au Triaxial.....  | 73 |
| Tableau 3.19: Classification du sol selon $C_c$ .....  | 73 |
| Tableau 3.20 : Résultat d'essai de compressibilité à l'œdomètre.....   | 74 |
| Tableau 3.21: Résultats de l'analyse chimique.....   | 75 |
| Tableau 3.22 : Classification des sols selon la teneur en carbonate de calcium $CaCO_3$ .....  | 75 |
| Tableau 3.23: Les résultats de l'analyses minéralogiques.....  | 76 |
| Tableau 3.24: Teneur en matière organique.....   | 76 |
| Tableau 3.25:Résultats des profondeurs avec le coefficient de gonflement .....   | 77 |
| Tableau 3.26: L'état du sol en fonction du coefficient de gonflement $C_g$ .....   | 77 |
| Tableau 3.27 : Valeur du coefficient $\alpha$ selon Ménard .....   | 78 |
| Tableau 3.28 : Les poids volumiques des différentes couches.....   | 80 |
| Tableau 3.29 : Résultats enregistré du piézomètre à corde vibrante.....  | 81 |
| Tableau 3.30 : Résumé des caractéristiques physiques et mécaniques du profil étudié .....  | 83 |
| Tableau 4.1 : Caractéristiques géotechniques du terrain.....   | 85 |
| Tableau 4.2 : Caractéristique de la surcharge.....   | 85 |
| Tableau 4.3 : Les caractéristiques des parois moulées.....   | 86 |
| Tableau 4.4 : Les caractéristique des butons.....  | 87 |
| Tableau 4.5 : Les principaux résultats obtenus du module conception avec butons.....   | 88 |
| Tableau 4.6 : Positionnement des dalles et des butons ainsi que les profondeurs d'excavation<br>(solution adoptée sur site : 100% butons)..... | 89 |
| Tableau 4.7 : Caractéristiques des butons (solution adoptée sur site : 100% butons).....   | 89 |

|  |     |
|--|-----|
| Tableau 4.8 : Résultats des efforts internes et déplacements de la paroi (phasage descendant : solution adoptée sur site : 100% butons)..... | 90  |
| Tableau 4.9 : Résultats des efforts internes et déplacements de la paroi (phasage ascendant : solution adoptée sur site : 100% butons).....  | 91  |
| Tableau 4.10 : Les réactions dans les butons (solution adoptée sur site : 100% butons).....  | 93  |
| Tableau 4.11 : Les réactions dans les dalles (phase finale : solution adoptée sur site : 100% butons).....                                   | 93  |
| Tableur 4.12 : Coût de la solution adopté sur site.....  | 95  |
| Tableau 4.13 : Caractéristiques des butons (1 <sup>ère</sup> variante : 100% butons).....  | 96  |
| Tableau 4.14 : Résultats des efforts internes et déplacement de la paroi (phasage descendant : 1 <sup>ère</sup> variante : 100% butons)..... | 97  |
| Tableau 4.15 : Résultats des efforts internes et déplacement de la paroi (phasage ascendant : 1 <sup>ère</sup> variante : 100% butons).....  | 98  |
| Tableau 4.16 : Les réactions dans les butons (1 <sup>ère</sup> variante : 100% butons).....  | 99  |
| Tableau 4.17 : Les réactions dans les dalles (phase finale : 1 <sup>ère</sup> variante : 100% butons).....                                   | 100 |
| Tableur 4.18 : Coût de la solution proposé (100% butons) pour la 1 <sup>ère</sup> variante.....  | 101 |
| Tableau 4.19 : Caractéristiques des butons (2 <sup>ème</sup> variante : 100% butons).....  | 102 |
| Tableau 4.20 : Résultats des efforts internes et déplacement de la paroi (phasage descendant : 2 <sup>ème</sup> variante : 100% butons)..... | 103 |
| Tableau 4.21 : Résultats des efforts internes et déplacement de la paroi (phasage ascendant : 2 <sup>ème</sup> variante : 100% butons).....  | 104 |
| Tableau 4.22 : Les réactions dans les butons (2 <sup>ème</sup> variante : 100% butons).....  | 106 |
| Tableau 4.23 : Les réactions dans les dalles (phase finale : 2 <sup>ème</sup> variante : 100% butons).....                                   | 106 |
| Tableau 4.24 : Coût de la solution proposée (100% butons) pour la 2 <sup>ème</sup> variante.....   | 108 |
| Tableau 4.25 : Les caractéristiques du tirant utilisé.....   | 109 |
| Tableau 4.26 : Caractéristiques des tirants d'ancrages.....  | 109 |
| Tableau 4.27 : Résultats des efforts internes et déplacements de la paroi (100% tirants).....  | 110 |
| Tableau 4.28 : Efforts internes et déformation des tirants (Phase 2 : 100% tirants).....   | 111 |
| Tableau 4.29 : Efforts internes et déformation des tirants (Phase 3 : 100% tirants).....   | 112 |
| Tableau 4.30 : Efforts internes et déformation des tirants (Phase 4 : 100% tirants).....   | 112 |
| Tableau 4.31 : Efforts internes et déformation des tirants (phase 5 : 100% tirants).....   | 112 |
| Tableau 4.32 : Efforts internes et déformation dans les tirants (Phase 6 : 100% tirants).....  | 113 |
| Tableau 4.33 : Efforts internes et déformation des tirants (Phase 7 : 100% tirants).....   | 113 |

|  |     |
|--|-----|
| Tableau 4.34 : Efforts internes et déformation des tirants (Phase 8 : 100% tirants).....   | 113 |
| Tableau 4.35 : Efforts internes et déformation des tirants (Phase 9 : 100% tirants).....   | 114 |
| Tableau 4.36 : Coût des tirants pour la solution proposé (100% tirants) .....  | 115 |
| Tableau 4.37 : Les caractéristiques des butons (Soutènement mixte tirants et butons).....  | 116 |
| Tableau 4.38 : Les caractéristiques des tirants d’ancrages (Soutènement mixte tirants et butons).....  | 116 |
| Tableau 4.39 : Résultats des efforts internes et déplacement de la paroi des différentes phases (phasage descendant : Soutènement mixte tirants et butons).....  | 117 |
| Tableau 4.40 : Résultats des efforts internes et déplacement de la paroi des différentes phases (phasage ascendant :: Soutènement mixte tirants et butons).....  | 118 |
| Tableau 4.41 : Les réactions dans les butons (Soutènement mixte tirants et butons).....  | 119 |
| Tableau 4.42 : Efforts internes et déformation des tirants (Phase 6 : Soutènement mixte tirants et butons).....  | 120 |
| Tableau 4.43 : Efforts internes et déformation des tirants (Phase 7: Soutènement mixte tirants et butons).....   | 120 |
| Tableau 4.44 : Efforts internes et déformation des tirants (Phase 8 : Soutènement mixte tirants et butons).....  | 120 |
| Tableau 4.45 : Efforts internes et déformation des tirants (Phase 9 : Soutènement mixte tirants et butons).....  | 121 |
| Tableau 4.46 : Efforts internes et déformation des tirants (Phase 10 : Soutènement mixte tirants et butons).....   | 121 |
| Tableau 4.47 : Efforts internes et déformation des tirants (Phase 11 : Soutènement mixte tirants et butons).....   | 121 |
| Tableau 4.48 : Coût des butons pour la solution mixte.....   | 123 |
| Tableau 4.49 : Coût des tirants pour la solution mixte.....  | 123 |
| Tableau 4.50 : Tableau récapitulatif des déplacements maximaux ainsi que le coût des systèmes d’appuis pour chaque solution (intégrer dans une colonne le % par rapport au prix de la solution in-situ)..... | 125 |
| Tableau 5.1 : Les caractéristiques des pieux sécants.....  | 126 |
| Tableau 5.2 : Caractéristiques des butons (solution adoptée sur site : 100% butons).....   | 126 |
| Tableau 5.3 : Résultats des efforts internes et déplacements de la paroi en pieux sécants (phasage descendant : solution adoptée sur site : 100% butons).....  | 128 |
| Tableau 5.4 : Résultats des efforts internes et déplacements de la paroi en pieux sécants (phasage ascendant : solution adoptée sur site : 100% butons).....   | 129 |
| Tableau 5.5 : Les réactions dans les butons (solution adoptée sur site : 100% butons).....   | 131 |
| Tableau 5.6 : Les réactions dans les dalles (phase finale : solution adoptée sur site : 100% butons).....  | 131 |

|   |     |
|---|-----|
| Tableau 5.7 : Caractéristiques des butons (1 <sup>ère</sup> variante : 100% butons avec un diamètre de 1m).....   | 133 |
| Tableau 5.8 : Résultats des efforts internes et déplacement de la paroi en pieux sécants (phasage descendant : 1 <sup>ère</sup> variante ( 100% butons avec un diamètre de 1 m).....          | 134 |
| Tableau 5.9 : Résultats des efforts internes et déplacement de la paroi en pieux sécants (phasage ascendant : 1 <sup>ère</sup> variante : 100% butons avec un diamètre de 1 m).....           | 134 |
| Tableau 5.10 : Les réactions dans les butons (1 <sup>ère</sup> variante : 100% butons avec un diamètre de 1 m).....   | 135 |
| Tableau 5.11 : Les réactions dans les dalles (phase finale : 1 <sup>ère</sup> variante : 100% butons avec un diamètre de 1 m).....  | 136 |
| Tableau 5.12 : Résultats des efforts internes et déplacement de la paroi des différentes phases (phasage descendant, 2 <sup>ème</sup> variante : 100% butons avec un diamètre de 1.20 m)..... | 137 |
| Tableau 5.13 : Résultats des efforts internes et déplacement de la paroi des différentes phases (phasage ascendant, 2 <sup>ème</sup> variante : 100% butons avec un diamètre de 1.20 m).....  | 138 |
| Tableau 5.14 : Les réactions dans les butons (2 <sup>ème</sup> variante : 100% butons avec un diamètre de 1.20 m).....  | 139 |
| Tableau 5.15 : Les réactions dans les dalles (phase finale : 2 <sup>ème</sup> variante : 100% butons avec un diamètre de 1.20 m).....   | 139 |
| Tableau 5.16 : Caractéristiques des butons (3 <sup>ème</sup> variante : 100% butons).....   | 141 |
| Tableau 5.17 : Résultats des efforts internes et déplacement de la paroi en pieux sécants (phasage descendant : 3 <sup>ème</sup> variante : 100% butons).....                                 | 142 |
| Tableau 5.18 : Les réactions dans les butons (3 <sup>ème</sup> variante : 100% butons).....   | 143 |
| Tableau 5.19 : Caractéristiques des tirants d’ancrages (solution proposée 100% tirants).....  | 145 |
| Tableau 5.20 : Résultats des efforts internes et déplacement de la paroi en pieux sécants (solution proposée 100% tirants).....   | 146 |
| Tableau 5.21 : Efforts internes et déformation des tirants (Phase 2 : solution proposée 100% tirants).....  | 147 |
| Tableau 5.22 : Efforts internes et déformation des tirants (phase 3 : solution proposée 100% tirants).....  | 148 |
| Tableau 5.23 : Efforts internes et déformation des tirants (phase 4 : solution proposée 100% tirants).....  | 148 |
| Tableau 5.24 : Efforts internes et déformation des tirants (phase 5 : solution proposée 100% tirants).....  | 148 |
| Tableau 5.25 : Efforts internes et déformation des tirants (phase 6 : solution proposée 100% tirants) .....   | 149 |
| Tableau 5.26 : Efforts internes et déformation des tirants (phase 7 : solution proposée 100% tirants).....  | 149 |

|  |     |
|--|-----|
| Tableau 5.27 : Efforts internes et déformation des tirants (phase 8 : solution proposée 100% tirants) .....  | 149 |
| Tableau 5.28 : Efforts internes et déformation des tirants (phase 9 : solution proposée 100% tirants) .....  | 150 |
| Tableau 5.29 : Les caractéristiques des butons (Soutènement mixte tirants et butons).....  | 152 |
| Tableau 5.30 : Les caractéristiques des tirants d’ancrages (Soutènement mixte tirants et butons) .....   | 152 |
| Tableau 5.31 : Résultats des efforts internes et déplacement de la paroi des différentes phases (phasage descendant : soutènement mixte tirants et butons) ..... | 153 |
| Tableau 5.32 : Résultats des efforts internes et déplacement de la paroi des différentes phases (phasage ascendant : soutènement mixte tirants et butons) .....  | 154 |
| Tableau 5.33 : Les réactions dans les butons (soutènement mixte tirants et butons).....  | 155 |
| Tableau 5.34 : Efforts internes et déformation des tirants (phase 6 : soutènement mixte tirants et butons) .....   | 156 |
| Tableau 5.35 : Efforts internes et déformation des tirants (phase 7 : soutènement mixte tirants et butons) .....   | 156 |
| Tableau 5.36 : Efforts internes et déformation des tirants (phase 8 : soutènement mixte tirants et butons) .....   | 156 |
| Tableau 5.37 : Efforts internes et déformation des tirants (phase 9 : soutènement mixte tirants et butons) .....   | 157 |
| Tableau 5.38 : Efforts internes et déformation des tirants (phase 10 : soutènement mixte tirants et butons) .....  | 157 |
| Tableau 5.39 : Efforts internes et déformation des tirants (phase 11 : soutènement mixte tirants et butons) .....  | 157 |
| Tableau 5.40 : Tableau récapitulatif des déplacements maximaux de la paroi en pieux sécants pour chaque solution.....  | 159 |
| Tableau 5.41 : Les résultats de modélisations obtenus pour les deux écrans de soutènement...161  |     |

# **INTRODUCTION GENERALE**



# INTRODUCTION GÉNÉRALE

La ville d'Alger a connu un accroissement démographique considérable et une accélération importante du processus de son urbanisation, qui ont généré d'énormes difficultés de circulation de ses habitants et visiteurs. Afin de faire face à cette situation, les autorités ont opté pour la mise en place d'un réseau de transport capacitaire en site propre capable de donner une réponse efficace à la demande en constante évolution. Dans cette optique, le métro a été retenu comme solution structurante de l'offre de déplacement de la capitale Alger, apte à répondre aux exigences d'un tissu urbain très dense. Pour la réalisation de ce type d'ouvrages souterrains, l'ingénieur en génie civil doit faire face à une variété de difficultés techniques particulière.

Les ouvrages souterrains en générale poses beaucoup de problèmes géotechniques complexes tel que l'interaction sol/structure et la stabilité des ouvrages. Une étude de terrain particulière est souvent nécessaire et qui prends en considération toutes les caractéristiques du terrain et de l'ouvrage lui-même. Dans le cadre de notre mémoire de fin d'étude, notre travail s'intéresse à la modélisation numérique et l'analyse du comportement des écrans de soutènement en utilisant le logiciel Géo5.

L'objectif de notre mémoire est de soutenir l'excavation de la station de métro « Université Houari Boumedienne » présentant une profondeur de 20 m, et de comparer la solution proposée sur site avec nos solutions en proposant plusieurs variantes afin de sélectionner le soutènement le plus adéquat. Le choix de soutènement reposera essentiellement sur l'aspect technique (sécurité) et le coût des supports horizontaux.

Pour cela, nous avons proposé l'organisation suivante de notre mémoire :

- ✓ Le premier chapitre comporte une synthèse bibliographique portant sur les différents types d'écrans de soutènements ainsi que leurs modes d'emplois.
- ✓ Le deuxième chapitre est consacré à la présentation du projet de la station étudiée.
- ✓ Le troisième chapitre s'intéresse à l'étude hydrogéologique et géotechnique afin de déterminer un modèle lithologique du terrain.
- ✓ Le quatrième et le cinquième chapitre sont réservés à la modélisation numérique des parois moulées et les parois en pieux sécants respectivement, en présentant les résultats de calcul pour chaque solution. On finira par choisir selon les résultats obtenu le meilleur soutènement et le meilleur système d'appuis pour cette station.

# **SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE**

## 1.1 Introduction

Ce premier chapitre est destiné à l'étude bibliographique dans laquelle nous allons aborder les différents types d'écrans de soutènements et les systèmes d'appui, ainsi que la mise en œuvre et les méthodes de calculs d'écrans de soutènement et les paramètres liées au comportement de ces écrans.

Une attention particulière a été accordée au soutènement par parois moulée, qui est la solution qui a été adoptée sur le site de la station étudiée (station Université Houari Boumediene), en abordant certains points comme : le procédé de réalisation de la paroi ainsi que ces avantages et ces inconvénients.

## 1.2 Introduction sur les écrans du soutènement :

La nécessité toujours croissante de limiter l'emprise des fouilles a favorisé l'émergence des écrans des soutènements par rapport aux murs poids pour lesquels le sol est uniquement une source de chargement. Les écrans de soutènements se caractérisent par le fait que le sol est en même temps un appui de la structure et une source de chargement de cette dernière.

Le fait que le sol constitue un appui pour les écrans de soutènement ajoute un niveau de complexité supplémentaire par rapport aux murs de soutènement car la caractérisation de cet appui dépend de nombreux paramètres tels que les caractéristiques mécaniques du sol, la dimension de la fiche et la raideur de l'écran.

Lorsqu'ils sont de faible hauteur, les écrans de soutènement peuvent être simplement encastrés dans le sol. On parle alors d'écran auto-stable ou en console.

Pour des hauteurs moyennes à fortes ou lorsque les efforts à reprendre par l'écran sont importants, ce dernier peut comprendre un ou plusieurs niveaux d'appui. Il peut s'agir de tirants d'ancrage ou de butons. On parle alors respectivement de rideau ancré ou butonné. [1]

## 1.3 Les types d'écrans de soutènement

### 1.3.1 Les rideaux de palplanche métalliques :

A partir de 1910, la technique des rideaux de palplanches métalliques avec serrures est apparue comme une modernisation des rideaux de palplanches en bois. La recherche de

## CHAPITRE 1 : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

---

L'optimisation de leur section en terme d'inertie a conduit à adopter des profils en U ou en Z, donnant aux rideaux de palplanches leur forme ondulée (voir Figures 1.1).

Conçues pour s'enclencher les unes dans les autres grâce à un système de serrures, elles permettent de réaliser des rideaux continus relativement étanches de formes variables. En fonction de la nature du sol et des contraintes liées à l'environnement du chantier, les palplanches peuvent être mises en œuvre par battage, vibrofonçage ou fonçage.

Les palplanches métalliques sont particulièrement bien adaptées à la réalisation de soutènements en présence d'eau (nappe phréatique ou site aquatique) car elles permettent la réalisation d'une enceinte étanche. Elles sont ainsi très couramment utilisées pour la réalisation d'ouvrages provisoires (batardeau et blindage de fouille sous la nappe) ou définitifs (les murs de quais, soutènements de rives et protections de berges). Dans une moindre mesure, les rideaux de palplanches sont aussi utilisés pour la réalisation de piédroits de passages souterrains voire de culées d'ouvrages.



Figure 1.1 : Exemples de profils de palplanches métalliques

(a) profil en U ; (b) profil en Z

Les limites d'utilisation des palplanches métalliques sont essentiellement liées à leur mise en œuvre mais également à leurs caractéristiques dimensionnelles. Le sol doit être peu à moyennement compact et ne contenir aucun obstacle dur tel que des blocs ou des bancs rocheux. Il faut d'autre part que le site soit peu sensible aux nuisances générées par le battage ou le vibrofonçage, ce qui limite considérablement l'utilisation des palplanches en milieu urbain. Toutefois, l'existence d'une nouvelle génération d'engins de vibrofonçage et l'apparition du fonçage rendent cet aspect moins contraignant. [1]

# CHAPITRE 1 : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

## 1.1.3.1.1 Mise en œuvre des parois de palplanches

La technique de mise en œuvre des rideaux de palplanche est très simple, il suffit d'insérer verticalement dans le sol en place les palplanches métalliques, et pour cela, plusieurs méthodes existent :

La première consiste à battre les palplanches à l'aide d'un mouton de battage, qu'il soit hydraulique ou diesel.

La seconde, plus récente, consiste à insérer les palplanches dans le sol par vibrofonçage. Cette technique fait appel à un appareil transmettant des vibrations au sol par l'intermédiaire de la palplanche. Les vibrations réduisent la résistance au cisaillement du sol, donc sa résistance à la pénétration, et il est ainsi plus facile d'enfoncer les palplanches.

La troisième est la plus récente et également la moins employée, il s'agit du vérinage. Cette technique consiste à fixer un vérin sur les palplanches déjà en place, et c'est ce vérin qui enfonce la palplanche suivante.

La mise en œuvre des palplanches se fait par emboîtement des extrémités de chaque palplanche appelées « serrures », ce qui constitue un rideau de palplanches.

Compte tenu du mode de liaison des palplanches les unes aux autres par les serrures, un rideau de palplanches ne présente pas de rigidité longitudinale. Il convient alors d'assurer cette rigidité en disposant des liernes le long du rideau de palplanches (voir Figure 1.2). Ces liernes, généralement des profilés métalliques simples (en **I** ou en **U**), sont fixés par boulonnage et disposées horizontalement le long du rideau de palplanches. Elles sont en principe disposées au droit des niveaux d'ancrage et servent d'appui aux têtes d'ancrage [2]

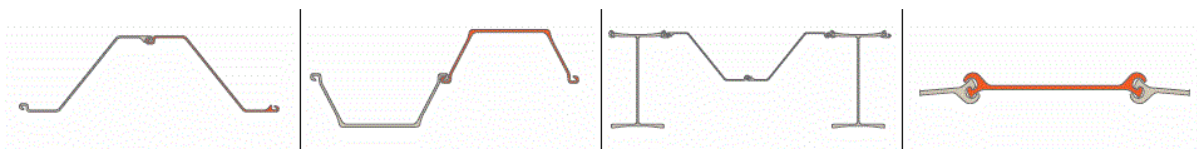


Figure 1.2 : Schéma des différents types de parois de palplanches

## 1.1.3.1.2 Avantages des parois de palplanches:

- Ce procédé permet une exécution précise des parois verticales délimitant l'ouvrage, d'où une épaisseur moindre de ses parois ;
- Les murs finis sont d'un bel aspect ;
- Le rendement est assez bon, s'il n'y a pas trop d'obstacles dont le sol.

## 1.1.3.1.3 Inconvénients des parois de palplanches

- Les bruits et les trépidations au cours du battage ;
- Les difficultés de déplacer la sonnette en site dénivelé ;
- La nécessité d'enlever les obstacles aériens pour lever les palplanches ;
- Les problèmes des transports et d'approvisionnement de palplanches de grande longueur en pleine agglomération.

## 1.3.2 Paroi clouée :

La paroi clouée est un renforcement du sol en déblai utilisé pendant l'avance de son excavation ainsi que le forage pour la mise en place des ancrages passifs. Ce procédé évite que le terrain ne s'écroule entre les barres, le tout étant constitué généralement d'un treillis et d'un béton projeté (voir Figure 1.3). La fonction d'une paroi clouée est d'être un stabilisateur avec le béton projeté protecteur. Sa mise en œuvre est désormais un incontestable succès dans le cas de fondations en terrain meuble ou lorsqu'une structure porteuse d'un bâtiment érigé sur un terrain en pente, n'est pas en mesure de retenir la pression des terres. L'excavation se déroule par phase entre 1.00 m. et 1.50 m de hauteur. La longueur de l'étape est de 5.00 m. à 10.00 m et l'étape à terrasser est sous la responsabilité de l'entreprise de terrassement de l'entreprise de travaux spéciaux. Verticalement les clous sont placés entre 1.50 m. et 2.50 m. Par la suite, sont mises en place les plaques de treillis. Lorsque cette étape terminée, on projette le béton. [3]



Figure 1.3 : Projection du béton sur une paroi clouée

### 1.3.2.1 Mise en œuvre des parois clouées :

La première étape de réalisation d'une paroi clouée est d'excaver le terrain sur une première passe, généralement sur une hauteur comprise entre 1.50 et 2 m (voir Figure 1.4). La seconde étape est la mise en place dans le sol fraîchement excavé d'un premier lit de clous. La technique de réalisation des clous peut être décomposée en deux familles principales : Dans la première famille, les clous sont directement implantés dans le sol en place, que ce soit par battage, fonçage ou vibrofonçage. Dans la seconde famille, la mise en place du clou est généralement précédée d'un forage, lequel est rempli d'un coulis de scellement, et auquel on incorpore le clou par la suite.

Généralement, la troisième étape est la mise en œuvre d'un système de drainage. Une première solution est la mise en place de barbacanes en fond de fouille associées à des tapis géosynthétiques disposés en bandes verticales. Une seconde solution est de mettre en place des drains subhorizontaux. La quatrième et dernière étape est le bétonnage de la paroi. Celui-ci est précédé de la mise en place de deux nappes de treillis soudé. Le bétonnage s'effectue par gunitage, c'est-à-dire par projection du béton sur la paroi. On compte généralement une vingtaine de centimètres d'épaisseur de béton. Il existe également deux méthodes principales de réalisation du gunitage. La première méthode est la projection par voie sèche ; dans ce cas l'eau est ajoutée au mélange à sec (sable + gravier + ciment) 1 m avant la sortie de l'outil de projection. La seconde méthode est la projection par voie humide ; dans ce cas l'eau est ajoutée dans le malaxeur au mélange à sec dès le départ. Pour obtenir la pression, le mélange est additionné à de l'air comprimé à la sortie. Une fois ces quatre étapes effectuées, on

## CHAPITRE 1 : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

effectue cette série d'opérations le nombre de fois qu'il est nécessaire afin de mettre en œuvre l'écran de soutènement par passes successives.[2]

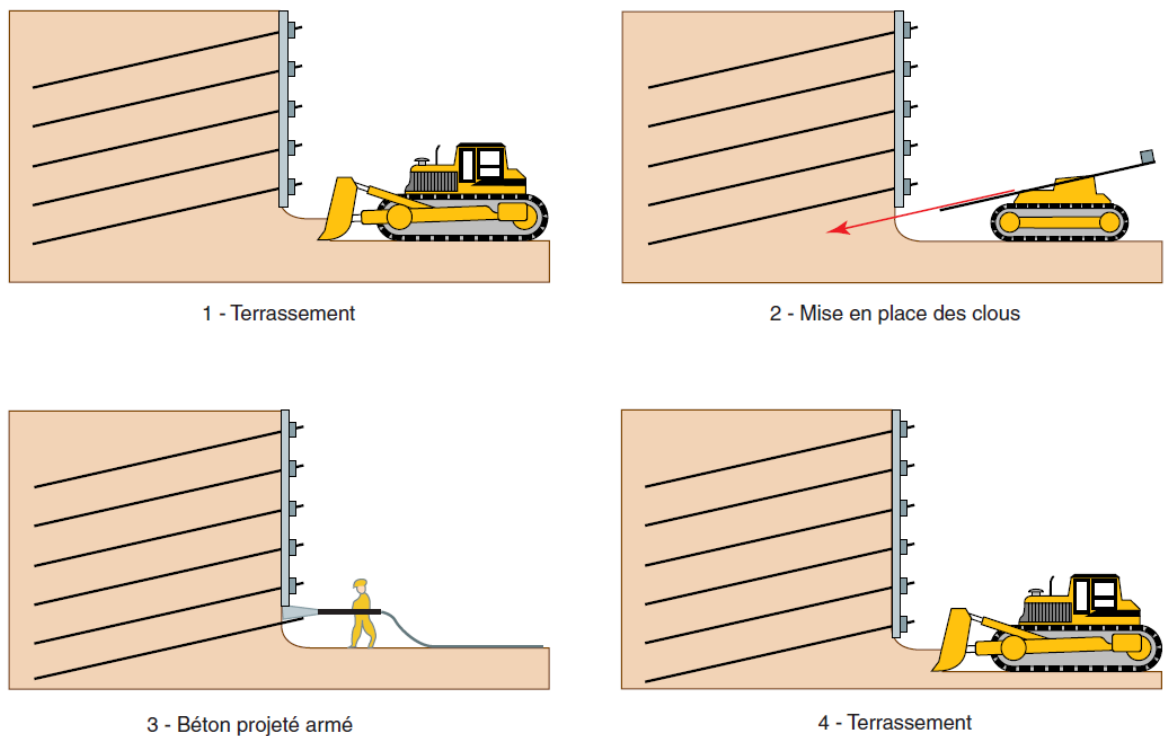


Figure 1.4 : Phases de mise en œuvre d'une paroi clouée

### 1.3.2.2 Avantages et inconvénients des parois clouées:

#### \* Avantages :

- Un matériel réduit pour la construction ;
- la construction ne nécessite qu'un matériel limité et léger
- un engin de terrassement pour l'excavation, un engin de forage et une centrale d'injection ou un engin de battage pour la mise en place des barres, une machine à projeter le béton ;
- Une rapidité d'exécution puisque la construction se fait en même temps que les terrassement
- Le clouage est bien adapté aux sites délicats, il permet de réaliser des ouvrages dans des pentes difficiles. Il peut être réalisé par plots, en courbe ou avec un parement incliné ;
- Une bonne adaptation aux sols hétérogènes dans la mesure où la densité des clous peut être adaptée à la nature et à la résistance des sols rencontrés ;



# CHAPITRE 1 : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

-Un coût très compétitif dans la mesure où elle conjugue rapidité et simplicité d'exécution avec l'utilisation de matériels légers.

## \* Inconvénients :

- surconsommation de matière première.
- dangerosité de son application.
- bilan carbone défavorable.

### 1.3.3 Parois berlinoises:

La paroi berlinoise englobe à la fois des soutènements provisoires et des soutènements permanents, porteurs et non porteurs. Elle consiste en la mise en place dans le sol d'éléments structurels verticaux (profilés métalliques) séparés les uns des autres par une distance définie et qui sont ensuite reliés entre eux à l'avancement de l'excavation par des éléments horizontaux (béton projeté, blindage bois) (voir Figure 1.5). Cette technique a été utilisée dès la première moitié du XX<sup>ème</sup> siècle pour des projets d'envergure parmi lesquels on peut citer la construction du métro de Berlin (Spilker, 1937), d'où son appellation. [6]



Figure 1.5 : Exemple d'une paroi berlinoise

#### 1.3.3.1 Mise en œuvre des parois berlinoises :

- Positionnement et fonçage par battage ou vibration de la poutrelle après avoir atteint la profondeur d'assise du profilé, au début de la première étape de terrassement ;

## CHAPITRE 1 : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

---

- Mise en place du blindage constitué par exemple de planches de bois (madriers horizontaux entres les profilés et les planches verticales) ;
- Ancrage éventuel de la paroi ;
- Phase finale de terrassement, finition de la mise en place du blindage
- stabilisation de la paroi [5].

### **1.3.3.2 Avantages des parois berlinoises :**

- Économique et rapide à mettre en œuvre,
- la paroi berlinoise offre une plateforme de travail sèche, propre et plane.

### **1.3.3.3 Inconvénients des parois berlinoises :**

- la paroi berlinoise n'est pas indiquée à proximité de constructions sensibles aux vibrations en raison des grandes déformations à prévoir avec ce type de soutènement.

### **1.3.4 Paroi moulée :**

Une paroi moulée est un mur en béton armé coulé dans le sol. Le principe est de creuser une tranchée, constamment tenue pleine de boue durant l'excavation, puis de couler du béton dedans, Une fois l'ouvrage terminé, il sert de mur de soutènement, et les matériaux du terrain d'un côté du mur peuvent être excavés, pour réaliser par exemple une tranchée entre deux parois moulée, qui pourra éventuellement être couverte. Elle permet la création des espaces souterraines profondes dans un site urbain construit sur un sol ou la nappe phréatiques est près de la surface. Le procédé n'est en principe rentable qu'à partir de deux niveaux de sous-sol (des profondeurs de plus de 20 m sont pratiquement courantes).

La paroi moulée sert :

- de fondation : lorsqu'elle est descendue jusqu'aux couches porteuses profondes ;
- de soutènement : en maintenant les terres et les surcharges sur la périphérie ;
- de paroi étanche : en protégeant de l'eau extérieure le volume enclos ; [4]

Une paroi moulée peut être supportée par des tirants d'ancrages, des butons ou mixte (tirants et butons) (voir Figure 1.6 et Figure 1.7).

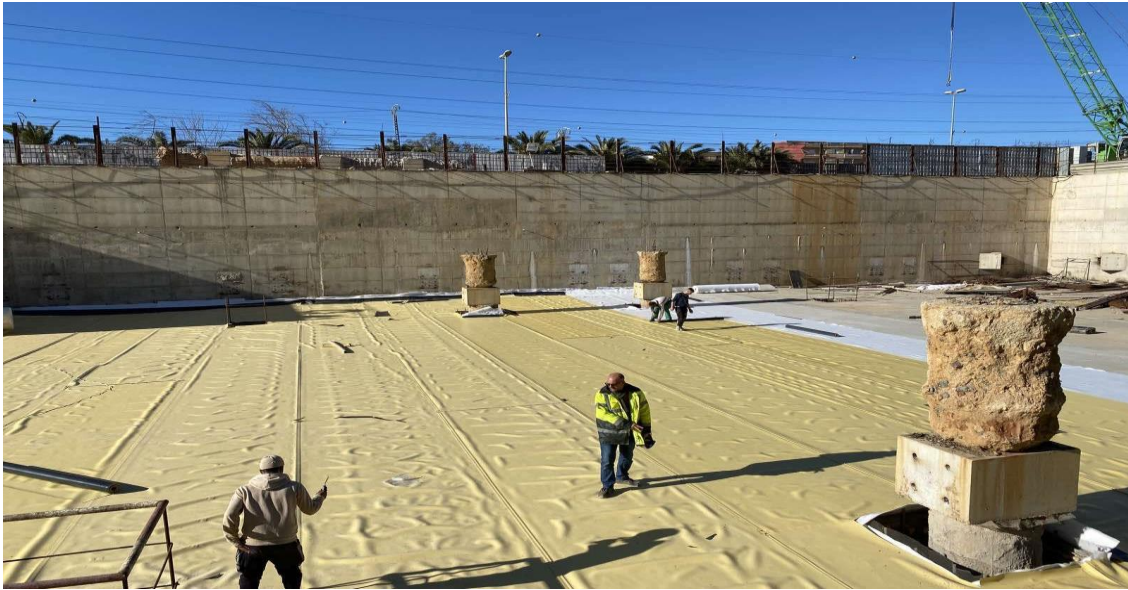


Figure 1.6 : Exemple d'une paroi moulée (Site de la station de l'université Houari Boumediene en Algérie)



Figure 1.7 : Exemple d'une paroi moulée avec tirants et butons (mixte)

### 1.3.4.1 Mise en œuvre des parois moulées :

La première étape est la réalisation de murets-guides. En effet, pour matérialiser l'implantation de la future paroi et faciliter le guidage des outils d'excavation des terres, il est courant de construire en tête de la tranchée deux murets en béton armé bordant une fouille d'environ 1.50 m de profondeur de part et d'autre de l'excavation à réaliser. Ces murets sont



## CHAPITRE 1 : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

---

bien sûr espacés de l'épaisseur de l'écran à réaliser. Ces murets guides sont des ouvrages provisoires. (Voir Figure 1.8)



Figure 1.8 : Murette guide d'une paroi moulée

La seconde étape consiste en l'excavation des terres en place formant ainsi une tranchée verticale dans le sol. Celle-ci est généralement effectuée à l'aide d'une benne hydraulique. Dans ce cas, l'outil d'excavation est une benne suspendue à un câble ou coulissant le long d'un mât. La benne coupe avec ses mâchoires des tranches de terrain en descendant entre les deux murets-guides, sur une largeur correspondant à la largeur des mâchoires ouvertes de la benne (voir Figure I.9). Généralement, la fouille se fait en excavant d'abord les deux passes primaires aux extrémités du panneau, puis en excavant ensuite le merlon central restant. De la boue bentonitique est ajoutée dans l'excavation au fur et à mesure de celle-ci, afin d'assurer la stabilité des parois. Une autre solution est d'utiliser une hydrofraise. Celle-ci désagrège et aspire le sol en place mélangé à la boue bentonitique et remonte le mélange en surface pour le tamiser et réincorporer la boue aspirée dans l'excavation.



Figure 1.9 : Outil d'excavation d'une paroi moulée (Site de la station de l'université Houari Boumediene en Algérie)

## CHAPITRE 1 : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

---

La boue de forage a la particularité de former, à son contact avec le sol, par gélification, une membrane très peu perméable, elle est donc dite « thixotropique ». Elle entretient tout au long de l'excavation une pression hydrostatique sur les parois de celle-ci, et assure ainsi la stabilité de l'ensemble.

Une fois que la tranchée a été effectuée sur toute sa hauteur et bien remplie de boue de forage, la troisième étape est d'incorporer dans le panneau excavé la cage d'armatures à l'aide d'une grue. La cage d'armatures doit être suffisamment rigide pour ne pas se déformer durant les phases de manutention.

Parallèlement à cette tâche, il est nécessaire de mettre en œuvre un système de jointoiment entre panneaux. Il existe des multitudes de méthodes, mais nous ne citerons ici que deux méthodes qui ont fait leurs preuves :

La première méthode consiste en la mise en place d'un coffrage de séparation, généralement en acier, entre le panneau à bétonner et le panneau suivant. Il peut comporter une lame d'étanchéité water-stop qui reste en place lors du décoffrage latéral du panneau, c'est-à-dire une fois que le creusement du panneau adjacent a été effectué.

Lorsqu'on retire ce coffrage, la lame d'étanchéité water-stop reste en place, semi-ancrée dans le panneau primaire, l'autre moitié étant en attente du panneau secondaire qui sera coulé par la suite. (Voir Figure 1.10)

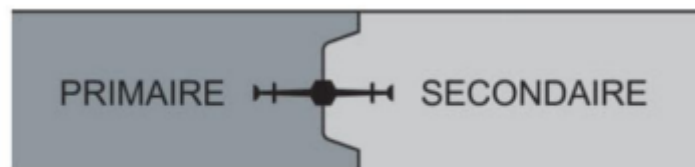


Figure 1.10 : détail du joint entre panneau primaire et secondaire

La seconde méthode consiste à ne mettre en œuvre aucun coffrage provisoire, mais à couler le béton directement dans la fouille. Par contre, une fois que le béton a commencé son durcissement, on peut, au moyen d'une hydrofraise, mordre le béton en périphérie du panneau qu'on vient de couler, sur toute la hauteur, ceci créant une bonne surface de reprise pour la réalisation du panneau adjacent.

La quatrième étape est bien sûr le bétonnage du panneau excavé. Le bétonnage s'effectue au tube plongeur, depuis le bas de la fouille jusqu'en haut. Le bétonnage d'un panneau doit

## CHAPITRE 1 : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

s'effectuer en une seule fois. Celui-ci s'accompagne d'un pompage de la boue de forage présente dans la fouille.

La remontée du tube doit être effectuée à une vitesse régulière de façon à ce que l'extrémité du tube plongeur reste toujours bien immergée dans le béton frais, afin de chasser toute la boue bentonitique. Pour les parois moulées, le béton n'est donc pas vibré. La boue bentonitique est, elle, recyclée et stockée afin de servir pour la réalisation du panneau suivant.

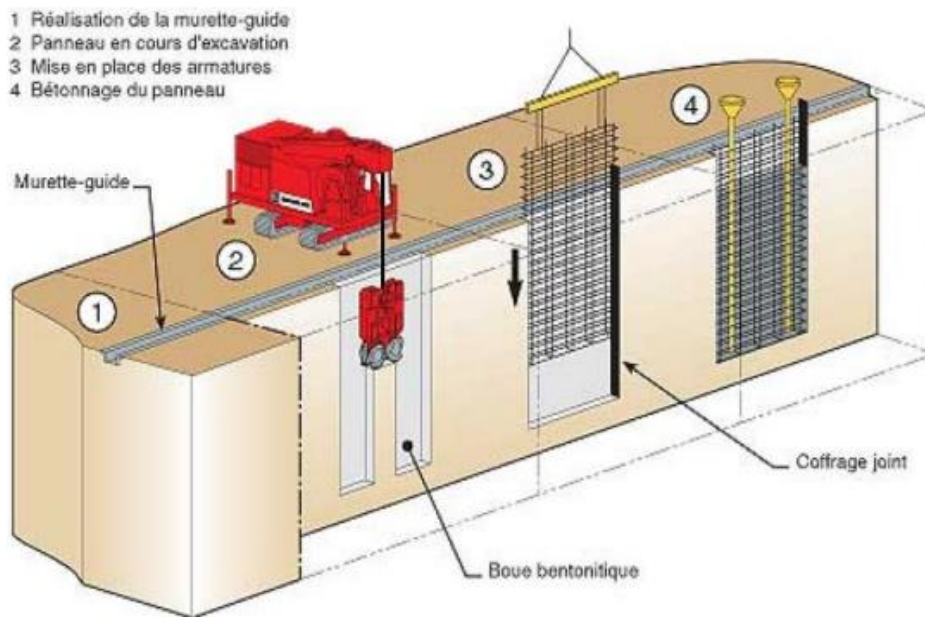


Figure 1.11 : Chronologie de réalisation de paroi moulée.

Habituellement, on réalise d'abord tous les panneaux en béton armé primaires (un panneau sur deux), puis on réalise une seconde passe où on conçoit les panneaux secondaires. Cette chronologie est couramment appelée le phasage en touche de piano. Il n'est cependant pas exclu de réaliser les panneaux les uns après les autres. La Figure 1.11 illustre la chronologie de réalisation des parois moulées.

Après excavation des abords et enlèvement des murets guides (voir Figure 1.12), les tubes sont découverts en grattant le béton avec un marteau piqueur. L'éclateur est ensuite placé dans les tubes de réservations dans le but de créer un réseau de fissures horizontales. Les blocs ainsi formés sont levés par les crochets de levage et coulisses le long des armatures grâce à l'espace annulaire créé par les mousses de protection.

## CHAPITRE 1 : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

---



Figure 1.12 : Excavation des abords et enlèvement des murets guidant de la paroi moulée  
(Site de la station de l'université Houari Boumediene en Algérie)

Une fois l'ensemble du périmètre en paroi moulée réalisé, on peut procéder à l'excavation des terres à l'intérieur de celui-ci [2] (voir Figure 1.13)



Figure 1.13 : Excavation des terres à l'intérieur du périmètre de la paroi moulée (Site de la station de l'université Houari Boumediene en Algérie)



# CHAPITRE 1 : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

---

## **1.3.4.2 Avantages des parois moulées:**

- La méthode s'accommode à toutes les situations défavorables dues à l'hydrologie du sol et sa mauvaise qualité, notamment dans les vallées.
- Elle s'adapte particulièrement en centre-ville, où il est souvent inévitable de construire très près des façades d'immeubles anciens.
- La méthode est particulièrement intéressante lorsqu'il s'agit d'obtenir une fouille générale sèche. On construit alors une enceinte fermée dont les murs plongent dans le fond imperméable. A l'intérieur de l'enceinte, la fouille peut-être asséchée sans que l'épuisement de l'eau ne perturbe la nappe aquifère hors de l'enceinte.
- Les voiles courbes sont possibles (très utilisés pour les bassins car cette forme particulière est autostable).
- La paroi est très rigide, ce qui limite grandement les déplacements en tête.
- Aucune vibration n'est engendrée (contrairement à la technique des palplanches battues ou vibrofoncées).
- Il est possible de passer au travers n'importe quelle couche de sol (selon l'outil utilisé).
- la durabilité de la paroi est importante si l'on respecte l'enrobage : l'ouvrage est définitif.

## **1.3.4.3 Inconvénients des parois moulées:**

- Cette technique est très coûteuse.
- L'encombrement du chantier gêne fortement les circulations et l'accès aux propriétés riveraines.
- Le système d'embrayage du treuil ainsi que les groupes électrogène de grande puissance sont la source de bruits stridents.
- Le risque d'effondrement en cas de perte de bentonite par les canalisations non repérées est très présent.



## 1.3.5 Paroi en pieux sécants:

Le soutènement formé par des pieux primaires et secondaires intersectés est appelé paroi de pieux sécants, Les pieux primaires peuvent être exécutés moins profondément que les pieux secondaires (rideau de pieux en touches de piano).

Les pieux constituant ces parois ont les mêmes dimensions que les pieux isolés exécutés suivant la même technique. Le diamètre caractéristique des pieux à tarière continue varie entre 0,4 et 0,7 m et celui des pieux forés entre 0,6 et 1,5 m. Le chevauchement des pieux constituant une paroi de pieux sécants est d'au moins 3cm au niveau du sol de surface. Si le rideau de pieux constitue un silo et/ou revêt une fonction d'étanchéité à l'eau, le chevauchement ne peut être inférieur à du diamètre des pieux. Dans ce cas, il convient de tenir au compte des tolérances de positionnement. [5]



Figure 1.14 : Paroi en pieux sécants

### 1.3.5.1 Mise en œuvre des pieux sécants:

On commence toujours par installer une poutre de guidage pour indiquer les positions des pieux et assurer le guidage durant le forage. L'exécution se déroule en plusieurs étapes :

- Première étape: une première série de pieux primaires non armés est réalisée selon la séquence 1 – 5 – 9 – 13 – ...

## CHAPITRE 1 : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

---

- Deuxième étape: une deuxième série de pieux primaires non armés est réalisée selon la séquence 3 – 7 – 11 – ...

- Troisième étape: les pieux secondaires en béton armé sont exécutés selon la séquence 2 – 4 – 6 – 8 – 10 – 12 – ... Les pieux primaires sont partiellement fraisés . Si le rideau de pieux est installé à proximité de constructions susceptibles de tasser, les pieux secondaires sont exécutés en deux étapes selon les séquences 2 – 6 – 10 – ... et 4 – 8 – 12 – ...

La fouille est ensuite excavée jusqu'au niveau d'installation d'un éventuel support horizontal.

Si est nécessaire, le support horizontal est mis en place (tirants d'ancrage, pieux de traction, étaçons, ...). Les tirants d'ancrage ou les pieux de traction sont placés à la hauteur de l'intersection entre un pieu primaire et secondaire.

La fouille est à nouveau excavée jusqu'au niveau d'installation d'un éventuel support horizontal supplémentaire ou jusqu'au niveau du fond de fouille finale. [5]

### **1.3.5.2 Avantages des parois en pieux sécants:**

- Temps de mobilisation et d'exécution courts.
- Technique produisant peu de vibrations.
- Installation simple sur chantier - Possibilité de constructions définitives.
- Les tassements sont évités en cas de présence à proximité de constructions existantes.
- Il est possible de forer à travers la maçonnerie et les bancs de pierre.
- Peut être réalisée très près de bâtiments adjacents.

### **1.3.5.3 Inconvénients des parois en pieux sécants**

- Nécessite des moyens importants et de grande puissance.
- Rendements limites.
- Déblais de forages.

