



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



---

UNIVERSITE SAAD DAHLAB DE BLIDA 1

FACULTÉ DE TECHNOLOGIE

DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

**MEMOIRE DE MASTER**

**EN GENIE CIVIL**

**Spécialité : Géotechnique**

**Étude et méthode de réalisation du puits de ventilation 07 localiser  
dans l'extension du métro d'Alger**

**« El Harrach centre - Aéroport International d'Alger »**

**Encadré par :**

- Pr. Amar Bouzid Djilali

**Co-encadré par:**

- Mr. Cherchali Mohamed Abderaouf

**Présenté par :**

- Benotsmane Hossem

- Bouzid Djalel Eddine

Blida , Novembre : 2021/2022

أحد أكبر التحديات في قطاع النقل اليوم هو الازدحام في طرق الجزائر. إن بناء شبكة المترو هو الحل الأنسب لحل هذه المشكلة.

الهدف من عملنا هو دراسة مخرج التهوية 07 لامتداد الخط رقم 1 الحراش وسط - المطار الدولي للجزائر، الذي سيتم حفره وبنائه بالطريقة (Bottom-up) (من الأسفل إلى الأعلى) ويتم توفير الدعم بواسطة جدار من جدران الأوتاد، من أجل تقدير الأحمال المختلفة وقيمة الانتقال خلال مختلف مراحل البناء في عدة نقاط عمق مختلفة لهيكل الدعم هذا وللأرض المحيطة بمخرج التهوية، قمنا بتنفيذ نمذجة تعتمد على الأساليب التحليلية وطريقة العناصر المحددة باستخدام برنامج GEO5 مع مراعاة السلوك المجفف لطبقات التربة وكذلك العمل الزلزالي. الكلمات المفتاحية: مخرج التهوية ، جدران الأوتاد ، الجدران الاستنادية، جيو 5.

## Résumé

L'un des plus importants défis actuels du secteur de transport est l'encombrement dans les routes d'Alger. La réalisation d'un réseau de métro constitue la solution la plus appropriée pour résoudre ce problème.

L'objectif de notre travail est l'étude du puits de ventilation 07 de l'extension de la ligne 1 El-Harrach Centre - Aéroport international d'Alger, dont le creusement et la construction se fera avec la méthode par la méthode (Bottom-up), le soutènement est assuré par une paroi de pieux sécants. Pour estimer les différentes charges et déplacements des différentes phases de construction de divers points de profondeurs de cet ouvrage de soutènement et du massif du sol autour du puits, une modélisation basée sur les méthodes analytiques et la méthode des éléments finis avec le logiciel GEO 5 a été réalisée en tenant compte du comportement drainé des couches de sol ainsi que de l'action sismique.

Mots clés : Puits de ventilation, pieux sécants, soutènement, GEO 5.

## **Abstrait**

One of the most important current challenges of the transport sector is the congestion in the roads of Algiers. A metro network is the most appropriate solution to this problem.

The objective of our work is the study of the ventilation shaft 07 of the extension of line 1 El-Harrach Centre - International Airport of Algiers, whose digging and construction will be done with the method (Bottom-up), the support is provided by a wall of secant piles. In order to estimate the different loads and displacements of the different phases of construction of various points of depth of this support structure and of the ground around the well, modeling based on analytical methods and the finite element method with the Geo 05 software was carried out taking into account the drained behavior of the soil layers as well as the seismic action.

Keywords : Ventilation shafts, secant piles, supports, GEO 5.

# Remerciement

Nous remercions d'abord ALLAH le tout puissant qui nous a guidés et donnés la force et la volonté de réaliser cette mémoire. Nôtres pensés vont vers nos parents, qui ont toujours cru en nous. C'est grâce à leurs soutient et prières que nous avons accomplis ce travail.

Nous remercions notre encadreur **Pr. Bouzid Amar** et notre Co-encadreur **M. Cherchali**, d'avoir pris en charge et aidé tout au long du projet. Et de nous avoir orientés avec ces précieux conseils et sons soutien moral.

Remerciements les plus sincères à toutes les personnes qui ont de près ou de loin à l'évaluation de cette mémoire. Enfin, nous tenons aussi à remercier les jurés pour avoir accepté et de juger notre travail.

## Table des matières

---

Résumé.....	2
Remerciement .....	4
Tableaux des matières .....	5
Liste des symboles .....	10
Liste des figures .....	12
Liste des tableaux.....	16
Introduction générale .....	17

### CHAPITRE I : Présentation Du Projet

I.1. Introduction.....	20
I.2. Historique sur le métro d'Alger [1] .....	20
I.3. Description de la ligne 1 du métro d'Alger [2].....	21
I.3.1. Ligne 1 du métro d'Alger .....	22
I.4. Description De l'extension d'El Harrach Vers l'Aéroport (Extension De Lot1 Ligne 1)            23	
I.4.1. Les stations de l'extension el Harrach -aéroport .....	24
I.4.2. Puits de ventilation.....	25
I.5. Conclusion .....	26

### CHAPITRE II : Recherche bibliographique

II.1 Introduction .....	28
II.2. L'excavation.....	28
II.2.1. Méthodes d'excavation.....	28
II.2.1.1. Méthode de tranchée ouverte.....	29
II.2.1.2. Méthode d'excavation contreventée.....	30
II.2.1.3. Méthode d'excavation ancrée.....	31
II.2.1.4. Méthode d'excavation Top-down.....	34
II.3. L'ouvrage de soutènement .....	35

## Table des matières

---

II.3. 1. Paroi en pieux sécants .....	35
II.3. 2. Paroi de pieux jointifs.....	37
II.3. 3. Parois moulées.....	37
II.3. 4. Rideaux de palplanches .....	39
II.3. 5. Mur cantilever .....	40
II.3. 6. Le béton projeté.....	41
II.3. 7. Jet Grouting .....	42
II.4. Système des appuis.....	43
II.4.1. Les butons.....	43
II.4.2. Tirants d'ancrages .....	43
II.5. Conclusion.....	44

### **CHAPITRE III : Conception du puits de ventilation 07**

III.1. Introduction.....	46
III.2. Présentation de la conception.....	46
III.3. Diagnostic et localisation du puits de ventilation n°7 en ligne .....	48
III.4. Dimension du puits de ventilation n°7 .....	50
III.5. Rôle du puits de ventilation dans un tunnel .....	51
III.5.1. Choix du système de ventilation .....	51
III.5.2. Méthode de ventilation :.....	52
III.6. Type de système de ventilation.....	52
III.6.1. Ventilation naturelle.....	52
III.6.2. Ventilation longitudinale.....	52
III.6.3. Ventilation semi-transversale.....	53
III.6.4. Ventilation transversale.....	53
III.6.5. Extraction massive ponctuelle.....	54
III.7. Concept de la réalisation .....	55
III.7.1. Déroulement des travaux.....	55

## Table des matières

---

III.7.1.1. Travaux internes du tunnel.....	55
III.7.1.2. Les opérations sur terrain.....	56
III.8. Description de la solution adoptée.....	56
III.9. Structure génie civil.....	58
III.9.1. Matériaux de construction.....	59
III.10. Les étapes d'exécution.....	60
III.10.1. Exécution des murette-guide.....	61
III.10.1.1 Forage des pieux.....	62
III.10.1.2. Préparation et l'installation des cages d'armature.....	63
III.10.1.3. Bétonnage des pieux.....	64
III.10.1.4. Recépage des pieux.....	65
III.10.2. Exécution de la poutre de couronnement.....	66
III.10.3. Excavation à ciel ouvert.....	69
III.10.3.1. Ferrailage de la poutre intermédiaire.....	69
III.10.3.2. Mise en place du deuxième niveau de système de butonnage.....	70
III.10.3.3. Excavation deuxième niveau.....	70
III.11. Réalisation Le local technique et Etanchéité de la dalle de couverture.....	71
III.12. Conclusion.....	72

## CHAPITRE IV : Investigation Géotechnique

IV.1. Introduction.....	74
IV.2. Géologie régionale.....	74
IV.3. Travaux de prospection.....	75
IV.3.1. Compagnes de prospection est reconnaissance géotechnique.....	75
IV.4. Reconnaissance géotechnique.....	76
IV.4.1 Prospection et essais in-situ et en laboratoire.....	76
IV.4.2. Essais dans laboratoire.....	78
IV.4.3. Essais in Situ.....	81

## Table des matières

---

IV.4.3.1. Essai de pénétration standard (SPT) .....	81
IV.4.3.2. Essai Pressiométrique (PMT) .....	85
IV.4.3.3. Essais Lefranc .....	90
IV.5. Condition hydrologique .....	91
IV.5.1. Essai piézomètre à corde vibrante.....	91
IV.6. Condition géologique.....	93
IV.7. Condition sismique .....	94
IV.8. Conclusion .....	97

### CHAPITRE V : Calcul des charges

V.1. Introduction .....	99
V.2. Principe de calcul [16].....	99
V.3. Calcul des charges pour chaque phase d'excavation .....	102

### CHAPITRE VI : Modélisation numérique

VI.1. Introduction.....	111
VI.2. Présentation du logiciel GEO5 (Geostructural Analysis) : .....	111
VI.3. Caractéristiques géométriques et géotechniques .....	111
VI.3.1 Caractéristiques géométriques .....	111
VI.3.2. Caractéristiques géotechniques.....	113
VI.3.3. Caractéristiques du soutènement.....	114
VI.3.4. Caractéristiques de la surcharge.....	114
VI.4. Normes et matériaux utilisées.....	115
VI.5. Modélisation des phases d'excavation.....	115
VI.5.1. Les efforts internes et les déplacements maximaux.....	116
VI.6. Stabilité de l'écran de soutènement .....	122
VI.6.1. Présentation et interprétation des résultats de l'analyse de la stabilité des pentes : 122	
VI.7. Tassement du terrain derrière la construction.....	123

## Table des matières

---

VI.8. Dimensionnement par logiciel GEO5 .....	126
VI.9. Conclusion .....	126
Conclusion générale .....	129
Bibliographie.....	132
les annexes	

## Liste des symboles

---

### Liste des symboles

$Z$  : Profondeur moyenne

$W$  : Poids propre du massif de sol

$\varphi$  : L'angle de frottement interne

$C$  : Cohésion

$K_0$  : Coefficient de pression des terres au repos.

$K_a$  : Coefficient de poussée des terres.

