



**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE**  
**SCIENTIFIQUE**

---

**UNIVERSITE BLIDA 1**

**Faculté de technologie**

Département de Génie Civil

**MEMOIRE DE FIN D'ETUDE**  
**EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER 2**  
**EN GENIE CIVIL**

**Spécialité : Géotechnique**

---

**ETUDE DE SOUTÈNEMENT PROVISOIR DE LA STATION DE**  
**METRO MOHAMED BELARBI BERAKI**

Encadré par :

**Docteur Y.SAIL**

Etablie par :

**RIAD OUARET**

**ABDELMOUMEN BOULIF**

Blida, juillet 2023

## ملخص

في إطار نيل شهادة الماستر تخصص جيوتقني، كنا مهتمين بدراسة الدعم المؤقت لمحطة محمد بلعربي التي يبلغ عمقها 21 مترا، والتي تنتمي إلى امتداد C1 لخط مترو الجزائر 1 الذي يربط بين عين النعجة وبراقي. ولإنجاز هذه المقاربة العلمية، استخدمنا برنامج Geo 5 لصنع النموذج والتحقيق في ثبات جدران المحطة.

قمنا بتطوير ملف جيولوجي استنادا إلى نتائج الدراسة الجيوتقنية فالمختبر والاختبارات في الموقع. وتم التحقيق في الحل الذي تم اعتماده في الموقع كما تم اقتراح العديد من الحلول باستخدام الدعامات الأفقية: قضبان الربط والمصدات. يتم تحليل النتائج من حيث: التشوه نزوح الجدار، والقوى الداخلية السائدة في الهيكل (قوى القص وعزم الانحناء)، والاستقرار الخارجي للانزلاق وتكلفة الانجاز. وقد مكنتنا النتائج من التوصية بحل جدار الحاجب الحاجز مع دعم مختلط (قضبان التعادل والمصدات) التي تتميز بتكلفة معقولة وسلامة معتبرة.

### الكلمات المفتاحية:

محطة مترو، شاشات دعم، جدران الحاجب الحاجز، قضبان الربط، المصدات، Geo 5، النزوح، التشوه.

---

### RESUME

Dans le cadre de l'obtention de notre master en géotechnique, nous nous sommes intéressés à l'étude du soutènement de la station de métro Mohamed Belarbi. Cette station qui possède une profondeur d'excavation de 21 m, appartient à l'extension C1 de la ligne 1 du métro d'Alger reliant Ain Naaja et Baraki. Nous avons utilisé le logiciel Géo5 pour modéliser et investiguer le comportement des parois moulées.

Un profil géologique a été élaboré 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 interne qui règnent dans la structure (efforts tranchant et moment fléchissant), la stabilité externe au glissement ainsi que le coût de réalisation. Les résultats nous ont permis de recommander la solution en paroi moulée avec un soutènement mixte (tirants et butons) qui présente un coût raisonnable et une sécurité acceptable.

Mots clé :

Station de métro, écrans de soutènements, parois en panneaux, tirants d'ancrages, butons, Géo 5, déplacements, déformations.

---

### ABSTRACT

In order to obtain our master's degree in geotechnical engineering, we were interested in the study of the temporary support of the 21 m deep Mohamed Belarbi station, which belongs to the C1 extension of the Algiers metro line 1 linking Ain Naaja and Baraki. And to complete this scientific approach we used the Geo5 software to model and investigate the panel walls.

We developed a geological profile based on the results of the laboratory and in-situ testing of the geotechnical study. The solution that was adopted on site has been investigated and several variants have been proposed using as horizontal supports: anchor ties and struts. The results were analyzed in terms of deformation and displacement of the wall, the internal forces prevailing in the structure (shear forces and bending moment), the external stability to slippage and the cost of realization. The results have enabled us to recommend the molded wall solution with a mixed support (anchor ties and abutments) which has a reasonable cost and an acceptable safety.

#### Keywords:

Metro station, support screens, panel walls, anchor ties, struts, Geo 5, displacement, deformation.

---

# REMERCIEMENTS

---

Toute notre gratitude et remerciements vont à ALLAH le tout puissant pour nous avoir gardés en bonne santé et nous avoir donné force, patience, courage et volonté pour bien mener et achever ce modeste travail.

Nous tenons aussi à exprimer notre profonde gratitude et nos sincères remerciements à nos chers parents et familles pour leurs prières, leur encouragement et leur patience tout au long de notre parcours.

Toute notre profonde reconnaissance et nos vifs remerciements à notre promoteur M. SAIL Yacine Pour les précieux moments de discussion qu'il nous gardait, pour sa confiance, sa disponibilité, pour son soutien infini et son aide jusqu'à la dernière minute durant l'évolution de ce travail.

Nous remercions COSIDER TP pour son accueil, sa disponibilité et la pertinence des informations fournies qui nous ont été d'une grande aide.

Nous remercions vont également aux membres du jury pour avoir accepté d'évaluer notre modeste travail. Nous tenons à remercier l'ensemble des enseignants de l'université Saad dahleb blida 1 .

Enfin, nos sincères reconnaissances et gratitude à toute personne qui a contribué de près ou de loin au bon déroulement de ce travail, sans oublier nos camarades de géotechnique .

# DÉDICACES (RIAD)

---

Je dédie cet humble travail à

Mes Chers parents. Aucune dédicace ne peut exprimer mon respect, mon amour éternel et ma reconnaissance pour les sacrifices que vous avez faits pour mon éducation.

je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous m'avez donnés depuis l'enfance et j'espère que vos bénédictions seront toujours avec moi. J'espère également que cet humble travail sera l'accomplissement de vos désirs bien formulés, le fruit de vos innombrables sacrifices, même si je ne vous paierais jamais assez. Que Dieu Tout Puissant vous accorde santé, bonheur et longue vie.

À mes sœurs je vous remercie pour votre compréhension et vos encouragements, qui ont été pour moi le principal soutien, et je vous souhaite beaucoup de bonheur et de réussite dans votre vie.

A mes chers grands parents décédés qui ont été pour moi mes principaux modèles, qui m'ont beaucoup encouragé dans mes études et au précieux conseils et principes que vous m'avez inculqué pour que je deviens l'homme que je suis aujourd'hui.

Aux amis, merci pour les bons conseils et soutien qui m'ont beaucoup aidés pendant cette période.

A tous les professeurs qui ont contribué à notre formation. Nous voudrions enfin remercier toutes les personnes qui ont cru en nous et qui nous ont donné envie de partir en avant.

# DÉDICACES

---

Je dédie cet humble travail à

Mes Chers parents. Aucune dédicace ne peut exprimer mon respect, mon amour éternel et ma reconnaissance pour les sacrifices que vous avez faits pour mon éducation.

Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous m'avez donnés depuis l'enfance et j'espère que vos bénédictions seront toujours avec moi. J'espère également que cet humble travail sera l'accomplissement de vos désirs bien formulés, le fruit de vos innombrables sacrifices, même si je ne vous paierai jamais assez. Que Dieu Tout Puissant vous accorde santé, bonheur et longue vie.

À mes frères, ma petite sœur et tobiza, je vous remercie pour votre compréhension et vos encouragements, qui ont été pour moi le principal soutien, et je vous souhaite beaucoup de bonheur et de réussite dans votre vie.

A mon cher grand père décédé qui a été pour moi mon principal modèle, qui m'a beaucoup encouragé dans mes études et au précieux conseils et principe qu'il m'a inculqué pour que je deviens l'homme que je suis aujourd'hui.

A ma grande mère et ma tante, que dieu vous acceptes chez lui

Aux amis, mes frère d'une autre mère merci pour les bons conseils et soutien qui m'ont beaucoup aidés pendant cette période.

A tous les professeurs qui ont contribué à notre formation. Nous voudrions enfin remercier toutes les personnes qui ont cru en nous et qui nous ont donné envie de partir en avant.

Abdelmoumen.

# TABLE DES MATIERES

RESUME.....	1
REMERCIEMENTS.....	4
TABLE DES MATIERES.....	7
LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX.....	11
LISTE DES SYMBOLES.....	16
INTRODUCTION GÉNÉRALE.....	17
<b>CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE.....</b>	<b>19</b>
1.1 Introduction.....	20
1.2 Présentation générale des ouvrages de soutènements.....	20
1.3 Les types d'écrans de soutènement.....	21
1.3.1 Les Parois moulées.....	21
1.3.1.2 Réalisation d'une paroi moulée .....	22
1.3.2. Les parois de pieux sécants.....	24
1.3.2.1 Procédé d'exécution .....	25
1.3.3 Les parois en palplanches.....	26
1.3.3.1 Avantage et inconvénient .....	27
1.3.4 Les Parois berlinoises .....	27
1.3.4.1 Domaines d'application .....	28
1.3.4.2 Procédés d'exécution.....	28
1.4 Les systèmes d'appuis.....	28
1.4.1 Les butons.....	29
1.4.2 Les tirants.....	30
1.5 Les méthodes de calcul et dimensionnement d'écrans de soutènements.....	31
1.5.1 La méthode classique de calcul des écrans de soutènement.....	32
1.5.1.1 Méthode de Coulomb.....	32
1.5.1.2 Théorie de Rankine (1857).....	33
1.5.1.3 Méthode de Boussinesq-Caquot-Kerisel.....	34
1.5.2 Méthode de coefficient de réaction.....	35
1.5.3. Méthode des éléments finis.....	36
1.5.4. Méthodes empiriques et semi-empiriques.....	37
1.5.5 Méthodes de calcul de l'état limite ultime.....	37
1.6 Modes de rupture des ouvrages de soutènement.....	37
1.7 Conclusion.....	39

<b>CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET</b> .....	40
2.1 Introduction .....	41
2.2 Importance des ouvrages souterrains .....	41
2.3 Problèmes majeurs liés à la construction des ouvrages souterrains.....	41
2.4 Analyse et prospective du métro dans le monde.....	41
2.4.1 Historique du métro .....	41
2.4.2 Définition d'une station de métro.....	42
2.5 Historique du Projet Métro d'Alger.....	42
2.6 Présentation de l'extension d'Ain Naadja - Baraki.....	44
2.6.1 Présentation de la station Mohamed Belarbi .....	45
2.6.2 Les caractéristiques de la station.....	46
2.6.3 Les constructions situées autour de la station Mohamed Belarbi.....	46
2.7 Blindage de la station Mohamed Belarbi.....	46
2.8 Conclusion.....	49
<b>CHAPITRE III : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUE</b> .....	50
3.1 Introduction .....	51
3.2 Campagnes de prospection .....	51
3.3 Géologie du site .....	53
3.4 Hydrogéologie du site.....	54
3.5 Prospection géotechnique.....	55
3.5.1 Prospection et essais in situ et en laboratoire.....	55
3.5.2 Résultats des essais in situ.....	56
3.5.2.1 Essai pressiométrique (PMT).....	56
3.5.2.2 Essais de pénétration standard (SPT).....	60
3.5.3 Résultats des essais de laboratoire.....	62
3.5.3.1 Paramètres physiques.....	62
3.5.3.2 Paramètres mécaniques.....	63
3.6 L'analyse chimique.....	65
3.6.1 Interprétation des résultats .....	66
3.7 Classification du sol par analyse granulométrique.....	66
3.8 Les poids volumiques.....	69
3.9 Conclusion.....	72

<b>CHAPITRE IV : MODELISATION DES PAROIS MOULEES.....</b>	<b>73</b>
4.1 Introduction .....	74
4.2 Présentation du logiciel Geo5.....	74
4.3 Les Normes et matériaux utilisées dans la Modélisation.....	74
4.4 Description du terrain.....	74
4.4.1 La coupe lithologique.....	74
4.4.2 La nappe phréatique.....	75
4.4.3 Les caractéristiques géotechniques.....	75
4.5 Les surcharge.....	76
4.6 Les caractéristiques des parois moulées .....	76
4.7 Les caractéristiques des dalles.....	76
4.8 Modélisation des parois moulées.....	77
4.8.1 Détermination de la fiche de la paroi sans support horizontaux en utilisant le module sheeting design.....	77
4.8.2 Détermination de la fiche de la paroi avec supports horizontaux (tirants).....	78
4.9 Vérification de la stabilité de la paroi moulée avec des supports horizontaux (100% tirants).....	79
4.9.1 Vérification de la solution adoptée sur site (100% titants).....	80
4.9.1.1 L'emplacement des tirants dans la station de métro Mohamed Belarbi .....	80
4.9.1.2 Phasage de calcul .....	81
4.9.1.3 Vérification de la stabilité au glissement.....	83
4.9.1.4 Synthèse de la solution adoptée sur site 100% tirants.....	84
4.9.1.5 Estimation de coût des supports horizontaux pour la solution adopté sur site (100% tirants).....	85
4.9.2 Vérification de la solution proposée 1ère variante (100% Tirants) .....	86
4.9.2.1 Les caractéristiques des tirants d'ancrages.....	86
4.9.2.2 Phasage de calcul.....	87
4.9.2.3 Vérification de la stabilité interne des tirants d'ancrage.....	89
4.9.2.4 Vérification de la stabilité au glissement .....	95
4.9.2.5 Synthèse de la solution 100% tirants (Solution proposé : 100% tirants).....	96

4.9.2.6 Estimation de coût des supports horizontaux pour la solution proposé (1ère variante : 100% tirants).....	96
4.10 Vérification de la stabilité de la paroi moulée avec supports horizontaux 2ème variante (100% butons).....	98
4.10.1 Les réactions dans les butons.....	100
4.10.2 Vérification de la stabilité au glissement.....	101
4.10.3 Synthèse de la solution proposée 100% butons.....	102
4.10.4 Estimation de coût des supports horizontaux pour la solution proposé (100% butons).....	103
4.11 Vérification de la stabilité de la paroi moulée avec des supports horizontaux 3ème variante (100% butons) .....	103
4.11.1 Les réactions dans les butons.....	105
4.11.2 Vérification de la stabilité au glissement.....	106
4.11.3 Synthèse de la deuxième solution proposé 100% butons.....	107
4.11.4 Estimation de coût des supports horizontaux pour la solution proposé (100% butons).....	108
4.12 Vérification de la solution proposée (4ème variante : Soutènement mixte tirants et butons).....	109
4.12.1 Les réactions dans les butons.....	113
4.12.2 Les réactions dans les tirants.....	114
4.12.3 Vérification de la stabilité au glissement.....	116
4.12.4 Synthèse de la solution mixte.....	117
4.12.5 Estimation de coût des supports horizontaux pour la solution proposé (solution mixte).....	118
4.13 Conclusion.....	119
CONCLUSION GÉNÉRALE.....	122
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	124
Annexes.....	125

## LISTE DES ILLUSTRATIONS

---

Figure 1.1 : Soutènement de la station Mohamed Belarbi (Baraki, Algérie).....	21
Figure 1.2 : Chronologie de réalisation de la paroi moulée.....	24
Figure 1.3 : Exemple d'une paroi de soutènement en pieu sécants.....	25
Figure 1.4 : Étapes d'exécution des pieux sécants.....	26
Figure 1.5 : Exemples de profils de palplanche métallique .....	27
Figure 1.6 : Exemple d'une paroi berlinoise.....	28
Figure 1.7 : Exemple d'une paroi soutenue par butons .....	29
Figure 1.8 : Exemple d'un tirant d'ancrage scellé.....	30
Figure 1.9 : Equilibre du coin de Coulomb .....	32
Figure 1.10 : Cercle de Mohr à l'équilibre limite.....	34
Figure 1.11 : Coin de Boussinesq.....	34
Figure 1.12 Notations et conventions de signes dans la méthode des coefficients de réaction.....	36
Figure 1.13 : Différents modes de rupture d'un soutènement .....	38
Figure 2.1 : Vue globale du projet du métro d'Alger .....	44
Figure 2.2 : L'extension du métro d'Alger, Lot 2 : Ain naadja – Baraki.....	44
Figure 2.3 : Vue générale de la zone d'implantation de la station Mohamed Belarbi.....	45
Figure 2.4 : Blindage de la station Mohamed Belarbi .....	47
Figure 2.5 : Blindage de la station (Axe01 – Axe07).....	47
Figure 2.6 : Blindage de la station (Axe07 – Axe13).....	48
Figure 2.7 : Schéma représentatif des panneaux et de la murette guide.....	48
Figure 3.1 : Emplacement des sondages au niveau de la station Mohamed Belarbi .....	52
Figure 3.2 : Schéma représentant la coupe lithologique du terrain étudié .....	72
Figure 4.1 : Schéma présentant la fiche correspondante et les efforts internes de la paroi sans support horizontaux.....	77
Figure 4.2 : Schéma présentant la fiche correspondante et les efforts internes de la paroi avec tirants.....	78
Figure 4.3 Positionnements des tirants d'ancrages (solution adoptée sur site : 100% tirants).....	82
Figure 4.4 Schéma présentant le cercle de glissement le plus critique (solution adoptée sur site : 100% tirants).....	84
Figure 4.5 : Figure 4.5 : Positionnements des tirants d'ancrages (1ère variante : 100% tirants).....	88
Figure 4.6 : Schéma présentant le cercle de glissement le plus critique (1ère variante:	

100% tirants).....	95
Figure 4.7: Positionnement des butons (2ème variante : 100% butons).....	98
Figure 4.8 : Schéma représentant les pressions agissant sur la paroi et le déplacement maximal de la paroi.....	100
Figure 4.9 : Schéma présentant le cercle de glissement le plus critique. (2ème variante : 100% butons).....	102
Figure 4.10 : Positionnement des butons (3ème variante : 100% butons).....	104
Figure 4.11 : Schéma représentant les pressions agissant sur la paroi et le déplacement maximal de la paroi.....	105
Figure 4.12 : Schéma présentant le cercle de glissement le plus critique (3ème variante : 100% butons).....	107
Figure 4.13 : Positionnement des butons et tirants d'ancrages (4ème variante : Soutènement mixte tirants et butons).....	110
Figure 4.14 : Positionnement des dalles (4ème variante : Soutènement mixte tirants et butons).....	112
Figure 4.15 : Schéma représentant les pressions agissant sur la paroi et le déplacement maximal de la paroi (4ème variante : Soutènement mixte tirants et butons).....	113
Figure 4.16 Schéma présentant le cercle de glissement le plus critique (4ème variante : Soutènement mixte tirants et butons).....	117

---

## LISTE DES TABLEAUX

---

Tableau 3.1 : Les sondages carottés réalisés dans la zone de la station .....	52
Tableau 3.2 : Résumé des profondeurs des facies existantes.....	53
Tableau 3.3 : Résultats enregistrés du piézomètre à corde vibrante .....	54
Tableau 3.4 : Description des résultats des piézomètres .....	55
Tableau 3.5 : Résumé des travaux de prospection et essais in situ réalisés .....	55
Tableau 3.6 : Résumé des essais en laboratoire réalisés .....	56
Tableau 3.7 : Classification des sols selon leurs propriétés mécaniques .....	57
Tableau 3.8 : Résultats d'essai pressiométrique (Sondage : SP11).....	58
Tableau 3.9 : Résultats d'essai pressiométrique (Sondage : SP27).....	58
Tableau 3.10 : Résultats des essais pénétrométriques.....	60
Tableau 3.11 : Consistance des sols cohésifs (Sanglerat, 1967).....	61
Tableau 3.12 : Résumé des résultats des essais en laboratoire.....	62
Tableau 3.13: Résultats des essais de cisaillement à la boîte de CASAGRANDE.....	63
Tableau 3.14 Résultat d'essai de compressibilité à l'œdomètre .....	64
Tableau 3.15 : Classification du sol selon Cc .....	65
Tableau 3.16: Résultats de l'analyse chimique.....	65
Tableau 3.17 : Classification des sols selon la teneur en carbonate de calcium CaCO <sub>3</sub> .....	66
Tableau 3.18: Teneur en matière organique.....	66
Tableau 3.19 : Résultat de l'analyse granulométrique et des limites d'Atterberg (S11).....	67
Tableau 3.20 : Résultat de l'analyse granulométrique et les limites d'Atterberg (S14).....	67
Tableau 3.21 : Résultat de l'analyse granulométrique et les limites d'atterberg (S15).....	68
Tableau 3.22 : Résumé des caractéristiques physiques et mécaniques du profil étudié .....	70
Tableau 4.1 : Caractéristiques géotechniques du terrain.....	75
Tableau 4.2 : Caractéristique de la surcharge(Daïra). .....	76
Tableau 4.3 : Caractéristique de la surcharge (Grue).....	76
Tableau 4.4 : Caractéristique de la surcharge (Circulation des engins).....	76
Tableau 4.5 : Les caractéristiques des parois moulées.....	76
Tableau 4.6 : Les caractéristiques des dalles.....	76
Tableau 4.7 : Les caractéristiques des torons.....	78
Tableau 4.8 : Les principaux résultats obtenus du module conception avec tirants.....	79
Tableau 4.9 : Positionnement et caractéristiques des tirants (solution adoptée sur site : 100% tirants).....	80
Tableau 4.10 : Caractéristiques techniques des torons .....	80
Tableau 4.11 : Résultats des efforts internes et déplacements de la paroi (Solution adopté sur site : 100% tirants).....	83

Tableau 4.12 : Coût des tirants pour la solution adoptée sur site : 100% tirants.....	85
Tableau 4.13 Positionnement et caractéristiques des tirants (1ère variante 100% Tirants).....	86
Tableur 4.14 : Résultats des efforts internes et déplacements de la paroi (1ère variante : 100% tirants). ....	89
Tableau 4.15 : Efforts internes et déformation des tirants (Phase 2 : 1 <sup>ère</sup> variante : 100% tirants).....	90
Tableau 4.16 : Efforts internes et déformation des tirants (Phase 3 : 1 <sup>ère</sup> variante : 100% tirants).....	90
Tableau 4.17 : Efforts internes et déformation des tirants (Phase 4 : 1 <sup>ère</sup> variante : 100% tirants).....	90
Tableau 4.18 : Efforts internes et déformation des tirants (phase 5 : 1 <sup>ère</sup> variante : 100% tirants).....	91
Tableau 4.19 : Efforts internes et déformation dans les tirants (Phase 6 : 1 <sup>ère</sup> variante : 100% tirants).....	91
Tableau 4.20 : Efforts internes et déformation des tirants (Phase 7 : 1 <sup>ère</sup> variante : 100% tirants).....	91
Tableau 4.21 : Efforts internes et déformation des tirants (Phase 8 : 1 <sup>ère</sup> variante : 100% tirants) .....	92
Tableau 4.22 : Efforts internes et déformation des tirants (Phase 9 : 1 <sup>ère</sup> variante : 100% tirants) .....	92
Tableau 4.23 : Efforts internes et déformation des tirants (Phase 10 : 1 <sup>ère</sup> variante : 100% tirants) .....	93
Tableau 4.24 : Efforts internes et déformation dans les tirants (Phase 11 : 1 <sup>ère</sup> variante : 100% tirants).....	93
Tableau 4.25 : Efforts internes et déformation des tirants (Phase 12 : 1 <sup>ère</sup> variante : 100% tirants) .....	94
Tableau 4.26 : Efforts internes et déformation des tirants (Phase 13 : 1 <sup>ère</sup> variante : 100% tirants) .....	94
Tableau 4.27 : Coût des tirants pour la solution proposé (100% tirants) 1 <sup>ère</sup> variante.....	96
Tableau 4.28 : Caractéristiques des butons (2ème variante : 100% butons).....	98
Tableau 4.29 : Résultats des efforts internes et déplacements de la paroi.....	99
Tableau 4.30 : Les réactions dans les butons (2ème variante : 100% butons).....	101
Tableur 4.31 : Coût de la solution la solution proposé (100% butons).....	103
Tableau 4.32 : Caractéristiques des butons (3ère variante : 100% butons).....	103
Tableau 4.33 : Résultats des efforts internes et déplacement de la paroi (phasage descendant : 3ème variante : 100% butons).....	104

Tableau 4.34 : Les réactions dans les butons (3 <sup>ème</sup> variante : 100% butons).....	106
Tableur 4.35 : Coût de la solution proposée (3 <sup>ème</sup> variante : 100% butons).....	108
Tableau 4.36 : Les caractéristiques des butons (4 <sup>ème</sup> variante : Soutènement mixte tirants et butons).....	109
Tableau 4.37 : Les caractéristiques des tirants d’ancrages (4 <sup>ème</sup> variante : Soutènement mixte tirants et butons).....	109
Tableau 4.38 : Résultats des efforts internes et déplacement de la paroi des différentes phases (phasage descendant : 4 <sup>ème</sup> variante : Soutènement mixte tirants et butons).....	111
Tableau 4.39 : Résultats des efforts internes et déplacement de la paroi des différentes phases (phasage ascendant : 4 <sup>ème</sup> variante : Soutènement mixte tirants et butons).....	112
Tableau 4.40 : Les réactions dans les butons (3 <sup>ème</sup> variante : Soutènement mixte tirants et butons).....	114
Tableau 4.41 : Efforts internes et déformation des tirants (Phase 6 : 4 <sup>ème</sup> variante : Soutènement mixte tirants et butons).....	114
Tableau 4.42 : Efforts internes et déformation des tirants (Phase 7 : 4 <sup>ème</sup> variante : Soutènement mixte tirants et butons).....	115
Tableau 4.43 : Efforts internes et déformation des tirants (Phase 8 : 4 <sup>ème</sup> variante : Soutènement mixte tirants et butons).....	115
Tableau 4.44 : Efforts internes et déformation des tirants (Phase 9 : 4 <sup>ème</sup> variante : Soutènement mixte tirants et butons).....	115
Tableau 4.45 : Efforts internes et déformation des tirants (Phase 10 : 4 <sup>ème</sup> variante : Soutènement mixte tirants et butons).....	116
Tableau 4.46 : Efforts internes et déformation des tirants (Phase 11 : 4 <sup>ème</sup> variante : Soutènement mixte tirants et butons).....	116
Tableau 4.47 : Coût des butons pour la solution mixte.....	118
Tableau 4.48 : Coût des tirants pour la solution mixte.....	118
Tableau 4.49 : Tableau récapitulatif des déplacements maximaux ainsi que le coût des systèmes d’appuis pour chaque solution .....	120

# **INTRODUCTION GENERALE**

---

## **1 Introduction générale**

L'analyse des interactions entre les ouvrages de génie civil et les sols est devenue une préoccupation croissante dans le domaine de la géotechnique, en particulier en milieu urbain. Cela est particulièrement important lors de la construction d'ouvrages souterrains complexes à proximité de bâtiments existants ou lors de l'exécution de fouilles à proximité d'immeubles.

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

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.

Le but étant de proposer une alternative pour soutenir l'excavation de la station de métro Mohamed Belarbi situé à Beraki et présentant une profondeur de 21 m. Pour atteindre cet objectif, nous avons analysé et comparé la solution réalisée sur site avec les différentes variantes que nous avons proposés afin de sélectionner le soutènement le plus adéquat. Le choix du soutènement sera principalement basé sur des critères techniques tels que la stabilité et la sécurité, ainsi que sur des considérations économiques tel le cout.

Ce mémoire est divisé en quatre chapitres:

- Un premier chapitre consacré à une étude bibliographique sur les différents types d'écrans de soutènement, leurs mises en œuvre ainsi que les méthodes de calculs des écrans de soutènements.
- Un deuxième chapitre qui présente le projet de la station étudié ainsi que ces caractéristiques et des différentes contraintes mitoyennes.
- Le troisième chapitre comporte les résultats et l'interprétation de la campagne de reconnaissance géotechnique et hydrogéologique, pour déterminer le profil géotechnique du terrain retenu dans les calculs.
- Le quatrième chapitre est consacré aux résultats de la modélisation de la paroi moulée par le logiciel Géo5.

**CHAPITRE 1 :**  
**RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE**

---

## 1.1 Introduction

Dans ce présent chapitre, nous allons présenter les différents types d'écrans de soutènement et les systèmes d'appui, ainsi que leurs mises en œuvre. Les méthodes de calculs d'écrans de soutènement et les paramètres liées à leur comportement seront également abordés.

Une attention particulière a été accordée au soutènement par parois moulée, qui est la solution adoptée sur le site de la station étudiée.

## 1.2 Présentation générale des ouvrages de soutènement

Un ouvrage de soutènement peut retenir soit des terres en remblai, c'est-à-dire rapportées, soit le terrain en place, en déblai. L'effort de poussée exercé par le massif de terre retenu peut être repris de diverses manières.

**Trois modes principaux** peuvent être distingués :

- la poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement ;
- la poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement ;
- la poussée est reprise par des ancrages.

On distingue donc trois grandes familles d'ouvrages de soutènement :

- les **murs de soutènement** : ce sont des ouvrages généralement fondés superficiellement, dont le poids (incluant parfois une partie de la masse de sol retenu) joue un rôle prépondérant ;
- les **écrans de soutènement** : ce sont des ouvrages minces (acier, béton armé ou bois), retenus ou soutenus par des ancrages, des butons ou la butée des terres. Leur résistance à la flexion joue un rôle important, alors que leur poids est insignifiant ;
- les **ouvrages en remblai ou sol renforcé** : ce sont des ouvrages qui comportent des rangées sensiblement horizontales de renforcements, interposées entre des couches successives du remblai au fur et à mesure de la **construction** de l'ouvrage. [1]

## 1.3 Les types d'écrans de soutènement

Plusieurs types d'écrans de soutènement existent dans la littérature tels que : les parois moulées, les parois en pieux sécants ou tangent, les rideaux de palplanches métalliques, les parois parisiennes et berlinoises. Dans ce qui suit, nous allons aborder en détail les principaux types d'écrans de soutènement.

### 1.3.1 Les Parois moulées

#### 1.3.1.1 Définition d'une paroi moulée

Une paroi moulée est un écran en béton armé moulé dans le sol, créé à partir d'une tranchée ferraillée et bétonnée en utilisant directement le terrain en tant que coffrage. La paroi moulée constitue à la fois :

- un soutènement pour les ouvrages d'infrastructure.
- une fondation profonde pour les ouvrages en superstructure. [2]

Les épaisseurs de paroi moulée sont généralement de : 0,50 m ; 0,60 m ; 0,80 m ; 1,00 m ; 1,20 m ; 1,50 m et 1,80 m.

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

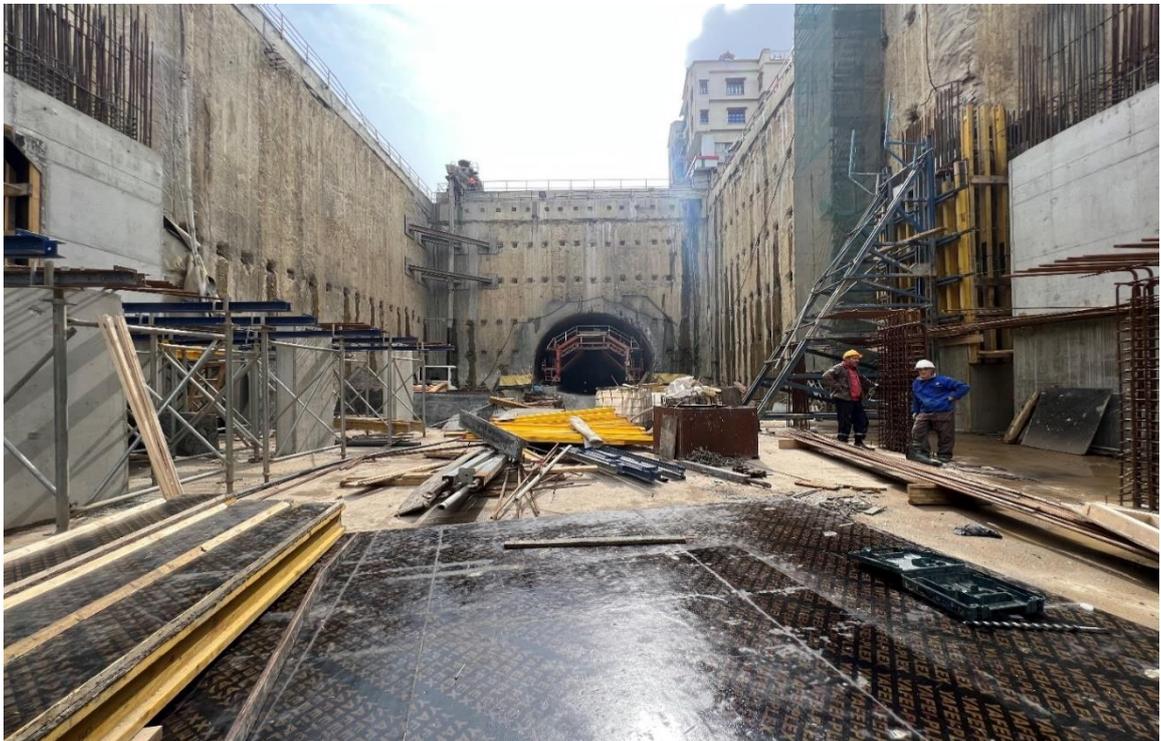


Figure 1.1 : Soutènement de la station Mohamed Belarbi (Baraki, Algérie)

### 1.3.1.2 Réalisation d'une paroi moulée

La réalisation d'une paroi moulée peut s'effectuer en quatre (04) grandes étapes :

#### Étape 1 :

Le premier ouvrage exécuté est la murette-guide : elle est constituée de deux murets provisoires en béton armé permettant :

- de matérialiser l'ouvrage à exécuter et d'en définir avec précision le tracé,
- de guider l'outil de forage,
- d'assurer une réserve de boue de forage,
- de caler les cages d'armatures avant la mise en place du béton et pendant son durcissement.

Les murettes-guides peuvent être construites au contact des structures ou des fondations existantes. On peut ainsi par exemple construire une paroi moulée au plus près de bâtiments mitoyens.

#### Étape 2 :

La phase de perforation est réalisée en une ou plusieurs passes, avec l'aide d'un fluide support, de manière à excaver des panneaux. La formulation de ce fluide et la longueur de chaque panneau excavé sont ajustées en fonction du type de sol et des structures mitoyennes environnantes, de manière à garantir à tout moment une bonne stabilité de la tranchée pendant les travaux.

Lors de l'excavation, le terrain est progressivement remplacé par ce fluide support, appelé 'boue de forage'.

On emploie généralement une forme particulière d'argile, la bentonite, qui forme sur les parois de l'excavation un dépôt étanche, permettant de maintenir une contre-pressure hydrostatique dans l'excavation s'opposant à la poussée des terres tendant à provoquer l'éboulement des parois. . Une boue de forage fabriquée avec des polymères peut aussi être utilisée selon les conditions géologiques. D'autres options sont possibles.

Durant la phase d'excavation, les propriétés de la boue de forage sont régulièrement contrôlées, et corrigées lorsque nécessaire.

### Étape 3 :

Une fois l'excavation d'un panneau achevée, la boue de forage est recyclée, de manière à limiter fortement la quantité de particules de terrain en suspension. Puis une cage d'armatures est mise en place dans le panneau. Cette cage peut être pré-équipée de divers éléments, par exemple des tubes de réservation pour l'exécution de tirants d'ancrage.

Une fois la cage mise en place, on installe des colonnes de bétonnage traversant la cage d'armatures jusqu'au fond du panneau excavé.

Le bétonnage du panneau est réalisé depuis la surface. Les colonnes de bétonnage permettent de couler le béton depuis le fond du panneau, et de remonter progressivement jusqu'à la surface. Pendant cette opération, le béton enrobe la cage d'armatures et repousse progressivement la boue de bentonite vers la surface, où elle est pompée pour être traitée, avant d'être réutilisée.

L'étanchéité entre deux panneaux adjacents peut être réalisée :

- Soit par l'utilisation d'un coffrage métallique provisoire CWS® permettant l'incorporation d'un joint emprisonné de part et d'autre dans le béton de chaque panneau ;
- Soit en remordant dans le béton du panneau adjacent (possible uniquement lorsque l'excavation est réalisée à l'Hydrofraise).

### Étape 4 :

En fonction des projets une poutre de couronnement en béton peut être construite en tête de paroi pour lier les panneaux entre eux ou pour préparer l'interface avec le reste du projet.

La phase de terrassement peut ensuite être réalisée à l'abri de la paroi moulée. Pendant ce terrassement, et en fonction du niveau de finition demandé, le béton de la paroi pourra alors être raboté. L'excavation est souvent réalisée en plusieurs étapes. Suivant la conception de l'ouvrage, des opérations complémentaires peuvent être réalisées comme l'installation de liernes, la mise en place d'un butonnage, la réalisation et mise en tension de tirants d'ancrage, la construction de planchers intermédiaires, etc. [3]

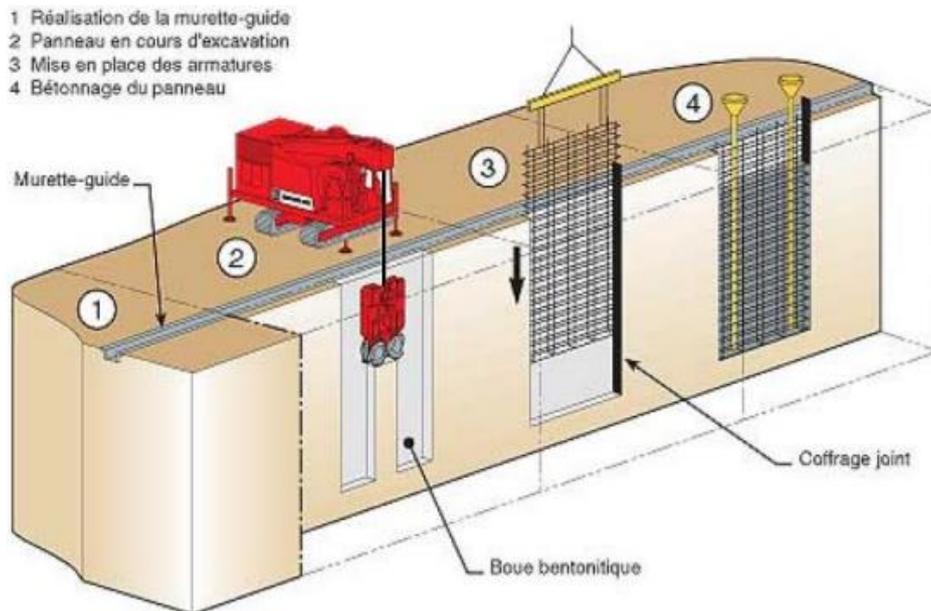


Figure 1.2 : Chronologie de réalisation de la paroi moulée.

### 1.3.2 Les Paroi en pieux sécants

Une paroi de pieux sécants est un mur de soutènement qui retient la terre et est étanche à l'eau. Le mur se compose de pieux en béton contigus (avec chevauchement). Ce type de paroi consiste en des 'pieux sécants' et peut aussi revêtir une fonction portante.