## 1.4 Les systèmes d'appui

Le principe de fonctionnement d'un écran de soutènement est d'utiliser le sol en fiche comme un niveau d'appui. Lorsque la hauteur libre d'un écran de soutènement devient importante ou que les efforts à reprendre par l'écran sont importants ou que l'on cherche à limiter les déplacements, on peut ajouter des appuis supplémentaires se présentant sous la forme de butons ou de tirants.

### 1.4.1 Les butons :

Ce sont des éléments tubulaires permettant de conserver un écart fixe entre deux structures verticales ou supportant le poids d'une structure horizontale.

Le butonnage est constitué de profils métalliques mis en place au fur et à mesure de la progression de l'excavation (voir Figure I.15). Il est généralement provisoire et permet le maintien de la fouille avant que la structure définitive ne soit construite. Cette construction s'effectue alors en élévation depuis le fond de l'excavation une fois ce dernier complément réalisé, les butons sont enlevés au fur et à mesure de l'édification de la construction. Un butonnage peut également être définitif dans le cas de voirie enterrée réalisées en béton armé permettent d'appuyer l'un à l'autre les deux écrans de soutènement qui se font face. [7]



Figure 1.15 : Exemple de butons (Site de la station de l'université Houari Boumediene en Algerie)

# CHAPITRE 1 : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

## 1.4.2 Les tirants :

Un tirant d'ancrage est un dispositif d'ancrage capable de transmettre les forces de traction qui lui sont appliquées à une couche de sol résistante en prenant appui sur la structure à ancrer. Il est utilisé pour stabiliser un soutènement et de reprendre une partie de la poussée des terres.

Les tirants d'ancrages sont très fréquents dans le cas des rideaux pour limiter la profondeur à encastrer et reprendre provisoirement les poussées des terres. Ils comportent en général une armature de tirants enfouie dans une gaine remplie de coulis, et un bulbe d'ancrage. Le tirant est scellé dans le rideau à l'aide d'une plaque. [8]



Figure 1.16 : Exemple d'une paroi avec tirants d'ancrage

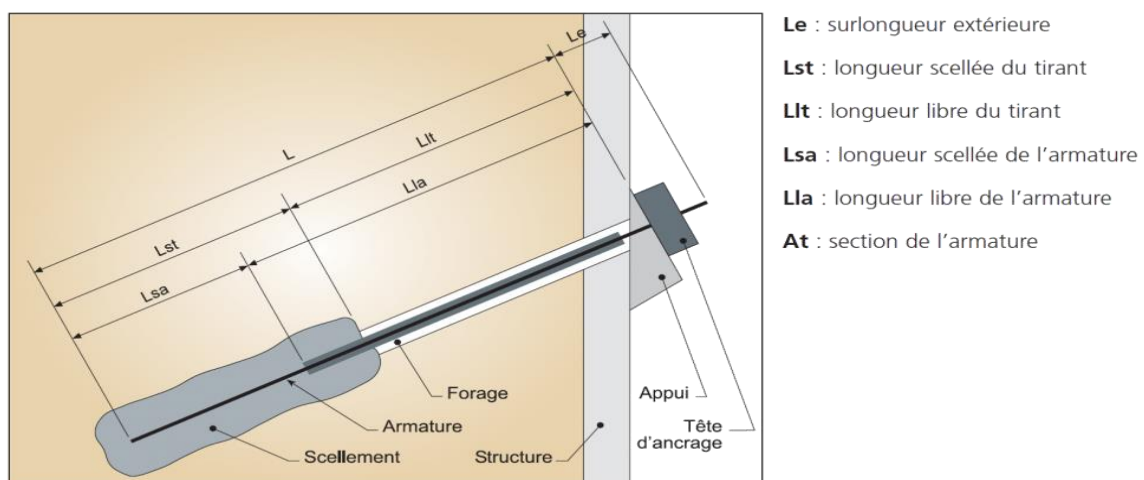


Figure 1.17 : Schéma d'un tirant d'ancrage



# CHAPITRE 1 : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

---

## 1.4.2.1 Mise en œuvre :

La mise en œuvre d'un tirant se déroule en plusieurs phases :

- Réalisation d'un forage entre 100 et 200 mm de diamètre (cas courants) au moyen d'un outillage et d'un fluide de perforation adaptés au terrain. Toutes les inclinaisons sont envisageables.

-Après nettoyage du forage, substitution du fluide de perforation par un coulis de ciment fortement dosé.

- Mise en place du tirant dans le forage. L'introduction dans le forage se fait avec une grue, un dérouleur hydraulique, voire à bras d'homme.

- Après prise du coulis de scellement, la longueur scellée doit être injectée. Cette injection est réalisée sous pression avec un coulis de ciment. Divers systèmes et méthodologies sont appliqués en fonction des terrains et de la capacité d'ancrage souhaitée. Le procédé le plus courant est celui utilisant le Tube à manchettes.

-Soit une seule passe d'injection depuis la tête du tube à manchettes, appelée IGU (Injection Globale Unitaire).

-soit plusieurs phases d'injection, par passes successives, appelée aussi IRS (Injection Répétitive et Sélective).

-Suivant le type de terrain et le produit de scellement utilisé, un délai de 2 à 5 jours est observé entre la dernière phase d'injection et la mise en tension du tirant.

- La protection de la tête du tirant est réalisée après validation de la mise en tension.

## 1.5 Les méthodes de calcul et dimensionnement d'écrans de soutènements

Les modèles de calcul cités par exemple par l'Eurocode 7-1 (2004) sont les modèles analytiques, semi-empiriques ou Numériques. S'il n'existe pas de modèle de calcul fiable pour un état limite particulier, on peut aussi se servir d'essais de chargement ou de la méthode observationnelle. Le choix de la méthode reste alors assez libre. On distingue cinq familles de méthodes de calcul des écrans de soutènement :

- Les méthodes classiques dites à la rupture, faisant appel à des calculs analytiques de la poussée et de la butée des terres,

# CHAPITRE 1 : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

---

- La méthode du coefficient de réaction, prenant en compte l'effet d'interaction sol-structure,
- La méthode des éléments finis, prenant en compte de l'ensemble de l'ouvrage et son environnement.
- Les méthodes empiriques et semi-empiriques, tenant en compte le comportement observé des ouvrages,
- Les méthodes de calcul de l'état limite ultime, fondées sur des théories de plasticité [9]

## **1.5.1 Les méthodes classiques :**

Les méthodes classiques nécessitent la détermination des distributions classiques de poussée et de butée, influencées par différents coefficients. Ces méthodes sont basées sur des schémas de comportement simplifiés admettant que le sol est en poussée ou en butée limite.

Les trois principales méthodes de calcul des ouvrages de soutènement utilisant les hypothèses classiques de poussée et de butée limite sont les suivantes :

- La méthode de Coulomb,
- La méthode de Rankine,
- La méthode de Boussinesq-Caquot-Kerisel.

## **1.5.2 La méthode du coefficient de réaction :**

La méthode de calcul utilisant la notion de module de réaction est largement utilisée pour le calcul des ouvrages de soutènement souples. Il existe ainsi, sur le marché, un certain nombre de programmes de calcul automatique des rideaux et parois utilisant cette méthode et reposant sur des hypothèses variées en matière de discrétisation, construction des courbes d'hystérésis, règles de chargement, déchargement, etc. [11]

## **1.5.3 La méthode des éléments finis :**

à partir des années 1970, La méthode des éléments finis est devenue un outil très général qui permet de trouver une solution numérique à tout problème que l'on peut décrire à l'aide d'équations aux dérivées partielles sur un domaine fini. Différentes extensions permettent par ailleurs de prendre en compte des discontinuités spatiales ou temporelles des solutions

recherchées, des domaines d'extension infinie, etc. Elle offre la possibilité de prendre en compte des modèles de comportement très sophistiqués, plus réalistes que ceux pris en compte par des méthodes plus traditionnelles, et il est donc naturel qu'elle ait suscité un grand intérêt de la part des ingénieurs de la géotechnique et du génie civil.[10]

## **1.6 Les paramètres influençant les écrans de soutènement**

Si l'on s'intéresse de façon générale au comportement des écrans de soutènement, la bibliographie devient vite très vaste. Les publications faites sur le sujet couvrent le comportement de l'ouvrage, de quelques parties de la structure ou plus généralement de l'interaction sol-structure, de l'instrumentation mise en place ou bien des méthodes de calcul prévisionnel ou a posteriori.

### **I.6.1 Le terrain :**

#### **I.6.1.1 La nature du sol :**

L'un de paramètres les plus importants pour le comportement d'un soutènement est la nature du terrain. Le type de sol, la stratification, les caractéristiques anisotropes du matériau et l'état des contraintes in-situ sont des facteurs primordiaux. Pour des raisons de simplification et d'efficacité, les approches empiriques ne peuvent pas tenir compte en détail de tous ces paramètres, mais se contentent généralement de caractériser le type de sol prédominant. Les méthodes théoriques de calcul des ouvrages de soutènement ont longtemps été incapables de prédire les déformations à attendre en situation de service et l'ingénieur devait se contenter des ordres de grandeur tirés de l'observation du comportement des ouvrages réels. Cette démarche empirique est cependant longtemps restée très fruste. La classification des différentes catégories de terrains peut être raffinée en cinq groupes:

- les sols cohérents de consistance très molle à molle ( $C_u < 75 \text{kPa}$ ),
- les sols cohérents de consistance plutôt raide ( $C_u > 75 \text{kPa}$ ),
- les sols pulvérulents,
- les sols « stratifiés » ou « mixtes »,
- les terrains rocheux [12].

## **1.6.1.2. Les effets de l'eau :**

Généralement, dans le cas d'excavations pour lesquelles un pompage assure la mise hors d'eau de la fouille, les effets de l'eau peuvent se manifester de deux façons : pour les écrans encastrés dans une couche quasi-imperméable et interceptant les arrivées d'eau, c'est principalement la pression de l'eau derrière l'écran qui est en jeu. Si le pied de l'écran s'arrête dans une couche perméable, l'écoulement d'eau qui s'établit autour du pied a des effets multiples. En amont, il augmente les contraintes effectives et provoque une consolidation des terrains. En aval, ce mouvement de l'eau diminue les efforts résistants de la butée et donc la capacité d'appui par le sol et peut être à l'origine d'instabilités hydrauliques (boulance, renard) [12].

## **1.6.2 Les paramètres liés à l'écran et à l'excavation :**

### **1.6.2.1. Le type d'écran :**

Les trois facteurs : profondeur-sol-écran sont très fortement liés et le comportement de l'écran est souvent exprimé graphiquement en fonction de ces trois paramètres. Pour les parois planes, la référence au « type d'écran » est souvent remplacée par la référence à la rigidité (produit d'inertie EI) voire par la référence à la « rigidité du système », qui prend en compte le produit EI de l'écran, la profondeur en fiche et l'espacement vertical des appuis [12].

### **1.6.2.2 La hauteur libre de l'écran :**

La « hauteur libre » décrit d'une part la profondeur de la fouille (ou de l'étape d'excavation) devant l'écran, mais aussi le niveau d'un éventuel remblai en arrière par rapport au fond de la fouille devant l'écran.

### **1.6.2.3 La fiche de l'écran :**

La profondeur de l'encastrement dans le terrain joue un rôle important vis-à-vis de la stabilité de l'ouvrage. Plus la fiche est profonde, plus les coefficients de sécurité vis-à-vis du défaut de la fiche et du soulèvement du fond de fouille sont élevés. L'influence de la profondeur de la fiche sur le comportement de l'ouvrage n'est pas clairement établie à ce jour. Moormann (2002, 2004), qui étudie les déplacements relatifs  $\frac{h_{max}}{H}$  pour des sols argileux en fonction



## CHAPITRE 1 : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

---

de la fiche relative  $t/H$ , observe que la profondeur de la fiche n'a pas d'influence primordiale sur les déformations.

### **1.6.2.4 La rigidité de l'écran et du système écran-appuis :**

Dans la littérature existent plusieurs propositions pour définir la rigidité d'un écran de soutènement. Outre la rigidité en flexion de l'écran  $EI$ , souvent utilisée par son logarithme :  $K = \ln EI$  l'expression proposée par Rowe, 1952 pour tenir compte de la profondeur  $H$  de la fouille.

### **1.6.2.5 Les phases de travaux:**

Les phases de travaux décrivent principalement l'avancement successif de la construction de l'écran, de l'excavation et de la mise en place des appuis. Lors d'un projet d'instrumentation, il est important de documenter l'état du chantier pour chaque date de mesure. Ceci comprend non seulement la profondeur de la fouille, mais aussi le niveau de la nappe phréatique, la situation aux alentours du panneau instrumenté (solicitation, bermes, effets tridimensionnels) et notamment la température, surtout si l'ouvrage a été étayé par des butons [12].

### **1.6.2.6 L'installation de l'écran :**

Selon le type d'écran, l'installation peut avoir une influence plus ou moins importante sur l'état des contraintes dans le terrain, c'est à dire sur les forces qui vont solliciter ou/et soutenir le soutènement lors de l'excavation. Les vibrations causées par l'installation des palplanches, par exemple, peuvent donner lieu à des tassements assez importants autour l'écran. Il est donc possible qu'une partie des tassements maximaux mesurés ne soit pas due à l'excavation mais à des vibrations antérieures. Des observations comparables peuvent être faites dans le cas des parois moulées. Le creusement de la tranchée peut se traduire par un tassement des alentours [9].

### **1.6.2.7 Le tassement de l'écran :**

Généralement, afin de garantir la stabilité de l'écran, l'équilibre des efforts verticaux doit être vérifié. Malgré ces calculs, il est possible que l'écran s'enfonce dans le sol, surtout dans des sols plastiques. Ce mouvement n'est pas facilement observable, mais peut être à l'origine de déformations horizontales ou de tassements du terrain supplémentaires [9].

## **1.6.2.8 L'enlèvement d'un soutènement temporaire :**

L'enlèvement des éléments verticaux de parois berlinoises ou de rideaux de palplanches laisse vide le volume précédemment occupé par les profilés et le sol qui leur est adhérent. Ces vides peuvent être à l'origine d'un tassement du sol adjacent. Si les éléments sont retirés par vibrage, les vibrations peuvent elles-mêmes être la cause de tassements supplémentaires. Cette question n'est pas abordée dans les publications et, en conséquence, on ne dispose pas de mesures permettant de quantifier ce phénomène.

## **1.6.2.9 La géométrie de l'excavation :**

La géométrie de l'excavation a une influence sur le comportement de ses soutènements dans la mesure où ils s'influencent entre-deux : • Pour une fouille circulaire, les éléments du soutènement s'appuient l'un sur l'autre sur toute leur longueur. Pour une fouille rectangulaire étroite ou une tranchée ouverte ou couverte, les deux écrans se font face et peuvent interagir de plusieurs manières, par exemple à travers de butons, s'ils sont butonnés. Pour les fouilles plus quelconques l'interaction entre les différentes parties du soutènement peut être le fait de raccords d'angles, de liernes, butons et autres systèmes de report d'efforts [9]

## **1.7 Conclusion :**

- On peut tirer de cette étude, que le soutènement d'excavation de grande profondeur est un problème complexe qui comprend non seulement l'écran lui-même mais aussi un système d'appuis. Plusieurs types d'écrans de soutènement existent tels que : les parois moulées, les pieux sécants, les palplanches métalliques, les parois clouées et les parois berlinoises. Le système d'appui peut être composé de tirants et/ou des butons.
- On distingue cinq familles de méthodes de calcul des écrans de soutènement (les méthodes classiques, la méthode du coefficient de réaction, la méthode des éléments finis, les méthodes empiriques et semi-empiriques et les méthodes de calcul de l'état limite ultime).
- Il est intéressant de noter que les facteurs les plus importants liés au comportement des écrans de soutènement sont : la nature du sol, les paramètres liés à l'écran et l'excavation et notamment : le type d'écran, sa hauteur libre, la fiche de l'écran, les phases des travaux ainsi que la géométrie de l'excavation.

# **CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET**

# PRESENTATION DU PROJET

## 2.1 Présentation du projet d'extension du métro d'Alger (El Harrach / Aéroport International Houari Boumediene)

L'extension de la ligne 1 du Métro d'Alger (El Harrach / Aéroport International Houari Boumediene) est un projet de grande ampleur et vital pour la ville d'Alger qui a démarré en juin 2015 et qui est actuellement en cours de réalisation.

Il s'étend sur une longueur de 9 560 m de tunnel, comprenant 9 Stations et 10 puits de ventilation. La station objet de cette étude est la station Université Houari Boumediene. L'entreprise de réalisation COSIDER TP est engagée auprès du maître de l'ouvrage délégué « l'entreprise du Métro d'Alger (EMA) » est chargé de la réalisation cette extension, dans un délai de 66 mois.

## 2.2 Organigramme des différents acteurs du projet de la station Université Houari Boumediene

L'organigramme de la Figure 2.1 englobe les différents acteurs qui ont contribué à l'élaboration du projet de la station d'étude Houari Boumediene. Un bref aperçu est donné ci-dessous pour chaque acteur.

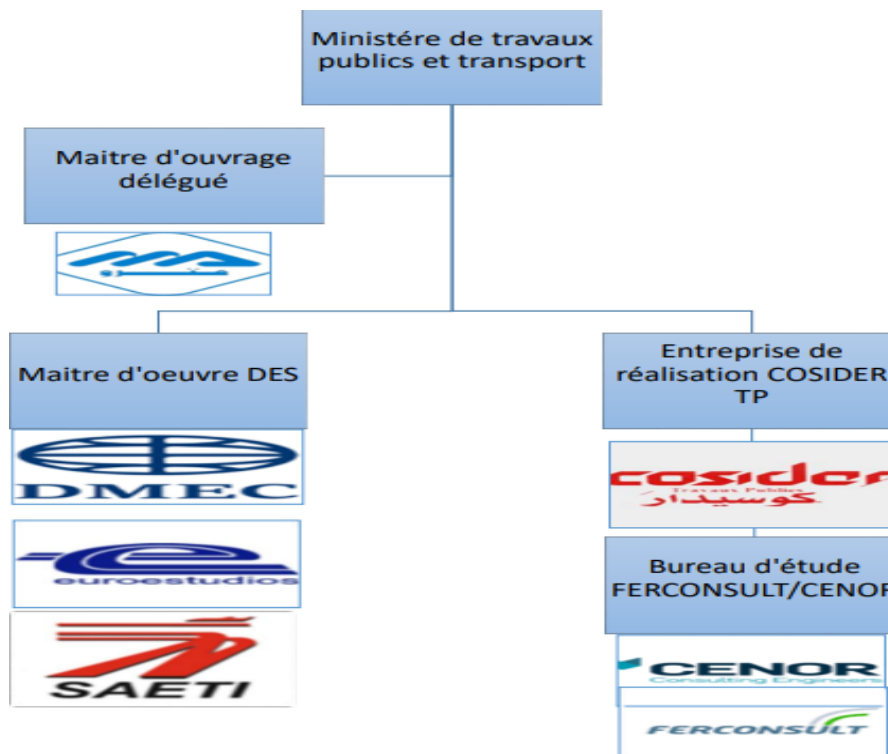


Figure 2.1 :Les différents acteurs du projet de la station Université Houari Boumediene

## PRESENTATION DU PROJET

---



L'Entreprise Métro d'Alger (EMA) : est une entreprise algérienne, publique économique de forme juridique société par actions (SPA), créée le 24 novembre 1984 pour le but de réaliser le projet du Métro d'Alger pour le compte de l'état Algérien, en qualité de maître d'ouvrage délégué du Ministère des transports.



C'est une entreprise multidisciplinaire et spécialisée en conseil, études et projets d'ingénierie des transports, qui opère sur les marchés national et international depuis 1991, ces services incluent toutes rubriques des études et des projets, la topographie et la géologie, mais aussi la sécurité et l'environnement.



Bureau d'étude portugais



TPF GETINSA EUROESTUDIOS est l'une des plus grandes sociétés d'ingénierie en Espagne, leader sur le marché dans des secteurs clés tels que le transport, l'environnement, l'eau, le bâtiment et les aménagements urbains.



Fondée en 1960, DMEC dont le siège social est à Séoul en Corée du Sud, est un des principaux acteurs en matière de développement et d'exploitation des infrastructures qui propose des services de consulting stratégiques, de planification, d'ingénierie et de gestion de la construction notamment dans les domaines d'assainissement, géotechnique, port et industries maritimes, architecture, voies ferrées, transports, paysagisme et au métro.



Société algérienne d'étude d'infrastructures filiale du groupe d'Entreprises GEICA depuis 2016, sous tutelle du ministère des Travaux publics et des transports, développe un savoir-faire de niveau national et international dans le domaine d'études, de contrôle, de suivi, d'assistance et d'expertise d'infrastructures routières, autoroutières, ouvrages d'art, aéroports et ferroviaires.



est une entreprise de réalisation des grands travaux dans les différents domaines (autoroutes, barrages et ouvrages maritimes et souterrains...). Elle s'est imposée

# PRESENTATION DU PROJET

comme leader incontesté du BTPH sur le marché Algérien en capitalisant une expérience de plus de 35 années.

## 2.3 Présentation de la station Université Houari Boumediene

La station d'étude Houari Boumediene appartient à l'extension de la ligne 1 du Métro d'Alger reliant le Centre-ville d'El Harrach à l'Aéroport International Houari Boumediene entamés depuis Juin 2015. Le tracé en plan et le profil en long de l'extension du Métro d'Alger (lot 1) El Harrach Centre – Bab Ezzouar – Aéroport International d'Alger sont présentés sur la Figure 2.2.

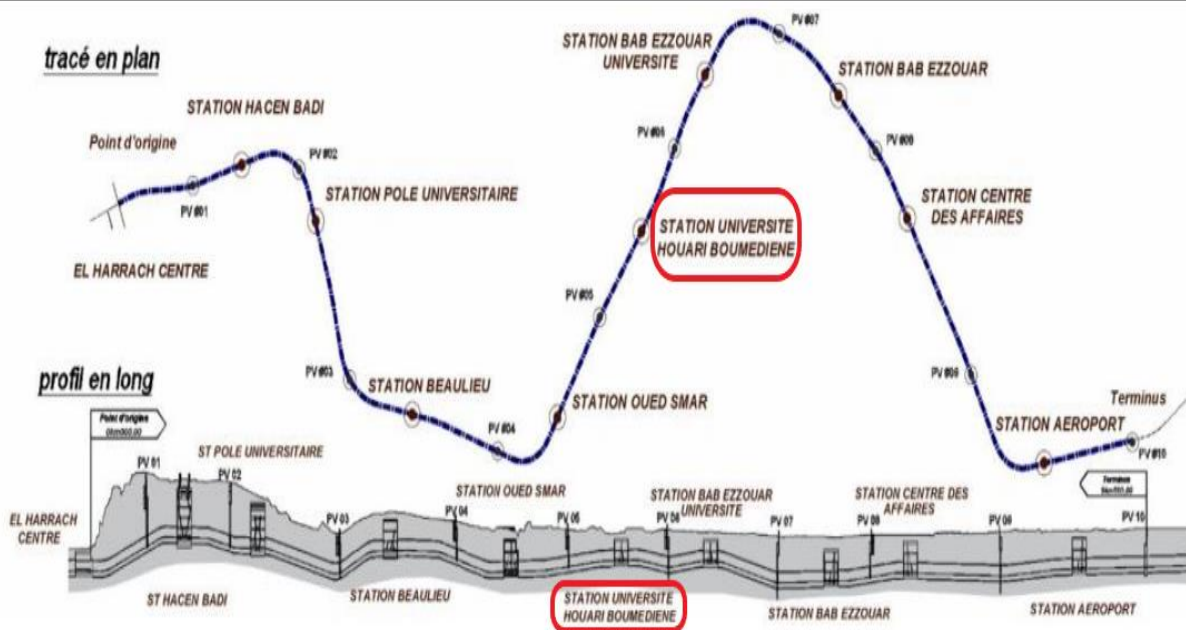


Figure2.2 : Tracé en plan et profil en long de l'extension du Métro d'Alger (lot 1) El Harrach Centre – Bab Ezzouar – Aéroport International d'Alger

La station Université Houari Boumediene est située sur la côte Sud-Est d'une section de la route de Bab Ezzouar et au NordOuest du parking de l'Université. La zone d'implantation de la station et des respectifs accès (Nord-Ouest et Sud-Est) correspond à une surface d'environ 4856 m<sup>2</sup>. Il existe autour de la station le grand marché et l'Université Houari Boumediene dont l'entrée est située à droite de la station.

Actuellement, il y a un talus important entre la route de Bab Ezzouar et le parking de l'université, avec une hauteur d'environ 4 m. La Figure 2.3 présente une vue générale de la zone d'implantation de la station Université Houari Boumediene.

## PRESENTATION DU PROJET

En plan, l'excavation associée à l'exécution de la station possède une longueur d'environ 130,0 m et deux largeurs courants de 22,60 m aux extrêmes et de 36,52 m dans la zone central (voir Figure 2.3). La profondeur moyenne est de 20,0 m.

A son tour, la profondeur maximale des excavations associées à l'exécution des accès est de 14,50 m, lesquels interceptent la station à cette profondeur.

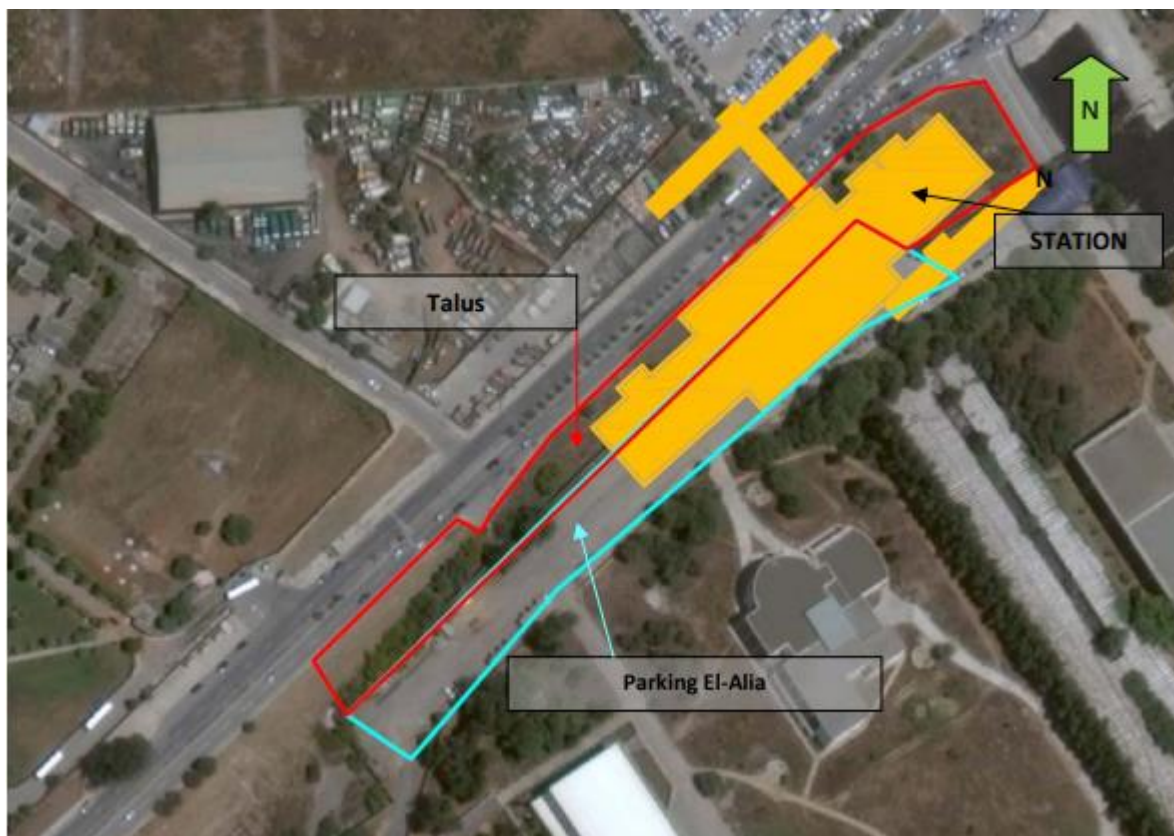


Figure 2.3 « Vue générale de la zone d'implantation de la station Université Houari Boumediene »

### 2.3.1 Localisation des sorties :

La station d'étude comporte trois sorties : 1 sortie de chaque côté de la route et une sortie vers l'ouest de la route (voir figure 2.4). Au nord et à l'ouest de la station, se situent le grand marché, le parking et des bâtiments résidentiels. Au sud de la station, se situe l'Université Houari Boumediene. Une des sorties est implantée dans les espaces verts et elle s'oriente vers l'entrée de l'Université.



# PRESENTATION DU PROJET

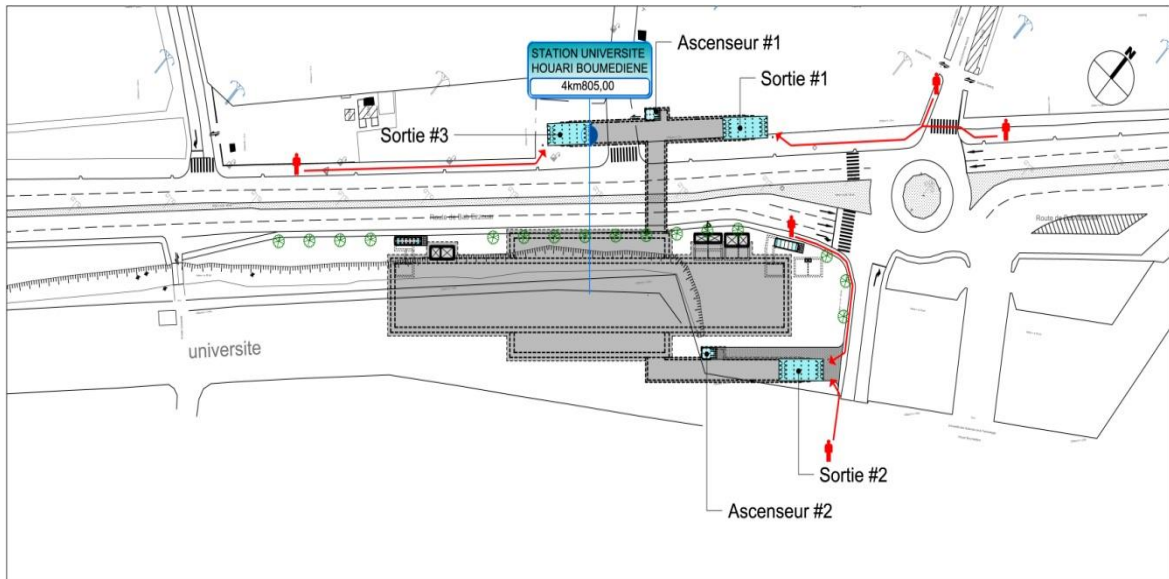


Figure 2.4 le plan des trois sorties

## 1-Sortie #1

- La sortie est placée vers le nord où se situent le grand marché, le parking et les installations résidentielles.
- L'ascenseur sera installé en empruntant la sortie adjacente 3.
- Capacité : un(1) escalier de 2 m de large, 2 escaliers mécaniques, un(1) ascenseur d'une capacité de 15 personnes utilisable par les personnes en fauteuil roulant.
- La sortie est placée à une hauteur de 11,32m avec une largeur de 6,26m au niveau du rez-de-chaussée, et son couloir est de 5,2m de large.

## 2-Sortie #2

- La sortie est placée vers le sud où se situent les établissements scolaires (Université Houari Boumediene).
- Capacité : un (1) escalier de 2 m de large, 2 escaliers mécaniques, un(1) ascenseur d'une capacité de 15 personnes utilisable par les personnes en fauteuil roulant
- La sortie est placée à une hauteur de 11,32m avec une largeur de 6,26m au niveau du rez-de-chaussée, et son couloir est de 5,2m de large.



# PRESENTATION DU PROJET

## 3-Sortie #3

- la sortie est placée à l'ouest où se situent le grand marché, le parking et les installations résidentielles.
- L'ascenseur sera installé en empruntant la sortie adjacente 1.
- Capacité : un(1) escalier de 2 m de large, 2 escaliers mécaniques, un(1) ascenseur d'une capacité de 15 personnes utilisable par les personnes en fauteuil roulant
- La sortie est placée à une hauteur de 11,32m avec une largeur de 6,26m au niveau dures-de-chaussée, et son couloir est de 5,2m de large.

## 4-Rez-de-chaussée

Le rez-de-chaussée est composé de :

- Entrée/sortie: 2 au nord, 1 au sud
- Ascenseur : 1 au nord, 1 au sud
- Escalier de secours : 1 à l'est, 1 à l'ouest
- Edicule de prise d'air : 3 dans les trottoirs aux environs de la station

## Niveau -1 souterrain

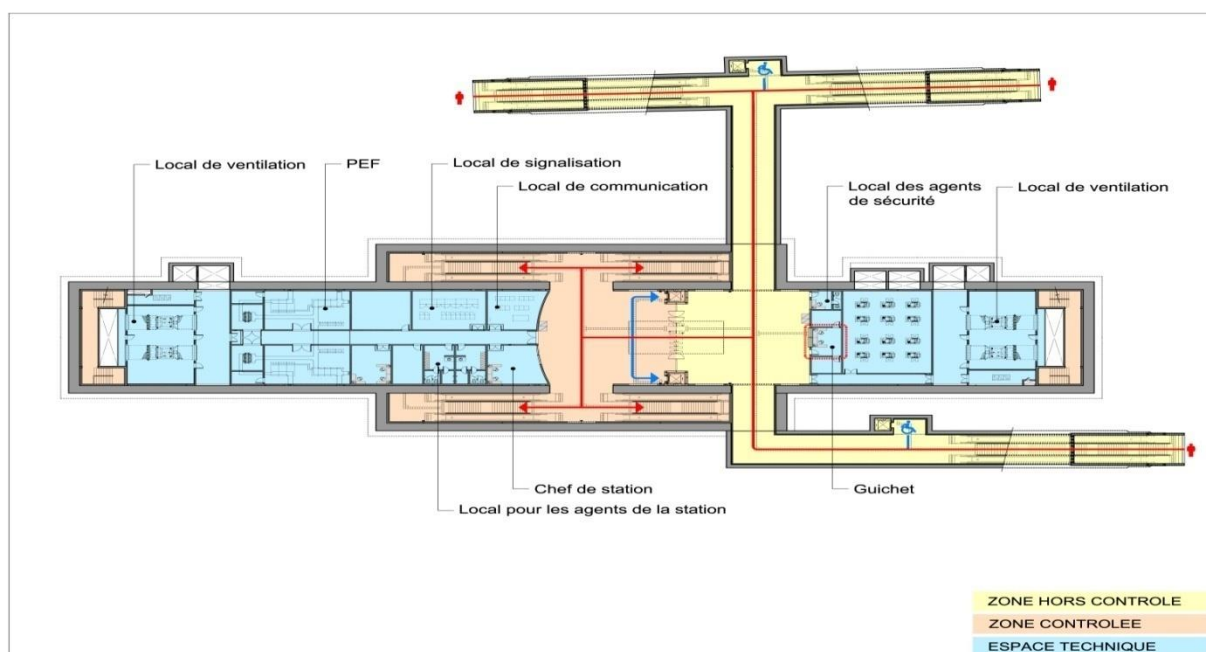


Figure 2.5 : Plan des différentes zones du niveau-1 de la station

## PRESENTATION DU PROJET

La figure 2.5 présente le plan des différentes zones du niveau-1 de la station. Ce niveau est composé de :

- Portillons : 1 portillon du côté droit.
- Espace pour voyageurs : Après avoir passé le portillon, les voyageurs sont invités à se diriger vers le quai situé au niveau inférieur, selon leurs destinations. Les 4 escaliers d'une largeur de 2 m et les 8 escaliers mécaniques sont prévus au milieu de la station, pour permettre l'accès aux quais.
- Espace de service: Le chef de station, le local pour les agents de la station et le local des agents de nettoyage sont concentrés du côté gauche. Le guichet est disposé à droite dans une zone d'accès libre ou gratuite facilement accessible par les voyageurs.
- Espace technique : Tous les espaces techniques sauf la chambre de sectionneurs de feeder sont prévus soit à droite soit à gauche.

### Niveau-2 souterrain

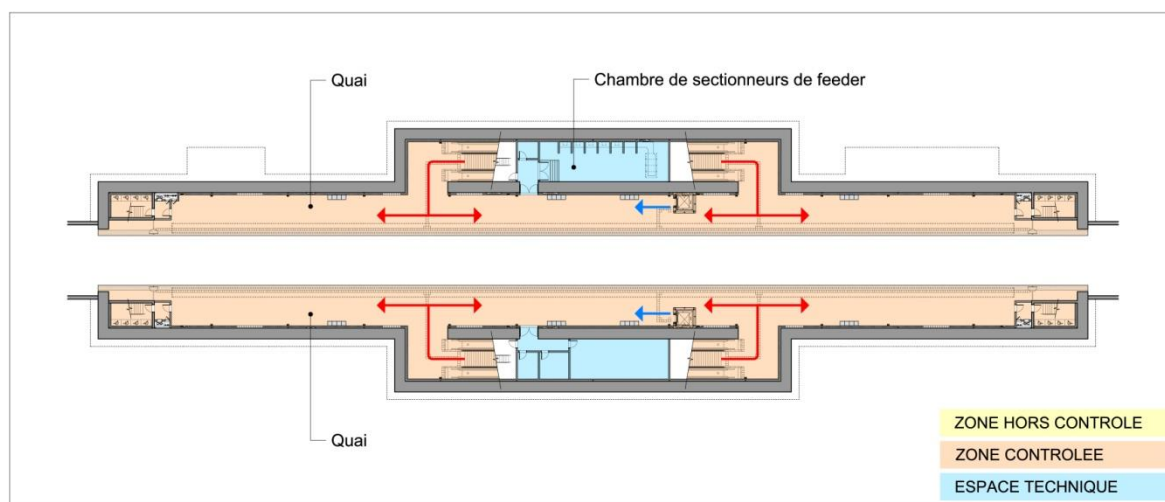


Figure 2.6 Plan des différentes zones du niveau-2 de la station

La figure 2.6 présente le plan des différentes zones du niveau-2 de la station. Ce niveau se compose de :

- Espace de voyageurs : Deux (2) escaliers d'une largeur de 2m, les 4 escaliers mécaniques et 1 ascenseur sont installés sur chaque quai latéral d'une largeur de 5,644m.
- Espace de service : L'espace en dessous des escaliers est utilisé afin d'y aménager un

# PRESENTATION DU PROJET

escalier destiné à la visite et à l'entretien du fossé de quai.

- Espace technique : Installation de la chambre de sectionneurs de la station en dessous des escaliers mécaniques, installation de la Station de pompage et du puisard en dessous du quai

## 2.3.2 Plan de déplacement rationnel :

### 1-Déplacement habituel

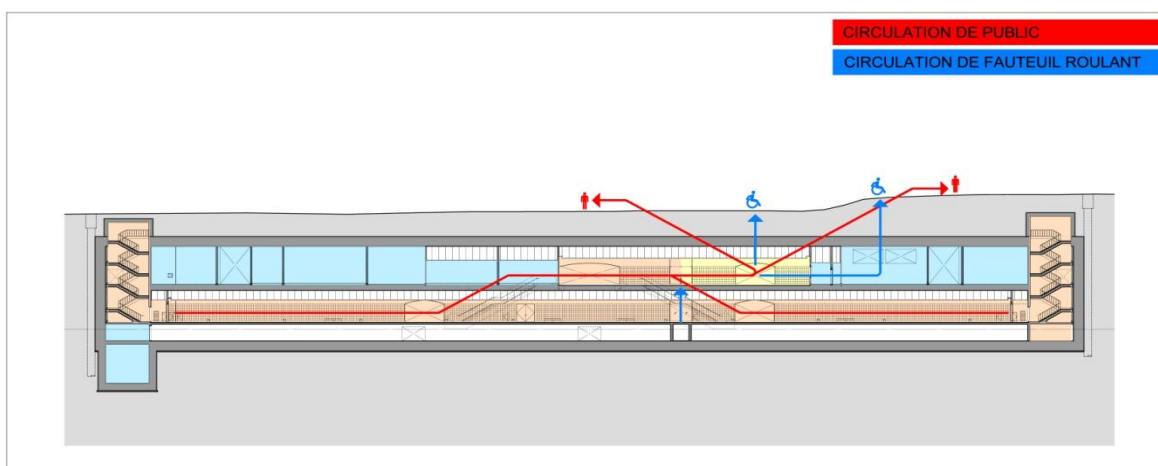


Figure 2.7 : Plan de déplacement habituel

La figure 2.7 présente le plan de déplacement habituel au niveau de la station. Ce plan est destiné au déplacement des :

- Voyageur ordinaire : Il existe un portillon à sens unique. Les voyageurs ordinaires peuvent arriver au portillon du niveau-1 souterrain à l'aide des 2 escaliers et escaliers mécaniques installés sur chaque quai. Ensuite, ils passent le portillon et sortent de la station par les trois sorties en empruntant le parcours le plus court.
- Voyageur en fauteuil roulant : Les voyageurs en fauteuil roulant peuvent arriver directement au portillon au niveau-1 souterrain en prenant l'ascenseur installé sur le quai, et puis de prendre un autre ascenseur relié à chaque sortie extérieure pour sortir de la station.
- Agents de la station : Les agents peuvent accéder à tous les locaux techniques situés au niveau-1 souterrain, en empruntant le couloir réservé aux agents de la station. Pour l'inspection du fossé de maintenance du quai, ils peuvent y accéder par les escaliers de service installés au quai.

## 2-Plan de déplacement en cas d'urgence

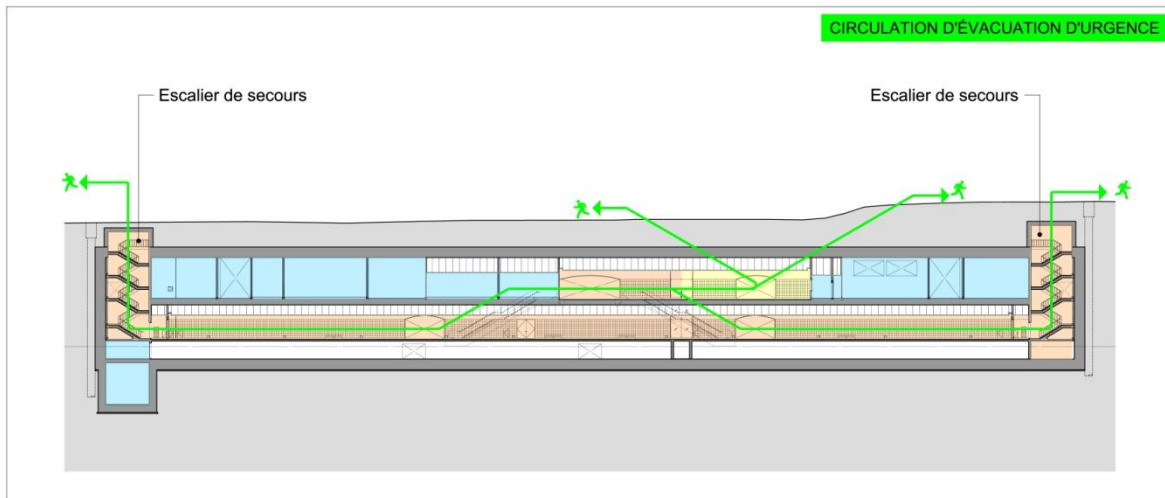


Figure 2.8 : plan de déplacement en cas d'urgence

La figure 2.8 illustre le plan de déplacement en cas d'urgence au niveau de la station.

- D'après l'article 5.5 de la norme NFPA130, les escaliers et les escaliers mécaniques peuvent être utilisés comme les passages d'évacuation en cas d'urgence, et il faut réserver au moins 2 passages d'évacuation.

En outre, les passages d'évacuation doivent être localisés en veillant à ne pas dépasser 25 m, la plus grande distance de déplacement depuis chaque extrémité du quai jusqu'à l'un des passages d'évacuation.

- La station Université Houari Boumediene est dotée de 4 passages d'évacuation y compris les escaliers de secours sur le quai, et les premiers passages d'évacuation sont placés à une distance de 25m depuis chaque extrémité du quai, conformément à la norme NFPA130-5.5.
- Afin de réduire le temps d'évacuation conformément à la norme NFPA130, ainsi que de faciliter l'intervention rapide des pompiers lors de l'incendie, un escalier de secours supplémentaire est installé du côté droit et du côté gauche.
- Dans le but de l'amélioration sécuritaire aux escaliers de secours en cas d'incendie, est aménagé un vestibule équipé des appareils de surcompression devant les escaliers de secours du quai, permettant de prévenir l'introduction de fumées à l'intérieur de la cage d'escalier.

## **2.4 Contraintes mitoyennes**

Dans la périphérie de la station, ils n'existent pas d'immeubles qui peuvent produire une poussés sur la structure.

## **2.5 Génie civil de la station université Houari Boumediene :**

Le génie-civil des deux puits de la station sera exécutés par la méthode TOP-DOWN en structure descendante. Il sera constitué de voiles, de dalles et du radier.

Concernant la galerie souterraine, elle sera composée de voutes et de radiers.

## **2.6 La méthode Top-Down :**

La méthode Top-Down consiste à entamer les travaux de la structure depuis la surface ensuite passer en sous œuvres (Dalles et parois) jusqu'au radier pour enfin exécuter les travaux finaux (quais, escaliers etc...). Dans le cas de la station Aéroport, la méthode Top-Down se résume dans l'enchaînement des travaux suivant :

1. Exécution des murettes-guide.
2. Exécution des parois moulées.
3. Excavation du terrain.
4. Bétonnage des parois de revêtement en chaque niveau une fois l'excavation de ce dernier est terminée.
5. Butonnage des parois de la station par des butons métalliques et une dalle intermédiaire.
6. Bétonnage du radier et des dalles de la station.
7. Désactivation du système de butonnage.
8. Exécution des autres structures intérieures de la station. Cette méthode n'empêche pas le passage du tunnelier lors de la construction de la station, contrairement à la méthode à ciel ouvert. Donc, elle ne va pas occasionner des retards des travaux

**CHAPITRE III :**  
**INTERPRETATION DES**  
**DONNEES GEOTECHNIQUE**

# CHAPITRE 3 : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES

## 3.1 Introduction :

Dans ce chapitre on s'est consacré à l'exploitation des résultats des essais effectués suivi par une interprétation géotechnique du site. L'objectif ciblé est d'arriver à une coupe lithologique représentative du sol en décrivant les couches qui la compose ainsi que leurs caractéristiques physiques et mécaniques.