$K_p$  : Coefficient de butée des terres

$\nu$  : coefficient de poisson

$C$  : la résultante d'adhésion sur le plan de glissement

$K_h$  : Coefficient de réaction

$\sigma$  : Contrainte normal

$\gamma_h$  : Poids Volumique humide

$\gamma_d$  : Poids volumique sec

$\gamma_{sat}$  : Poids volumique saturé

$S_r$  : Degré de saturation

$\tau$  : contrainte tangentielle

$u$  : pressions interstitielles

$\alpha$  : Angle de la ligne de rupture

$\beta$  : Angle d'inclinaison d'un talus par rapport à l'horizontale

$\tau$  : Contrainte de cisaillement

$\Psi$  : Angle de dilatance

$\theta$  : Angle d'inclinaison d'un mur par rapport à la verticale

$q$  : Pression répartie des surcharges

$\delta$  : L'angle de frottement sur le mur

$H$  : la hauteur du mur

$F_{ad}$  : La charge totale exercée sur le mur

$K_{ay}$  : Coefficient de poussée des terres normales à l'écran

$K_{py}$  : Coefficient de butée des terres normales à l'écran

$K_{aq}$  : Coefficient de poussée due à la surcharge normale à l'écran

$K_{pq}$  : Coefficient de butée due à la surcharge normale à l'écran

$K_{ac}$  : Coefficient de poussée normales à l'écran pour un massif cohérent

$K_{pc}$  : Coefficient de butée normale à l'écran pour un massif cohérent

## Liste des symboles

---

$\delta$ : L'angle de frottement sol-écran

$\alpha$ : L'angle que fait la surcharge Q avec la surface libre

$\sigma_a$ : La contrainte de poussée

$\sigma_p$ : La contrainte de butée

$\sigma_v$ : la contrainte verticale

$\sigma_h$ : la contrainte horizontale

$W_L$ : limite de liquidité

$W_p$ : limite de plasticité

$P_1$ : Pression limite moyenne

$E_p$ : Module pressiométrique

$N_{spt}$ : Le nombre de coup mesuré lors de l'essai de pénétration standard

$\emptyset$ : Diamètre

$E$ : Module élastique

$q$ : La surcharge

$L$ : La longueur de la paroi moulée

$D$ : La fiche de la fondation

$Z$ : Profondeur

$A$ : La surface

$d$ : Épaisseur équivalente de la paroi

$EA$ : Module de rigidité normal

$EI$ : Module de rigidité en flexion

$G_{ref}$ : Module de cisaillement de référence

$E_{oed}$ : Module œdométrique

$E_{def}$ : Module déformation

## Liste des figures

---

Figure I.1 : Journal du 12 février 1932 titrant, le métro d'Alger.....	21
Figure I.2 : Tracé de la ligne 1 du métro d'Alger avec tous ces extensions.....	23
Figure I.3 : Tracé en plan de l'extension de la ligne 1 El Harrach – Aéroport.....	24
Figure I.4: Stations de l'extension El Harrach- Aéroport.....	25
Figure I.5 : Tracé en plan de l'extension el Harrach-aéroport.....	26
Figure II.1 : Coupe d'excavation à ciel ouvert en pente.[3].....	29
Figure II.2 : Coupe d'excavation à ciel ouvert en porte-à-faux.[3].....	30
Figure II.3 : Excavation d'un puits de ventilation selon la méthode contreventée.....	30
Figure II.4 : Méthode d'excavation contreventée (a) profile (b) plan.[3].....	31
Figure II.5 : Micropieux Freyssibar - Hôtel Saint Régis - Argentine [4].....	32
Figure II.6 : Configuration élémentaire d'un ancrage [4].	32
Figure II.7 : Profil de la méthode d'excavation ancrée. [3].....	33
Figure II.8 : Les séquences de la méthode Top down [5].....	34
Figure II.9 : Parois à pieux sécants [6].	35
Figure II.10 : L'exécution des pieux sécants. [6].....	36
Figure II.11 : Méthodologie des pieux jointifs et pieux sécant. [6].....	37
Figure II.12 : Paroi moulée. [7].....	38
Figure II.13 : Construction d'une paroi moulée. [8].....	39
Figure II.14 : Construction d'une paroi moulée. [9].....	40
Figure II.15 : Un mur cantilever. [10].....	40
Figure II.16 : Projection de béton projeté. [11].....	42
Figure II.17 : Principe de réalisation le Jet grouting. [12].....	42
Figure II.18 : Pieux avec buttons [13].....	43
Figure II.19 : Coupe schématique d'un tirant d'ancrage au sein du rideau [14].....	44
Figure III.1 : Représentation schématique de la ventilation dans un tunnel.....	46
Figure III.2 : Représentation 2D du PV7 et ses composantes. [15].....	47
Figure III.3 : Représentation 3D du PV7. [15].....	48
Figure III.4 : Photo de la situation du PV7 (capture Google Earth). .....	49
Figure III.5 : Vue en plan du niveau dalle de couverture R0. [15].....	49
Figure III.6 : Géométrie du PV7. [15].....	50
Figure III.7 : Ventilation longitudinale.....	53

## Liste des figures

---

Figure III.8 : Ventilation semi-transversale.....	53
Figure III.9 : Système de ventilation transversale. ....	54
Figure III.10 : Système d'extraction massive ponctuelle. ....	54
Figure III.11 : Rideaux des pieux et colonnes – section générale [15].....	58
Figure III.12 : Profil longitudinal du puits de ventilation PV7. [15].....	58
Figure III.13 : Profile du PV7 [15]. ....	59
Figure III.14 : Murette-guide – section type [1] .....	61
Figure III.15 : Murette guide en plan [1].....	62
Figure III.16 : Exécution des pieux en béton armé.....	62
Figure III.17 : Forage des pieux.....	63
Figure III.18 : Cages d'armatures en plan. [15] .....	63
Figure III.19 : Mise en place des cages d'armature.....	64
Figure III.20 : Vue en plan des pieux [15].....	64
Figure III.21 : Opération du coulage des pieux. ....	65
Figure III.22 : Opération du recépage des pieux. ....	65
Figure III.23 : Mise en place d'un béton de propreté. ....	66
Figure III.24 : Ferrailage de la poutre de couronnement. ....	66
Figure III.25 : Ferrailage d'un massif d'appui.....	67
Figure III.26 : Coulagés des poutres.....	67
Figure III.27 : Poutre de couronnement.....	68
Figure III.28 : Mise en place du premier niveau de butonnage. ....	68
Figure III.29 : Excavation de la fouille.....	69
Figure III.30 : Mise en œuvre de la poutre intermédiaire. ....	69
Figure III.31 : Mise en place le deuxième niveau de butonnage. ....	70
Figure III.32 : Excavation du puits verticale. ....	70
Figure III.33 : Vue en plan de chaque niveau d'excavations et le mise en place des butonnages. [15].....	71
Figure IV.1 : Carte géologique de l'Algérie dans le grand Maghreb.....	74
Figure IV.2 : Emplacement des Sondages pour le PV07.....	77
Figure IV.3 : Diagramme de Casagrande. ....	80
Figure IV.4 : la variation des différents états de sol selon les valeurs.....	81
Figure IV.5: manipulation de l'Essai Pressiométrique.....	86
Figure IV.6 : Carte du Zonage Sismique du Territoire National .....	94

## Liste des figures

---

Figure IV.7 : Portrait de la carte de zonage sismique de territoire national. ....	96
Figure V.1 : Excavation de la phase 05. ....	103
Figure V.2 : Diagramme des poussées et des butées de la phase 5 (AB). ....	106
Figure V.3 : Diagramme des poussées et des butées de la phase 03 (BO). ....	108
Figure VI.1 : Profil en long lithologique du puits de ventilation 07.....	112
Figure VI.2 : Les efforts internes maximaux dans le cas statique .....	116
Figure VI.3 : Les déplacements maximaux dans le cas statique .....	116
Figure VI.4 : Les efforts internes maximaux dans le cas statique .....	116
Figure VI.5 : Les déplacements maximaux dans le cas statique .....	117
Figure VI.6 : Les efforts internes maximaux dans le cas statique .....	117
Figure VI.7 : Les déplacements maximaux dans le cas statique .....	117
Figure VI.8 : Les efforts internes maximaux dans le cas statique .....	118
Figure VI.9 : Les déplacements maximaux dans le cas statique .....	118
Figure VI.10 : Les efforts internes maximaux dans le cas statique .....	118
Figure VI.11 : Les déplacements maximaux dans le cas statique .....	119
Figure VI.12 : Les efforts internes maximaux dans le cas sismique .....	119
Figure VI.13 : Les déplacements maximaux dans le cas sismique.....	119
Figure VI.14 : schémas du cercle de Glissement dans un cas statique.....	122
Figure VI.15 : schémas du cercle de Glissement dans un cas sismique. ....	122
Figure VI.16 : Résultats de l'analyse de la stabilité externe (Statique). ....	122
Figure VI.17 : Résultats de l'analyse de la stabilité externe (dynamique). ....	123
Figure VI.18 : Tassement du terrain derrière la construction pendant l'excavation de 1.6m de profondeur (cas statique). ....	123
Figure VI.19 : Tassement du terrain derrière la construction pendant l'excavation de 7.5 m de profondeur (cas statique). ....	124
Figure VI.20 : Tassement du terrain derrière la construction pendant l'excavation de 16.55 m de profondeur (cas statique). ....	124
Figure VI.21 : Tassement du terrain derrière la construction pendant l'excavation de 24.38 m de profondeur (cas statique). ....	125
Figure VI.22 : Tassement du terrain derrière la construction pendant l'excavation de 28.99 m de profondeur (cas statique). ....	125

## Liste des figures

---

Figure VI.23 : Tassement du terrain derrière la construction pondant l'excavation de 28.99 m de profondeur (cas dynamique). .....	126
Figure VI.24 : Résultats de dimensionnement et vérifications de la résistance de la section du béton des pieux .....	126

## Liste des tableaux

---

Tableau III.1 : Séquence d'exécution du rideau de blindage.....	61
Tableau IV.1 : Résumé des travaux de prospection et essais dans plusieurs études. ....	76
Tableau IV.2 : Sondages Carottées. Localisation. ....	77
Tableau IV.3 : Résumé des résultats des essais en laboratoire réalisés dans plusieurs études pour obtentions des. ....	78
Tableau IV.4 : Résumé des résultats des essais en laboratoire réalisés dans plusieurs études pour obtentions de.....	78
Tableau IV.5: La classification de Hunt (2005) .....	80
Tableau IV.6 : Résumé des résultats des essais in situ réalisés par ADP dans plusieurs études – SPT .....	82
Tableau IV.7 : Résumé des résultats des essais in situ réalisés par CPC dans plusieurs études – SPT .....	83
Tableau IV.8 : Classification de Terzaghi et Peck (1967).....	85
Tableau IV.9 : Résumé des résultats des essais in situ réalisés par ADP dans plusieurs études – PMT .....	86
Tableau IV.10 : Résumé des résultats des essais in situ réalisés par CPC dans plusieurs études – PMT .....	88
Tableau IV.11 : La classification du DTU13.12.....	89
Tableau IV.12 : Classification Ménard.....	90
Tableau IV.13 : Résumé des résultats des essais in situ réalisés – Essais Lefranc.....	91
Tableau IV.14 : Piézomètres à corde vibrante. Localisation. Installations. Unité.....	92
Tableau IV.15 : résultat de l'essai piézomètre .....	92
Tableau IV.16 : Résumé des profondeurs des faciès existantes .....	93
Tableau IV.17 : Classification des ouvrages selon RPA .....	94
Tableau IV.18 : Classification des ouvrages selon RPA .....	95
Tableau IV.19 : Les valeurs du coefficient d'accélération de la zone « A » selon RPA.....	95
Tableau IV.20 : Paramètres géotechniques de calcul - sols.....	97
Tableau V.1: Valeurs de l'angle de frottement sol/écran .....	100
Tableau V. 2 : Valeurs de $K_a$ et $K_p$ pour $\beta=0$ ; $\lambda=0$ . ....	100
Tableau V. 3 : Récapitulatif des caractéristiques de sol et des différents coefficients de poussée et butée .....	101

## Liste des tableaux

---

Tableau V.4 : Les forces de pression de la phase 05 (partie AO).....	107
Tableau V. 5 : Les forces de pression de la phase 04 (partie OB).....	109
Tableau VI.1 : Caractéristiques géotechniques du terrain .....	113
Tableau VI.2 : Les caractéristiques de pieux.....	114
Tableau VI.3 : Les caractéristiques des butons.....	114
Tableau VI.4 : Les caractéristiques de la surcharge .....	114
Tableau VI.5 : Résultats des efforts internes max et déplacements max.....	120
Tableau VI.6 : Les réactions des butons .....	121

## **Introduction générale**

---

### **Introduction générale**

La circulation des hommes et des marchandises est jouée un rôle important dans l'évolution de nos civilisations. Depuis toujours, l'homme a eu besoin de se déplacer pour accomplir ses tâches quotidiennes. La ville d'Alger a connu un accroissement démographique importante, une accélération importante du processus de son urbanisation et tous les espaces ont été occupés, ce qui a rendu la circulation et le déplacement très difficiles, d'où la nécessité de créer une soupape dans le but de désengorger.

Les responsables d'Alger ont vite compris que pour raccourcir les distances et éviter les obstacles, le moyen le plus direct était de passer sous terre, et alors une idée se montre, et c'est de creuser un tunnel sous le sol pour faire passer le métro. Et sachant que l'espace environnant est disponible pour faire un métro, et parce que ce moyen de transport est nécessaire pour satisfaire les exigences de la population, assurer une bonne articulation avec le développement des villes, assurer un entretien facile avec d'autres quartiers et les autres fonctions, et faire des stations qui assurent une bonne interface avec les environs urbanisés et les différents moyens de transport. Pour la réalisation de ce réseau dans une telle zone urbanisée, personne d'autre que l'ingénieur qui se trouve confronté à de nombreux problèmes et pour citer certaines de ces dernières : il doit d'abord assurer que l'avancement des travaux se déroule sans problème et pour cela une équipe spécialisée () a été sélectionnée uniquement pour ce projet en cas des urgences, et il faut également rester au courant de chaque dégradation de chaque structure à proximité de l'endroit où il se trouve le chantier de chaque élément constitutifs (tunnels, stations, puits et rameaux).

Le projet présenté dans ce mémoire a pour le but d'étudier la conception et la réalisation du puits de ventilation numéro 7 de l'extension de la ligne du métro d'Alger LOT-1 (El Harrach centre Aéroport international d'Alger) situé entre les stations Rabia Tahar et stations Ismail Yafsah, au point kilométrique PK6+220.00m.