Les parois de pieux sécants, pieux tangents ou quasi-jointifs, interviennent dans le cadre de nombreux ouvrages, tant dans le bâtiment que les travaux publics. Provisoire ou définitif, ce type de soutènement continu est capable de supporter et transférer des charges importantes. Ils concernent des excavations de faible profondeur (souvent inférieure à 15 m) avec présence de nappe. En effet, le degré de juxtaposition des pieux limite plus ou moins les venues d'eau dans la fouille (offrant parfois une solution de substitution aux parois moulées).



Figure 1.3 : Exemple d'une paroi de soutènement en pieu sécants.

### 1.3.2.1 Procédé d'exécution :

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 – ...

**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 – ...

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 c'est nécessaire, le support horizontal est mis en place (tirants d'ancrage, pieux de traction, étançons, ...). 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.

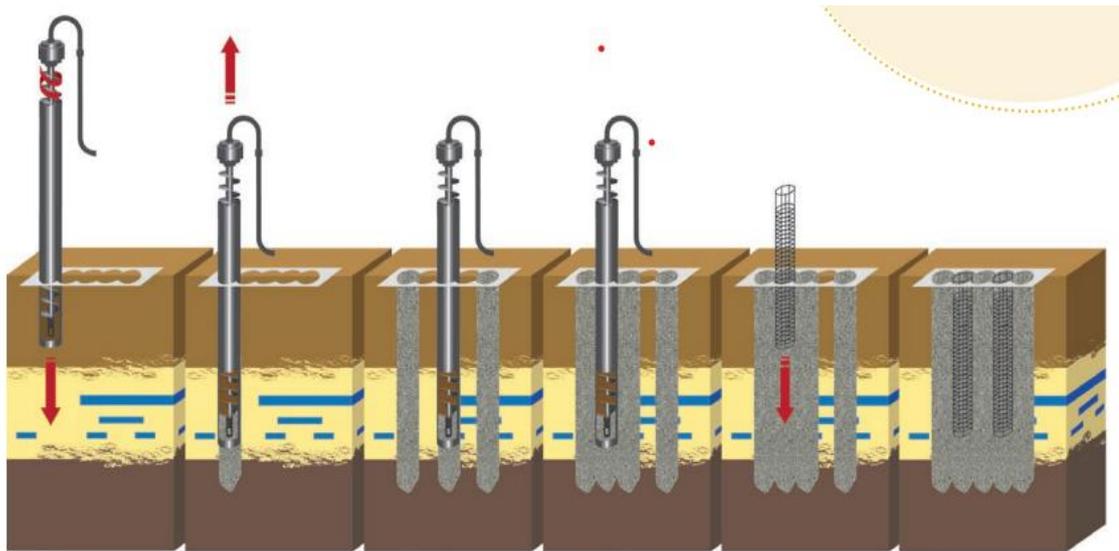


Figure1.4 : Étapes d'exécution des pieux sécants.

### 1.3.3 Parois en palplanches

Un rideau de palplanches est une paroi constituée d'éléments en bois, béton ou acier avec une fonction d'étanchéité au sol et/ou à l'eau et éventuellement aussi avec une fonction de stabilité. Les parois de palplanches en acier ou en bois ont surtout une fonction d'étanchéité au sol et à l'eau.

Des palplanches en béton préfabriquées et précontraintes ont au contraire – en général – aussi une fonction de stabilité et peuvent être combinées avec une poutre de fondation.

Le type de palplanches et les dimensions sont fonctionnés à des exigences/caractéristiques de la fouille comme la résistance, rigidité, étanchéité etc.

La résistance et la longueur des palplanches, ainsi que la résistance à la corrosion et la serrure à leur jonction, sont aussi variables en fonction des exigences des conditions de sol.

## 1.3.3.1 Avantage et inconvénient

### Avantage :

- Les types de ce système de blindage peuvent varier en fonction des conditions aux limites et des exigences afin de minimiser les vibrations/nuisance sonore pour satisfaire la norme.
- Technique de soutènement très rapide.
- Pour faire le perforage ou pour trépaner des obstacles un moteur avec des tarières adaptées peut être monté sur l'unité de battage.

### Inconvénients :

- Mal adaptée à un environnement sensible,
- Profondeur limitée.

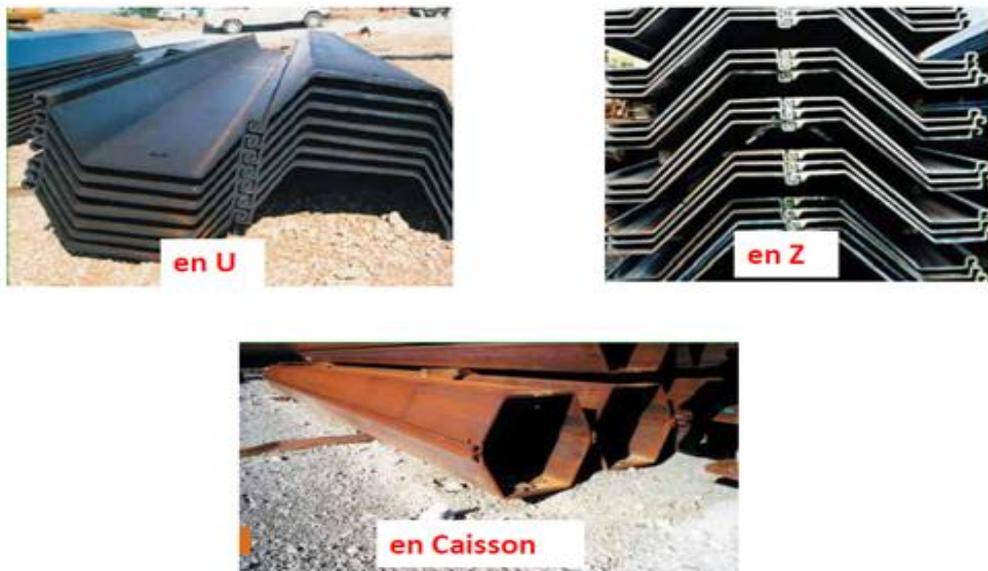


Figure 1.5 : Exemples de profils de palplanche métallique.

## 1.3.4 Les Parois berlinoises

La paroi berlinoise est un type de soutènement, provisoire ou définitif, formée d'éléments offrant une résistance verticale réalisée au moyen de profilés métalliques ou en béton préfabriqué régulièrement espacés entre lesquels vient s'insérer un blindage en planches bois, en pré dalles ou en plaques d'acier ou même en béton projeté, cela, au fur et à mesure des terrassements. Les profilés, éléments principaux (primaires), peuvent être mis en place

par battage ou vibro-fonçage, ou descendus dans un forage dans lequel ils sont scellés. La stabilité des profilés métalliques est assurée, soit par des butons disposés en travers de la fouille, soit par des tirants d'ancrages scellés dans le sol.



Figure 1.6 : Exemple d'une paroi berlinoise.

### 1.3.4.1 Domaines d'application :

- Blindage très économique pour des fouilles en site urbain.
- Paroi de retenue des terres, sans nappe d'eau sur la hauteur de l'excavation.
- Pas étanche (paroi perméable).
- Excavations limitées (constructions dans des emplacements restreints).

### 1.3.4.2 Procédés d'exécution :

- Positionnement et fonçage par battage ou vibration des profilés.
- Après avoir atteint la profondeur d'assise des profilés, au début de la première étape de terrassement, mise en place du blindage constitué par exemple de planches de bois (madriers horizontaux entre les profilés et les planches verticales).

## 1.4 Systèmes d'appuis

Les appuis sont des éléments de supports utilisés pour maintenir la paroi de soutènement en place et résister aux forces qui s'exercent sur elle. Le système d'appuis peut être composé de butons ou des tirants.

## 1.4.1 Les butons

Un buton est un élément structural qui permet de retenir des parois de la fouille en excavation, avant la mise en place du radier et sans interférences hors de la zone du chantier. [5]



Figure 1.7 : Exemple d'une paroi soutenue par butons.

Le système de butonnage permet de retenir les **murs / parois / pieux / micropieux**, soumis à la poussée du terrain, pendant que l'excavation et l'extraction de la terre de l'intérieur, est effectuée. A la fin, la poussée du terrain sera soutenue par la structure finale.

Ces systèmes de butonnage permettent une large gamme de charges et de longueurs admissibles, en fonction des besoins du projet.

### 1.4.2 Tirants d'ancrages

#### Définition :

Un tirant d'ancrage est un élément structurel capable de transmettre un effort de traction à une couche de terrain résistante, par l'intermédiaire d'une longueur libre. Il comprend la tête d'ancrage, la partie libre et la partie d'ancrage au terrain.

#### TIRANT D'ANCRAGE SCELLÉ :

Un tirant d'ancrage scellé est un tirant d'ancrage pour lequel la transmission de la charge de traction à la couche résistante s'effectue par un scellement au coulis de ciment, de résine ou d'un matériau similaire.

#### TIRANT ACTIF = TIRANT PRÉCONTRAINTE :

Le tirant actif est un tirant d'ancrage dont la mise en service s'achève par une mise en tension, à la valeur de la précontrainte déterminée par le dimensionnement.

#### TIRANT PASSIF :

Le tirant passif est un tirant d'ancrage qui n'est mis en traction que du fait de l'application à l'ouvrage des actions auxquelles il est soumis.

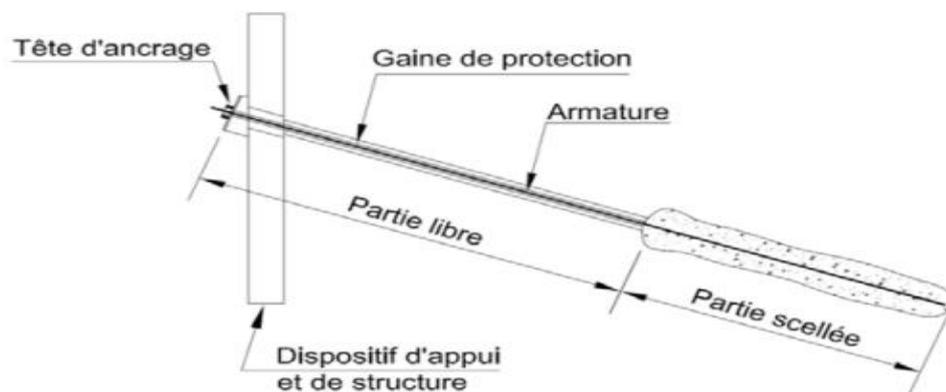


Figure 1.8 : Exemple d'un tirant d'ancrage scellé.

### Mise en œuvre :

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

- Réalisation d'un forage, diamètre compris entre 100 et 200 mm, toutes inclinaisons envisageables, au moyen d'un outillage et d'un fluide de perforation adaptés au terrain.
- Après nettoyage du forage, substitution du fluide de forage par un produit de scellement, généralement un coulis de ciment fortement dosé.
- Mise en place de l'armature (barre, torons...). La mise en place se fait avec une grue, un dérouleur, voire à bras d'hommes.
- Après prise, le scellement peut être injecté sous pression avec un coulis de ciment. Divers systèmes coexistent pour conduire cette injection en fonction du terrain et de l'entreprise. Le procédé le plus courant est celui utilisant un tube à manchettes.
- Après un délai de 1 à 7 jours suivant le type de terrain et le produit de scellement utilisé, mise en précontrainte avec un vérin et cachetage de la tête d'ancrage par un capot

### 1.5 Méthodes de calcul et de dimensionnement des 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,
- La méthode du coefficient de réaction, prenant en compte l'effet d'interaction sol-structure,
- La méthode des éléments finis, prenant en compte l'ensemble de l'ouvrage et son environnement,
- Les méthodes empiriques et semi-empiriques, tenant en compte le comportement observé des ouvrages,

## CHAPITRE 1 : Recherche Bibliographique

- Les méthodes de calcul de l'état limite ultime, fondées sur des théories de plasticité. [6]

### 1.5.1 Les Méthodes classiques de calcul des écrans de soutènement

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.

#### 1.5.1.1 Méthode de Coulomb

La théorie de Coulomb s'intéresse à un massif de sol homogène et isotrope pulvérulent limité par un talus semi infini plan.

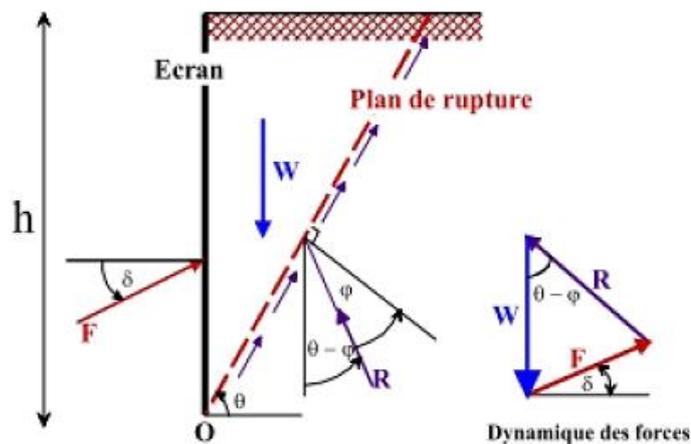


Figure 1.9 : Equilibre du coin de Coulomb.

### **Hypothèses :**

Coulomb a considéré les hypothèses simplificatrices suivantes :

- 1- La surface de glissement dans le sol est un plan,
- 2- Le matériau contenu à l'intérieur du prisme de glissement se comporte comme un corps solide indéformable,
- 3- Le coefficient de frottement, supposé connu du sol sur l'écran (soit  $\tan \delta$ ),
- 4- Le sol est sec en absence de la nappe phréatique,
- 5- La cohésion n'est pas prise en compte.

### **Avantages et limitations de la méthode de Coulomb :**

La méthode de coulomb est assez simple dans son application par ses hypothèses simplificatrices. Elle suppose des plans de rupture applicable dans le cas de poussée et par contre elle ne l'est pas dans le cas de la butée pour laquelle les surfaces de rupture ne peuvent être assimilées à des plans. D'autre part, cette théorie suppose que l'angle de frottement du sol sur l'écran est connu, chose qui fait doute sur la validité des résultats obtenus en s'appuyant seulement sur une valeur estimée. En revanche, elle permet d'examiner l'équilibre même lorsque la géométrie du terrain derrière le mur est complexe ou que la répartition des charges derrière le mur est hétérogène, mais les résultats doivent être utilisés avec précaution en utilisant la méthode graphique voire la méthode de Cullman.

### **1.5.1.2 Théorie de Rankine (1857)**

Rankine considère l'état de l'équilibre plastique limite (tout juste avant la rupture). Cette théorie satisfait la solution de la borne inférieure de l'analyse limite. L'état de contrainte est alors représenté par le cercle de Mohr à la rupture suivant la figure (1.10). Les plans de rupture sont inclinés de  $\theta = \pm (45^\circ + \phi/2)$  par rapport au plan principal majeure. Lorsqu'une masse de sol est caractérisée par une contrainte principale qui agit dans la même direction en tout point, il se forme un réseau de plans d'écoulement dit lignes de glissement, également inclinés par rapport aux plans principaux.

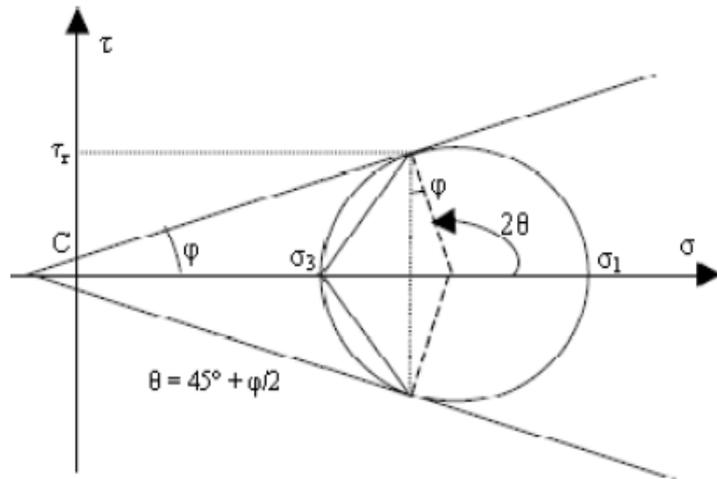


Figure 1.10 : Cercle de Mohr à l'équilibre limite.

### 1.5.1.3 Méthode de Boussinesq-Caquot-Kerisel

Cette méthode prend en compte le frottement sol-mur. Elle conduit à la modification de l'orientation des lignes de glissement. Elle est donc plus rigoureuse que la méthode de Rankine. L'obliquité  $\delta$  de l'action limite sur la paroi est une donnée mécanique qui dépend de l'angle de frottement sol-écran et du déplacement relatif terrain-écran. Cet angle de frottement est souvent appelé "rugosité" et il est souvent considéré, conventionnellement, comme égal à  $2/3$  (en valeur absolue) de l'angle de frottement dans le sol.

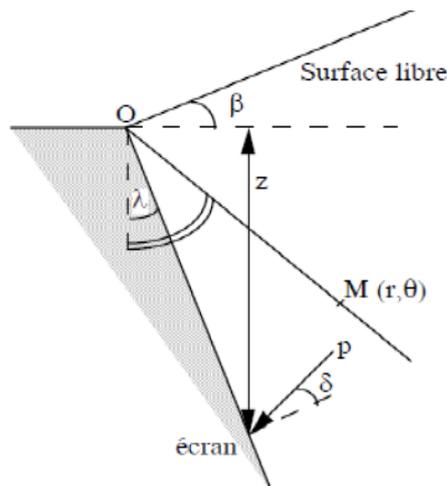


Figure 1.11 : Coin de Boussinesq.

Les coefficients de poussée et de butée respectivement ( $K_a$ ,  $K_p$ ) seront calculés en fonction de l'angle du mur ( $\lambda$ ), de l'angle du talus derrière le mur ( $\beta$ ), du frottement sol/mur ou rugosité ( $\delta$ ) et de l'angle de frottement interne du sol ( $\varphi$ ).

### 1.5.2 Méthode des coefficients de réaction

Par rapport aux méthodes classiques, la méthode aux coefficients de réaction permet d'intégrer, dans le modèle de calcul, une loi d'interaction entre le sol et la structure. La schématisation retenue ici revient à assimiler le sol situé au contact de l'écran à un ensemble de ressorts horizontaux indépendants, de raideur  $K_h$ . La pression exercée par le sol sur l'écran à un niveau donné est alors directement proportionnelle au déplacement de l'écran à ce même niveau : (d'après BALAY et al. 1982) [7]

$$\Delta p = K_h \Delta y$$

$K_h$  : coefficient de réaction horizontal du sol,  
 $\Delta p$  : variation de pression horizontale du sol,  
 $\Delta y$  : variation de déplacement horizontal du sol.

La méthode aux coefficients de réaction sert à déterminer les efforts et les déformations dans un écran de soutènement fiché dans le sol, aux différentes phases de travaux et d'exploitation. L'ouvrage, ayant fait l'objet d'un dimensionnement préalable, est supposé de longueur infinie (déformations planes, déformations nulles dans la direction perpendiculaire à la figure 1.12). Pour cette approche, l'écran est assimilé à une poutre élastique sur laquelle l'action du sol n'est modélisée que par des pressions horizontales (à droite et à gauche), fonction du déplacement de l'ouvrage. Son inertie peut être variable et il peut être soumis à :

- Des efforts de flexion en tête et à la base et, plus généralement à des conditions aux limites les plus diverses.
- Des efforts hydrauliques dus à la présence d'eau dans les sols.
- Des tirants (précontraints ou non) et des butons ayant pour effets.
- Des moments extérieurs imposés.
- Des déplacements imposés.

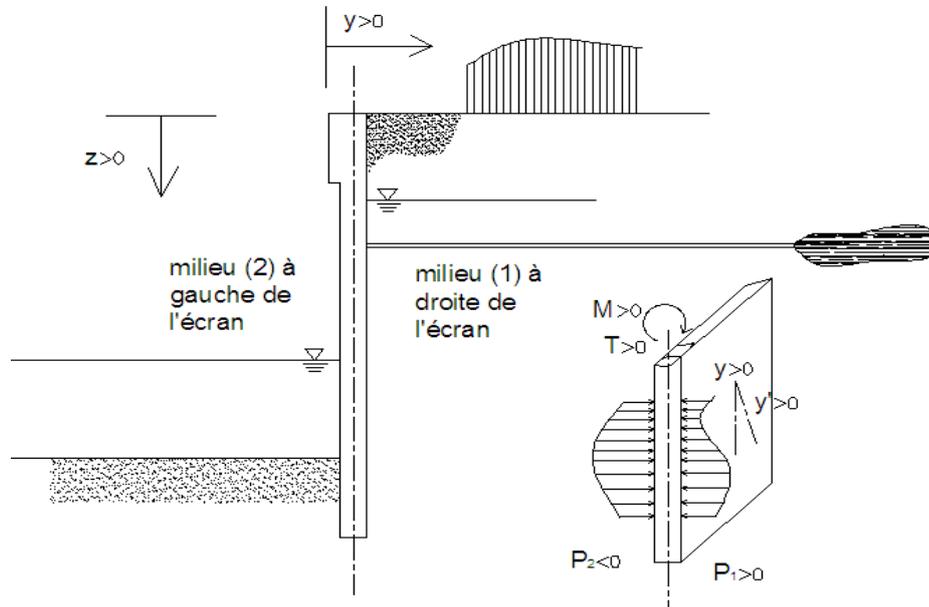


Figure 1.12 : Notations et conventions de signes dans la méthode des coefficients de réaction.

### 1.5.3. Méthode des éléments finis

Développée à partir des années 1970, La méthode des éléments finis est un outil très général qui permet de trouver une solution numérique à tout problème que l'on peut décrire à l'aide d'équations aux dérivées partielles sur un domaine fini. Différentes extensions permettent par ailleurs de prendre en compte des discontinuités spatiales ou temporelles, des solutions recherchées, des domaines d'extension infinie, etc. Elle offre la possibilité de prendre en compte des modèles de comportement très sophistiqués, plus réalistes que ceux pris en compte par des méthodes plus traditionnelles, et il est donc naturel qu'elle ait suscité un grand intérêt de la part des ingénieurs de la géotechnique et du génie civil.

### 1.5.4. Méthodes empiriques et semi-empiriques

En Allemagne, la méthode du coefficient de réaction est rarement appliquée dans l'ingénierie quotidienne en s'appuyant sur un référentiel qui tient compte du comportement observé des ouvrages de Génie Civil. La méthode de calcul utilisée habituellement pour le dimensionnement des écrans de soutènement est de type semi-empirique. La poussée est calculée analytiquement d'après la norme DIN 4085 (1987), qui s'appuie sur les règles classiques de Coulomb et Rankine. S'il est probable que les mouvements du soutènement attendus n'atteindront pas les mouvements nécessaires pour activer l'état limite de la poussée (paroi rigide, tirants précontraints), la norme DIN se réfère aux recommandations de l'EAB4 (1994) et demande la prise en compte d'une « poussée majorée ». Dans un deuxième temps, la poussée est « redistribuée » selon le type de soutènement et les conditions d'appui [8].

### 1.5.5 Méthodes de calcul de l'état limite ultime :

Plusieurs méthodes permettent de calculer les écrans de soutènements à l'état limite ultime en se basant sur des théories de plasticité et notamment :

- Où le rideau est ancré en tête et simplement buté en pied.
- Où le rideau n'est pas ancré en tête, mais résiste uniquement par un bon encastrement dans le sol de fondation.
- Travaux de Brinch Hansen (1953).

### 1.6 Modes de rupture des ouvrages de soutènement

Cinq modes de rupture, illustrés à la figure 1.13 peuvent être rencontrés dans les ouvrages de soutènement :

- le glissement de l'ouvrage sur sa base (figure 1.13 a) ;
- le renversement de l'ouvrage (figure 1.13 b) ;
- le poinçonnement du sol de fondation (figure 1.13 c) ;
- le grand glissement englobant l'ouvrage (figure 1.13 d) ;
- la rupture des éléments structuraux de l'ouvrage (figure 1.13 e).

## CHAPITRE 1 : Recherche Bibliographique

---

Les quatre premiers types de rupture sont relatifs à l'instabilité externe de l'ouvrage, la rupture des éléments structuraux constituant l'instabilité interne. L'étude de la stabilité externe d'un ouvrage de soutènement fait appel à des concepts et à des méthodes de calcul qui sont communs à l'ensemble des ouvrages. Par contre, l'étude de la stabilité interne est assez spécifique à chaque type d'ouvrage.

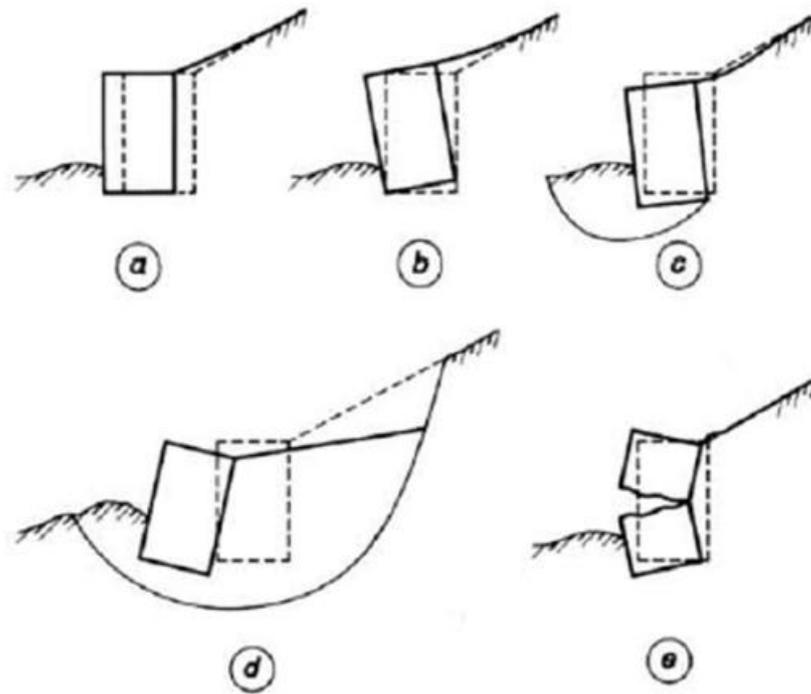


Figure 1.13 : Différents modes de rupture d'un soutènement.

### 1.7 Conclusion

L'étude bibliographique met en évidence l'existence de différents types d'écrans de soutènements tels que les parois moulées et les pieux sécants. Ces deux techniques de soutènement sont couramment utilisées en raison de leur fiabilité et de leur adaptabilité à diverses conditions géotechniques. Ces solutions permettent de stabiliser les terrains et de protéger les structures environnantes, notamment dans le contexte de la construction des stations de métro.

Les supports horizontaux, tels que les tirants et les butons, renforcent la stabilité des écrans de soutènement en transférant les forces latérales vers des points d'ancrage solides. Les tirants sont ancrés en amont de l'écran, tandis que les butons agissent en diagonale pour contrebalancer les forces appliquées. Ces systèmes augmentent la résistance des écrans de soutènement et permettent de reprendre des efforts importants.

L'étude bibliographique met également en évidence des méthodes de calcul classiques, telles que les méthodes de Coulomb, Rankine et les tables de Caquot-Kérisel, qui reposent sur des principes de poussée et de butée limite. Ces méthodes fournissent des résultats satisfaisants dans de nombreuses situations. Cependant, des approches plus avancées, utilisant des modèles d'interaction sol-structure tel que la méthode aux coefficients de réaction et des méthodes numériques, sont également mentionnées dans la bibliographie, offrant une analyse plus détaillée du comportement des écrans de soutènement.

Il est important de noter que plusieurs facteurs influencent le comportement des écrans de soutènement. La nature du sol, les paramètres liés à l'écran lui-même, tels que le type d'écran, sa hauteur libre, sa rigidité, ainsi que les phases de construction et la géométrie de l'excavation, sont parmi les facteurs les plus significatifs.

Une analyse approfondie de ces paramètres et une modélisation appropriée garantira la fiabilité et la performance des écrans de soutènement dans diverses conditions géotechniques et environnementales.

**CHAPITRE II :**  
**PRESENTATION DU PROJET**

---

### 2.1 Introduction

Les ouvrages souterrains constituent un domaine important et en plein développement de la géotechnique. En effet, l'extension des voies de communication (routes, autoroutes et voies ferrées) impose souvent des franchissements difficiles, qui conduisent généralement à la construction de tunnels. De même, l'encombrement de la surface du sol des villes rend nécessaire la construction en souterrain des nouvelles voies de circulation (voirie, métros) et de nouveaux équipements urbains (parkings, réseaux d'assainissement, etc...). Les ouvrages souterrains sont donc de types d'usages et de dimensions très divers.

### 2.2 Importance des ouvrages souterrains

Les ouvrages souterrains constituent la solution la mieux adaptée à la création de nouvelles infrastructures en zone urbaine et au franchissement des zones montagneuses. En zone urbaine, le sous-sol devient une alternative quasi incontournable aux problèmes d'occupation et d'encombrement de surface. La réalisation des travaux en souterrain permet de s'affranchir des obstacles, d'utiliser au maximum l'espace souterrain quasi illimité et de libérer la surface au sol.

### 2.3 Problèmes majeurs liés à la construction des ouvrages souterrains

Les principaux problèmes liés à la construction des ouvrages souterrains sont :

- La stabilité de terrain pendant les travaux notamment au front de taille.
- Le choix de type de soutènement et de revêtement à mettre en œuvre pour assurer la tenue des parois à court terme, puis à long terme.
- La maîtrise des mouvements engendrés en surface par le creusement particulier lorsque l'ouvrage est construit à une faible profondeur ou à proximité de d'autres structures en site urbain.
- Maîtrise des problèmes hydrauliques en présence d'une nappe phréatique.

### 2.4 Analyse et prospective du métro dans le monde

#### 2.4.1 Historique du métro

Les métros (chemin de fer métropolitain, Subway, ou underground, U-bahn) sont des équipements lourds, principalement souterrains et à gabarit réduit, même si l'écartement

## CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

---

est généralement standard. Ils sont apparus au siècle dernier dans les grandes capitales : Londres, Paris (1863), New York (1904), Moscou, etc. La longueur totale de chaque réseau atteint plusieurs centaines de kilomètres, et l'intervalle entre deux stations varie de quelques centaines de mètres dans les centres d'agglomérations à quelques kilomètres à la périphérie. On estime aujourd'hui qu'une agglomération doit regrouper au-moins 1 million d'habitants pour justifier la construction d'un métro sous sa forme traditionnelle.

### 2.4.2 Définition d'une station de métro

La station est la partie de l'ouvrage qui est soumise directement au jugement du public. Elle conditionne en grande partie l'attractivité du service offert.

L'étude du projet d'ensemble d'une station implique l'examen de quatre catégories de problèmes qui se posent aux différents stades d'avancement du projet, depuis le schéma d'ensemble jusqu'aux dessins détaillés :

- L'implantation le long du tracé avec le calage des principaux éléments en fonction de critères de natures diverses, entre lesquels est recherché le meilleur compromis.
- L'équidistance relative des stations, conséquences de l'implantation de chacune d'elles sur le tracé général.
- La disposition judicieuse des accès en fonction de la géographie urbaine, facilités plus ou moins grandes de construction, répartition des voyageurs dans les rames et possibilités d'implantation des sorties.
- Le dimensionnement des différents éléments (quais, couloirs, salles, sorties) et topométrie en plan et en niveau des ouvrages et les dispositions géométriques précises tenant compte des aménagements, passages de canalisations, réservation diverses permettant de définir les cotes de gros œuvre et le dimensionnement des structures, ce qui implique la mise au point du schéma d'aménagement.

### 2.5 Historique du Projet Métro d'Alger

La première idée de la réalisation du métro d'Alger a été proposée en novembre 1930 par le président du conseil général d'Alger. L'étude a été confiée à l'Omnium Lyonnais mais suite à des raisons budgétaires (montant estimé à 80 M de francs) le projet a été annulé.

## CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

---

Après l'indépendance, en 1980, une étude de réactualisation du projet a été réalisée par 'SOFRETU' (Société française d'études et de réalisations de transports urbains) pour la 'RSTA'. Le projet comptait un réseau de 3 lignes pour un total de 64 km avec une priorité pour une 1<sup>ère</sup> ligne de 12,5 km. Entre 1982-1985, les études techniques ont été réalisées par l'EMA avec l'assistance de deux entreprises allemandes et japonaises. Cependant la chute du prix du pétrole ont réduit considérablement les ressources financières de l'Algérie et ont retardé sa réalisation.

Trois ans plus tard, le marché a été attribué à COSIDER et GENISIDER et les premiers coups de pioche ont eu lieu en Octobre 1990. Il a fallu attendre le 1<sup>er</sup> novembre 2011 pour l'exploitation commerciale du tronçon Tafourah (Grande Poste) - Hai El Badr. Depuis, cette ligne comporte les extensions suivantes :

- **Extension A (première lignes)** : de Tafourah vers la Place des Martyrs d'une longueur de 1,69 km avec deux stations.
- **Extension B** : c'est le prolongement de la première ligne depuis la station Hai El-Badr vers El-Harrach d'une longueur de 4 km comportant quatre stations.
- **Extension B1 (Lot 01)** : d'El-Harrach vers l'Aéroport international d'Alger qui s'étend sur 9 km de longueur et comportant 10 stations (en cours de réalisation).
- **Extension C** : c'est le prolongement de Hai El-Badr vers Ain Naadja, d'une longueur de 3,7 km et comportant trois stations et un viaduc de 132 m.
- **Extension C1** : Ain Naadja vers Baraki (en cours de réalisation), et qui comporte la station Mohamed Belarbi faisant l'objet de ce présent mémoire.
- **Extension D (lot 3)** : Place des Martyrs – Chevalley – Draria – Ouled Fayet (en cours d'étude).

## CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET



Figure 2.1 : Vue globale du projet du métro d'Alger

### 2.6 Présentation de l'extension d'Ain Naadja - Baraki



Figure 2.2 : L'extension du métro d'Alger, Lot 2 : Ain naadja – Baraki.

## CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

---

L'extension du métro d'Alger allant de Ain Naadja à Baraki s'étend sur une longueur de 6 km avec 6 stations et un viaduc reliant la station Mohamed Boudiaf à la station Mohamed Belarbi d'un linéaire 1.453 .50 m et qui traverse en hauteur la ligne ferroviaire de la SNTF, la Route Nationale N° 38 et Oued Et Harrach et comporte deux stations élevées ; la station Ain Naadja Gare et la station Futur Parc Urbain. Cette extension permet l'accessibilité au centre de Baraki et permet aussi une connexion avec le train au niveau de la Gare Ferroviaire de Gué de Constantine et la future gare intermodale de cette commune.

Pour répondre à la forte demande de transport, les trains se succéderont toutes les trois minutes permettant ainsi d'assurer un trafic de plus de 20 000 personnes par heure et par sens. Ce chiffre sera porté à 30 000 personnes par heure et par sens, dans une deuxième étape.

### 2.6.1 Présentation de la station Mohamed Belarbi

La station d'étude Mohamed Belarbi fait partie de l'extension C1 de la ligne 1 du métro d'Alger. Elle est située à l'entrée nord de la commune de Baraki au niveau du boulevard Mohamed Belarbi entre les P.K 3+950 et 4+100. Les travaux de creusement de la station ont débuté en 2019, et actuellement la station est en cours de réalisation et sa mise en service est prévue pour l'horizon 2023.



Figure 2.3 : Vue générale de la zone d'implantation de la station Mohamed Belarbi.

### 2.6.2 Les caractéristiques de la station

- La longueur : 127 m.
- La largeur : 27 m.
- La profondeur : 21 m.
- Trois (03) Accès.
- Deux (02) Escaliers de secours.

### 2.6.3 Les constructions et les surcharges situées autour de la station Mohamed Belarbi

La station d'étude est entourée de quelques bâtiments situés aux environs de la zone d'implantation de la station Mohamed Belarbi et qui sont :

- Le nouveau siège de la daïra,
  - La station de service Naftal,
  - Une villa R+4,
  - La station de bus de baraki.
- On tient à signaler la présence d'une grue sur chantier lors de la phase travaux, située à une distance de 3m par rapport à la paroi et générant une surcharge de 150kN/ml. On signale également une surcharge de 10kN engendrée par le passage des engins de chantier autour de la paroi.

### 2.7 Blindage de la station Mohamed Belarbi

Le blindage de la station est constitué de 146 parois moulées de 1m d'épaisseur. La station d'étude a été subdivisée en 13 axes et la paroi moulée a été exécutée par panneaux alternés (primaires- secondaires) suivant les plans ci-dessous.



## CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

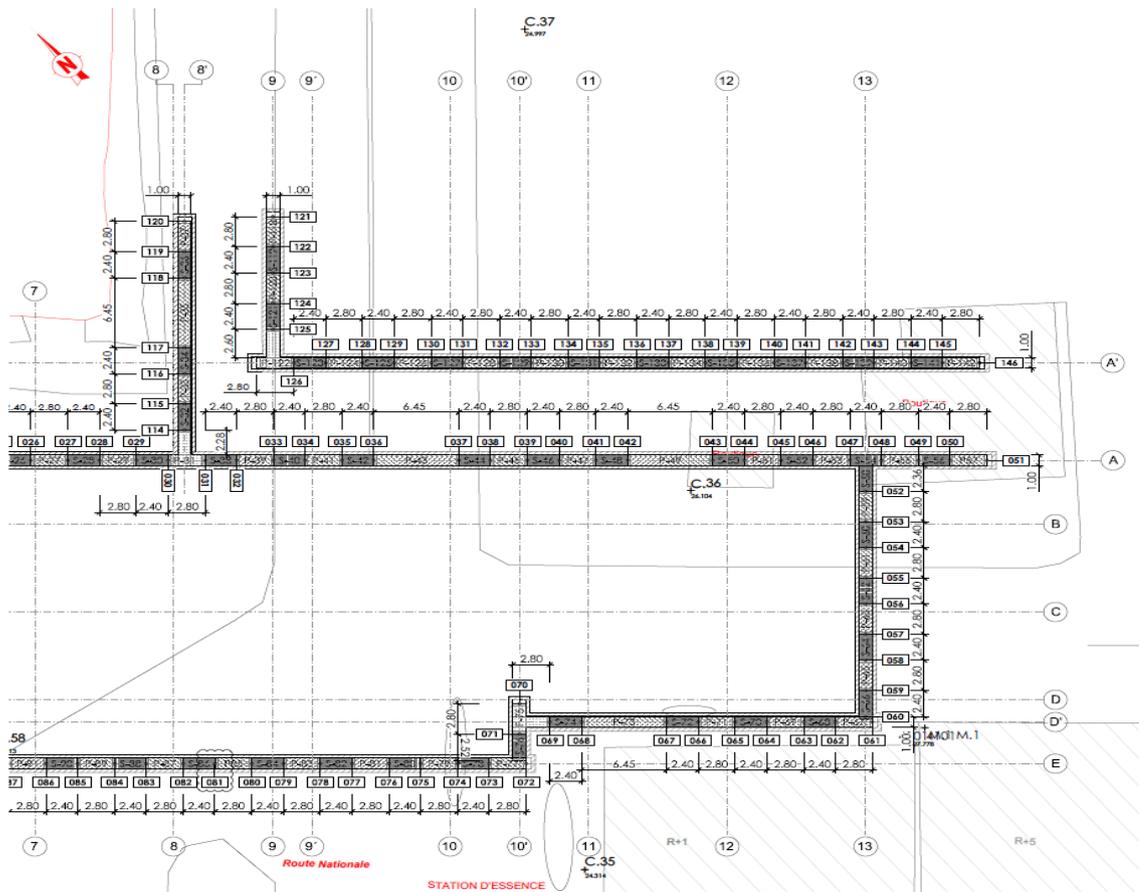


Figure 2.6 : Blindage de la station (Axe07 – Axe13)

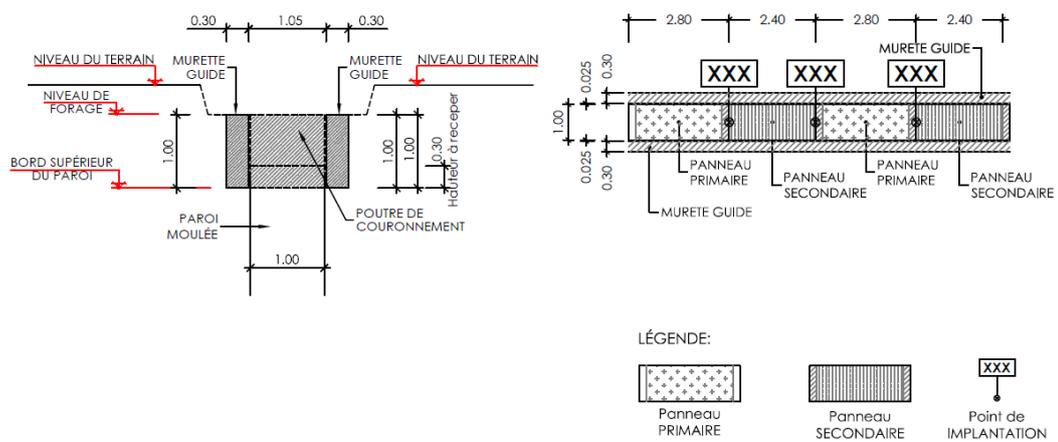


Figure 2.7 : Schéma représentatif des panneaux et de la murette guide.

### 2.8 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté globalement le projet des stations du métro d'Alger et plus spécifiquement la station d'étude Mohamed Belarbi qui se distingue par les caractéristiques géométriques suivantes : 127m de longueur, 27 m de largeur et 21m de profondeur. Les caractéristiques techniques de la station d'étude ainsi que sa localisation et les constructions mitoyennes ont été investiguées.

L'étude détaillée du terrain et du soutènement d'excavation de cette station fera l'objet des chapitres suivants, en abordant l'étude géotechniques ainsi que les résultats de modélisation de la paroi de soutènement.

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

---

### **3.1 Introduction**

La géotechnique est l'ensemble des activités liées aux applications de la mécanique des sols, de la mécanique des roches et de la géologie de l'ingénieur. Elle englobe l'étude des propriétés mécaniques et physico-chimiques des sols et de l'interaction entre les terrains et les ouvrages environnants. La géotechnique s'appuie principalement sur deux sciences :

- La géologie qui retrace l'histoire de la terre, précise la nature et la structure des matériaux ainsi que leur évolution dans le temps.
- La mécanique des sols et des roches qui modélise leurs comportements en tant que déformabilité et résistance des matériaux.

A partir d'essais de laboratoire et in situ, la mécanique des sols fournit les données nécessaires, la connaissance de ces données permet de faire face à des problèmes imprévus, comme par exemple la traversée d'un accident géologique avec venue d'eau sous forte pression, c'est ce qui peut arriver de pire au concepteur d'un ouvrage. Cette imprévision peut bloquer les travaux plusieurs mois et mettre en cause la sécurité du chantier.

Pour cela une bonne reconnaissance du sol le long du tracé est nécessaire.

### **3.2 Campagnes de prospection**

Pour la reconnaissance du site de la station d'étude Mohamed Belarbi, deux campagnes ont été effectuées : une campagne pendant la réalisation de l'avant-projet détaillé (APD) en 2013 et une autre pendant la phase de réalisation de la station en 2018.

Dans la campagne APD, les reconnaissances réalisées dans la station correspondent aux sondages carottés S-27 et S-11 ainsi qu'aux sondages pressiométriques SP-27 et SP-11.

Une autre campagne de prospection (CPC) a été menée en 2018 avec les débuts de l'exécution des travaux de réalisation de la station Mohamed Belarbi. Celle-ci est complémentaire à la première et apporte plus d'informations sur les caractéristiques du sol en place.

### CHAPITRE III : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES

Pour cette campagne, des sondages carottés et pressiométriques ont été réalisés. Les codes repères utilisés pour ces sondages sont : SC14, SP14, SC15, SP15, SC16, SP16, SC17, SP17. La surveillance du niveau de la nappe phréatique est assurée par des piézomètres à tuyau ouvert et à corde vibrante.

Le Tableau 3.1 présente l'ensemble des sondages réalisés dans la zone de la station avec la profondeur d'investigation.

Tableau 3.1 : Les sondages carottés réalisés dans la zone de la station.

Phases	Sondages	Profondeurs (m)
APD	SC11-SP11	40
	SC27-SP27	31
CPC	SC14-SP14	60
	SC15-SP15	60
	SC16-SP16	60
	SC17-SP17	60

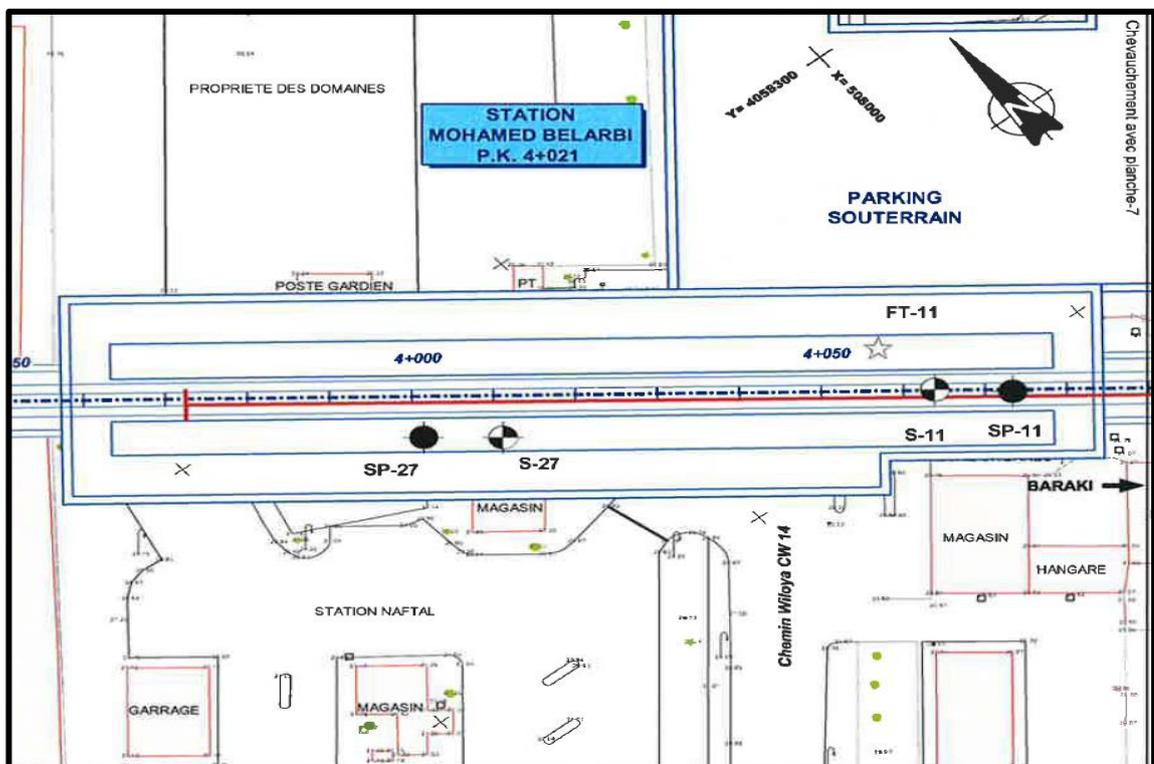


Figure 3.1 : Emplacement des sondages au niveau de la station Mohamed Belarbi.

### CHAPITRE III : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES

---

#### 3.3 Géologie du site

Selon la campagne de prospection, la zone d'implantation de la station Mohamed Belarbi est constituée fondamentalement des sols quaternaires et plio-quaternaires constitués par une argile limoneuse jaunâtre avec concrétions carbonatées grisâtres.

Les données disponibles ont permis d'établir un profil géotechnique de la station Mohamed Belarbi selon ces caractéristiques géotechniques et de déterminer les paramètres géomécaniques caractéristiques de chaque horizon. Le Tableau 3.2 indique la coupe géologique du terrain étudié.

Tableau 3.2 : Résumé des profondeurs des facies existantes

Localisation (PK)	Profondeur atteinte par les sondages (m)	Horizon géotechnique	Profondeurs moyennes (m)
3+950 - 4+100	0.0 – 42.0	Remblais	0.0 - 1.50
		Argiles Vaseuse	1.50 – 9.00
		Argile limoneuse	9.00 – 26.0
		Argile marneuse	26.00 – 33.0
		Sable argileux	33.0 - 42.0

## CHAPITRE III : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES

---

### 3.4 Hydrogéologie du site

Dans le cadre de la construction de tout ouvrage en génie civil, une étude d'hydrogéologie s'impose généralement. La connaissance de la présence de l'eau ainsi que son comportement représente des informations essentielles pour la conception de notre ouvrage surtout en milieu sous terrain.

L'eau influe d'une manière considérable sur le comportement des matériaux qui compose le sol terrestre. La connaissance du niveau de la nappe phréatique est primordial pour toute étude d'un ouvrage grand ou petit soit-il.

Les piézomètres installés dans les sondages SC11 et SC27, ont révélé la présence de nappe à différentes profondeurs. Les résultats de ces piézomètres sont présentés dans les tableaux 3.3 et 3.4.

Tableau 3.3 : Résultats enregistrés du piézomètre à corde vibrante.

Date	SC11	SC27
	Niveau (m)	Niveau(m)
16/07/2013	7.10	-
17/07/2013	7.00	-
21/07/2013	7.00	-
22/07/2013	6.7	-
27/07/2013	8.4	-
01/08/2013	12.5	-
03/08/2013	-	-
12/08/2013	-	-
13/08/2013	18.30	-
20/08/2013	Détruit	-
27/08/2013	Détruit	-
30/08/2013	Détruit	-
01/09/2013	Détruit	-
21/09/2013	Détruit	-
01/10/2013	-	-
16/10/2013	-	-
14/11/2013	-	6.25
Elévation après les pluies	-	-
10/12/2013	-	6.7

## CHAPITRE III : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES

---

Tableau 3.4 : Description des résultats des piézomètres.

	Profondeur moyenne	Nombre de lectures
SC11	9.57	12
SC27	6.48	2

D'après les résultats des piézomètres, on note l'existence de deux nappes à niveaux distincts : une nappe à 9.57 m de profondeur, environ, et l'autre à 6.48 m de profondeur.

### 3.5 Prospection géotechnique

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

- **Essais in situ :**

Le Tableau 3.5 comprend le résumé de tous les travaux de prospection et essais in situ réalisés dans la zone de la station Mohamed Belarbi dans le cadre de l'avant-projet détaillé (APD) et de la campagne d'essais complémentaire (CPC).

Tableau 3.5 : Résumé des travaux de prospection et essais in situ réalisés.

	APD		CPC			
Sondages	SC11	SC27	SC14	SC15	SC16	SC17
Essai SPT	+	+	+	+	+	+
Essai PMT	+	+	+	+	+	+
Essai Lefranc	-	+	-	-	-	-
Long (m)	40	30	60	60	60	60

## CHAPITRE III : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES

---

- **Essais réalisés en laboratoire :**

Le Tableau 3.6 montre le résumé des essais en laboratoire réalisés dans la zone de la station Mohamed Belarbi.

Tableau 3.6 : Résumé des essais en laboratoire réalisés.

	APD		CPC	
	SC11	SC27	SC14	SC15
Identification <sup>(*)</sup>	+	+	+	+
Résistance à la compression simple	+	-	+	-
Cisaillement a la boite	+	+	-	-
Cisaillement triaxial	-	-	-	+
Gonflement libre	+	+	+	-
Perméabilité	+	+	+	-
Analyse chimique	+	+	+	+

(\*) Essais d'identification : la teneur en eau, le degré de saturation, la masse volumique humide sec et les particules solides du sol, l'analyse granulométrique, et les limites d'Atterberg.

### 3.5.2 Résultats des essais in-situ

#### 3.5.2.1 Essai pressiométrique (PMT)

Cet essai consiste à dilater radialement dans le sol, une sonde cylindrique et à déterminer la relation entre la pression P appliquée sur le sol et le déplacement de la paroi de la sonde.

### CHAPITRE III : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES

Des essais pressiométriques de Ménard ont été réalisés au niveau de cette station. Les résultats sont récapitulés dans les tableaux 3.8 et 3.9 et les graphes dans l'**annexe A**.

Nous avons utilisé le tableau 3.7 qui donne une classification des sols en fonction des pressions limite  $P_l$  obtenues à partir les essais réalisés.

Tableau 3.7 : Classification des sols selon leurs propriétés mécaniques.

Classe de sol		Désignation	$P_l$ (MPa)
Argiles, limons	A	Argiles et limons mous	< 0,7
	B	Argiles et limons fermes	1,2 – 2,0
	C	Argiles très fermes à dure	> 2,5
Sable, graves	A	Lâches	< 0,5
	B	Moyennement compacts	1,0 – 2,0
	C	Compacts	> 2,5
Craies	A	Molles	< 0,7
	B	Altérées	1,0 – 2,5
	C	Compactes	> 3,0
Marnes – Marno calcaire	A	Tendres	1,5 – 4,0
	B	Compactes	>4,5
Roches	A	Altérées	2,5 – 4,0
	B	Fragmentées	> 4,5

**CHAPITRE III : INTERPRETATION DES DONNEES  
GEOTECHNIQUES**

Tableau 3.8 : Résultats d'essai pressiométrique (Sondage : SP11).

Couches	$E_m$ (MPa)	$P_1$ (MPa)	$E_m/P_1$	$\alpha$	Etat de consolidation	Classe du sol
Remblais (0.00-1.50) m	-	-	-	-	-	-
Argiles Vaseuse (1.50-9.00) m	4.48 - 7.93	0.38 – 0.85	9.29–11.59	2/3	Normalement consolidé	Mous à fermes « A & B »
Argile limoneuse (9.00-26.00) m	6.45-10.31	0.79 – 1.07	6.03 – 8.15	1/2	Sous consolidé	Mous à fermes « A & B »
Argile marneuse (26.00-33.00) m	18.45-24.51	1.61 – 1.97	10.9-11.42	1	Sur-consolidé	Fermes à dur « C »
Sable argileux (33.00-42.00) m	28.95-37.99	3.17 – 3.94	9.12 – 9.64	1	Sur-consolidé	Compact « C »

Tableau 3.9 : Résultats d'essai pressiométrique (Sondage : SP27)

Couches	$E_m$ (MPa)	$P_1$ (MPa)	$E_m/P_1$	$\alpha$	Etat de consolidation	Classe du sol
Remblais (0.00-1.50) m	-	-	-	-	-	-
Argiles Vaseuse (1.50-9.00) m	2.33 – 8.53	0.39 – 0.91	5.95–9.34	2/3	Normalement consolidé	Mous à fermes « A & B »
Argile limoneuse (9.00-26.00) m	14.73 – 21.90	1.55 – 2.44	8.96 – 9.25	1/2	Sous consolidé	fermes « B »
Argile marneuse (26.00-33.00) m	55.09 - 84.99	3.41 – 3.55	16.13-33.42	1	Sur-consolidé	Très fermes à dur « C »
Sable argileux (33.00-42.00) m	48.04 – 64.03	3.36 – 3.20	14.29 – 20	1	Sur-consolidé	Compact « C »

#### **Interprétation :**

D'après les résultats des tableaux 3.8 et 3.9 et les paramètres indiqués dans l'APD :

- **Pour la couche du remblai :**

Il s'agit principalement des sables avec graviers et une matrice argilo-limoneuse compacte.

- **Argile vaseuse :**

La pression limite varie entre 0.38 MPa et 0.91 MPa, avec. Ces caractéristiques classent ces formations dans la catégorie des argiles et limons Mous à fermes (classe A & B). Le module pressiométrique varie entre 2.33 et 8.53MPa, traduisant un état de sol «normalement consolidé».

- **Argile limoneuse :**

La pression limite varie entre 0.79 MPa et 2.44 MPa. Ces caractéristiques classent ces formations dans la catégorie des argiles et limons fermes (classe B). Le module pressiométrique varie entre 6.45 et 21.9 MPa, traduisant un état de sol «sous consolidé».

- **Argile marneuse :**

La pression limite varie entre 1.61 MPa et 3.55 MPa. Ces caractéristiques classent ces formations dans la catégorie des argiles et limons très fermes à dur (classe C). Le module pressiométrique varie entre 18.45 et 84.99 MPa, traduisant un état de sol « sur-consolidé ».

- **Sable argileux :**

La pression limite varie entre 3.17 MPa et 3.94 MPa, dénotant un sol compact (Classe C), et le rapport  $E_M/P_1$  varie entre 9.12 et 20 traduisant un état de sol « sur-consolidé ».

### CHAPITRE III : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES

---

#### 3.5.2.2 Essais de pénétration standard (SPT)

L'essai consiste à mesurer le nombre de coups  $N_{spt}$  pour enfoncer le carottier de 30 cm en fonction de la profondeur, et de récupérer des échantillons remaniés. Il est applicable aux sols pulvérulents et non aux sols fins sous la nappe à cause du problème d'absorption de l'énergie du battage par l'eau de la nappe.

Les résultats des essais pénétrométriques de chaque sondage sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau 3.10 : Résultats des essais pénétrométriques.

Sondages	Profondeur	$N_{spt}$
SC11	1.95 - 2.40	16
	4.95 - 5.40	15
	7.95 - 8.40	14
	10.95 - 11.40	15
SC14	1.50 - 1.95	32
	4.00 - 4.45	20
	7.00 - 7.45	28
SC15	1.00 - 1.45	22
	4.00 - 4.45	26
	7.00 - 7.45	32
	10.00 - 10.45	19
SC27	4,00 - 4,45	26
	7.00 - 7,45	26
	10.50 - 10,95	34

### CHAPITRE III : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES

---

#### Interprétation :

En se basant sur le tableau 3.11 donnant la classification du sol en fonction du nombre de coup  $N_{SPT}$  (Sanglerat (1967) [9]), nous avons déduit ce qui suit :

Tableau 3.11 : Consistance des sols cohésifs (Sanglerat, 1967).

$N_{SPT}$	Consistance	Résistance à la compression simple, $q_u$ (kPa)
0 - 2	Très faible	<0,25
2 - 4	Faible	25 – 50
4 - 8	Moyenne	50 - 100
8 - 16	Ferme	100 - 200
16 - 32	Très ferme	200 - 400
> 32	Dur	> 400

- **Sondage/SC11 :**

**Pour la couche argileuse [1.95-11.40] m :**

Le nombre de coups  $N_{spt}$  varie entre 14 et 16 en fonction de la profondeur d'essai, avec une moyenne de 15, ce qui caractérise une argile ferme.

- **Sondage/SC14 :**

**Pour la couche argileuse [1.5-7.45] m :**

Le nombre de coups  $N_{spt}$  varie entre 20 et 32 en fonction de la profondeur d'essai, avec une moyenne de 27, ce qui caractérise une argile très ferme.

- **Sondage/SC15 :**

**Pour la couche argileuse [1-10.45] m :**

Le nombre de coups  $N_{spt}$  varie entre 19 et 32 en fonction de la profondeur d'essai, avec une moyenne de 25, ce qui caractérise une argile très ferme.

- **Sondage/SC27 :**

**Pour la couche argileuse [4-10.95] m :**

Le nombre de coups  $N_{spt}$  varie entre 26 et 34 en fonction de la profondeur d'essai, avec une moyenne de 29, ce qui caractérise une argile très ferme.

**CHAPITRE III : INTERPRETATION DES DONNEES  
GEOTECHNIQUES**

**3.5.3 Résultats des essais de laboratoire :**

**3.5.3.1 Paramètres physiques :**

Une série d'essais au laboratoire ont été réalisés sur des échantillons compilés dans des sondages carottés. Ils sont récapitulés dans le tableau 3.12.

Tableau 3.12 : Résumé des résultats des essais en laboratoire.

Sondage	Profondeur	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\omega$ (%)	$\omega_l$ (%)	$\omega_p$ (%)	$I_p$ (%)
SC16	2,50 - 3,00	20,30	-	25,28	58,000	29,070	28,930
	6,00 - 6,50	21,00	-	20,15	46,000	23,240	22,960
	10,00-10,50	20,00	-	27,77	58,000	30,030	27,970
	13,00-13,50	20,60	-	23,83	44,500	22,680	21,820
	15,50-16,00	20,50	-	25,43	42,000	25,050	16,950
	20,00-20,50	21,40	-	20,10	42,000	22,970	19,030
	21,50-22,00	21,10	-	21,77	46,000	26,320	19,680
	24,00-24,50	20,00	-	27,57	56,000	29,350	26,650
	27,50-28,00	20,60	-	27,94	42,200	23,600	18,600
	29,60-30,00	21,10	-	27,97	43,200	24,810	18,390
32,00-33,00	-	-	1,54	58,000	29,070	28,930	
SC11	1.50 – 1.95	16	19.5	22.95	-	-	28
	4.5 – 4.95	18.8	21.7	15.51	39.00	21.67	26
	7.5 – 7.95	17.2	20.7	20.44	42.40	22.35	32

**CHAPITRE III : INTERPRETATION DES DONNEES  
GEOTECHNIQUES**

SC14	3,45 - 3,95	16.6	20.4	22,57	57,600	28,480	29,120
	17,00-17,50	17.7	20.8	17,65	33,500	19,620	13,880
	20,50-21,00	17.4	21.1	17,76	44,600	24,740	19,860
	28,00-28,50	15.7	20.1	20,89	49,000	26,520	22,480
	35,00-35,50	-	21	27,86	51,000	29,980	21,020

**3.5.3.2 Paramètres mécaniques**

- **Essai de cisaillement à la boîte de Casagrande**

L'essai consiste à soumettre le sol à un cisaillement direct, rectiligne, suivant un plan imposé. L'échantillon de sol de forme carrée est placé entre 2 demi-boîtes mobiles l'une par rapport à l'autre : on applique à l'échantillon un effort de compression normale N à l'aide de poids et un effort horizontal de traction T en déplaçant les 2 demi-boîtes l'une par rapport l'autre. Un capteur de déplacement permet de déterminer le déplacement relatif des deux demi-boîtes. L'essai consiste à faire croître T jusqu'à la rupture. N étant maintenu constant au cours de l'essai.

Les résultats des essais de cisaillement effectués au laboratoire sont représentés dans le tableau 3.13.

Tableau 3.13 : Résultats des essais de cisaillement à la boîte de CASAGRANDE.

Type d'essai	Sondage	Profondeur (m)	Cohésion (kPa)	Angle de frottement (degré)
C.D	SC14	3,45 - 3,95	90	24,44
		8,00 - 8,50	80	21,04
		18,45 - 18,95	140	12,09
		22,00 - 22,50	130	14,04
	SC16	2,50 - 3,00	40,000	10,000
		6,00 - 6,50	44,000	9,000
		8,50 - 9,00	20,000	18,000
		10,00 - 10,50	35,000	7,000
		13,00 - 13,50	70,000	15,000
		15,50 - 16,00	45,000	13,000

### CHAPITRE III : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES

---

- **Essais de compressibilité à l'œdomètre**

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.

Cet essai permet d'établir, pour un échantillon donné, deux types de courbes :

- La courbe de compressibilité, qui indique le tassement total en fonction du logarithme de la contrainte appliquée ;
- La courbe de consolidation, qui donne le tassement de l'échantillon en fonction du temps sous l'application d'une contrainte constante au début.

Les résultats des essais de compressibilité à l'œdomètre pour chaque sondage sont indiqués dans le tableau 3.14.

Tableau 3.14 : Résultat d'essai de compressibilité à l'œdomètre.

Sondages	Profondeur (m)	Coefficient de compressibilité $C_c$
SC14	3,45 - 3,95	0,175
	8,00 - 8,50	0,172
	18,45 - 18,95	0,170
	26,50 - 27,00	0,249
	30,50 - 31,00	0,139
	35,00 - 35,50	0,190
SC10	2,50 - 3,00	0,168
	6,00 - 6,50	0,142
	8,50 - 9,00	0,209
	10,00 - 10,50	0,273
	13,00 - 13,50	0,285
	15,50 - 16,00	0,164

### CHAPITRE III : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES

Tableau 3.15 : Classification du sol selon  $C_c$ .

$C_c < 0.020$	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

On remarque que :

- Coefficient de compressibilité :  $0.100 \leq C_c \leq 0.300$
- Ces résultats traduisent des sols moyennement à assez fortement compressibles.

#### 3.6 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.

Tableau 3.16 : Résultats de l'analyse chimique.

Sondage	Profondeur	Carbonate $\text{CaCO}_3$ (%)	$\text{SO}_4$ (mg/kg)	Matière organique (%)
SC11	1.5 – 1.95	19.8	Traces	5
	4.5 – 4.95	43.6	Traces	-
SC14	1.5 – 1.95	25.4	Traces	-
	6.4 – 7.00	-	Traces	-

## CHAPITRE III : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES

### 3.6.1 Interprétation des résultats

- **Teneur en carbonate ( $\text{CaCO}_3$ )**

Les échantillons de formation argileuse testés donnent des teneurs en carbonates  $\text{CaCO}_3$  qui varient entre 19 et 43% avec une moyenne de 26.9 %, ce qui reflète que les échantillons sont des argiles marneuse.

Tableau 3.17 : Classification des sols selon la teneur en carbonate de calcium  $\text{CaCO}_3$

Argile ou limon	Argile marneuse Limon marneux	Marne	Calcaire marneux	Calcaire ou Craie
0 – 10 %	10 – 30 %	30 – 70 %	70 – 90 %	90 – 100 %

- **Teneur en matières organiques :**

Le taux de matières organique et de 5% traduisant un sol faiblement organique.

Tableau 3.18 : Teneur en matière organique.

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

### 3.7 Classification des sols par analyse granulométrique

Les tableaux ci-dessous présentent les résultats des essais de l'analyse granulométrique et des limites d'Atterberg de chaque sondage, ainsi que la classification du sol.

### CHAPITRE III : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES

- **Sondage11 :**

Tableau 3.19 : Résultats de l'analyse granulométrique et des limites d'Atterberg (S11).

Sondage	Profondeur (m)	A. Granulométrique		Limite d'Atterberg		
		<80 $\mu\text{m}$	<2mm	$\omega_l$	$\omega_p$	$I_p$
<b>S11</b>	13.5 - 13.95	96	99	37	18	19
	20.50 - 20.95	98	99	46	23	23
	39.30 – 39.70	48	98	51	29	21

- **Profondeur «13.5 - 13.95 m» :**

Plus de 50% d'éléments sont inférieurs à 80  $\mu\text{m}$  (96%) donc le sol est fin.

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

- **Profondeur «20.50 - 20.95 m» :**

Plus de 50% d'éléments sont inférieurs à 80  $\mu\text{m}$  (98%) donc le sol est fin.

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

- **Profondeur «39.30 – 39.70 m» :**

Moins de 50% d'éléments sont inférieurs à 80  $\mu\text{m}$  (48%) donc le sol est grenu.

D'après l'Abaque de CASAGRANDE, le sol est un sable argileux (SA).

- **Sondage 14 :**

Tableau 3.20 : Résultats de l'analyse granulométrique et des limites d'Atterberg (S14).

Sondage	Profondeur (m)	A. Granulométrique		Limite d'Atterberg		
		<80 $\mu\text{m}$	<2mm	$\omega_l$	$\omega_p$	$I_p$
<b>S14</b>	1.5 - 1.95	83	88	55	27	28
	6.40 – 7.00	100	100	50	25	25
	10.70 - 11.00	100	100	51	23	23
	13.00 – 13.50	88	89	47	24	23

### CHAPITRE III : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES

---

- **Profondeur «1.5 - 1.95 m» :**

Plus de 50% d'éléments sont inférieurs à 80  $\mu\text{m}$  (83%) donc le sol est fin.

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

- **Profondeur «6.40 – 7.00 m» :**

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).

- **Profondeur «10.70 - 11.00 m» :**

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).

- **Profondeur «13.00 – 13.50 m» :**

Plus de 50% d'éléments sont inférieurs à 80  $\mu\text{m}$  (96%) donc le sol est fin.

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

- **Sondage 15 :**

Tableau 3.21 : Résultats de l'analyse granulométrique et des limites d'Atterberg (S15).

Sondage	Profondeur (m)	A. Granulométrique		Limite d'Atterberg		
		<80 $\mu\text{m}$	<2mm	$\omega_l$	$\omega_p$	$I_p$
S15	10.60 - 11.00	92	96	60	30	30
	16.60 – 17.00	95	98	47	23	24
	28.00 - 28.50	84	87	48	24	24

- **Profondeur «10.60 - 11.00 m» :**

Plus de 50% d'éléments sont inférieurs à 80  $\mu\text{m}$  (92%) donc le sol est fin.

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

- **Profondeur «16.60 – 17.00 m» :**

Plus de 50% d'éléments sont inférieurs à 80  $\mu\text{m}$  (95%) donc le sol est fin.

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

- **Profondeur «28.00 - 28.50 m» :**

Plus de 50% d'éléments sont inférieurs à 80  $\mu\text{m}$  (84%) donc le sol est fin.

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

### 3.8 Les poids volumiques :

**Argile vaseuse [1.5-7.95] m :**

- **Calcul de  $\gamma_d$  :**

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

$$\gamma_{d \text{ moy}} = \frac{16 + 17.8 + 17.3}{3} = 17.02 \text{ kN/m}^3$$

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

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

$$\gamma_{h \text{ moy}} = \frac{19.92 + 20.80 + 20.64}{3} = 20.60 \text{ kN/m}^3$$

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

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

$$\gamma' = 17.18 \times \left(1 - \frac{10}{26.5}\right) = 10.68 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{sat}} = \gamma_w + \gamma' = 20.68 \text{ kN/m}^3$$

**Argile limoneuse [11.00-25.00] m :**

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

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

$$\gamma_{h \text{ moy}} = \frac{20.88 + 20.25 + 20.95}{3} = 20.70 \text{ kN/m}^3$$

### CHAPITRE III : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES

- **Calcul de  $\gamma_d$  :**

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

$$\gamma_{d \text{ moy}} = \frac{16.28 + 16.60 + 18.70}{3} = 17.18 \text{ kN/m}^3$$

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

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

$$\gamma' = 18.16 \times \left(1 - \frac{10}{26.5}\right) = 10.70 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{sat}} = \gamma_w + \gamma' = 20.70 \text{ kN/m}^3$$

- Le tableau 3.22 présente les caractéristiques physiques et mécaniques de chaque couche dans le terrain étudié :

Tableau 3.22 : Résumé des caractéristiques physiques et mécaniques du profil étudié.

Couches	Profondeurs moyens (m)	$\gamma_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{\text{sat}}$ (kN/m <sup>3</sup> )	C' (kPa)	$\varphi'$ (°)
Remblai	0 - 1.50	19	14.45	20	6	28
Argile Vaseuse	1.50 - 9.00	20.60	17.02	20.68	30	25
Argile limoneuse	9.00 - 26.00	20.70	17.18	20.70	40	25
Argile marneuse	26.00 - 33.00	20.50	16.86	20.49	50	27
Sable argileux	33.00 - 42.00	22.90	20.48	22.89	10	34

### CHAPITRE III : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES

---

- Les résultats des paramètres physiques des autres couches ont été calculés de la même manière que l'exemple présenté de la couche d'argile limoneuse.
- Sols cohésifs (non-drainée), les résultats des paramètres de résistance ( $\phi'$  et  $C'$ ) ont été déterminés par des corrélations depuis longtemps éprouvés.
- Sols non-cohésifs (drainée), pour les couches des sols granulaires, les résultats des paramètres de résistance ( $\phi'$  et  $C'$ ) ont été effectués sur la base des données des essais SPT et PMT, en utilisant des corrélations depuis longtemps éprouvées.

## CHAPITRE III : INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES

### 3.9 Conclusion

Ce chapitre présente l'interprétation des résultats des essais géotechniques, reconnaissances géologiques et hydrogéologiques afin d'obtenir les couches du sol étudiées et ses caractéristiques physiques et mécaniques.

D'après les résultats obtenus, on conclue que le sol étudié se compose de six couches qui sont de haut en bas :

- Remblai de 1.5 m d'épaisseur.
- Argile Vaseuse (1.5 - 9) m, ferme à très ferme.
- Argile limoneuse (9 – 26) m, ferme à très ferme.
- Argile marneuse (26 - 33) m, ferme.
- Sable argileux (33 – 42) m, compact.

La coupe choisit a été prise au droit des deux sondages SC 11 et SC 27 car le chargement des bâtiments à ce niveau est maximum (70 kPa qui correspond au siège de la daïra R+5+SS et une Grue de chantier de 150 KPa). Les autres sondages : SC 14, SC 15, SC16 et SC 17 ont été utilisés pour compléter les paramètres manquants.

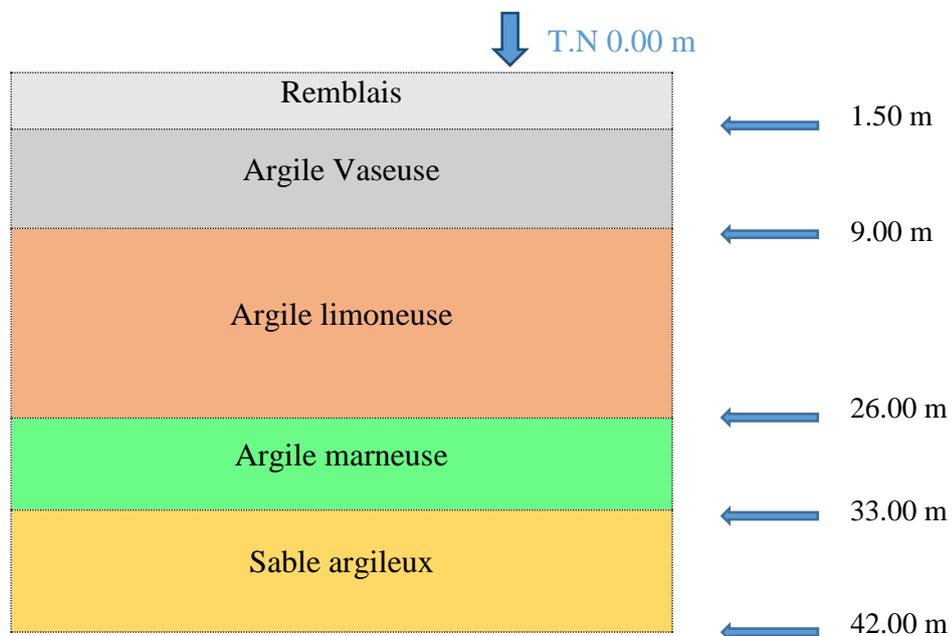


Figure 3.2 : Schéma représentant la coupe lithologique du terrain étudié.

**CHAPITRE IV :**  
**MODELISATION DES PAROIS**  
**MOULÉES**

---

### 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 de ces 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 utilisés 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 :

- Remblai de 1.5 m d'épaisseur.
- Argile Vaseuse (1.5 - 9) m, ferme à très ferme.
- Argile limoneuse (9 – 26) m, ferme à très ferme.
- Argile marneuse (26 - 33) m, ferme.
- Sable argileux (33 – 42) m, compact.

### 4.4.2 La nappe phréatique

La nappe phréatique est située à 2.5 m par rapport au terrain naturelle correspond au niveau des plus hautes eaux enregistré en 2018.

### 4.4.3 Les caractéristiques géotechniques

Tableau 4.1 : Caractéristique géotechniques du terrain.

Couches	Profondeurs moyennes (m)	$\gamma_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	C' (kPa)	$\varphi'$ (°)	Module œdométrique E <sub>oed</sub> (MPa)	$\delta$ (°)	$\nu$
Remblai	0 - 1.50	19	20	5	28	6	9.33	0.3
Argile Vaseuse	1.50 - 9.00	20.60	20.68	30	25	15	8.33	0.3
Argile limoneuse	9.00 - 26.00	20.70	20.70	40	25	30	8.33	0.3
Argile marneuse	26.00-33.00	20.50	20.50	50	27	42	9.00	0.3
Sable argileux	33.00-42.00	22.90	22.90	10	34	60	13.33	0.3

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 de déformation œdométrique.

$\nu$  : Coefficient de Poisson.

## CHAPITRE IV : MODELISATION DES PAROIS MOULÉES

### 4.5 Les surcharge

Tableau 4.2 : Caractéristique de la surcharge (Daïra).

La surcharge	Action	q (kPa)	Distance x. (m)	Longueur (m)
La Daïra(R+5+1SS)	permanente	70	13.5	20

Tableau 4.3 : Caractéristique de la surcharge (Grue).

La surcharge	Action	q (kPa)	Distance x. (m)	Longueur (m)
La Grue	permanente	10	3	6

Tableau 4.4 : Caractéristique de la surcharge (Circulation des engins).