## 3.2 Travaux de prospection et essais réalisés

### 3.2.1 Prospection et essais in situ et en laboratoire

#### ➤ Essais in situ

Le Tableau 3.1 montre un récapitulatif de tous les travaux de prospection et essais in situ réalisés dans la zone de la station Université Houari Boumediene dans le cadre de l'avant projet détaillé (APD) et la campagne d'essai complémentaire (CPC).

TABLEAU 3.1 : Récapitulatif des travaux de prospection et des essais in situ réalisés sur site

| Phase | Sondage   | Essai SPT | Essai PMT | Essai Cross-Hole |
|-------|-----------|-----------|-----------|------------------|
| APD   | S23       | 10        | 13        | -                |
|       | S22-1     | 12        | -         | -                |
|       | S24       | 10        | -         | -                |
| CPC   | SC47      | 28        | -         | -                |
|       | SC48-SP33 | 28        | 14        | 1                |
|       | SC49-SP34 | 27        | 14        | 1                |
|       | SC50      | 28        | -         | -                |
|       | SC51      | 28        | -         | -                |

## CHAPITRE 3 : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES

### ➤ Essais réalisés en laboratoire

Le Tableau 3.2 présente un récapitulatif des essais de laboratoire réalisés dans la zone de la station Université Houari Boumediene.

Tableau 3.2 : Récapitulatif des essais de laboratoire réalisés dans plusieurs études

| SONDAGE<br>\<br>ESSAI  | APD |       |     | CPC           |               |      |      |
|--|-----|-------|-----|---------------|---------------|------|------|
|  | S23 | S22-1 | S24 | SC48-<br>SP33 | SC49-<br>SP34 | SC50 | SC51 |
| <b>Identification<sup>(1)</sup><br/>(quantité)</b>           | 4   | 4     | 3   | 2             | 3             | 5    | 5    |
| <b>Resistance à la<br/>compression simple<br/>(quantité)</b> | 3   | 3     | 2   | 2             | 3             | 3    | 4    |
| <b>Cisaillement a la<br/>boite<br/>(quantité)</b>            | 4   | 3     | 2   | -             | -             | -    | -    |
| <b>Gonflement libre<br/>(quantité)</b>                       | -   | -     | -   | 1             | 2             | 1    | 3    |
| <b>Perméabilité<br/>(quantité)</b>                           | -   | 1     | -   | -             | -             | 1    | 1    |
| <b>Analyse chimique<br/>(quantité)</b>                       | -   | -     | -   | -             | 1             | 1    | 1    |
| <b>Analyse<br/>minéralogique<br/>(quantité)</b>              | -   | -     | -   | 1             | 1             | -    | 1    |
| <b>Chargement à<br/>l'oedomètre<br/>(quantités)</b>          | -   | -     | -   | 1             | 1             | 2    | 2    |



## CHAPITRE 3 : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES

Essais d'identification : incluent la teneur en eau naturelle, le degré de saturation, la masse volumique humide, sec et des particules solides du sol, les analyses granulométriques et les limites d'Atterberg.

Les coordonnées des sondages carottés dans la zone de la station Université Houari Boumediene ainsi que leurs profondeurs sont présentés dans le tableau 3.3.

Tableau 3.3 : Sondages carottés et localisation

| Phases | Sondages  | Coordonnées |             | Profondeurs<br>(m) |
|--------|-----------|-------------|-------------|--------------------|
|        |           | X           | Y           |                    |
| APD    | S22       | 515655.19   | 4063189.02  | 36                 |
|        | S23       | 515602.81   | 4063180.96  | 25                 |
|        | S24       | 515768.54   | 4063279.67  | 25.3               |
| CPC    | SC48-SP33 | 515688.451  | 4063195.311 | 41.8               |
|        | SC49-SP34 | 515701.563  | 4063235.306 | 40                 |
|        | SC50      | -           | -           | 35.50              |
|        | SC51      | -           | -           | 35.55              |

✚ La campagne d'investigation in-situ comprend la réalisation de :

- Trois (03) sondages pressiométriques
- Huit (08) essais penetrométriques

## CHAPITRE 3 : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES

La figure 3.1 présente le plan avec emplacement des sondages effectués dans la zone de la station Université Houari Boumediene. Les types de sondages exécutés avec leurs profondeurs sont présentés dans le tableau 3.4.

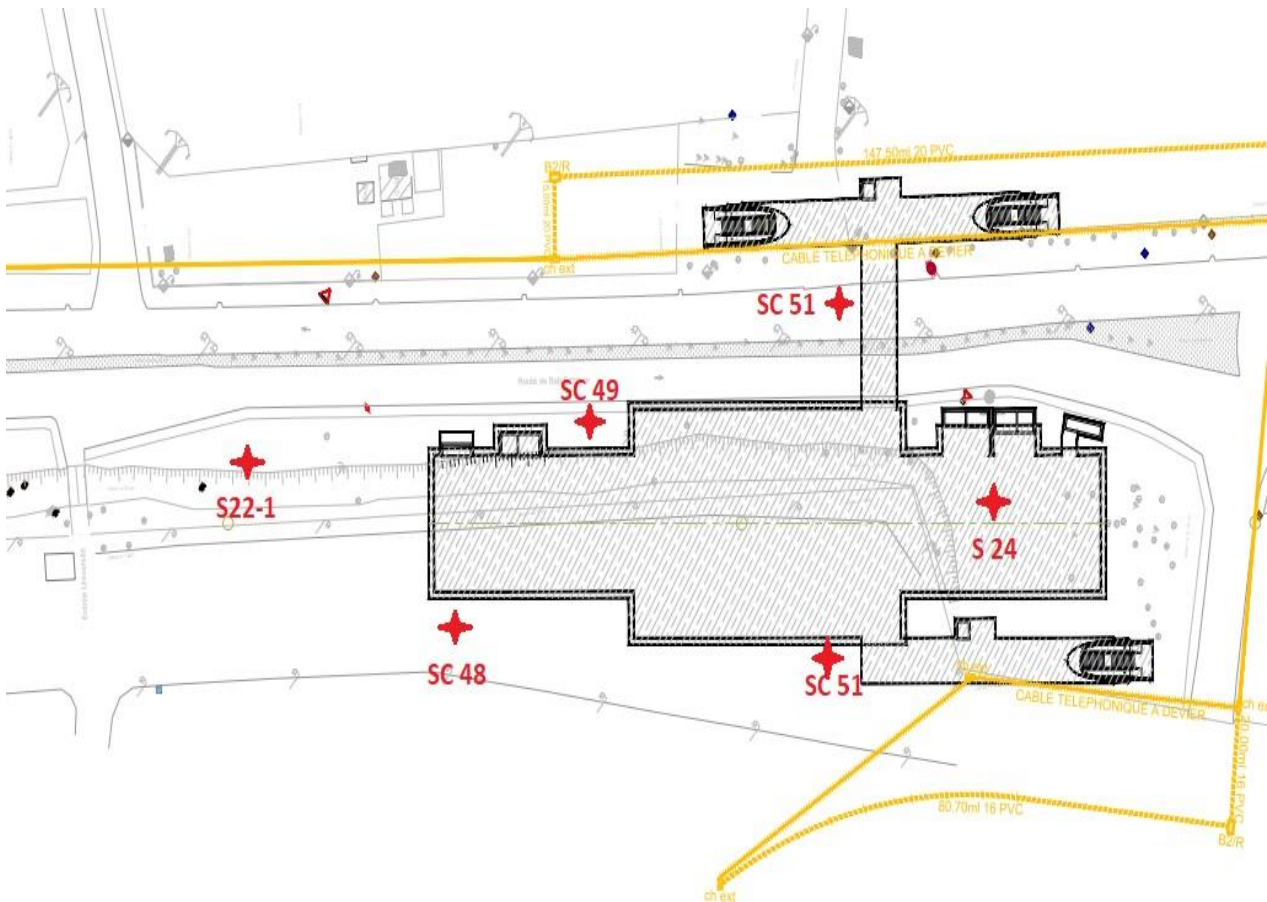


Figure 3.1 : Plan avec emplacement de quelques sondages effectués dans la zone de la station Université Houari Boumediene.

## CHAPITRE 3 : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES

---

Tableau 3.4 : Les types des sondages exécutés

| Sondages | Types | Profondeurs (m) |
|----------|-------|-----------------|
| SC22     | SPT   | 34.5            |
| SC23     | SPT   | 25              |
| SC24     | SPT   | 25              |
| SC47     | SPT   | 42              |
| SC48     | SPT   | 42              |
| SC49     | SPT   | 42              |
| SC50     | SPT   | 42              |
| SC51     | SPT   | 41.5            |
| S23      | PMT   | 24              |
| SP33     | PMT   | 41.5            |
| SP34     | PMT   | 40.6            |

### 3.2.2 Résultats des essais in situ

#### 3.2.2.1 Essais pressiométrique (PMT)

##### Selon la norme NF P94-110-1

Dans ce qui suit, nous allons interprétés les résultats des trois essais pressiométriques (S23, SP33 et SP34) réalisés au niveau de la station en se basant sur les valeurs de la pression limite  $P_l$  ainsi que le module pressiométrique  $E_M$ .

En se basant sur le Tableau 3.5 donnant la classification des sols en fonction de la pression limite  $p_l$ , ainsi que le Tableau 3.27 donnant l'état de consolidation du sol en fonction de  $E_m/p_l$ , nous avons déduit se qui suit :

## CHAPITRE 3 : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES

Tableau 3.5 : Classification des sols selon leurs propriétés mécaniques

| Classe de sol             |   | Désignation                | PI (MPa) |
|---------------------------|---|----------------------------|----------|
| Argiles, Limons           | A | Argiles et Limons Mous     | >0.7     |
|                           | B | Argiles et Limons Fermes   | 1.2-2.0  |
|                           | C | Argiles très fermes a dure | >2.5     |
| Sables, Graves            | A | Laches                     | <0.5     |
|                           | B | Moyennement compacts       | 1.0-2.0  |
|                           | C | Compacts                   | >2.5     |
| Craie                     | A | Molles                     | <0.7     |
|                           | B | Altérées                   | 1.0-2.5  |
|                           | C | Compactes                  | >3.0     |
| Marnes -- Marno-calcaires | A | Tendres                    | 1.5-4.0  |
|                           | B | Compactes                  | >4.5     |
| Roches (1)                | A | Altérées                   | 2.5-4.0  |
|                           | B | Fragmentées                | >4.5     |

### Essai pressiométrique : S23

Le tableau 3.6 résume les résultats de l'essai pressiométrique S23 en termes de  $E_M$  et  $PI$  ainsi que l'état de consolidation et la classification du sol en fonction de la profondeur.

## CHAPITRE 3 : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES

Tableau 3.6 : Résultats d'essai pressiométrique (Sondage : S23)

| Profondeur (m) | Couche                    | $E_M$ (MPa)  | $P_1$ (MPa) | $E_M/P_1$ (MPa) | Etat de consolidation | Classe de sol                             |
|----------------|---------------------------|--------------|-------------|-----------------|-----------------------|---|
| 0,0 – 3,5      | Remblai                   | 1.111-196.41 | 0.359-4.501 | 3.1-43.6        | Sur - consolidé       | Moyennement compact à compacte ( B et C ) |
| 3,5 – 12,5     | Sable limoneux argileux   | 1.477-2.299  | 0.944-1.128 | 1.3-2.4         | Sous-consolidé        | Moyennement compact (b)                   |
| 12,5 – 16,0    | Grés lumachéliques poreux | 1.182-4.883  | 0.981-1.689 | 1.2-2.9         | -                     | -   |
| > 16,0         | Argiles marneuses         | 2.172-162.42 | 1.27-4.52   | 1.7-35.9        | Sur-consolidé         | Argile très ferme à dure (C)              |

### Interprétation :

#### -Pour le remblai :

Les résultats présentés dans le tableau 3.6 indiquent une pression limite qui varie entre 0.359 MPa et 4.501 MPa avec une moyenne de 2.43 MPa, traduisant un sol moyennement compact à compact de class B et C, et un rapport ( $E_M/P_1$ ) qui varie entre 3.1 et 43.6 avec une moyenne de l'ordre de 23.35 traduisant un état de sol « sur-consolidé».

## CHAPITRE 3 : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES

- **Pour le sable limoneux argileux**

Une pression limite qui varie entre 1.477 MPa et 2.299 MPa avec une moyenne de 1.88 MPa, traduisant un sol moyennement compact de classe B, et un rapport ( $E_M/P_I$ ) qui varie entre 1.3 et 2.4 avec une moyenne de l'ordre de 1.85 traduisant un état de sol « sous-consolidé ».

- **Argiles marneuses**

une pression limite qui varie entre 1.27 MPa et 4.52 MPa avec une moyenne de 2.89 MPa, traduisant un argile très ferme à dure de classe C, et un rapport ( $E_M/P_I$ ) qui varie entre 1.7 et 35.9 avec une moyenne de l'ordre de 18.8 traduisant un état de sol « sur-consolidé ».

**Essai pressiométrique : SP33**

Le tableau 3.7 résume les résultats de l'essai pressiométrique SP33 en termes de  $E_M$  et  $P_I$  ainsi que l'état de consolidation et la classification du sol en fonction de la profondeur.

Tableau 3.7 : Résultats d'essai pressiométrique (SP 33)

| Profondeur (m) | Couche                    | $E_M$ (Mpa)     | $P_I$ (Mpa) | $E_M/P_I$ (Mpa) | Etat de consolidation | Classe de sol                |
|----------------|---------------------------|-----------------|-------------|-----------------|-----------------------|------------------------------|
| 0,0 – 3,5      | Remblai                   | 28.536          | 1.353       | 21.1            | Sur - consolidé       | Moyennement compact (B)      |
| 3,5 – 12,5     | Sable limoneux argileux   | 46.655-124.272  | 3.749-4.956 | 12.4-25.1       | Sur-consolidé         | compact (C)                  |
| 12,5 – 16,0    | Grés lumachéliques poreux | -               | -           | -               | -                     | -                            |
| > 16,0         | Argiles marneuses         | 106.021-155.865 | 5.328-6.426 | 16.5-29.3       | Sur-consolidé         | Argile très ferme à dure (C) |

## CHAPITRE 3 : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES

---

### **Interprétation :**

#### **Pour le remblai :**

Une pression limite de l'ordre de 1.353MPa, traduisant un sol « Moyennement compact » de classe B et un module pressiométrique de 21.1MPa, traduisant un état de sol « sur-consolidé »

#### **Sable limoneux argileux**

Une pression limite qui varie entre 3.749MPa et 4.956 MPa avec une moyenne de 4.35 MPa, traduisant un sol compacts de classe C, et un rapport ( $E_M/P_1$ ) qui varie entre 12.4 et 25.1 avec une moyenne de l'ordre de 18.75 traduisant un état de sol « sur-consolidé ».

#### **Argiles marneuses**

une pression limite qui varie entre 5.328MPa et 6.426MPa avec une moyenne de 5.87MPa, traduisant Argile très ferme à dure de classe C, et un rapport ( $E_M/P_1$ ) qui varie entre 16.5 et 29.3 avec une moyenne de l'ordre de 22.9 traduisant un état de sol « sur-consolidé ».

#### **Essai pressiomtrique : SP34**

Le tableau 3.8 résume les résultats de l'essai pressiométrique SP34 en termes de  $E_M$  et  $P_1$  ainsi que l'état de consolidation et la classification du sol en fonction de la profondeur.

## CHAPITRE 3 : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES

Tableau 3.8 : Résultats d'essai pressiométrique (SP34)

| Profondeur (m) | Couche                    | $E_M$ (Mpa)     | $P_l$ (Mpa) | $E_M/P_l$ (Mpa) | Etat de consolidation | Classe de sol                          |
|----------------|---------------------------|-----------------|-------------|-----------------|-----------------------|--|
| 0,0 – 3,5      | Remblai                   | 22.722          | 0.557       | 40.8            | Sur - consolidé       | Lâche à Moyennement compact ( A et B ) |
| 3,5 – 12,5     | Sable limoneux argileux   | 8.554-57.706    | 2.904-0.561 | 15.2-19.9       | Sur-consolidé         | Moyennement compact (b)                |
| 12,5 – 16,0    | Grés lumachéliques poreux | -               | -           | -               | -                     | -                                      |
| > 16,0         | Argiles marneuses         | 109.905-127.812 | 5.073-5.320 | 21.7-24         | Sur-consolidé         | Argile très ferme à dure (C)           |

### Interprétation :

#### -Pour le remblai :

Les résultats présentés dans le tableau 3.8 indiquent une pression limite 0.557 MPa, traduisant un sol lache à moyennement compact de class A et B, et un rapport ( $E_M/P_l$ ) egale a 40.8 traduisant un état de sol « sur-consolidé».

#### - Pour le sable limoneux argileux

une pression limite qui varie entre 2.904 MPa et 0.561 Mpa avec une moyenne de 3.465 MPa, traduisant un sol moyennement compacts de classe B, et un rapport ( $E_M/P_l$ ) qui varie entre 15.2 et 19.9 avec une moyenne de l'ordre de 17.55 traduisant un état de sol « sur-consolidé».



## CHAPITRE 3 : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES

### - Argiles marneuses

une pression limite qui varie entre 5.073 Mpa et 5.32 Mpa avec une moyenne de 5.196 MPa, traduisant un argile tres ferme à dure de classe C, et un rapport ( $E_M/P_1$ ) qui varie entre 21.7 et 24 avec une moyenne de l'ordre de 22.85 traduisant un état de sol « sur-consolidé ».

### 3.2.2.2 Essais de pénétration standard (SPT) :

#### Selon la norme NF P 94-116

Plusieurs sondages ont été réalisés dans la zone de la station d'étude et nous avons choisit d'interpréter deux sondages les plus proches situés de part et d'autre de la paroi à savoir : le SC48 et le SC49,

Tableau 3.9 : Résultats d'essai pénétrométriques (SC 48 et SC 49)

| <b>SC 48</b>          |             | <b>SC49</b>           |             |
|-----------------------|-------------|-----------------------|-------------|
| <b>Profondeur (m)</b> | <b>Nspt</b> | <b>Profondeur (m)</b> | <b>Nspt</b> |
| 2.5 – 3.0             | 46          | 2.5 – 3.0             | 40          |
| 4 – 4.5               | 44          | 4 – 4.5               | 41          |
| 5.5 – 6               | 32          | 5.5 – 6               | 34          |
| 7 – 7.5               | 35          | 7 – 7.5               | 39          |
| 8.5 – 9               | 43          | 8.5 – 9               | 44          |
| 10 – 10.5             | 48          | 10 – 10.5             | 43          |
| 11.5 – 12             | 50          | 11.5 – 12             | 43          |
| 14.5 – 15             | 44          | 14.5 – 15             | 43          |
| 16 – 16.5             | 48          | 16 – 16.5             | 42          |
| 17.5 – 18             | 44          | 17.5 – 18             | 32          |
| 22 – 22.5             | 41          | 22 – 22.5             | 34          |
| 28 – 28.5             | 39          | 28 – 28.5             | 36          |
| 32.5 – 33             | 39          | 32.5 – 33             | 24          |
| 37 – 37.5             | 46          | 37 – 37.5             | 24          |
| 41.5 – 42             | 41          | 41.5 – 42             | 21          |

## CHAPITRE 3 : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES

---

Tableau 3.10 : Densité des sables en fonction de  $N_{spt}$

| Sol                                   | $N_{spt}$ |
|---------------------------------------|-----------|
| Sables et graviers très denses        | >50       |
| Sables et graviers denses             | 30-50     |
| Sables et graviers moyennement denses | 10-30     |
| Sables et graviers lâches             | 5-10      |

### Interprétation :

En se basant sur le Tableau 3.10 donnant la densité des sables en fonction du nombre de coups  $N$ , nous avons déduit ce qui suit :

#### Sondage : SC48 :

- Pour la couche sableuse [3.5-12.5] m :

Le nombre de coups  $N_{spt}$  varie entre **32 et 50** en fonction de la profondeur d'essai, avec une moyenne de **41** ce qui caractérise un **sable dense**.

#### Sondage : SC49 :

- Pour la couche sableuse [3.5-12.5] m :

Le nombre de coups  $N_{spt}$  varie entre **34 et 43** en fonction de la profondeur d'essai, avec une moyenne de **38** ce qui caractérise un **sable dense**.

# CHAPITRE 3 : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES

## 3.2.3 Résultats des essais de laboratoire

### 3.2.3.1 Classification du sol par analyse granulométrique :

Selon les normes NF P94-056 et NF P94-057

Dans ce qui suit, nous allons classer en fonction de la profondeur le sol issus des sept sondages en se basant sur les résultats d'analyses granulométriques et les limites d'Atterberg.

#### ❖ S23 :

Le tableau 3.11 présente les résultats de l'analyse granulométrique et des limites d'Atterberg du sondage S23 en fonction de la profondeur.

Tableau 3.11 : Résultats de l'analyse granulométrique et des limites d'Atterberg S23

| Sondage | Profondeur<br>(m) | A. Granulométrique |       | Limite d'Atterberg |            |       |
|---------|-------------------|--------------------|-------|--------------------|------------|-------|
|         |                   | <80 $\mu\text{m}$  | <2mm  | $\omega_l$         | $\omega_p$ | $I_p$ |
| S23     | 4.5-4.8           | 34                 | 100   | 37                 | 16         | 21    |
|         | 7-7.35            | 29                 | 100   | 36                 | 17         | 19    |
|         | 14.3-15           | 98                 | 100   | 59                 | 25         | 34    |
|         | 21.2-21.55        | 75                 | 99.88 | 40                 | 19         | 21    |

#### ❖ Profondeur « 4.5-4.8 » :

Moins de 50% d'éléments sont inférieurs à 80  $\mu\text{m}$  (34%) donc le sol est grenu.

D'après la classification des sols grenus LCPC, plus de 50% passant par le tamis de 2 mm (100%), donc c'est du sable (S).

(34%) d'éléments sont inférieurs à 0.08 mm ce qui est  $> 12\%$  et les limites d'Atterberg sont situés au dessus de la ligne A, donc on a **un sable argileux (SA)**.

#### ❖ Profondeur « 7-7.35 » :

Moins de 50% d'éléments sont inférieurs à 80  $\mu\text{m}$  (29%) donc le sol est fin.

D'après la classification des sols grenus LCPC, plus de 50% passant par le tamis de 2 mm (100%), donc c'est du sable (S).

(29%) d'éléments sont inférieurs à 0.08 mm ce qui est  $> 12\%$  et les limites d'Atterberg sont situés au dessus de la ligne A, donc on a **un sable argileux (SA)**.

## CHAPITRE 3 : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES

❖ **Profondeur « 14.3-15 » :**

Plus de 50% d'éléments sont inférieurs à 0.08 mm (98%), donc on a un sol grenu.

D'après l'Abaque de CASAGRANDE, le sol est une **Argile très plastique (At)**.

❖ **Profondeur « 17.70 - 18.00 » :**

Plus de 50% d'éléments sont inférieurs à 80 µm (75%) donc le sol est fin.

D'après l'Abaque de CASAGRANDE, le sol est une **Argile peu plastique (Ap)**.

❖ **S22-1 :**

Le tableau 3.12 présente les résultats de l'analyse granulométrique et des limites d'Atterberg du sondage S22-1 en fonction de la profondeur.

Tableau 3.12 : Résultats de l'analyse granulométrique et des limites d'Atterberg S22-1

| Sondage | Profondeur<br>(m) | A. Granulométrique |      | Limite d'Atterberg |            |       |
|---------|-------------------|--------------------|------|--------------------|------------|-------|
|         |                   | <80 µm             | <2mm | $\omega_l$         | $\omega_p$ | $I_p$ |
| S22-1   | 19-19.5           | 94.5               | 100  | 59                 | 23         | 36    |
|         | 24-24.5           | 87.69              | 100  | 54                 | 18         | 36    |
|         | 28.4-28.7         | 99.95              | 100  | 73                 | 22         | 51    |
|         | 35.2-35.6         | 97.52              | 100  | 73                 | 15         | 58    |

❖ **Profondeur « 19-19.5 » :**

Plus de 50% d'éléments sont inférieurs à 80 µm (94%) donc le sol est fin.

D'après l'Abaque de CASAGRANDE, le sol est une **Argile très plastique (At)**.

❖ **Profondeur « 24-24.5 » :**

Plus de 50% d'éléments sont inférieurs à 80 µm (87.69%) donc le sol est fin.

D'après l'Abaque de CASAGRANDE le sol est une **Argile très plastique (At)**.

❖ **Profondeur « 28.4-28.7 » :**

Plus de 50% d'éléments sont inférieurs à 0.08 mm (99.95%), donc on a un sol fin.

D'après l'Abaque de CASAGRANDE le sol est une **Argile très plastique (At)**.

**Profondeur « 35.2-35.6 » :**

Plus de 50% d'éléments sont inférieurs à 80 µm (97.52%) donc le sol est fin.

D'après l'Abaque de CASAGRANDE, le sol est une **Argile très plastique (At)**.

## CHAPITRE 3 : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES

### ❖ S24 :

Le tableau 3.13 présente les résultats de l'analyse granulométrique et des limites d'Atterber du sondage S24 en fonction de la profondeur.

Tableau 3.13 : Résultats de l'analyse granulométrique et des limites d'Atterberg S24

| Sondage | Profondeur<br>(m) | A. Granulométrique |       | Limite d'Atterberg |            |       |
|---------|-------------------|--------------------|-------|--------------------|------------|-------|
|         |                   | <80 $\mu\text{m}$  | <2mm  | $\omega_l$         | $\omega_p$ | $I_p$ |
| S22-1   | 16-16.3           | 59                 | -     | 51                 | 19         | 32    |
|         | 19.5-20           | 89.07              | 93.49 | 51                 | 23         | 28    |

### ❖ Profondeur « 16-16.3 » :

Plus de 50% d'éléments sont inférieurs à 0.08 mm (59%), donc on a un sol fin.  
D'après l'Abaque de CASAGRANDE le sol est une **Argile très plastique (At)**.

### ❖ Profondeur « 19.5-20 » :

Plus de 50% d'éléments sont inférieurs à 80  $\mu\text{m}$  (89.07%) donc le sol est fin.  
D'après l'Abaque de CASAGRANDE, le sol est une **Argile très plastique (At)**.

### ❖ SC48 :

Le tableau 3.14 présente les résultats de l'analyse granulométrique et des limites d'Atterber du sondage SC48 en fonction de la profondeur.

Tableau 3.14 : Résultat de l'analyse granulométrique et des limites d'Atterberg SC48

| Sondage | Profondeur  | A. Granulométrique |      | Limite d'Atterberg |            |       |
|---------|-------------|--------------------|------|--------------------|------------|-------|
|         |             | <80 $\mu\text{m}$  | <2mm | $\omega_l$         | $\omega_p$ | $I_p$ |
| SC48    | 3.1-3.3     | 37                 | 98   | 40                 | 19         | 21    |
|         | 11.28-11.63 | 97                 | 100  | 58                 | 29         | 29    |
|         | 13.9-14.07  | 52                 | 65   | 52                 | 26         | 25    |
|         | 17.9-18.2   | 99                 | 100  | 59                 | 27         | 32    |
|         | 26.15-26.51 | 99                 | 100  | 58                 | 26         | 32    |
|         | 30.9-31.3   | 99                 | 100  | 57                 | 27         | 30    |

## CHAPITRE 3 : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES

❖ **Profondeur « 3.1-3.3 » :**

Moins de 50% d'éléments sont inférieurs à 80 µm (37%) donc le sol est grenu.

D'après la classification des sols grenus LCPC, plus de 50% passant par le tamis de 2 mm (98%), donc c'est du sable (S).

(37%) d'éléments sont inférieurs à 0.08 mm ce qui est > 12% et les limites d'Atterberg sont situées au-dessus de la ligne A, donc on a **un sable argileux (SA)**.

❖ **Profondeur « 11.29-11.63 » :**

Plus de 50% d'éléments sont inférieurs à 80 µm (97%) donc le sol est fin.

D'après l'Abaque de CASAGRANDE le sol est une **Argile très plastique (At)**.

❖ **Profondeur « 13.9-14.07 » :**

Plus de 50% d'éléments sont inférieurs à 0.08 mm (52%), donc on a un sol fin.

D'après l'Abaque de CASAGRANDE le sol est une **Argile très plastique (At)**.

**Profondeur « 17.9-18.2 » :**

Plus de 50% d'éléments sont inférieurs à 80 µm (99%) donc le sol est fin.

D'après l'Abaque de CASAGRANDE, le sol est une **Argile très plastique (At)**.

❖ **Profondeur « 26.15-26.51 » :**

Plus de 50% d'éléments sont inférieurs à 0.08 mm (99%), donc on a un sol fin.

D'après l'Abaque de CASAGRANDE le sol est une **Argile très plastique (At)**.

**Profondeur « 30.9-31.3 » :**

Plus de 50% d'éléments sont inférieurs à 80 µm (99%) donc le sol est fin.

D'après l'Abaque de CASAGRANDE, le sol est une **Argile très plastique (At)**.

❖ **SC 49 :**

Le tableau 3.15 présente les résultats de l'analyse granulométrique et des limites d'Atterberg du sondage S49 en fonction de la profondeur.

Tableau 3.15 : Résultats de l'analyse granulométrique et des limites d'Atterberg S49

| Sondage | Profondeur<br>(m) | A. Granulométrique |      | Limite d'Atterberg |            |       |
|---------|-------------------|--------------------|------|--------------------|------------|-------|
|         |                   | <80 µm             | <2mm | $\omega_l$         | $\omega_p$ | $I_p$ |
| SC 49   | 17.65-18          | 99                 | 100  | 56                 | 27         | 29    |
|         | 19.95-20.4        | 99                 | 100  | 53                 | 26         | 27    |
|         | 38.5-39           | 99                 | 100  | 57                 | 28         | 29    |

## CHAPITRE 3 : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES

❖ **Profondeur «19.65-18» :**

Plus de 50% d'éléments sont inférieurs à 80 µm (99%) donc le sol est fin.

D'après l'Abaque de CASAGRANDE, le sol est une **Argile très plastique (At)**.

❖ **Profondeur « 19.95-20.4 » :**

Plus de 50% d'éléments sont inférieurs à 80 µm (99%) donc le sol est fin.

D'après l'Abaque de CASAGRANDE le sol est une **Argile très plastique (At)**.

❖ **Profondeur « 38.5-39 » :**

Plus de 50% d'éléments sont inférieurs à 0.08 mm (99%), donc on a un sol fin.

D'après l'Abaque de CASAGRANDE le sol est une **Argile très plastique (At)**.

❖ **SC 50**

Le tableau 3.16 présente les résultats de l'analyse granulométrique et des limites d'Atterber du sondage SC50 en fonction de la profondeur.

Tableau 3.16 : Résultat de l'analyse granulométrique et des limites d'Atterberg SC50

| Sondage     | Profondeur  | A. Granulométrique |      | Limite d'Atterberg |            |       |
|-------------|-------------|--------------------|------|--------------------|------------|-------|
|             |             | <80 µm             | <2mm | $\omega_l$         | $\omega_p$ | $I_p$ |
| <b>SC50</b> | 6.4–6.9     | 34                 | 80   | 33                 | 16         | 17    |
|             | 15.6–15.95  | 99                 | 100  | 59                 | 30         | 29    |
|             | 20.3–20.65  | 99                 | 100  | 58                 | 29         | 29    |
|             | 29.55–29.75 | 99                 | 100  | 56                 | 27         | 29    |
|             | 35.25–35.55 | 99                 | 100  | 61                 | 29         | 32    |

❖ **Profondeur « 6.4–6.9 » :**

Moins de 50% d'éléments sont inférieurs à 0.08 mm (34 %), donc on a un sol grenu.

D'après la classification des sols grenus LCPC, plus de 50% passant par le tamis de 2 mm (80 %), donc c'est du sable (S).

(34 %) d'éléments sont inférieurs à 0.08 mm ce qui est > 12% et les limites d'Atterbeg sont situés au-dessus de la ligne A, donc on a un **sable argileux (SA)**.

## CHAPITRE 3 : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES

---

❖ **Profondeur « 15.6- 15.95 » :**

Plus de 50% d'éléments sont inférieurs à 80 µm(99 %) donc le sol est fin.

D'après l'Abaque de CASAGRANDE, le sol est une **Argile très plastique (At)**.

❖ **Profondeur « 20.3–20.65 » :**

Plus de 50% d'éléments sont inférieurs à 80 µm(99%) donc le sol est fin.

D'après l'Abaque de CASAGRANDE, le sol est une **Argile très plastique (At)**.

❖ **Profondeur « 29.55–29.75 » :**

Plus de 50% d'éléments sont inférieurs à 80 µm(99 %) donc le sol est fin.

D'après l'Abaque de CASAGRANDE, le sol est une **Argile très plastique (At)**.

❖ **Profondeur « 35.25–35.55 » :**

Plus de 50% d'éléments sont inférieurs à 80 µm(99 %) donc le sol est fin.

D'après l'Abaque de CASAGRANDE, le sol est une **Argile très plastique (At)**.

❖ **SC 51**

Le tableau 3.17 présente les résultats de l'analyse granulométrique et des limites d'Atterberg du sondage SC51 en fonction de la profondeur.

Tableau 3.17 : Résultat de l'analyse granulométrique et des limites d'Atterberg SC51

| Sondage     | Profondeur  | A. Granulométrique |      | Limite d'Atterberg |            |       |
|-------------|-------------|--------------------|------|--------------------|------------|-------|
|             |             | <80 µm             | <2mm | $\omega_l$         | $\omega_p$ | $I_p$ |
| <b>SC51</b> | 4.5–4.8     | 44                 | 100  | 43                 | 21         | 22    |
|             | 17.6–18     | 99                 | 100  | 56                 | 27         | 29    |
|             | 22.15–22.55 | 93                 | 97   | 60                 | 29         | 31    |
|             | 24.6–25     | 99                 | 100  | 58                 | 28         | 30    |
|             | 35.05–35.5  | 100                | 100  | 55                 | 26         | 29    |



## CHAPITRE 3 : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES

---

### ❖ Profondeur « 4.5–4.8 » :

Moins de 50% d'éléments sont inférieurs à 0.08 mm (44 %), donc on a un sol grenu. D'après la classification des sols grenus LCPC, plus de 50% passant par le tamis de 2 mm (100 %), donc c'est du sable (S).

(44 %) d'éléments sont inférieurs à 0.08 mm ce qui est  $> 12\%$  et les limites d'Atterbeg sont situés au-dessus de la ligne A, donc on a un **sable argileux (SA)**.

### ❖ Profondeur « 17.6- 18 » :

Plus de 50% d'éléments sont inférieurs à 80  $\mu\text{m}$ (99 %) donc le sol est fin.

D'après l'Abaque de CASAGRANDE, le sol est une **Argile très plastique (At)**.

### ❖ Profondeur « 20.3–20.65 » :

Plus de 50% d'éléments sont inférieurs à 80  $\mu\text{m}$ (93%) donc le sol est fin.

D'après l'Abaque de CASAGRANDE, le sol est une **Argile très plastique (At)**.

### ❖ Profondeur « 29.55–29.75 » :

Plus de 50% d'éléments sont inférieurs à 80  $\mu\text{m}$ (99 %) donc le sol est fin.

D'après l'Abaque de CASAGRANDE, le sol est une **Argile très plastique (At)**.

### ❖ Profondeur « 35.25–35.55 » :

Plus de 50% d'éléments sont inférieurs à 80  $\mu\text{m}$ (100 %) donc le sol est fin.

D'après l'Abaque de CASAGRANDE, le sol est une **Argile très plastique (At)**

### 3.2.3.2 Les paramètres mécaniques :

#### a)- Essai de cisaillement au Triaxial

Les résultats des essais de cisaillement (non consolidé-non drainé : UU et consolidé-drainé : CD) obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-après :

## CHAPITRE 3 : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES

Tableau 3.18: Résultats des essais de cisaillement au Triaxial

| Type d'essai | Sondage | Profondeur  | Cohésion (kPa) | Angle de frottement (degré) |
|--------------|---------|-------------|----------------|-----------------------------|
| <b>U.U</b>   | S23     | 4.5- 4.8    | 100            | 22                          |
|              | S23     | 7- 7.35     | 8              | 31.5                        |
|              | S23     | 14.3-15     | 130            | 15.2                        |
|              | S23     | 21.2-21.55  | 104            | 15.3                        |
| <b>C.D</b>   | SC48    | 3.10-3.30   | 0              | 20                          |
|              | SC48    | 11.28-11.63 | 10             | 30                          |
|              | SC48    | 13.90-14.07 | 40             | 40                          |
|              | SC48    | 17.90-18.20 | 35             | 22                          |

Nous avons considérés les caractéristiques mécaniques du SC48 qui est le plus proche la paroi de la station d'étude.

### b)- Essais de compressibilité à l'œdomètre

#### Selon la norme XP P94-090-1

Les essais de consolidation et de compressibilité permettent d'apprécier la déformation verticale des sols. Le but est de mesurer le tassement au cours du temps d'une éprouvette cylindrique (intacte) type galette placée dans une enceinte sans déformation latérale possible au fur et à mesure de l'application de différentes charges verticales constantes.

Tableau 3.19 : Classification du sol selon Cc

|                       |                                  |
|-----------------------|----------------------------------|
| $C_c < 0.020$         | Sol incompressible               |
| $0.020 < C_c < 0.050$ | Sol très peu compressible        |
| $0.050 < C_c < 0.100$ | Sol peu compressible             |
| $0.100 < C_c < 0.200$ | Sol moyennement compressible     |
| $0.200 < C_c < 0.300$ | Sol assez fortement compressible |
| $0.300 < C_c < 0.500$ | Sol très compressible            |
| $C_c > 0.500$         | Sol extrêmement compressible     |

## CHAPITRE 3 : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES

---

Tableau 3.20 : Résultat d'essai de compressibilité à l'œdomètre

|             | <b>Profondeur (m)</b> | <b>Coefficient de compressibilité <math>C_c</math></b> |
|-------------|-----------------------|--|
| <b>SC48</b> | 17.9-18.2             | 0.156  |
| <b>SC49</b> | 17.65-18              | 0.176  |
| <b>SC50</b> | 22.95-23.35           | 0.142  |
|             | 35.25-35.55           | 0.104  |
| <b>SC51</b> | 22.15-22.55           | 0.129  |
|             | 35.05-35.5            | 0.111  |

On remarque que :

- Coefficient de compressibilité :  $0.100 \leq C_c \leq 0.200$
- Ces résultats traduisent des sols moyennement compressibles.

### 3.2.3.3 L'analyse chimique :

Les échantillons prélevés des sondages carottés ont subi des analyses chimiques, afin de déterminer le taux d'agressivité du sol vis-à-vis du béton de l'infrastructure ainsi que pour déterminer la teneur en matières organiques, en carbonates et en chlorures pour mieux identifier le matériau étudié.

## CHAPITRE 3 : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES

Tableau 3.21 : Les résultats de l'analyse chimique.

| <b>Analyse Chimique (%)</b>             |                    |                    |                    |
|---|--------------------|--------------------|--------------------|
| <b>Sondage</b>                          | <b>SC49</b>        | <b>SC50</b>        | <b>SC51</b>        |
| <b>Profondeur (m)</b>                   | <b>17,65-18,00</b> | <b>15,60-15,95</b> | <b>35,25-35,50</b> |
| Silice SiO <sub>2</sub>                 | 45,39              | 49,91              | 55,29              |
| Alumine Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>  | 13,1               | 14,6               | 10,08              |
| Hématite Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> | 11,2               | 10,01              | 8,4                |
| Chaux CaO                               | 7,28               | 10,36              | 5,88               |
| Sulfates SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup>  | 0,23               | traces             | traces             |
| Chlorure Cl <sup>-</sup>                | 0,03               | 0,0035             | 0,004              |
| Carbonates CaCO <sub>3</sub>            | 18,16              | 19,52              | 7,72               |
| Insolubles                              | 71,17              | 68,72              | 79,79              |
| Perte au feu à<br>1000°C                | 15,57              | 13,61              | 16                 |

### Interprétation des résultats :

#### ❖ Teneur en carbonate (CaCO<sub>3</sub>) :

Les échantillons de formation argileuse testés donnent des teneurs en carbonates CaCO<sub>3</sub> qui varient entre 7 et 20% avec une moyenne de 13.5%, ce qui reflète que les échantillons sont des argiles marneuse.

Tableau 3.22 : Classification des sols selon la teneur en carbonate de calcium CaCO<sub>3</sub>

| Argile ou limon | Argile marneuse<br>Limon marneux | Marne   | Calcaire<br>marneux | Calcaire ou craie |
|-----------------|----------------------------------|---------|---------------------|-------------------|
| 0-10 %          | 10-30 %                          | 30-70 % | 70-90 %             | 90-100 %          |

#### ❖ Teneur en matières organiques :

Le taux de matières organique varie entre 5 - 27% avec une moyenne de 16% traduisant un sol moyennement organique (10%\_30%).

## CHAPITRE 3 : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES

Tableau 3.23 : Les résultats de l'analyse minéralogique.

| <b>Analyse Minéralogique (%)</b>   |                    |                    |                    |
|--|--------------------|--------------------|--------------------|
| <b>Sondage</b>   | <b>SC48</b>        | <b>SC49</b>        | <b>SC51</b>        |
| <b>Profondeur (m)</b>  | <b>13,90-14,07</b> | <b>33,50-34,00</b> | <b>17,60-18,00</b> |
| Quartz SiO <sub>2</sub>  | 27                 | 22                 | 24                 |
| Calcite CaCO <sub>3</sub>  | 25                 | 18                 | 14                 |
| Albite NaAlSi <sub>3</sub> O <sub>8</sub>  | 8                  | 5                  | 5                  |
| Illite 2K <sub>2</sub> OAl <sub>2</sub> O <sub>3</sub> 4SiO <sub>2</sub> 2H <sub>2</sub> O | 13                 | 21                 | 20                 |
| Kaolinite Al <sub>2</sub> SiO <sub>5</sub> (OH) <sub>4</sub>                               | 14                 | 18                 | 21                 |
| Chlorite Mg <sub>2</sub> Al <sub>4</sub> O <sub>18</sub> Si <sub>3</sub>                   | 5                  | 9                  | 9                  |
| Minéraux ferrugineux + autres  | 8                  | 7                  | 7                  |

Tableau 3.24 : Teneur en matière organique

| Teneur en matière organique (%) | Désignation géotechnique  |    |              |
|---------------------------------|---------------------------|----|--------------|
| 0-3                             | Sol inorganique           |    |              |
| 3-10                            | Sol faiblement organique  | fO | Vase         |
| 10-30                           | Sol moyennement organique | mO | Sol tourbeux |
| >30                             | Sol très organique        | tO | Tourbe       |

## CHAPITRE 3 : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES

---

### 3.2.3.4 Classification du sol par rapport au gonflement :

#### Selon la norme XP P 94-091

Le tableau 3.25 présente les résultats du coefficient de gonflement en fonction de la profondeur pour les quatre sondages (S48- S49- S50 et S51).

Tableau 3.25 : Résultats du coefficient de gonflement en fonction de la profondeur

| Sondage | Profondeur  | Coefficient de gonflement Cg |
|---------|-------------|------------------------------|
| S48     | 17.90-18.20 | 0.053                        |
| S49     | 17.65-18    | 0.076                        |
| S50     | 22.95-23.35 | 0.042                        |
|         | 35.25-35.55 | 0.033                        |
| S51     | 22.15-22.55 | 0.041                        |
|         | 35.05-35.5  | 0.042                        |

Tableau 3.26 : Etat du sol en fonction du coefficient de gonflement Cg

| Etat         | Coefficient de gonflement Cg |
|--------------|------------------------------|
| Non gonflant | $C_g < 0.02$                 |
| Peu gonflant | $0.02 < C_g < 0.04$          |
| Gonflant     | $0.04 < C_g < 0.25$          |

#### Interprétation :

- En se basant sur le tableau 3.26, donnant l'état du sol en fonction du coefficient de gonflement Cg, les valeurs de Cg varient entre 0.033 et 0.076 et la moyenne est 0.054 donc le sol est gonflant.

## CHAPITRE 3 : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES

### 3.2.3.5 Le Module œdométrique $E_{oed}$

Le module d'élasticité  $E$  du sol est relié, selon Ménard, au module pressiométrique par le biais du coefficient  $\alpha$  :

$$E = \frac{E_M}{\alpha}$$

Le tableau suivant indique les valeurs du coefficient  $\alpha$  en fonction du type du sol et le rapport  $E_M/P_1$ .

Tableau 3.27 : Valeur du coefficient  $\alpha$  selon Ménard

| Type   | Tourbe   | Argile    |          | Limon     |          | Sable     |          | Sable et gravier |          | Type              | Roche    |
|--|----------|-----------|----------|-----------|----------|-----------|----------|------------------|----------|-------------------|----------|
|  | $\alpha$ | E/P1      | $\alpha$ | E/P1      | $\alpha$ | E/P1      | $\alpha$ | E/P1             | $\alpha$ |                   | $\alpha$ |
| <b>Surconsolidé ou très serré</b>                |          | >16       | 1        | >14       | 2/3      | >12       | 1/2      | >10              | 1/3      | Très peu fracturé | 2/3      |
| <b>Normalment consolidé ou normalment serré</b>  | 1        | 9 a<br>16 | 2/3      | 8 a<br>14 | 1/2      | 7 a<br>12 | 1/3      | 6 a<br>10        | 1/4      | Normal            | 1/2      |
| <b>Sous-consolidé altéré et remanié ou lache</b> |          | 7 a<br>10 | 1/2      | 5 a<br>8  | 1/2      | 5 a<br>7  | 1/3      |                  |          | Très fracturé     | 1/3      |
|  |          |           |          |           |          |           |          |                  |          | Très altéré       | 2/3      |

#### Interprétation :

##### ❖ Remblai [0-3.5] m :

Une pression limite de l'ordre de 1.353 MPa et un module pressiométrique de 28.536 MPa.

Pour  $\alpha = 1/2$ , on adopte un module œdométrique de 57.07 MPa.

## CHAPITRE 3 : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES

---

### ❖ Sable limoneux argileux [3.5-12.5] m:

Le module pressiométrique  $E_M$  varie entre 46.655 et 124.272 MPa avec une moyenne de 85.46 MPa.

La pression limite varie entre 3.749-4.956, avec une moyenne de 4.35 MPa.

Le rapport  $E_M/P_l$  varie entre 12.4-25.1, avec une moyenne de 18.75.