Pour progresser dans notre thème, nous avons décidé d'essayer de répondre au problème suivant :

Comment assurer la stabilité des parois du puits de ventilation 07 au cours de la phase de déblaiement ?

Pour ce faire, nous allons structurer notre travail en six chapitres qui sont :

## **Introduction générale**

---

Le premier chapitre concerne une présentation du projet du Métro d'Alger.

Le deuxième chapitre est une recherche bibliographique sur le projet qui pénètre les méthodes utilisées pour la réalisation.

Le troisième chapitre parle de la conception et la méthode d'exécution du puits de ventilation PV-07.

Le quatrième chapitre est une investigation géotechnique qui nous permet d'être en disposition de tous les paramètres géotechniques utiliser dans les calculs.

Le cinquième chapitre traite des calculs des charges selon la méthode de Blum, en utilisant ce que nous avons obtenu dans le chapitre précédent.

Le sixième chapitre est consacré à la modélisation numérique d'une paroi en pieux sécant par logiciel GEO5.

Enfin, nous avons présenté une conclusion générale sur notre projet.

**CHAPITRE I :**  
**Présentation Du Projet**

### **I.1. Introduction**

Pour Assurer que tous les citoyens bénéficient d'un moyen de transport plus confortable, plus sécurisé et plus rapide, le Ministère des Transports a décidé de réaliser l'exécution de L'Étude Préliminaire, Avant-Projet Sommaire (A.P.S.) et Avant-Projet Détaillé (A.P.D.) de trois extensions du Metro d'Alger. L'entreprise de métro d'Algérie connue sous le nom d'EMA à adopter l'idée de commencer à travailler pour réaliser des lignes à multi direction. Le projet de métro d'Alger a les objectifs suivants :

- Construction d'un réseau de chemin de fer urbain conforme au projet de développement à moyen et long terme de la ville d'Alger.
- Amélioration qualitative du service de transports en commun de la ville d'Alger en atténuant les embouteillages grâce à la répartition améliorée du trafic par extension de la ligne de métro.
- Développement équilibré des régions en reliant à travers la ligne de métro le centre-ville d'Alger à la périphérie de la ville.

### **I.2. Historique sur le métro d'Alger [1]**

La première initiative pour faire le métro d'Alger en 1928 pendant la période de la colonisation française. Le projet prévoit la construction d'une ligne partant du cimetière Saint-Eugène, dans l'actuelle commune de Bouloghine, et aboutissant à Maison-Carrée dans l'actuelle commune d'El-Harrach, en passant en souterrain jusqu'au quartier du Ruisseau situé aujourd'hui à Belouizdad. Une autre branche devait débiter au niveau de la Gare de l'Agha pour aboutir au Parc de Galland, le 26 juillet 1935 le projet à été annulé à cause de l'importance de la dépense qui était estimée à 80 millions de francs.

Après l'indépendance de l'Algérie et en 1980, la SOFRETU (Société Française d'étude et de Réalisation de Transport Urbain) réalise pour la RSTA (Régie syndicale des transports algérois) une première « étude de réactualisation du projet de métro d'Alger ». Le 24 novembre 1984 est créée de l'E.M. A (Entreprise du Métro d'ALGER), chargée de la réalisation du projet.

En 1990 Les premiers coups de pioche auront lieu au niveau de la place de l'Émir-Abdelkader à Alger-Centre. Au niveau de la station Aïssat Idir, les travaux ne débutent qu'en mars 1993, pour la station Hamma ce sera mars 1994.

## Chapitre I : Présentation Du Projet

En 1994, un premier tronçon qui va de la place de l'Emir-Abdelkader à la Grande Poste d'Alger, long de 450 m, est achevé. Un autre tronçon de 650 m, qui relie la station Tafourah - Grande-Poste à la station Khelifa Boukhalfa, est lui aussi achevé. En 1996, la jonction est faite entre le tunnel de Khelifa Boukhalfa et celui de la station 1er mai. À la fin des années 1990, 3,5 km de tunnel, cinq stations entre la Grande Poste et Hamma ainsi que les ateliers ont été réalisés.

La construction de la première section de la ligne 1 Haï el Badr Tafourah-Grande poste, d'une longueur de 9,5 km et comportant dix stations, est achevée à la fin des années 2000. Inaugurée officiellement le 31 octobre 2011, la ligne est mise en service commercial le lendemain 1er novembre.

LE JOURNAL GÉNÉRAL

Travaux publics & Bâtiment

PARAIT DEUX FOIS PAR SEMAINE : MARDI ET VENDREDI

ORGANE DES SYNDICATS D'ENTREPRENEURS DE TRAVAUX PUBLICS D'ALGER, D'ORAN ET DE CONSTANTINE, DE L'ASSOCIATION DES ARCHITECTES ET DE L'AMALGAM DES INGÉNIEURS DU SERVICE VICINAL DE DÉPARTEMENT D'ORAN.

BULLETIN GÉNÉRAL DES ADJUDICATIONS OFFICIELLES

REDACTION ET ADMINISTRATION : 9, RUE PELISSIER - ALGER

TELEPHONE : 56.84 ET 59.45

CHEQUES POSTAUX 8.79

NOUVELLE SÉRIE — N° 658 — 46<sup>e</sup> ANNÉE

VENDREDI 12 FÉVRIER 1932 — PRIX 50<sup>e</sup>

### LE MÉTRO A ALGER (1)

8<sup>e</sup> *Evacuation éventuelle des eaux* Les parois des ouvrages souterrains et leurs revêtements seront exécutés de manière à s'opposer à toute infiltration d'eau à l'intérieur de ces ouvrages. Si cette condition paraît ne pas pouvoir être effectivement assurée en certains points particuliers, de manière que si on peut craindre l'introduction d'eau de surface, on devra prévoir des dispositifs d'évacuation des eaux, c'est-à-dire des puits, raccordés directement aux égouts du voisinage ou munis de pompes et de canalisations de refoulement vers l'extérieur.

9<sup>e</sup> *Conditions d'exécution des Travaux* Les ouvrages à exécuter par

chaque des trois types suivants (ligne simple, ou ligne double) :

1<sup>o</sup> Galerie dans le roc dur (simple revêtement) ;

2<sup>o</sup> Galerie en terrain ordinaire (type normal) ;

3<sup>o</sup> Galerie en mauvais terrain (type renforcé).

En ce qui concerne les parties de tracé qui seront à l'air libre, il sera indiqué un prix forfaitaire pour la longueur totale de chacune de ces parties.

Ces prix comprendront toutes les sujétions possibles (déplacement des agents et canalisations diverses, renforcement des lambeaux, etc.) et s'appliqueront à l'exécution complète des ouvrages, qui devront être livrés en parfait état de construction...

saire pour faire face à tous les besoins.

2<sup>o</sup> *Matériel roulant* — Le matériel roulant sera au gabarit de 2 m 48, tant automobiles que voitures de remorque, il sera au moins équivalent au matériel le plus perfectionné actuellement en service sur les réseaux métropolitains existants, tant en France qu'à l'étranger.

4<sup>o</sup> *Raccordement aux voies de chemin de fer* — On devra prévoir le raccordement du Métropolitain aux voies de chemin de fer existant à ses deux extrémités.

5<sup>o</sup> *Prix forfaitaires* — Il sera indiqué un prix forfaitaire par mètre courant de voie métropolitaine pour la structure proprement dite de la voie, y compris les installations électriques.

Changement d'adresse. Les bureaux de M. Pignatelli, ingénieur, sont transférés 19, rue de Constantine (Voir annonce).

Ingénieurs-adjoints des Travaux publics. L'Officiel public, par ordre de mérite, la liste d'admissibilité au grade d'ingénieur-adjoint des travaux publics de l'Etat (Service des Ponts et Chaussées) : 26, Semper, Alger ; 28, Lantelme, Alger ; 29, Gran, Alger ; 123, Coridon, Constantine ; 127, Pujot, Alger ; 139, Laborde, Al. ger.

SANDI matériel d'incendie 53 rue Michaut ALGER

Le revêtement métallique des routes. On procède, en Angleterre, au revêtement métallique des routes. Ce procédé est d'ailleurs une invention française puisque les brevets qui la concernent en France comme à l'étranger ont été déposés par M. Lado, le jeune homme qui s'est déjà fait connaître par ses inventions portées sur le guidage des autos et des paquebots en temps de brume. On se place une plaque de fonte triangulaire qui empêche ce rouleur, mais la poignée et la boussole sont sous la couche de métal, qui ne repose pas tout à fait sur le sol, dont l'aspect des supports. Les chaudières sont donc beaucoup plus propres et il n'est plus besoin de les nettoyer périodiquement puis planer on y répare les condensements.

Ferronnerie d'Art M. IVORRA-HÉRY 8, Rue Bonaparte-171.

MATÉRIAUX EN CIMENT

**BERNARD Frères & C<sup>e</sup>**

ADMINISTRATION : ALGER, 6, Rue Raymond-Cat

TELEPHONE : 29-24 ET 29-45

USINES de 9.000 m<sup>2</sup> à MAISON-CARRÉE (en face la gare P.L.M.)

INSTALLATION MECANIQUE ET ELECTRIQUE LA PLUS MODERNE

CARRELAGES DALLES TUYAUX

FOURNISSEURS DES ADMINISTRATIONS

LA CONSTRUCTION SPECIALE DES LAMPES A SOUDER

**MAX SIEVERT**

assure un Maximum d'Efficacité pour un Minimum de Consommation

50 années de spécialisation ont consacré leur réputation

En vente dans les quincailleries et maisons de fournitures industrielles

Demandez Catalogue Spécial aux Correspondants :

MART et C<sup>e</sup> (Paris) 1<sup>er</sup>, 107, Av. Parmentier (X<sup>VI</sup>), - TR. Metzger 15-21 10-21 Indre

Société Algérienne des Etals **LOUIS CRASSET**

3<sup>e</sup> Oranvite, capital 100.000 de fr

ENTREPRISES GÉNÉRALES

Tracé projeté du métro et des funiculaires, à Alger.

Figure I.1 : Journal du 12 février 1932 titrant, le métro d'Alger.[1]

### I.3. Description de la ligne 1 du métro d'Alger [2]

La mise en service de la 1ère ligne, Etape 1, contribue qualitativement et quantitativement à l'amélioration des transports urbains dans l'agglomération d'Alger.

### I.3.1. Ligne 1 du métro d'Alger

La ligne 1 du métro d'Alger a été exploitée en octobre 2011 d'abord pour la circulation d'essai. Chaque rame est composée 6 voitures et la longueur totale d'une rame est de 115m. La vitesse maximale s'élève à 70km/h, et le métro est mis en service de 5h à 23h avec un intervalle de 3 min.

A l'heure actuelle, les extensions (A, B et C) de la ligne 1 du métro d'Alger sont en cours de réalisation.

A part ces extensions, les autres extensions (LOT1, 2, 3 et 4) sont en cours d'élaboration.

- A partir de « El Harrach Centre », terminus de l'extension B, une nouvelle extension LOT1 commence avec une longueur totale de 9,6km jusqu'à « Aéroport d'Alger » en comportant 9 stations
- Depuis « Aïn Naadja 2 » terminus de l'extension C, une autre extension LOT2 commence avec une longueur de 6,2km jusqu'à Baraki, et 6 stations sont implantées le long du tracé.
- L'extension LOT3 commence depuis « Place des Martyrs », dernière station de l'extension A, jusqu'à « Chevalley ». La longueur totale du LOT3 est de 9,3km et 8 stations sont implantées le long du tracé.
- Prolongée du LOT3, l'extension LOT4 est élaborée en deux tronçons séparés : l'un allant de « Chevalley » à « Draria » et l'autre de « Stade du 05 Juillet » à « Ouled Fayet ». Avec une longueur totale de 14,0km, le LOT4 comporte 17 stations.



Figure I.2 : Tracé de la ligne 1 du métro d'Alger avec tous ces extensions.

### I.4. Description De l'extension d'El Harrach Vers l'Aéroport (Extension De Lot1 Ligne 1)

Les travaux de réalisation des gros œuvres de l'extension de la ligne 1 du Métro d'Alger reliant le Centre-ville d'El Harrach à l'Aéroport International Houari Boumediène sont entamés depuis Juin 2015.