La surcharge	Action	q (kPa)	Distance x. (m)	Longueur (m)
Circulation des engins	permanente	10	0	13.5

### 4.6 Les caractéristiques des parois moulées

Tableau 4.5 : Les caractéristiques des parois moulées.

Longueur (m)	Epaisseur (m)	La fiche (m)	Excavation max (m)	Module E (MPa)
L= 40	e=1.00	D=19	21	33000

### 4.7 Les caractéristiques des dalles

Tableau 4.6 : Les caractéristiques des dalles

Epaisseur (m)	Largeur (m)	Espacement (m)	Surface (mm <sup>2</sup> )	Module élastique E(MPa)
0.7	27	0.01	700000	33000

### 4.8 Modélisation des parois moulées

Dans ce qui suit, nous allons déterminer, dans un premier temps, la fiche nécessaire pour que la paroi sans supports horizontaux soit autostable. Dans un deuxième temps, nous allons déterminer la fiche de la paroi moulée avec les mêmes conditions sur site.

#### 4.8.1 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 une excavation de 21 m est représentée dans la figure 4.1 :

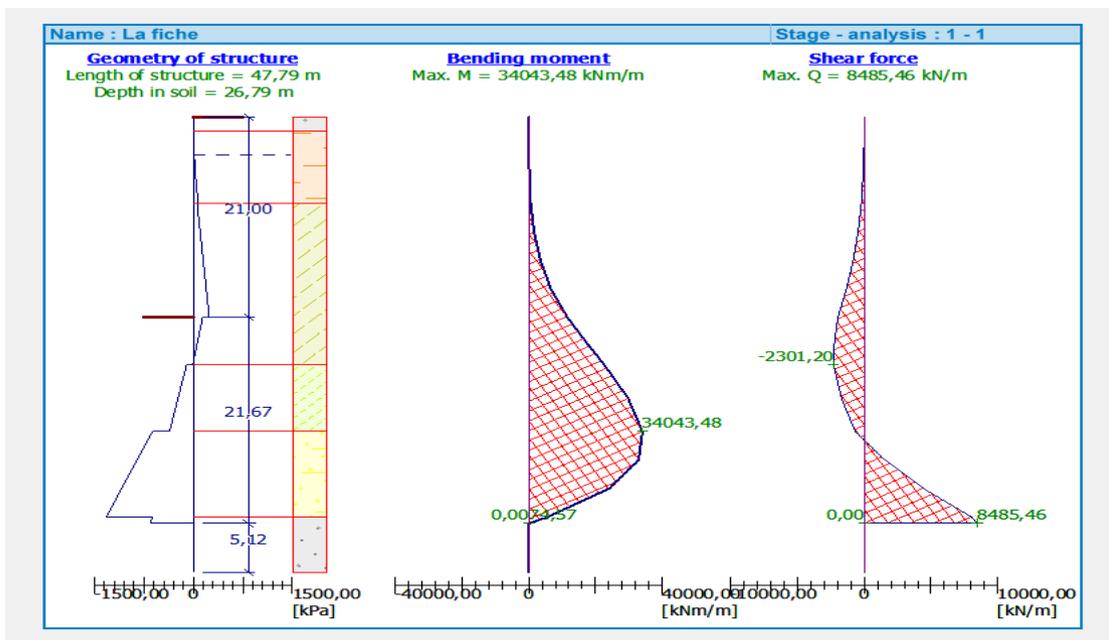


Figure 4.1 : Schéma présentant la fiche correspondante et les efforts internes de la paroi sans support horizontaux.

- L'effort tranchant max : 8485.46 kN.
- Moment fléchissant max : 34043.48 kN.m.
- Longueur totale de la structure : 47.79 m.
- La fiche nécessaire : 26.79 m.

## CHAPITRE IV : MODELISATION DES PAROIS MOULÉES

On remarque que la valeur de la fiche obtenue sans mettre de supports horizontaux est importante ( $D= 26.79$  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.

### 4.8.2 Détermination de la fiche de la paroi avec supports horizontaux (tirants)

#### Les caractéristiques des tirants

Tableau 4.7 : Caractéristiques techniques des torons.

Diamètre	Norme	Type	Diamètre nominal	Section nominal	Charge à la rupture (kN)	Limite élastique (kN)
0.6''	EN 10138	Standard	15.2mm	140mm <sup>2</sup>	260	230

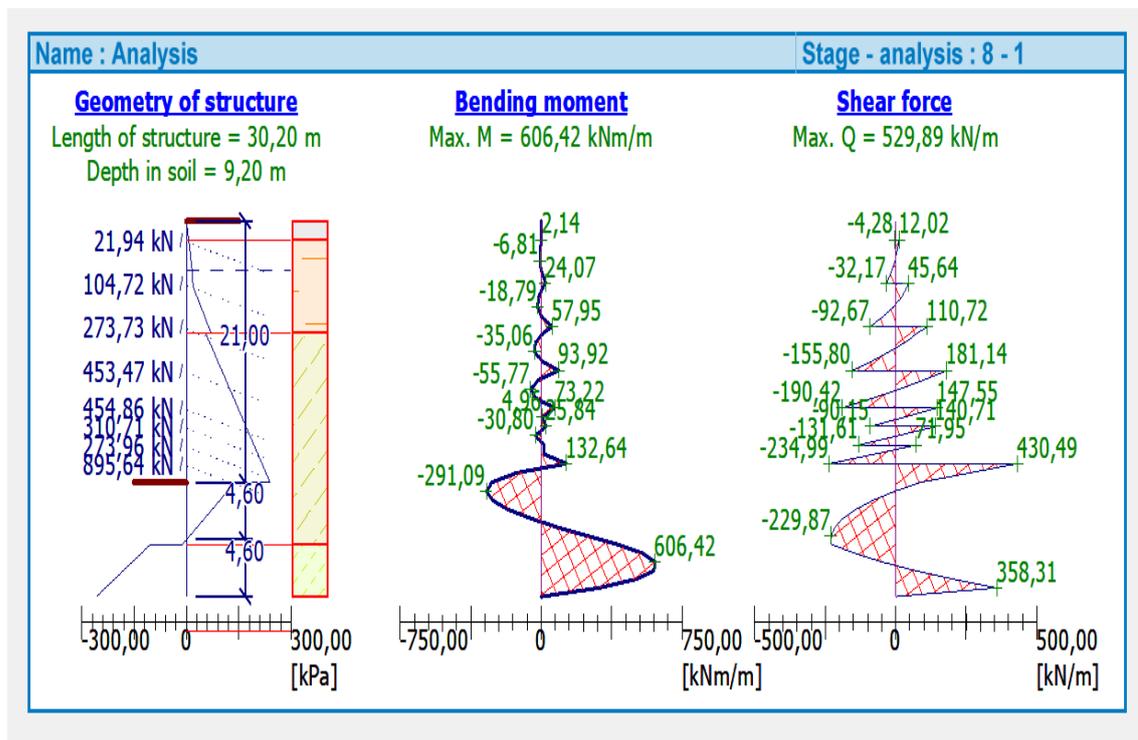


Figure 4.2 : Schéma présentant la fiche correspondante et les efforts internes de la paroi avec tirants.

## CHAPITRE IV : MODELISATION DES PAROIS MOULÉES

Les résultats des efforts internes, la fiche nécessaire ainsi que la longueur totale de la paroi sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau 4.8 : Les principaux résultats obtenus du module conception avec tirants.

N°du tirant	Profondeur d'installation (m)	Effort tranchant (kN)	Moment fléchissant (kN.m)	La fiche nécessaire (m)	Longueur totale de paroi (m)
1	1.5	1212.55	11514.37	10.77	31.77
2	5.00	2202.82	7621.37	9.20	30.20
3	8.50	2193.07	5939.08	9.20	30.20
4	12.00	1543.91	3929.51	9.20	30.20
5	15.00	1129.58	2233.83	9.20	30.20
6	16.50	1269.01	1522.20	9.20	30.20
7	18.00	756.05	756.95	9.20	30.20
8	19.50	529.89	606.42	9.20	30.20

Nous remarquons que la valeur de la fiche diminue avec le nombre des lits de tirants en allant de 10,77 m avec un seul lit de tirants jusqu'à atteindre 9,2 m avec 8 lits de tirants. En se basant sur ces résultats, la fiche nécessaire avec les mêmes conditions sur site (8 lits de tirants) est de 10 m. On tient à signaler que la fiche qui a été adoptée sur site est de 19 m. Pour les modélisations à venir et pour des raisons de comparaisons, nous optons pour une fiche de **19 m** ce qui engendre une longueur de paroi de **40 m**.

### 4.9 Vérification de la stabilité de la paroi moulée avec des supports horizontaux (100% tirants)

Dans ce qui suit, nous allons étudier en détail la solution qui a été adoptée sur site, ainsi que les résultats des autres variantes que nous avons proposées.

## CHAPITRE IV : MODELISATION DES PAROIS MOULÉES

### 4.9.1 Vérification de la solution adoptée sur site (100% tirants)

#### 4.9.1.1 L'emplacement des tirants dans la station de métro Mohamed Belarbi

Le tableau 4.9 montre le positionnement des tirants ainsi que leurs caractéristiques dans la station de métro Mohamed Belarbi.

Tableau 4.9 : Positionnement et caractéristiques des tirants (solution adoptée sur site : 100% tirants).

Cote (m)	Nombre de torons	Section nominale A (mm <sup>2</sup> )	Inclination (°)	Espacement (m)	Longueur libre (m)	Longueur scellement (m)
1,50	4	560	15	1,30	27,00	13,00
5,00	4	560	15	1,30	25,00	10,00
8,50	4	560	15	1,30	23,00	10,00
12,00	7	980	15	1,30	20,00	14,00
15,00	7	980	15	1,30	18,00	14,00
16,50	7	980	15	1,30	18,00	14,00
18,00	7	980	15	1,30	16,00	14,00
19,50	7	980	15	1,30	16,00	14,00

Le tableau 4.10 présente les caractéristiques des torons qui composent les tirants. Il est à noter que les tirants des trois (3) premiers lits sont composés de quatre (4) torons, alors que les cinq (5) derniers lits sont composés de sept (7) torons.

Tableau 4.10 : Caractéristiques techniques des torons.

Diamètre	Norme	Type	Diamètre nominal	Section nominale	Charge à la rupture (kN)	Limite élastique (kN)
0.6''	EN 10138	Standard	15.2mm	140mm <sup>2</sup>	260	230

### NOTE :

Pour la solution optée sur site, ils ont utilisé deux types de tirants (tirants avec 4 torons et tirants avec 7 torons). Le calcul de la limite d'élasticité ce fait de cette façon :

Limite d'élasticité du tirant : 230 kN/toron (voir tableau 4.10)

- $T_p = \text{nombre de torons} \times 230 \text{ kN}$

$T_p$  = la force de traction correspondant à la limite d'élasticité conventionnelle de l'armature du tirant.

Le calcul de la charge à la rupture ce fait de la même manière.

### 4.9.1.2 Phasage de calcul

Phase 0 : Définition des caractéristiques de la paroi ainsi que les surcharges :

Surcharges : Circulation :  $q=10 \text{ kN/m}^2$ .

Grue de chantier :  $q=150 \text{ kN/m}^2$ .

Bâtiment :  $q=70 \text{ kN/m}^2$ .

Phase 1 : Excavation jusqu'au premier niveau de tirants d'ancrage (1,50 + 0,5m).

Phase 2 : Pose du premier niveau de tirants d'ancrage (1,50 m).

Charge de précontrainte : 250 kN.

Phase 3 : Excavation jusqu'au deuxième niveau de tirants d'ancrage (5,00 + 0,5 m).

Phase 4 : Pose du deuxième niveau de tirants d'ancrage (5,00 m).

Charge de précontrainte : 400kN.

Phase 5 : Excavation jusqu'au troisième niveau de tirants d'ancrage (8,50 + 0,5 m).

Phase 6 : Pose du troisième niveau de tirants d'ancrage (8,50 m).

Charge de précontrainte : 400kN.

Phase 7 : Excavation jusqu'au quatrième niveau de tirants d'ancrage (12,00 + 0,5 m).

Phase 8 : Pose du quatrième niveau de tirants d'ancrage (12,00 m).

Charge de précontrainte : 700kN.

Phase 9 : Excavation jusqu'au cinquième niveau de tirants d'ancrage (15,00 + 0,5 m).

Phase 10 : Pose du cinquième niveau de tirants d'ancrage (15,00 m).

Charge de précontrainte : 750kN.

## CHAPITRE IV : MODELISATION DES PAROIS MOULÉES

Phase 11 : Excavation jusqu'au sixième niveau de tirants d'ancrage (16,50 + 0,5 m).

Phase 12 : Pose du sixième niveau de tirants d'ancrage (16,50 m).

Charge de précontrainte : 750kN.

Phase 13 : Excavation jusqu'au septième niveau de tirants d'ancrage (18,00 + 0,5 m).

Phase 14 : Pose du septième niveau de tirants d'ancrage (18,00 m) .

Charge de précontrainte : 750kN.

Phase 15 : Excavation jusqu'au huitième niveau de tirants d'ancrage (19,50 + 0,5 m).

Phase 16 : Pose du huitième niveau de tirants d'ancrage (19,50 m).

Charge de précontrainte : 800kN.

Phase 17 : Excavation maximale (21,00 m).

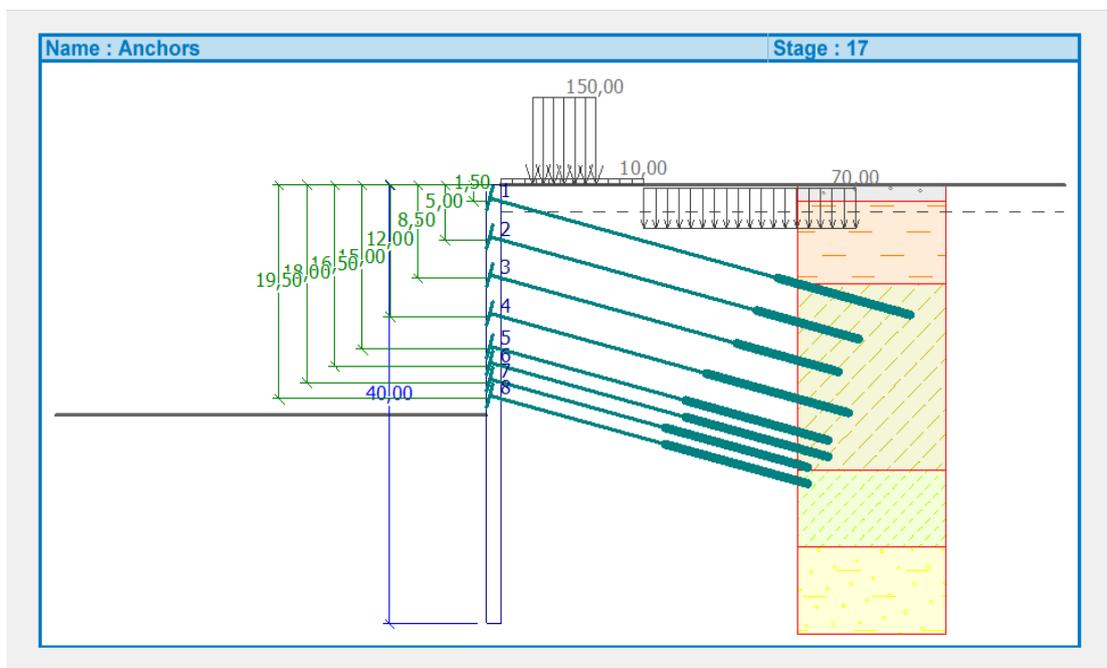


Figure 4.3 : Positionnements des tirants d'ancrages (solution adoptée sur site : 100% tirants).

Le tableau 4.11 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. Le phasage descendant consiste à excaver le sol et mettre en place les tirants. Cette opération est répétée jusqu'à atteindre le niveau du fond de fouille.

## CHAPITRE IV : MODELISATION DES PAROIS MOULÉES

Tableau 4.11 : Résultats des efforts internes et déplacements de la paroi (Solution adopté sur site : 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	2,00 m		41.96	227.37	9.8
2		1.5 m	153.26	239.01	4.1
3	5,50 m		183.63	356.57	9.1
4		5 m	178.49	302.66	6.4
5	9 m		242.70	538.11	10
6		8.5 m	187.51	285.96	8.6
7	12,50 m		282.66	978.20	16.9
8		12 m	414.36	646.49	13.6
9	15,50 m		353.85	980.29	20.9
10		15 m	415.92	761.94	17.7
11	17,00 m		290.42	682.36	19.8
12		16.5 m	467.91	760.32	17.1
13	18,50 m		435.05	667.07	18.7
14		18 m	502.64	773.55	16.6
15	20 m		527.74	691.21	17.8
16		19.5 m	527.68	802.01	16.3
17	21 m		549.44	759.32	16.5

### 4.9.1.3 Vérification de la stabilité au glissement

La figure 4.4 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.

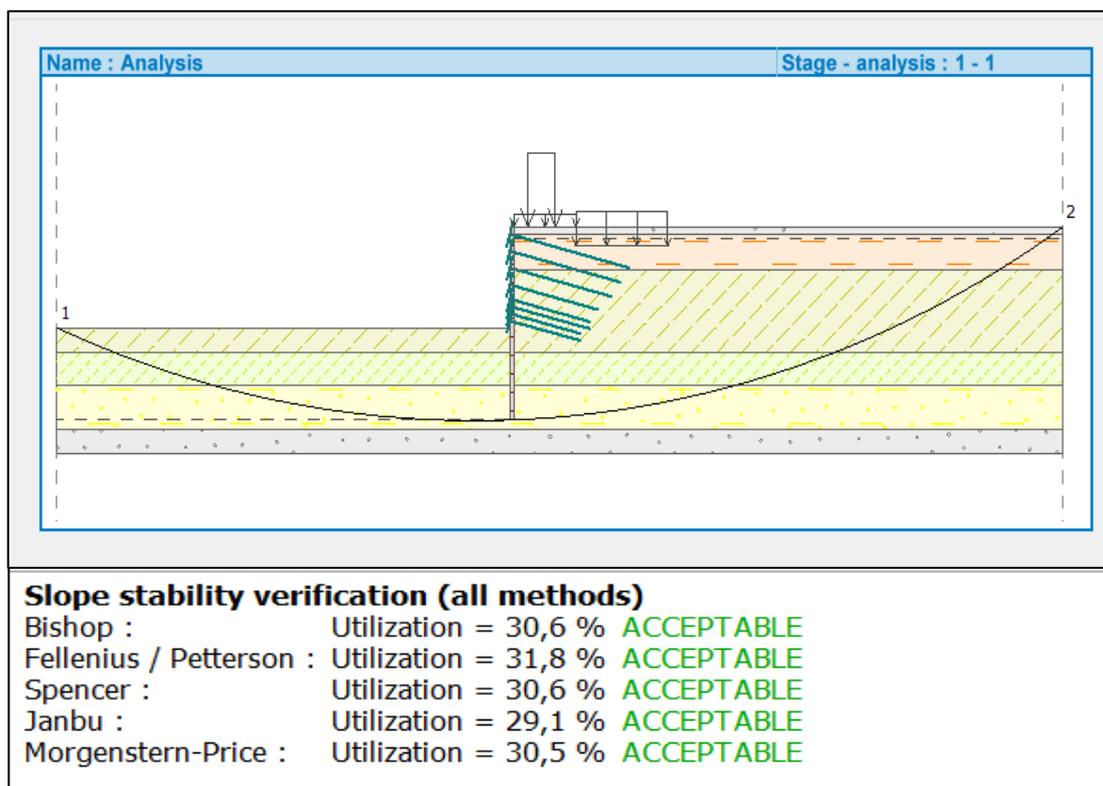


Figure 4.4 : Schéma présentant le cercle de glissement le plus critique (solution adoptée sur site : 100% tirants).

- Le coefficient de sécurité le plus critique  $F_s = 3.14$  donc la stabilité au glissement est vérifié.

#### 4.9.1.4 Synthèse de la solution adoptée sur site à 100% tirants

Le déplacement maximum de la paroi a été obtenu en phase n°9 est vaut 20.9mm. Cette valeur est en dessous du seuil critique qui varie entre 0.1% et 0.2% de la profondeur maximal de l'excavation [10], ( $21\text{mm} \leq \text{Déformation max} \leq 42\text{mm}$ ).

La stabilité externe au glissement a été vérifiée avec un  $F_s = 3.14$  et la stabilité interne de l'ensemble des tirants a été vérifiée.

Néanmoins, cette solution qui a été proposée sur site nous semble surestimée. Par conséquent, nous allons tenter de proposer d'autres solutions avec un déplacement qui se rapproche le plus au seuil critique. Dans ce mémoire, nous allons investiguer quatre (04) variantes proposées : une à 100 % tirants, deux à 100 % butons et une solution mixte.

## CHAPITRE IV : MODELISATION DES PAROIS MOULÉES

### 4.9.1.5 Estimation de coût des supports horizontaux pour la solution adoptée sur site (100% tirants)

Les prix donnés par l'entreprise COSIDER :

- 19 431 DA /ml pour un tirant provisoire de 4 torons.
- 23 684 DA /ml pour un tirant provisoire de 7 torons.

Tableau 4.12 : Coût des tirants pour la solution adoptée sur site : 100% tirants.

	<b>Le nombre de tirants</b>	<b>La longueur (m)</b>	<b>Le coût (DA)</b>
<b>1<sup>er</sup> Lit (4 torons)</b>	97	40	<b>75392280</b>
<b>2<sup>ème</sup> Lit (4 torons)</b>	97	35	<b>65968245</b>
<b>3<sup>ème</sup> Lit (4 torons)</b>	97	33	<b>62198631</b>
<b>4<sup>ème</sup> Lit (7 torons)</b>	97	34	<b>78109832</b>
<b>5<sup>ème</sup> Lit (7 torons)</b>	97	32	<b>73515136</b>
<b>6<sup>ème</sup> Lit (7 torons)</b>	97	32	<b>73515136</b>
<b>7<sup>ème</sup> Lit (7 torons)</b>	97	30	<b>68920440</b>
<b>8<sup>ème</sup> Lit (7 torons)</b>	97	30	<b>68920440</b>
			<b>Totale :</b> <b>556 540 140 DA</b>

Cette solution qui a été adoptée sur site coûte **556 540 140 DA** 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.

## CHAPITRE IV : MODELISATION DES PAROIS MOULÉES

### 4.9.2 Vérification de la solution proposée : 1<sup>ère</sup> variante (100% Tirants)

En adoptant des tirants d'ancrages comme supports horizontaux et dont le but d'atteindre la solution optimale, nous avons proposé comme solution une 1<sup>ère</sup> variante pour soutenir l'excavation de la station d'étude. L'objectif est d'arriver à une solution optimale ayant un coût moins cher tout en assurant les critères de stabilité de l'ouvrage.

Pour cette variante, nous avons proposé 6 lits de tirants d'ancrages (longueur qui varie entre 38m à 40m) espacé de 1.3m.

Il est à noter que le déplacement maximum de la paroi toléré qui correspond au seuil critique varie entre 0.1% et 0.2% de la profondeur maximale de l'excavation [10]. Nous avons adopté un seuil de 42mm correspondant à 0.2% de la profondeur d'excavation qui est de 21m. Ce seuil a été transmis par le maître d'œuvre.

#### 4.9.2.1 Les caractéristiques des tirants d'ancrages

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

Tableau 4.13 : Positionnement et caractéristiques des tirants (1<sup>ère</sup> variante 100% Tirants).

Cote (m)	Nombre de torons	Section nominale A (mm <sup>2</sup> )	Inclination (°)	Espacement (m)	Longueur libre (m)	Longueur scellement (m)
1,50	4	560	15	1,30	30,00	10,00
6,50	4	560	15	1,30	27,00	13,00
11,50	7	560	15	1,30	25,00	13,00
14,50	7	980	15	1,30	25,00	13,00
16,50	7	980	15	1,30	25,00	13,00
18,50	7	980	15	1,30	25,00	13,00

### 4.9.2.2 Phasage de calcul

Phase 0 : Définition des caractéristiques de la paroi ainsi que les surcharges :

Surcharges : Circulation :  $q=10 \text{ kN/m}^2$ .

Grue de chantier :  $q=150 \text{ kN/m}^2$ .

Bâtiment :  $q=70 \text{ kN/m}^2$ .

Phase 1 : Excavation jusqu'au premier niveau de tirants d'ancrage (1,50 + 0,5m).

Phase 2 : Pose du premier niveau de tirants d'ancrage (1,50 m).

Charge de précontrainte : 250 kN.

Phase 3 : Excavation jusqu'au deuxième niveau de tirants d'ancrage (6,50 + 0,5 m).

Phase 4 : Pose du deuxième niveau de tirants d'ancrage (6,50 m).

Charge de précontrainte : 300kN.

Phase 5 : Excavation jusqu'au troisième niveau de tirants d'ancrage (11,50 + 0,5 m).

Phase 6 : Pose du troisième niveau de tirants d'ancrage (11,50 m).

Charge de précontrainte : 700kN.

Phase 7 : Excavation jusqu'au quatrième niveau de tirants d'ancrage (14,50 + 0,5 m).

Phase 8 : Pose du quatrième niveau de tirants d'ancrage (14,50 m).

Charge de précontrainte : 750kN.

Phase 9 : Excavation jusqu'au cinquième niveau de tirants d'ancrage (16,50 + 0,5 m).

Phase 10 : Pose du cinquième niveau de tirants d'ancrage (16,50 m).

Charge de précontrainte : 750kN.

Phase 11 : Excavation jusqu'au sixième niveau de tirants d'ancrage (18,50 + 0,5 m).

Phase 12 : Pose du sixième niveau de tirants d'ancrage (18,50 m).

Charge de précontrainte : 750kN.

Phase 13 : Excavation maximale (21,00 m).

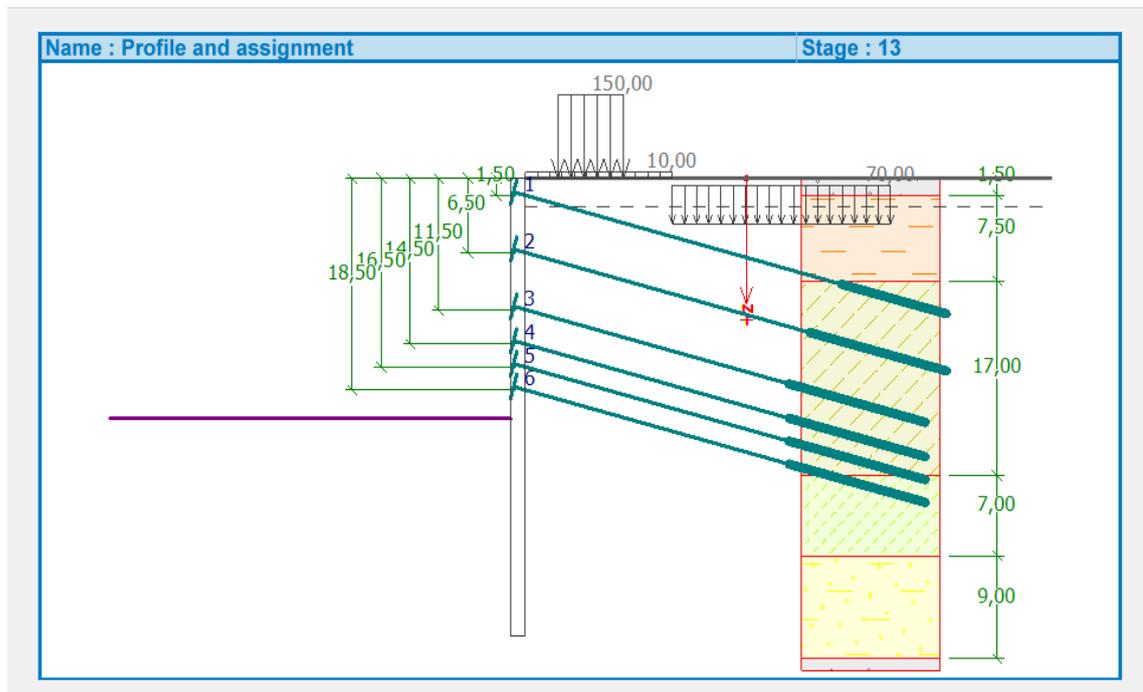


Figure 4.5 : Positionnements des tirants d'ancrages (1<sup>ère</sup> variante : 100% tirants).

Le tableau 4.14 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.

## CHAPITRE IV : MODELISATION DES PAROIS MOULÉES

Tableau 4.14 : Résultats des efforts internes et déplacements de la paroi (1<sup>ère</sup> variante : 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	2,00 m		41.96	227.37	9.8
2		1.5 m	155.24	249.35	5.0
3	7.00 m		205.74	455.11	13.1
4		6.5 m	189.43	312.86	10.5
5	12 m		403.50	1060.86	34.8
6		11.5 m	554.07	829.08	33.8
7	15,00 m		337.66	1000.90	37.4
8		14.5 m	510.78	1062.05	36.2
9	17,00 m		376.29	914.05	36.7
10		16.5 m	462.18	996.96	36.2
11	19,00 m		438.05	846.37	36.1
12		18.5 m	443.77	949.65	36.1
13	21,00 m		519.62	836.03	35.8

### 4.9.2.3 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 utilisations en fonction du phasage des travaux.

## CHAPITRE IV : MODELISATION DES PAROIS MOULÉES

- **La 1<sup>ère</sup> phase** : Excavation à 2 m de profondeur.
- **La 2<sup>ème</sup> phase** : Mise en place de la 1<sup>ère</sup> ligne de tirants à 1.5 m de profondeur.

Tableau 4.15 : Efforts internes et déformation des tirants (Phase 2 : 1<sup>ère</sup> variante : 100 % tirants).

Phase 2 : tirants à 1.5 m				
Tirants	Déformation [mm]	Force de l'ancrage [kN]	Force de l'ancrage max. admissible [kN]	Utilisation [%]
<b>1</b>	-2.5	250.00	5537.29	<b>4.51</b>

- **La 3<sup>ème</sup> phase** : Excavation à 7 m de profondeur.

Tableau 4.16 : Efforts internes et déformation des tirants (Phase 3 : 1<sup>ère</sup> variante : 100% tirants).

Phase 3 : excavation à 7 m				
Tirants	Déformation [mm]	Force de l'ancrage [kN]	Force de l'ancrage max. admissible [kN]	Utilisation [%]
<b>1</b>	-13	288.16	5106.17	<b>5.64</b>

- **La 4<sup>ème</sup> phase** : Mise en place de la 2<sup>ème</sup> ligne de tirants à 6.5 m de profondeur

Tableau 4.17 : Efforts internes et déformation des tirants (Phase 4 : 1<sup>ère</sup> variante : 100% tirants).

Phase 4 : tirants à 6.5 m				
Tirants	Déformation [mm]	Force de l'ancrage [kN]	Force de l'ancrage max. admissible [kN]	Utilisation [%]
<b>1</b>	-10.2	278.05	5106.17	<b>5.45</b>
<b>2</b>	-10.1	300.00	6075.89	<b>4.94</b>

- **La 5<sup>ème</sup> phase** : Excavation à 12 m de profondeur.

## CHAPITRE IV : MODELISATION DES PAROIS MOULÉES

Tableau 4.18 : Efforts internes et déformation des tirants (phase 5 : 1<sup>ère</sup> variante: 100% tirants).

Phase 5: excavation à 12 m				
Tirants	Déformation [mm]	Force de l'ancrage [kN]	Force de l'ancrage max. admissible [kN]	Utilisation [%]
<b>1</b>	-34.1	364.88	3834.99	<b>9.51</b>
<b>2</b>	-34.4	398.03	4359.21	<b>9.13</b>

- **La 6<sup>ème</sup> phase** : Mise en place de la 3<sup>ème</sup> ligne de tirants à 11.5 m de profondeur

Tableau 4.19 : Efforts internes et déformation des tirants (Phase 6 : 1<sup>ère</sup> variante: 100% tirants).

Phase 6: tirants à 11.5 m				
Tirants	Déformation [mm]	Force de l'ancrage [kN]	Force de l'ancrage max. admissible [kN]	Utilisation [%]
<b>1</b>	-33.6	363.18	3834.99	<b>9.47</b>
<b>2</b>	-31.7	387.20	4361.29	<b>8.88</b>
<b>3</b>	-24	700.00	5008.18	<b>13.98</b>

- **La 7<sup>ème</sup> phase** : Excavation à 15 m de profondeur.

Tableau 4.20 : Efforts internes et déformation des tirants (Phase 7 : 1<sup>ère</sup> variante: 100% tirants).

Phase 7 : excavation à 15 m				
Tirants	Déformation [mm]	Force de l'ancrage [kN]	Force de l'ancrage max. admissible [kN]	Utilisation [%]
<b>1</b>	-33.1	361.36	2879.70	<b>12.55</b>
<b>2</b>	-37.2	409.60	3510.82	<b>11.67</b>
<b>3</b>	-34.8	782.68	3979.27	<b>19.67</b>

## CHAPITRE IV : MODELISATION DES PAROIS MOULÉES

- **La 8<sup>ème</sup> phase** : Mise en place de la 4<sup>ème</sup> ligne de tirants à 14.5 m de profondeur.

Tableau 4.21 : Efforts internes et déformation des tirants (Phase 8 : 1<sup>ère</sup> variante : 100% tirants).

Phase 8 : tirants à 14.5 m				
Tirants	Déformation [mm]	Force de l'ancrage [kN]	Force de l'ancrage max. admissible [kN]	Utilisation [%]
<b>1</b>	-33.9	364.12	2879.70	<b>12.64</b>
<b>2</b>	-36.2	405.54	3507.44	<b>11.56</b>
<b>3</b>	-31.9	760.11	3980.87	<b>1,38</b>
<b>4</b>	-26.2	750.00	4215.67	<b>3,35</b>

- **La 9<sup>ème</sup> phase** : Excavation à 17 m de profondeur.

Tableau 4.22 : Efforts internes et déformation des tirants (Phase 9 : 1<sup>ère</sup> variante: 100% tirants).

Phase 9 : excavation à 17 m				
Tirants	Déformation [mm]	Force de l'ancrage [kN]	Force de l'ancrage max. admissible [kN]	Utilisation [%]
<b>1</b>	-32.5	359,20	1939,44	<b>18.52</b>
<b>2</b>	-36,5	406,55	2927,02	<b>13.89</b>
<b>3</b>	-34,6	780,94	3411,91	<b>22.89</b>
<b>4</b>	-30,8	784,86	3549,57	<b>22.11</b>

- **La 10<sup>ème</sup> phase** : Mise en place de la 5<sup>ème</sup> ligne de tirants à 16.5 m de profondeur.

## CHAPITRE IV : MODELISATION DES PAROIS MOULÉES

Tableau 4.23 : Efforts internes et déformation des tirants (Phase 10 : 1<sup>ère</sup> variante: 100% tirants).

Phase 10 : tirant à 16.5 m				
Tirants	Déformation [mm]	Force de l'ancrage [kN]	Force de l'ancrage max. admissible [kN]	Utilisation [%]
<b>1</b>	-33,4	362,32	1939,44	<b>18.68</b>
<b>2</b>	-36,2	405,43	2923,19	<b>13.87</b>
<b>3</b>	-32,7	766,25	3409,45	<b>22.47</b>
<b>4</b>	-27,8	761,81	3565,15	<b>21.37</b>
<b>5</b>	-24,2	750,00	3519,02	<b>21.31</b>

- **La 11<sup>ème</sup> phase** : Excavation à 19 m de profondeur.

Tableau 4.24 : Efforts internes et déformation des tirants (Phase 11 : 1<sup>ère</sup> variante : 100% tirants).

Phase 11: excavation à 19 m				
Tirants	Déformation [mm]	Force de l'ancrage [kN]	Force de l'ancrage max. admissible [kN]	Utilisation [%]
<b>1</b>	-32,4	358,51	1114,54	<b>32.17</b>
<b>2</b>	-35,9	404,41	2025,09	<b>19.97</b>
<b>3</b>	-34,0	776,61	2903,81	<b>26.74</b>
<b>4</b>	-30,8	784,83	2973,59	<b>26.39</b>
<b>5</b>	-28,4	781,84	2829,01	<b>27.64</b>

## CHAPITRE IV : MODELISATION DES PAROIS MOULÉES

- **La 12<sup>ème</sup> phase** : Mise en place de la 6<sup>ème</sup> ligne de tirants à 18.5 m de profondeur.

Tableau 4.25 : Efforts internes et déformation des tirants (Phase 12 : 1<sup>ère</sup> variante: 100% tirants).

<b>Phase 12 : tirant à 18.5 m</b>				
Tirants	Déformation [mm]	Force de l'ancrage [kN]	Force de l'ancrage max. admissible [kN]	Coefficient de sécurité
<b>1</b>	-33,1	361,25	1114,54	<b>32.41</b>
<b>2</b>	-36,1	404,90	2021,74	<b>20.03</b>
<b>3</b>	-33,0	768,40	2899,84	<b>26.50</b>
<b>4</b>	-28,5	767,78	2979,71	<b>25.77</b>
<b>5</b>	-25,4	759,15	2856,05	<b>26.58</b>
<b>6</b>	-22,5	750,00	2825,60	<b>26.54</b>

- **La 13<sup>ème</sup> phase** : Excavation à 21 m de profondeur.

Tableau 4.26 : Efforts internes et déformation des tirants (Phase 13 : 1<sup>ère</sup> variante 100% tirants).

<b>Phase 13 : excavation à 21 m</b>				
Tirants	Déformation [mm]	Force de l'ancrage [kN]	Force de l'ancrage max. admissible [kN]	Coefficient de sécurité
<b>1</b>	-32,4	358,80	549,15	<b>65.34</b>
<b>2</b>	-35,7	403,44	1418,42	<b>28.44</b>
<b>3</b>	-33,5	772,55	2429,40	<b>31.80</b>
<b>4</b>	-30,3	780,94	2584,75	<b>30.21</b>
<b>5</b>	-28,2	780,29	2406,98	<b>32.42</b>
<b>6</b>	-26,3	779,01	2309,90	<b>33.72</b>

## CHAPITRE IV : MODELISATION DES PAROIS MOULÉES

### 4.9.2.4 Vérification de la stabilité au glissement

La figure 4.5 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.