Pour  $\alpha = 1/2$ , on adopte un module œdométrique de 170.92 MPa.

### ❖ Argile marneuse [16 et plus] m :

Le module pressiométrique  $E_M$  varie entre 106.021-155.865 MPa avec une moyenne de 130.943 MPa.

La pression limite varie entre 5.328-6.426, avec une moyenne de 5.87 MPa.

Le rapport  $E_M/P_l$  varie entre 16.5-29.3, avec une moyenne de 22.9.

Pour  $\alpha = 1$ , on adopte un module œdométrique de 130.943 MPa.

### 3.3 Les poids volumiques :

Dans ce qui suit, nous allons présenter un exemple de calcul des poids volumiques de la couche marneuse. Les autres valeurs des autres couches ont été déterminées de la même manière.

#### ❖ Argile marneuse [16-42] m:

##### \* Calcul de $\gamma_d$ :

$$\gamma_{d \text{ moy}} = \frac{\sum \gamma_{di}}{N}$$

$$\gamma_{d \text{ moy}} = \frac{16.3 + 16.8 + 17.3 + 16.7 + 17.6 + 19.1}{6} = 17.3 \text{ kN/m}^3$$



## CHAPITRE 3 : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES

\* **Calcul de  $\gamma_h$  :**

$$\gamma_{h \text{ moy}} = \frac{\sum \gamma_{hi}}{N}$$

$$\gamma_{h \text{ moy}} = \frac{20 + 20 + 20.7 + 20.3 + 20.6 + 21.4}{6} = 20.5 \text{ kN/m}^3$$

\* **Calcul de  $\gamma_{\text{sat}}$  :**

$$\gamma' = \gamma_d \times \left(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma_s}\right)$$

$$\gamma' = 17.3 \times \left(1 - \frac{10}{26.5}\right) = 10.77 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{sat}} = \gamma_w + \gamma' = 20.77 \text{ kN/m}^3$$

Le tableau 3.28 présente les valeurs des poids volumiques ( $\gamma_h$ ,  $\gamma_d$  et  $\gamma_{\text{sat}}$ ) des différentes couches de sol.

Tableau 3.28 : Les poids volumiques des différentes couches

| Couches                 | Horizon (m) | $\gamma_h$ (kN/m <sup>3</sup> ) | $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> ) | $\gamma_{\text{sat}}$ (kN/m <sup>3</sup> ) |
|-------------------------|-------------|---------------------------------|---------------------------------|--|
| Remblai                 | 0-3.5       | 20                              | 17                              | 10.58                                      |
| Sable limoneux argileux | 3.5-12.5    | 21                              | 18                              | 11.2                                       |
| Argile marneuse         | <16         | Min=20                          | Min=16.3                        | 20.77                                      |
|                         |             | Max=21.4                        | Max=19.1                        |  |
|                         |             | Moy =20.5                       | Moy=17.3                        |  |

## CHAPITRE 3 : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES

---

### 3.4 Détermination de la nappe Phréatique :

Pour la détermination de la nappe phréatique dans la station de l'université Houari Boumediene (PK 4+805), nous avons installer un piézomètre a corde vibrante ( SC 48) a 3 niveau distincts et nous avons regrouper les résultats obtenus de la figure 3.2 dans le tableau 3.29 :

Tableau 3.29 : Résumé des lectures piézométriques à corde vibrante dans la station

|            | SC48-PZ1       |            | SC48-PZ2       |            | SC48-PZ3       |            |
|------------|----------------|------------|----------------|------------|----------------|------------|
|            | Profondeur (m) | Niveau (m) | Profondeur (m) | Niveau (m) | Profondeur (m) | Niveau (m) |
| 25.01.2016 | 5.05           | 8.95       | 3              | 11         | 2              | 12         |
| 03.02.2016 | 7              | 7          | 3.5            | 10.5       | 2.1            | 11.9       |
| 10.02.2016 | 7.4            | 6.6        | 3.5            | 10.5       | 2.1            | 11.9       |
| 24.02.2016 | 7.8            | 6.2        | 3.4            | 10.6       | 2.1            | 11.9       |
| 02.03.2016 | 7.9            | 6.1        | 3.5            | 10.5       | 2.1            | 11.9       |
| 09.03.2016 | 7.9            | 6.1        | 3.5            | 10.5       | 2.1            | 11.9       |
| 16.03.2016 | 7.9            | 6.1        | 3.5            | 10.5       | 2.1            | 11.9       |
| 23.03.2016 | 7.9            | 6.1        | 3.4            | 10.6       | 2.1            | 11.9       |
| 30.03.2016 | 7.9            | 6.1        | 3.2            | 10.8       | 2.1            | 11.9       |
| 06.04.2016 | 7.9            | 6.1        | 3.1            | 10.9       | 2.05           | 11.95      |
| 13.04.2016 | 7.9            | 6.1        | 3.1            | 10.9       | 2.05           | 11.95      |
| 20.04.2016 | 7.9            | 6.1        | 3.1            | 10.9       | 2              | 12         |
| 27.04.2016 | 7.9            | 6.1        | 3              | 11         | 2              | 12         |
| 04.05.2016 | 7.9            | 6.1        | 3.1            | 10.9       | 2              | 12         |

D'après l'analyse des données du piézomètre à corde vibrante de la station Université Houari Boumediene, Nous remarquons que :

- Pour le 1<sup>er</sup> piézomètre (PZ1) : la profondeur de la nappe phréatique varie entre 5.05 et 7.9 m ;
- Pour le 2<sup>ème</sup> piézomètre (PZ2) : la profondeur de la nappe phréatique varie entre 3 et 3.5 m ;
- Pour le 3<sup>ème</sup> piézomètre (PZ3) : la profondeur de la nappe phréatique est stable et situé à 2 m .

Notons que dans le domaine de la géotechnique, l'eau est généralement considérée comme un élément perturbateur, voire un ennemi. La présence d'eau dans un sol et les interactions eau-sol qui en découlent, ont pour résultat de compliquer les problèmes de construction.

# CHAPITRE 3 : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES

Par conséquence et pour des raisons de sécurité nous considérons que la nappe phréatique est située à 2 m de profondeur étant le cas le plus défavorable.

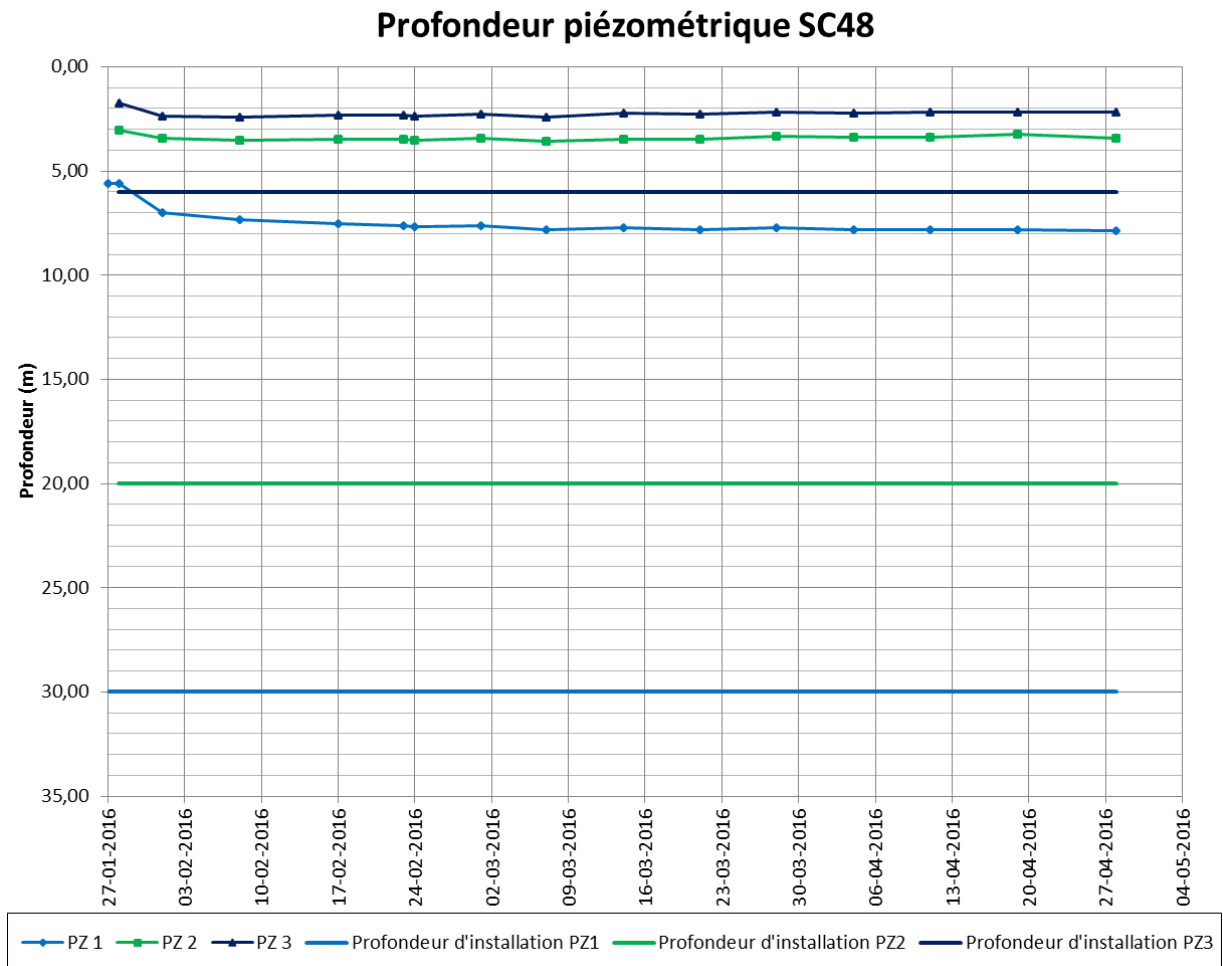


Figure 3.2 - Résumé des lectures piézométriques à corde vibrante dans la station Université Houari Boumediene

## CHAPITRE 3 : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES

### 3.5 Profil géologique :

Le tableau 3.30 regroupe les caractéristiques physiques et mécaniques des différentes couches de sol qui compose le profil d'étude.

Tableau 3.30 : Résumé des caractéristiques physiques et mécaniques du profil étudié

| Couches                                | Horizon (m) | $\gamma_h$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | $\gamma_d$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | $\gamma_{sat}$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | C'<br>(kPa) | $\phi'$ (°) | E <sub>oed</sub> (MPa) |
|--|-------------|------------------------------------|------------------------------------|--|-------------|-------------|------------------------|
| <b>Remblai</b>                         | 0-3.5       | 20                                 | 17                                 | 20.58                                  | 0           | 20          | 57.07                  |
| <b>Sable<br/>limoneux<br/>argileux</b> | 3.5-12.5    | 21                                 | 18                                 | 21.2                                   | 10          | 30          | 170.92                 |
| <b>Grés</b>                            | 12.5-16     | 23                                 | 19                                 | 24.32                                  | 40          | 40          | 87.55                  |
| <b>Argile<br/>marneuse</b>             | 16<         | 20.5                               | 17.3                               | 20.77                                  | 35          | 22          | 130.943                |

### 3.6 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons interprétés les résultats de reconnaissance géologique, hydrogéologique et géotechnique et nous avons présentés l'ensemble des résultats des essais de laboratoire et essais in situ.

D'après les résultats fournis par l'ensemble des essais, on constate que le profil étudié est caractérisé par une lithologie formé par les quatre couches suivantes :

- Remblai de 3.5 m d'épaisseur, lâche à moyennement compact ;
- Sable limoneux argileux de 9 m d'épaisseur moyennement compact ;
- Une couche de grés d'épaisseur de 3.5 m ;
- Argiles marneuses d'une grande épaisseur de 26 m, très ferme à dure .

La nappe phréatique est située à 2 m de profondeur par rapport au terrain naturel.

# **CHAPITRE IV : MODELISATION DES PAROIS MOULEES**

## 4.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous allons présenter les résultats du comportement d'écrans de soutènement de la station étudiée en utilisant le logiciel Géo5.

Dans un premier temps, nous allons étudier la solution adoptée sur site en estimant le coût des supports horizontaux. Une comparaison va être établie entre la solution adoptée sur site et les solutions proposées par nous même dans le but d'atteindre la solution la plus optimale. Nous avons proposé deux variantes pour la paroi moulée avec 100% butons, une variante pour la solution à 100% tirants et une variante pour la solution mixte (tirants + butons). Pour chaque solution nous avons présenté les déplacements maximaux, les efforts internes (efforts tranchants et moments fléchissant) tout en vérifiant la stabilité vis-à-vis du glissement ainsi que la stabilité interne des supports horizontaux. Le prix des supports horizontaux de chaque variante a été également estimé.

## 4.2 Présentation du logiciel Geo5

Geo5 est un logiciel géotechnique intuitif, développé et fourni par la société tchèque fine, pour l'analyse de la majorité des problèmes géotechniques, basés sur les méthodes analytiques et la méthode des éléments finis.

## 4.3 Les Normes et matériaux utilisées dans la Modélisation

La norme utilisée dans la modélisation est : « France –EN 1997, gamma water=1.0 » ;

Classe du Béton : C30/37 ;

Type d'acier : B500 ( $f_{yk}=500$  MPa).

## 4.4 Description du terrain

### 4.4.1 La coupe lithologique

La coupe lithologique utilisée dans le calcul est la suivante :

- [00.00-03.50 m] : Remblai ;
- [03.50-12.50 m] : Sable argileux ;
- [12.5-16.00 m] : Grés ;
- [16.00-42.00 m] : Argile marneuse.

### 4.4.2 La nappe phréatique

La nappe phréatique est située à 2 m par rapport au terrain naturel.

# MODELISATION DES PAROIS MOULEES

## 4.4.3 Les caractéristiques géotechniques

Tableau 4.1 : Caractéristiques géotechniques du terrain

| Les couches     | $\gamma_h$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | $\gamma_{sat}$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | C'<br>(kPa) | $\varphi'$<br>(°) | $\delta$<br>(°) | E <sub>oed</sub><br>(MPa) | $\nu$ |
|-----------------|------------------------------------|--|-------------|-------------------|-----------------|---------------------------|-------|
| Remblai         | 20                                 | 20.58                                  | 0           | 20                | 15              | 57.07                     | 0.33  |
| Sable argileux  | 21                                 | 21.2                                   | 10          | 30                | 22.5            | 170.92                    | 0.33  |
| Grés            | 23                                 | 24.32                                  | 40          | 40                | 30              | 87.55                     | 0.33  |
| Argile Marneuse | 20.5                               | 20.77                                  | 35          | 22                | 16.5            | 130.94                    | 0.45  |

Avec :

$\gamma_h$  : Poids volumique humide.

$\gamma_{sat}$  : Poids volumique saturé.

$\varphi'$  : L'angle de frottement effectif.

C' : Cohésion effective.

$\delta$  : L'angle de frottement structure/sol.

E<sub>oed</sub> : Module œdométrique.

$\nu$  : Coefficient de Poisson.

## 4.5 La surcharge

Tableau 4.2 : Caractéristique de la surcharge

| La surcharge | Action     | q (kPa) | Distance x. (m) | Longueur (m) |
|--------------|------------|---------|-----------------|--------------|
| Trafics      | permanente | 15      | 5               | 3.5          |

# MODELISATION DES PAROIS MOULEES

## 4.6 Les caractéristiques des parois moulées

Tableau 4.3 : Les caractéristiques des parois moulées

| Longueur (m) | Epaisseur (m) | La fiche (m) | Excavation max (m) | Module E (MPa) |
|--------------|---------------|--------------|--------------------|----------------|
| 28           | 1             | 8            | 20                 | 33000          |

## 4.7 Modélisation des parois moulées

### 4.7.1 Détermination de la fiche de la paroi sans support horizontaux en utilisant le module sheeting design

La fiche de la paroi correspondante sans support horizontaux et avec excavation de 20 m est représentée dans la figure 4.1

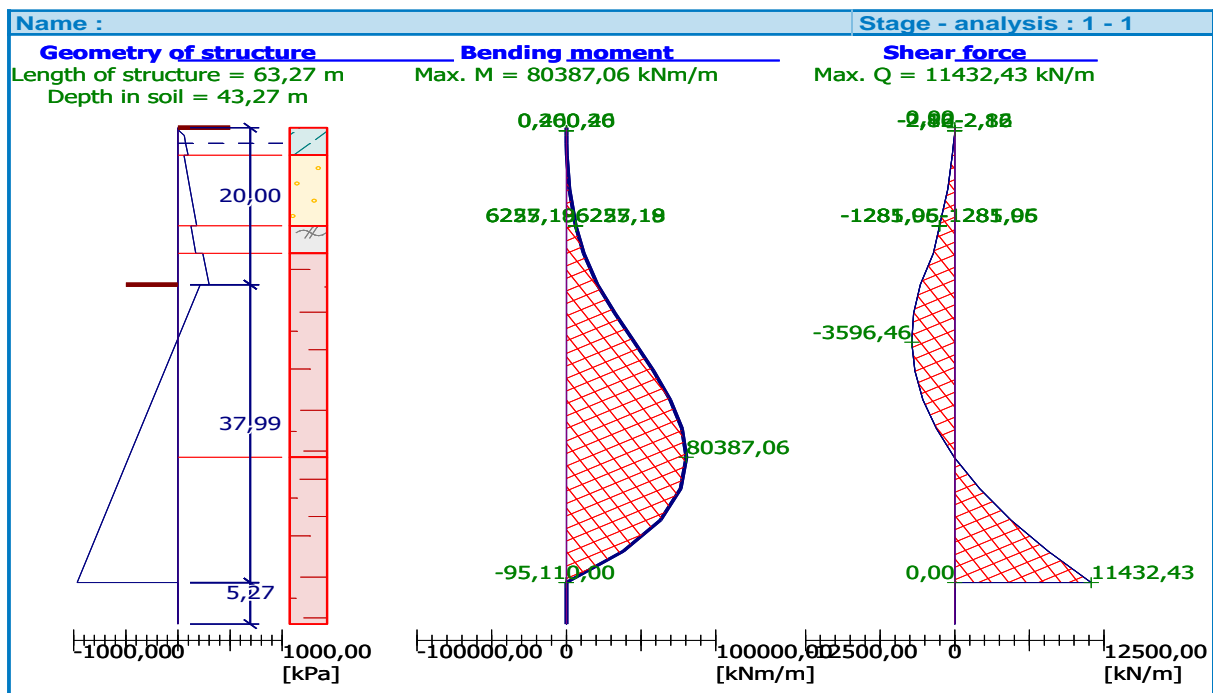


Figure 4.1 : Schéma présentant la fiche correspondante et les efforts internes de la paroi sans support horizontaux

- L'effort tranchant max : 11432.43 kN
- Moment fléchissant max : 80387.06 kN.m
- Longueur totale de la structure : 63.27 m
- La fiche nécessaire : 43.27 m.



# MODELISATION DES PAROIS MOULEES

On remarque que la valeur de la fiche obtenue sans mettre de supports horizontaux est très importante ( $D= 43.27\text{ m}$ ) et qui correspond à une paroi auto-stable. Pour diminuer la valeur de cette fiche, nous proposons de mettre en place des supports horizontaux.

## 4.7.2 Détermination de la fiche de la paroi avec supports horizontaux (butons)

### - Les caractéristiques des butons

Tableau 4.4 : Les caractéristiques des butons

| Profile | Longueur (m) | distance (m) | Surface (mm <sup>2</sup> ) | Module élastique E(MPa) |
|---------|--------------|--------------|----------------------------|-------------------------|
| 2HEB500 | 19.6 et 17.8 | 5.3          | 47728                      | 210000                  |

**Note :** On tient à signaler l'existence d'un mur de protection de la paroi moulée d'épaisseur 1.8m qui va de la profondeur 3.85m jusqu'à 11.15m se qui explique la longueur des butons qui varie entre 19.6m et 17.8m.

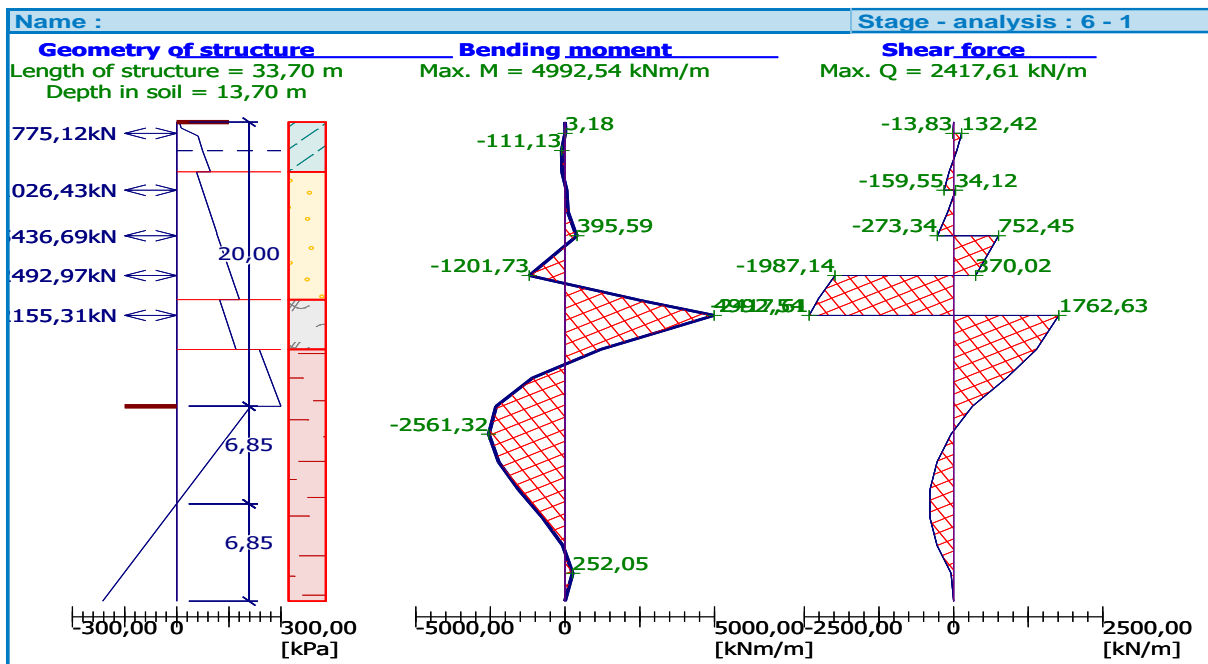


Figure 4.2 : Schéma présentant la fiche correspondante et les efforts internes de la paroi avec butons

# MODELISATION DES PAROIS MOULEES

Tableau 4.5 : Les principaux résultats obtenus du module conception avec butons

| N° du butons | Profondeur d'installation (m) | Effort tranchant (kN) | Moment fléchissant (kN.m) | La fiche nécessaire (m) | Longueur totale de paroi (m) |
|--------------|-------------------------------|-----------------------|---------------------------|-------------------------|------------------------------|
| 1            | 0.8                           | 2056.94               | 19962.02                  | 16.78                   | 36.78                        |
| 2            | 4.8                           | 3355.33               | 12833.03                  | 14.32                   | 34.32                        |
| 3            | 8                             | 3971.57               | 10078.24                  | 13.7                    | 33.7                         |
| 4            | 10.80                         | 3513.51               | 7511.09                   | 13.7                    | 33.7                         |
| 5            | 13.60                         | 2417.61               | 4992.54                   | 13.7                    | 33.7                         |

Nous remarquons que la valeur de la fiche diminue avec le nombre des lits de butons en allant de 16.78 m avec un seul lit de butons jusqu'à atteindre 13.7 m avec 5 lits de butons. En se basant sur ces résultats, la fiche nécessaire avec les mêmes conditions sur site (5 lits de butons) est de 13.7 m. On tient à signaler que la fiche qui a été adoptée sur site est de 8 m. Pour les modélisations à venir et pour des raisons de comparaisons, nous optons pour une fiche de 8 m se qui engendre une longueur de paroi de 28 m.

## 4.8 Vérification de la stabilité de la paroi moulée avec des supports horizontaux (100% butons)

### 4.8.1 Vérification de la solution adoptée sur site (100% butons)

#### 4.8.1.1 L'emplacement des dalles et des butons dans la station de métro Université Houari Boumediene

Le tableau 4.6 montre le positionnement des dalles et les butons ainsi que les profondeurs d'excavation dans la station de métro Université Houari Boumediene :

## MODELISATION DES PAROIS MOULEES

Tableau 4.6 : Positionnement des dalles et des butons ainsi que les profondeurs d'excavation (solution adoptée sur site : 100% butons)

| Profondeur d'excavation (m) | Profondeur d'installation des butons (m) | Positionnement des dalles (m) |
|-----------------------------|--|-------------------------------|
| 2.3                         | 0.8                                      | Dalle de couverture = 2.65    |
| 6                           | 4.8                                      |                               |
| 9                           | 8  | Dalle intermédiaire = 9.35    |
| 12.25                       | 10.8                                     |                               |
| 15                          | 13.6                                     | Radier = 17.8                 |
| 20                          | -  |                               |

Le tableau 4.7 présente les caractéristiques des butons adoptés sur site. Le positionnement de ces butons est illustré dans la figure 4.3

Tableau 4.7 : Caractéristiques des butons (solution adoptée sur site : 100% butons)

| Profile | Longueur (m) | distance (m) | Surface (mm <sup>2</sup> ) | Module élastique E(MPa) |
|---------|--------------|--------------|----------------------------|-------------------------|
| 2HEB500 | 19.6 et 17.8 | 5.3          | 47728                      | 210000                  |

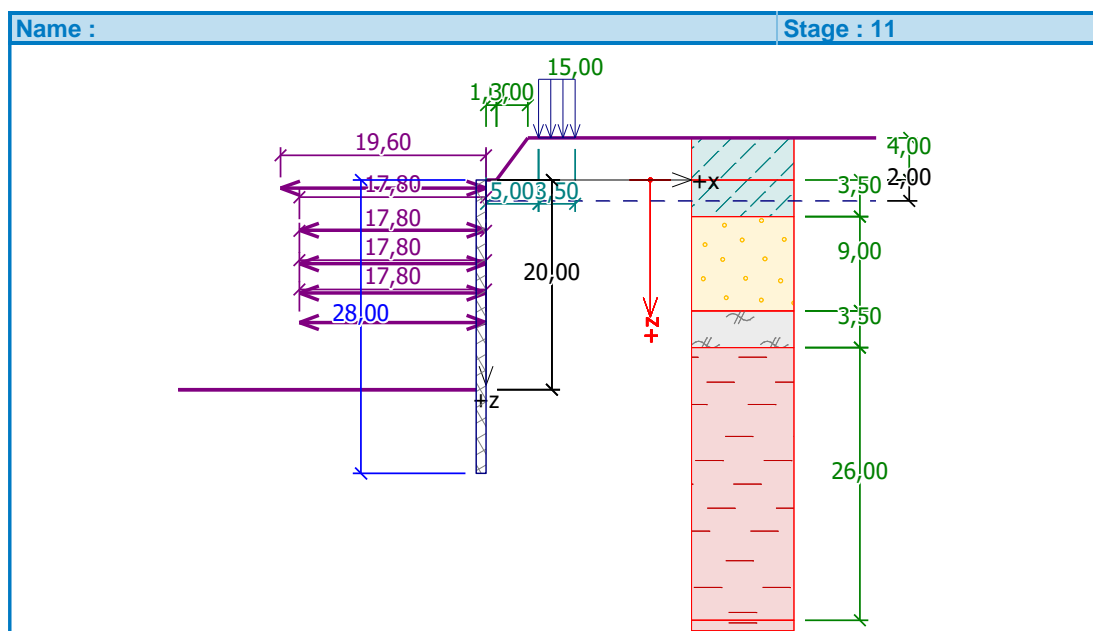


Figure 4.3 : Positionnement des butons « solutions adopté sur site 100% butons »

## MODELISATION DES PAROIS MOULEES

Le tableau 4.8 présente les résultats obtenus des efforts internes à savoir : l'effort tranchant et le moment fléchissant, ainsi que le déplacement maximum de la paroi au fur et à mesure du phasage des travaux (phasage descendant). Le phasage descendant consiste à excaver le sol et mettre en place les butons. Cette opération est répétée jusqu'à atteindre le niveau du fond de fouille.

Tableau 4.8 : Résultats des efforts internes et déplacements de la paroi (phasage descendant : solution adoptée sur site : 100% butons)

| N° de phases | Excavation à | Butons à | Effort tranchant max kN | Moment fléchissant max kN.m | Déplacement max de la paroi (mm) |
|--------------|--------------|----------|-------------------------|-----------------------------|----------------------------------|
| 1            | 2.3 m        | -        | 125.91                  | 308.1                       | 3.1                              |
| 2            | -            | 0.8 m    | 120.74                  | 304.05                      | 3.1                              |
| 3            | 6 m          |          | 185.29                  | 348.05                      | 4,5                              |
| 4            | -            | 4.8 m    | 185.52                  | 348.22                      | 4,5                              |
| 5            | 9 m          | -        | 239.91                  | 383.81                      | 5                                |
| 6            | -            | 8        | 239.67                  | 383.27                      | 5                                |
| 7            | 12.25m       | -        | 334.62                  | 592.21                      | 6.6                              |
| 8            | -            | 10.8 m   | 337.5                   | 615.38                      | 6.6                              |
| 9            | 15 m         | -        | 345.46                  | 710.61                      | 8.4                              |
| 10           | -            | 13.6 m   | 345.04                  | 709.73                      | 8.4                              |
| 11           | 20 m         | -        | 1065.04                 | 2571.6                      | 27.1                             |

Le phasage ascendant consiste à retirer les butons et couler les dalles en béton qui seront des appuis définitif de la structure. Le positionnement de ces dalles est illustré dans la figure 4.4 et les résultats sont représentés dans le tableau 4.9 :

# MODELISATION DES PAROIS MOULEES

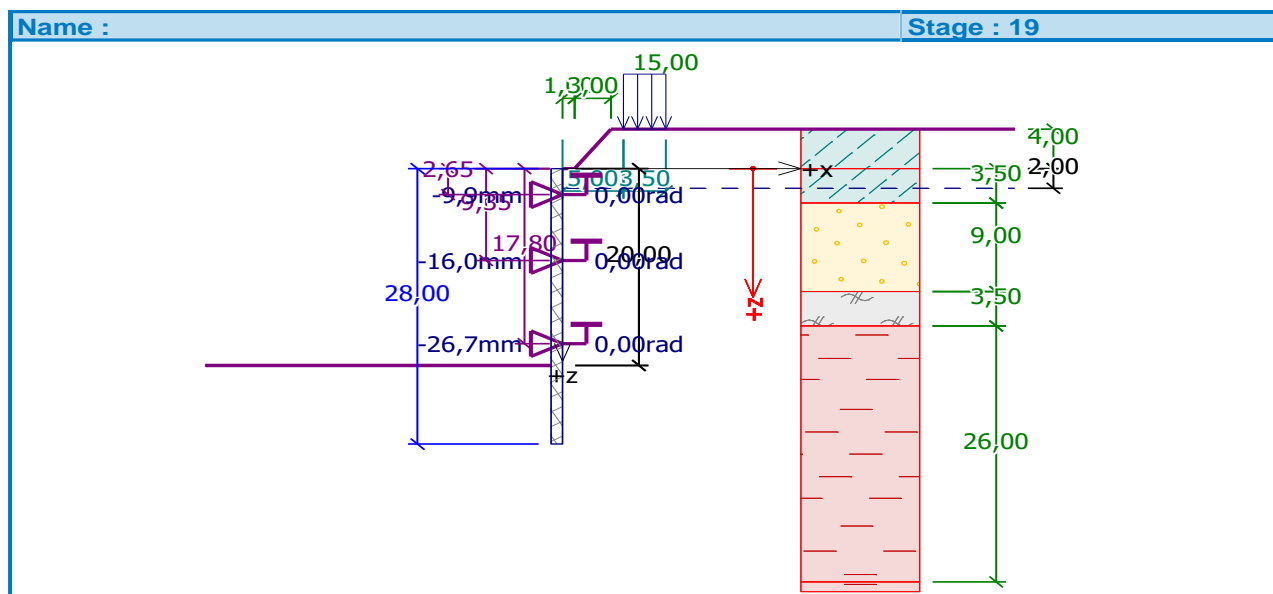


Figure 4.4 : Positionnement des dalles (solution adoptée sur site : 100% butons)

Note : Les dalles ont été modélisés en utilisant la fonction : support et en fixant le déplacement et la rotation à 0.

Tableau 4.9 : Résultats des efforts internes et déplacements de la paroi (phasage ascendant : solution adoptée sur site : 100% butons)

| N° de phases | Radier/dalles   | butons                | Effort tranchant max kN | Moment fléchissant max kN.m | Déplacement max de la paroi (mm) |
|--------------|-----------------|-----------------------|-------------------------|-----------------------------|----------------------------------|
| 12           | Radier à 17.8 m | -                     | 1262.21                 | 3434.88                     | <b>26.7</b>                      |
| 13           | -               | Retiré le butons N°5  | 839                     | 1960.75                     | 26.7                             |
| 14           | -               | Retiré le butons N°4  | 759.98                  | 1960.75                     | 26.7                             |
| 15           | Dalle à 9.35 m  | -                     | 2033.79                 | 4369.88                     | 26.7                             |
| 16           | -               | Retiré le butons N° 3 | 2033.79                 | 4369.88                     | 26.7                             |
| 17           | -               | Retiré le butons N°2  | 2033.79                 | 4369.88                     | 26.7                             |
| 18           | Dalle à 2.65 m  | -                     | 2033.22                 | 4334.25                     | 26.7                             |
| 19           | -               | Retiré le butons N°1  | 2033.22                 | 4334.25                     | 26.7                             |

# MODELISATION DES PAROIS MOULEES

La figure 4.5 montre l'allure de la déformée de la paroi ainsi que la pression agissant sur cette paroi obtenu pour un déplacement maximum de **27,1mm** enregistré en phase n°11.

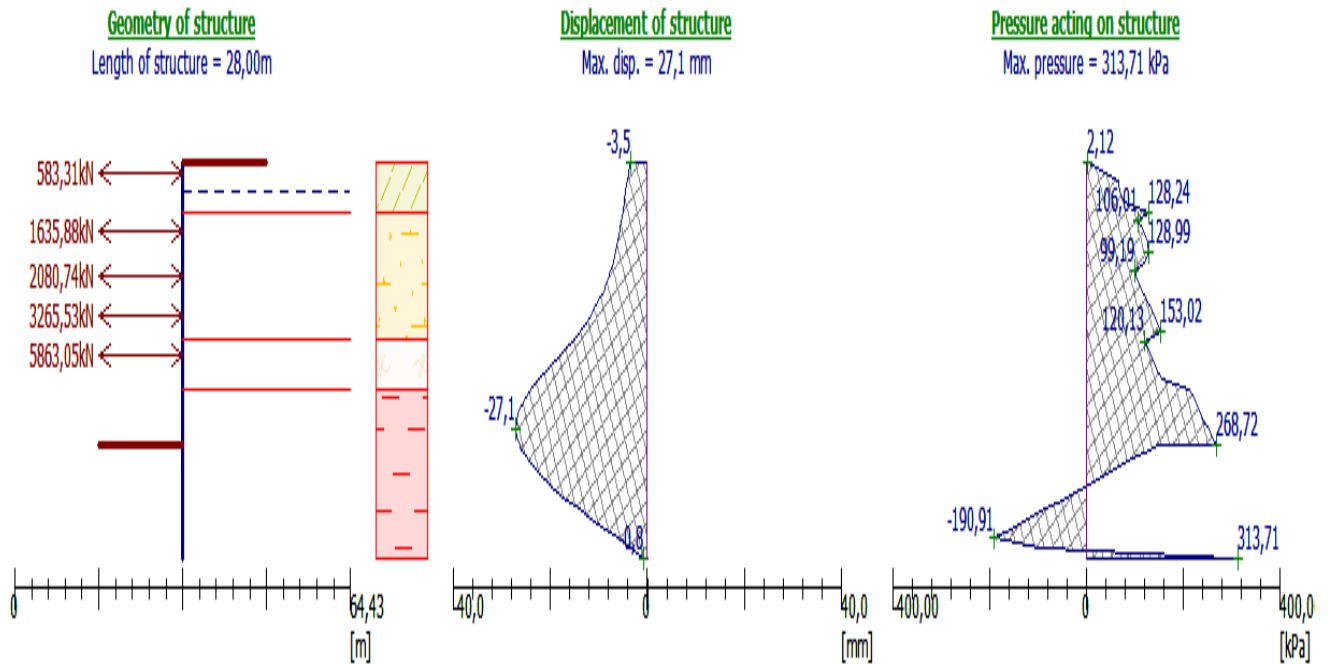


Figure 4.5 : Schéma représentant les pressions agissant sur la paroi et le déplacement maximal de la paroi (solution adoptée sur site : 100% butons)

## - Les réactions dans les butons

Le tableau 4.10 présente les réactions qui règnent dans les butons au fur et à mesure de l'avancement des travaux. Il est à noter que l'effort maximum repris par les butons est de 5863.05kN et la stabilité interne de l'ensemble des butons est vérifiée car cet effort maximum est inférieur au maximum de charge que peut supporter un HEB500 de 20m de longueur=6800kN.

**Remarque :** La charge maximale que peut supporter un profilé HEB500 de 20 m de longueur est : **6800KN**

## MODELISATION DES PAROIS MOULEES

Tableau 4.10 : Les réactions dans les butons (solution adoptée sur site : 100% butons)

| PHASE             | Réactions obtenus [kN] |          |          |          |          |
|-------------------|------------------------|----------|----------|----------|----------|
|                   | Butons 1               | Butons 2 | Butons 3 | Butons 4 | Butons 5 |
| <b>Excavation</b> | -                      | -        | -        | -        | -        |
| <b>Butons 1</b>   | -7.85                  | -        | -        | -        | -        |
| <b>Excavation</b> | 799.38                 | -        | -        | -        | -        |
| <b>Butons 2</b>   | 798.6.3                | 1.83     | -        | -        | -        |
| <b>Excavation</b> | 931.23                 | 1214.88  | -        | -        | -        |
| <b>Butons 3</b>   | 931.15                 | 1213.79  | 2.42     | -        | -        |
| <b>Excavation</b> | 781.65                 | 1770.96  | 1371.85  | -        | -        |
| <b>Butons 4</b>   | 783.84                 | 1774.43  | 1370.99  | 7.88     | -        |
| <b>Excavation</b> | 638.37                 | 1852.93  | 1977.76  | 1418.37  | -        |
| <b>Butons 5</b>   | 638.58                 | 1852.81  | 1976.9   | 1416.4   | 4.79     |
| <b>Excavation</b> | 583.31                 | 1635.88  | 2080.74  | 3265.53  | 5863.05  |

- **Les réactions dans les dalles**

Tableau 4.11 : Les réactions dans les dalles (phase finale : solution adoptée sur site : 100% butons)

| Les réactions dans les dalles : (Phase finale) en [kN] |              |              |
|--|--------------|--------------|
| Radier à 17.8 m  | Dalle 9.35 m | Dalle 2.65 m |
| 1221.98  | 1975.47      | 1548.82      |

## 4.8.1.2 Vérification de la stabilité au glissement

La figure 4.6 présente le cercle de glissement le plus critique ainsi que le pourcentage d'utilisation par rapport à 100% pour l'ensemble des méthodes de calculs du coefficient de sécurité.

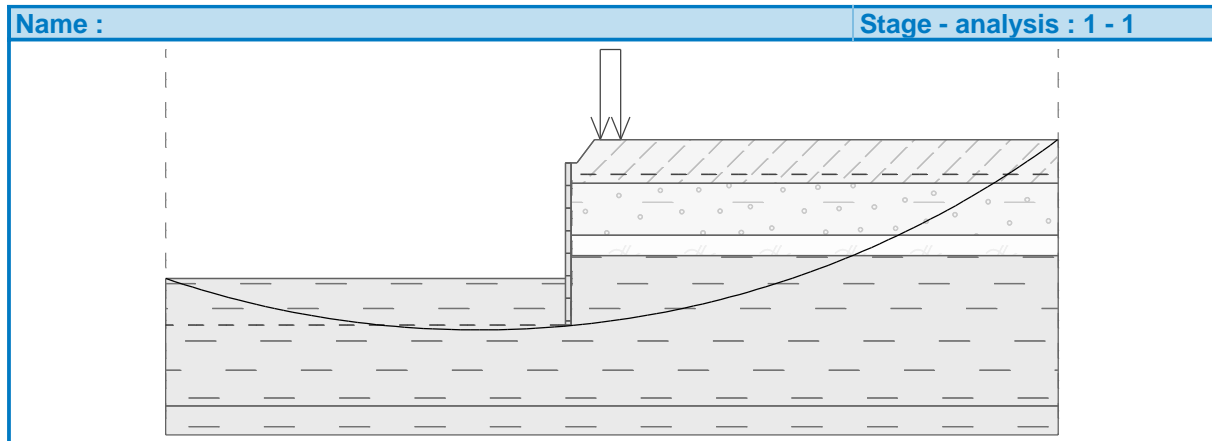


Figure 4.6 :Schéma présentant le cercle de glissement le plus critique (solution adoptée sur site : 100% butons)

### Slope stability verification (all methods):

|                        |                      |            |
|------------------------|----------------------|------------|
| Bishop:                | Utilization = 60.7 % | ACCEPTABLE |
| Fellenius / Petterson: | Utilization = 62.7 % | ACCEPTABLE |
| Spencer :              | Utilization = 60.7 % | ACCEPTABLE |
| Janbu :                | Utilization = 57.4 % | ACCEPTABLE |
| Morgenstern-Price      | Utilization = 60.8 % | ACCEPTABLE |

Le coefficient de sécurité le plus critique  $F_s = 1.59$  donc la stabilité au glissement est vérifiée.

### 4.8.1.3 Synthèse de la solution adoptée sur site 100% butons

Le déplacement maximum de la paroi a été obtenu en phase n°11 est vaut 27.1mm. Cette valeur est en dessous du seuil critique fixé à 50 mm.

Les valeurs maximales de l'effort tranchant et du moment fléchissant sont obtenus en phase n°18 avec (2033.79kN/m) et (4369.88kN.m/m) respectivement.

La stabilité externe au glissement a été vérifiée avec un  $F_s = 1.59$  et la stabilité interne de l'ensemble des butons a été vérifiée.



## MODELISATION DES PAROIS MOULEES

Néanmoins, cette solution qui a été proposée sur site nous semble surestimée car le déplacement maximum obtenu est loin de 50 mm (54% d'utilisation). Par conséquence, nous allons tenter de proposer deux solutions avec 100% butons avec un déplacement qui se rapproche le plus à 50 mm.

### 4.8.1.4 Estimation du coût des supports horizontaux pour la solution adopté sur site (100% butons)

Le prix donné par l'entreprise COSIDER :

- 30432.3 DA/ml pour un butons HEB 500

Tableau 4.12 : Coût de la solution adopté sur site

| Nombre de butons (HEB500) | Prix d'un seul butons (DA)   | Prix Totale (DA) |
|---------------------------|--|------------------|
| 182                       | 1 <sup>er</sup> Niveau : 596473.08<br>Niveau restants :<br>541694.94 | 100231823.3      |

.Cette solution qui a été adoptée sur site coûte **100231823.3DA** en supports horizontaux. Ce prix servira comme référence pour les variantes que nous allons proposer par la suite. Il est à noter que le prix de la paroi est supposé le même pour l'ensemble des variantes.

### 4.8.2 Vérification de la solution proposée (100% butons)

En adoptant des butons comme supports horizontaux, nous avons proposé deux variantes comme solutions pour soutenir l'excavation de la station d'étude. L'objectif est d'arriver à une solution optimale ayant un coût moins cher toute en assurant les critères de stabilité de l'ouvrage.

# MODELISATION DES PAROIS MOULEES

## 1<sup>ère</sup> variante :

Nous avons gardé la même section des butons soit 2HEB500. Par contre les niveaux d'excavation ont été modifiés ainsi que le nombre de lits : 3 au lieu de 5 lits et l'espacement entre ces lits : 6m au lieu de 5.3 m.

Les caractéristiques géométriques des butons ainsi que leurs positionnements sont illustrées dans le tableau 4.15 et la figure 4.7 respectivement.