Sur un linéaire de 9.6 km, 9 stations et 10 puits de ventilation, cette ligne desservira des quartiers denses en population tel que : Beaulieu, Oued Smar, Cite 5 juillet, Bab Ezzouar, le Pôle Universitaire d'El Harrach, le Centre des Affaires de Bab Ezzouar et l'Université Houari Boumediene. Elle reliera le Tramway au carrefour de l'université Houari Boumediène et offrira une multimodalité au niveau de cette station.

Le LOT1 est scindé en deux tranches :

- Tranche 1 : depuis le point de départ du tracé jusqu'à la station Oued Smar.
- Tranche 2 : depuis la station Oued Smar jusqu'au point d'arrivée du tracé.



**Figure I.3 : Tracé en plan de l'extension de la ligne 1 El Harrach – Aéroport International d'Alger.**

### I.4.1. Les stations de l'extension el Harrach -aéroport

Chaque station est localisée dans l'endroit le plus pertinent en tenant compte des plusieurs aspects tels que : tracé, demande de transport, état actuel d'infrastructure, largeur des routes existantes, déviation du trafic routier pendant les travaux, emplacement des accès et dimension de la station.

**Station Hassan Badi :** Située à proximité de (l'Hôpital Hocine Badi) et l'Institut Nationale Agronomique

**Station Pôle Universitaire :** Elle dessert principalement, l'institut national Agronomique, l'école polytechnique d'architecture et d'urbanisme et l'école nationale du vétérinaire ainsi que la résidence universitaire des garçons de Bouraoui

**Station Beaulieu :** Située au centre de Beaulieu

**Station Oued Smar :** Située dans le nord de la région Oued Smar, Elle dessert principalement l'école Nationale de Mécanique et la Résidence Universitaire des Jeunes Filles qui est en cours de construction.

## Chapitre I : Présentation Du Projet

Cette station constitue un pôle d'échange avec un parking pour véhicules particuliers au sous-sol d'une capacité de 430 places et d'une station urbaine pour taxi et bus.

**Station Université Houari Boumediene :** Située aux environs de l'entrée nord de l'Université Houari Boumediene

**Station Rabia Tahar :** Située au nord de la Cité 2045 Logements à proximité du tramway et de la station de bus

**Station Smail Yefsah :** Située au sud-ouest de la 'Cité 5 Juillet'

**Station Centre des Affaires :** située au sud-ouest du centre commercial Bab Ezzouar elle est aussi à proximité de l'hôtel Mercure

**Station Aéroport :** Située à l'intérieur du parking en plein air à proximité de terminal 1&2



**Figure I.4: Stations de l'extension El Harrach- Aéroport.**

### I.4.2. Puits de ventilation

Sur cette extension 10 puits de ventilation seront réalisés et leur positionnement dans la ligne de projet est présentée sur la figure.

- Puits de ventilation PV1 au PK0+510.00m.
- Puits de ventilation PV2 au PK 1+260.00m.

## Chapitre I : Présentation Du Projet

- Puits de ventilation pv3 au PK2+254.00m.
- Puits de ventilation PV4 au PK3+312.00m.
- Puits de ventilation PV5 au PK4+331.00m.
- Puits de ventilation PV6 au PK5+232.00m.
- Puits de ventilation PV7 au PK6+220.00m.
- Puits de ventilation Pv8 au PK7+057.00m.
- Puits de ventilation PV9 au PK8+238.00m.
- Puits de ventilation PV10 au PK9+549.00m

Les stations et les puits de ventilation représente 75% du projet globale, le creusement du tunnel de 9 km représente 25% du projet et sera achevé en 26 mois seulement grâce à l'utilisation du tunnelier.

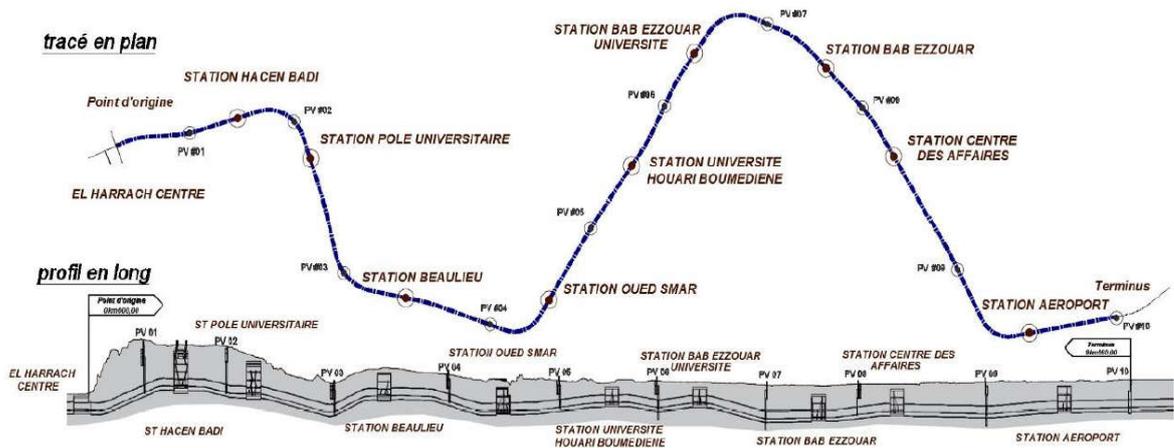


Figure I.5 : Tracé en plan de l'extension el Harrach-aéroport.

### I.5. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté le projet de la ligne 1 du métro, nous avons également mentionné de nombreux points cruciaux pour souligner l'importance de ce projet, comme son histoire depuis 1928, multiples caractéristiques de la ligne. Et toutes ses extensions. Et ensuite nous avons pénétré dans une de ses extensions « Lot-1 », en allumant la lumière sur ces avantages et pour cela nous vous avons donné accès à tous les détails sur les stations et leur localisation.

## **CHAPITRE II :**

### **Recherche bibliographique**

### **II.1 Introduction**

L'excavation à ciel ouvert et la mise en place du soutènement nécessaire pendant les travaux sont exigés dans tous les ouvrages souterrains. Le rôle de ces soutènements est de retenir un massif de terre et de le stabiliser. Grâce aux multiples méthodes d'excavation et des systèmes de soutènements, nous devons combiner toutes les conditions géologiques, le développement de la zone urbaine, le temps donné pour finaliser le travail, le budget et les équipements qui sont à notre disposition pour le projet.

Nous avons donc consacré ce chapitre à la recherche bibliographique pour mieux parler de notre projet de fin d'étude, qui consiste à l'étude des soutènements nécessaires à la réalisation du puits de ventilation -07 de l'extension du métro d'Alger (el Harrach – aéroport).

Et pour aller plus loin, nous allons présenter toutes les méthodes qui existent dans l'excavation de n'importe quel site, ainsi que la variété des types de soutènement, et nous allons ensuite détailler leur mise en œuvre, sans oublier leurs avantages et inconvénients.

### **II.2. L'excavation**

L'excavation est une opération que nous effectuons dans un terrain de sol soit verticalement ou bien horizontalement en respectant les rapports géotechniques, en utilisant des engins ou des explosifs selon les méthodes sélectionnées.

L'excavation est un aspect important de la mécanique des sols, par exemple, dans la construction des fondations ou de sous-sols pour des constructions de grande hauteur, des réservoirs de pétrole souterrains, des métros ou des systèmes de transport en commun rapide, etc. [3]

#### **II.2.1. Méthodes d'excavation**

Nous avons brièvement mentionné auparavant qu'il n'y a pas seulement une méthode mais plusieurs que nous pouvons utiliser pour excaver le site. Nous allons donc citer certaines des méthodes connues et fréquemment utilisées.

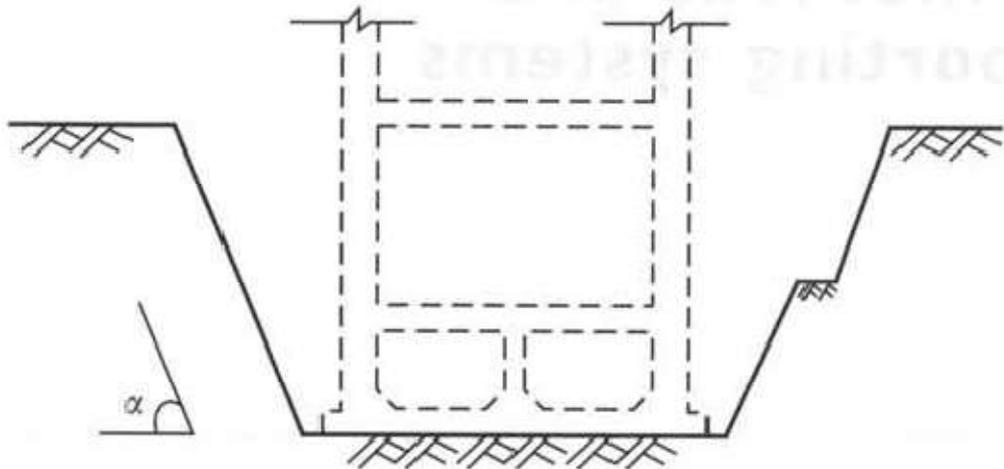
### II.2.1.1. Méthode de tranchée ouverte

Lorsque nous examinons cette méthode, nous devons mentionner qu'il existe deux types principaux

- Méthode d'excavation à ciel ouvert en pente

Celle-ci ne nécessite pas de murs de soutènement ou de support. Comme il est montré dans la figure **la figure II.1**, Cela s'explique par le fait que le site est creusé avec des pentes. Et parce qu'il n'y a pas eu besoin de recourir au soutènement sur le site, le coût du projet devient plus réduit.

Si nous avons l'intention d'aller plus loin dans l'excavation, la quantité de sol à remplir après la construction est extrêmement élevée. Mais le coût de l'opération est toujours assez bas [3]



**Figure II.1 : Coupe d'excavation à ciel ouvert en pente.[3]**

- Méthode d'excavation à ciel ouvert en porte-à-faux.

Dans ce type, comme il est montré sur **la figure II.2**, la rigidité des murs de soutènement est la seule source permettant de les maintenir stables sans la mise en place des soutènements provisoire, qui empêcheront les activités d'excavation. Même si ce type de méthode nécessite la construction de murs de soutènement, le coût ne sera pas nécessairement plus élevé que celui de la coupe à ciel ouvert en pente. En fin de compte, le choix du type le plus économique et le plus sécurisé doit être déterminé en fonction des multiples résultats de l'analyse, de la conception et de l'évaluation. [3]

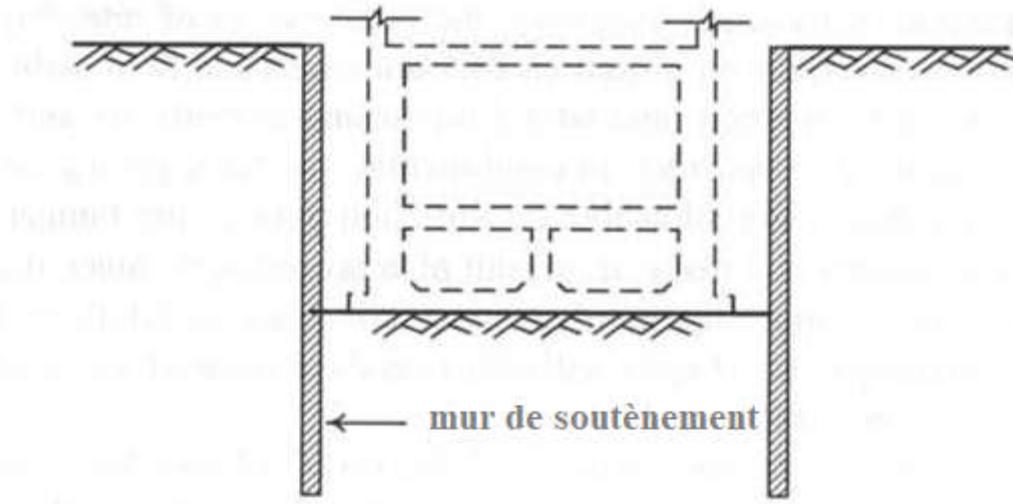


Figure II.2 : Coupe d'excavation à ciel ouvert en porte-à-faux.[3]

### II.2.1.2. Méthode d'excavation contreventée

Cette méthode nous apprend à installer des éléments horizontaux devant les murs de soutènement pour une meilleure résistance à la pression des terres sur le mur.