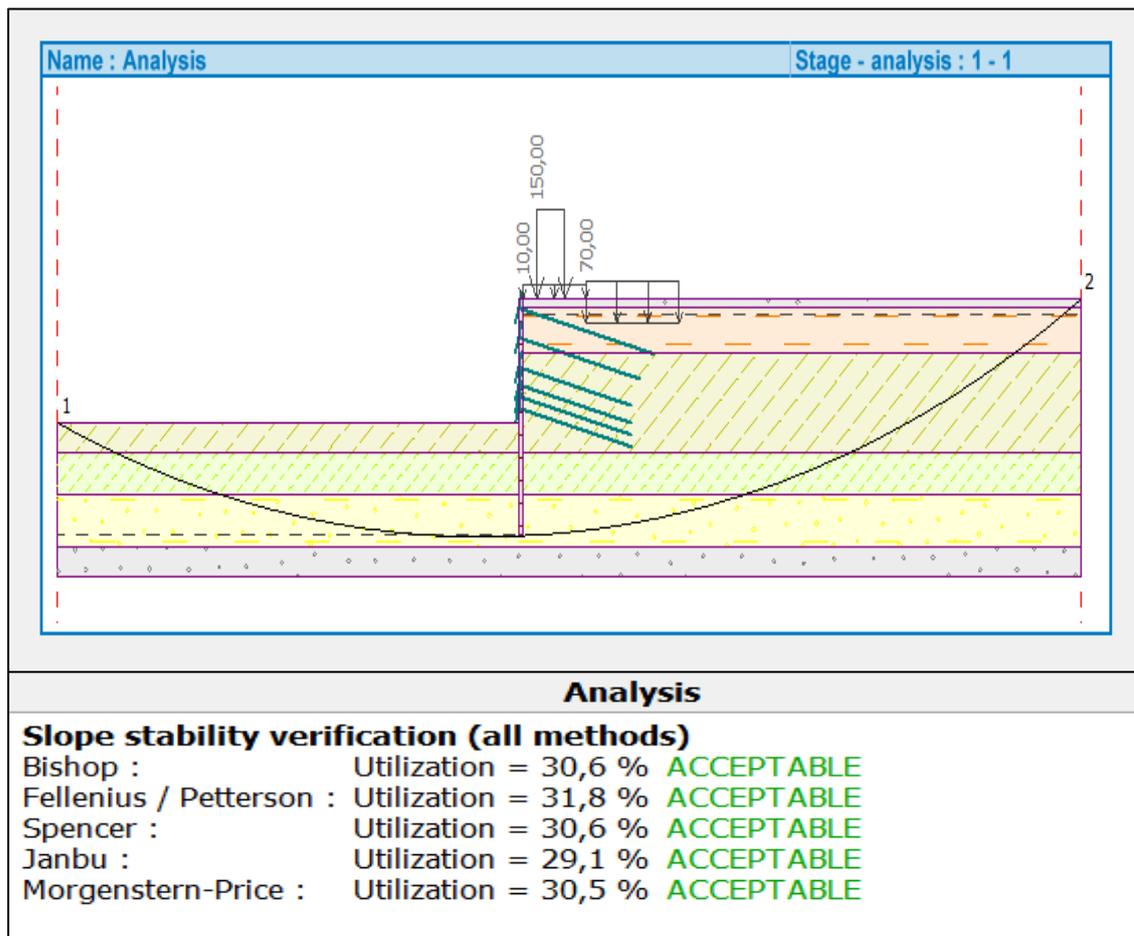


Figure 4.6 : Schéma présentant le cercle de glissement le plus critique (1<sup>ère</sup> variante: 100% tirants).

- Le coefficient de sécurité le plus critique  $F_s = 3.14$  donc la stabilité au glissement est vérifiée.

## CHAPITRE IV : MODELISATION DES PAROIS MOULÉES

### 4.9.2.5 Synthèse de la solution proposée à 100% tirants (Variante n°1)

Nous avons proposé une solution à 100% tirants qui nous a fourni un déplacement maximal de 37.4 mm enregistré dans la 7<sup>ème</sup> phase des travaux (phase N°7). Cette valeur de déplacement est inférieure au seuil de déplacement admissible qui varie entre 0.1% et 0.2% de la profondeur maximal de l'excavation [9], ( $21\text{mm} \leq \text{Déformation max} \leq 42\text{mm}$ ). Par ailleurs, la stabilité interne des tirants d'ancrage est vérifiée pour l'ensemble des phases de construction de la paroi moulée.

La stabilité globale au glissement a été également vérifiée avec un coefficient de sécurité  $F_s=3.14$ .

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

Les prix donnés par l'entreprise COSIDER :

- 19 431 DA /ml pour un tirant provisoire de 4 torons.
- 23 684 DA /ml pour un tirant provisoire de 7 torons.

Tableau 4.27 : Coût des tirants pour la solution proposé (100% tirants) 1<sup>ère</sup> variante.

	Le nombre de tirants	La longueur (m)	Le coût (DA)
<b>1<sup>er</sup> Lit (4 torons)</b>	97	40	<b>75392280</b>
<b>2<sup>ème</sup> Lit (4 torons)</b>	97	40	<b>75392280</b>
<b>3<sup>ème</sup> Lit (7 torons)</b>	97	38	<b>87299224</b>
<b>4<sup>ème</sup> Lit (7 torons)</b>	97	38	<b>87299224</b>
<b>5<sup>ème</sup> Lit (7 torons)</b>	97	38	<b>87299224</b>
<b>6<sup>ème</sup> Lit (7 torons)</b>	97	38	<b>87299224</b>
<b>Totale :</b>			<b>499 981 456DA</b>

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

---

Cette solution qui coûte **499 981 456 DA** en supports horizontaux nous a permis de gagner en prix un montant de **66 558 684 DA** soit une réduction de 10.16% par rapport au prix de la solution adoptée sur site.

### 4.10 Vérification de la stabilité de la paroi moulée avec des supports horizontaux à 100% butons (2<sup>ème</sup> variante)

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

Nous avons proposé 7 lits de butons de section HEB500. Les caractéristiques géométriques des butons ainsi que leurs positionnements sont illustrés dans le tableau 4.28 et la figure 4.7 respectivement.

Tableau 4.28 : Caractéristiques des butons (2<sup>ème</sup> variante : 100% butons).

Caractéristique des butons pour la 2 <sup>ème</sup> variante				
Profile	Longueur (m)	Distance entre butons (m)	Surface (mm <sup>2</sup> )	Module élastique E(MPa)
HEB500	27	2	23864	210000

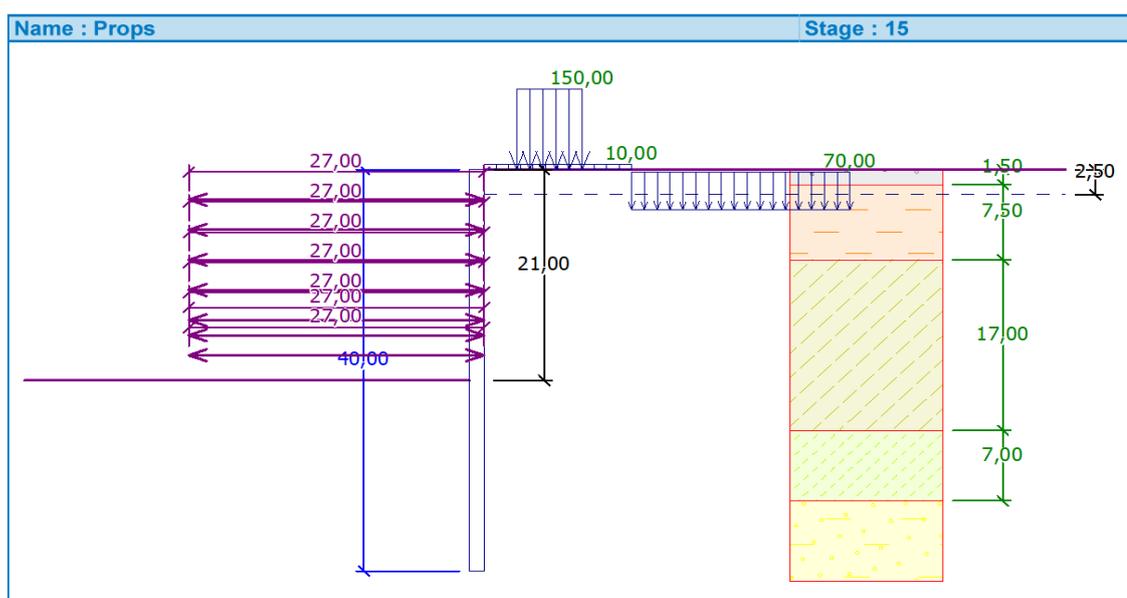


Figure 4.7 : Positionnement des butons (2<sup>ème</sup> variante : 100% butons).

## CHAPITRE IV : MODELISATION DES PAROIS MOULÉES

Tableau 4.29 : Résultats des efforts internes et déplacements de la paroi (2<sup>ème</sup> variante : 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	5	-	182,67	831,26	34,2
2	-	3 m	185,25	828,29	34,1
3	8 m		235,31	637,93	34,0
4	-	6 m	236,57	637,33	33,9
5	13m	-	492,10	1119,40	29,1
6	-	9 m	491,62	1119,80	29,1
7	15 m	-	497,52	1503,18	33,5
8	-	12 m	497,52	1503,18	33,5
9	17 m	-	519,94	1719,37	37,7
10	-	15 m	519,94	1719,37	37,7
11	18 m	-	488,93	1658,01	39,0
12		16.5	489,43	1654,74	39,0
13	20		478,29	1695,80	40,8
14		18.5	477,04	1700,25	40,8
15	21		497,08	1687,65	41,5

Le tableau 4.29 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.

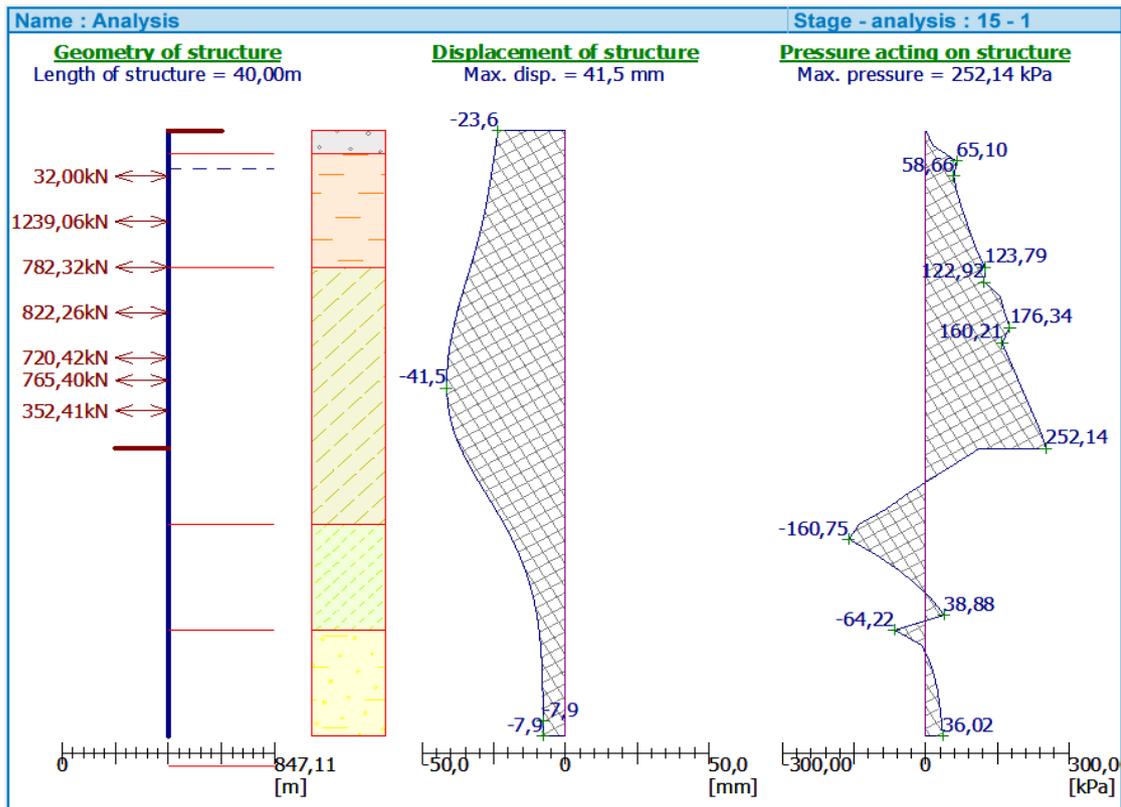


Figure 4.8 : Schéma représentant les pressions agissant sur la paroi et le déplacement maximal de la paroi (2<sup>ème</sup> variante : 100% butons).

La figure 4.8 montre le déplacement et la pression agissante sur cette paroi obtenue pour un déplacement maximum de 41.5 mm enregistré en phase n°15.

### 4.10.1 Les réactions dans les butons

Le tableau 4.30 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 **5608 kN** donc la stabilité interne de l'ensemble des butons est vérifiée.

## CHAPITRE IV : MODELISATION DES PAROIS MOULÉES

Tableau 4.30 : Les réactions dans les butons (2<sup>ème</sup> variante : 100% butons).

PHASE	Réactions obtenus en [kN]						
	Butons 1	Butons 2	Butons 3	Butons 4	Butons 5	Butons 6	Buton7
Excavation	-	-	-	-	-	-	-
Butons 1	-4.32	-	-	-	-	-	-
Excavation	428.33	-	-	-	-	-	-
Butons 2	424.57	1.94	-	-	-	-	-
Excavation	356.61	1193.93	-	-	-	-	-
Butons 3	356.75	1193.64	-0.01	-	-	-	-
Excavation	188.66	1351.57	654.83	-	-	-	-
Butons 4	188.66	<b>1351.57</b>	654.83	0	-	-	-
Excavation	69.04	1329.23	870.37	713.90	-	-	-
Butons 5	69.04	1329.23	870.37	713.90	0	-	-
Excavation	46.3	1301.16	866.80	813.83	323.51	-	-
Butons 6	47.17	1302.08	866.94	812.70	319.75	9.42	-
Excavation	32.03	1255.08	812.01	843.97	656.65	607.20	-
Butons7	32.02	1255.53	812.86	844.59	655.55	603.73	8.85
Excavation	32	1239.06	782.32	822.26	720.42	765.40	352.41

### 4.10.2 Vérification de la stabilité au glissement

La figure 4.9 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.

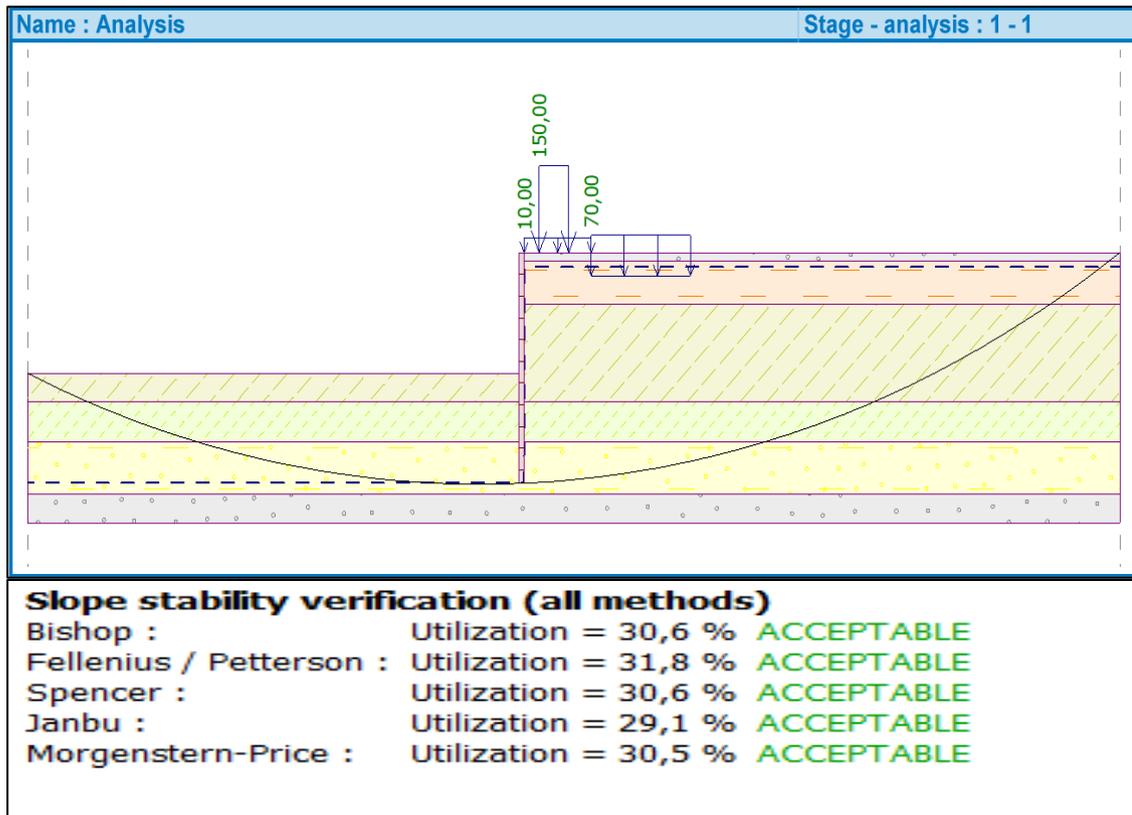


Figure 4.9 : Schéma présentant le cercle de glissement le plus critique (2<sup>ème</sup> variante : 100% butons).

Le coefficient de sécurité le plus critique  $F_s = 3.14$  donc la stabilité au glissement est vérifié.

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

Le déplacement maximum de la paroi a été obtenu en phase n°15 est vaut 41.5 mm. Cette valeur est juste en dessous du seuil critique fixé à 42mm.

Les valeurs maximales de l'effort tranchant et du moment fléchissant sont obtenus en phase n°9 avec (519.94 kN/m) et (1719.37kN.m/m) respectivement.

La stabilité externe au glissement a été vérifiée avec un  $F_s = 3.14$  et la stabilité interne de l'ensemble des butons a été vérifiée.

## CHAPITRE IV : MODELISATION DES PAROIS MOULÉES

### 4.10.4 Estimation de coût des supports horizontaux pour la solution proposée (100% butons)

Le prix donné par l'entreprise COSIDER :

- 38000 DA/ml pour un seul butons (HEB 500).

Tableur 4.31 : Coût de la solution la solution proposée (2<sup>ème</sup> variante : 100% butons).

Nombre de butons (HEB500)	Prix d'un seul butons (DA)	Prix Totale (DA)
385	1026000	<b>395010000</b>

Cette solution qui coûte **395010000DA** en supports horizontaux nous a permis de gagner en prix un montant de **161530140 DA** soit une réduction de **23.03%** par rapport au prix de la solution adoptée sur site.

### 4.11 Vérification de la stabilité de la paroi moulée avec des supports horizontaux à 100% butons (3<sup>ème</sup> variante)

Nous avons proposé 4 lits de butons de section 2HEB500. Les caractéristiques géométriques des butons ainsi que leurs positionnements sont illustrées dans le tableau 4.32 et la figure 4.10 respectivement.

Tableau 4.32 : Caractéristiques des butons (3<sup>ème</sup> variante : 100% butons).

Caractéristique des butons pour la 3 <sup>ème</sup> variante				
Profile	Longueur (m)	Distance entre butons (m)	Surface (mm <sup>2</sup> )	Module élastique E(MPa)
2HEB500	27	3	47728	210000

## CHAPITRE IV : MODELISATION DES PAROIS MOULÉES

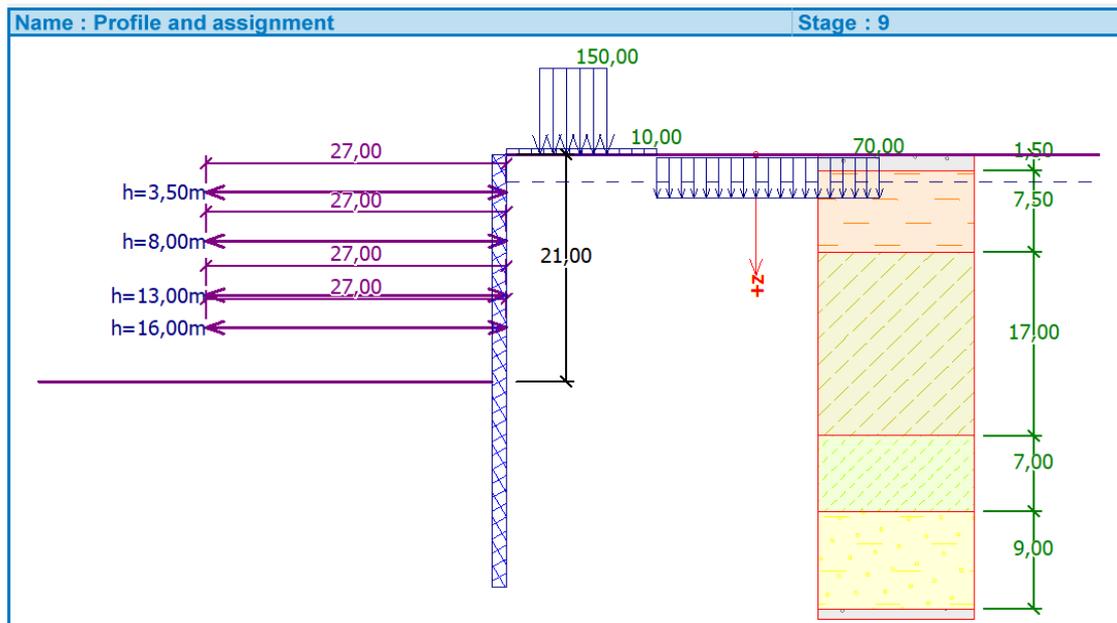


Figure 4.10 : Positionnement des butons (3<sup>ème</sup> variante : 100% butons).

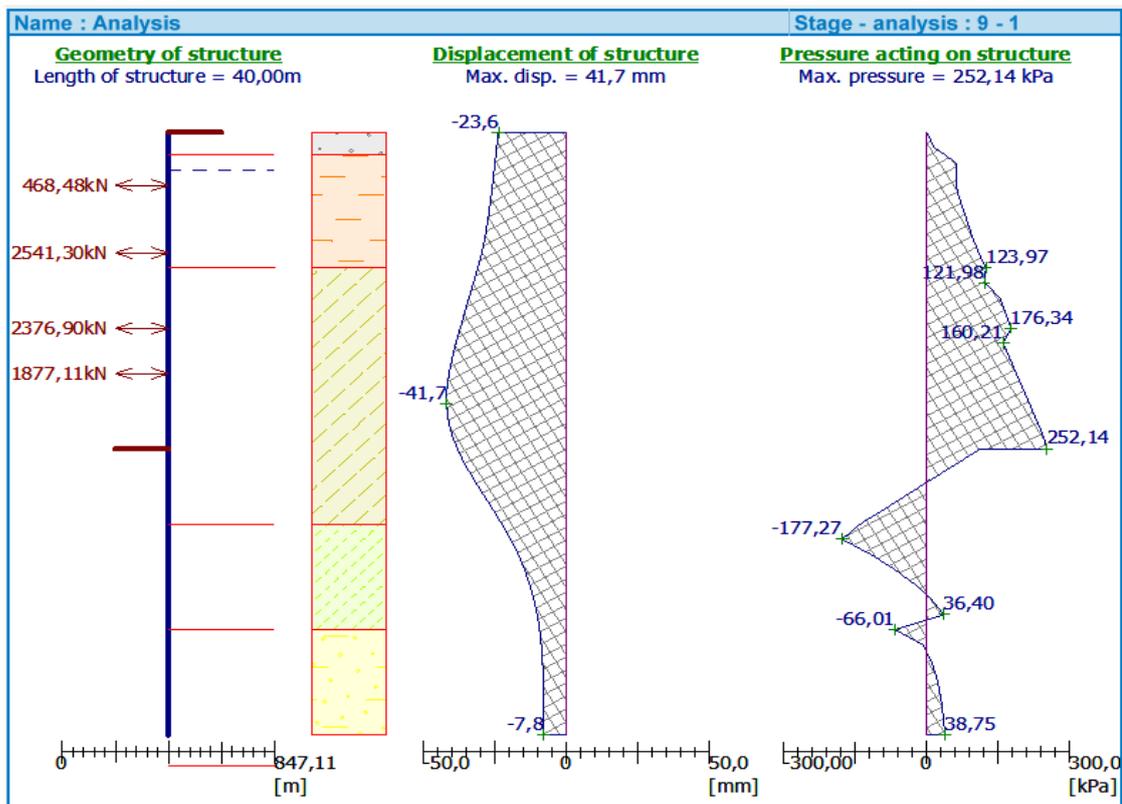
Le tableau 4.33 présente les résultats obtenus des efforts internes à savoir : l'effort tranchant et le moment fléchissant, ainsi que le déplacement maximum de la paroi au fur et à mesure du phasage des travaux.

Tableau 4.33 : Résultats des efforts internes et déplacement de la paroi (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	5 m	-	182,67	831,26	34,2
2		3.5 m	185,40	828,16	34,2
3	10 m		293,90	552,62	30,8
4		8 m	294,19	552,78	30,8
5	15 m	-	638,97	1378,05	31,2
6		13 m	638,97	1378,05	31,2
7	18 m	-	598,89	1620,20	36,3
8		16 m	598,89	1620,20	36,3
9	21 m	-	684,14	2063,85	41,7

## CHAPITRE IV : MODELISATION DES PAROIS MOULÉES

La figure 4.11 montre l'allure de la déformée de la paroi ainsi que la pression agissante sur cette paroi obtenu pour un déplacement maximum de **41.7mm** enregistré en phase n°9.



### 4.11.1 Les réactions dans les butons

Le tableau 4.34 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 **5608 kN** donc la stabilité interne de l'ensemble des butons est vérifiée.

## CHAPITRE IV : MODELISATION DES PAROIS MOULÉES

Tableau 4.34 : Les réactions dans les butons (3<sup>ème</sup> variante : 100% butons).

PHASE	Réactions obtenus en [kN]			
	Butons 1	Butons 2	Butons 3	Butons 4
Excavation	-	-	-	-
Butons 1	-6,69	-	-	-
Excavation	1160,49	-	-	-
Butons 2	1158,29	2,16	-	-
Excavation	797,87	2574,82	-	-
Butons 3	797,87	2574,82	0	-
Excavation	559,16	<b>2743,72</b>	1929,91	-
Butons 4	559,16	2743,72	1929,91	0
Excavation	468,48	2541,30	2376,90	1877,11

### 4.11.2 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.

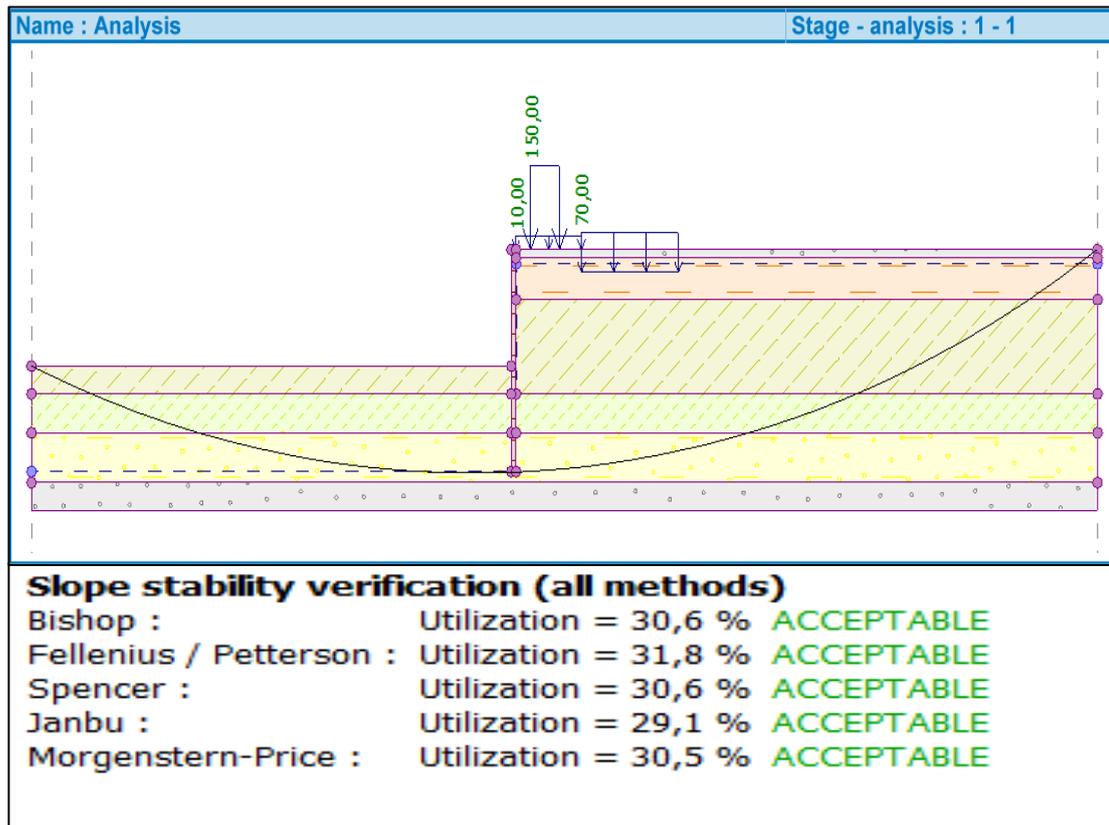


Figure 4.12 : Schéma présentant le cercle de glissement le plus critique (3<sup>ème</sup> variante : 100% butons).

Le coefficient de sécurité le plus critique  $F_s = 3.14$  donc la stabilité au glissement est vérifié.

### 4.11.3 Synthèse de la troisième solution proposée à 100% butons (Variante n°3)

Le déplacement maximum de la paroi a été obtenu en phase n°9 est vaut 41.7 mm. Cette valeur est en dessous du seuil critique.

Les valeurs maximales de l'effort tranchant et du moment fléchissant sont obtenus en phase n°9 avec (684,14kN/m) et (2063,85kN.m/m) respectivement.

La stabilité externe au glissement a été vérifiée avec un  $F_s = 3.14$  et la stabilité interne de l'ensemble des butons a été vérifiée.

## CHAPITRE IV : MODELISATION DES PAROIS MOULÉES

---

### 4.11.4 Estimation de coût des supports horizontaux pour la solution proposée à 100% butons (Variante n°3)

Le prix donné par l'entreprise COSIDER :

- 38000 DA/ml pour un seul butons (HEB 500)

Tableur 4.35 : Coût de la solution adopté sur site

Nombre de butons (2HEB500)	Prix d'un seul butons (DA)	Prix Totale (DA)
141	2052000	<b>289332000</b>

Cette solution qui coûte **289332000 DA** en supports horizontaux nous a permis de gagner en prix un montant de **267208140DA** soit une réduction de **48 %** par rapport au prix de la solution adoptée sur site.

### REMARQUE

La phase ascendante des deux variantes (2 et 3) n'a pas pu être réalisée car le nombre de dalles sur le site est insuffisant pour assurer la stabilité de l'ouvrage. Pour remédier à cette situation, des tirants d'ancrages vont être associés aux butons. Les tirants d'ancrage ont été choisis car ils n'ont pas besoin d'être retirés pour la réalisation des dalles et peuvent assurer la stabilité de l'ouvrage pendant sa construction.

## CHAPITRE IV : MODELISATION DES PAROIS MOULÉES

### 4.12 Vérification de la solution proposée (4<sup>ème</sup> variante : 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 4.36 et la figure 4.21 respectivement.

Tableau 4.36 : Les caractéristiques des butons (4<sup>ème</sup> variante : 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	4	1HEB500	27	3	23864	210000
2 <sup>ème</sup> Lits	10	1HEB500	27	3	23864	210000

#### Les caractéristiques des tirants

Les caractéristiques géométriques des tirants d'ancrages ainsi que leurs positionnements sont illustrées dans le tableau 4.37 et la figure 4.13 respectivement

Tableau 4.37 : Les caractéristiques des tirants d'ancrages (4<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	12.5	28	10	10	1.5	63.5
2 <sup>ème</sup> Lit	16.5	22	10	10	1.5	63.5
3 <sup>ème</sup> Lit	19	20	10	10	1.5	63.5

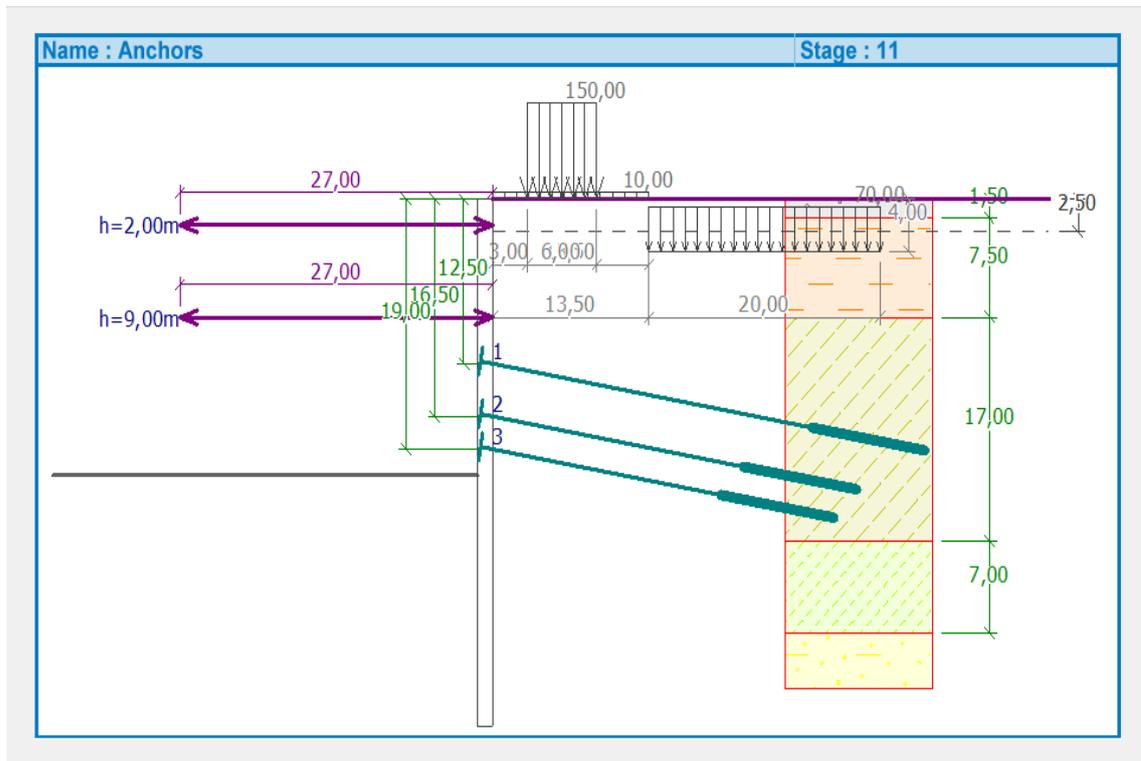


Figure 4.13 : Positionnement des butons et tirants d'ancrages (4<sup>ème</sup> variante : Soutènement mixte tirants et butons).

Le tableau 4.38 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.

## CHAPITRE IV : MODELISATION DES PAROIS MOULÉES

Tableau 4.38 : Résultats des efforts internes et déplacement de la paroi des différentes phases (phasage descendant : 4<sup>ème</sup> variante : 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	3,50 m	-	-	90,05	442,80	18,9
2	-	2,00 m	-	91,01	440,63	18,8
3	10,00 m	-	-	329,59	911,54	22,5
4	-	9,00 m	-	329,59	911,54	22,5
5	13,00 m	-	-	357,09	985,93	27,3
6	-	-	12,50 m	<b>506,34</b>	1015,59	26,0
7	17,00 m	-	-	442,84	1412,54	34,4
8	-	-	16,50 m	482,53	1166,79	32,5
9	19,50 m	-	-	489,89	<b>1481,91</b>	39,0
10	-	-	19,00 m	460,55	1373,55	37,5
11	21,00 m	-	-	453,39	1207,68	<b>39,1</b>

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 4.39.

## CHAPITRE IV : MODELISATION DES PAROIS MOULÉES

Tableau 4.39 : Résultats des efforts internes et déplacement de la paroi des différentes phases (phasage ascendant : 4<sup>ème</sup> variante : 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 21 m	-	454,96	1180,91	39,1
13	Dalle à 11.00 m	-	458,47	1181,85	39,1
14	-	Retiré le butons N°2	568,23	1209,89	38,4
15	Dalle à 4.00 m	-	568,32	1210,49	38,4
16	-	Retiré le butons N°1	544,85	1222,70	38,5

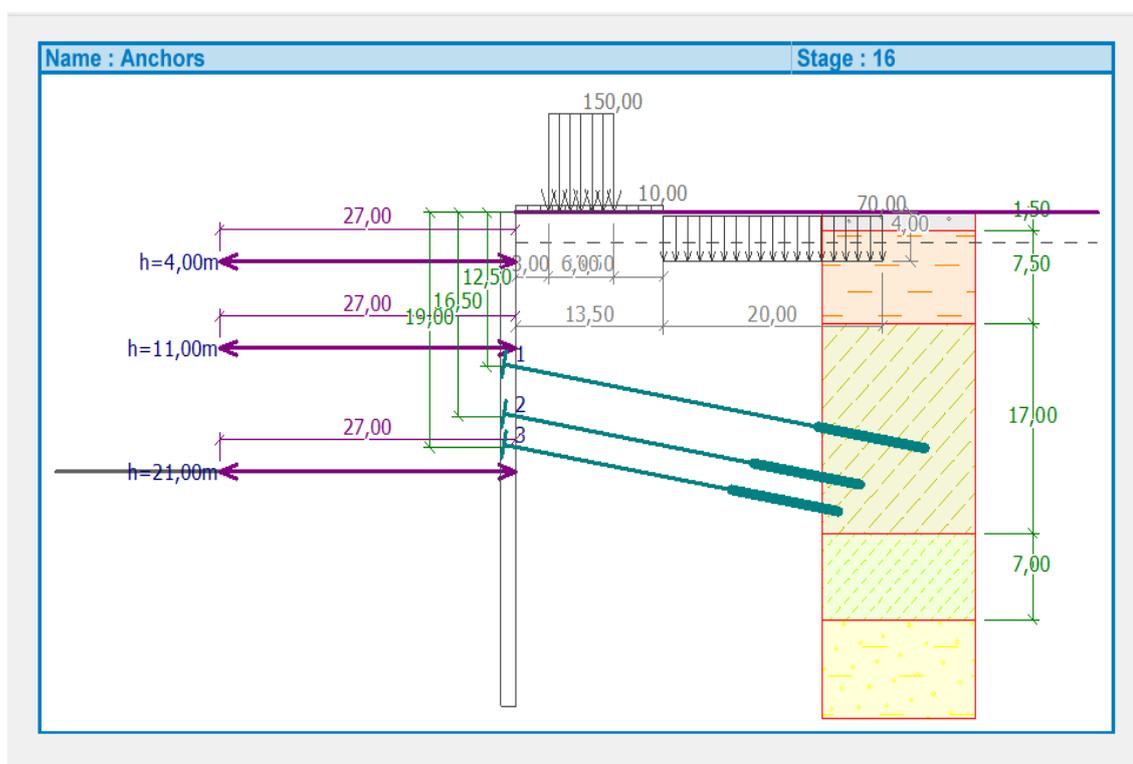


Figure 4.14 : Positionnement des dalles (4<sup>ème</sup> variante : Soutènement mixte tirants et butons).