Tableau 4.13 : Caractéristiques des butons (1<sup>ère</sup> variante : 100% butons)

| Caractéristique des butons pour la 1 <sup>ère</sup> variante |                 |                                 |                               |                            |
|--|-----------------|---------------------------------|-------------------------------|----------------------------|
| Profile  | Longueur<br>(m) | Distance<br>entre butons<br>(m) | Surface<br>(mm <sup>2</sup> ) | Module élastique<br>E(MPa) |
| 2HEB500  | 19.6 et<br>17.8 | 6                               | 47728                         | 210000                     |

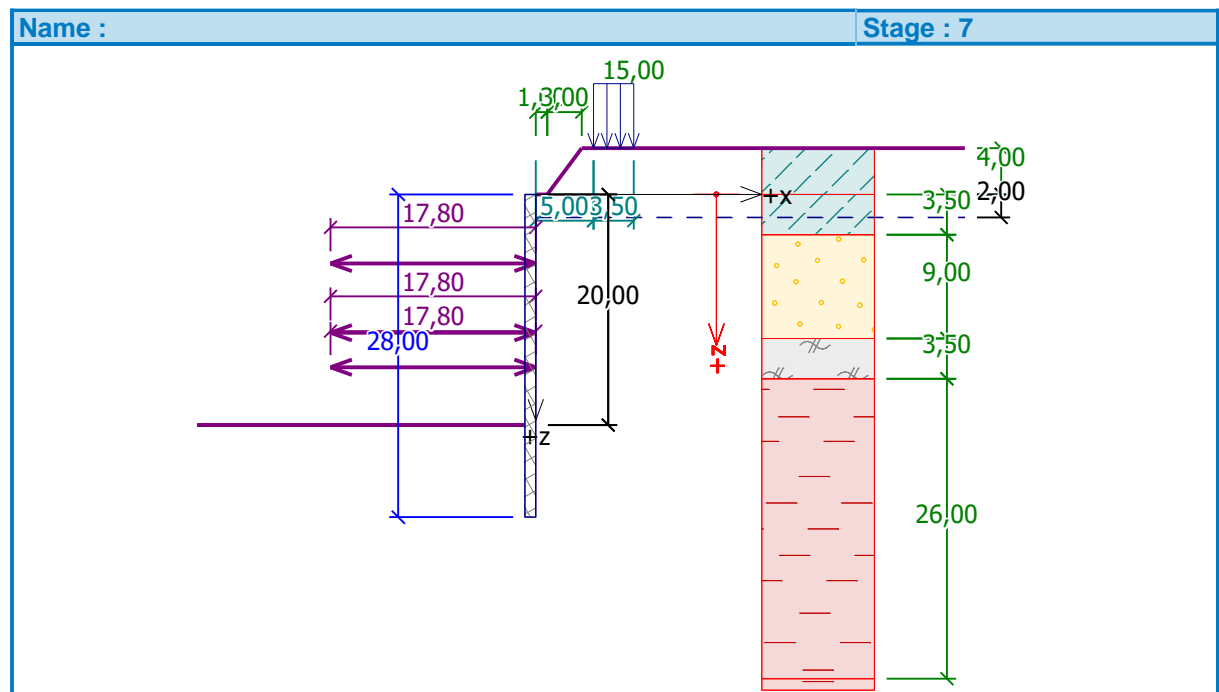


Figure 4.7: Positionnement des butons (1<sup>ère</sup> variante : 100% butons)

# MODELISATION DES PAROIS MOULEES

Tableau 4.14 : Résultats des efforts internes et déplacement de la paroi (phasage descendant : 1<sup>ère</sup> variante : 100% butons)

| N° de phases | Excavation à | Butons à | Effort tranchant max kN/ml | Moment fléchissant max kN.m/ml | Déplacement de la paroi (mm) |
|--------------|--------------|----------|----------------------------|--------------------------------|------------------------------|
| 1            | 6.75 m       | -        | 478.92                     | 2023.59                        | 46.3                         |
| 2            | -            | 6 m      | 493.92                     | 2101.15                        | <b>48.6</b>                  |
| 3            | 13 m         |          | 415.23                     | 1110.1                         | 47.2                         |
| 4            | -            | 12 m     | 416.45                     | 1104.15                        | 48                           |
| 5            | 16 m         | -        | 462.24                     | 1207.68                        | 45.1                         |
| 6            | -            | 15 m     | 452.7                      | 1212.33                        | 45.1                         |
| 7            | 20 m         | -        | 958.27                     | 1822.18                        | 46.5                         |

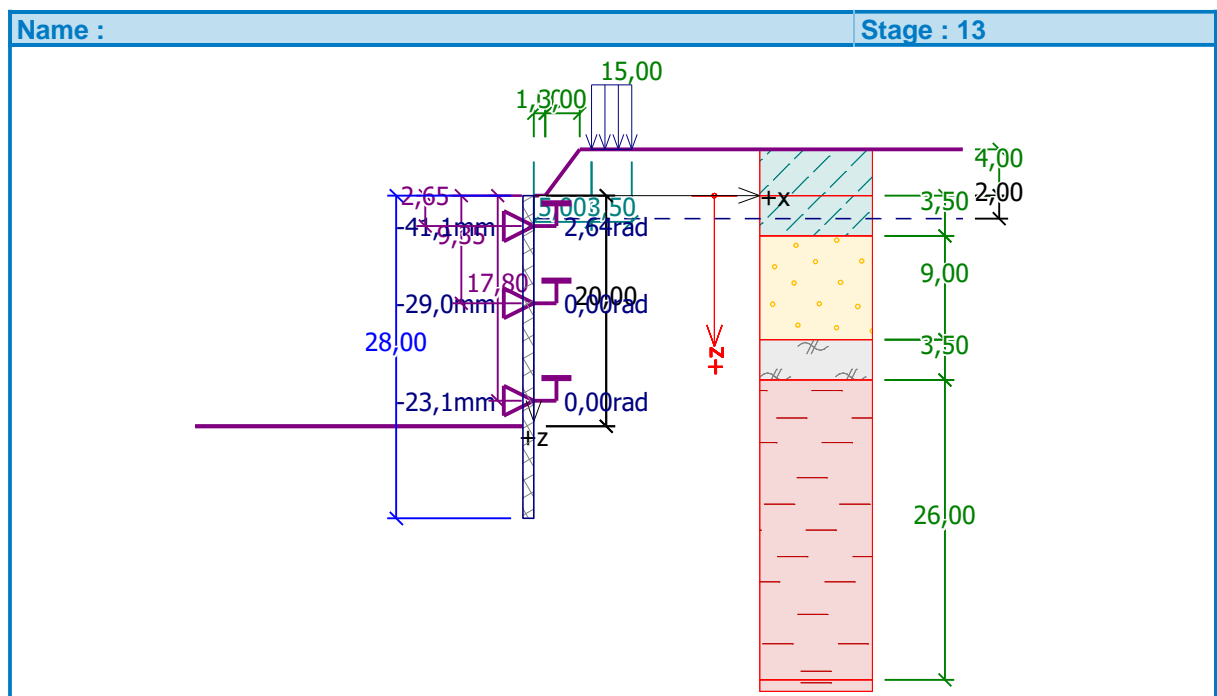


Figure 4.8 : Positionnement des dalles (1<sup>ère</sup> variante : 100% butons)

## MODELISATION DES PAROIS MOULEES

Tableau 4.15 : Résultats des efforts internes et déplacement de la paroi (phasage ascendant :  
1<sup>ère</sup> variante : 100% butons)

| N° de phases | Radier/dalles   | butons               | Effort tranchant max kN/ml | Moment fléchissant max kN.m/ml | Déplacement de la paroi (mm) |
|--------------|-----------------|----------------------|----------------------------|--------------------------------|------------------------------|
| 8            | Radier à 17.8 m | -                    | 991.02                     | 1766.79                        | 45.4                         |
| 9            |                 | Retiré le butons N 3 | 696.68                     | 1766.79                        | 45.3                         |
| 10           |                 | Retiré le butons N 2 | 1009.82                    | 2103.78                        | 42.1                         |
| 11           | Dalle à 9.35 m  |                      | 1081.2                     | 2304.65                        | 40.8                         |
| 12           |                 | Retiré le butons N1  | 1083.04                    | 2407.84                        | 48.1                         |
| 13           | Dalle à 2.65 m  |                      | 1649.72                    | 4572.55                        | 41.2                         |

La figure 4.9 montre l'allure de la déformée de la paroi ainsi que la pression agissante sur cette paroi obtenu pour un déplacement maximum de 48.6 mm enregistré en phase n°2.

# MODELISATION DES PAROIS MOULEES

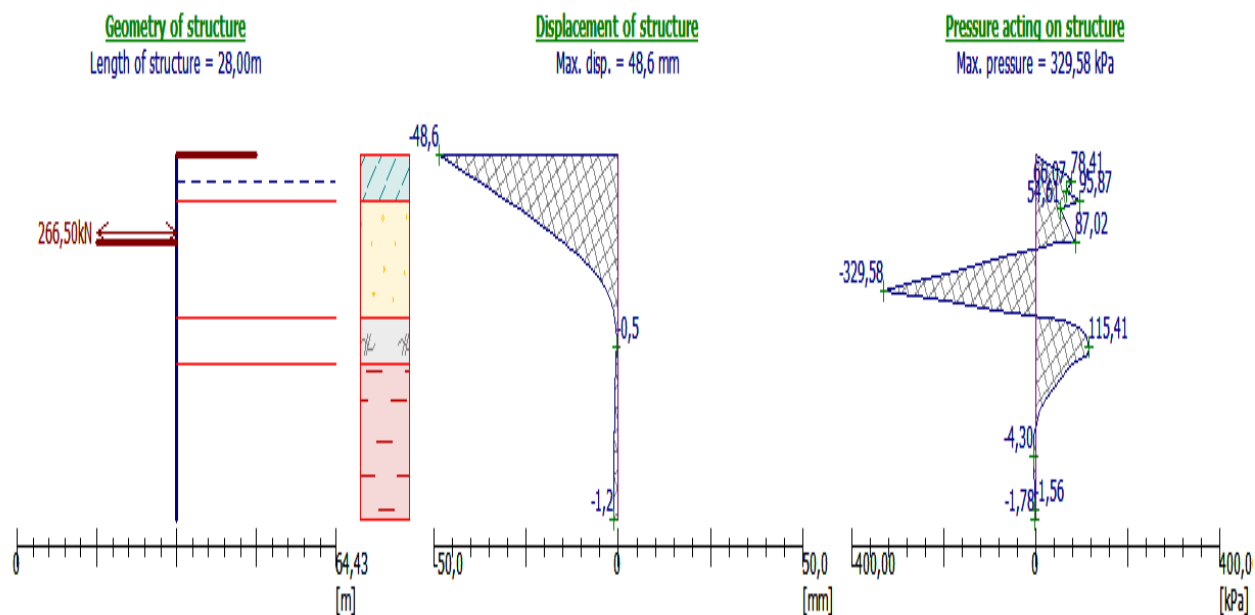


Figure 4.9 : Schéma représentant les pressions agissant sur la paroi et le déplacement maximal de la paroi (1<sup>ère</sup> variante : 100% butons)

## - Les réactions dans les butons :

Le tableau 4.16 présente les réactions qui règnent dans les butons au fur et à mesure de l'avancement des travaux. Il est à noter que l'effort maximum repris par les butons est de 5380kN et la stabilité interne de l'ensemble des butons est vérifiée

Tableau 4.16 : Les réactions dans les butons (1<sup>ère</sup> variante : 100% butons)

| PHASE      | Réactions obtenus [kN] |          |          |
|------------|------------------------|----------|----------|
|            | Butons 1               | Butons 2 | Butons 3 |
| Excavation | -                      | -        | -        |
| Butons 1   | 266,50                 | -        | -        |
| Excavation | 4602,06                | -        | -        |
| Butons 2   | 4731,21                | -26,12   | -        |
| Excavation | 5380,16                | 3652,99  | -        |
| Butons 3   | 5332,07                | 3654,91  | 30,70    |
| Excavation | 5260,61                | 5322,92  | 5024,80  |

# MODELISATION DES PAROIS MOULEES

## - Les réactions dans les dalles :

Tableau 4.17 : Les réactions dans les dalles (phase finale : 1<sup>ère</sup> variante : 100% butons)

| Les réactions dans les dalles : (Phase finale) [kN] |                |                |
|---|----------------|----------------|
| Radier à 17.8 m                                     | Dalle à 9.35 m | Dalle à 2.65 m |
| 1550,79   | 1924,93        | -929,13        |

### 4.8.2.1 Vérification de la stabilité au glissement

La figure 4.10 présente le cercle de glissement le plus critique ainsi que le pourcentage d'utilisation par rapport à 100% pour l'ensemble des méthodes de calculs du coefficient de sécurité.

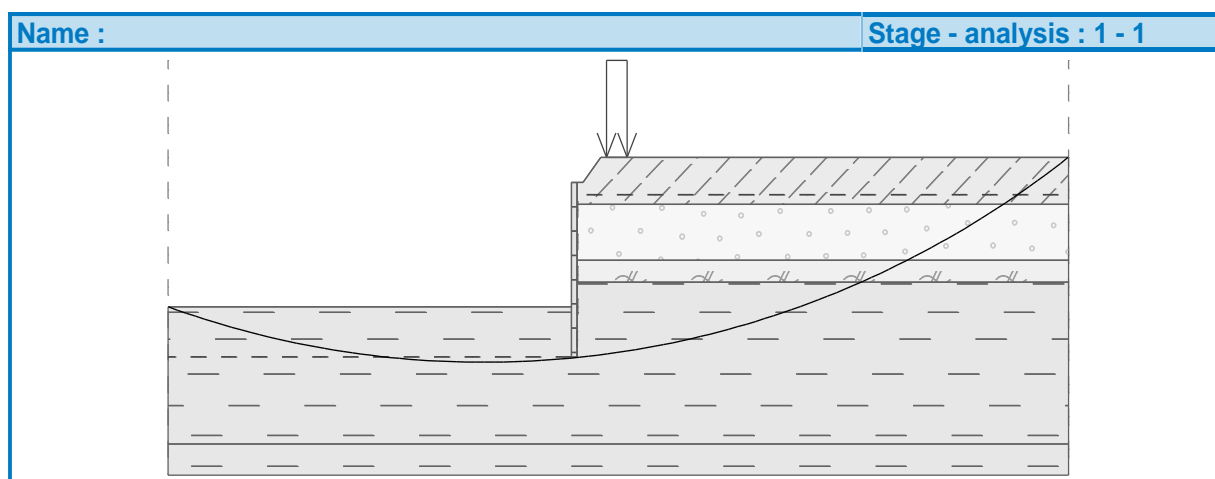


Figure 4.10 : Schéma présentant le cercle de glissement le plus critique (1<sup>ère</sup> variante : 100% butons)

### Slope stability verification (all methods):

|                        |                      |            |
|------------------------|----------------------|------------|
| Bishop:                | Utilization = 60.7 % | ACCEPTABLE |
| Fellenius / Petterson: | Utilization = 62.7 % | ACCEPTABLE |
| Spencer :              | Utilization = 60.7 % | ACCEPTABLE |
| Janbu :                | Utilization = 57.4 % | ACCEPTABLE |
| Morgenstern-Price      | Utilization = 60.8 % | ACCEPTABLE |

Le coefficient de sécurité le plus critique  $F_s = 1.59$  donc la stabilité au glissement est vérifiée.

### 4.8.2.2 Synthèse de la solution proposée (1<sup>ère</sup> variante : 100% butons)

Nous avons obtenu un déplacement maximum de **48.6mm** (97.2 % d'utilisation) au niveau de la phase n° 2. Un effort tranchant maximum de 1649.72kN/ml et un moment fléchissant maximum de 4572.55 kN.m/ml. Cette valeur de déplacement se rapproche à 50 mm mais reste inférieure au seuil de déplacement admissible fixé à 50 mm.

La stabilité globale au glissement a été également vérifiée avec un coefficient de sécurité  $F_s=1.59$ .

La solution que nous avons proposée se distingue de celle adoptée sur site par les points suivants :

- le nombre de lits de butons a été réduit de 5 à 3 lits ;
- l'espacement des butons a été augmenté de 5.3 m à 6 m.

Titre de rappel, la section des butons dans la solution proposée est la même avec la solution adoptée sur site soit 2HEB500.

### 4.8.2.3 Estimation de coût des supports horizontaux pour la solution proposée (100% butons) 1<sup>ère</sup> variante

Le prix donné par l'entreprise COSIDER :

- 30432.3 DA/ml pour un seul butons (HEB 500)

Tableur 4.18 : Coût de la solution proposé (100% butons) pour la 1<sup>ère</sup> variante

| Nombre de butons (HEB500) | Prix d'un seul butons (DA)  | Prix Total (DA)    |
|---------------------------|---|--------------------|
| 106                       | 1 <sup>er</sup> Niveau : 596473.08<br>2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> Niveau : 541694.94 | <b>59063007.84</b> |

## MODELISATION DES PAROIS MOULEES

Cette solution qui coute **59063007.84 DA** en supports horizontaux nous a permis de gagner en prix un montant de **41168815.46 DA** soit une réduction de **41.07%** par rapport au prix de la solution adoptée sur site

### 4.8.3 Vérification de la solution proposée (100% butons)

#### 2<sup>ème</sup> variante

Nous avons gardé le même nombre de lits de butons soit 5 lits ainsi que le même positionnement des lits. Par contre, les niveaux d'excavation ont été modifiés ainsi que la section des butons : 1HEB500 au lieu de 2HEB500 et l'espacement entre les lits de butons : 7.3 m au lieu de 5.3 m.

Les caractéristiques géométriques des butons ainsi que leurs positionnements sont illustrées dans le tableau 4.19 et la figure 4.11 respectivement.

Tableau 4.19 : Caractéristiques des butons (2<sup>ème</sup> variante : 100% butons)

| <b>Caractéristique des butons pour la 2<sup>ème</sup> variante</b> |                 |                 |                               |                            |
|--|-----------------|-----------------|-------------------------------|----------------------------|
| Profile  | Longueur<br>(m) | Distance<br>(m) | Surface<br>(mm <sup>2</sup> ) | Module élastique<br>E(MPa) |
| 1HEB500  | 19.6 et 17.8    | 7.30            | 23864                         | 210000                     |



# MODELISATION DES PAROIS MOULEES

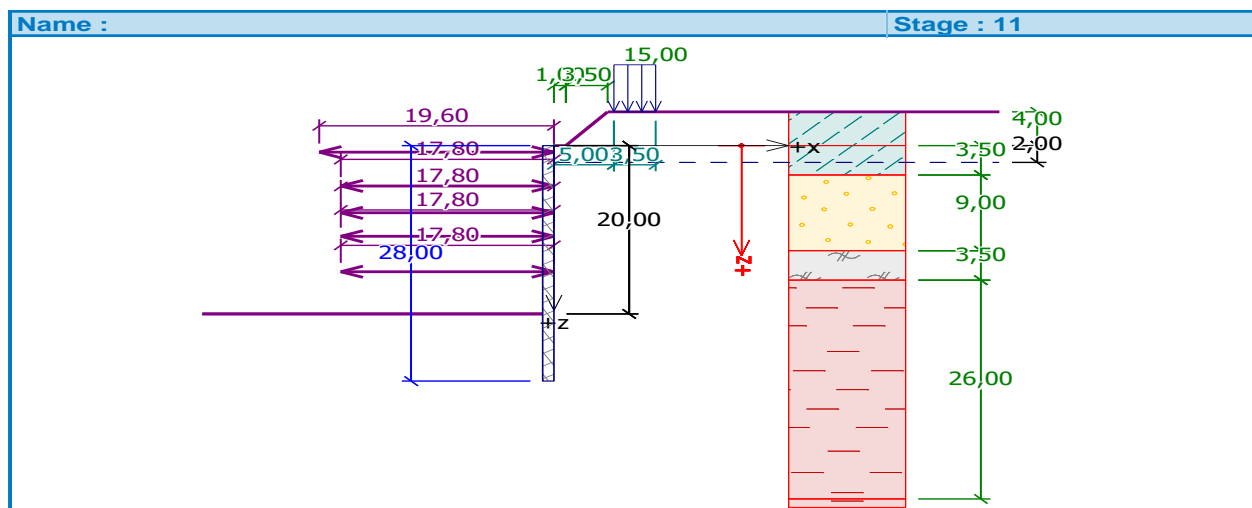


Figure 4.11 : Positionnement des butons (2<sup>ème</sup> variante : 100% butons)

Tableau 4.20 : Résultats des efforts internes et déplacement de la paroi (phasage descendant : 2<sup>ème</sup> variante : 100% butons)

| N° de phases | Excavation à | Butons à | Effort tranchant max kN/ml | Moment fléchissant max kN.m/ml | Déplacement de la paroi (mm) |
|--------------|--------------|----------|----------------------------|--------------------------------|------------------------------|
| 1            | 4 m          | -        | 195.45                     | 564.54                         | 6.9                          |
| 2            |              | 0.8 m    | 186.03                     | 556.51                         | 6.8                          |
| 3            | 8 m          |          | 305,08                     | 734,89                         | 12.7                         |
| 4            |              | 4.8 m    | 304,93                     | 735,17                         | 12.8                         |
| 5            | 11 m         | -        | 459,05                     | 874,22                         | 14.5                         |
| 6            |              | 8 m      | 458,83                     | 873,46                         | 14.5                         |
| 7            | 14 m         | -        | 589,01                     | 1115,03                        | 17.5                         |
| 8            |              | 10.8     | 588,69                     | 1114,18                        | 17.5                         |
| 9            | 17 m         | -        | 541,67                     | 1846,03                        | 29.6                         |
| 10           |              | 15 m     | 541,10                     | 1844,05                        | 29.6                         |
| 11           | 20 m         | -        | 806,93                     | 3110,64                        | 48.5                         |



# MODELISATION DES PAROIS MOULEES

La figure 4.13 montre l'allure de la déformée de la paroi ainsi que la pression agissante sur cette paroi obtenu pour un déplacement maximum de **48.5 mm** enregistré en phase n°11.

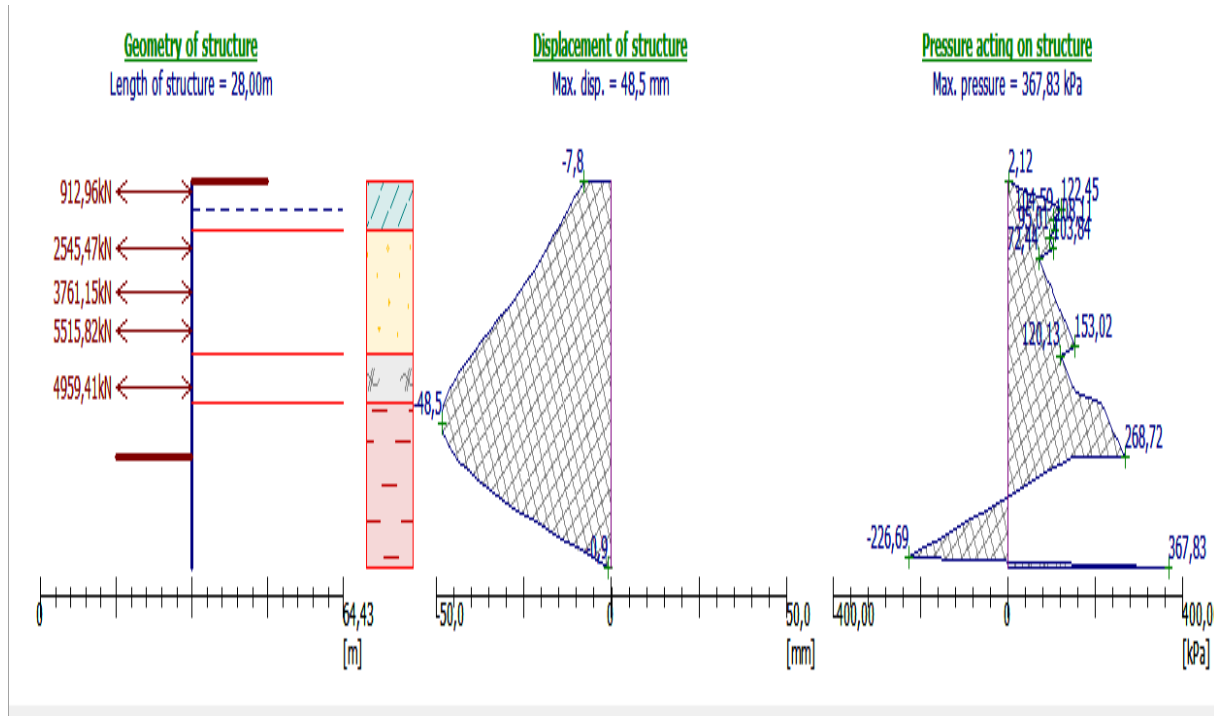


Figure 4.13 : Schéma représentant les pressions agissant sur la paroi et le déplacement maximal de la paroi (2<sup>ème</sup> variante : 100% butons)

## - Les réactions dans les butons

Le tableau 4.22 présente les réactions qui règnent dans les butons au fur et à mesure de l'avancement des travaux. Il est à noter que l'effort maximum repris par les butons est de 5515.82kN et la stabilité interne de l'ensemble des butons est vérifiée car cet effort maximum est inférieur au maximum de charge que peut supporter un HEB500 de 20m de longueur=6800kN.

## MODELISATION DES PAROIS MOULEES

Tableau 4.22 : Les réactions dans les butons (2<sup>ème</sup> variante : 100% butons)

| PHASE      | Réaction obtenus en [kN] |          |          |          |          |
|------------|--------------------------|----------|----------|----------|----------|
|            | Butons 1                 | Butons 2 | Butons 3 | Butons 4 | Butons 5 |
| Excavation | -                        | -        | -        | -        | -        |
| Butons 1   | 15,96                    | -        | -        | -        | -        |
| Excavation | 1595,35                  | -        | -        | -        | -        |
| Butons 2   | 1599,22                  | 2,55     | -        | -        | -        |
| Excavation | 1901,91                  | 1471,37  | -        | -        | -        |
| Butons 3   | 1901,06                  | 1470,49  | 4,17     | -        | -        |
| Excavation | 1803,37                  | 2083,88  | 1253,55  | -        | -        |
| Butons 4   | 1803,41                  | 2083,08  | 1252,09  | 4,59     | -        |
| Excavation | 1222,49                  | 2569,54  | 3165,38  | 3712,83  | -        |
| Butons 5   | 1223,05                  | 2569,19  | 3163,82  | 3709,76  | 6.25     |
| Excavation | 912,96                   | 2545,47  | 3761,15  | 5515,82  | 4959,41  |

### Les réactions dans les dalles

Tableau 4.23 : Les réactions dans les dalles (phase finale : 2<sup>ème</sup> variante : 100% butons)

| Les réactions dans les dalles : (Phase finale) [kN] |                |                |
|---|----------------|----------------|
| Radier à 17.8 m                                     | Dalle à 9.35 m | Dalle à 2.65 m |
| 677,27  | 1979,70        | 2405,35        |

## 4.8.3.1 Vérification de la stabilité au glissement

La figure 4.14 présente le cercle de glissement le plus critique ainsi que le pourcentage d'utilisation par rapport à 100% pour l'ensemble des méthodes de calculs du coefficient de sécurité.

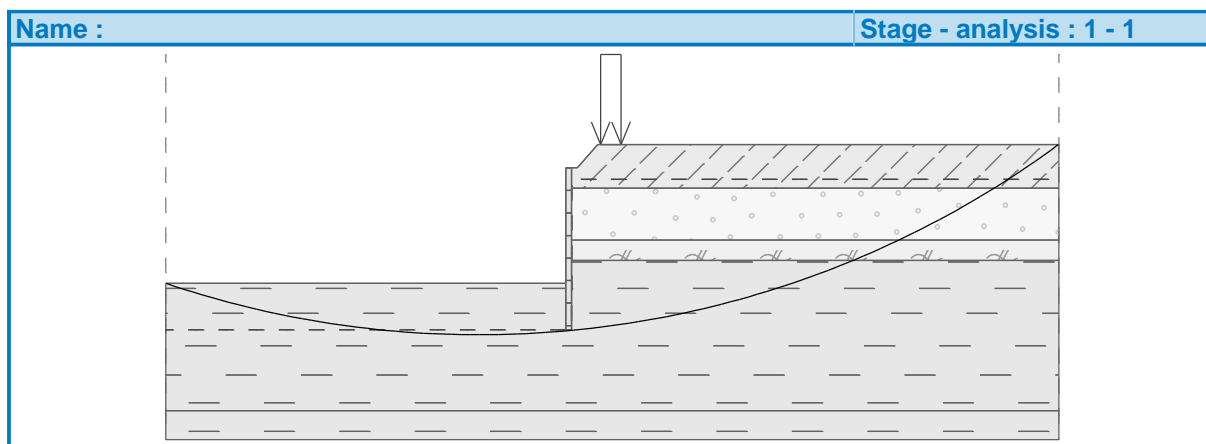


Figure 4.14 : Schéma présentant le cercle de glissement le plus critique (2<sup>ème</sup> variante : 100% butons)

### Slope stability verification (all methods):

|                        |                      |            |
|------------------------|----------------------|------------|
| Bishop:                | Utilization = 60.7 % | ACCEPTABLE |
| Fellenius / Petterson: | Utilization = 62.7 % | ACCEPTABLE |
| Spencer :              | Utilization = 60.7 % | ACCEPTABLE |
| Janbu :                | Utilization = 57.4 % | ACCEPTABLE |
| Morgenstern-Price      | Utilization = 60.8 % | ACCEPTABLE |

Le coefficient de sécurité le plus critique  $F_s = 1.59$  donc la stabilité au glissement est vérifié.

### 4.8.3.2 Synthèse de la solution proposée (2<sup>ème</sup> variante : 100% butons)

Nous avons obtenu un déplacement maximum de 48.5 mm (97 % d'utilisation) au niveau de la phase n°11. Un effort tranchant maximum de 2401,02kN/ml et un moment fléchissant de 5455,38kN.m/ml. La valeur de déplacement est très proche à 50 mm mais reste inférieure au seuil de déplacement admissible fixé à 50 mm.

La stabilité globale au glissement a été également vérifiée avec un coefficient de sécurité  $F_s=1.59$ .

## MODELISATION DES PAROIS MOULEES

La solution que nous avons proposée se distingue de celle adoptée sur site par les points suivants :

- La section des butons a été réduite à 1HEB500 au lieu de 2HEB500 ;
- L'espacement des butons a été augmenté de 5.3 m à 7.3 m.

### 4.8.3.3 Estimation de coût des supports horizontaux pour la solution proposée (2<sup>ème</sup> variante : 100% butons)

Le prix donné par l'entreprise COSIDER :

- 30 432.3 DA/ml pour un seul butons (HEB 500)

Tableau 4.24 : Coût de la solution proposée (100% butons) pour la 2<sup>ème</sup> variante

| Nombre de butons (HEB500) | Prix pour seul butons (DA)  | Prix Totale (DA) |
|---------------------------|---|------------------|
| 83                        | 1 <sup>er</sup> Niveau : 596473.08<br>Niveaux restants :541694.94 | 45782352.12      |

Cette solution qui coute **45782352.12 DA** en supports horizontaux,nous a permis de gagner en prix un montant de **54449471.18 DA** soit une réduction de **54.32 %** par rapport au prix de la solution adoptée sur site.

Il est à noter que cette 2<sup>ème</sup> variante est plus intéressante sur le plan économique comparé à la 1<sup>ère</sup> variante avec une différence de **13280655.72 Da** soit une différence de **13 %**.

### 4.8.4 Vérification de la solution proposée (100% Tirants)

En adoptant des tirants d'ancrages comme supports horizontaux et dont le but d'atteindre la solution optimale, nous avons proposé une solution pour soutenir l'excavation de la station d'étude.

Dans ce cas nous avons proposé 4 lits de tirants d'ancrages espacés de 4.8 m.

Le tableau ci-dessous présente les caractéristiques des tirants qui existent dans le commerce. Nous opterons pour le tirant le plus grand (d=63.5 mm).

# MODELISATION DES PAROIS MOULEES

Tableau 4.25 : Les caractéristiques des tirants utilisés

| Qualité d'acier<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | Diamètre (mm) | Limite élastique(KN) | Rupture ( KN) |
|---|---------------|----------------------|---------------|
| 555/700                                 | 63.5          | 1758                 | 2217          |

### Les caractéristiques des tirants d'ancrages :

Les caractéristiques géométriques des tirants d'ancrages ainsi que leurs positionnements sont illustrées dans le tableau 4.28 et la figure 4.15 respectivement.

Tableau 4.26 : Caractéristiques des tirants d'ancrages

| Tirant                  | Profondeur<br>(m) | Longueur<br>libre (m) | Longueur de<br>scellement<br>(m) | inclinaison<br>(°) | Espacement<br>(m) | Diamètre<br>(mm)     |    |    |    |    |     |      |
|-------------------------|-------------------|-----------------------|----------------------------------|--------------------|-------------------|----------------------|----|----|----|----|-----|------|
| 1 <sup>er</sup> Lit     | 5                 | 23                    | 10                               | 15                 | 4.8               | 63.5                 |    |    |    |    |     |      |
| 2 <sup>ème</sup><br>Lit | 9                 | 23                    | 10                               | 15                 | 4.8               | 63.5                 |    |    |    |    |     |      |
| 3 <sup>ème</sup> Lit    | 13.5              | 23                    | 15                               | 4.8                | 63.5              | 4 <sup>ème</sup> Lit | 16 | 23 | 10 | 15 | 4.8 | 63.5 |
| 4 <sup>ème</sup> Lit    | 16                | 23                    | 10                               | 15                 | 4.8               | 63.5                 |    |    |    |    |     |      |

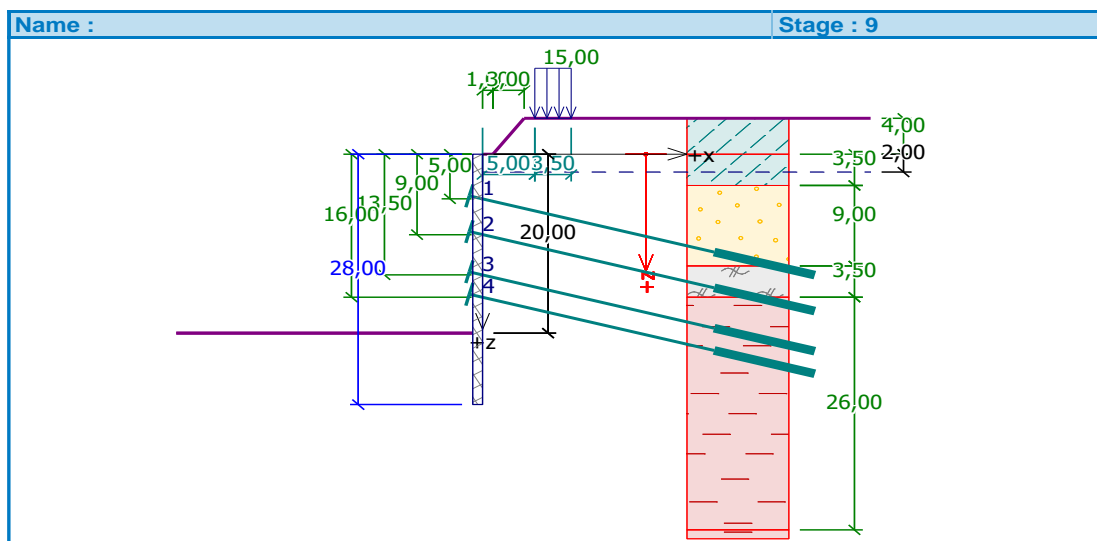


Figure 4.15 : Positionnements des tirants d'ancrages (100% tirants)

## MODELISATION DES PAROIS MOULEES

Le tableau 4.27 présente les résultats obtenus des efforts internes à savoir : l'effort tranchant et le moment fléchissant, ainsi que le déplacement maximum de la paroi au fur et à mesure du phasage des travaux (phasage descendant). Le phasage descendant consiste à excaver le sol et mettre en place le lit de tirant d'ancrage. Cette opération est répétée jusqu'à atteindre le niveau du fond de fouille. Le phasage ascendant consiste à laisser en place les lits de tirants d'ancrage et d'exécuter les dalles du bas en haut donc ce phasage ne nécessite pas de calculs.

Tableau 4.27 : Résultats des efforts internes et déplacements de la paroi (100% tirants)

| N° de phases | Excavation à | Tirants à | Effort tranchant max kN | Moment fléchissant max kN.m | Déplacement max de la paroi (mm) |
|--------------|--------------|-----------|-------------------------|-----------------------------|----------------------------------|
| 1            | 5.5 m        |           | 479.98                  | 1120.16                     | 20.2                             |
| 2            |              | 5 m       | 479.98                  | 1120.16                     | 20.2                             |
| 3            | 9.5 m        |           | 264.33                  | 795.85                      | 28.8                             |
| 4            |              | 9 m       | 356.89                  | 728.78                      | 28.8                             |
| 5            | 14 m         |           | 341.69                  | 668.97                      | 29.7                             |
| 6            |              | 13.5 m    | 485.38                  | 616.59                      | 30                               |
| 7            | 16.5 m       |           | 391.53                  | 743.88                      | 28                               |
| 8            |              | 16 m      | 395.1                   | 633.77                      | 28.9                             |
| 9            | 20 m         |           | 725.76                  | 2313.23                     | 39.2                             |

La figure 4.16 montre l'allure de la déformée de la paroi ainsi que la pression agissante sur cette paroi obtenu pour un déplacement maximum de **39.2 mm** enregistré en fin des travaux soit la phase n°9.



# MODELISATION DES PAROIS MOULEES

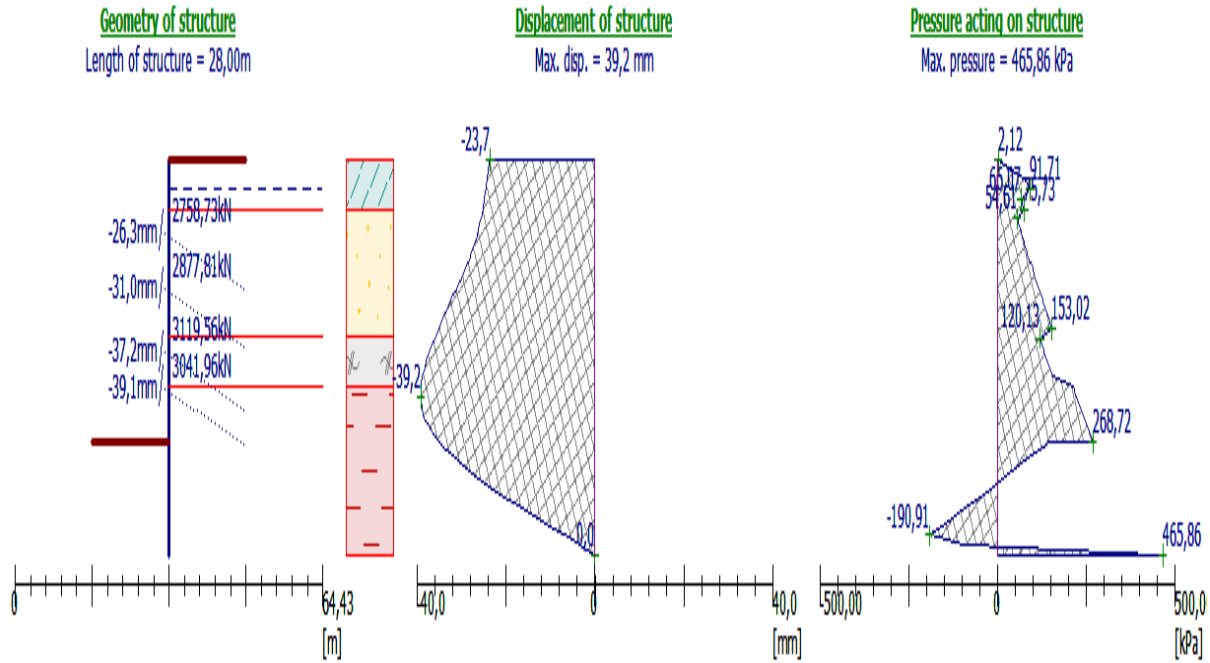


Figure 4.16 : Schéma représentant les pressions agissant sur la paroi et le déplacement maximal de la paroi (100% tirants)

## 4.8.4.1 Vérification de la stabilité interne des tirants d'ancrage

Dans ce qui suit, nous allons présenter sous forme de tableaux les forces d'ancrages dans les tirants, leurs déformations ainsi que leurs coefficients de sécurité en fonction du phasage des travaux.

- **La 1<sup>ère</sup> phase** : Excavation à 5.5 m de profondeur
- **La 2<sup>ème</sup> phase** : Mise en place de la 1<sup>ère</sup> ligne de tirants à 5 m de profondeur

Tableau 4.28 : Efforts internes et déformation des tirants (Phase 2 : 100% tirants)

| Phase 2 : tirants à 5 m |                     |                            |   |                            |
|-------------------------|---------------------|----------------------------|---|----------------------------|
| Tirants                 | Déformation<br>[mm] | Force de l'ancrage<br>[kN] | Force de l'ancrage<br>max. admissible<br>[kN] | Coefficient de<br>sécurité |
| <b>1</b>                | -7.6                | 2217,00                    | 16219.41                                      | <b>7.31</b>                |

## MODELISATION DES PAROIS MOULEES

- **La 3<sup>ème</sup> phase** : Excavation à 9.5 m de profondeur

Tableau 4.29 : Efforts internes et déformation des tirants (Phase 3 : 100% tirants)

| <b>Phase 3 : excavation à 9.5 m</b> |                     |                            |   |                            |
|-------------------------------------|---------------------|----------------------------|---|----------------------------|
| Tirants                             | Déformation<br>[mm] | Force de l'ancrage<br>[kN] | Force de l'ancrage<br>max. admissible<br>[kN] | Coefficient de<br>sécurité |
| <b>1</b>                            | -16.6               | 2477.55                    | 20786.24                                      | <b>8.38</b>                |

- **La 4<sup>ème</sup> phase** : Mise en place de la 2<sup>ème</sup> ligne de tirants à 9 m de profondeur

Tableau 4.30 : Efforts internes et déformation des tirants (Phase 4 : 100% tirants)

| <b>Phase 4 : tirants à 9 m</b> |                     |                            |   |                            |
|--------------------------------|---------------------|----------------------------|---|----------------------------|
| Tirants                        | Déformation<br>[mm] | Force de l'ancrage<br>[kN] | Force de l'ancrage<br>max. admissible<br>[kN] | Coefficient de<br>sécurité |
| <b>1</b>                       | -16.4               | 2471.49                    | 20786.24                                      | <b>8.4</b>                 |
| <b>2</b>                       | -8.2                | 2217,00                    | 26295.22                                      | <b>11.68</b>               |

- **La 5<sup>ème</sup> phase** : Excavation à 14 m de profondeur

Tableau 4.31 : Efforts internes et déformation des tirants (phase 5 : 100% tirants)

| <b>Phase 5: excavation à 14 m</b> |                     |                            |   |                            |
|-----------------------------------|---------------------|----------------------------|---|----------------------------|
| Tirants                           | Déformation<br>[mm] | Force de l'ancrage<br>[kN] | Force de l'ancrage<br>max. admissible<br>[kN] | Coefficient de<br>sécurité |
| <b>1</b>                          | -19.1               | 2549.3                     | 9422.68                                       | <b>3.69</b>                |
| <b>2</b>                          | -12.7               | 2347.65                    | 6326.78                                       | <b>2.69</b>                |

## MODELISATION DES PAROIS MOULEES

- **La 6<sup>ème</sup> phase** : Mise en place de la 3<sup>ème</sup> ligne de tirants à 13.5 m de profondeur

Tableau 4.32: Efforts internes et déformation des tirants (Phase 6 : 100% tirants)

| <b>Phase 6: tirants à 13.5 m</b> |                     |                            |   |                            |
|----------------------------------|---------------------|----------------------------|---|----------------------------|
| Tirants                          | Déformation<br>[mm] | Force de l'ancrage<br>[kN] | Force de l'ancrage<br>max. admissible<br>[kN] | Coefficient de<br>sécurité |
| <b>1</b>                         | -19.1               | 2550.48                    | 9422.68                                       | <b>3.69</b>                |
| <b>2</b>                         | -12.5               | 2341.21                    | 6325.33                                       | <b>2.7</b>                 |
| <b>3</b>                         | -6                  | 2217,00                    | 7991.44                                       | <b>3.6</b>                 |

- **La 7<sup>ème</sup> phase** : Excavation à 16.5 m de profondeur

Tableau 4.33 : Efforts internes et déformation des tirants (Phase 7 : 100% tirants)

| <b>Phase 7 : excavation à 16.5 m</b> |                     |                            |   |                            |
|--------------------------------------|---------------------|----------------------------|---|----------------------------|
| Tirants                              | Déformation<br>[mm] | Force de l'ancrage<br>[kN] | Force de l'ancrage<br>max. admissible<br>[kN] | Coefficient de<br>sécurité |
| <b>1</b>                             | -21.2               | 2610.69                    | 6780.12                                       | <b>2.59</b>                |
| <b>2</b>                             | -17.8               | 2494.45                    | 4284.81                                       | <b>1.71</b>                |
| <b>3</b>                             | -14.3               | 2456.44                    | 5976.26                                       | <b>2.43</b>                |

- **La 8<sup>ème</sup> phase** : Mise en place de la 4<sup>ème</sup> ligne de tirants à 16 m de profondeur.

Tableau 4.34 : Efforts internes et déformation des tirants (Phase 8 :100% tirants)

| <b>Phase 8 : tirants à 16 m</b> |                     |                            |   |                            |
|---------------------------------|---------------------|----------------------------|---|----------------------------|
| Tirants                         | Déformation<br>[mm] | Force de l'ancrage<br>[kN] | Force de l'ancrage<br>max. admissible<br>[kN] | Coefficient de<br>sécurité |
| <b>1</b>                        | -21.6               | 2622.89                    | 6780.12                                       | <b>2.58</b>                |
| <b>2</b>                        | -17.8               | 2495.81                    | 4269.91                                       | <b>1.71</b>                |
| <b>3</b>                        | -13.7               | 2440.11                    | 5959.63                                       | <b>2.44</b>                |
| <b>4</b>                        | -10.6               | 2217,00                    | 5829.94                                       | <b>2.62</b>                |

# MODELISATION DES PAROIS MOULEES

- **La 9<sup>ème</sup> phase** : Excavation à 20 m de profondeur

Tableau 4.35 : Efforts internes et déformation des tirants (Phase 9 : 100% tirants)

| <b>Phase 9 : excavation à 20 m</b> |                     |                            |   |                            |
|------------------------------------|---------------------|----------------------------|---|----------------------------|
| Tirants                            | Déformation<br>[mm] | Force de l'ancrage<br>[kN] | Force de l'ancrage<br>max. admissible<br>[kN] | Coefficient de<br>sécurité |
| <b>1</b>                           | -26.3               | 2758.73                    | 6780.12                                       | <b>2.45</b>                |
| <b>2</b>                           | -31                 | 2877.81                    | 4103.2  | <b>1.42</b>                |
| <b>3</b>                           | -37.2               | 3119.56                    | 5324.1  | <b>1.7</b>                 |
| <b>4</b>                           | -39.1               | 3041.96                    | 4360.54                                       | <b>1.43</b>                |

## 4.8.4.2 Vérification de la stabilité au glissement

La figure 4.17 présente le cercle de glissement le plus critique ainsi que le pourcentage d'utilisation par rapport à 100% pour l'ensemble des méthodes de calculs du coefficient de sécurité.