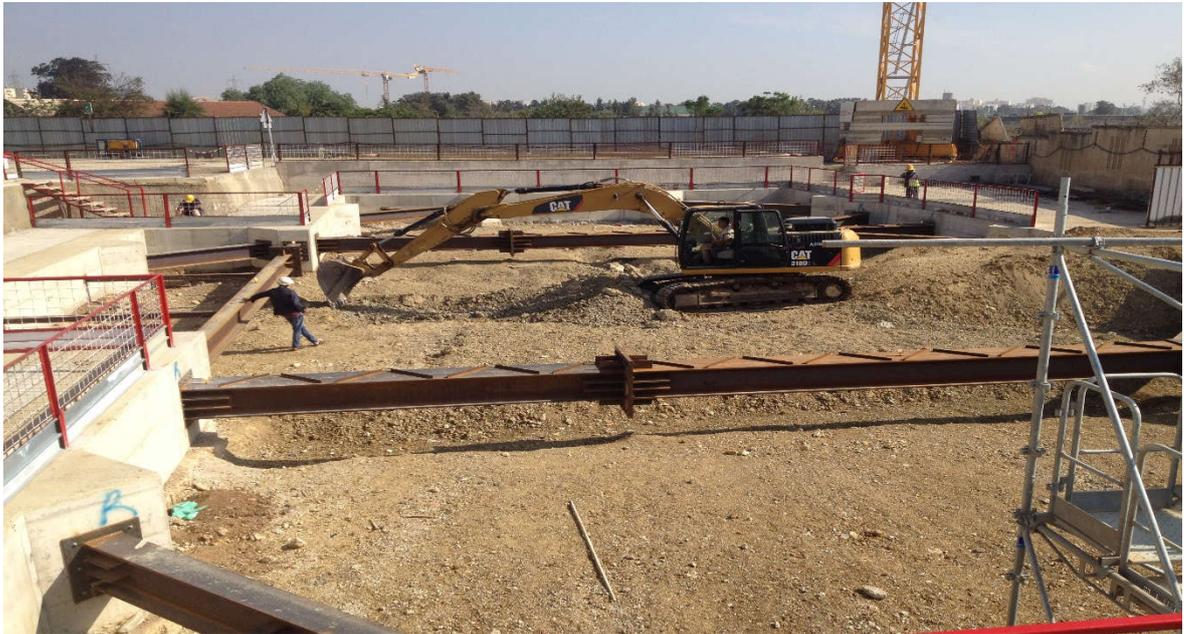
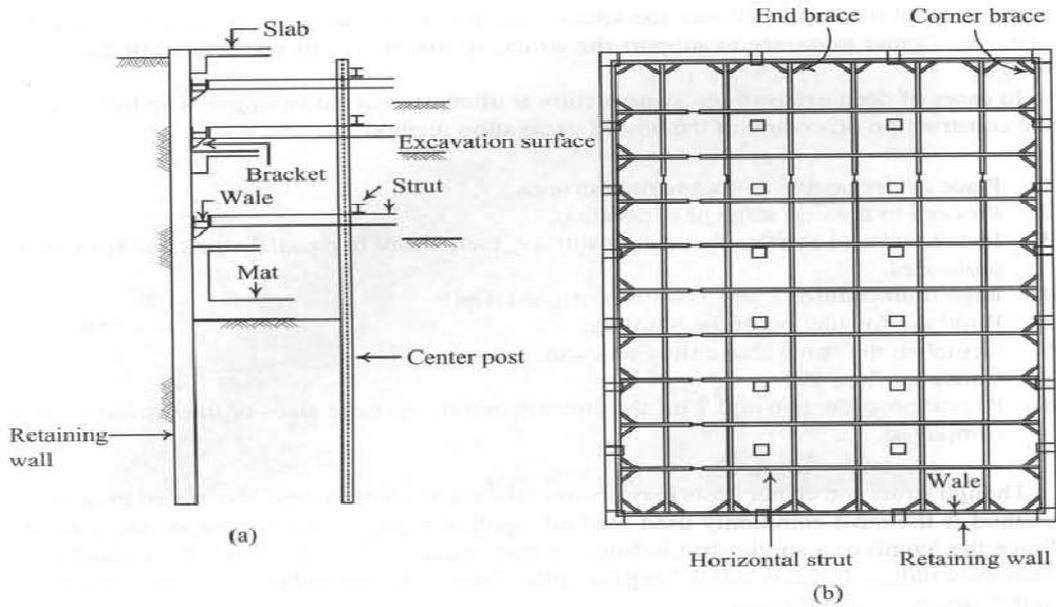


Figure II.3 : Excavation d'un puits de ventilation selon la méthode contreventée.

La figure II.3 illustre la distribution des butons, la figure II.4 fait voir aussi les espaces d'excavation contreventé. Ce système de barricades est composé de butons, barres d'extrémité, contreforts d'angle et de poteaux centraux dans le cas où le site dépend des butons large.



**Figure II.4 : Méthode d'excavation contreventée (a) profile (b) plan.[3]**

Dans le cas d'une excavation à grande profondeur, la construction est généralement réalisée avec des étapes, la démarche de la méthode de l'excavation contreventée est la suivante :

1. Placer des postes centraux dans le terrain de construction.
2. Démarrer la première séquence de l'excavation.
3. Installer des parois au-dessus de la surface de la fouille, puis installer des butons horizontaux et les faire précharger.
4. Répétez la deuxième et la troisième étape jusqu'à la profondeur prévue.
5. Réaliser la fondation de la structure.
6. Arracher les butons au-dessus de la fondation.
7. Réaliser la dalle de plancher.
8. Répéter le sixième et la septième étape jusqu'à atteindre le niveau du terrain.

### II.2.1.3. Méthode d'excavation ancrée

Cette méthode applique les mêmes procédures que la méthode d'excavation contreventée, avec une seule particularité et c'est qu'on remplace les butons par des tirants d'ancrage qui jouent le même rôle que les butons et qui est de favoriser le mur de soutènement contre la pression de terrain et le maintenir stable.

## Chapitre II : Recherche bibliographique

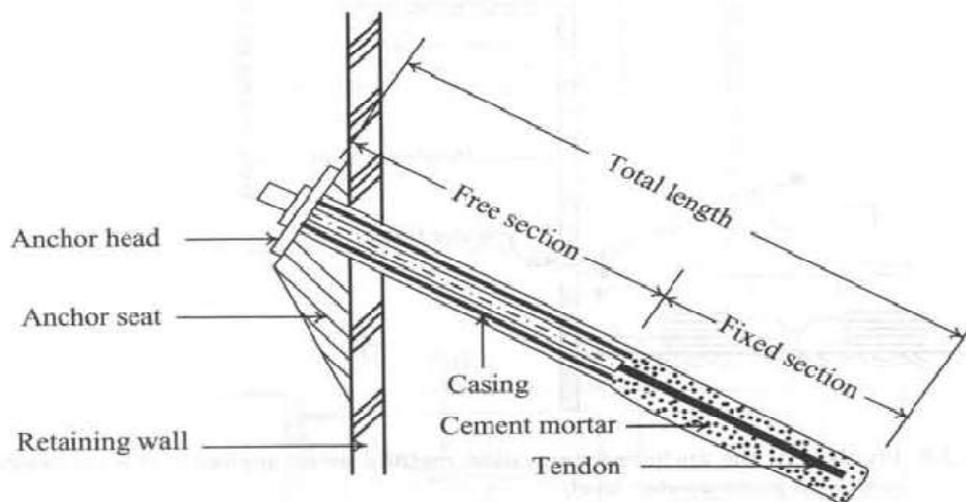
Le tirant permet de stabiliser le mur de soutènement en reportant les efforts induits par la poussée naturelle du terrain et les charges d'exploitation au-delà du cercle de glissement. Les efforts sont transmis au terrain par la longueur scellée. Le tirant est généralement précontraint afin de contrôler le déplacement de la paroi lors des différentes phases de construction.[4]

Des ancrages comme indiqué sur la figure, sont installés pour contrecarrer la pression des terres.



**Figure II.5 : Micropieux Freyssibar - Hôtel Saint Régis - Argentine [4]**

La configuration et les composants de la technique d'excavation ancrée sont illustrés dans la figure II.5.



**Figure II.6 : Configuration élémentaire d'un ancrage [4].**

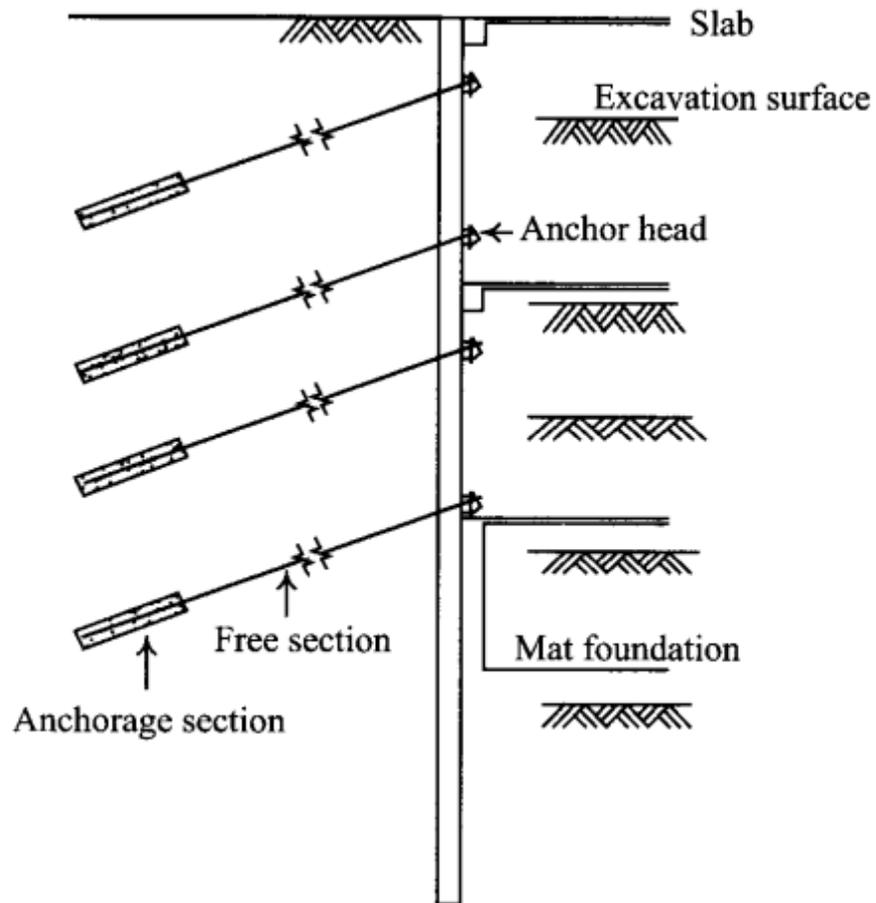
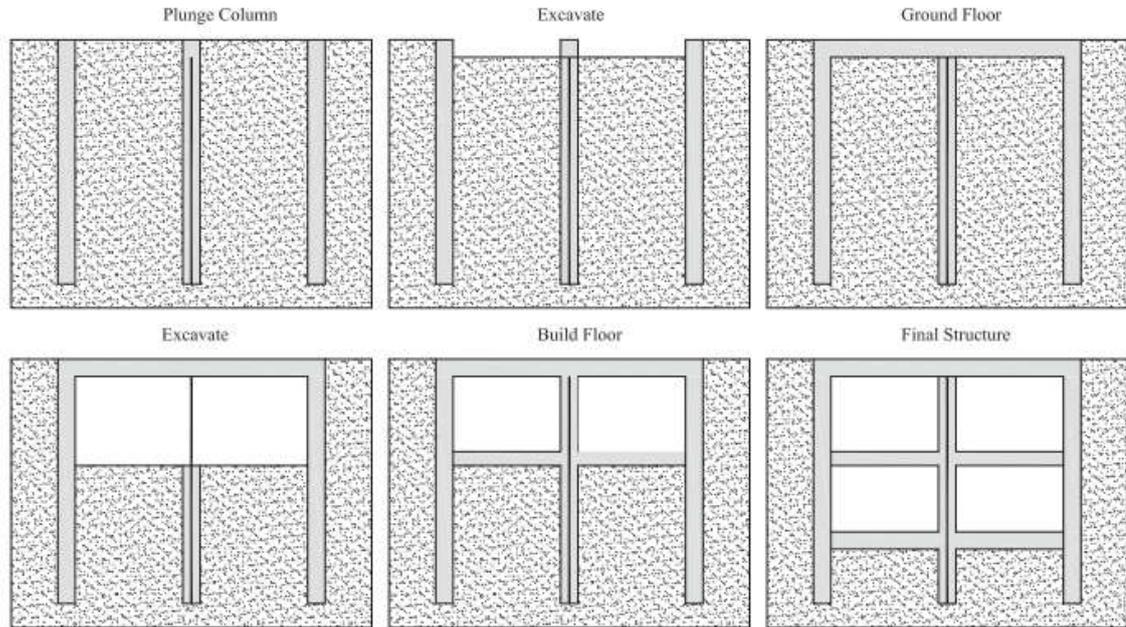


Figure II.7 : Profil de la méthode d'excavation ancrée. [3].