## CHAPITRE IV : MODELISATION DES PAROIS MOULÉES

La figure 4.15 montre l'allure de la déformée de la paroi ainsi que la pression agissante sur cette paroi obtenu pour un déplacement maximum de 39.1 mm enregistré en phase n°11.

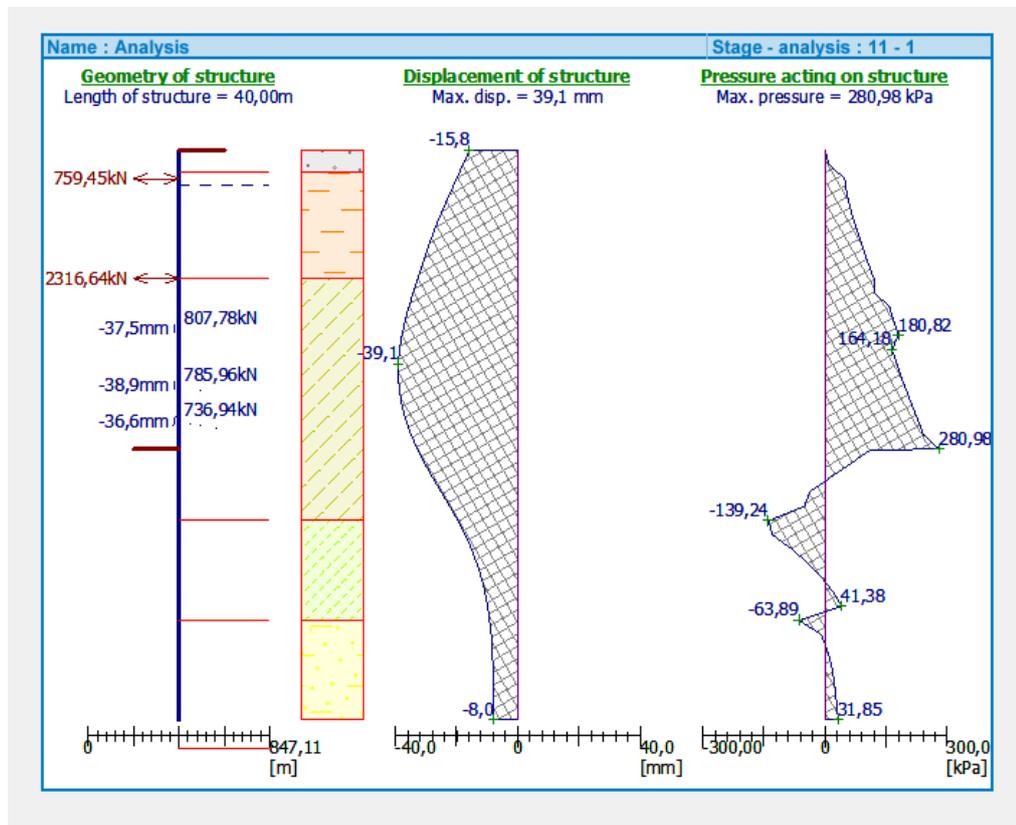


Figure 4.15 : Schéma représentant les pressions agissant sur la paroi et le déplacement maximal de la paroi (4<sup>ème</sup> variante : Soutènement mixte tirants et butons).

### 4.12.1 Les réactions dans les butons

Le tableau 4.40 présente les réactions qui règnent dans les butons au fur et à mesure de l'avancement des travaux.

## CHAPITRE IV : MODELISATION DES PAROIS MOULÉES

Tableau 4.40 : Les réactions dans les butons (4<sup>ème</sup> variante : Soutènement mixte tirants et butons).

PHASE		Les réactions dans les butons [kN]	
		Butons 1	Butons 2
Phase N°1	Excavation à 3.5 m	-	-
Phase N°2	Butons 1 à 2 m	-7,61	-
Phase N°3	Excavation à 10 m	1036,30	-
Phase N°4	Butons 2 à 9.00 m	1036,30	-
Phase N°5	Excavation à 13.00 m	1069,22	1287,21
Phase N°6	Tirant 1 à 12.50 m	<b>1104,14</b>	965,93
Phase N°7	Excavation à 17.00 m	850,99	2135,93
Phase N°8	Tirant 2 à 16.50 m	908.34	2019.92
Phase N°9	Excavation à 19.50 m	752.56	<b>2357.11</b>
Phase N°10	Tirant 3 à 19.00 m	793.09	2325.15
Phase N°11	Excavation à 21.00 m	759.45	2316.45

### 4.12.2 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 utilisations en fonction du phasage des travaux.

- **Phase N°6 :**

Tableau 4.41 : Efforts internes et déformation des tirants (Phase 6 : 4<sup>ème</sup> variante : Soutènement mixte tirants et butons).

Phase 6 : tirants à 12.5 m				
Tirants	Déformation [mm]	Force de l'ancrage [kN]	Force de l'ancrage max. admissible [kN]	Utilisation [%]
<b>1</b>	-21,7	700,00	6298,85	<b>11.11</b>

## CHAPITRE IV : MODELISATION DES PAROIS MOULÉES

### - Phase N°7 :

Tableau 4.42 : Efforts internes et déformation des tirants (Phase 7 : 4<sup>ème</sup> variante : Soutènement mixte tirants et butons).

Phase 7 : excavation à 17 m				
Tirants	Déformation [mm]	Force de l'ancrage [kN]	Force de l'ancrage max. admissible [kN]	Utilisation [%]
1	-34,3	786,25	4966,83	15.83

### - Phase N°8 :

Tableau 4.43 : Efforts internes et déformation des tirants (Phase 8 : 4<sup>ème</sup> variante : Soutènement mixte tirants et butons).

Phase 8 : tirants à 16.50 m				
Tirants	Déformation [mm]	Force de l'ancrage [kN]	Force de l'ancrage max. admissible [kN]	Utilisation [%]
1	-32,5	773,87	4107,74	18.84
2	-29,0	700,00	4564,55	15.34

### - Phase N°9 :

Tableau 4.44 : Efforts internes et déformation des tirants (Phase 9 : 4<sup>ème</sup> variante : Soutènement mixte tirants et butons).

Phase 9 : excavation à 19.5 m				
Tirants	Déformation [mm]	Force de l'ancrage [kN]	Force de l'ancrage max. admissible [kN]	Utilisation [%]
1	-37,8	809,98	3365,75	24.07
2	-38,8	785,20	3839,79	20.45

## CHAPITRE IV : MODELISATION DES PAROIS MOULÉES

### - Phase N°10 :

Tableau 4.45 : Efforts internes et déformations des tirants (Phase 10 : 4<sup>ème</sup> variante : Soutènement mixte tirants et butons).

Phase : tirants à 19 m				
Tirants	Déformation [mm]	Force de l'ancrage [kN]	Force de l'ancrage max. admissible [kN]	Utilisation [%]
<b>1</b>	-36,8	803,06	2532,40	<b>31.71</b>
<b>2</b>	-36,4	764,23	2980,69	<b>25.64</b>
<b>3</b>	-32,7	700,00	4114,96	<b>17.01</b>

### - Phase N°11 :

Tableau 4.46 : Efforts internes et déformation des tirants (Phase 11 : 4<sup>ème</sup> variante : Soutènement mixte tirants et butons).

Phase 11 : excavation à 21 m				
Tirants	Déformation [mm]	Force de l'ancrage [kN]	Force de l'ancrage max. admissible [kN]	Utilisation [%]
<b>1</b>	-37,5	807,78	1880,39	<b>42.96</b>
<b>2</b>	-38,9	785,96	2353,47	<b>33.40</b>
<b>3</b>	-36,6	736,94	3716,31	<b>19.83</b>

### 4.12.3 Vérification de la stabilité au glissement

La figure 4.16 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.

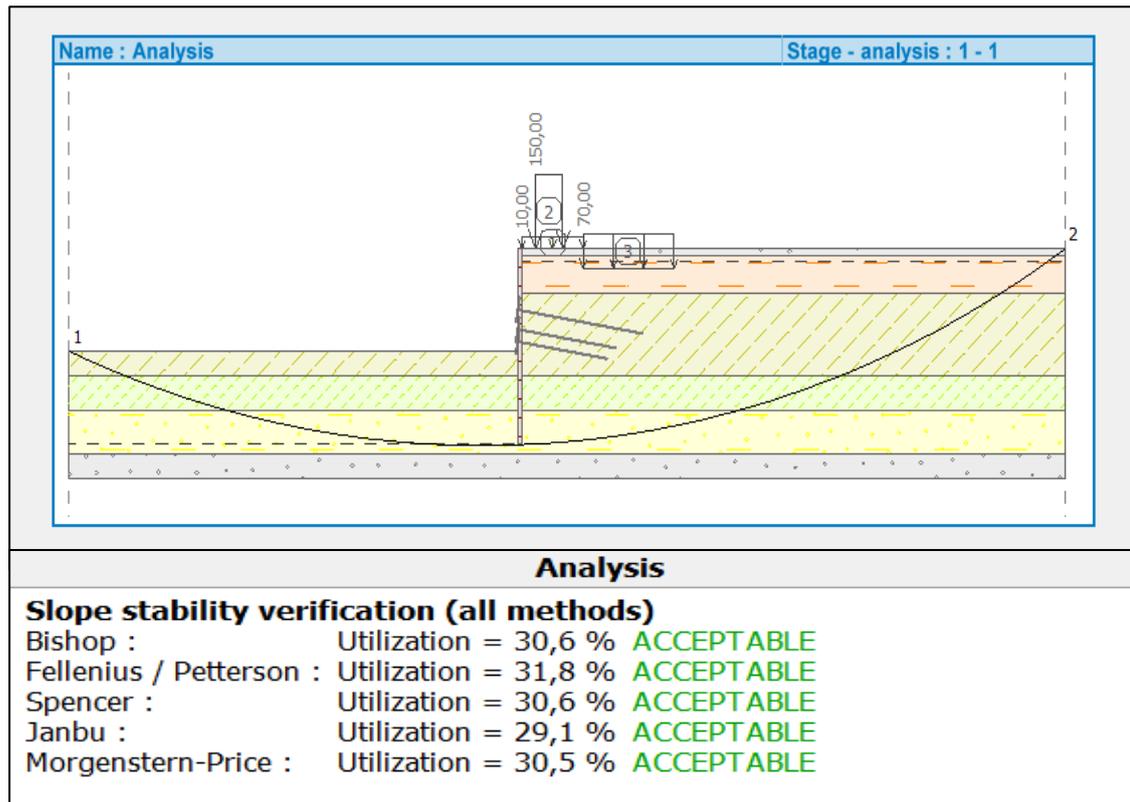


Figure 4.16 : Schéma présentant le cercle de glissement le plus critique (4ème variante : Soutènement mixte tirants et butons).

Le coefficient de sécurité le plus critique  $F_s = 3.14$  donc la stabilité au glissement est vérifié.

#### 4.12.4 Synthèse de la solution mixte

La quatrième variante que nous avons proposée, nous a fourni un déplacement maximum de 39.1 mm en fin de phasage descendant (phase N°11). Un effort tranchant maximum de 506,34 kN/ml et un moment fléchissant de 1481,91kN.m/ml .Cette valeur de déplacement reste inférieure au seuil de déplacement admissible qui varie entre 0.1% et 0.2% de la profondeur maximal de l'excavation, ( $21\text{mm} \leq \text{Déf}_{\text{max}} \leq 42\text{mm}$ ).

La stabilité interne des tirants d'ancrages est vérifiée pour l'ensemble des phases de construction de la paroi moulée.

La stabilité globale au glissement a été également vérifiée avec un coefficient de sécurité  $F_s=3.14$ .

## CHAPITRE IV : MODELISATION DES PAROIS MOULÉES

### 4.12.5 Estimation de coût des supports horizontaux pour la solution proposée (solution mixte)

Les prix donnés par l'entreprise COSIDER :

- 23 684 DA /ml pour un tirant provisoire ;
- 38 000 DA/ml pour un seul butons (HEB 500).

- **Prix des butons :**

Tableau 4.47 : Coût des butons pour la solution mixte.

Nombre de butons (HEB500)	Prix pour un butons (DA)	Prix Totale (DA)
76	1026000	<b>77976000</b>

- **Prix des tirants :**

Tableau 4.48 : Coût des tirants pour la solution mixte

Tirants	Le nombre de tirants	Longueur (m)	Le coût (DA)
1 <sup>er</sup> Lit	84	38	75599328
2 <sup>ème</sup> Lit	84	32	63662592
3 <sup>ème</sup> Lit	84	30	59683680
			<b>Σ =198 945 600 DA</b>

- **Prix totale = Prix des butons + Prix des tirants = 276 921 600 DA.**

- Cette solution qui coûte **276 921 600DA** en supports horizontaux nous a permis de gagner en prix un montant de **279 618 540 DA** soit une réduction de **50.24%** par rapport au prix de la solution adoptée sur site.

### 4.13 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons pu modéliser le soutènement de l'excavation de la station d'étude en utilisant le logiciel Géo5 et de déterminer les déplacements de la paroi moulée ainsi que les efforts internes pour chaque variante.

On constate que trois facteurs doivent être pris en considération pour la modélisation :

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

Nous remarquons que la solution qui a été proposée sur site est surestimée car le déplacement de la paroi qui est de 20,9 mm est en dessous du seuil critique qui varie entre 0.1% et 0.2% de la profondeur maximal de l'excavation [9], ( $21\text{mm} \leq \text{Déf}_{\text{max}} \leq 42\text{mm}$ ), mais avec un coût relativement élevé (556 540 140 DA). Dans le but de réduire ce coût, nous avons proposé quatre variantes en adoptant comme supports horizontaux : 100% butons, 100% tirants et mixte tirants/butons.

La première variante qui a été proposé avec 100% tirants a fourni un déplacement de 37.4mm avec un coût modéré (voir tableau 4.14).

Puis nous avons proposé deux variantes avec 100% butons qui ont fourni, lors du phasage descendant, des déplacements respectives de 41.5mm et 41.7 mm avec un coût convenable. Cependant, la valeur du déplacement a dépassé le seuil lors de la phase ascendant, due à la présence de deux dalles seulement ce qui n'a pas suffi pour assurer la stabilité de la paroi. Dans le but de réduire le coût de soutènement à 100% tirants nous avons proposé une solution mixte en remplaçant quelques lits de tirants avec deux lits de butons et en diminuant le nombre des tirants d'ancrage. Pour cette solution, le déplacement obtenu était de 39.1mm avec un coût réduit (-50,24%).

Parmi ces solutions proposées, la solution qui semble la plus intéressante sur le plan technico-économique est la quatrième variante (solution mixte) qui se distingue par un prix de 276 921 600 DA offrant une diminution de 50.24% par rapport à la solution adoptée sur site et un déplacement de 39,1 mm.

## CHAPITRE IV : MODELISATION DES PAROIS MOULÉES

- Le tableau ci-dessous récapitule les déplacements maximaux ainsi que le coût des supports horizontaux pour chaque solution obtenue.

Tableau 4.49 : Tableau récapitulatif des déplacements maximaux ainsi que le coût des systèmes d'appuis pour chaque solution.

	Paroi moulée		Déplacement maximal de la paroi (mm)	Coût des supports horizontaux (tirants/butons) (DA)	Optimisation du cout (%)
Solution adoptée sur site	100% tirants		20.9	556 540 140	-
Les solutions proposées	100% tirants	1 <sup>ère</sup> variante	37.4	499 981 456	10.16
	100% butons	2 <sup>ème</sup> variante	41.5	395 010000	23.03
		3 <sup>ème</sup> variante	41.7	289 332000	48
	Mixte (tirants +butons)	4 <sup>ème</sup> variante	39.1	276 921 600	50.24

# CONCLUSION GÉNÉRALE

---

# CONCLUSION GÉNÉRALE

Ce mémoire a pour objectif de proposer un soutènement optimal et économique pour soutenir l'excavation de la station du métro Mohamed Belarbi.

Dans ce cadre, nous avons présenté plusieurs variantes en se basant sur la solution proposée sur site, dont nous avons fait référence, afin de choisir la meilleure solution, en mettant l'accent sur le côté technico-économiques.

Les travaux de prospection et les résultats des essais réalisés dans la zone d'implantation de la station ont permis d'établir un modèle lithologique constitué, de haut en bas, par un horizon de :

- Rembali sableux compact [00.00-01.50] m ;
- Argile Vaseuse ferme à très ferme [01.50-09.00] m ;
- Argile limoneuse ferme à très ferme [09.00-26.00] m ;
- Argile marneuse ferme [26.00-33.00] m ;
- Sable argileux compact [33.00-42.00] m.

Sur la base des données hydrogéologique du site, nous avons constaté que la nappe phréatique est située à **2.5** m de profondeur.

L'analyse de la stabilité du soutènement , 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.

Le calcul de la fiche pour une paroi auto-stable (sans supports horizontaux) nous a conduit à une valeur importante de **26.79**m. Par conséquent nous avons proposé de mettre en place des supports horizontaux pour diminuer la valeur de cette fiche. Pour des raisons de comparaison, nous avons opté pour la même fiche qui a été adoptée sur site soit **19** m d'ancrage dans le sol.

En vérifiant la solution choisie sur site, nous avons obtenu un déplacement de **20.9** mm et un cout relativement élevé.

Nous avons donc suggéré 4 variantes différentes, en modifiant le système d'appuis horizontal, dans le but de remonter vers des solutions plus intéressantes sur le plan technico-économique. Parmi les solutions proposées, nous recommandons la solution de la paroi moulée avec un soutènement mixte (4<sup>ème</sup> variante) caractérisée par : 2 lits de butons de section 1HEB500 espacée de 3m et 3 lit de tirants espacée de 1.5m. Cette solution se distingue par un prix de **276 921 600 DA** offrant une diminution de 50.24% par rapport à la solution adoptée sur site et un déplacement acceptable de 39,1 mm.

Toutefois, il est important de noter que le choix de la solution final dépend également des moyens de l'entreprise chargée de la réalisation de l'ouvrage (maitre d'œuvre).

## REFERENCES

---

- [1] Thomas SIMONNOT, Yann JUILLIÉ. Article Murs et écrans de soutènement (en ligne) . Réf : C244 v3 . (consulté 18/4/2023) . disponible sur [www.techniques-ingenieur.fr](http://www.techniques-ingenieur.fr)
- [2] Y.SAIL . procédés généraux de construction . parois moulées . presentation 5 . (2021)
- [3] <https://www.soletanche-bachy.com/fr/solutions/techniques/retaining-structures>  
(consulté le 21/ 4/2023)
- [4] MEFTAH Abdelmadjid (Evaluation numérique des pressions active et passive sur les structures de soutènement rigide) these de doctorat , université biskra , 2018
- [5] atlas-fondations ( en ligne ) .59260 lezennes France (consulté 21/4/2023) disponible sur :<https://www.atlas-fondations.fr/fr/news/des-butons-dans-les-travaux-de-fondations>
- [6] SONJA MARTEN (2005) « étude expérimentale et méthodologique sur le comportement des écrans de soutènement » Thèse de doctorat, Ecole nationale des ponts et chaussées.
- [7] BALAY J., FRANK R, HARFOUCHE L."Programme DENEbola pour le calcul des soutènements par la méthode des modules de réaction" Bulletin de liaison du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, n°120, juillet-aout 1982, pp 3-12
- [8] A MEFTAH. Les méthodes de dimensionnement des écrans chapitre 2. (2010)

[9] J. COSTET, G. SANGLERAT « cours pratique de mécanique du sol » Tome 2, 3<sup>ème</sup> édition, Dunod, 1983.

[10] Kaul, Krishan - Cut-and-cover metro structures \_ geo-structural design \_ an integrated approach-Spon Press (2010).

# **ANNEXE A**

---

# **ANNEXE B**

---



# LABORATOIRE DES TRAVAUX PUBLICS DE L'EST

DIRECTION CONSTANTINE

## ESSAI DE CISAILLEMENT AU TRIAXIAL

Selon NF P94-074

Etude : Extension métro d'alger

Dossier N° : DL DE RG 145 13 110

N° Sond : 15

Prof : 13.60/14.00 m

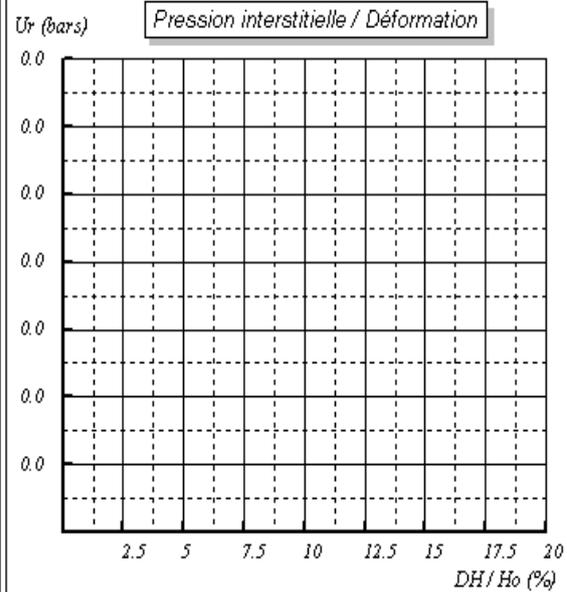
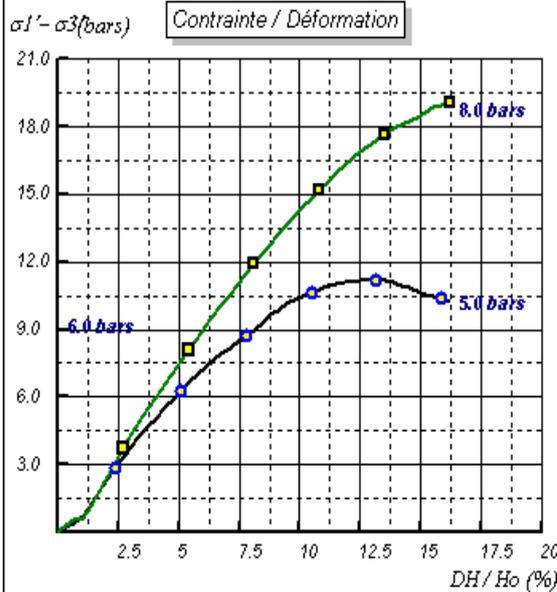
Nature : limon argileux friable

Type d'essai : CD

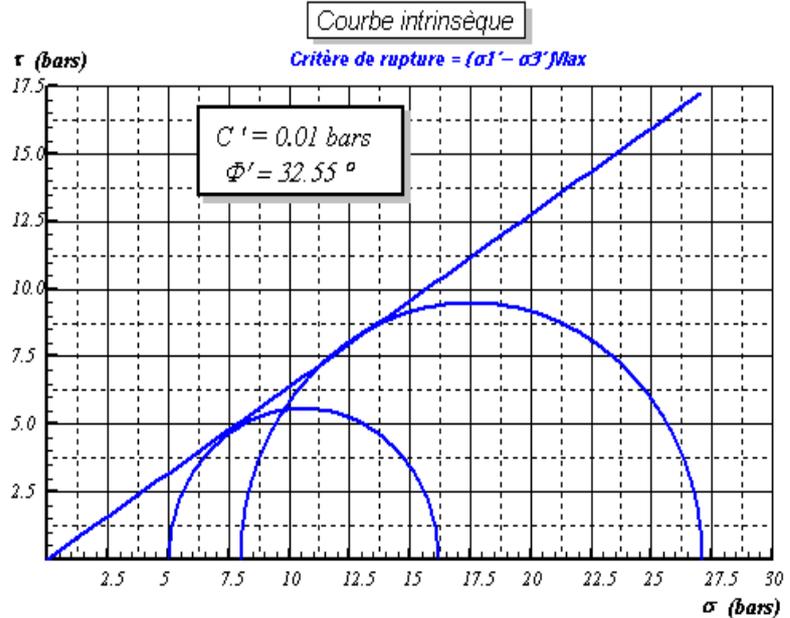
Coefficient de l'anneau <math>\alpha\_K</math> : 0,0859

Vitesse de cisaillement : 0.0047 mm/mn

Date essai : au



Eprouvette	1	2	3
W initial (%)			
W final (%)			
T 100 (min)	25	5	59
ΔV T 100 (cm³)	5.64	27.82	5.53
ΔV saturation	0.0	0.0	0.0
ΔV consolidation	6.3	29.6	10.1
Ucp (bars)	2.0	2.0	2.0
σ <sub>3</sub> (bars)	5.0	6.0	8.0
σ <sub>1</sub> - σ <sub>3</sub> (bars)	11.18		19.07
ε = ΔH / Ho	12.84		16.22
Ur (bars)	-2.0	-2.0	-2.0
Scomptée (cm²)	12.34		12.83





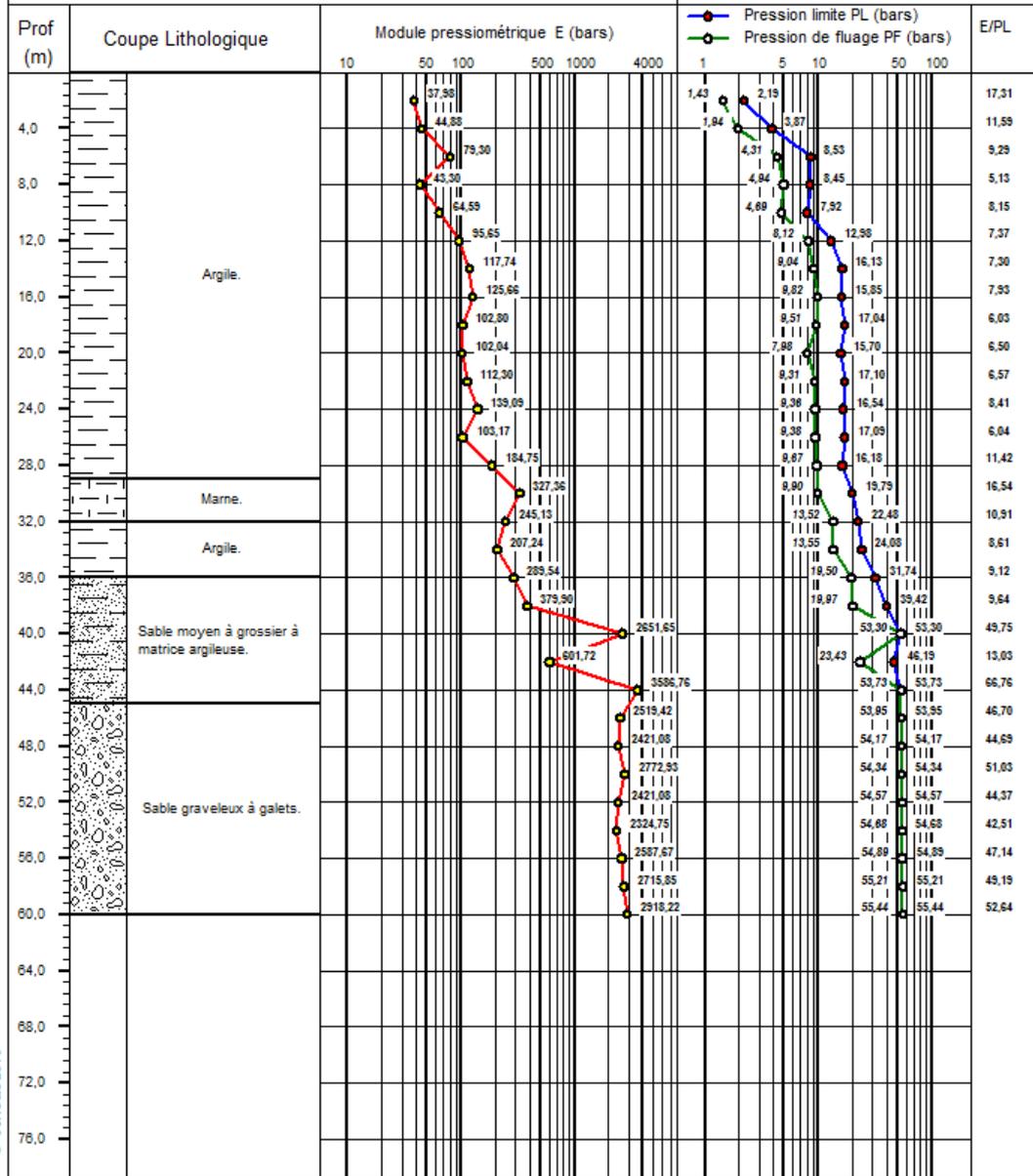
# RAPPORT DE SONDAGE Essai Pressiométrique Menard

NF P 94-110-1

Projet : METRO  
N°Dossier : GFS-18-15  
Lieu : APAGEO Baraki  
Client : TREVI ALGERIE  
Sondage N°: SP14

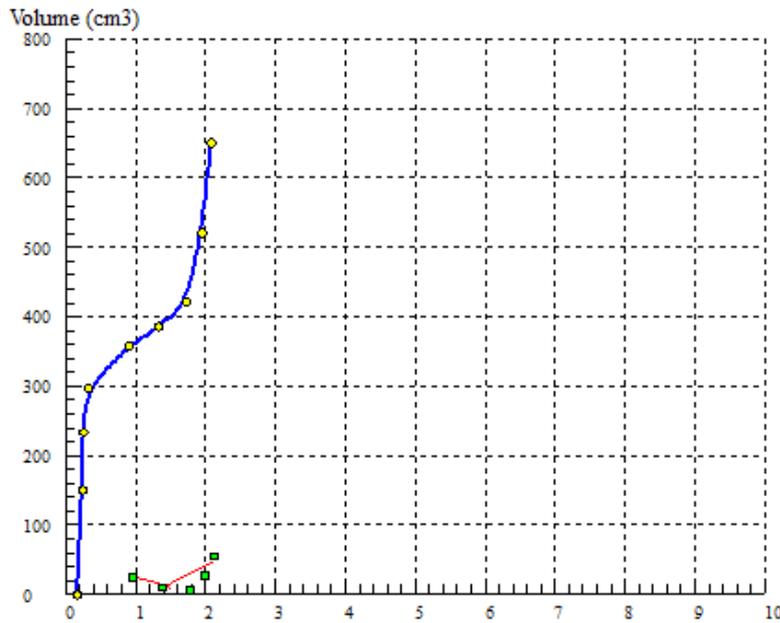
Appareil: APAGEO

Date essai : 20/11/2018 au 24/11/18  
Profondeur nappe / TN (m) :  
Coordonnées GPS :  
X : Z :  
Y :



© SofTests 2013

Remarque :



## Essai pressiométrique

Sondage N° : SP14

Profondeur = 2 m

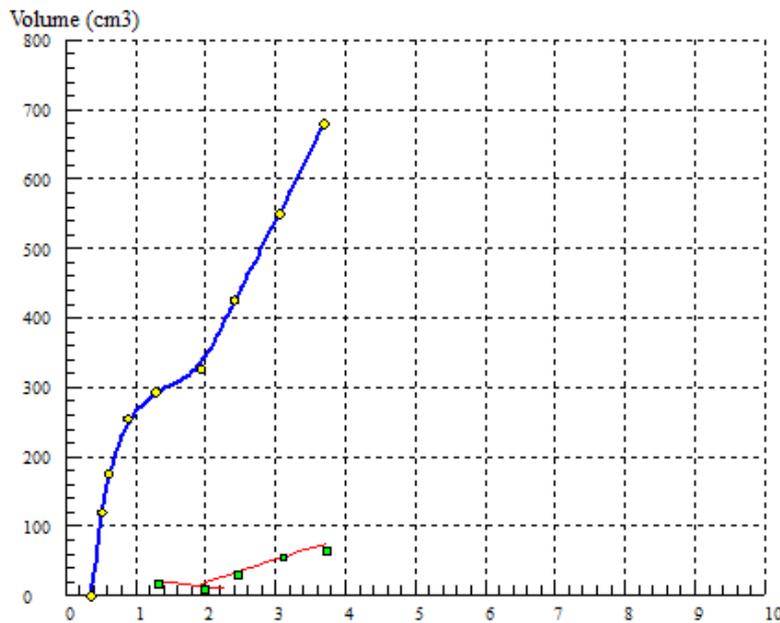
# Module pressiométrique E = 37,98 bars

# Pression limite PL = 2,19 bars

# Pression de fluage Pf = 1,43 bars

—○— : Courbe corrigée.

—■— : Courbe de fluage.



## Essai pressiométrique

Sondage N° : SP14

Profondeur = 4 m

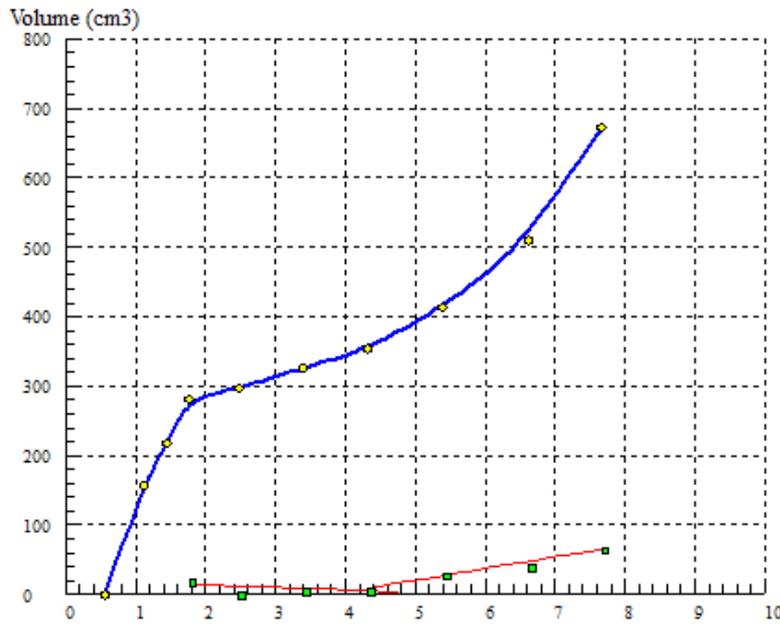
# Module pressiométrique E = 44,88 bars

# Pression limite PL = 3,87 bars

# Pression de fluage Pf = 1,94 bars

—○— : Courbe corrigée.

—■— : Courbe de fluage.



## Essai pressiométrique

Sondage N° : SP14

Profondeur = 6 m

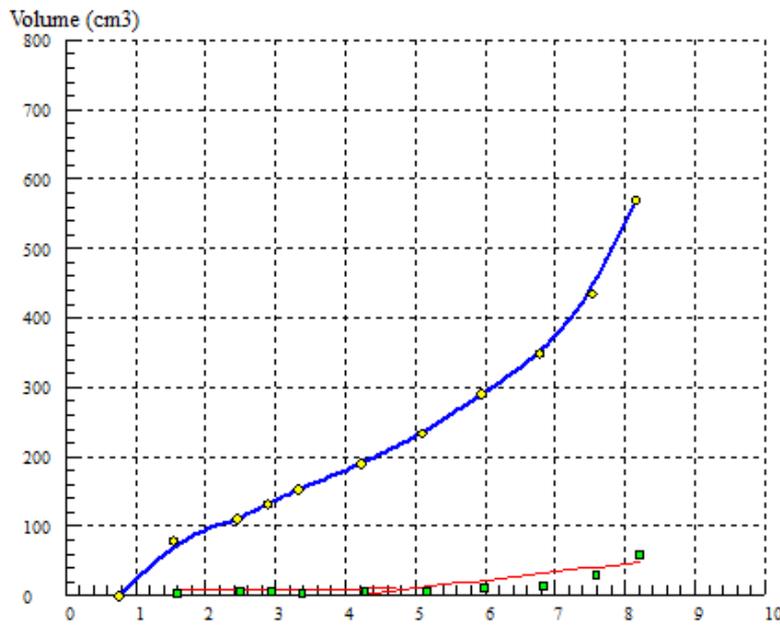
# Module pressiométrique E = 79,30 bars

# Pression limite PL = 8,53 bars

# Pression de fluage Pf = 4,31 bars

—○— : Courbe corrigée.

—■— : Courbe de fluage.



## Essai pressiométrique

Sondage N° : SP14

Profondeur = 8 m

# Module pressiométrique E = 43,30 bars

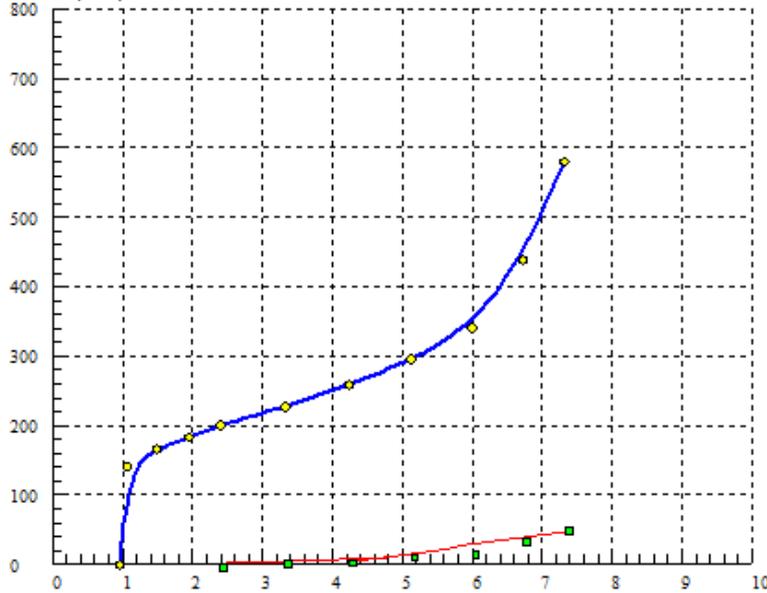
# Pression limite PL = 8,45 bars

# Pression de fluage Pf = 4,94 bars

—○— : Courbe corrigée.