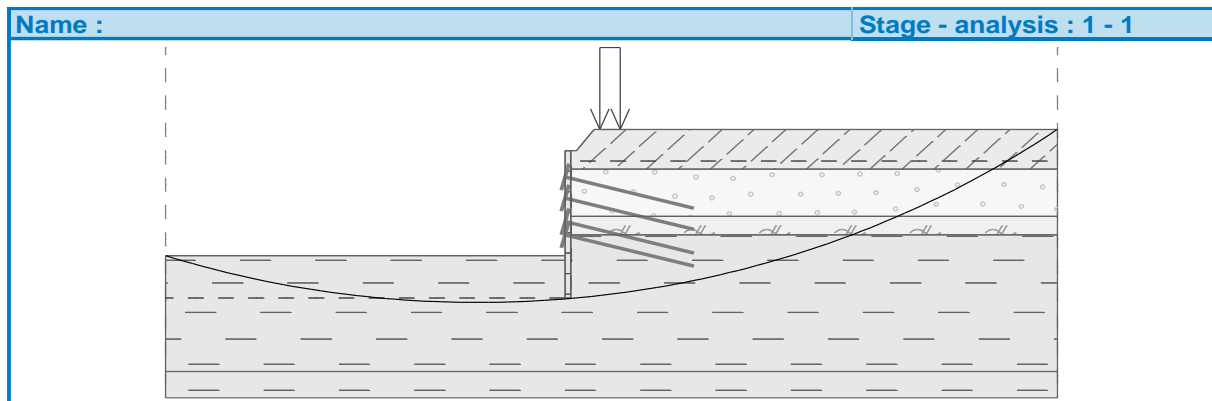


Figure 4.17 : Schéma présentant le cercle de glissement le plus critique (100% tirants)

### Slope stability verification (all methods):

|                        |                      |            |
|------------------------|----------------------|------------|
| Bishop:                | Utilization = 60.7 % | ACCEPTABLE |
| Fellenius / Petterson: | Utilization = 62.7 % | ACCEPTABLE |
| Spencer :              | Utilization = 60.7 % | ACCEPTABLE |
| Janbu :                | Utilization = 57.4 % | ACCEPTABLE |
| Morgenstern-Price      | Utilization = 60.8 % | ACCEPTABLE |

## MODELISATION DES PAROIS MOULEES

Le coefficient de sécurité le plus critique  $F_s = 1.59$  donc la stabilité au glissement est vérifié.

### 4.8.4.3 Synthèse de la solution 100% tirants

Nous avons obtenu un déplacement maximum de 39.2 mm (78.4% d'utilisation) au niveau de la phase n°9. Un effort tranchant maximum de 725.76kN/ml et un moment fléchissant maximum de 2313.23kN.m/ml. Cette valeur de déplacement est inférieure au seuil de déplacement admissible fixé à 50 mm.

La stabilité interne des tirants d'ancrages est vérifiée pour l'ensemble des phases de construction de la paroi moulée avec un coefficient de sécurité compris entre 1.42 et 11.68.

La stabilité globale au glissement a été également vérifiée avec un coefficient de sécurité  $F_s=1,59$ .

### 4.8.4.4 Estimation de coût des supports horizontaux pour la solution proposé (1<sup>ère</sup> variante : 100% tirants)

Le prix donnés par l'entreprise COSIDER :

- 23553.14 DA /ml pour un tirant provisoire.

Tableau 4.36 : Coût des tirants pour la solution proposé (100% tirants)

|                            | <b>Le nombre de tirants</b> | <b>La longueur (m)</b> | <b>Le coût (DA)</b>                    |
|----------------------------|-----------------------------|------------------------|--|
| <b>1<sup>er</sup> Lit</b>  | 52                          | 33                     | <b>40417188.24</b>                     |
| <b>2<sup>ème</sup> Lit</b> | 52                          | 33                     | <b>40417188.24</b>                     |
| <b>3<sup>ème</sup> Lit</b> | 52                          | 33                     | <b>40417188.24</b>                     |
| <b>4<sup>ème</sup> Lit</b> | 52                          | 33                     | <b>40417188.24</b>                     |
|                            |                             |                        | <b>Totale :</b><br><b>161668753 DA</b> |

Le prix des tirants d'ancrages : **161668753 DA**.

Cette solution qui coûte **161668753DA** en supports horizontaux est chère car elle dépasse le prix de la solution adoptée sur site de **61436929.7** soit une augmentation de **61 %**.

## MODELISATION DES PAROIS MOULEES

Dans le but de réduire le coût du soutènement à 100% tirants, nous avons également proposée une solution mixte (Tirants et butons), 2 lits de butons (2HEB500 espacés de 5.3 m) et 3 lits de tirants (espacé de 4.8 m).

### 4.8.5 Vérification de la solution proposée (Soutènement mixte tirants et butons)

Nous avons proposé 2 Lits de butons et 3 lits de tirants d'ancrages, les caractéristiques de chaque système d'appuis sont représentés dans les tableaux suivants :

#### - Les caractéristiques des butons

Les caractéristiques géométriques des butons ainsi que leurs positionnements sont illustrées dans le tableau 4.37 et la figure 4.18.

Tableau 4.37 : Les caractéristiques des butons (Soutènement mixte tirants et butons)

| Butons                | Profondeur d'installation (m) | Profile | Longueur (m) | Distance (m) | Surface (mm <sup>2</sup> ) | Module élastique E(MPa) |
|-----------------------|-------------------------------|---------|--------------|--------------|----------------------------|-------------------------|
| 1 <sup>er</sup> Lits  | 3                             | 2HEB500 | 17.8         | 5.3          | 47728                      | 210000                  |
| 2 <sup>ème</sup> Lits | 6                             | 2HEB500 | 17.8         | 5.3          | 47728                      | 210000                  |

#### - Les caractéristiques des tirants

Les caractéristiques géométriques des tirants d'ancrages ainsi que leurs positionnements sont illustrées dans le tableau 4.38 et la figure 4.18.

Tableau 4.38 : Les caractéristiques des tirants d'ancrages (3<sup>ème</sup> variante : Soutènement mixte tirants et butons)

| Tirants              | Profondeur (m) | Longueur libre (m) | Longueur de scellement (m) | Inclinaison (°) | Espacement (m) | Diamètre (mm) |
|----------------------|----------------|--------------------|----------------------------|-----------------|----------------|---------------|
| 1 <sup>er</sup> Lit  | 10.5           | 23                 | 10                         | 15              | 4.8            | 63.5          |
| 2 <sup>ème</sup> Lit | 13.5           | 23                 | 10                         | 15              | 4.8            | 63.5          |
| 3 <sup>ème</sup> Lit | 15.5           | 23                 | 10                         | 15              | 4.8            | 63.5          |

## MODELISATION DES PAROIS MOULEES

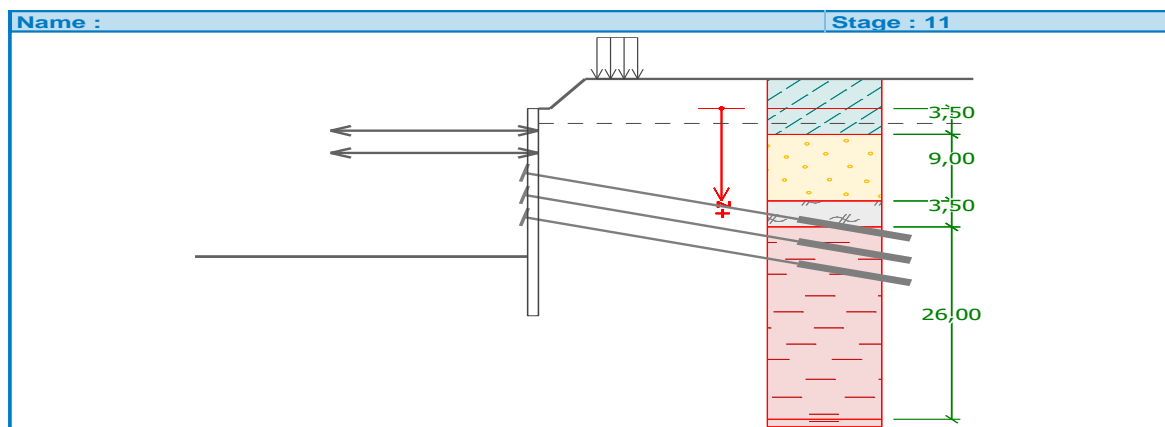


Figure 4.18 : Positionnement des butons et tirants d'ancrages (Soutènement mixte tirants et butons)

Le tableau 4.39 présente les résultats obtenus des efforts internes à savoir : l'effort tranchant et le moment fléchissant, ainsi que le déplacement maximum de la paroi au fur et à mesure du phasage des travaux (phasage descendant). Le phasage descendant consiste à excaver le sol et mettre en place le lit de supports horizontaux à savoir : les butons ou les tirants d'ancrage. Cette opération est répétée jusqu'à atteindre le niveau du fond de fouille.

Tableau 4.39 : Résultats des efforts internes et déplacement de la paroi des différentes phases (phasage descendant : Soutènement mixte tirants et butons)

| N° de phases | Excavation à | Butons à | Tirants à | Effort tranchant max kN/m | Moment fléchissant max kN.m/ml | Déplacement de la paroi (mm) |
|--------------|--------------|----------|-----------|---------------------------|--------------------------------|------------------------------|
| 1            | 5 m          | -        | -         | 259.28                    | 967.98                         | 14.9                         |
| 2            | -            | 3 m      | -         | 259.11                    | 969.21                         | 14.9                         |
| 3            | 8 m          | -        | -         | 243.09                    | 746.53                         | 15.8                         |
| 4            | -            | 6 m      | -         | 243.24                    | 746.42                         | 15.8                         |
| 5            | 11 m         | -        | -         | 317.81                    | 540.97                         | 14.0                         |
| 6            | -            | -        | 10.5m     | 266.7                     | 480.47                         | 14.2                         |
| 7            | 14 m         | -        | -         | 369.37                    | 513.62                         | 13.9                         |
| 8            | -            | -        | 13.5 m    | 307.76                    | 421.92                         | 14                           |
| 9            | 16 m         | -        | -         | 365.91                    | 608.12                         | 13.6                         |
| 10           | -            | -        | 15.5 m    | 327.21                    | 422.6                          | 13.6                         |
| 11           | 20 m         | -        | -         | 825.77                    | 2899.30                        | 39.2                         |

## MODELISATION DES PAROIS MOULEES

Le phasage ascendant consiste à retirer les butons et couler les dalles en béton qui seront des appuis définitif de la structure toute en laissant en place les tirants d'ancrage déjà exécuter. Les résultats des efforts internes de ce phasage sont représentés dans le tableau 4.40.

Tableau 4.40 : Résultats des efforts internes et déplacement de la paroi des différentes phases (phasage ascendant : Soutènement mixte tirants et butons)

| N° de phases | Radier/dalles   | butons               | Effort tranchant max kN/ml | Moment fléchissant max kN.m/ml | Déplacement de la paroi (mm) |
|--------------|-----------------|----------------------|----------------------------|--------------------------------|------------------------------|
| 12           | Radier à 17.8 m | -                    | 811.19                     | 3024.55                        | 39.2                         |
| 13           | Dalle à 9.35 m  | -                    | 1918.07                    | 5175.19                        | 39.2                         |
| 14           | -               | Retiré le butons N°2 | 1918.07                    | 5175.19                        | 39.2                         |
| 15           | -               | Retiré le butons N°1 | 1918.07                    | 5175.19                        | 39.2                         |
| 16           | Dalle à 2.65 m  | -                    | 1918.07                    | 5175.19                        | 39.2                         |

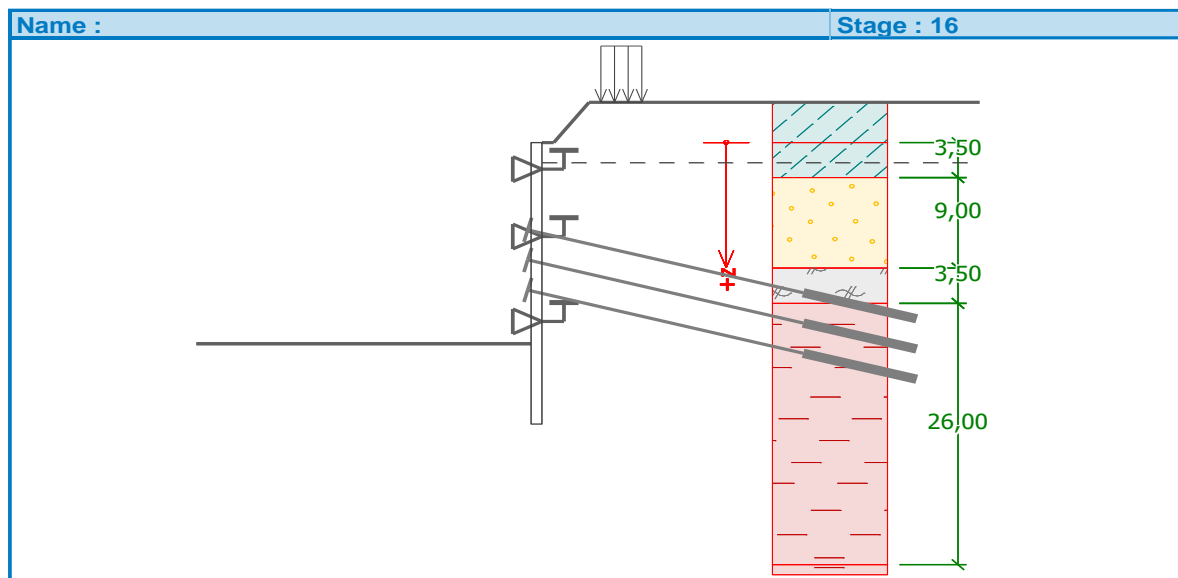


Figure 4.19 : Positionnement des dalles (3<sup>ème</sup> variante : Soutènement mixte tirants et butons)

La figure 4.20 montre l'allure de la déformée de la paroi ainsi que la pression agissante sur cette paroi obtenu pour un déplacement maximum de **39.2 mm** enregistré en phase n°11



# MODELISATION DES PAROIS MOULEES

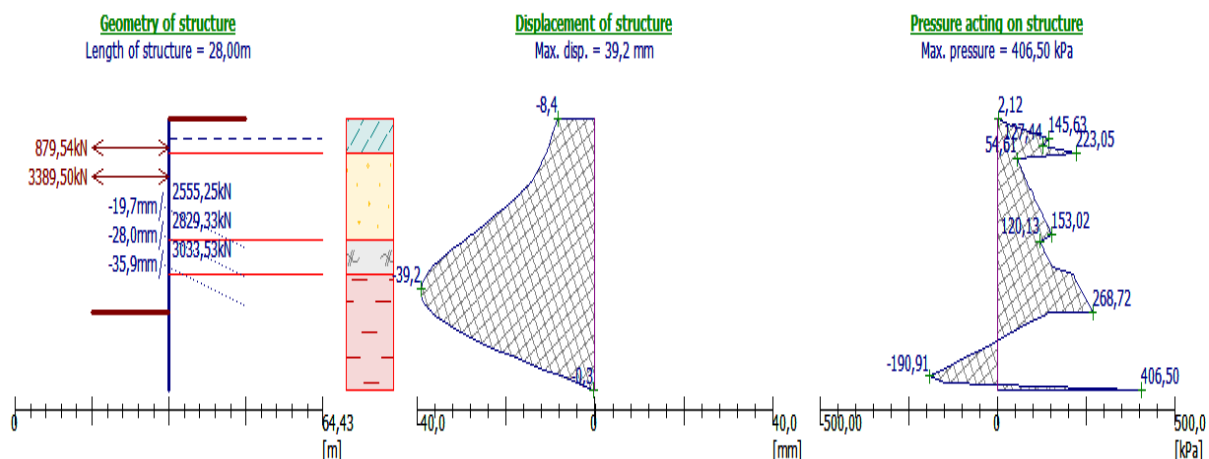


Figure 4.20 : Schéma représentant les pressions agissant sur la paroi et le déplacement maximal de la paroi (Soutènement mixte tirants et butons)

## - Les réactions dans les butons

Le tableau 4.41 présente les réactions qui règnent dans les butons au fur et à mesure de l'avancement des travaux. Il est à noter que l'effort maximum repris par les butons est de 1761.07kN et la stabilité interne de l'ensemble des butons est vérifiée.

Tableau 4.41 : Les réactions dans les butons (Soutènement mixte tirants et butons)

| PHASE     |                   | Les réactions dans les butons [kN] |          |          |
|-----------|-------------------|------------------------------------|----------|----------|
|           |                   | Butons 1                           | Butons 2 | Butons 3 |
| Phase N°1 | Excavation à 5 m  | -                                  | -        | -        |
| Phase N°2 | Butons 1 à 3 m    | 4.83                               | -        | -        |
| Phase N°3 | Excavation à 8 m  | 1502.83                            | -        | -        |
| Phase N°4 | Butons 2 à 6 m    | 1501.09                            | 0.26     | -        |
| Phase N°5 | Excavation à 11 m | 1761.07                            | 1602.18  | -        |

## MODELISATION DES PAROIS MOULEES

### - Les réactions dans les tirants

Dans ce qui suit, nous allons présenter sous forme de tableaux les forces d'ancrages dans les tirants, leurs déformations ainsi que leurs coefficients de sécurité en fonction du phasage des travaux.

#### - Phase N°6 :

Tableau 4.42 : Efforts internes et déformation des tirants (Phase 6 : Soutènement mixte tirants et butons)

| <b>Phase 6 : tirants à 10.5 m</b> |                     |                            |  |                            |
|-----------------------------------|---------------------|----------------------------|--|----------------------------|
| Tirants                           | Déformation<br>[mm] | Force de l'ancrage<br>[kN] | Force de l'ancrage<br>max. admissible [kN] | Coefficient de<br>sécurité |
| <b>1</b>                          | -8                  | 2217,00                    | 28460.34                                   | <b>12.83</b>               |

#### - Phase N°7 :

Tableau 4.43 : Efforts internes et déformation des tirants (Phase 7 : Soutènement mixte tirants et butons)

| <b>Phase 7 : excavation à 14 m</b> |                     |                            |  |                            |
|------------------------------------|---------------------|----------------------------|--|----------------------------|
| Tirants                            | Déformation<br>[mm] | Force de l'ancrage<br>[kN] | Force de l'ancrage<br>max. admissible [kN] | Coefficient de<br>sécurité |
| <b>1</b>                           | -9.2                | 2249.71                    | 9455.46                                    | <b>4.2</b>                 |

#### - Phase N°8 :

Tableau 4.44 : Efforts internes et déformation des tirants (Phase 8 : Soutènement mixte tirants et butons)

| <b>Phase 8: tirants à 13.5 m</b> |                     |                            |   |                            |
|----------------------------------|---------------------|----------------------------|---|----------------------------|
| Tirants                          | Déformation<br>[mm] | Force de l'ancrage<br>[kN] | Force de l'ancrage<br>max. admissible<br>[kN] | Coefficient de<br>sécurité |
| <b>1</b>                         | -8.9                | 2241.17                    | 9455.46                                       | <b>4.2</b>                 |
| <b>2</b>                         | -6.8                | 2217,00                    | 9588.53                                       | <b>4.3</b>                 |

## MODELISATION DES PAROIS MOULEES

- **Phase N°9 :**

Tableau 4.45 : Efforts internes et déformation des tirants (Phase 9 : Soutènement mixte tirants et butons)

| <b>Phase 9 : excavation à 16 m</b> |                     |                            |   |                            |
|------------------------------------|---------------------|----------------------------|---|----------------------------|
| Tirants                            | Déformation<br>[mm] | Force de l'ancrage<br>[kN] | Force de l'ancrage<br>max. admissible<br>[kN] | Coefficient de<br>sécurité |
| <b>1</b>                           | -9.9                | 2269.77                    | 7483.91                                       | <b>3.29</b>                |
| <b>2</b>                           | -9.5                | 2295.53                    | 7935.65                                       | <b>3.45</b>                |

- **Phase N°10 :**

Tableau 4.46 : Efforts internes et déformation des tirants (Phase 10 : Soutènement mixte tirants et butons)

| <b>Phase : tirants à 15.5 m</b> |                     |                            |   |                            |
|---------------------------------|---------------------|----------------------------|---|----------------------------|
| Tirants                         | Déformation<br>[mm] | Force de l'ancrage<br>[kN] | Force de l'ancrage<br>max. admissible<br>[kN] | Coefficient de<br>sécurité |
| <b>1</b>                        | -9.8                | 2267.57                    | 6488.9  | <b>3.3</b>                 |
| <b>2</b>                        | -9.1                | 2282.47                    | 7938.35                                       | <b>3.47</b>                |
| <b>3</b>                        | -7.7                | 2217                       | 8325.15                                       | <b>3.75</b>                |

- **Phase N°11 :**

Tableau 4.47 : Efforts internes et déformation des tirants (Phase 11 : Soutènement mixte tirants et butons)

| <b>Phase 11 : excavation à 20 m</b> |                     |                            |   |                            |
|-------------------------------------|---------------------|----------------------------|---|----------------------------|
| Tirants                             | Déformation<br>[mm] | Force de l'ancrage<br>[kN] | Force de l'ancrage<br>max. admissible<br>[kN] | Coefficient de<br>sécurité |
| <b>1</b>                            | -19.7               | 2555.25                    | 7488.91                                       | <b>2.93</b>                |
| <b>2</b>                            | -28                 | 2829.33                    | 7585.29                                       | <b>2.68</b>                |
| <b>3</b>                            | -35.9               | 3033.53                    | 7300.94                                       | <b>2.4</b>                 |

## 4.8.5.1 Vérification de la stabilité au glissement

La figure 4.21 présente le cercle de glissement le plus critique ainsi que le pourcentage d'utilisation par rapport à 100% pour l'ensemble des méthodes de calculs du coefficient de sécurité.

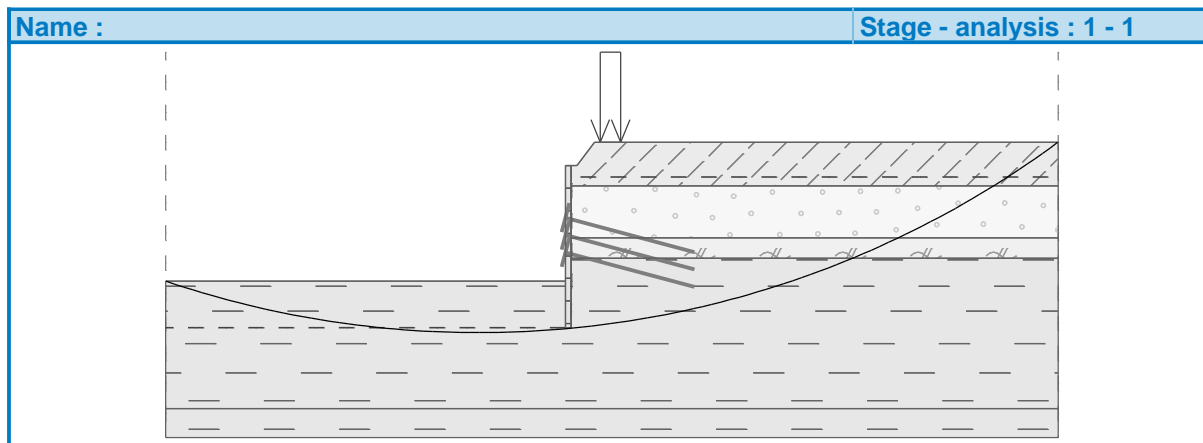


Figure 4.21 : Schéma présentant le cercle de glissement le plus critique (3<sup>ème</sup> variante : Soutènement mixte tirants et butons)

### Slope stability verification (all methods):

|                        |                      |            |
|------------------------|----------------------|------------|
| Bishop:                | Utilization = 60.7 % | ACCEPTABLE |
| Fellenius / Petterson: | Utilization = 62.7 % | ACCEPTABLE |
| Spencer :              | Utilization = 60.7 % | ACCEPTABLE |
| Janbu :                | Utilization = 57.4 % | ACCEPTABLE |
| Morgenstern-Price      | Utilization = 60.8 % | ACCEPTABLE |

Le coefficient de sécurité le plus critique  $F_s = 1.59$  donc la stabilité au glissement est vérifié.

## 4.8.5.2 Synthèse de la solution mixte

La troisième variante que nous avons proposé, nous a fournit un déplacement maximum de 39.2 mm (78.4% d'utilisation) en fin de phasage descendant (phase N°11). Un effort tranchant maximum de 1918.07 kN/ml et un moment fléchissant de 5175.19 kN.m/ml .Cette valeur de déplacement qui est proche à 50 mm reste inférieure au seuil de déplacement admissible fixé à 50 mm.

La stabilité interne des tirants d'ancrages est vérifiée pour l'ensemble des phases de construction de la paroi moulée avec un coefficient de sécurité compris entre 2.4 et 12.83.

## MODELISATION DES PAROIS MOULEES

La stabilité globale au glissement a été également vérifiée avec un coefficient de sécurité  $F_s=1.59$ .

### 4.8.5.3 Estimation du coût des supports horizontaux pour la solution proposée (solution mixte)

Les prix donnés par l'entreprise COSIDER :

- 23553.14 DA /ml pour un tirant provisoire ;
- 30432.3 DA/ml pour un seul butons (HEB 500).

#### ➤ Prix des butons :

Tableau 4.48 : Coût des butons pour la solution mixte

| Nombre de butons (HEB500) | Prix pour un butons (DA) | Prix Totale (DA) |
|---------------------------|--------------------------|------------------|
| 76                        | 541694.94                | 41168815.44      |

#### ➤ Prix des tirants :

Tableau 4.49 : Coût des tirants pour la solution mixte

| Tirants              | Le nombre de tirants | Longueur (m) | Le coût (DA)              |
|----------------------|----------------------|--------------|---------------------------|
| 1 <sup>er</sup> Lit  | 52                   | 33           | 40417188.24               |
| 2 <sup>ème</sup> Lit | 52                   | 33           | 40417188.24               |
| 3 <sup>ème</sup> Lit | 52                   | 33           | 40417188.24               |
|                      |                      |              | $\Sigma = 121251564.7$ DA |

- **Prix totale** = Prix des butons + Prix des tirants = **162420380.2 DA**.

Le prix des tirants d'ancrages+ les butons : **162420380.2 DA**.

Cette solution qui coûte **162420380.2DA** en supports horizontaux est très chère car elle dépasse le prix de la solution adoptée sur site de **62188557.2** soit une augmentation de **62 %**.

## 4.9 Conclusion

Nous avons pu modéliser le soutènement de l'excavation de la station d'étude en utilisant le logiciel Géo5 en déterminant les déplacements de la paroi moulée ainsi que les efforts internes pour chaque variante.

Trois facteurs doivent être pris en considération pour la modélisation :

- les caractéristiques du sol,
- les caractéristiques de l'écran,
- les caractéristiques de la surcharge.

Le tableau ci-dessous récapitule les déplacements maximaux ainsi que le coût des supports horizontaux pour chaque solution obtenus. Nous remarquons que la solution qui a été proposé sur site est surestimée car le déplacement de la paroi qui est de 27.1 mm est largement en dessous du seuil fixé à 50 mm (54.2% d'utilisation) avec un coût élevé (100231823.3 DA). Nous avons proposé quatre variantes en adoptant comme supports horizontaux : 100% butons, 100% tirants et mixte :tirants/butons.

Les deux variantes qui ont été proposé avec 100% butons ont fournit des déplacements respectives de 48.6 mm et 48.5 mm avec un coût relativement modéré.

Puis nous avons proposé une variante avec 100% tirants : la variante nous a donné un déplacement de 39.2 mm avec un coût très cher par rapport a la solution adoptée sur site.

Puis nous avons proposé une solution mixte avec deux lits de butons et trois lits de tirant d'ancrage. Dans ce cas le déplacement obtenu est de 38.2 mm avec un coût encore plus cher que la variante précédente.

Parmi ces solutions proposées, la solution qui semble la plus intéressante est la deuxième variante avec 100% de butons qui se distingue par un prix de 45782352.12 DA offrant une diminution de 54.32 % par rapport à la solution adoptée sur site et un déplacement de 48.5 mm (97% d'utilisation).

## MODELISATION DES PAROIS MOULEES

Tableau 4.50 : Tableau récapitulatif des déplacements maximaux ainsi que le coût des systèmes d'appuis pour chaque solution (intégrer dans une colonne le pourcentage par rapport au prix de la solution in-situ)

|                                 | <b>Paroi moulée</b>            |                                 | <b>Déplacement maximal de la paroi moulée (mm)</b> | <b>Utilisation (%)</b> | <b>Coût des supports horizontaux (tirants/butons) (DA)</b> |
|---------------------------------|--------------------------------|---------------------------------|--|------------------------|--|
| <b>Solution adopté sur site</b> | <b>100% butons</b>             |                                 | <b>27.1</b>  | <b>54.2</b>            | <b>100231823.3</b>   |
| <b>Les solutions proposées</b>  | <b>100% butons</b>             | <b>1<sup>ère</sup> variante</b> | <b>48.6</b>  | <b>97.2</b>            | <b>59063007.84 (-41.7%)</b>                                |
|                                 |                                | <b>2<sup>ème</sup> variante</b> | <b>48.5</b>  | <b>97</b>              | <b>45782352.12 (-54.32%)</b>                               |
|                                 | <b>100% tirants</b>            | <b>variante tirant</b>          | <b>39.2</b>  | <b>78.4%</b>           | <b>16166875.3 (+61%)</b>                                   |
|                                 | <b>Mixte (tirants +butons)</b> |                                 | <b>39.2</b>  | <b>78.4%</b>           | <b>162420380.2 (+62%)</b>                                  |

Dans le chapitre suivant nous allons modéliser la paroi en pieux sécant en gardant les mêmes caractéristiques des systèmes d'appuis, la même épaisseur pour les deux parois (soit  $e=1$  m), et la même fiche, pour pouvoir comparer entre les deux solutions (paroi moulée et pieux sécants). Cette comparaison sera basée sur les points suivants :

- le déplacement maximal,
- le coût.
- la disponibilité des matériaux.

# **CHAPITRE V : MODELISATION DES PAROIS EN PIEUX SECANTS**



# MODELISATION DES PAROIS EN PIEUX SECANTS

## 5.1 Introduction

Dans toute étude géotechnique, la modélisation est une étape décisive qui conditionne la qualité des analyses de diagnostic ou de prévision du comportement des sols et des ouvrages.

Dans ce chapitre, nous allons modéliser le soutènement de la station de métro Université Houari Boumediene via le module sheeting check du logiciel Geo-5 en utilisant les pieux sécants comme parois de soutènement.

Dans le but de comparer les deux solutions : pieux sécants avec parois moulées, nous avons gardé les mêmes variantes, la même fiche et la même épaisseur de la paroi, ainsi que les mêmes caractéristiques des supports horizontaux.

## 5.2 Les caractéristiques des pieux sécants

Tableau 5.1 : Les caractéristiques des pieux sécants

| <b>Longueur<br/>(m)</b> | <b>Diamètre<br/>(m)</b> | <b>Espacement<br/>des centres<br/>(m)</b> | <b>La fiche<br/>(m)</b> | <b>Excavation<br/>max (m)</b> | <b>Module E<br/>(MPa)</b> |
|-------------------------|-------------------------|---|-------------------------|-------------------------------|---------------------------|
| L=28                    | d=1                     | E=1                                       | D=8                     | 20                            | 33000                     |

## 5.3 Vérification de la solution adoptée sur site (100% butons)

Le tableau 5.2 présente les caractéristiques des butons adoptés sur site. Le positionnement de ces butons est illustré dans la figure 5.1.

Tableau 5.2 : Caractéristiques des butons (solution adoptée sur site : 100% butons)

| <b>Profile</b> | <b>Longueur(m)</b> | <b>distance(m)</b> | <b>Surface (mm<sup>2</sup>)</b> | <b>Module élastique<br/>E(MPa)</b> |
|----------------|--------------------|--------------------|---------------------------------|------------------------------------|
| 2HEB500        | 20.90              | 3                  | 47728                           | 210000                             |

# MODELISATION DES PAROIS EN PIEUX SECANTS

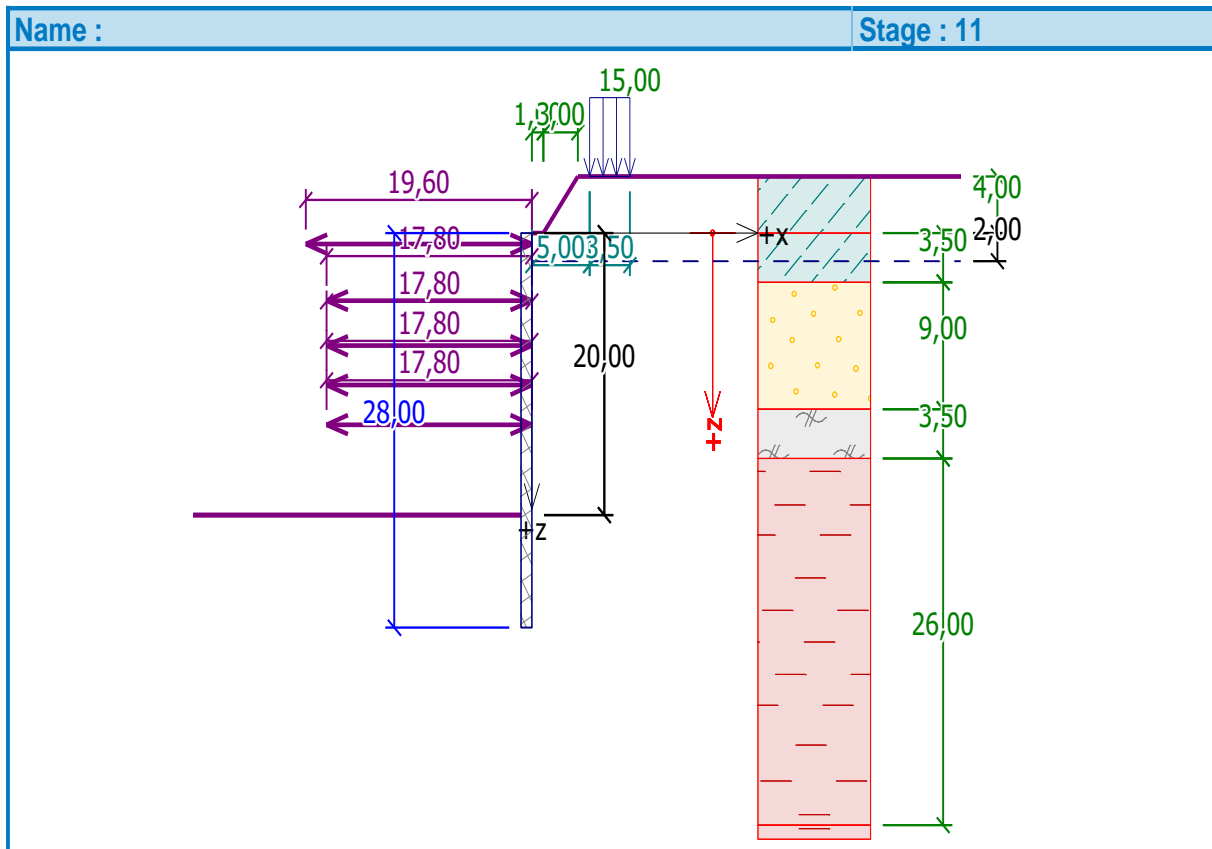


Figure 5.1 : Positionnement des butons (solution adoptée sur site : 100% butons)

Le tableau 5.3 présente les résultats obtenus des efforts internes à savoir : l'effort tranchant et le moment fléchissant, ainsi que le déplacement maximum de la paroi au fur et à mesure du phasage des travaux (phasage descendant). Le phasage descendant consiste à excaver le sol et mettre en place les butons. Cette opération est répétée jusqu'à atteindre le niveau du fond de fouille.

## MODELISATION DES PAROIS EN PIEUX SECANTS

Tableau 5.3 : Résultats des efforts internes et déplacements de la paroi en pieux sécants (phasage descendant : solution adoptée sur site : 100% butons)

| N° de phases | Excavation à | Butons à | Effort tranchant max kN/ml | Moment fléchissant max kN.m/ml | Déplacement de la paroi (mm) |
|--------------|--------------|----------|----------------------------|--------------------------------|------------------------------|
| 1            | 2.3 m        | -        | 125.91                     | 287.79                         | 3.9                          |
| 2            | -            | 0.8 m    | 118.63                     | 279.65                         | 3.9                          |
| 3            | 6 m          |          | 181.05                     | 310.13                         | 5.2                          |
| 4            | -            | 4.8 m    | 180.99                     | 310.21                         | 5.2                          |
| 5            | 9 m          | -        | 229.27                     | 336.02                         | 5.6                          |
| 6            | -            | 8 m      | 228.92                     | 335.24                         | 5.6                          |
| 7            | 12.25 m      | -        | 330.63                     | 481.84                         | 7.2                          |
| 8            | -            | 10.8 m   | 330.02                     | 480.98                         | 7.2                          |
| 9            | 15 m         | -        | 324.94                     | 574.42                         | 9.1                          |
| 10           | -            | 13.6 m   | 324.08                     | 573.46                         | 9.1                          |
| 11           | 20 m         | -        | 1099.74                    | 2288.93                        | 36.6                         |

Le phasage ascendant consiste à retirer les butons et couler les dalles en béton qui seront des appuis définitif de la structure, les résultats sont représenté dans le tableau 5.4.

# MODELISATION DES PAROIS EN PIEUX SECANTS

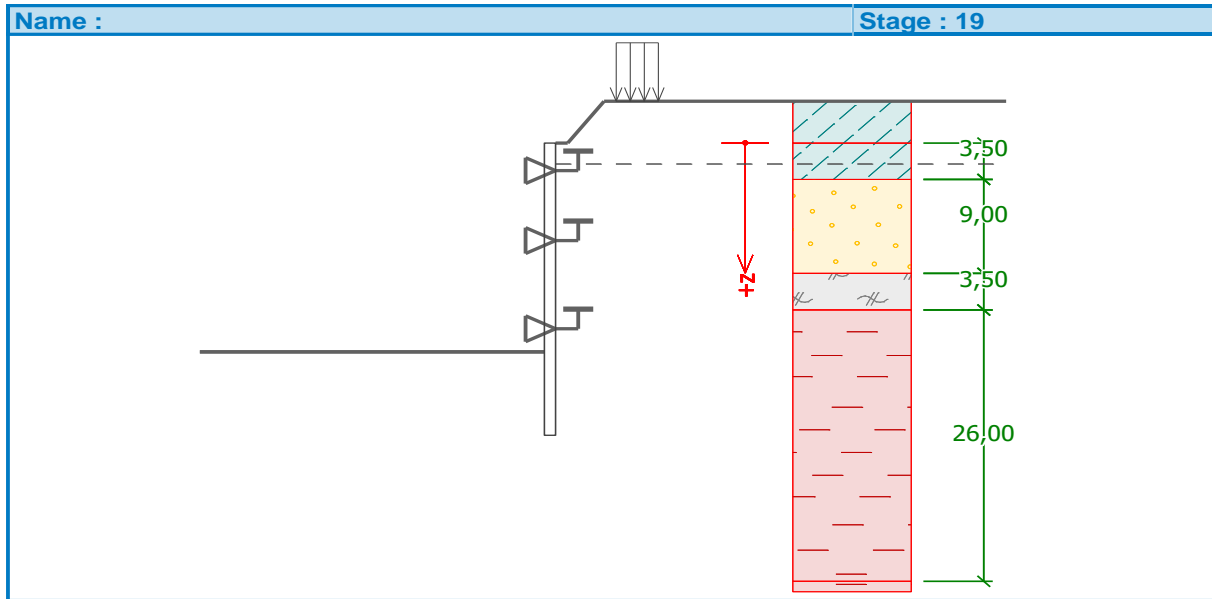


Figure 5.2 : Positionnement des dalles (phasage ascendant : solution adoptée sur site : 100% butons)

Tableau 5.4 : Résultats des efforts internes et déplacements de la paroi en pieux sécants (phasage ascendant : solution adoptée sur site : 100% butons)

| N° de phases | Radier/dalles   | butons                | Effort tranchant max kN/ml | Moment fléchissant max kN.m/ml | Déplacement de la paroi (mm) |
|--------------|-----------------|-----------------------|----------------------------|--------------------------------|------------------------------|
| 12           | Radier à 17.8 m | -                     | 1427.91                    | 3660.3                         | 35.2                         |
| 13           | -               | Retiré le butons N°5  | 1077.26                    | 1648.28                        | 35.2                         |
| 14           | -               | Retiré le butons N°4  | 1296.84                    | 1740.41                        | 35.2                         |
| 15           | Dalle à 9.35 m  | -                     | 2455.26                    | 4676.51                        | 35.2                         |
| 16           | -               | Retiré le butons N° 3 | 2455.26                    | 4676.51                        | 35.2                         |
| 17           | -               | Retiré le butons N°2  | 2455.26                    | 4676.51                        | 35.2                         |
| 18           | Dalle à 2.65 m  | -                     | 2454.13                    | 4626.25                        | 35.2                         |
| 19           | -               | Retiré le butons N°1  | 2454.13                    | 4626.25                        | 35.2                         |

## MODELISATION DES PAROIS EN PIEUX SECANTS

La figure 5.3 montre l'allure de la déformée de la paroi ainsi que la pression agissante sur cette paroi obtenu pour un déplacement maximum de **36.6 mm** enregistré en phase n°11

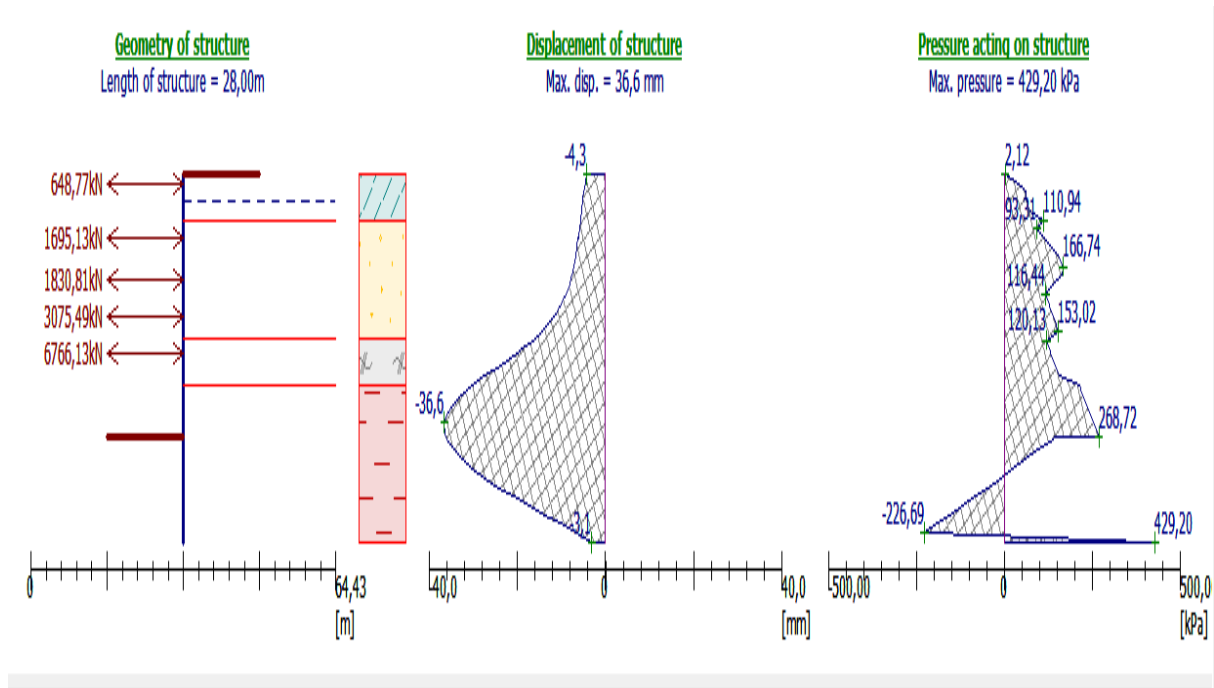


Figure 5.3 : Déplacement maximale de la paroi en pieux sécants (solution adoptée sur site : 100% butons)

- **Les réactions dans les butons :**
- Le tableau 5.5 présente les réactions qui règnent dans les butons au fur et à mesure de l'avancement des travaux. Il est à noter que l'effort maximum repris par les butons est de **6766.13kN** et la stabilité interne de l'ensemble des butons est vérifiée car cet effort maximum est inférieur au maximum de charge que peut supporter un HEB500 de 20m de longueur=6800kN.

**Remarque :** La charge maximale que peut supporter un profilé HEB500 de 20 m de longueur est : **6800kN**

# MODELISATION DES PAROIS EN PIEUX SECANTS

Tableau 5.5 : Les réactions dans les butons (solution adoptée sur site : 100% butons)

| PHASE             | Réaction obtenus kN |          |          |          |          |
|-------------------|---------------------|----------|----------|----------|----------|
|                   | Butons 1            | Butons 2 | Butons 3 | Butons 4 | Butons 5 |
| <b>Excavation</b> | -                   | -        | -        | -        | -        |
| <b>Butons 1</b>   | -19.41              | -        | -        | -        | -        |
| <b>Excavation</b> | 821.51              | -        | -        | -        | -        |
| <b>Butons 2</b>   | 822.49              | 1.85     | -        | -        | -        |
| <b>Excavation</b> | 836.39              | 1366.84  | -        | -        | -        |
| <b>Butons 3</b>   | 837.76              | 1367.77  | 4.36     | -        | -        |
| <b>Excavation</b> | 685.73              | 1826     | 1448.04  | -        | -        |
| <b>Butons 4</b>   | 686.01              | 1825.28  | 1445.8   | 5.81     | -        |
| <b>Excavation</b> | 591.91              | 1844.16  | 2003.13  | 1633.95  | -        |
| <b>Butons 5</b>   | 592.07              | 1844.15  | 2002.17  | 1630.97  | 5.65     |
| <b>Excavation</b> | 648.77              | 1695.13  | 1830.81  | 3075.49  | 6766.13  |

- **Les réactions dans les dalles :**

Tableau 5.6 : Les réactions dans les dalles (phase finale : solution adoptée sur site : 100% butons)

| Les réactions dans les dalles (phase finale) en KN |                            |                            |
|--|----------------------------|----------------------------|
| Radier 17.8 m                                      | Dalle intermédiaire 9.35 m | Dalle de couverture 2.35 m |
| 1961.15  | 2678.53                    | 1513.01                    |

### 5.3.1 Vérification de la stabilité au glissement

La figure 5.4 présente le cercle de glissement le plus critique ainsi que le pourcentage d'utilisation par rapport à 100% pour l'ensemble des méthodes de calculs du coefficient de sécurité.