### II.2.1.4. Méthode d'excavation Top-down

Dans la construction descendante, les parties de la structure souterraine permanente sont construites en même temps que l'excavation est effectuée par la méthode Top-down.

La procédure de construction est illustrée dans la figure II. 8.



**Figure II.8 : Les séquences de la méthode Top down [5].**

Tout d'abord, les murs extérieurs sont construits directement à partir de la surface du sol. Et ensuite l'excavation sera exécutée, et c'est après que chaque niveau de plancher est construit. Les planchers permanents prolongent toute la surface de l'excavation et jouent le rôle de contreventement des murs extérieurs. En général, le contreventement temporaire n'est pas nécessaire, car les murs extérieurs sont utilisés comme murs temporaires et permanents, mais parfois, les murs temporaires sont complétés par des murs intérieurs, et les deux murs agissent de concert à long terme [5].

### II.3. L'ouvrage de soutènement

Les ouvrages de soutènement est largement rencontré en génie civil, avec des formes, dimensions et matériaux très variés. Dans la définition de l'Eurocode 7, Les ouvrages de soutènements sont destinés à retenir soit des terres (sols, roches ou remblais) et de l'eau. Ils comprennent tous les types de murs et de systèmes d'appui dans lesquels des éléments de structure subissent des forces imposées par le matériau soutenu. Le principe du "mur" de soutènement est de reprendre un effort de poussée du sol et de le "retransmettre" au sol en l'équilibrant par son poids propre ou par encastrement de l'ouvrage de soutènement ou aussi par des ancrages. On cite ci-après les principales techniques utilisées.

#### II.3. 1. Paroi en pieux sécants

Une paroi de pieux sécants se compose de pieux alignés avec un entre axe inférieur à leur diamètre pour former une paroi structurale. Ces parois des pieux sécants ont la capacité également de limiter les venues d'eau. La conception peut incorporer une cage d'armatures ou des profilés pour le renforcement, et des tirants ou des butons peuvent créés des appuis de retenue intermédiaires, si besoin.



Figure II.9 : Parois à pieux sécants [6].

## Chapitre II : Recherche bibliographique

---

L'exécution se déroule selon l'ordre suivant :

1. Une première série de pieux primaires non armés est réalisée suivant la séquence 1 – 5 – 9 – 13 – ...
2. Une deuxième série de pieux primaires non armés est réalisée suivant la séquence 3 – 7 – 11 – ...
3. Les pieux secondaires en béton armé sont exécutés suivant la séquence 2 – 4 – 6 – 8 – 10 – 12 – ... Les pieux primaires sont partiellement fraisés. Si le rideau de pieux est installé à proximité de constructions susceptibles de tasser, les pieux secondaires sont exécutés en deux étapes suivant les séquences 2 – 6 – 10 – ... et 4 – 8 – 12 – ...
4. La fouille est ensuite excavée jusqu'au niveau d'installation d'un éventuel support horizontal si nécessaire, le support horizontal est mis en place (tirants d'ancrage, pieux de traction, étaçons, ...). Les tirants d'ancrage ou les pieux de traction sont placés à hauteur de l'intersection entre un pieu primaire et secondaire
5. 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 final. [6]

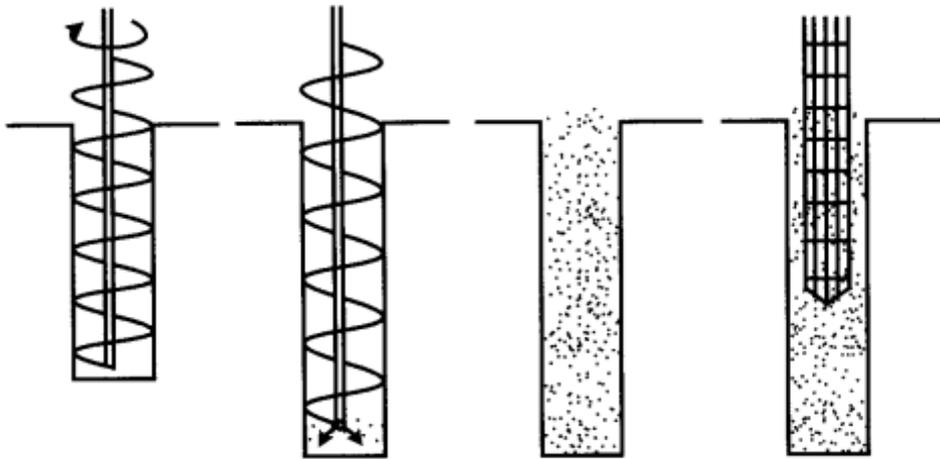


Figure II.10 : L'exécution des pieux sécants. [6]

### II.3. 2. Paroi de pieux jointifs

Une paroi de pieux jointifs est un écran de soutènement qui retient la terre. Le mur se compose de pieux en béton (sans chevauchement). Ce type de paroi constitué de « Pieux forés tubés » peut aussi revêtir une fonction portante, elle provoque des infiltrations d'eau à cause de mauvais alignement. [4]

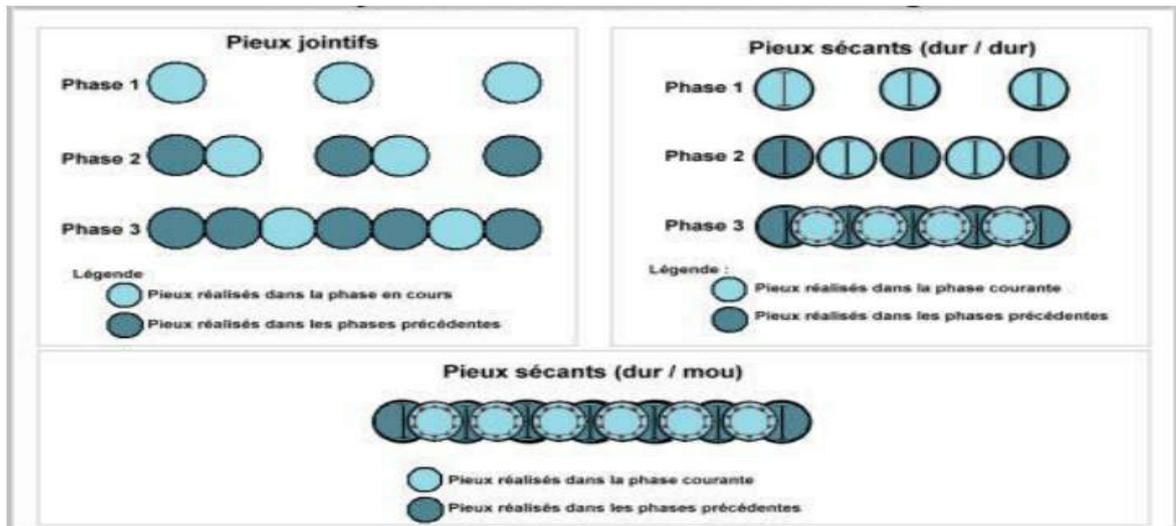
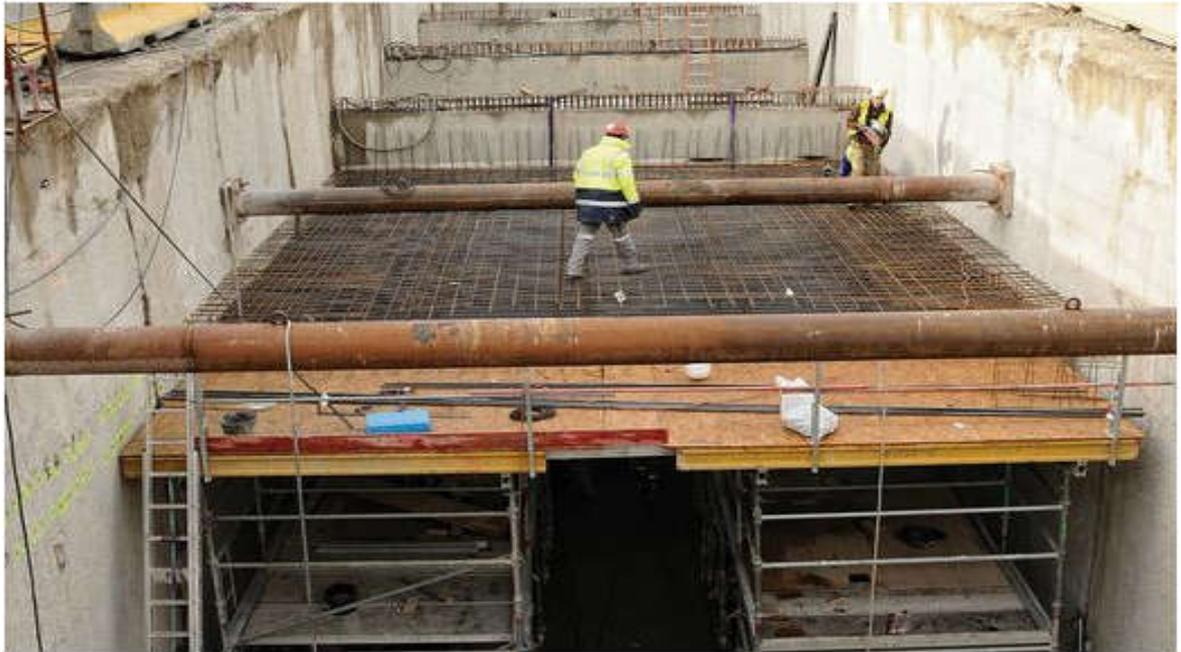


Figure II.11 : Méthodologie des pieux jointifs et pieux sécant. [6]

### II.3. 3. Parois moulées

La paroi moulée est un écran de soutènement souple formé de la juxtaposition des panneaux verticaux, plans ou courbés, généralement en béton (armé ou non armé), pouvant avoir une hauteur de quelques dizaines de mètres. A l'encontre des murs de soutènement rigides fonctionnant par leur poids pour assurer la stabilité, les parois moulées fonctionnent par encastrement dans le sol ou par ancrage [7]. Une paroi moulée est une tranchée creusée dans le sol destinée à être remplie de béton armé. Sa largeur est comprise entre 0,5 et 1,5 mètres, sa Profondeur standard jusqu'à 35 m, exceptionnellement jusqu'à 55 m et plus. Cet ouvrage est utilisé pour de nombreuses constructions différentes :

- Parking souterrain (les murs du parking sont construits en premier grâce aux parois moulées ensuite l'excavation est réalisée et les talus autour de la fouille restent stables grâce aux parois).
- Tunnel en tranchée couverte les murs sont de nouveau réalisés avec des parois moulées.
- Bassin d'orage
- Fondation de barrages



**Figure II.12 : Paroi moulée. [7]**

La réalisation des parois moulées se déroule selon les étapes suivantes : [8]

1. Réalisation des murets-guide et creusement du (premier) panneau avec un grappin – remplissage en continu de la tranchée avec le fluide de support.
2. Excavation de la première passe, suivie de la deuxième. Lors de l'excavation, la charge de la suspension benthonique doit être telle que le niveau de la suspension présente à tout moment une valeur d'au moins 2 m par rapport à la position de la nappe phréatique dans les différentes couches aquifères sur toute la hauteur de la paroi, et davantage si la nappe est sous pression (aquifère artésien).
3. Excavation du 'merlon' ou passe centrale située entre les 2 passes précédentes
4. Dessablage ou remplacement de la suspension de bentonite.
5. Équipement du panneau dès que le creusement a atteint la profondeur prescrite : immersion des cages d'armatures et mise en place temporaire des planches-joints métalliques munies de joints water-stop en PVC.
6. Bétonnage de chaque panneau par tubes plongeurs immergés dans le béton (un ou plusieurs en fonction de la dimension du grappin) et récupération de la boue benthonique.
7. Enlèvement du joint, le joint water-stop reste en place, voir détail d'un joint terminé.