—■— : Courbe de fluage.

Volume (cm<sup>3</sup>)



## Essai pressiométrique

Sondage N° : SP14

Profondeur = 10 m

# Module pressiométrique E = 64,59 bars

# Pression limite PL = 7,92 bars

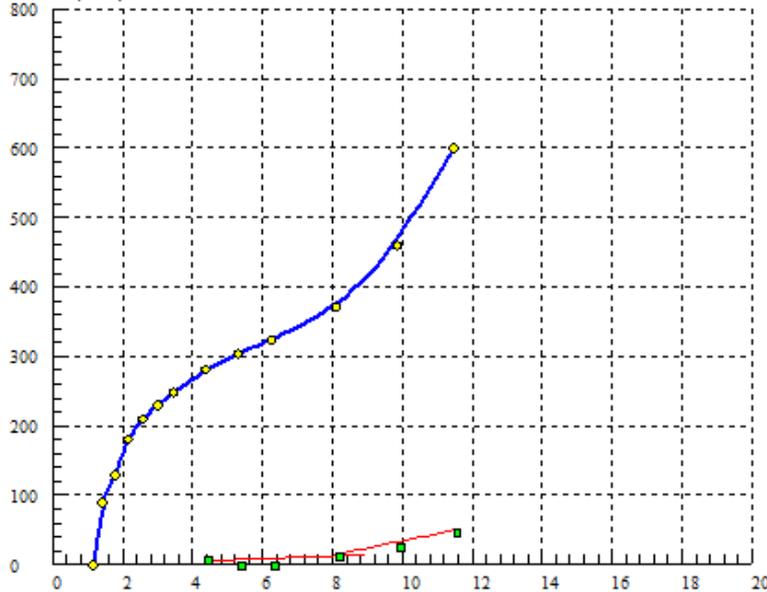
# Pression de fluage Pf = 4,69 bars

—○— : Courbe corrigée.

—■— : Courbe de fluage.

Pression (bars)

Volume (cm<sup>3</sup>)



## Essai pressiométrique

Sondage N° : SP14

Profondeur = 12 m

# Module pressiométrique E = 95,65 bars

# Pression limite PL = 12,98 bars

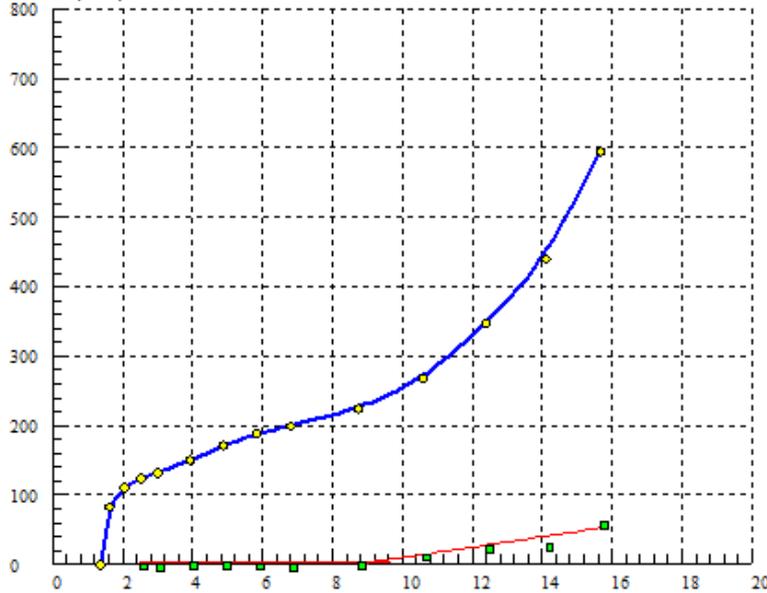
# Pression de fluage Pf = 8,12 bars

—○— : Courbe corrigée.

—■— : Courbe de fluage.

Pression (bars)

Volume (cm<sup>3</sup>)



## Essai pressiométrique

Sondage N° : SP14

Profondeur = 14 m

# Module pressiométrique E = 117,74 bars

# Pression limite PL = 16,13 bars

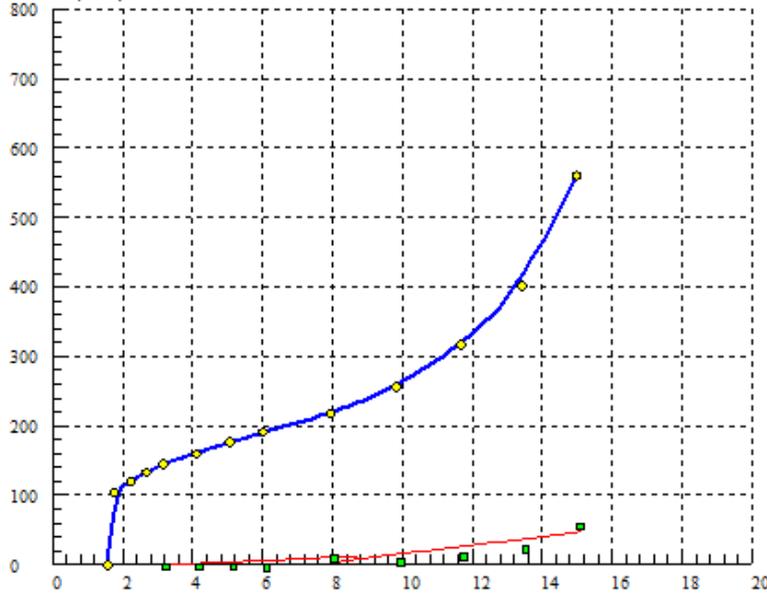
# Pression de fluage Pf = 9,04 bars

—○— : Courbe corrigée.

—■— : Courbe de fluage.

Pression (bars)

Volume (cm<sup>3</sup>)



## Essai pressiométrique

Sondage N° : SP14

Profondeur = 16 m

# Module pressiométrique E = 125,66 bars

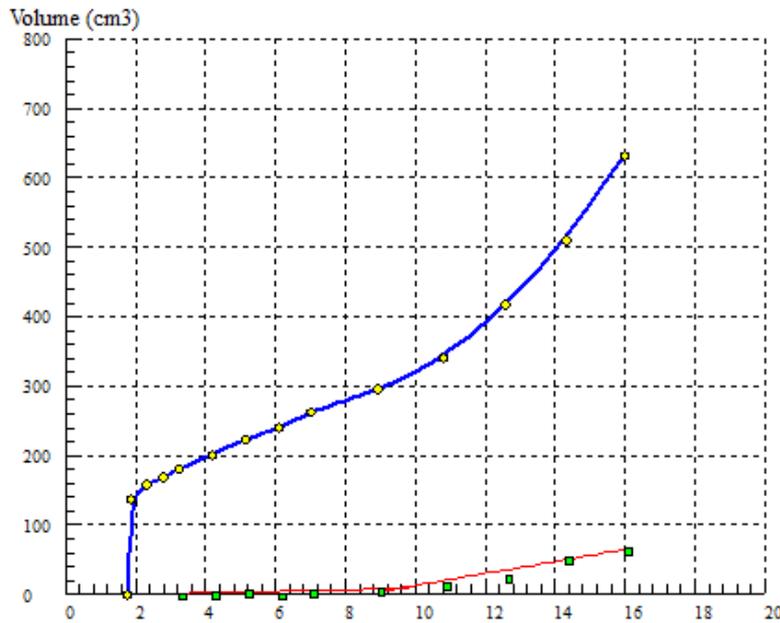
# Pression limite PL = 15,85 bars

# Pression de fluage Pf = 9,82 bars

—○— : Courbe corrigée.

—■— : Courbe de fluage.

Pression (bars)



## Essai pressiométrique

Sondage N° : SP14

Profondeur = 18 m

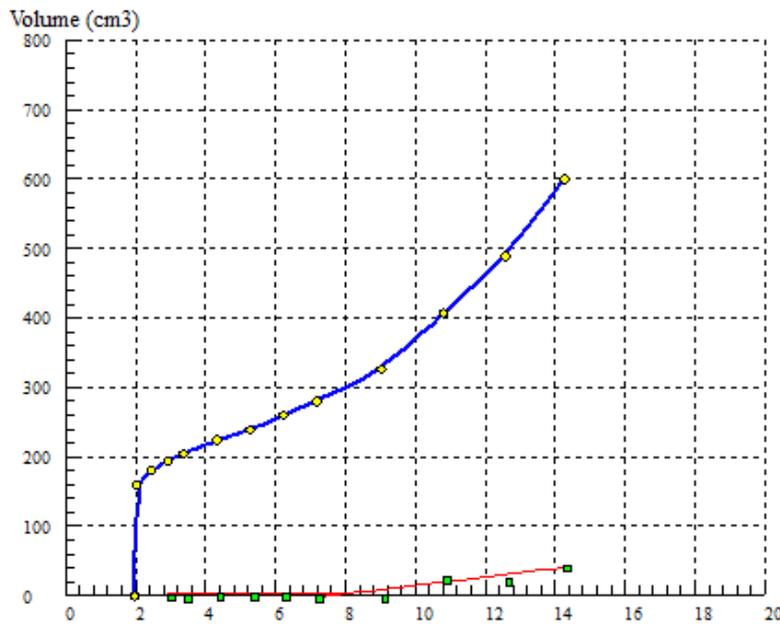
# Module pressiométrique E = 102,80 bars

# Pression limite PL = 17,04 bars

# Pression de fluage Pf = 9,51 bars

—○— : Courbe corrigée.

—■— : Courbe de fluage.



## Essai pressiométrique

Sondage N° : SP14

Profondeur = 20 m

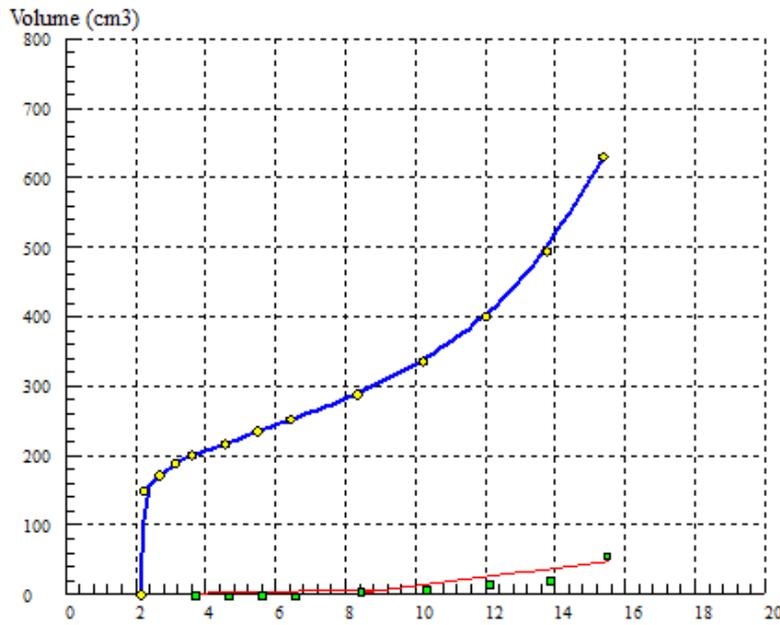
# Module pressiométrique E = 102,04 bars

# Pression limite PL = 15,70 bars

# Pression de fluage Pf = 7,98 bars

—○— : Courbe corrigée.

—■— : Courbe de fluage.



## Essai pressiométrique

Sondage N° : SP14

Profondeur = 22 m

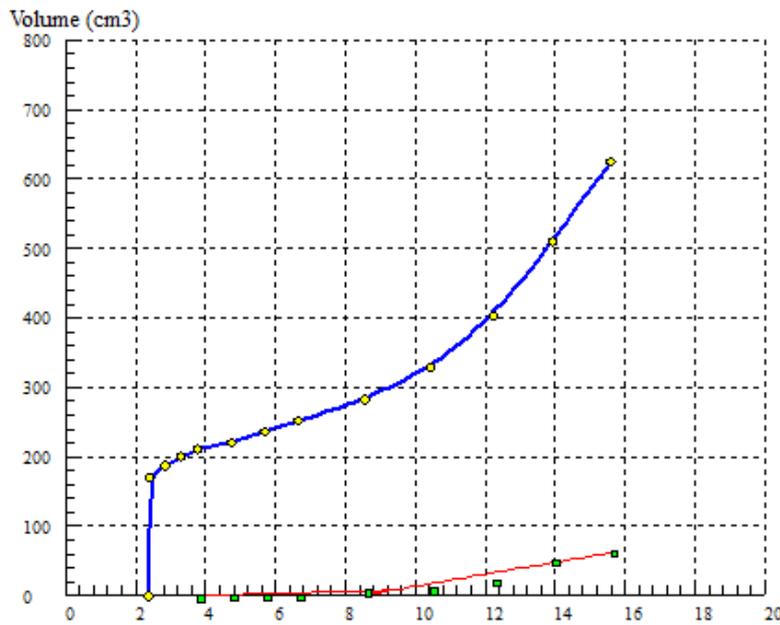
# Module pressiométrique E = 112,30 bars

# Pression limite PL = 17,10 bars

# Pression de fluage Pf = 9,31 bars

—○— : Courbe corrigée.

—■— : Courbe de fluage.



## Essai pressiométrique

Sondage N° : SP14

Profondeur = 24 m

# Module pressiométrique E = 139,09 bars

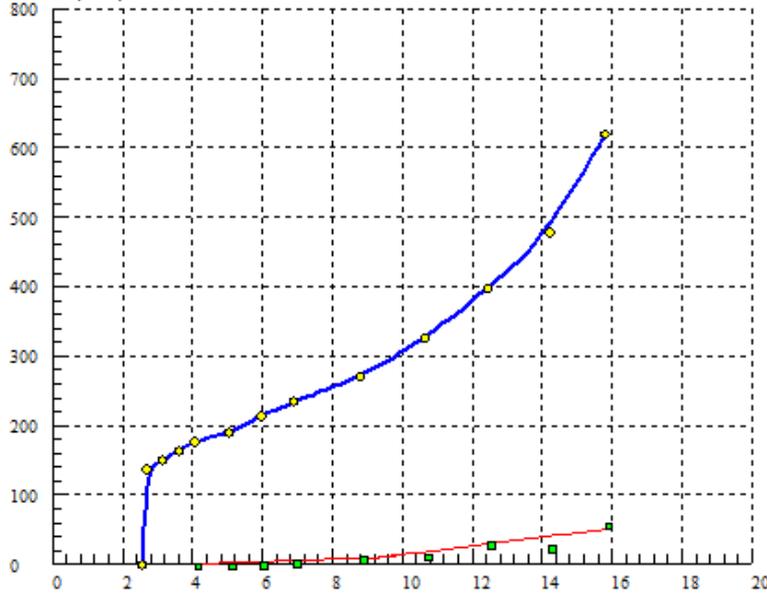
# Pression limite PL = 16,54 bars

# Pression de fluage Pf = 9,36 bars

—○— : Courbe corrigée.

—■— : Courbe de fluage.

Volume (cm<sup>3</sup>)



## Essai pressiométrique

Sondage N° : SP14

Profondeur = 26 m

# Module pressiométrique E = 103,17 bars

# Pression limite PL = 17,09 bars

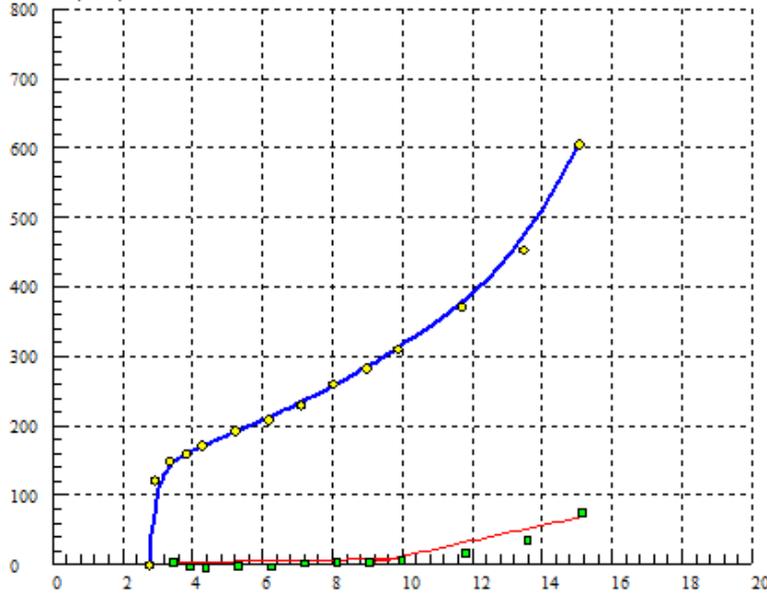
# Pression de fluage Pf = 9,38 bars

—○— : Courbe corrigée.

—■— : Courbe de fluage.

Pression (bars)

Volume (cm<sup>3</sup>)



## Essai pressiométrique

Sondage N° : SP14

Profondeur = 28 m

# Module pressiométrique E = 184,75 bars

# Pression limite PL = 16,18 bars

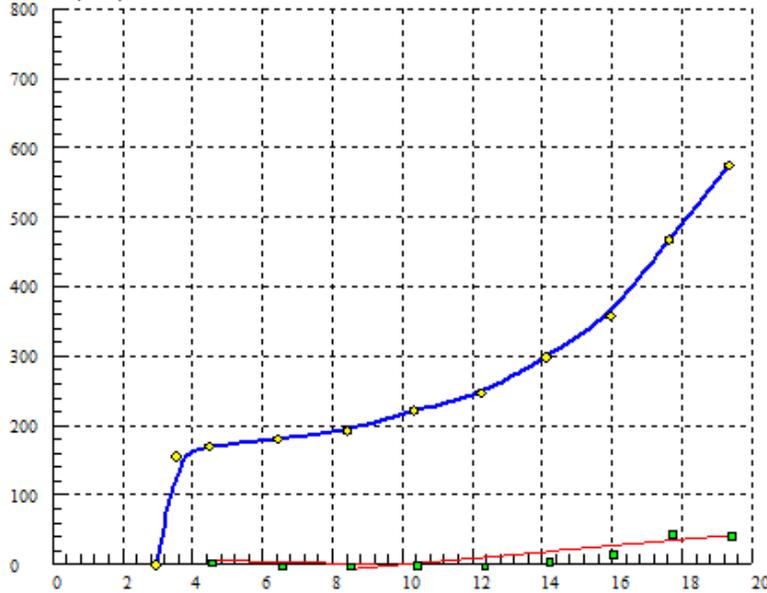
# Pression de fluage Pf = 9,67 bars

—○— : Courbe corrigée.

—■— : Courbe de fluage.

Pression (bars)

Volume (cm<sup>3</sup>)



## Essai pressiométrique

Sondage N° : SP14

Profondeur = 30 m

# Module pressiométrique E = 327,36 bars

# Pression limite PL = 19,79 bars

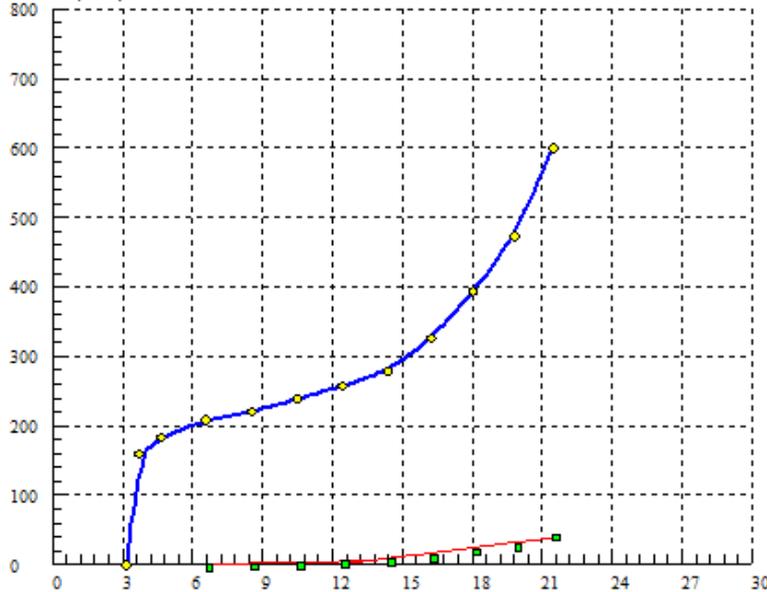
# Pression de fluage Pf = 9,90 bars

—◇— : Courbe corrigée.

—■— : Courbe de fluage.

Pression (bars)

Volume (cm<sup>3</sup>)



## Essai pressiométrique

Sondage N° : SP14

Profondeur = 32 m

# Module pressiométrique E = 245,13 bars

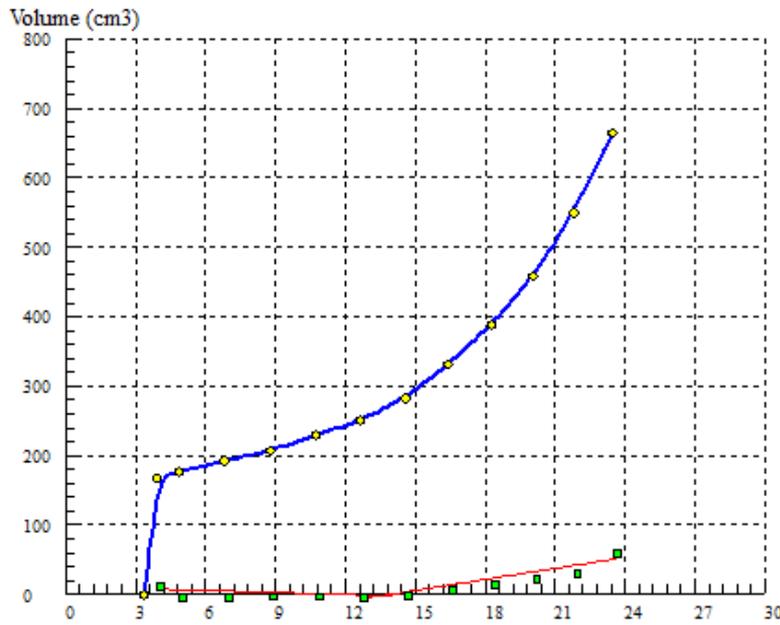
# Pression limite PL = 22,48 bars

# Pression de fluage Pf = 13,52 bars

—◇— : Courbe corrigée.

—■— : Courbe de fluage.

Pression (bars)



## Essai pressiométrique

Sondage N° : SP14

Profondeur = 34 m

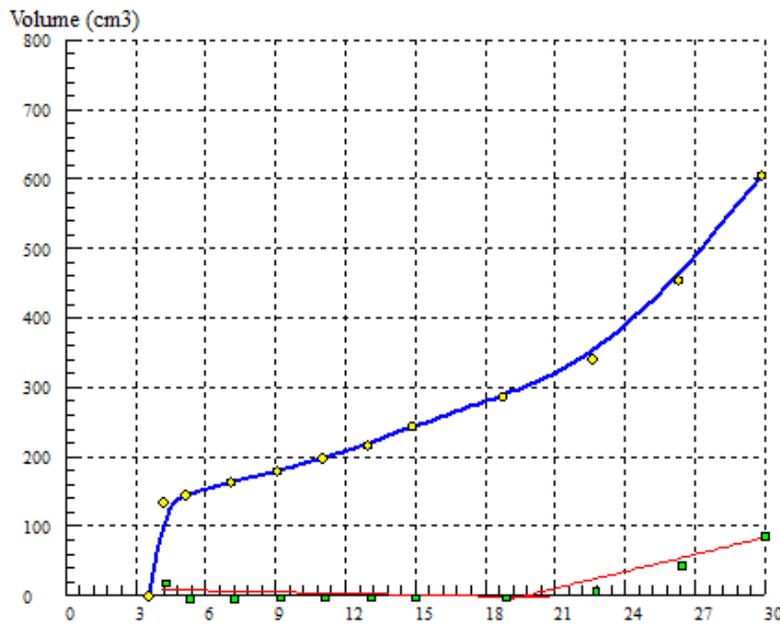
# Module pressiométrique E = 207,24 bars

# Pression limite PL = 24,08 bars

# Pression de fluage Pf = 13,55 bars

—○— : Courbe corrigée.

—■— : Courbe de fluage.



## Essai pressiométrique

Sondage N° : SP14

Profondeur = 36 m

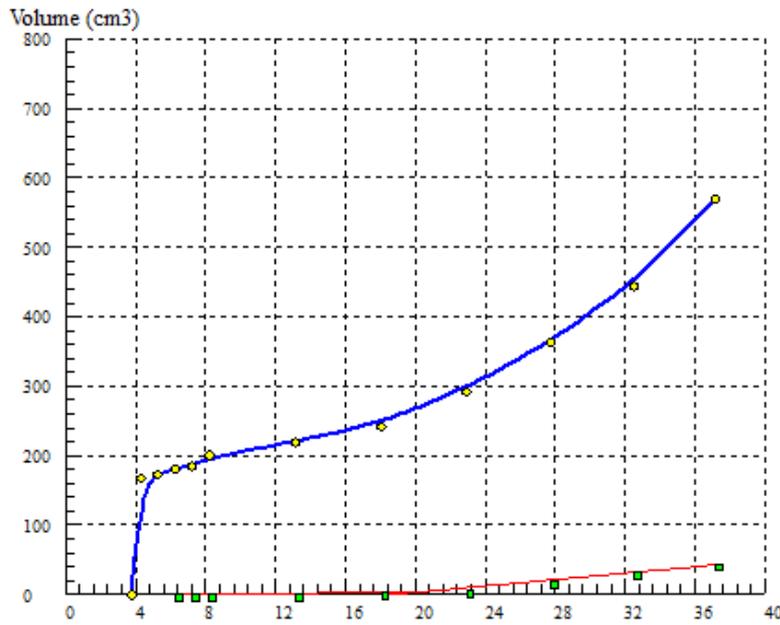
# Module pressiométrique E = 289,54 bars

# Pression limite PL = 31,74 bars

# Pression de fluage Pf = 19,50 bars

—○— : Courbe corrigée.

—■— : Courbe de fluage.



## Essai pressiométrique

Sondage N° : SP14

Profondeur = 38 m

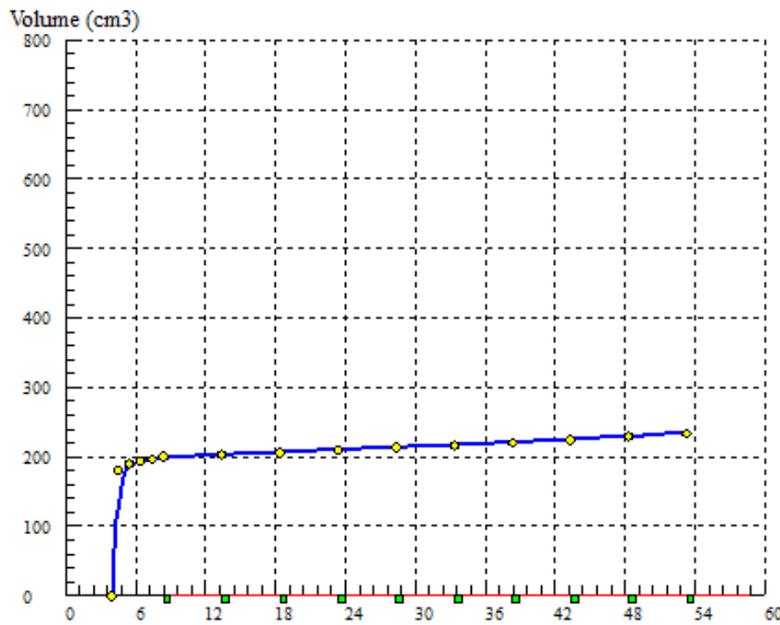
# Module pressiométrique E = 379,90 bars

# Pression limite PL = 39,42 bars

# Pression de fluage Pf = 19,97 bars

—○— : Courbe corrigée.

—■— : Courbe de fluage.



## Essai pressiométrique

Sondage N° : SP14

Profondeur = 40 m

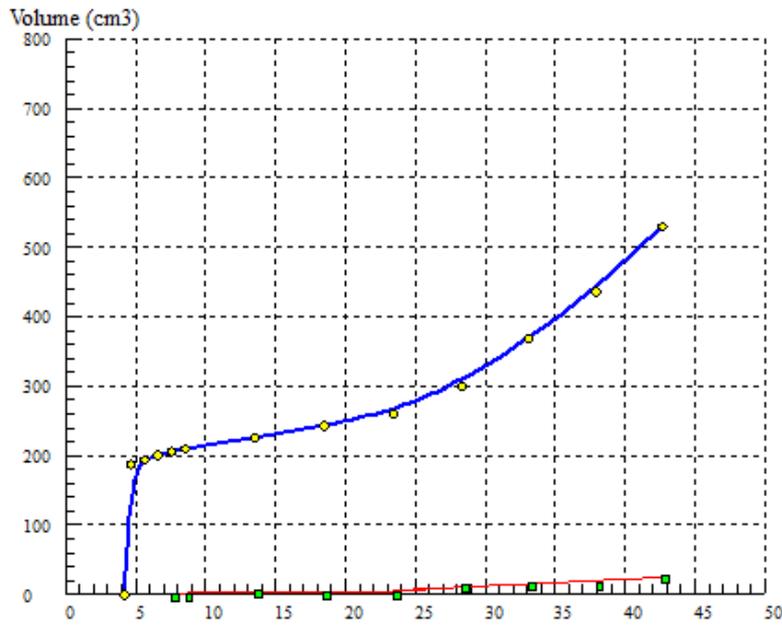
# Module pressiométrique E = 2651,65 bars

# Pression limite PL = 53,30 bars

# Pression de fluage Pf = 53,30 bars

—○— : Courbe corrigée.

—■— : Courbe de fluage.



## Essai pressiométrique

Sondage N° : SP14

Profondeur = 42 m

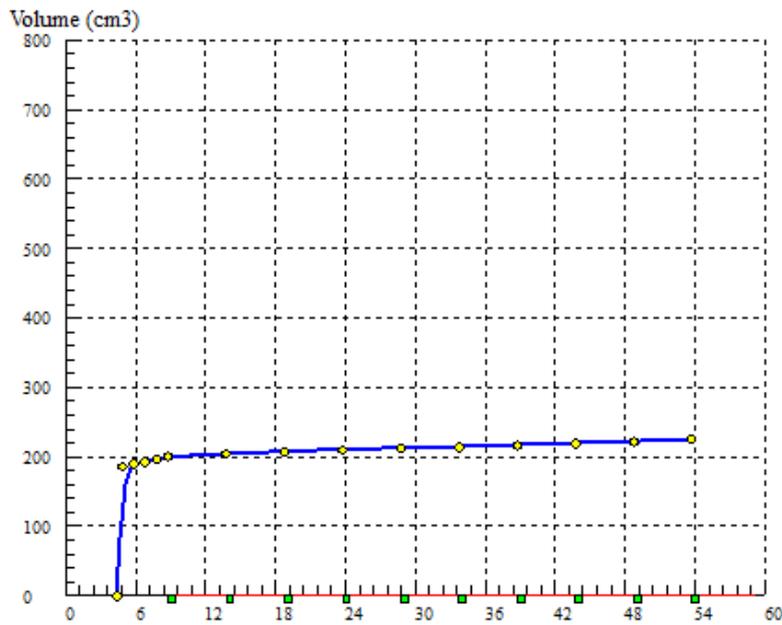
# Module pressiométrique E = 601,72 bars

# Pression limite PL = 46,19 bars

# Pression de fluage Pf = 23,43 bars

—○— : Courbe corrigée.

—■— : Courbe de fluage.



## Essai pressiométrique

Sondage N° : SP14

Profondeur = 44 m

# Module pressiométrique E = 3586,76 bars

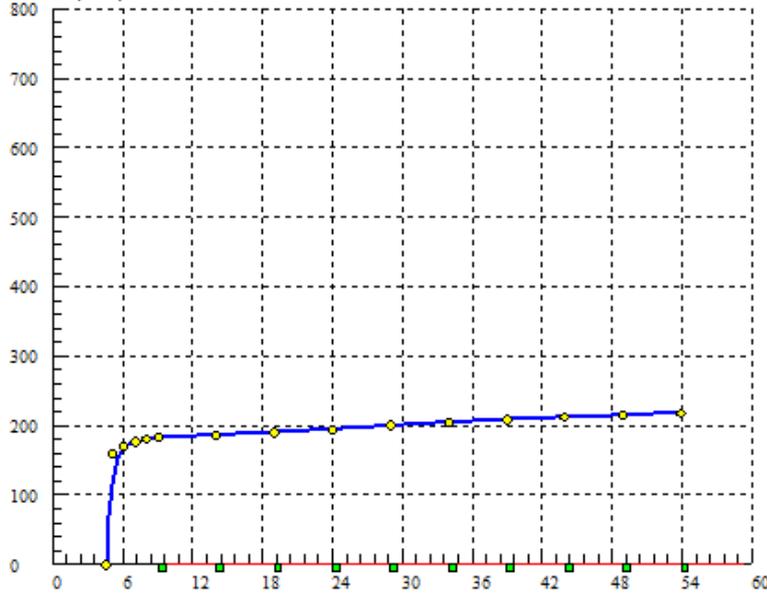
# Pression limite PL = 53,73 bars

# Pression de fluage Pf = 53,73 bars

—○— : Courbe corrigée.

—■— : Courbe de fluage.

Volume (cm<sup>3</sup>)



## Essai pressiométrique

Sondage N° : SP14

Profondeur = 46 m

# Module pressiométrique E = 2519,42 bars

# Pression limite PL = 53,95 bars

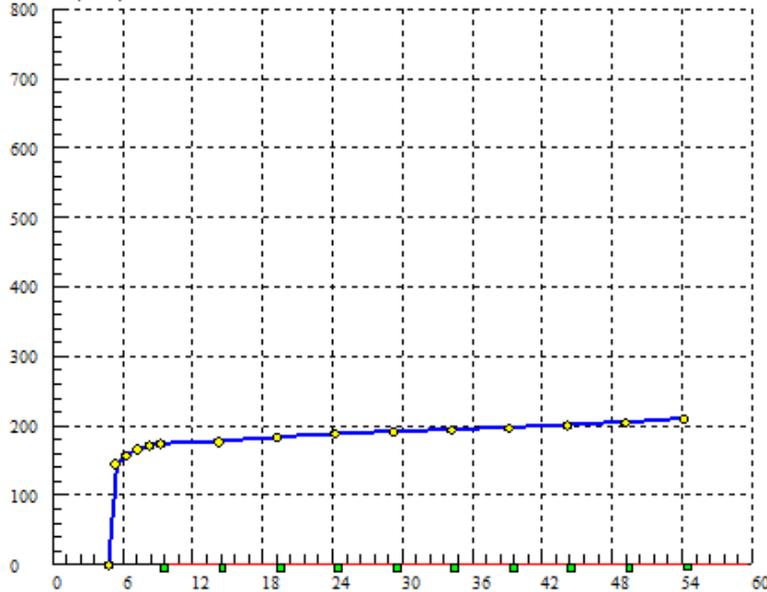
# Pression de fluage Pf = 53,95 bars

—●— : Courbe corrigée.

—■— : Courbe de fluage.

Pression (bars)

Volume (cm<sup>3</sup>)



## Essai pressiométrique

Sondage N° : SP14

Profondeur = 48 m

# Module pressiométrique E = 2421,08 bars

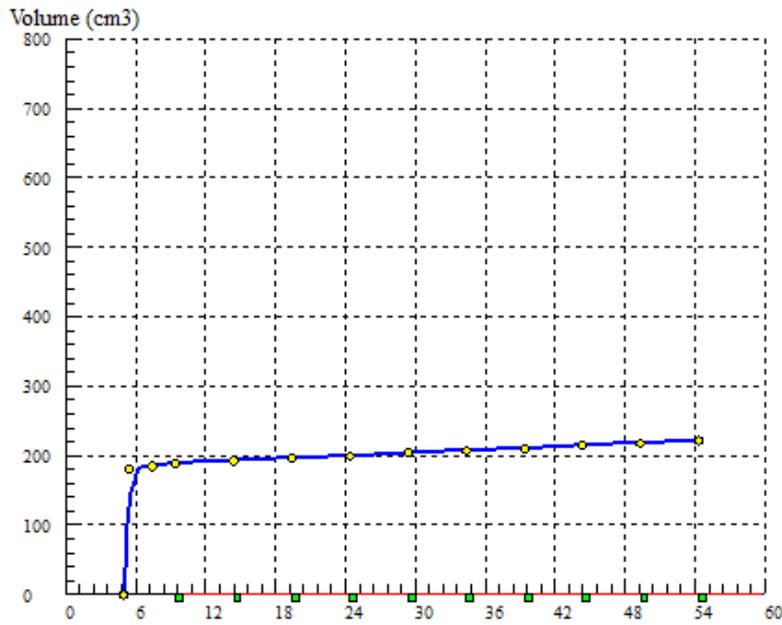
# Pression limite PL = 54,17 bars

# Pression de fluage Pf = 54,17 bars

—●— : Courbe corrigée.

—■— : Courbe de fluage.

Pression (bars)



## Essai pressiométrique

Sondage N° : SP14

Profondeur = 50 m

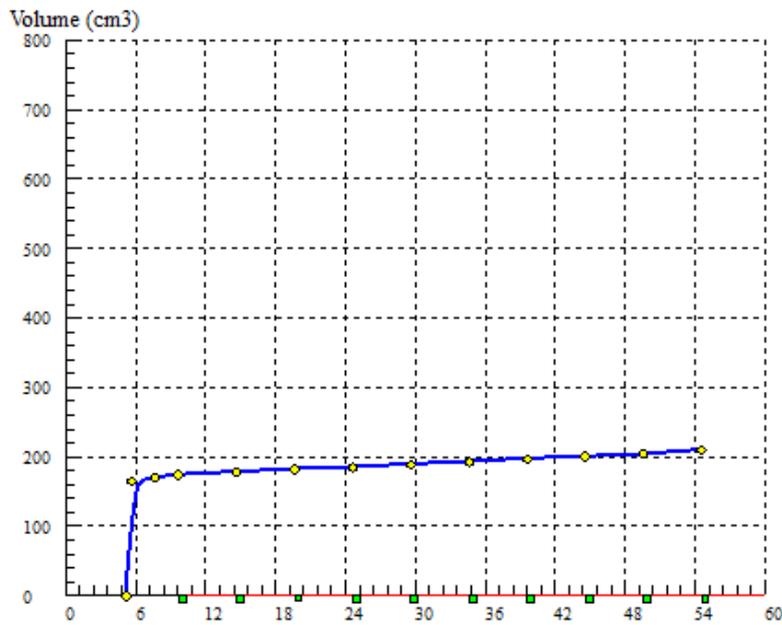
# Module pressiométrique E = 2772,93 bars

# Pression limite PL = 54,34 bars

# Pression de fluage Pf = 54,34 bars

—○— : Courbe corrigée.