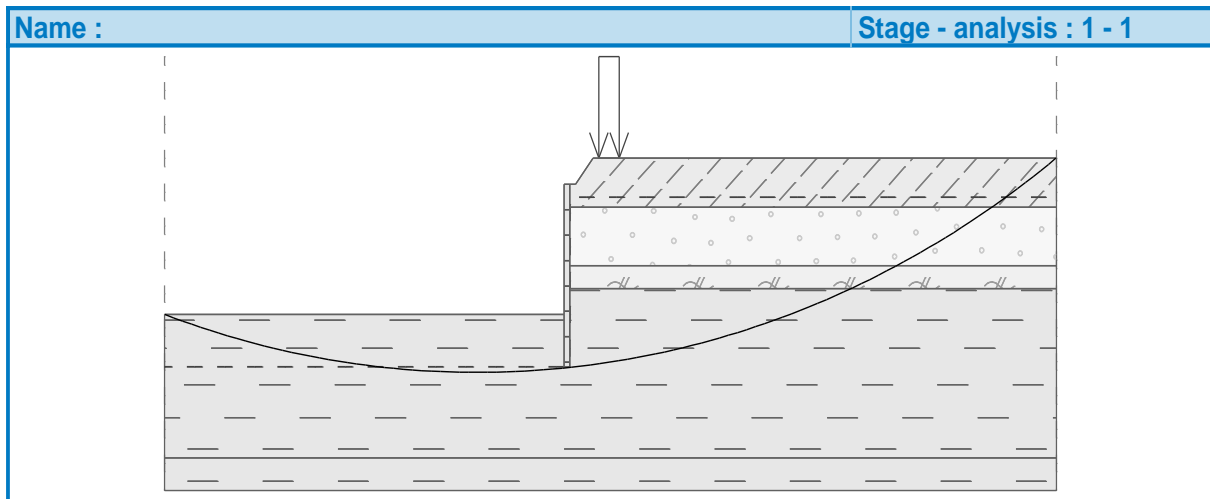


Figure 5.4 : Schéma présentant le cercle de glissement le plus critique (solution adoptée sur site : 100% butons)

### Slope stability verification (all methods):

|                        |                      |            |
|------------------------|----------------------|------------|
| Bishop:                | Utilization = 60.7 % | ACCEPTABLE |
| Fellenius / Petterson: | Utilization = 62.7 % | ACCEPTABLE |
| Spencer :              | Utilization = 60.7 % | ACCEPTABLE |
| Janbu:                 | Utilization = 57.4 % | ACCEPTABLE |
| Morgenstern-Price      | Utilization = 60.8 % | ACCEPTABLE |

Le coefficient de sécurité le plus critique  $F_s = 1.59$  donc la stabilité au glissement est vérifié.

### 5.3.2 Synthèse de la solution adoptée sur site 100% butons

Le déplacement maximum de la paroi en pieux sécants a été obtenu en phase n°11 et vaut 36.6 mm. Cette valeur est en dessous du seuil critique fixé à 50 mm. Il est à noter que cette valeur de déplacement (36.6mm) est supérieure au déplacement calculé avec la paroi moulée (27.1mm) avec un écart de +35%.

Les valeurs maximales de l'effort tranchant et du moment fléchissant sont obtenus en phase n°15 avec respectivement 2455.26 (kN/m) et 4676.51 (kN.m/m).

La stabilité externe au glissement a été vérifiée avec un coefficient de sécurité  $F_s = 1.59$  et la stabilité interne de l'ensemble des butons a été vérifiée.

# MODELISATION DES PAROIS EN PIEUX SECANTS

## 5.4 Vérification de la solution proposée (100% butons)

### 5.4.1 1<sup>ère</sup> variante avec un diamètre de 1 m

Nous avons gardé la même section des butons soit 2HEB500. Par contre les niveaux d'excavation ont été modifiés ainsi que le nombre de lits : 3 au lieu de 5 lits et l'espacement entre ces lits : 6m au lieu de 5.3 m.

Les caractéristiques géométriques des butons ainsi que leurs positionnements sont illustrées dans le tableau 5.7 et la figure 5.5 respectivement.

Tableau 5.7 : Caractéristiques des butons (1<sup>ère</sup> variante : 100% butons avec un diamètre de 1m)

| Caractéristique des butons pour la 1 <sup>ère</sup> variante |              |                           |                            |                         |
|--|--------------|---------------------------|----------------------------|-------------------------|
| Profile  | Longueur (m) | Distance entre butons (m) | Surface (mm <sup>2</sup> ) | Module élastique E(MPa) |
| 2HEB500  | 17.8         | 6                         | 47728                      | 210000                  |

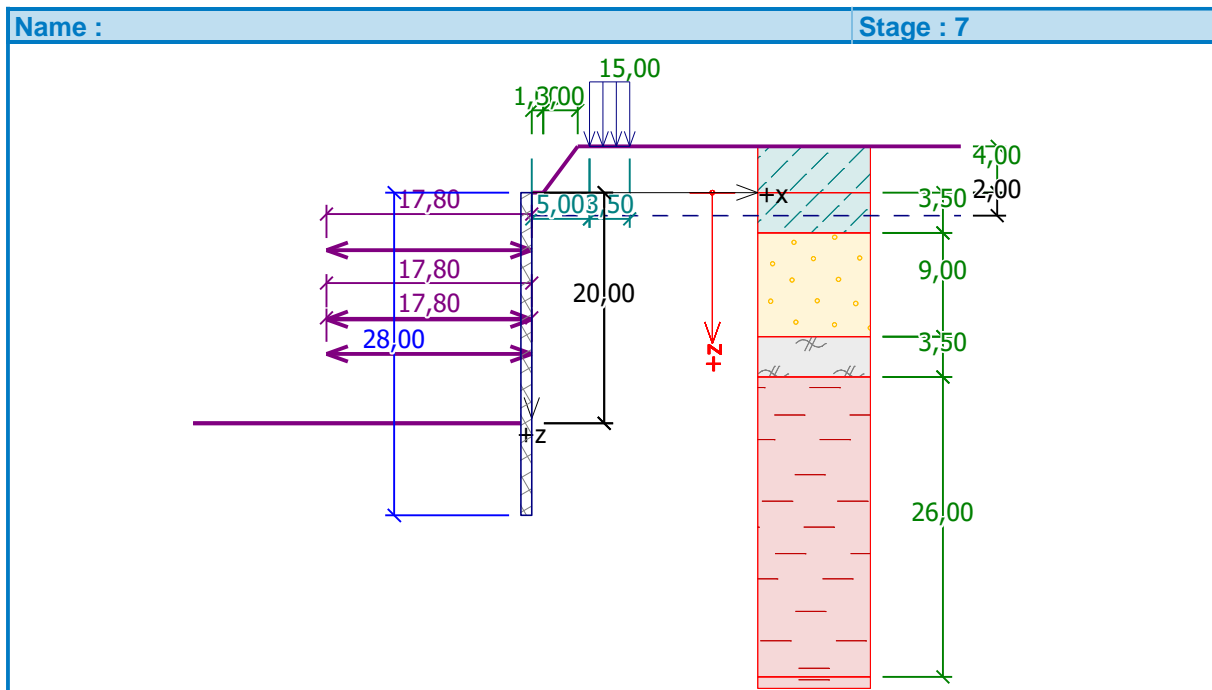


Figure 5.5 : Positionnement des butons (1<sup>ère</sup> variante : 100% butons avec un diamètre de 1m)



## MODELISATION DES PAROIS EN PIEUX SECANTS

Tableau 5.8 : Résultats des efforts internes et déplacement de la paroi en pieux sécants (phasage descendant : 1<sup>ère</sup> variante : 100% butons avec un diamètre de 1m)

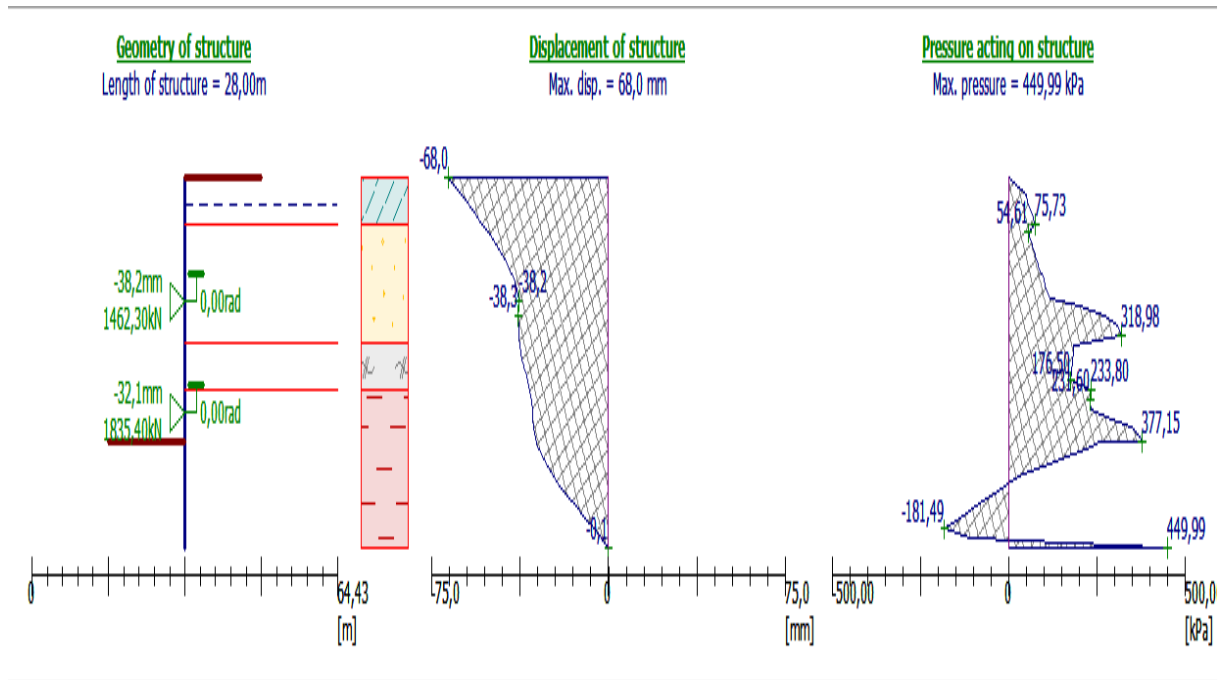
| N° de phases | Excavation à | Butons à | Effort tranchant max kN/ml | Moment fléchissant max kN.m/ml | Déplacement de la paroi (mm) |
|--------------|--------------|----------|----------------------------|--------------------------------|------------------------------|
| 1            | 6 m          | -        | 397.38                     | 1519.02                        | 45.5                         |
| 2            | -            | 5 m      | 390.97                     | 1500.2                         | 47                           |
| 3            | 12 m         |          | 401.89                     | 842.85                         | 42.9                         |
| 4            | -            | 11 m     | 416.24                     | 828.49                         | 43.8                         |
| 5            | 15 m         | -        | 387.48                     | 790.22                         | 41.2                         |
| 6            | -            | 14 m     | 397.51                     | 796.85                         | 42.2                         |
| 7            | 20 m         | -        | 1074.53                    | 2036.57                        | 40.8                         |

Tableau 5.9 : Résultats des efforts internes et déplacement de la paroi en pieux sécants (phasage ascendant : 1<sup>ère</sup> variante : 100% butons avec un diamètre de 1m)

| N° de phases | Radier/dalles   | butons               | Effort tranchant max kN/ml | Moment fléchissant max kN.m/ml | Déplacement de la paroi (mm) |
|--------------|-----------------|----------------------|----------------------------|--------------------------------|------------------------------|
| 8            | Radier à 17.8 m | -                    | 1242.54                    | 2591.74                        | 41.2                         |
| 9            |                 | Retiré le butons N 3 | 776.49                     | 1638.76                        | 40.2                         |
| 10           |                 | Retiré le butons N 2 | 1104.25                    | 2181.12                        | 39.3                         |
| 11           | Dalle à 9.35 m  |                      | 1091.43                    | 1877.48                        | 38.3                         |
| 12           |                 | Retiré le butons N 1 | 1091.43                    | 2436.41                        | 68                           |
| 13           | Dalle à 2.65 m  |                      | 1541.5                     | 4396.73                        | 57.3                         |

La figure 5.6 montre l'allure de la déformée de la paroi ainsi que la pression agissante sur cette paroi obtenu pour un déplacement maximum de **68 mm** enregistré en phase n°12

# MODELISATION DES PAROIS EN PIEUX SECANTS



.Figure 5.6 : Déplacement maximale de la paroi en pieux sécants (1<sup>ère</sup> variante : 100% butons avec un diamètre de 1 m)

## - Les réactions dans les butons :

Le tableau 5.10 présente les réactions qui règnent dans les butons au fur et à mesure de l'avancement des travaux. Il est à noter que l'effort maximum repris par les butons est de **7354.34kN** et la stabilité interne de l'ensemble des butons n'est pas vérifiée

Tableau 5.10 : Les réactions dans les butons (1<sup>ère</sup> variante : 100% butons avec un diamètre de 1m)

| PHASE             | Réactions obtenus [kN] |          |          |
|-------------------|------------------------|----------|----------|
|                   | Butons 1               | Butons 2 | Butons 3 |
| <b>Excavation</b> | -                      | -        | -        |
| <b>Butons 1</b>   | 91.2                   | -        | -        |
| <b>Excavation</b> | 4153.62                | -        | -        |
| <b>Butons 2</b>   | 4202.15                | -3.58    | -        |
| <b>Excavation</b> | 4674.74                | 3114.54  | -        |
| <b>Butons 3</b>   | 4937.73                | 3145.9   | -0.25    |
| <b>Excavation</b> | 4660.5                 | 5021.19  | 7354.34  |

# MODELISATION DES PAROIS EN PIEUX SECANTS

## - Les réactions dans les dalles :

Tableau 5.11 : Les réactions dans les dalles (phase finale : 1<sup>ère</sup> variante : 100% butons avec un diamètre de 1m)

| Les réactions dans les dalles : (Phase finale) [kN] |                          |                          |
|---|--------------------------|--------------------------|
| Radier 17.8 m                                       | Dalle Intermédiaire 9.35 | Dalle de couverture 2.65 |
| 1835.4  | 2339.89                  | -778.77                  |

### 5.4.1.1 Vérification de la stabilité au glissement

La figure 5.7 présente le cercle de glissement le plus critique ainsi que le pourcentage d'utilisation par rapport à 100% pour l'ensemble des méthodes de calculs du coefficient de sécurité.

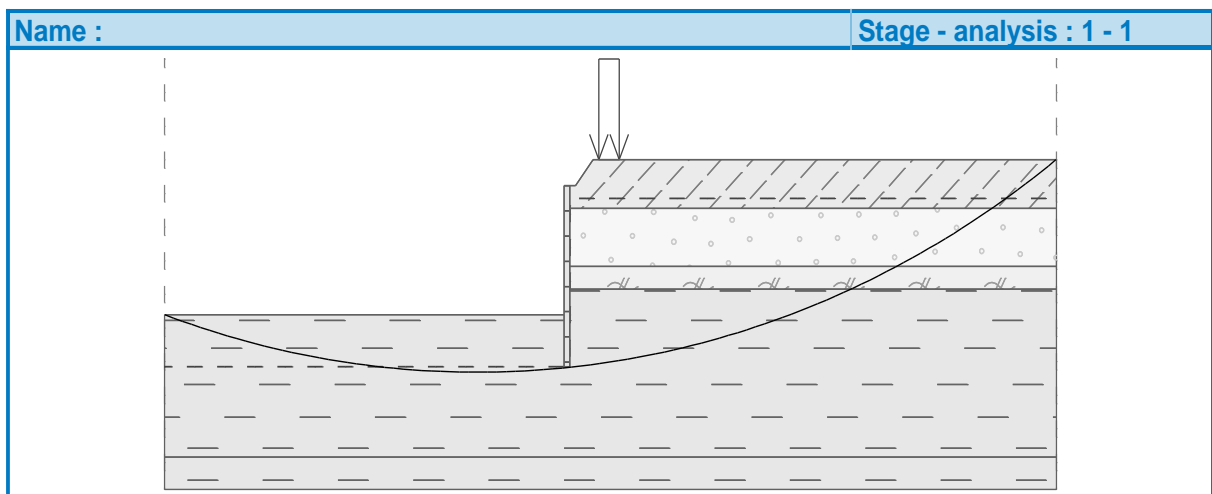


Figure 5.7 : Schéma présentant le cercle de glissement le plus critique (1<sup>ère</sup> variante : 100% butons avec un diamètre de 1m)

### Slope stability verification (all methods):

|                        |                      |            |
|------------------------|----------------------|------------|
| Bishop:                | Utilization = 60.7 % | ACCEPTABLE |
| Fellenius / Petterson: | Utilization = 62.7 % | ACCEPTABLE |
| Spencer :              | Utilization = 60.7 % | ACCEPTABLE |
| Janbu:                 | Utilization = 57.4 % | ACCEPTABLE |
| Morgenstern-Price      | Utilization = 60.8 % | ACCEPTABLE |

Le coefficient de sécurité le plus critique  $F_s = 1.59$  donc la stabilité au glissement est vérifié.

## MODELISATION DES PAROIS EN PIEUX SECANTS

### 5.4.1.2 Synthèse de la solution proposée 100% butons (1<sup>ère</sup> variante avec un diamètre de 1m)

Nous remarquons que la valeur du déplacement maximum est de l'ordre de 68 mm, cette valeur n'est pas admissible car elle dépasse les 50 mm.

Nous remarquons aussi que la stabilité interne de l'ensemble des butons n'est pas vérifiée

La stabilité globale au glissement a été également vérifiée avec un coefficient de sécurité  $F_s=1.59$ .

- **Déplacement** : n'est pas vérifié.
- **Stabilité des butons** : n'est pas vérifié.

Avec un diamètre de 1 m, le déplacement n'est pas vérifié. En augmentant le diamètre de la paroi en pieux sécants à 1.2 m le déplacement a été vérifié. Le détail de cette solution est présenté ci-dessous.

### 5.4.2 2<sup>ème</sup> variante avec un diamètre de 1.2 m

Tableau 5.12 : Résultats des efforts internes et déplacement de la paroi des différentes phases (phasage descendant, 2<sup>ème</sup> variante : 100% butons avec un diamètre de 1.20 m)

| N° de phases | Excavation à | Butons à | Effort tranchant max kN/ml | Moment fléchissant max kN.m/ml | Déplacement de la paroi (mm) |
|--------------|--------------|----------|----------------------------|--------------------------------|------------------------------|
| 1            | 6 m          | -        | 356,35                     | 1519,02                        | 28.5                         |
| 2            | -            | 4 m      | 358,35                     | 1529,16                        | 29,2                         |
| 3            | 12 m         |          | 475.23                     | 962.79                         | 27.6                         |
| 4            | -            | 11 m     | 481.59                     | 977.34                         | 27.0                         |
| 5            | 16 m         | -        | 445.89                     | 906.53                         | 24.4                         |
| 6            | -            | 15 m     | 439.27                     | 909.21                         | 24.2                         |
| 7            | 20 m         | -        | 932.6                      | 2017.38                        | 26.3                         |

## MODELISATION DES PAROIS EN PIEUX SECANTS

Tableau 5.13 : Résultats des efforts internes et déplacement de la paroi des différentes phases  
(phasage ascendant, 2<sup>ème</sup> variante : 100% butons avec un diamètre de 1.2 m)

| N° de phases | Radier/dalles   | Butons               | Effort tranchant max kN/ml | Moment fléchissant max kN.m/ml | Déplacement de la paroi (mm) |
|--------------|-----------------|----------------------|----------------------------|--------------------------------|------------------------------|
| 8            | Radier à 17.8 m | -                    | 938.22                     | 2040.66                        | 26.3                         |
| 9            |                 | Retiré le butons N 3 | 683.82                     | 2041.2                         | 26.3                         |
| 10           |                 | Retiré le butons N 2 | 1240.2                     | 2786.78                        | 32.9                         |
| 11           | Dalle à 9.35 m  |                      | 1178.88                    | 2438.59                        | 32.5                         |
| 12           |                 | Retiré le butons N1  | 1178.88                    | 2441.57                        | 49.7                         |
| 13           | Dalle à 2.65 m  |                      | 1539.69                    | 4401.95                        | 43.5                         |

La figure 5.8 montre l'allure de la déformée de la paroi ainsi que la pression agissante sur cette paroi obtenu pour un déplacement maximum de **49.7 mm** enregistré en phase n°12

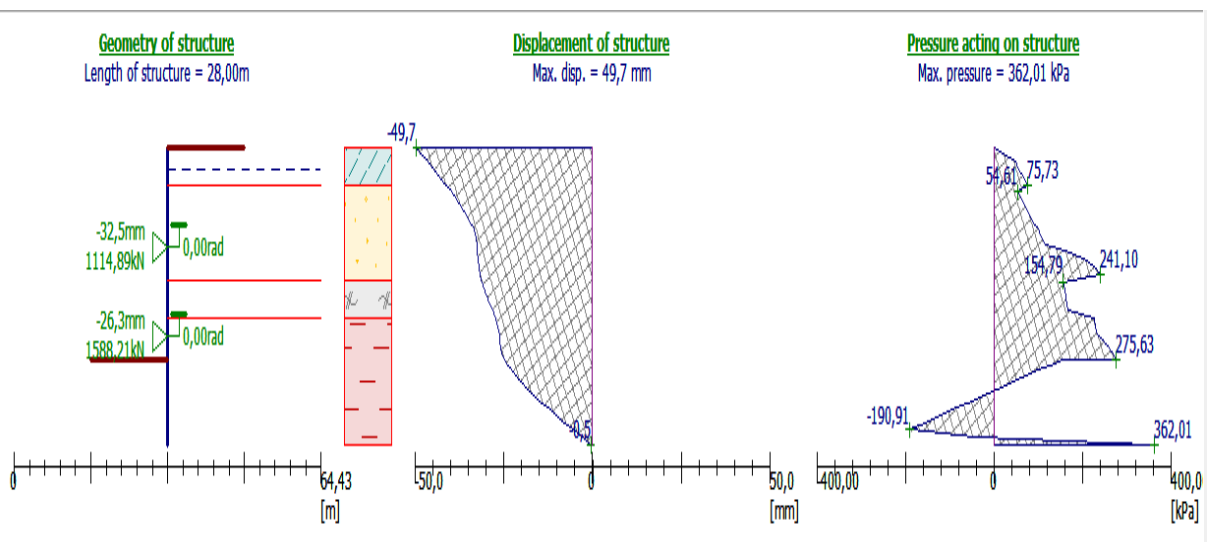


Figure 5.8 : Déplacement final de la paroi en pieux sécants (2<sup>ème</sup> variante : 100% butons avec un diamètre de 1.20 m)

## MODELISATION DES PAROIS EN PIEUX SECANTS

### - Les réactions dans les butons :

Le tableau 5.14 présente les réactions qui règnent dans les butons au fur et à mesure de l'avancement des travaux. Il est à noter que l'effort maximum que peut reprendre un buton est de **5306.45 kN** donc la stabilité interne de l'ensemble des butons est vérifiée.

- Tableau 5.14 : Les réactions dans les butons (2<sup>ème</sup> variante : 100% butons avec un diamètre de 1.2 m)

| PHASE             | Réaction obtenus kN |          |          |
|-------------------|---------------------|----------|----------|
|                   | Butons 1            | Butons 2 | Butons 3 |
| <b>Excavation</b> | -                   | -        | -        |
| <b>Butons 1</b>   | 123.4               | -        | -        |
| <b>Excavation</b> | 3429,75             | -        | -        |
| <b>Butons 2</b>   | 3419,06             | 67,39    | -        |
| <b>Excavation</b> | 3763,57             | 4625,58  | -        |
| <b>Butons 3</b>   | 3751,02             | 4634,16  | 40,94    |
| <b>Excavation</b> | 3601,02             | 6054,26  | 5776,23  |

### - Les réactions dans les dalles :

Tableau 5.15 : Les réactions dans les dalles (phase finale : 1<sup>ère</sup> variante : 100% butons avec un diamètre de 1.20 m)

| Les réactions dans les dalles : (Phase finale) [kN] |                          |                          |
|---|--------------------------|--------------------------|
| Radier 17.8 m                                       | Dalle Intermédiaire 9.35 | Dalle de couverture 2.65 |
| 1588,21   | 1992,55                  | -811,78                  |

#### 5.4.1.1 Vérification de la stabilité au glissement

La figure 5.9 présente le cercle de glissement le plus critique ainsi que le pourcentage d'utilisation par rapport à 100% pour l'ensemble des méthodes de calculs du coefficient de sécurité.

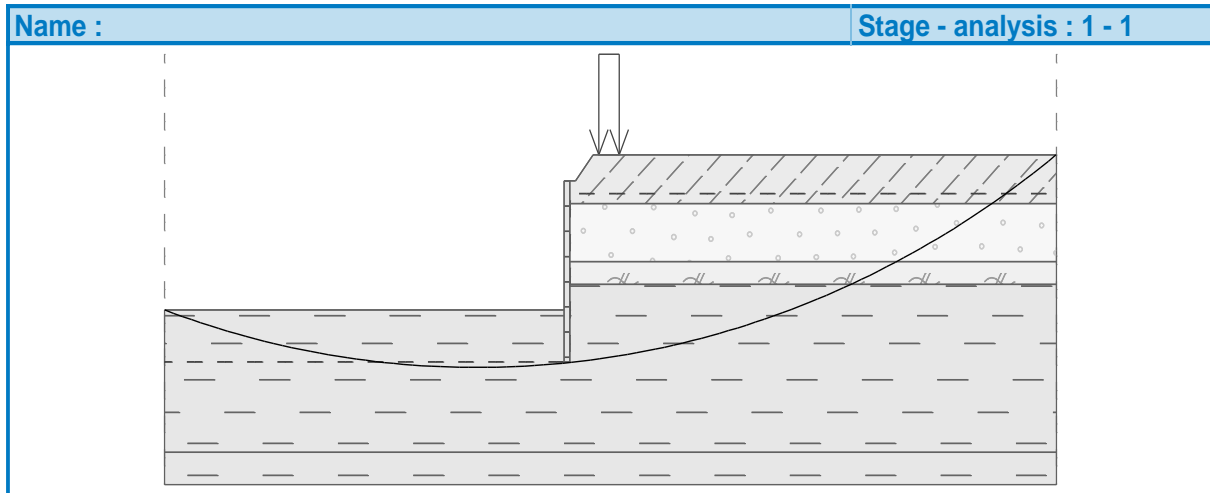


Figure 5.9 : Schéma présentant le cercle de glissement le plus critique (2<sup>ème</sup> variante : 100% butons avec un diamètre de 1.20 m)

### Slope stability verification (all methods):

|                        |                      |            |
|------------------------|----------------------|------------|
| Bishop:                | Utilization = 60.3 % | ACCEPTABLE |
| Fellenius / Petterson: | Utilization = 62.3 % | ACCEPTABLE |
| Spencer :              | Utilization = 60.4 % | ACCEPTABLE |
| Janbu:                 | Utilization = 57.1 % | ACCEPTABLE |
| Morgenstern-Price      | Utilization = 60.4 % | ACCEPTABLE |

Le coefficient de sécurité le plus critique  $F_s = 1.60$  donc la stabilité au glissement est vérifié.

### 5.4.2.2 Synthèse de la solution proposée (2<sup>ème</sup> variante : 100% butons avec un diamètre de 1.2 m)

Le déplacement maximal de la paroi en pieux sécants est 49.7 mm, il a été obtenu en phase n°12. Cette valeur est en dessous du seuil critique fixé à 50 mm.

Les valeurs maximales de l'effort tranchant et du moment fléchissant sont obtenus en phase n°13 avec respectivement 1539.69 (kN/m) et 4401.95 (kN.m/m).

La stabilité externe au glissement a été vérifiée avec un coefficient de sécurité  $F_s = 1.60$  et la stabilité interne de l'ensemble des butons a été vérifiée.

Cette solution qui a été proposée nous semble acceptable car on a un déplacement qui se rapproche le plus à 50 mm (99.4 % d'utilisation).

# MODELISATION DES PAROIS EN PIEUX SECANTS

## 5.4.3 Vérification de la solution proposée (100% butons)

### 3<sup>ème</sup> variante

Nous avons gardé le même nombre de lits de butons soit 5 lits ainsi que le même positionnement des lits. Par contre, les niveaux d'excavation ont été modifiés ainsi que la section des butons : 1HEB500 au lieu de 2HEB500 et l'espacement entre les lits de butons : 6 m au lieu de 5.3 m.

Les caractéristiques géométriques des butons ainsi que leurs positionnements sont illustrées dans le tableau 5.16 et la figure 5.10 respectivement.

Tableau 5.16 : Caractéristiques des butons (3<sup>ème</sup> variante : 100% butons)

| Caractéristique des butons pour la 2 <sup>ème</sup> variante |              |                |                            |                          |
|--|--------------|----------------|----------------------------|--------------------------|
| Profile  | Longueur (m) | Espacement (m) | Surface (mm <sup>2</sup> ) | Module élastique E (MPa) |
| 1HEB500  | 19.6 et 17.8 | 6              | 23864                      | 210000                   |

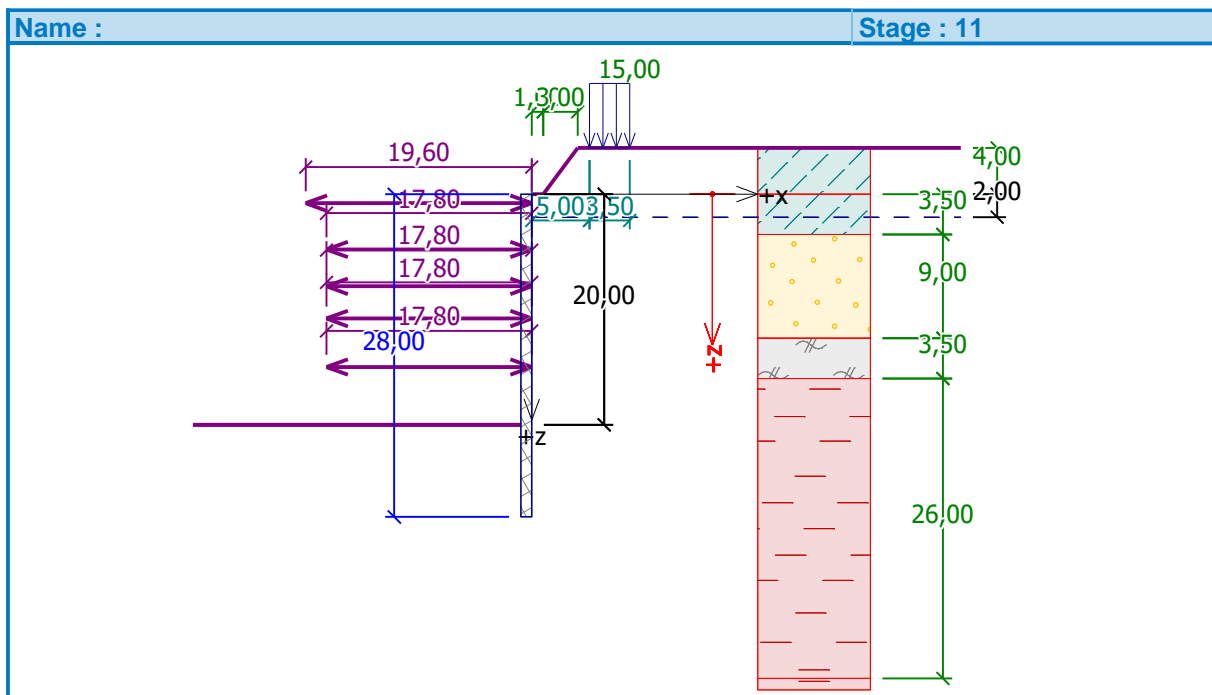


Figure 5.10 : Positionnement des butons (3<sup>ème</sup> variante : 100% butons)



## MODELISATION DES PAROIS EN PIEUX SECANTS

Tableau 5.17 : Résultats des efforts internes et déplacement de la paroi en pieux sécants (phasage descendant : 3<sup>ème</sup> variante : 100% butons)

| N° de phases | Excavation à | Butons à | Effort tranchant max kN/ml | Moment fléchissant max kN.m/ml | Déplacement de la paroi (mm) |
|--------------|--------------|----------|----------------------------|--------------------------------|------------------------------|
| 1            | 4 m          | -        | 197.62                     | 568.4                          | 10.3                         |
| 2            |              | 0.8 m    | 202.37                     | 584.75                         | 10.5                         |
| 3            | 8 m          |          | 298.65                     | 662.84                         | 14.7                         |
| 4            |              | 4.8 m    | 288.56                     | 662.92                         | 14.7                         |
| 5            | 11 m         | -        | 448.93                     | 761.28                         | 16.6                         |
| 6            |              | 8 m      | 449.02                     | 762.52                         | 16.6                         |
| 7            | 14 m         | -        | 551.98                     | 918.84                         | 19.6                         |
| 8            |              | 10.8 m   | 551.67                     | 918.39                         | 19.6                         |
| 9            | 17 m         | -        | 587.57                     | 1523.48                        | 32.5                         |
| 10           |              | 15 m     | 586.68                     | 1532.41                        | 32.4                         |
| 11           | 20 m         | -        | 869.62                     | 2551.91                        | 54.8                         |

**- Les réactions dans les butons :**

Le tableau 5.18 présente les réactions qui règnent dans les butons au fur et à mesure de l'avancement des travaux. Il est à noter que l'effort maximum que peut reprendre un butons est de **4962.45kN** donc la stabilité interne de l'ensemble des butons est vérifiée.

# MODELISATION DES PAROIS EN PIEUX SECANTS

Tableau 5.18 : Les réactions dans les butons (3<sup>ème</sup> variante : 100% butons)

| PHASE      | Réaction obtenus kN |          |          |          |          |
|------------|---------------------|----------|----------|----------|----------|
|            | Butons 1            | Butons 2 | Butons 3 | Butons 4 | Butons 5 |
| Excavation | -                   | -        | -        | -        | -        |
| Butons 1   | 61.97               | -        | -        | -        | -        |
| Excavation | 1362.85             | -        | -        | -        | -        |
| Butons 2   | 1365.07             | 3        | -        | -        | -        |
| Excavation | 1431.09             | 1494.31  | -        | -        | -        |
| Butons 3   | 1395.44             | 1487.94  | 5.69     | -        | -        |
| Excavation | 1235.33             | 1987.02  | 1322.74  | -        | -        |
| Butons 4   | 1227.44             | 1984.71  | 1321.39  | 6.69     | -        |
| Excavation | 882.96              | 2129.33  | 2711.31  | 3593.12  | -        |
| Butons 5   | 883.5               | 2129.86  | 2709.76  | 3585.83  | -7.42    |
| Excavation | 847.95              | 2087.71  | 2897.58  | 4750.97  | 4962.45  |

La figure 5.11 montre l'allure de la déformée de la paroi ainsi que la pression agissante sur cette paroi obtenu pour un déplacement maximum de **54.8 mm** enregistré en phase n°11.

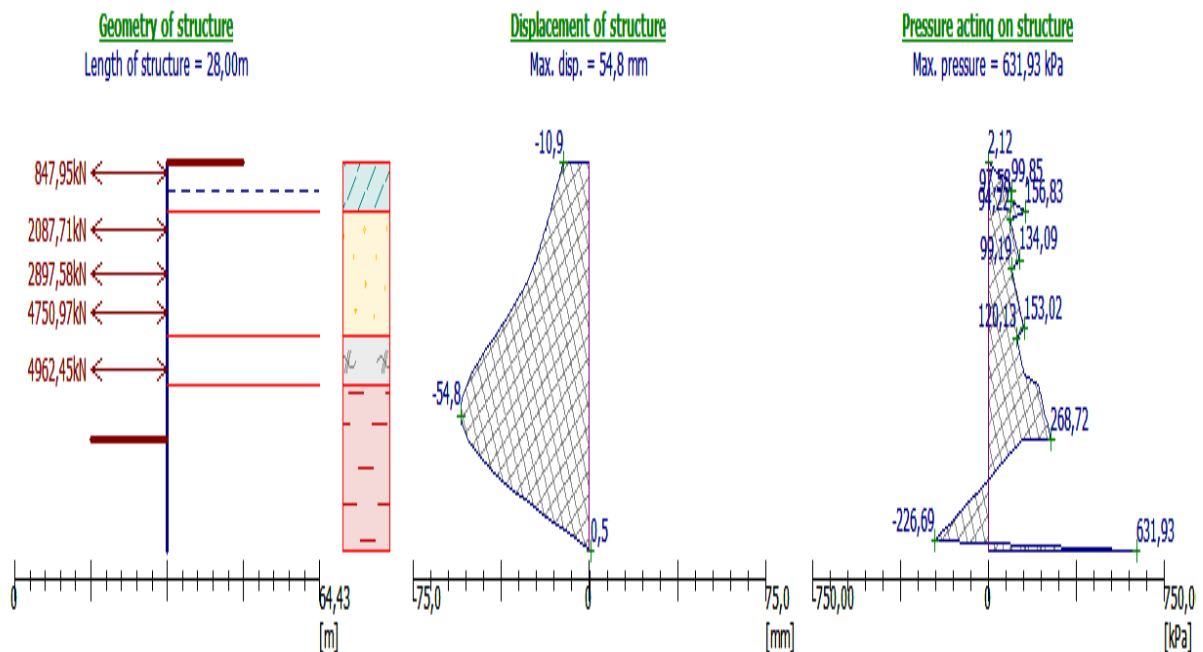


Figure 5.11 : Déplacement maximale de la paroi en pieux sécants (3<sup>ème</sup> variante : 100% butons)

## 5.4.3.1 Vérification de la stabilité au glissement

La figure 5.12 présente le cercle de glissement le plus critique ainsi que le pourcentage d'utilisation par rapport à 100% pour l'ensemble des méthodes de calculs du coefficient de sécurité.

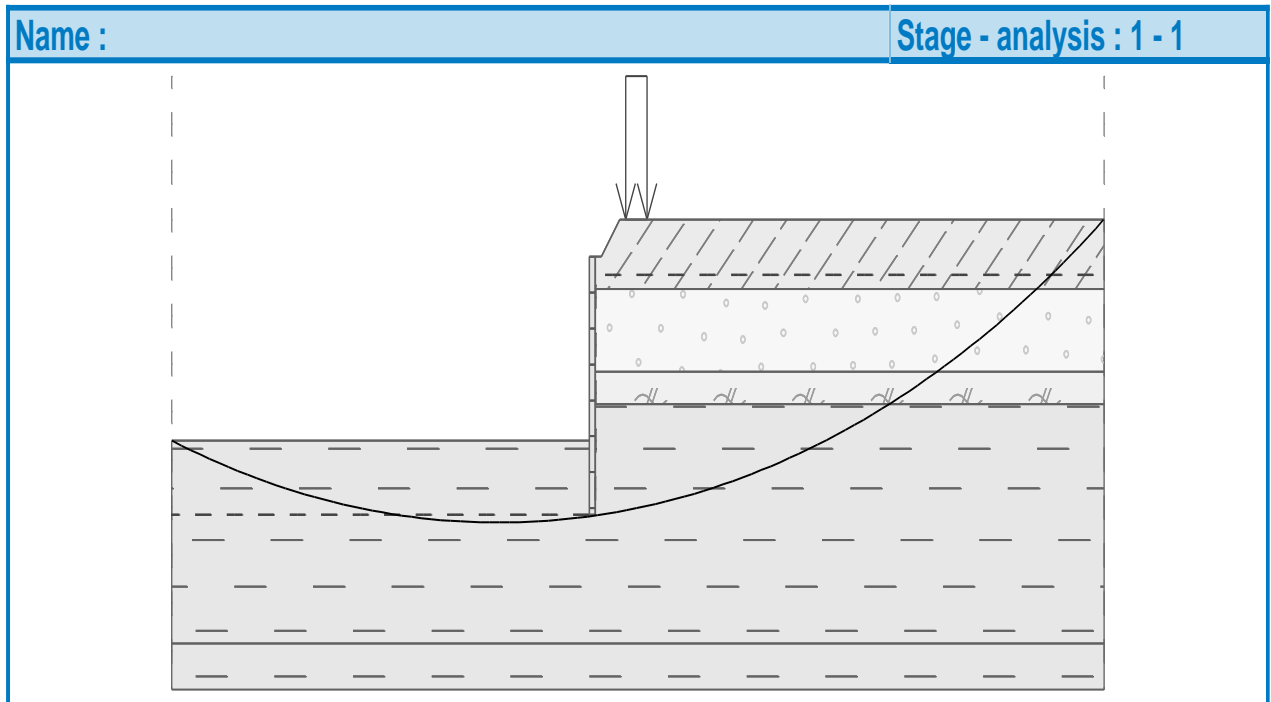


Figure 5.12 : Schéma présentant le cercle de glissement le plus critique (solution proposée 100% butons)

### Slope stability verification (all methods):

|                        |                      |            |
|------------------------|----------------------|------------|
| Bishop:                | Utilization = 60.7%  | ACCEPTABLE |
| Fellenius / Petterson: | Utilization = 62.7%  | ACCEPTABLE |
| Spencer :              | Utilization = 60.7%  | ACCEPTABLE |
| Janbu :                | Utilization = 57.4 % | ACCEPTABLE |
| Morgenstern-Price      | Utilization = 60.8%  | ACCEPTABLE |

Le coefficient de sécurité le plus critique  $F_s = 1.59$  donc la stabilité au glissement est vérifié.

# MODELISATION DES PAROIS EN PIEUX SECANTS

## 5.4.3.2 Synthèse de notre solution 100% butons (3<sup>ème</sup> variante)

Le déplacement maximal de la paroi en pieux sécants est 54.8 mm, il a été obtenu en phase n°11. Cette valeur est au-dessus du seuil critique fixé à 50 mm.

Les valeurs maximales de l'effort tranchant et du moment fléchissant sont obtenus en phase n°11 on été vérifiée avec 869.62 (kN/m) et 2551.91 (kN.m/m)

La stabilité externe au glissement a été vérifiée avec un  $F_s = 1.59$  et la stabilité interne de l'ensemble des butons a été vérifiée.

Cette solution qui a été proposée n'est pas acceptable car on a un déplacement qui dépasse les 50 mm.

## 5.5 Vérification de la solution proposée (100% Tirants)

### - Les caractéristiques des tirants d'ancrages :

Les caractéristiques géométriques des tirants d'ancrages ainsi que leurs positionnements sont illustrées dans le tableau 5.22 et la figure 5.13 respectivement.

Tableau 5.19 : Caractéristiques des tirants d'ancrages (solution proposée 100% tirants)

| Tirants              | Profondeur (m) | Longueur libre (m) | Longueur de scellement (m) | Inclinaison (°) | Espacement (m) | Diamètre (mm) |
|----------------------|----------------|--------------------|----------------------------|-----------------|----------------|---------------|
| 1 <sup>er</sup> Lit  | 5              | 23                 | 10                         | 15              | 4.8            | 63.5          |
| 2 <sup>ème</sup> Lit | 9              | 23                 | 10                         | 15              | 4.8            | 63.5          |
| 3 <sup>ème</sup> Lit | 13.5           | 23                 | 10                         | 15              | 4.8            | 63.5          |
| 4 <sup>ème</sup> Lit | 16             | 23                 | 10                         | 15              | 4.8            | 63.5          |

# MODELISATION DES PAROIS EN PIEUX SECANTS

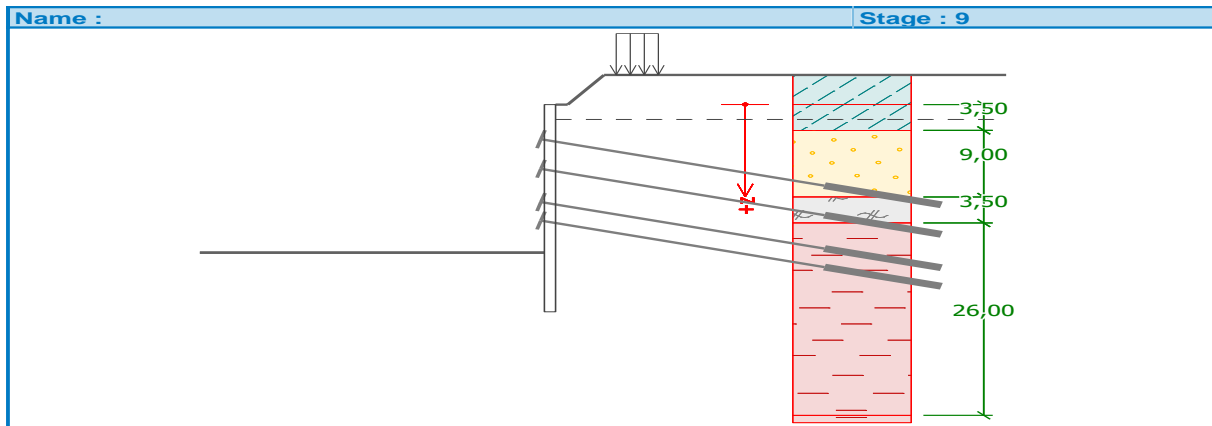


Figure 5.13 : Positionnements des tirants d’ancrages (solution proposée 100% tirants)

Le tableau 5.20 présente les résultats obtenus des efforts internes à savoir : l’effort tranchant et le moment fléchissant, ainsi que le déplacement maximum de la paroi au fur et à mesure du phasage des travaux (phasage descendant). Le phasage descendant consiste à excaver le sol et mettre en place le lit de tirant d’ancrage. Cette opération est répétée jusqu’à atteindre le niveau du fond de fouille. Le phasage ascendant consiste à laisser en place les lits de tirants d’ancrage et d’exécuter les dalles du bas en haut donc ce phasage ne nécessite pas de calculs

Tableau 5.20 : Résultats des efforts internes et déplacement de la paroi en pieux sécants (solution proposée 100% tirants)

| N° de phases | Excavation à | Tirants à | Effort tranchant max kN/ml | Moment fléchissant max kN.m/ml | Déplacement de la paroi (mm) |
|--------------|--------------|-----------|----------------------------|--------------------------------|------------------------------|
| 1            | 6,5m         |           | 313.3                      | 1233.27                        | 32.5                         |
| 2            |              | 5 m       | 482.44                     | 1128.94                        | 31.7                         |
| 3            | 9.5 m        |           | 267.54                     | 754.54                         | 40.3                         |
| 4            |              | 9 m       | 338.38                     | 673.64                         | 41.7                         |
| 5            | 14 m         |           | 344.16                     | 643.6                          | 41.7                         |
| 6            |              | 13.5      | 482.77                     | 657.2                          | 43.2                         |
| 7            | 16.5         |           | 395.44                     | 679.99                         | 41.1                         |
| 8            |              | 16        | 396.17                     | 667.77                         | 41.9                         |
| 9            | 20           |           | 756.46                     | 1990.71                        | 47.6                         |

## MODELISATION DES PAROIS EN PIEUX SECANTS

La figure 5.14 montre l'allure de la déformée de la paroi ainsi que la pression agissante sur cette paroi obtenu pour un déplacement maximum de **47.6 mm** enregistré en fin des travaux soit la phase n°9.