Figure II.13 : Construction d'une paroi moulée. [8]

### II.3. 4. Rideaux de palplanches

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

Les rideaux de palplanches ont un domaine d'emploi assez large dû en particulier à la possibilité qu'ils offrent de construire des soutènements en remblai aussi bien qu'en déblai, aux facilités qu'ils offrent en site aquatique et à leur relative étanchéité, qui permet généralement d'éviter le transport par l'eau des fines contenues dans le massif soutenu.

Les dimensions des sections des palplanches varient d'environ 0,40 à 0,60 m pour la largeur (0,75 m pour les plus récentes), de 0,10 à 0,50 m pour la hauteur et de 5 à 20 mm pour l'épaisseur. La longueur des palplanches est par ailleurs généralement limitée à 24 m pour des raisons de transport et de mise en œuvre. [9]



**Figure II.14 : Construction d'une paroi moulée. [9]**

### **II.3. 5. Mur cantilever**

Il se forme d'une base élargie (semelle) et encastrée à la partie supérieure du sol de fondation. Il fonctionne en faisant participer à l'action de soutènement une partie du poids du remblai. Un mur cantilever peut être d'ailleurs considéré comme un ouvrage poids si l'on y inclut le poids du remblai compris entre le mur et la verticale qui passe par l'extrémité arrière de la semelle. Ils sont souvent économiques pour des hauteurs qui atteignent jusqu'à 6 à 8 mètres, voir une dizaine de mètres. Ils nécessitent en principe un terrain de fondation de qualité moyenne à bonne. Les murs cantilevers en béton armé sont également des ouvrages rigides. [10]



**Figure II.15 : Un mur cantilever. [10]**

### II.3. 6. Le béton projeté

Le béton projeté est un béton formulé à partir de ses constituants habituels, transporté dans un tuyau, accéléré par un jet d'air comprimé et mis en œuvre par projection sur un support auquel il adhère. L'énergie cinétique conférée par l'air comprimé compacte le mélange qui devient ainsi dense et homogène. Dans certains cas, cette force de compaction est complétée par l'impact des gravillons les plus gros qui viennent percuter le matelas de béton déjà mis en œuvre et accentuent le compactage du béton projeté.

Le mélange à projeter est composé de ciment, de sable, de graviers ou de gravillons et éventuellement d'eau, d'adjuvant (selon la technique de projection) et de fibres.

Cette technique de mise en œuvre s'affranchit donc des sujétions de coffrage, ce qui prédispose le béton projeté pour des utilisations spécifiques comme le soutènement de tunnels, le confortement de talus ou la réparation d'ouvrages en béton ou en maçonnerie.

Il existe deux techniques de projection qui se différencient, entre autres, par le lieu d'introduction de l'air comprimé et de l'eau, ce qui induit des comportements très différents selon la technique. On distingue :

1. La projection par voie sèche, avec ou sans pré- mouillage ou pré humidification.
2. La projection par voie mouillée, qui elle-même se divise en deux méthodes.
  - La projection par voie mouillée à flux dense.
  - La projection par voie mouillée à flux dilué, cette méthode est rarement utilisée de nos jours.

Dans le cas de la projection par voie sèche, le mélange sec ou légèrement humide et de consistance pulvérulente est introduit dans la machine de malaxage. Le transfert du mélange de la machine jusqu'à la lance est assuré par un flux d'air comprimé (transfert à grande vitesse). L'eau est ajoutée à la lance. Dans le cas de la projection par voie mouillée, le mélange, de consistance plastique, contient déjà toute l'eau nécessaire. Le transfert est mécanique : le béton est pompé, éventuellement additionné d'air comprimé pour en faciliter le transit (on parle alors de flux dilué).

La projection est assurée par ajout d'air comprimé à la lance. La consistance des deux mélanges n'est donc pas comparable. Elle induit des différences en termes de

## Chapitre II : Recherche bibliographique

comportement lors de la projection, de compactage du béton, de production de pertes et de poussière, et de rendement. [11]

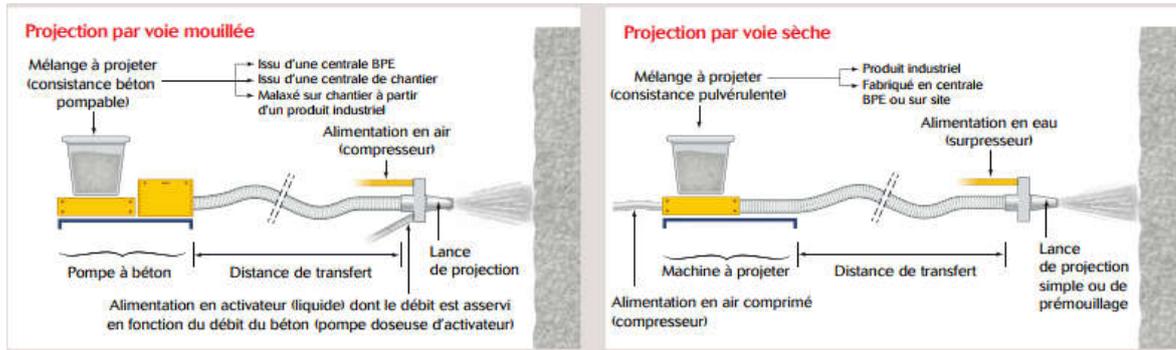


Figure II.16 : Projection de béton projeté. [11]

### II.3. 7. Jet Grouting

Le développement de ce que nous appelons aujourd'hui Jet grouting a commencé au Japon dans les années 70. Jet grouting est une méthode d'amélioration du sol qui crée des colonnes cimentées dans le sol. Le sol est injecté avec différents fluides sous pression (de 20 à 40 MPa), à travers le moniteur, pour remplacer et cimenter le sol, souvent avec du coulis de ciment à l'eau. Le procédé s'applique à tous les terrains meubles ou au rocher tendre, principalement en consolidation et sous certaines conditions en étanchéité. Il existe trois systèmes communs pour l'éjection des fluides, le système simple, double et triple fluide. Le processus est effectué à partir de la surface du sol par forage à la profondeur souhaitée, puis en retirant le moniteur tout en tournant et éjecter et ainsi créer une colonne. [12]

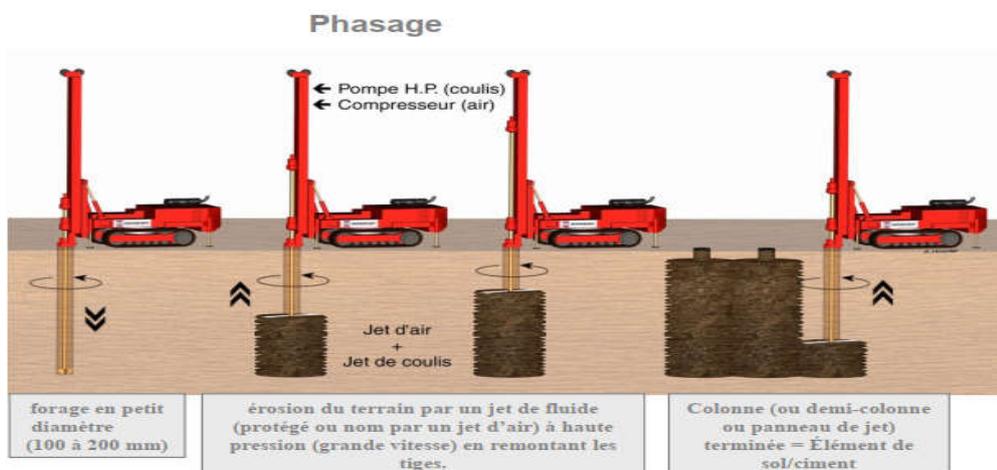


Figure II.17 : Principe de réalisation le Jet grouting. [12]

### II.4. Système des appuis

#### II.4.1. Les butons

Les butons sont constitués de poutres en béton armé ou de profilés métalliques prenant appui sur deux structures construites en vis-à-vis, comme cela peut être le cas pour les soutènements de tranchées ouvertes ou couvertes. Pour les tranchées couvertes, ce butonnage est généralement assuré par la dalle de couverture et, s'il y a lieu, par un radier situé sous la chaussée. L'utilisation de profilés métalliques est généralement réservée au butonnage provisoire des structures, tandis que les poutres en béton armé sont utilisées pour la réalisation d'appuis permanents. [13]



**Figure II.18 : Pieux avec buttons [13]**

#### II.4.2. Tirants d'ancrages

Tirants d'ancrages sont constitués d'une armature en acier de précontrainte à haute résistance (barres, fils, torons, torons gainés graissés) mise en place dans un forage et scellée au terrain en partie inférieure, sur une longueur dite longueur de scellement, par injection de coulis de ciment. Ce coulis de ciment est injecté au moyen d'un tube d'injection (petit tube simple ou tube à manchettes pour injection par passes et par phases)

## Chapitre II : Recherche bibliographique

mis en place dans le forage en même temps que l'armature. La partie supérieure de l'armature non scellée au terrain est protégée par une gaine plastique, dite gaine de protection de la longueur libre des armatures. [14]

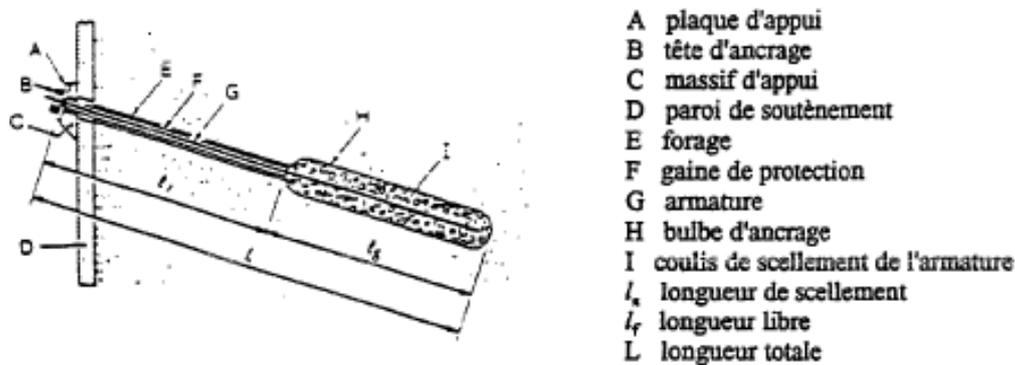


Figure II.19 : Coupe schématique d'un tirant d'ancrage au sein du rideau [14]

### II.5. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté les différents types d'excavations et de soutènements et leurs systèmes d'appui comme les tirants d'ancrage et les butons.

Il existe diverses méthodes de d'excavation à ciel ouvert, telles que tranchée ouverte, excavation contreventée, excavation ancrée, excavation des îles et excavation Top-down. Il y a plusieurs types de soutènement (paroi moulée, paroi en pieu sécants, soutènement métallique). Lorsque les travaux souterrains commencent les ingénieurs ont besoin d'une bonne connaissance de ces méthodes pour une bonne exécution sur tout les plans (stabilité de notre ouvrage et les ouvrages voisines avant et après l'exécution financier).

## **CHAPITRE III :**

### **Conception du puits de ventilation 07**

### III.1. Introduction

Pour avoir une bonne ventilation dans la ligne de métro il a été décidé de former entre chaque deux stations un puits de ventilation, et cette structure technique est la structure la plus essentielle dans tout le projet qui assure la sécurité du tunnel.

Le choix de la méthode d'exécution d'un puits de ventilation varie d'un ouvrage à un autre, il est important de choisir la plus adéquate pour l'ouvrage.

Il faut prendre en compte plusieurs paramètres pour choisir la méthode adaptée tel que le type de sol en place, les alentours en surface, l'emplacement et le coût de l'ouvrage.

Dans notre cas la méthode à ciel ouvert a été choisi pour la réalisation de notre ouvrage.