—■— : Courbe de fluage.



## Essai pressiométrique

Sondage N° : SP14

Profondeur = 52 m

# Module pressiométrique E = 2421,08 bars

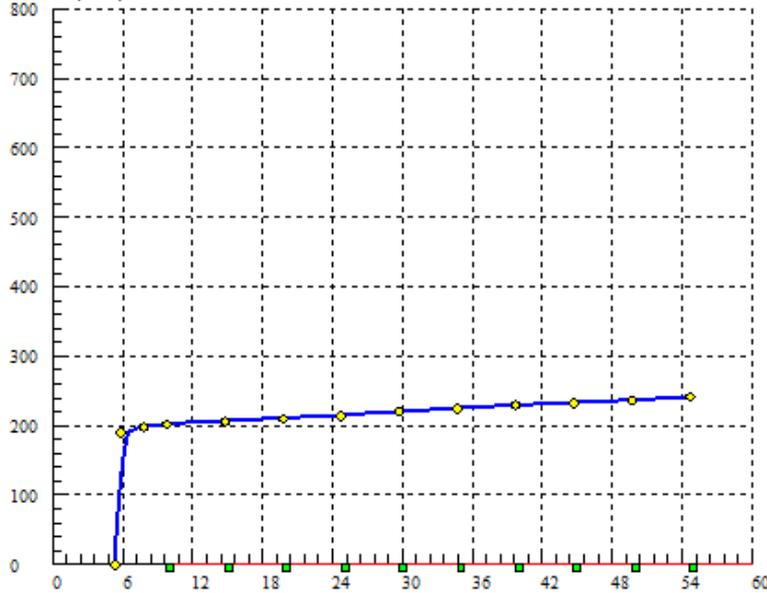
# Pression limite PL = 54,57 bars

# Pression de fluage Pf = 54,57 bars

—○— : Courbe corrigée.

—■— : Courbe de fluage.

Volume (cm<sup>3</sup>)



## Essai pressiométrique

Sondage N° : SP14

Profondeur = 54 m

# Module pressiométrique E = 2324,75 bars

# Pression limite PL = 54,68 bars

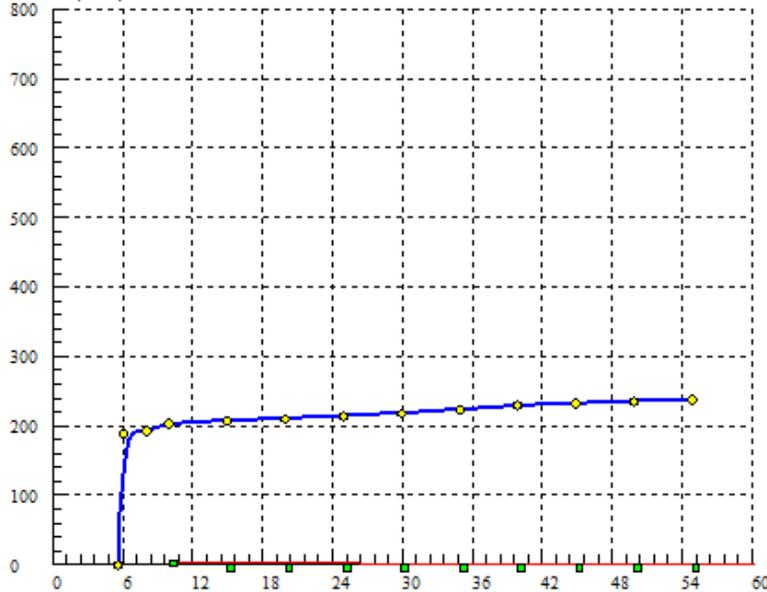
# Pression de fluage Pf = 54,68 bars

—◇— : Courbe corrigée.

—■— : Courbe de fluage.

Pression (bars)

Volume (cm<sup>3</sup>)



## Essai pressiométrique

Sondage N° : SP14

Profondeur = 56 m

# Module pressiométrique E = 2587,67 bars

# Pression limite PL = 54,89 bars

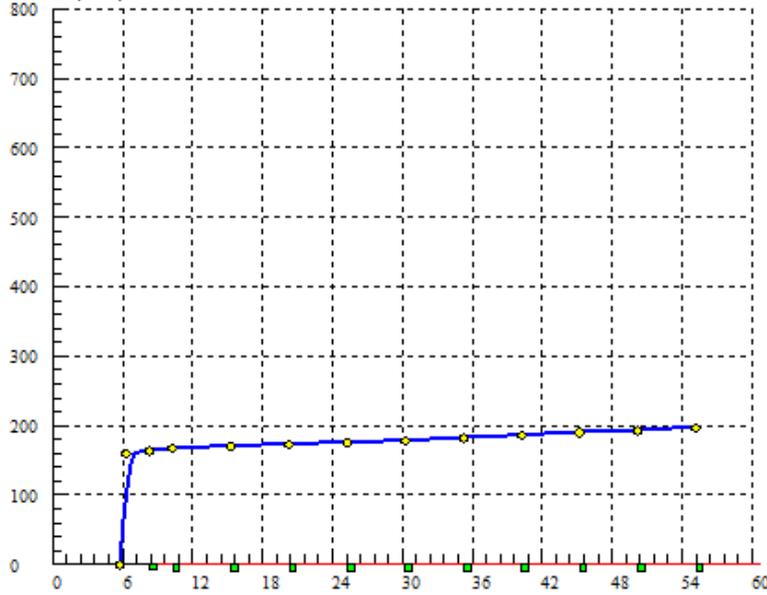
# Pression de fluage Pf = 54,89 bars

—◇— : Courbe corrigée.

—■— : Courbe de fluage.

Pression (bars)

Volume (cm<sup>3</sup>)



## Essai pressiométrique

Sondage N° : SP14

Profondeur = 58 m

# Module pressiométrique E = 2715,85 bars

# Pression limite PL = 55,21 bars

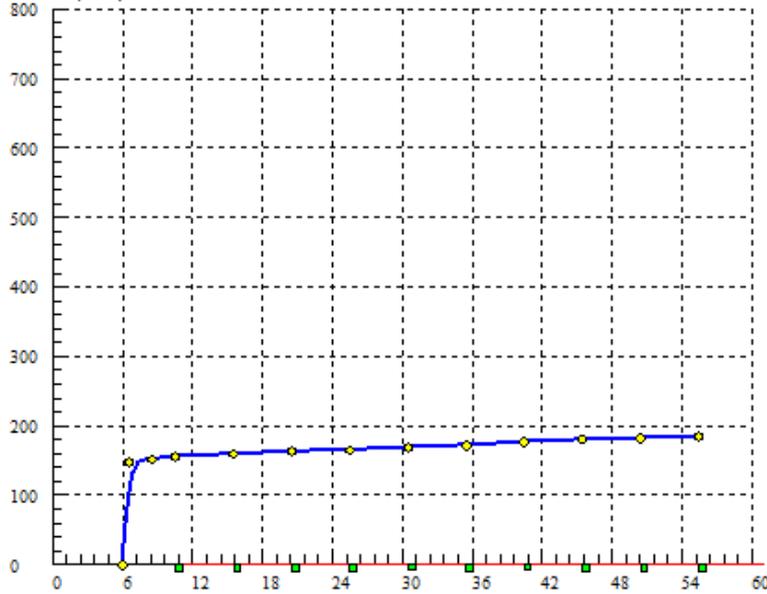
# Pression de fluage Pf = 55,21 bars

—●— : Courbe corrigée.

—■— : Courbe de fluage.

Pression (bars)

Volume (cm<sup>3</sup>)



## Essai pressiométrique

Sondage N° : SP14

Profondeur = 60 m

# Module pressiométrique E = 2918,22 bars

# Pression limite PL = 55,44 bars

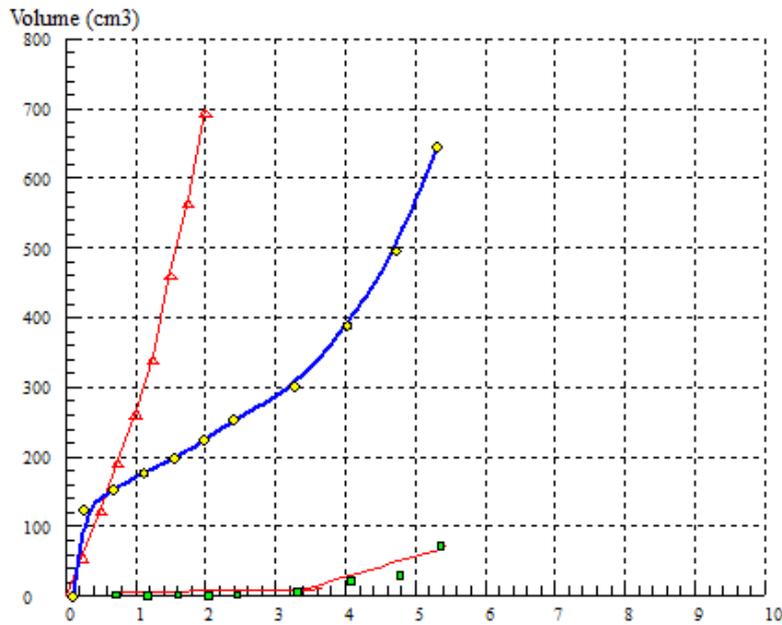
# Pression de fluage Pf = 55,44 bars

—●— : Courbe corrigée.

—■— : Courbe de fluage.

Pression (bars)





## Essai pressiométrique

Sondage N° : SP27

Profondeur = 2 m

# Module pressiométrique E = 35,59 bars

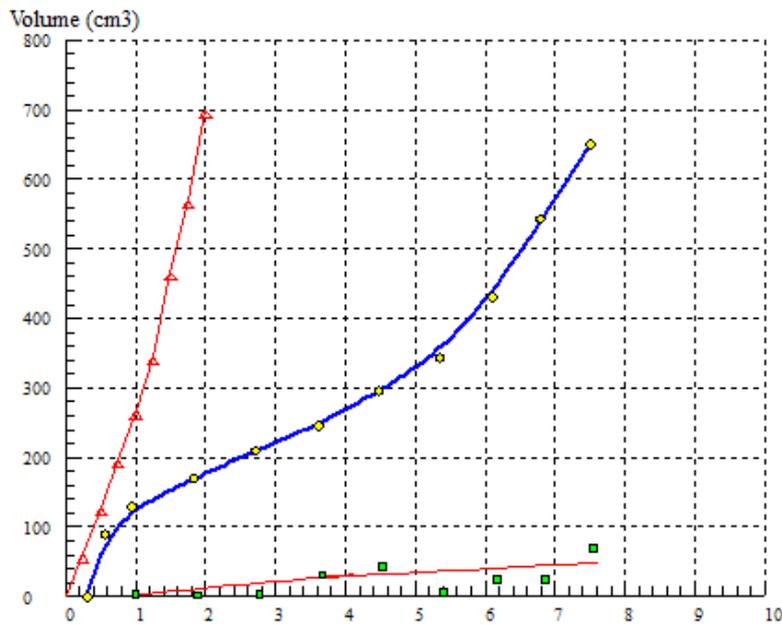
# Pression limite PL = 5,68 bars

# Pression de fluage Pf = 3,41 bars

—▲— : Courbe d'étalonnage.

—●— : Courbe corrigée.

—■— : Courbe de fluage.



## Essai pressiométrique

Sondage N° : SP27

Profondeur = 4 m

# Module pressiométrique E = 44,11 bars

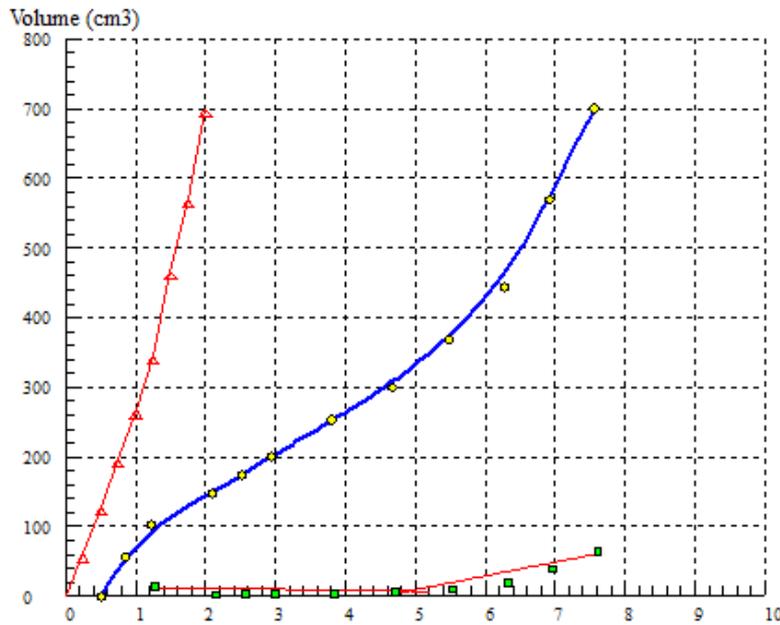
# Pression limite PL = 7,76 bars

# Pression de fluage Pf = 3,62 bars

—▲— : Courbe d'étalonnage.

—●— : Courbe corrigée.

—■— : Courbe de fluage.



## Essai pressiométrique

Sondage N° : SP27

Profondeur = 6 m

# Module pressiométrique E = 34,24 bars

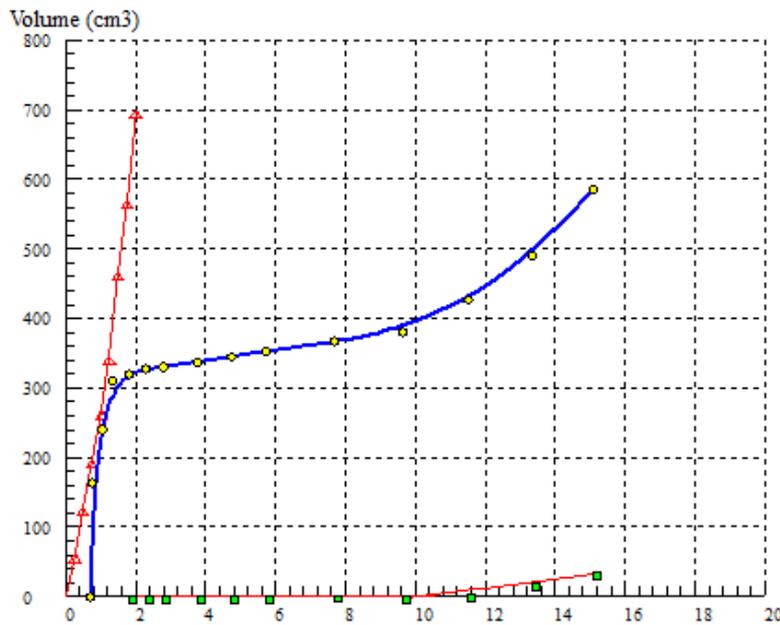
# Pression limite PL = 7,60 bars

# Pression de fluage Pf = 4,92 bars

—▲— : Courbe d'étalonnage.

—●— : Courbe corrigée.

—■— : Courbe de fluage.



## Essai pressiométrique

Sondage N° : SP27

Profondeur = 8 m

# Module pressiométrique E = 308,26 bars

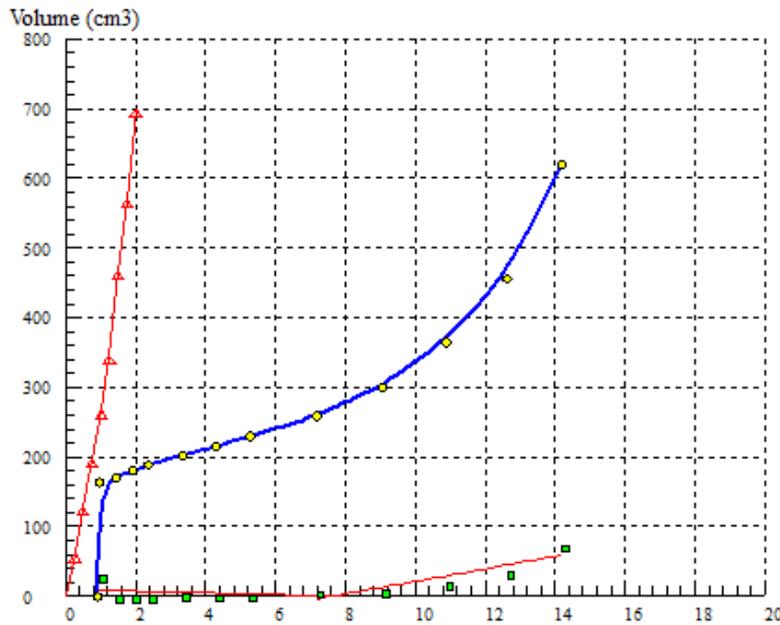
# Pression limite PL = 17,64 bars

# Pression de fluage Pf = 10,30 bars

—▲— : Courbe d'étalonnage.

—●— : Courbe corrigée.

—■— : Courbe de fluage.



## Essai pressiométrique

Sondage N° : SP27

Profondeur = 10 m

# Module pressiométrique E = 130,64 bars

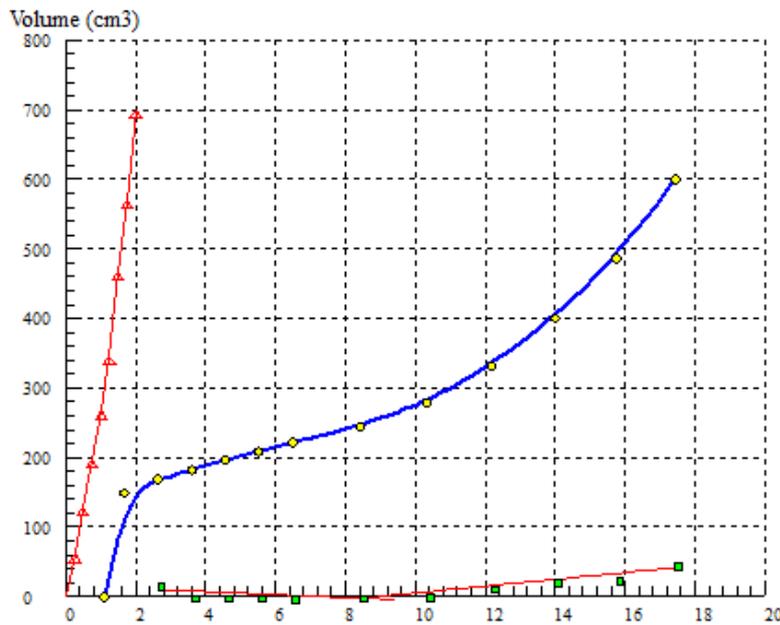
# Pression limite PL = 15,23 bars

# Pression de fluage Pf = 7,63 bars

—▲— : Courbe d'étalonnage.

—●— : Courbe corrigée.

—■— : Courbe de fluage.



## Essai pressiométrique

Sondage N° : SP27

Profondeur = 12 m

# Module pressiométrique E = 150,68 bars

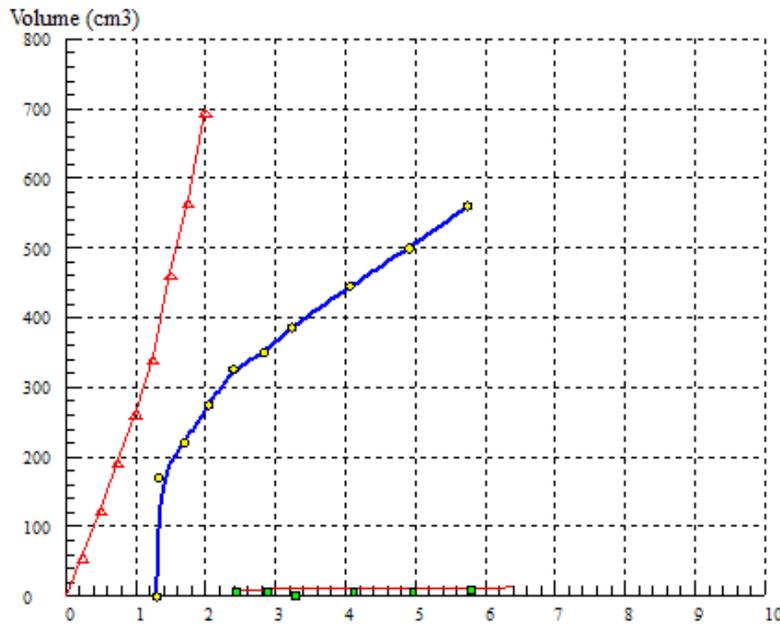
# Pression limite PL = 18,41 bars

# Pression de fluage Pf = 8,49 bars

—▲— : Courbe d'étalonnage.

—●— : Courbe corrigée.

—■— : Courbe de fluage.



## Essai pressiométrique

Sondage N° : SP27

Profondeur = 14 m

# Module pressiométrique E = 37,35 bars

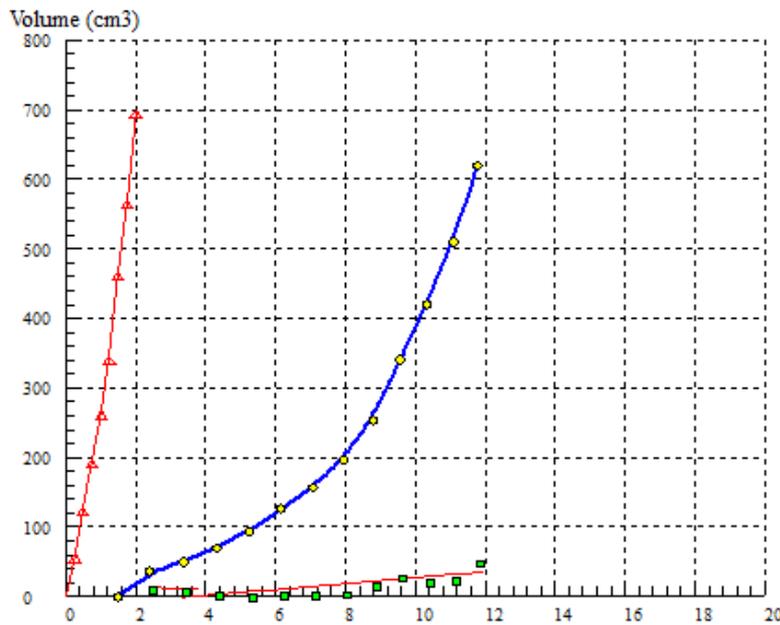
# Pression limite PL = 8,42 bars

# Pression de fluage Pf = 5,75 bars

—▲— : Courbe d'étalonnage.

—●— : Courbe corrigée.

—■— : Courbe de fluage.



## Essai pressiométrique

Sondage N° : SP27

Profondeur = 16 m

# Module pressiométrique E = 124,42 bars

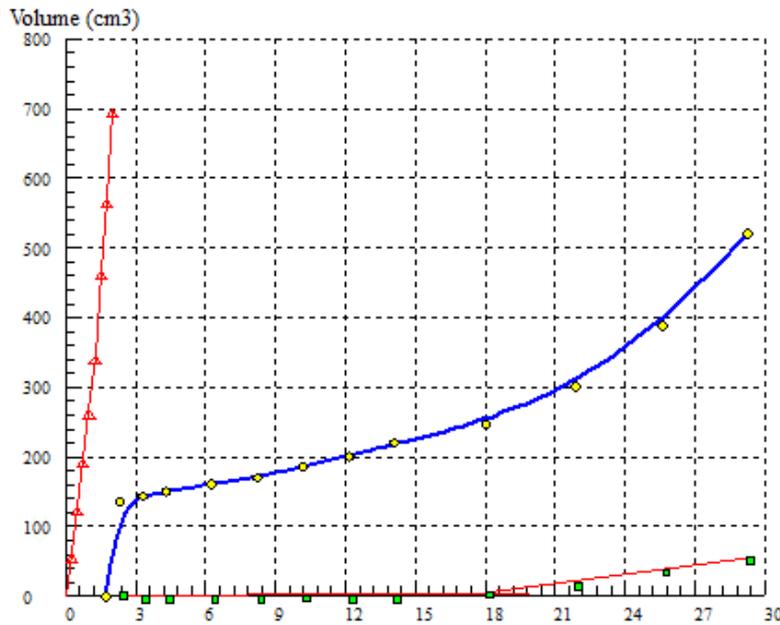
# Pression limite PL = 11,78 bars

# Pression de fluage Pf = 5,86 bars

—▲— : Courbe d'étalonnage.

—●— : Courbe corrigée.

—■— : Courbe de fluage.



## Essai pressiométrique

Sondage N° : SP27

Profondeur = 18 m

# Module pressiométrique E = 274,19 bars

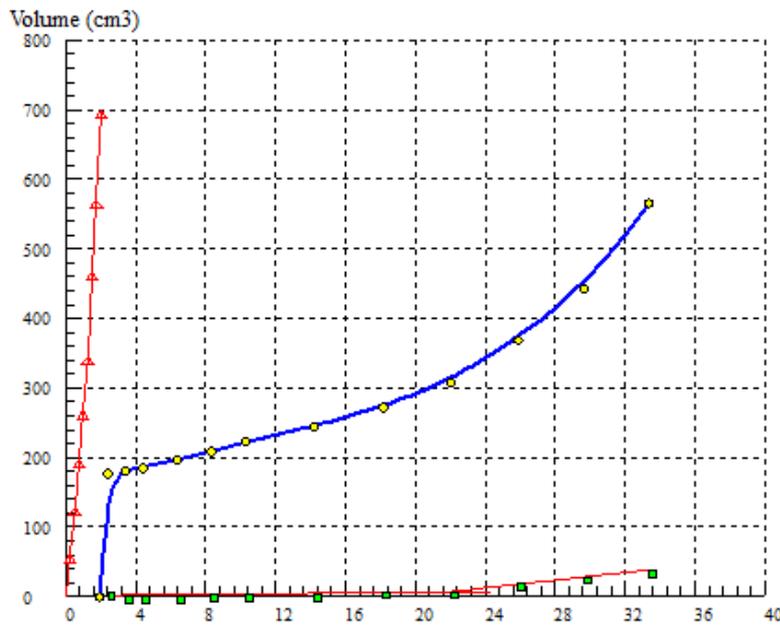
# Pression limite PL = 31,65 bars

# Pression de fluage Pf = 18,02 bars

—▲— : Courbe d'étalonnage.

—●— : Courbe corrigée.

—■— : Courbe de fluage.



## Essai pressiométrique

Sondage N° : SP27

Profondeur = 20 m

# Module pressiométrique E = 311,06 bars

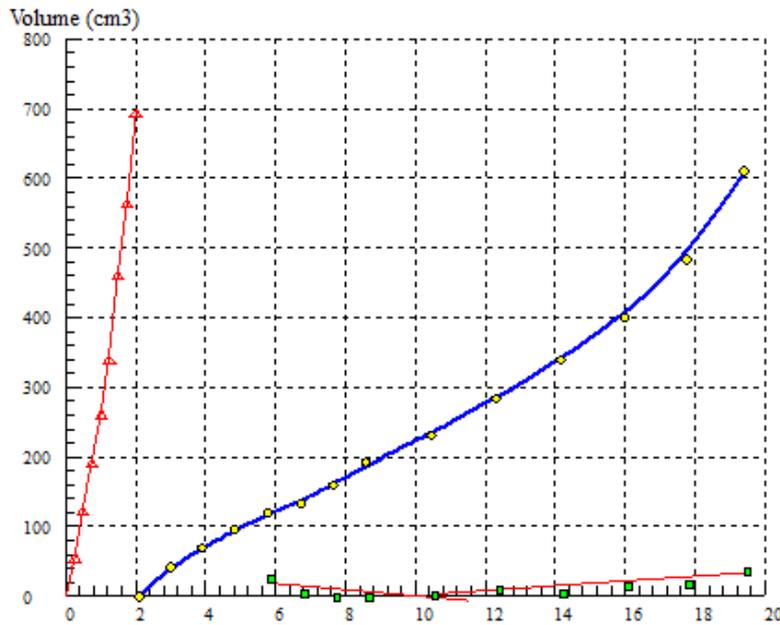
# Pression limite PL = 37,03 bars

# Pression de fluage Pf = 22,05 bars

—▲— : Courbe d'étalonnage.

—●— : Courbe corrigée.

—■— : Courbe de fluage.



## Essai pressiométrique

Sondage N° : SP27

Profondeur = 22 m

# Module pressiométrique E = 80,18 bars

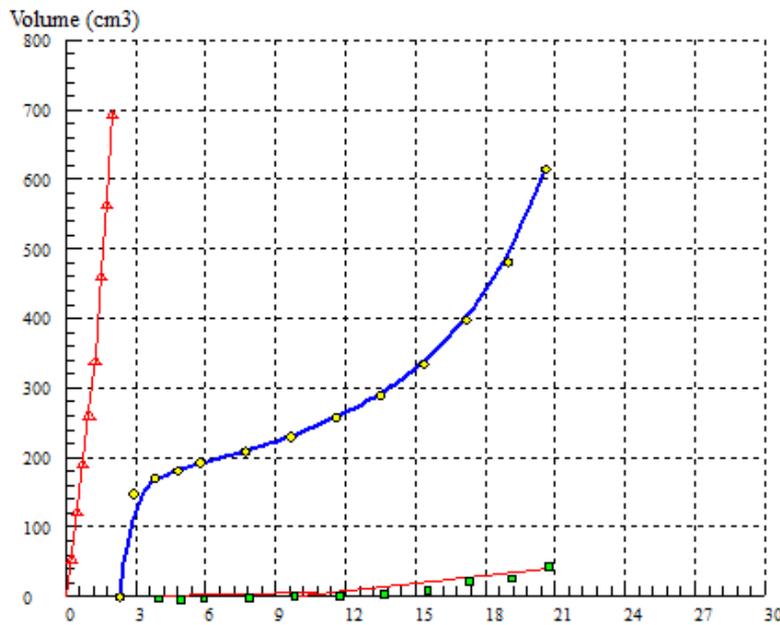
# Pression limite PL = 20,20 bars

# Pression de fluage Pf = 10,46 bars

—▲— : Courbe d'étalonnage.

—●— : Courbe corrigée.

—■— : Courbe de fluage.



## Essai pressiométrique

Sondage N° : SP27

Profondeur = 24 m

# Module pressiométrique E = 190,77 bars

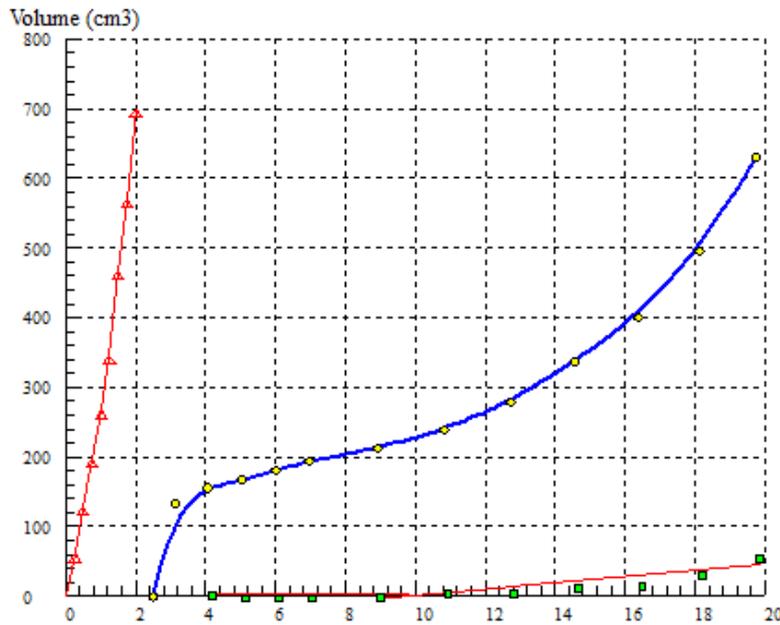
# Pression limite PL = 21,66 bars

# Pression de fluage Pf = 11,67 bars

—▲— : Courbe d'étalonnage.

—●— : Courbe corrigée.

—■— : Courbe de fluage.



## Essai pressiométrique

Sondage N° : SP27

Profondeur = 26 m

# Module pressiométrique E = 166,06 bars

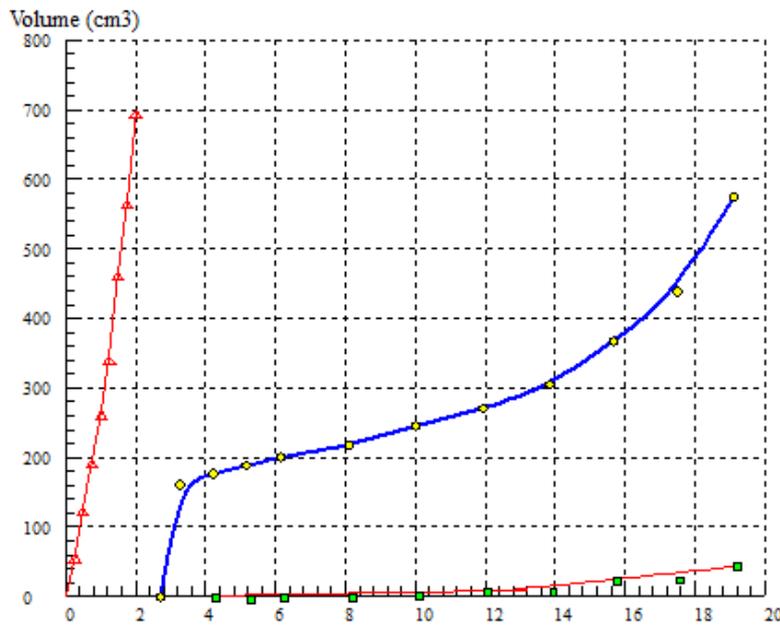
# Pression limite PL = 20,39 bars

# Pression de fluage Pf = 10,20 bars

—▲— : Courbe d'étalonnage.

—●— : Courbe corrigée.

—■— : Courbe de fluage.



## Essai pressiométrique

Sondage N° : SP27

Profondeur = 28 m

# Module pressiométrique E = 166,58 bars

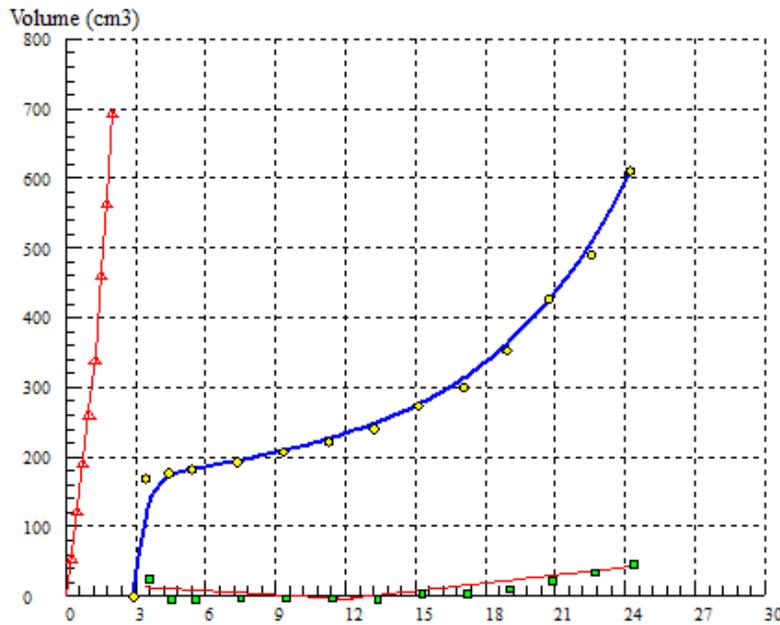
# Pression limite PL = 20,49 bars

# Pression de fluage Pf = 12,59 bars

—▲— : Courbe d'étalonnage.

—●— : Courbe corrigée.

—■— : Courbe de fluage.



## Essai pressiométrique

Sondage N° : SP27

Profondeur = 30 m

# Module pressiométrique E = 288,95 bars

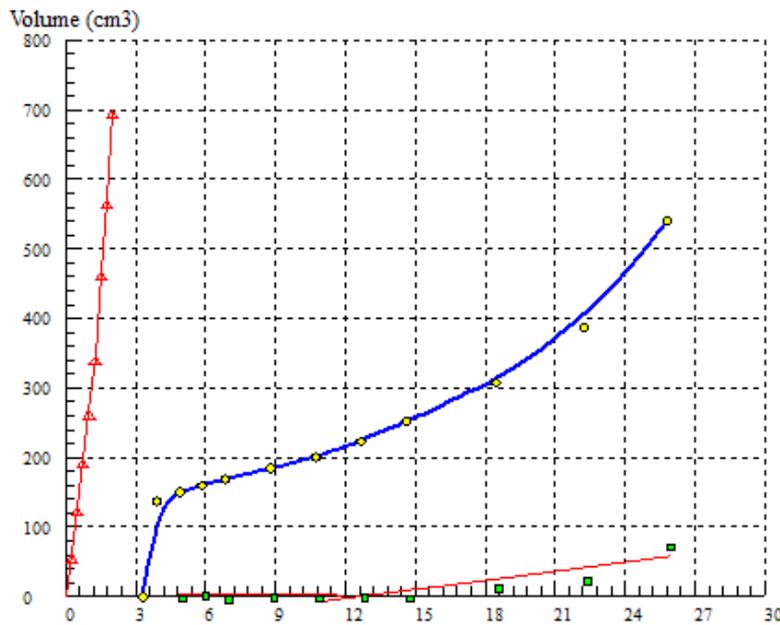
# Pression limite PL = 25,08 bars

# Pression de fluage Pf = 12,00 bars

—▲— : Courbe d'étalonnage.

—●— : Courbe corrigée.

—■— : Courbe de fluage.



## Essai pressiométrique

Sondage N° : SP27

Profondeur = 34 m

# Module pressiométrique E = 222,21 bars

# Pression limite PL = 28,16 bars

# Pression de fluage Pf = 13,08 bars

—▲— : Courbe d'étalonnage.

—●— : Courbe corrigée.

—■— : Courbe de fluage.