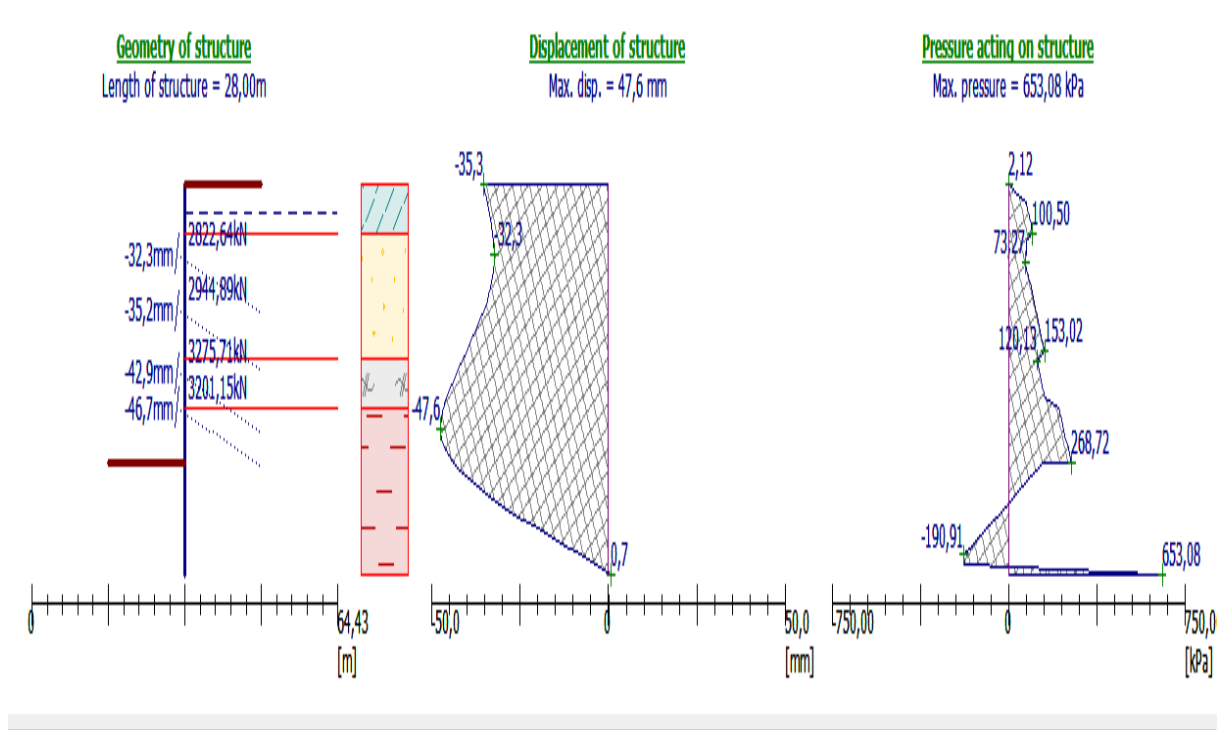


Figure 5.14 : Déplacement maximale de la paroi en pieux sécants (solution proposée : 100% tirants)

### 5.5.1 Vérification de la stabilité interne des tirants d'ancrage

Dans ce qui suit, nous allons présenter sous forme de tableaux les forces d'ancrages dans les tirants, leurs déformations ainsi que leurs coefficients de sécurité en fonction du phasage des travaux.

- **Phase 01** : Excavation jusqu'à 6.5 m de profondeur
- **Phase 02** : Mise en place du 1<sup>er</sup> lit de tirant à 5 m de profondeur

Tableau 5.21 : Efforts internes et déformation des tirants (Phase 2 : solution proposée 100% tirants)

| <b>Phase 2 : tirants à 5 m</b> |                     |                            |  |                            |
|--------------------------------|---------------------|----------------------------|--|----------------------------|
| Tirants                        | Déformation<br>[mm] | Force de l'ancrage<br>[kN] | Force de l'ancrage<br>max. admissible [kN] | Coefficient de<br>sécurité |
| <b>1</b>                       | -11.4               | 2217,00                    | 16219.41                                   | <b>7.3</b>                 |

## MODELISATION DES PAROIS EN PIEUX SECANTS

➤ **Phase 03** : Excavation jusqu'à 9.5 m de profondeur

Tableau 5.22 : Efforts internes et déformation des tirants (phase 3 : solution proposée 100% tirants)

| <b>Phase 3 : excavation à 9.5 m</b> |                     |                            |   |                            |
|-------------------------------------|---------------------|----------------------------|---|----------------------------|
| tirants                             | Déformation<br>[mm] | Force de l'ancrage<br>[kN] | Force de l'ancrage<br>max. admissible<br>[kN] | Coefficient de<br>sécurité |
| <b>1</b>                            | -22                 | 2523.40                    | 20786.24                                      | 8.23                       |

➤ **Phase 04** : Mise en place du 2<sup>ème</sup> lit de tirant à 13.00m de profondeur

Tableau 5.23 : Efforts internes et déformation des tirants (phase 4 : solution proposée 100% tirants)

| <b>Phase 4 : tirants à 9 m</b> |                     |                            |   |                            |
|--------------------------------|---------------------|----------------------------|---|----------------------------|
| tirants                        | Déformation<br>[mm] | Force de l'ancrage<br>[kN] | Force de l'ancrage<br>max. admissible<br>[kN] | Coefficient de<br>sécurité |
| <b>1</b>                       | -21.9               | 2521.16                    | 20786.24                                      | <b>8.24</b>                |
| <b>2</b>                       | -10                 | 2217                       | 26234.27                                      | <b>11.83</b>               |

➤ **Phase 05** : Excavation jusqu'à 14 m de profondeur

Tableau 5.24 : Efforts internes et déformation des tirants (phase 5 : solution proposée 100% tirants)

| <b>Phase 5 : excavation à 14 m</b> |                     |                            |   |                            |
|------------------------------------|---------------------|----------------------------|---|----------------------------|
| tirants                            | Déformation<br>[mm] | Force de l'ancrage<br>[kN] | Force de l'ancrage<br>max. admissible<br>[kN] | Coefficient de<br>sécurité |
| <b>1</b>                           | -24.8               | 2605.85                    | 9422.68                                       | <b>3.61</b>                |
| <b>2</b>                           | -15.3               | 2369.80                    | 6257.38                                       | <b>2.64</b>                |

## MODELISATION DES PAROIS EN PIEUX SECANTS

➤ **Phase 06** : Mise en place du 3<sup>ème</sup> lit de tirant à 13.5 m de profondeur

Tableau 5.25 : Efforts internes et déformation des tirants (phase 6 : solution proposée 100% tirants)

| <b>Phase 6: tirants à 13.5 m</b> |                     |                            |   |                            |
|----------------------------------|---------------------|----------------------------|---|----------------------------|
| <b>Tirants</b>                   | Déformation<br>[mm] | Force de l'ancrage<br>[kN] | Force de l'ancrage<br>max. admissible<br>[kN] | Coefficient de<br>sécurité |
| <b>1</b>                         | -25.4               | 2622.12                    | 9422.68                                       | <b>3.59</b>                |
| <b>2</b>                         | -15.2               | 2366.48                    | 6237.40                                       | <b>2.63</b>                |
| <b>3</b>                         | -6.3                | 2217.00                    | 7872.60                                       | <b>3.55</b>                |

➤ **Phase 07** : Excavation jusqu'à 16.5 m de profondeur

Tableau 5.26 : Efforts internes et déformation des tirants (phase 7 : solution proposée 100% tirants)

| <b>Phase 7 : excavation à 16.5 m</b> |                     |                            |   |                            |
|--------------------------------------|---------------------|----------------------------|---|----------------------------|
| <b>Tirants</b>                       | Déformation<br>[mm] | Force de l'ancrage<br>[kN] | Force de l'ancrage<br>max. admissible<br>[kN] | Coefficient de<br>sécurité |
| <b>1</b>                             | -28.3               | 2707.60                    | 6780.12                                       | <b>2.5</b>                 |
| <b>2</b>                             | -22.3               | 2571.16                    | 4165.95                                       | <b>1.62</b>                |
| <b>3</b>                             | -17.3               | 2534.30                    | 5763.19                                       | <b>2.27</b>                |

➤ **Phase 08** : Mise en place du 4<sup>ème</sup> lit de tirant à 16 m de profondeur

Tableau 5.27 : Efforts internes et déformation des tirants (phase 8 : solution proposée 100% tirants)

| <b>Phase 8 : tirants à 16 m</b> |                     |                            |   |                            |
|---------------------------------|---------------------|----------------------------|---|----------------------------|
| <b>Tirants</b>                  | Déformation<br>[mm] | Force de l'ancrage<br>[kN] | Force de l'ancrage<br>max. admissible<br>[kN] | Coefficient de<br>sécurité |
| <b>1</b>                        | -28.8               | 2719.92                    | 6780.12                                       | <b>2.49</b>                |
| <b>2</b>                        | -22.3               | 2573.14                    | 4150.82                                       | <b>1.61</b>                |
| <b>3</b>                        | -16.8               | 2519.26                    | 5745.63                                       | <b>2.28</b>                |
| <b>4</b>                        | -12.7               | 2217                       | 5518.81                                       | <b>2.48</b>                |



# MODELISATION DES PAROIS EN PIEUX SECANTS

## ➤ Phase 09 : Excavation jusqu'à 20 m de profondeur

Tableau 5.28 : Efforts internes et déformation des tirants (phase 9 : solution proposée 100% tirants)

| Phase 9 : excavation à 20 m |                  |                         |   |                         |
|-----------------------------|------------------|-------------------------|---|-------------------------|
| Tirants                     | Déformation [mm] | Force de l'ancrage [kN] | Force de l'ancrage max. admissible [kN] | Coefficient de sécurité |
| 1                           | -32.3            | 2822.64                 | 6780.12                                 | 2.4                     |
| 2                           | -35.2            | 2944.89                 | 4024.76                                 | 1.36                    |
| 3                           | -42.9            | 3275.71                 | 5163.33                                 | 1.57                    |
| 4                           | -46.7            | 3201.15                 | 4008.14                                 | 1.25                    |

### 5.5.2 Vérification de la stabilité au glissement

La figure 5.15 présente le cercle de glissement le plus critique ainsi que le pourcentage d'utilisation par rapport à 100% pour l'ensemble des méthodes de calculs du coefficient de sécurité.

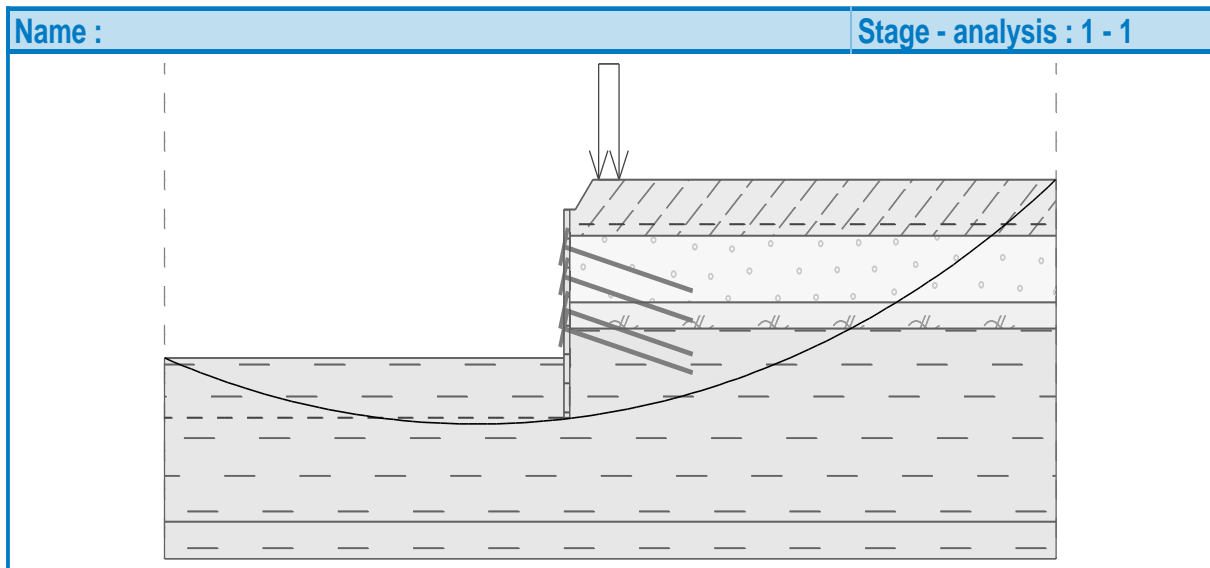


Figure 5.15 : Schéma présentant le cercle de glissement le plus critique (solution proposée 100% tirants)

# MODELISATION DES PAROIS EN PIEUX SECANTS

---

## Slope stability verification (all methods):

|                        |                      |            |
|------------------------|----------------------|------------|
| Bishop:                | Utilization = 60.7 % | ACCEPTABLE |
| Fellenius / Petterson: | Utilization = 62.7 % | ACCEPTABLE |
| Spencer :              | Utilization = 60.7 % | ACCEPTABLE |
| Janbu :                | Utilization = 57.4 % | ACCEPTABLE |
| Morgenstern-Price      | Utilization = 60.8 % | ACCEPTABLE |

Le coefficient de sécurité le plus critique  $F_s = 1.59$  donc la stabilité au glissement est vérifié.

### 5.5.3 Synthèse de la solution proposée (100% tirants)

Le déplacement maximal de la paroi en pieux sécants est de 47.6 mm, il a été obtenu en phase n°11. Cette valeur est admissible car elle est inférieure au seuil critique fixé à 50 mm.

Les valeurs maximales de l'effort tranchant et du moment fléchissant sont obtenus également en fin de phasage avec respectivement

756.46 (kN/m) et 1990.71 (kN.m/m).

La stabilité externe au glissement a été vérifiée avec un coefficient de sécurité  $F_s = 1.59$ .

La stabilité interne des tirants d'ancrages est vérifiée pour l'ensemble des phases de construction de la paroi moulée avec un coefficient de sécurité compris entre 1.25 et 11.83.

Dans le but de réduire le coût du soutènement à 100% tirants, nous avons également proposée une solution mixte.

Pour des raisons de comparaison, nous avons gardé la même solution mixte proposée dans la paroi moulée.

### 5.6 Vérification de la solution proposée (Soutènement mixte tirants et butons)

#### - Les caractéristiques des butons :

Les caractéristiques géométriques des butons ainsi que leurs positionnements sont illustrées dans le tableau 5.36 et la figure 5.16 respectivement.

## MODELISATION DES PAROIS EN PIEUX SECANTS

Tableau 5.29 : Les caractéristiques des butons (Soutènement mixte tirants et butons)

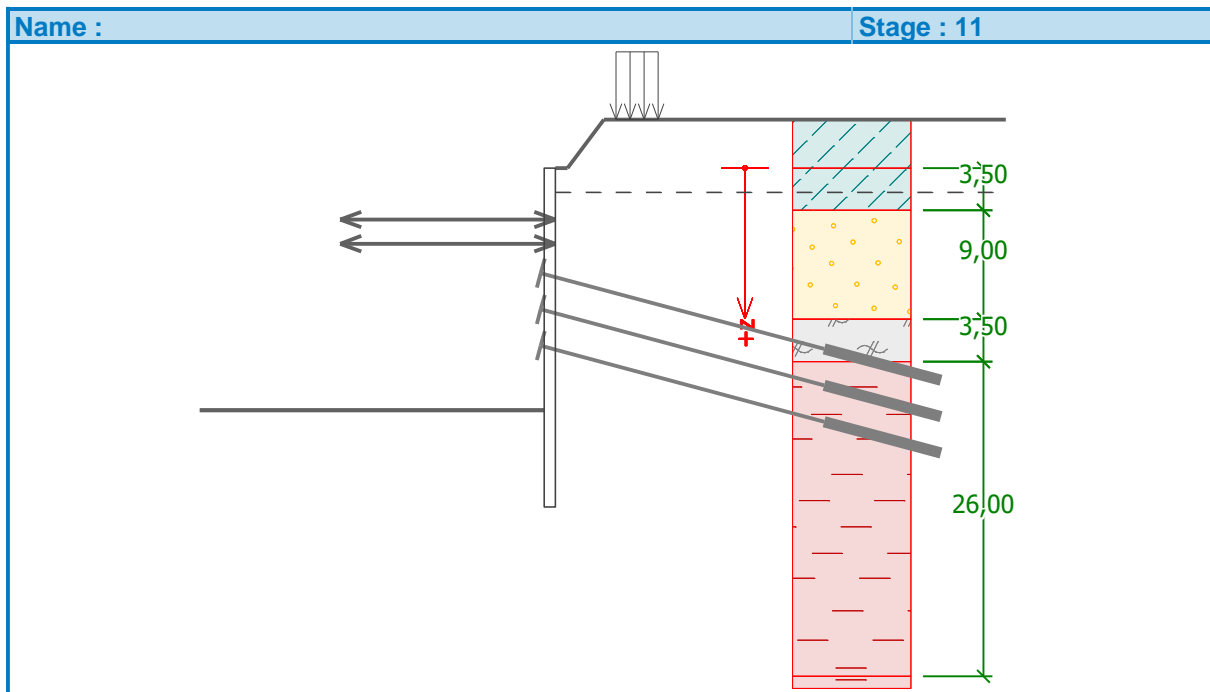
| Profile | Longueur<br>(m) | Distance<br>(m) | Surface<br>(mm <sup>2</sup> ) | Module élastique<br>E(MPa) |
|---------|-----------------|-----------------|-------------------------------|----------------------------|
| 2HEB500 | 17.8            | 5.3             | 47728                         | 210000                     |

- **Les caractéristiques des tirants :**

Les caractéristiques géométriques des tirants d'ancrages ainsi que leurs positionnements sont illustrées dans le tableau 5.37 et la figure 5.16 respectivement.

Tableau 5.30 : Les caractéristiques des tirants d'ancrages (Soutènement mixte tirants et butons)

| Tirants              | Profondeur<br>(m) | Longueur<br>libre (m) | Longueur<br>de<br>scellement<br>(m) | Inclinaison<br>(°) | Espacement<br>(m) | Diamètre<br>(mm) |
|----------------------|-------------------|-----------------------|-------------------------------------|--------------------|-------------------|------------------|
| 1 <sup>er</sup> Lit  | 10.5              | 23                    | 10                                  | 15                 | 4.8               | 63.5             |
| 2 <sup>ème</sup> Lit | 13.5              | 23                    | 10                                  | 15                 | 4.8               | 63.5             |
| 3 <sup>ème</sup> Lit | 15.5              | 23                    | 10                                  | 15                 | 4.8               | 63.5             |



5.16 : Positionnement des butons et tirants d'ancrages (soutènement mixte tirants et butons)

## MODELISATION DES PAROIS EN PIEUX SECANTS

Le tableau 5.31 présente les résultats obtenus des efforts internes à savoir : l'effort tranchant et le moment fléchissant, ainsi que le déplacement maximum de la paroi au fur et à mesure du phasage des travaux (phasage descendant). Le phasage descendant consiste à excaver le sol et mettre en place le lit de supports horizontaux à savoir : les butons ou les tirants d'ancrage. Cette opération est répétée jusqu'à atteindre le niveau du fond de fouille.

Tableau 5.31 : Résultats des efforts internes et déplacement de la paroi des différentes phases (phasage descendant : soutènement mixte tirants et butons)

| N° de phases | Excavation à | Butons à | Tirants à | Effort tranchant max kN/m | Moment fléchissant max kN.m/ml | Déplacement de la paroi (mm) |
|--------------|--------------|----------|-----------|---------------------------|--------------------------------|------------------------------|
| 1            | 5 m          | -        | -         | 259.28                    | 965.38                         | 22.2                         |
| 2            | -            | 3 m      | -         | 260.36                    | 989.26                         | 22.9                         |
| 3            | 8 m          | -        | -         | 235.43                    | 708.34                         | 22                           |
| 4            | -            | 6 m      | -         | 235.23                    | 708.55                         | 22                           |
| 5            | 11 m         | -        | -         | 316.11                    | 520.93                         | 19.4                         |
| 6            | -            | -        | 10.5 m    | 279.91                    | 464.51                         | 19.6                         |
| 7            | 14 m         | -        | -         | 358.83                    | 475.73                         | 19.4                         |
| 8            | -            | -        | 13.5 m    | 282.67                    | 360.93                         | 19.5                         |
| 9            | 16 m         | -        | -         | 372.62                    | 573.84                         | 19.1                         |
| 10           | -            | -        | 15.5 m    | 321.00                    | 436.14                         | 19.1                         |
| 11           | 20 m         | -        | -         | 868.14                    | 2583.30                        | 57.3                         |

Le phasage ascendant consiste à retirer les butons et couler les dalles en béton qui seront des appuis définitif de la structure toute en laissant en place les tirants d'ancrage déjà exécuter. Les résultats des efforts internes de ce phasage sont représentés dans le tableau 5.32.

## MODELISATION DES PAROIS EN PIEUX SECANTS

Tableau 5.32 : Résultats des efforts internes et déplacement de la paroi des différentes phases (phasage ascendant : soutènement mixte tirants et butons)

| N° de phases | Radier/dalles   | butons               | Effort tranchant max kN/ml | Moment fléchissant max kN.m/ml | Déplacement de la paroi (mm) |
|--------------|-----------------|----------------------|----------------------------|--------------------------------|------------------------------|
| 12           | Radier à 17.8 m | -                    | 1105.71                    | 3539.10                        | 56.4                         |
| 13           | Dalle à 9.35 m  | -                    | 2403.24                    | 5664.24                        | 56.4                         |
| 14           | -               | Retiré le butons N°2 | 2403.24                    | 5664.24                        | 56.4                         |
| 15           | -               | Retiré le butons N°1 | 2403.24                    | 5664.24                        | 57.7                         |
| 16           | Dalle à 2.65 m  | -                    | 2403.24                    | 5664.24                        | 56.4                         |

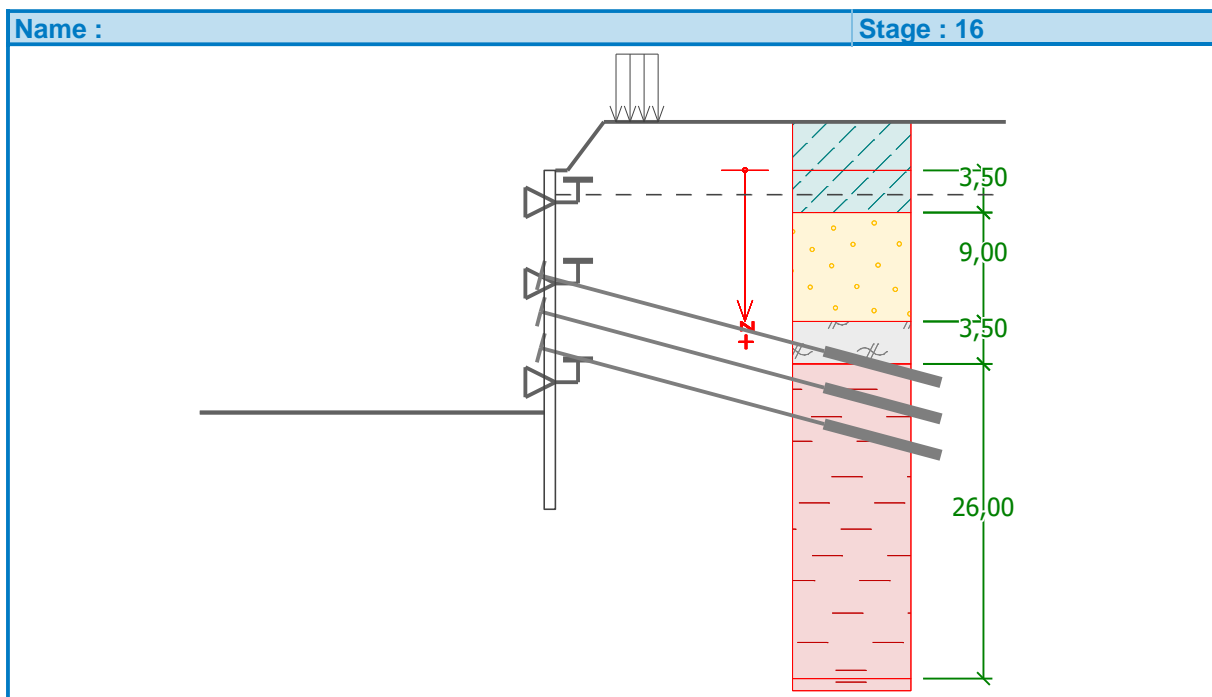


Figure 5.17 : Positionnement des dalles (soutènement mixte tirants et butons)

La figure 5.18 montre l'allure de la déformée de la paroi ainsi que la pression agissante sur cette paroi obtenu pour un déplacement maximum de **57.5 mm** enregistré en phase n°15.

# MODELISATION DES PAROIS EN PIEUX SECANTS

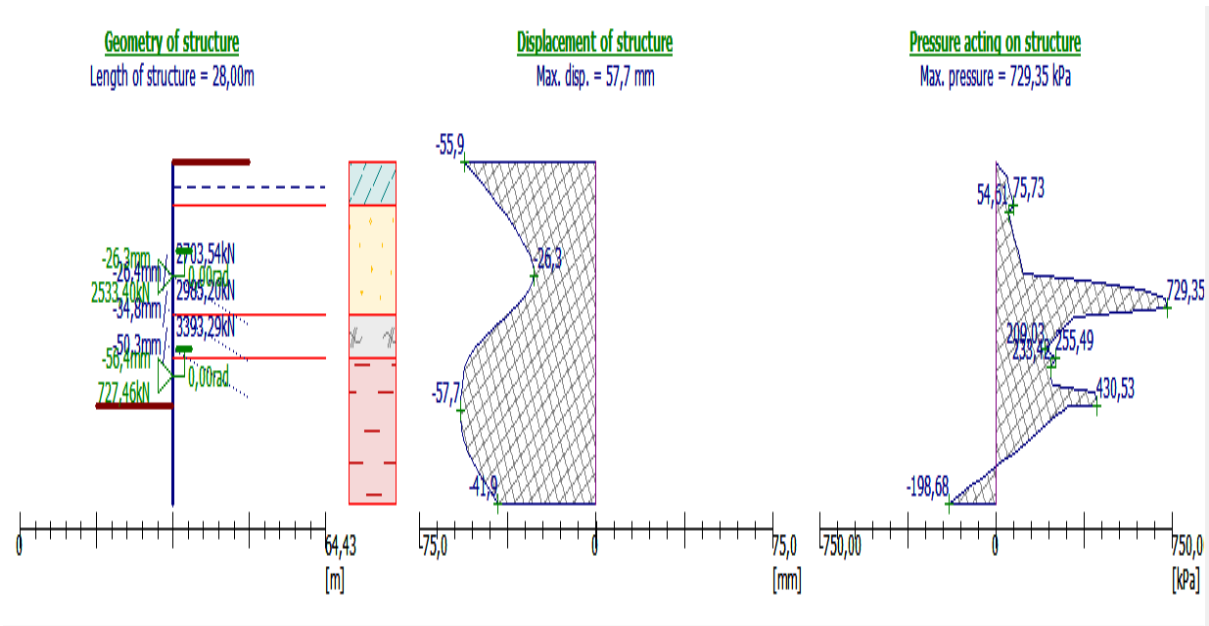


Figure 5.18 : Déplacement maximum de la paroi en pieux sécants (soutènement mixte tirants et butons)

## 5.6.1 Les réactions dans les butons

Le tableau 5.5 présente les réactions qui règnent dans les butons au fur et à mesure de l'avancement des travaux. Il est à noter que l'effort maximum repris par les butons est de **1783.29kN** et la stabilité interne de l'ensemble des butons est vérifiée

Tableau 5.33 : Les réactions dans les butons (soutènement mixte tirants et butons)

| PHASE  |                   | Les réactions dans les butons [kN] |          |          |
|--------|-------------------|------------------------------------|----------|----------|
|        |                   | Butons 1                           | Butons 2 | Butons 3 |
| Phase1 | Excavation à 5 m  | -                                  | -        | -        |
| Phase2 | Butons 1 à 3 m    | 176.36                             | -        | -        |
| Phase3 | Excavation à 8 m  | 1614.58                            | -        | -        |
| Phase4 | Butons 2 à 6 m    | 1620.17                            | 1.41     | -        |
| Phase5 | Excavation à 11 m | 1718.51                            | 1783.29  | -        |

# MODELISATION DES PAROIS EN PIEUX SECANTS

## 5.6.2 Les réactions dans les tirants

Dans ce qui suit, nous allons présenter sous forme de tableaux les forces d'ancrages dans les tirants, leurs déformations ainsi que leurs coefficients de sécurité en fonction du phasage des travaux.

### - Phase 6 :

Tableau 5.34 : Efforts internes et déformation des tirants (phase 6 : soutènement mixte tirants et butons)

| <b>Phase 6 : tirants à 10.5 m</b> |                             |                                    |  |                                    |
|-----------------------------------|-----------------------------|------------------------------------|--|------------------------------------|
| <b>Tirants</b>                    | <b>Déformation<br/>[mm]</b> | <b>Force de l'ancrage<br/>[kN]</b> | <b>Force de l'ancrage<br/>max. admissible<br/>[kN]</b> | <b>Coefficient de<br/>sécurité</b> |
| <b>1</b>                          | -9.6                        | 2217                               | 28460.34   | 12.83                              |

### - Phase 7 :

Tableau 5.35 : Efforts internes et déformation des tirants (phase 7 : soutènement mixte tirants et butons)

| <b>Phase 7 : excavation à 14 m</b> |                             |                                    |  |                                    |
|------------------------------------|-----------------------------|------------------------------------|--|------------------------------------|
| <b>Tirants</b>                     | <b>Déformation<br/>[mm]</b> | <b>Force de l'ancrage<br/>[kN]</b> | <b>Force de l'ancrage<br/>max. admissible<br/>[kN]</b> | <b>Coefficient de<br/>sécurité</b> |
| <b>1</b>                           | -10.8                       | 2251.59                            | 9455.46  | 4.19                               |

### - Phase 8 :

Tableau 5.36 : Efforts internes et déformation des tirants (phase 8 : soutènement mixte tirants et butons)

| <b>Phase 8 : tirants à 13.5 m</b> |                             |                                    |  |                                    |
|-----------------------------------|-----------------------------|------------------------------------|--|------------------------------------|
| <b>Tirants</b>                    | <b>Déformation<br/>[mm]</b> | <b>Force de<br/>l'ancrage [kN]</b> | <b>Force de<br/>l'ancrage max.<br/>admissible [kN]</b> | <b>Coefficient de<br/>sécurité</b> |
| <b>1</b>                          | -10.6                       | 2246.14                            | 7488.91  | 3.33                               |
| <b>2</b>                          | -8.2                        | 2217                               | 7964.65  | 3.59                               |

## MODELISATION DES PAROIS EN PIEUX SECANTS

- **Phase 9 :**

Tableau 5.37 : Efforts internes et déformation des tirants (phase 9 : soutènement mixte tirants et butons)

| <b>Phase 9 : excavation à 16 m</b> |                         |                                |  |                                |
|------------------------------------|-------------------------|--------------------------------|--|--------------------------------|
| <b>tirants</b>                     | <b>Déformation [mm]</b> | <b>Force de l'ancrage [kN]</b> | <b>Force de l'ancrage max. admissible [kN]</b> | <b>Coefficient de sécurité</b> |
| <b>1</b>                           | -12                     | 2285.73                        | 7488.91  | 3.27                           |
| <b>2</b>                           | -11.7                   | 2317.85                        | 7916.06  | 3.41                           |

- **Phase 10 :**

Tableau 5.38 : Efforts internes et déformation des tirants (phase 10 : soutènement mixte tirants et butons)

| <b>Phase 10 : tirants à 15.5 m</b> |                         |                                |  |                                |
|------------------------------------|-------------------------|--------------------------------|--|--------------------------------|
| <b>Tirants</b>                     | <b>Déformation [mm]</b> | <b>Force de l'ancrage [kN]</b> | <b>Force de l'ancrage max. admissible [kN]</b> | <b>Coefficient de sécurité</b> |
| <b>1</b>                           | -11.9                   | 2285.01                        | 7488.91  | 3.27                           |
| <b>2</b>                           | -11.3                   | 2307.07                        | 7916.95  | 3.43                           |
| <b>3</b>                           | -9.6                    | 2217                           | 8273.56  | 3.73                           |

- **Phase 11 :**

Tableau 5.39 : Efforts internes et déformation des tirants (phase 11 : soutènement mixte tirants et butons)

| <b>Phase 11 : excavation à 20 m</b> |                         |                                |  |                                |
|-------------------------------------|-------------------------|--------------------------------|--|--------------------------------|
| <b>Tirants</b>                      | <b>Déformation [mm]</b> | <b>Force de l'ancrage [kN]</b> | <b>Force de l'ancrage max. admissible [kN]</b> | <b>Coefficient de sécurité</b> |
| <b>1</b>                            | -22.7                   | 2597.15                        | 7488.91  | 2.88                           |
| <b>2</b>                            | -34.8                   | 2987.55                        | 7533.87  | 2.52                           |
| <b>3</b>                            | -48.6                   | 3344.61                        | 7055.35  | 2.01                           |



## 5.6.3 Vérification de la stabilité au glissement

La figure 5.19 présente le cercle de glissement le plus critique ainsi que le pourcentage d'utilisation par rapport à 100% pour l'ensemble des méthodes de calculs du coefficient de sécurité.

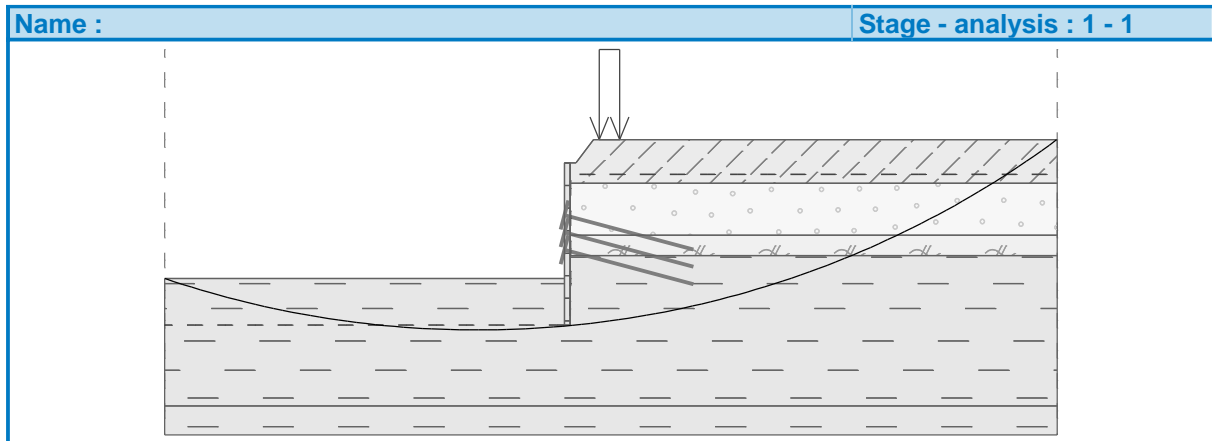


Figure 5.19 : Schéma présentant le cercle de glissement le plus critique (soutènement mixte tirants et butons)

### Slope stability verification (all methods):

|                         |                      |            |
|-------------------------|----------------------|------------|
| Bishop :                | Utilisation = 60.7 % | ACCEPTABLE |
| Fellenius / Petterson : | Utilisation = 62.7 % | ACCEPTABLE |
| Spencer :               | Utilisation = 60.7 % | ACCEPTABLE |
| Janbu :                 | Utilisation = 57.4 % | ACCEPTABLE |
| Morgenstern-Price :     | Utilisation = 60.8 % | ACCEPTABLE |

Le coefficient de sécurité le plus critique  $F_s = 1.59$  donc la stabilité au glissement est vérifiée.

### 5.6.4 Synthèse de la solution mixte

Le déplacement maximum de la paroi en pieux sécants est 57.7 mm, cette valeur a été obtenue en phase n°15 et elle est légèrement au-dessous du seuil critique fixé à 50 mm.

Notons que les valeurs maximales de l'effort tranchant et du moment fléchissant sont obtenus en phase n°13 avec respectivement 2403.24 (kN/m) et 5664.24(kN.m/m)

La stabilité externe au glissement a été vérifiée avec un coefficient de sécurité  $F_s = 1.59$ .

## MODELISATION DES PAROIS EN PIEUX SECANTS

La stabilité interne de l'ensemble des tirants d'ancrages et butons a été vérifiée.

Le tableau 5.40 récapitule les déplacements maximaux obtenus par le logiciel Geo5 pour chaque variante.

Tableau 5.40 :Tableau récapitulatif des déplacements maximaux de la paroi en pieux sécants pour chaque solution

|  | <b>Pieux sécants</b>           |   | <b>Déplacement maximal de la paroi en pieux sécants (mm)</b> | <b>Utilisation (%)</b> |
|--|--------------------------------|---|--|------------------------|
| <b>Solution proposée adopté sur site</b> | <b>100% butons</b>             |   | 36.6   | 73.2                   |
| <b>Les solutions proposées</b>           | <b>100% butons</b>             | <b>1<sup>ère</sup> variante (D=1 m)</b>     | 68   | 136                    |
|  |                                | <b>2<sup>ème</sup> variante (D= 1.20 m)</b> | 49.7   | 99.4                   |
|  |                                | <b>3<sup>ème</sup> variante (D=1 m)</b>     | 54.8   | 109.6                  |
|  | <b>100% tirants</b>            |   | 47.6   | 95.2                   |
|  | <b>Mixte (tirants +butons)</b> |   | 57.7   | 115.4                  |

## 5.7 Conclusion

Dans le but d'atteindre la meilleure solution pour la station de métro considéré, nous avons effectué une comparaison entre les solutions proposées en se basant sur l'aspect technique (sécurité) et le coût des supports horizontaux.

Pour les deux types d'écran de soutènement : parois moulées et pieux sécants, le tableau ci-dessous récapitule l'ensemble des résultats de modélisations obtenues en termes de déplacement horizontal maximum, effort tranchant et moment fléchissant max, le coefficient de sécurité au glissement ainsi que le cout des supports horizontaux.

Nous pouvons noter que pour l'ensemble des solutions étudiées, les parois en pieux sécants se déforment plus par rapport aux parois moulées (de 12.3% à 38.8%).

Le cout des supports horizontaux est le même pour les deux types d'écrans de soutènement car nous avons utilisé volontairement le même système d'appuis des parois moulées pour les parois en pieux sécants.

Nous remarquons que la solution qui a été proposée pieux sécant avec les mêmes caractéristiques adopté sur site est surestimé car elle engendre un petit déplacement de 36.6 mm loin du seuil fixé à 50mm se qui se traduit par un cout élevé.

Il est à noter aussi que pour les parois en pieux sécants les solutions à 100% butons 2<sup>ème</sup> variante et 100% tirant d'ancrage, les déplacements obtenus pour les deux variantes sont admissible (inferieur à 50 mm) mais les autres variantes sont tous au dessous du seuil.

Pour des raisons de sécurité et d'économie nous recommandons la solution de la paroi moulée à 100% butons de la 2<sup>ème</sup> variante : 5 Lits de butons de section 1HEB500 espacée de 7.3 m.

# MODELISATION DES PAROIS EN PIEUX SECANTS

Tableau 5.41 :Les résultats de modélisations obtenus pour les deux écrans de soutènement

| Types d'écran de soutènement | Les solutions existant                  |                                 | Déplacement Horizontal max (mm) | moment fléchissant max (kN.m/m) | Effort tranchant max (kN) | F <sub>s</sub> (glissement) |
|------------------------------|---|---------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|---------------------------|-----------------------------|
| <b>Parois moulées</b>        | 100% butons (solution adoptée sur site) |                                 | <b>27.1</b>                     | 4369.88                         | 2033.79                   | 1.59                        |
|                              | 1 <sup>ère</sup> variante               | 100% butons (solution proposée) | <b>48.6</b>                     | 4572.55                         | 1649.72                   | 1.59                        |
|                              | 2 <sup>ème</sup> variante               | (solution proposée)             | <b>48.5</b>                     | 5455.38                         | 2401.02                   | 1.59                        |
|                              | 100% tirants (solution proposée)        |                                 | <b>39.2</b>                     | 2313.23                         | 725.76                    | 1.59                        |
|                              | Solution mixte (butons+ tirants)        |                                 | <b>39.2</b>                     | 5175.19                         | 1918.07                   | 1.59                        |
| <b>Pieux sécants</b>         | 100% butons (solution adoptée sur site) |                                 | <b>36.6</b>                     | 4676.51                         | 2455.26                   | 1.59                        |
|                              | 1 <sup>ère</sup> variante               | 100% butons (solution proposée) | <b>68</b>                       | 4396.73                         | 1541.5                    | 1.59                        |
|                              | 3 <sup>ème</sup> variante               | (solution proposée)             | <b>54.8</b>                     | 2551.91                         | 869.62                    | 1.60                        |
|                              | 100% tirants (solution proposée)        |                                 | <b>47.6</b>                     | 1990.71                         | 756.46                    | 1.59                        |
|                              | Solution mixte                          |                                 | <b>57.7</b>                     | 5664.24                         | 2403.24                   | 1.59                        |

# **CONCLUSION GÉNÉRALE**

## CONCLUSION GÉNÉRALE

Dans le cadre de ce travail, nous avons étudié le soutènement de la station de métro d'Alger (USTHB). L'objectif est de proposer un soutènement optimal sur le plan technico-économique pour soutenir l'excavation de la station d'étude. L'étude à portée sur deux types d'écrans à savoir les parois moulées et les pieux sécants ainsi que deux types de systèmes d'appuis horizontaux.

Pour atteindre cet objectif, nous avons adopté la démarche scientifique suivante :

Dans un premier temps nous avons décrit les différents types d'écrans de soutènement ainsi que les deux types de systèmes d'appuis horizontaux (butons et tirants).

Dans le deuxième chapitre nous avons présenté la station d'étude (Université Houari Boumediene), son emplacement, ces accès, ces niveau...ect.

Dans le troisième chapitre nous avons fait l'investigation géotechnique en se basant sur les résultats extraits des travaux de prospection et des essais insitu et de laboratoire réalisés dans la zone d'implantation de la station. Cela nous a permis d'établir un modèle lithologique constitué, de haut en bas, par un horizon de :

- Remblai lâche à moyennement compacte [00.00-03.50] m ;
- Sable limoneux argileux moyennement compact [03.50-12.50] m ;
- Une couche de Grés [12.00-16.00] m ;
- Argile marneuse très ferme à dure [16.00-42.00] m.

Sur la base des données hydrogéologique du site, nous avons constaté que la nappe phréatique est située à 2 m de profondeur.

L'analyse de la stabilité traitée dans les chapitres quatre et cinq pour les deux types de soutènement : parois moulées et parois en pieux sécants, a été réalisée à l'aide du logiciel Géo5. Cela nous a permis d'obtenir les résultats des forces internes, déformations de la paroi, ainsi que les réactions dans les systèmes d'appuis à savoir : tirants d'ancrages et butons.

En vérifiant la solution choisie sur site, nous avons obtenu un déplacement de 27.1 mm (54.2% d'utilisation) pour la paroi moulée et 36.6 mm (73.2% d'utilisation) pour la même paroi mais en pieux sécants, nous avons conclu ce qui suit :

La paroi en pieux sécants se déforme plus comparée aux parois moulées. L'estimation du cout de la solution adoptée sur site a permis de dégager un prix de référence relativement cher en supports horizontaux de 100231823.3 DA.

Nous avons donc suggéré d'autres solutions en modifiant le système d'appuis horizontaux en investiguant des supports à : 100% butons, 100% tirants et mixte. Nous avons aussi joué sur le nombre de lits des supports, leurs espacements ainsi que leurs caractéristiques géométriques. Parmi les solutions proposées et qui vérifient les critères de stabilités de l'ouvrage, nous recommandons la solution de la paroi moulée à 100% butons de la 2<sup>ème</sup> variante : 5 Lits de butons de section 1HEB500 espacée de 7.3 m, qui se distingue par un prix de 45782352.12 DA offrant une diminution de 54.32% par rapport à la solution adoptée sur site et un déplacement de 48.5 mm (97% d'utilisation).

Toutefois, Le procédé d'exécution des parois moulées est différent par rapport à celui des pieux sécants qui nous semble moins compliqué à réaliser sur site. Le procédé des parois moulées demande plus de moyens matériels et plus de compétences et de savoir faire. Néanmoins, les entreprises algériennes tels que COSIDER Travaux Publics ont acquis un certain savoir faire en réalisant sur site le soutènement des stations de métro d'Alger en tant que maitre d'œuvre.

## Références Bibliographiques

- [1] Jean Fixot. « Analyse comparative de la norme NF P 94 282 sur les écrans de soutènements ». Civil Engineering. 2013.
- [2] Léo BEGUINET (2016) « Etude des différents types de blindage de fouille rencontrés sur les projets de construction au Luxembourg ». PFE Génie civil. Institut National des Sciences Appliquées de Strasbourg.
- [3] le site TECHNI.CH. Contenu : Parois clouées Chantier : La Baillaz à St-Légier 28 décembre 2012.
- [4] SAADI, Riadh (2018) « Modélisation d'une paroi de soutènement en décrivant la stabilité des tranchées planes et l'effet de la charge sismique sur la paroi ». Doctorat thèse, Université de Batna 2.
- [5] MEFTAH Abdelmadjid (2018) « Evaluation numérique des pressions active et passive sur les structures de soutènement rigide ». Thèse de Doctorat, Université de Mohamed Khider – Biskra.
- [6] Thomas Le Cor (2014) « Etude du comportement mécanique des terrains anisotropes lors de travaux de génie civil ». Thèse de Doctorat en Génie civil. INSA de Rennes.
- [7] LUC DELATTRE (2001) « un siècle de méthode de calcul d'écrans de soutènements revue bibliographique sur l'évolution des techniques » bulletin des laboratoires des ponts et chaussées.
- [8] Bouafia Ali (2003) Conception et Calcul des Ouvrages Géotechniques, Université Saad Dahlab de Blida.
- [9] SONJA MARTEN (2005) ,étude expérimentale et méthodologique sur le comportement des écrans de soutènement, Thèse de doctorat, Ecole nationale des ponts et chaussées.
- [10] A MEFTAH (2010) Les méthodes de dimensionnement des écrans, Thèse de doctorat, Univerite de Guelma.
- [11] Balay J., Frank R., Harfouche L (1982) « Programme DENEbola pour le calcul des soutènements par la méthode des modules de réaction », Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, pp. 3-12.
- [12] BOUCHELGHOU, FARID (2013) Modélisation numérique bi et tridimensionnelle de l'écoulement et de son effet sur la stabilité des écrans . Thèse de doctorat, Université Mohamed Khider - Biskra.