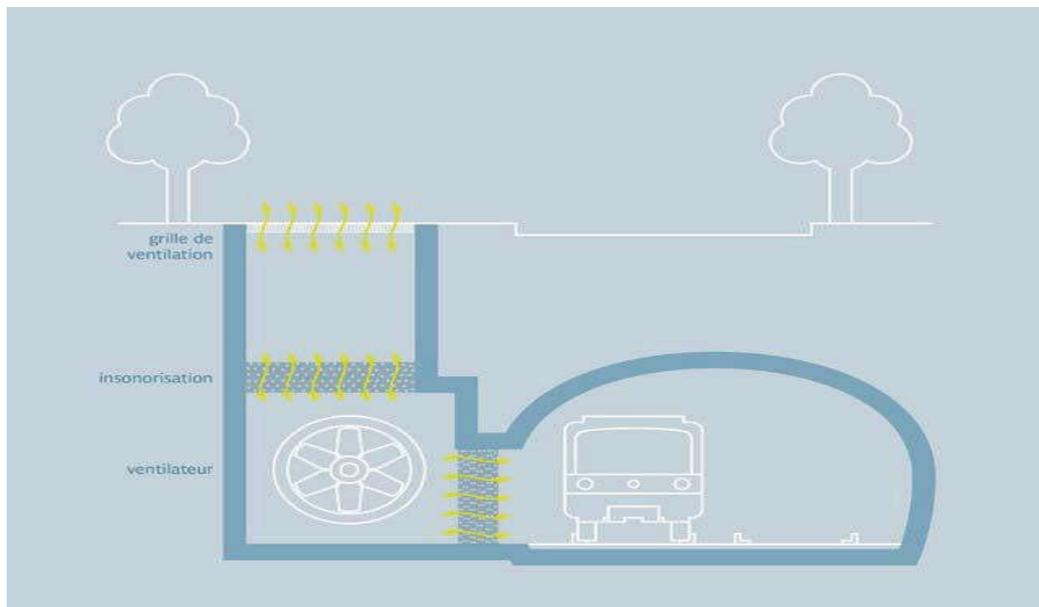


Figure III.1 : Représentation schématique de la ventilation dans un tunnel.

### III.2. Présentation de la conception

Les puits de ventilation sont des ouvrages souterrains indispensables à la réalisation de tous les tunnels, leur géométrie dépend de l'espace et de la profondeur. Nous avons dû choisir une géométrie carré et cela afin de nous assurer que notre structure est stable et peut résister plus.

En général entre deux stations nous implantons une des puits de ventilation et pour plus de précision l'implantions se fait au milieu de la distance entre deux stations pour une meilleure ventilation du tunnel.



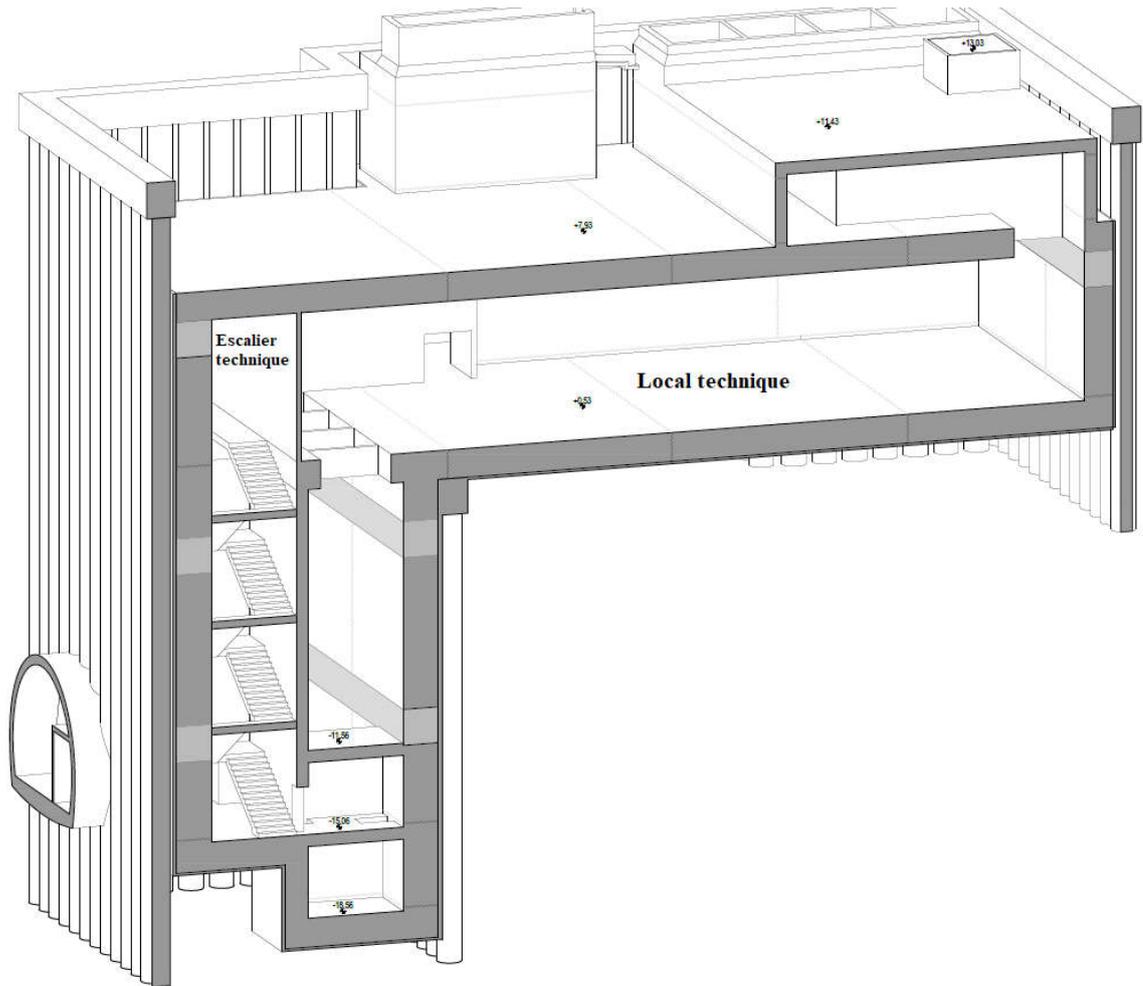


Figure III.3 : Représentation 3D du PV7. [15]

### III.3. Diagnostic et localisation du puits de ventilation n°7 en ligne

Le puits de ventilation numéro 7 « PV-07 » fait partie des dix puits du projet d'extension du métro d'Alger LOT-1. Il est localisé dans la zone d'habitat dense. Les immeubles R+14 se trouvent à une distance de 25,5m du puits de ventilation. Par rapport au tracé de l'extension LOT-1, l'ouvrage est implanté entre la station Rabia Tahar université et la station Smail Yefsah, au point kilométrique PK6+220.00m.

Au nord du puits de ventilation se trouve une route. Au sud CEM LES FRERES MEDDOUR, à l'est cité AADL Bab Ezouar, et à l'ouest une cite EPLF,1080logts.



Figure III.4 : Photo de la situation du PV7 (capture Google Earth).



Figure III.5 : Vue en plan du niveau dalle de couverture R0. [15]

### III.4. Dimension du puits de ventilation n°7

Comme nous l'avons déjà mentionné, chaque puits de ventilation est composé de quatre parties qui sont le local technique pour héberger le ventilateur et les équipements électriques, sans oublier le tunnel horizontal branché sur le côté du tunnel principal et aussi le puits vertical pour connecter le local technique et le tunnel horizontal et un collecteur d'eau. les dimensions des différentes composantes sont :

Le local technique aura une largeur de 15.0m, une longueur de 37.0m et une hauteur de 6.2m.

Le tunnel horizontal aura une largeur de 7.5m et une hauteur de 5.35m.

Construit en forme rectangulaire, le puits vertical a une largeur identique à la salle des machines, soit 15.0m et une longueur de 8.1m Sa longueur verticale est de 14.389m

Au fond du puits vertical, sera installé un collecteur des eaux d'une dimension de 4m (longueur) x 4m (largeur) x 3m (profondeur).

Le puits de ventilation est relié finalement au tunnel principal par l'intermédiaire d'un rameau, d'une longueur de 15.970m.

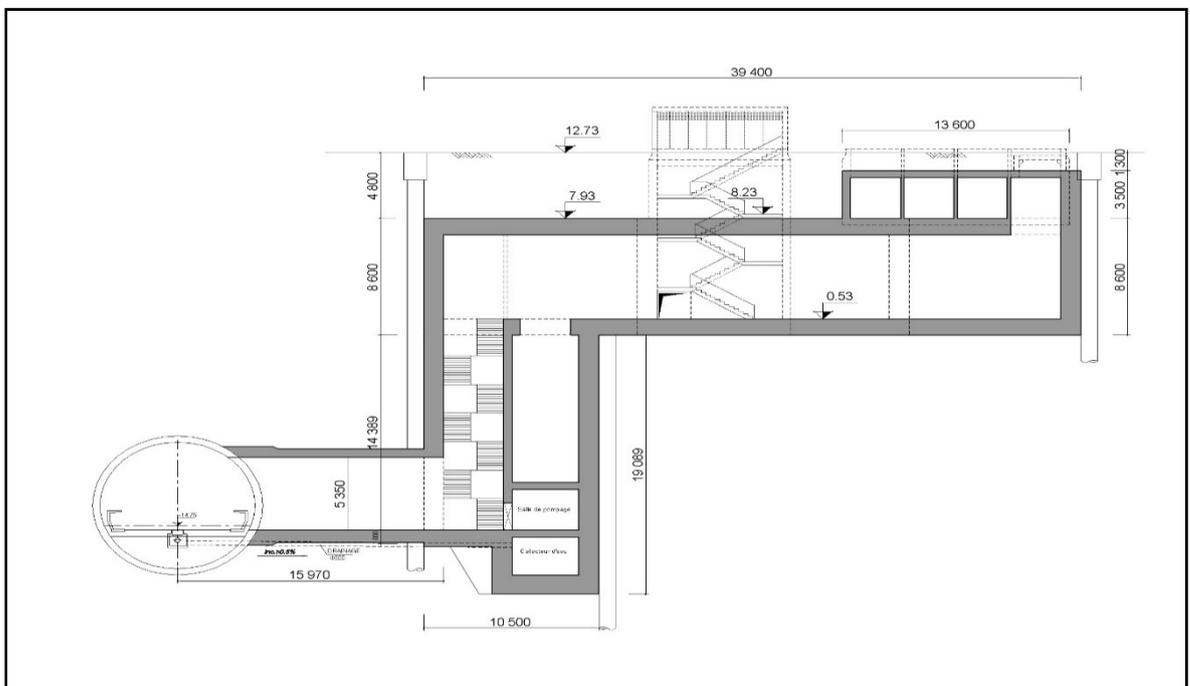


Figure III.6 : Géométrie du PV7. [15]

### **III.5. Rôle du puits de ventilation dans un tunnel**

Les tunnels de métro construits depuis une cinquantaine d'années sont donc équipés d'un système de ventilation à désenfumage mécanique. En situation normale d'exploitation, ce système a pour objectif de maintenir la qualité de l'air au niveau requis et d'apporter un confort thermique aux voyageurs en station et en tunnel. En cas de départ de feu ou d'incendie, son rôle est d'extraire autant que faire se peut les fumées et de limiter leur propagation afin, tout d'abord, de protéger les voyageurs pour qu'ils puissent évacuer le tunnel, puis, dans un second temps, de faciliter l'intervention des services de secours et la lutte contre l'incendie.

Il est prévu d'installer 10 puits de ventilation dans le lot 1 extension B1, un entre chaque station, ce qui permettra d'assurer une bonne ventilation du tunnel en ligne. Le renouvellement de l'air assure le confort thermique en évacuant la chaleur produite par les équipements d'éclairage, les moteurs, etc.

#### **III.5.1. Choix du système de ventilation**

Le choix du système de ventilation adapté à un projet de tunnel donné est fortement contraint par les prescriptions de l'instruction technique, mais il n'est que rarement impérativement imposé.

Quand un tunnel est suffisamment court, il n'est pas nécessaire de le ventiler. Si un ouvrage est faiblement enterré, la création de zones non couvertes permet parfois de le subdiviser en plusieurs tunnels indépendants qu'il n'est pas nécessaire de ventiler, alors que la longueur totale de l'ouvrage n'aurait pas permis la ventilation naturelle s'il avait été couvert sur toute sa longueur. Une fois déterminées les caractéristiques géométriques du tunnel, il convient de commencer par analyser les possibilités laissées par l'application de l'instruction technique. Cela permet de prendre en compte le risque d'incendie et conditionne une grande partie des choix, résume les options autorisées selon le type de tunnel et sa longueur. Dans tous les cas sauf les tunnels bidirectionnels urbains, non urbains à trafic non faible de plus de 1000 m, et non urbains à trafic faible de plus de 1500 m, l'instruction technique laisse une latitude de choix pour le système de ventilation. Après avoir sélectionné les possibilités laissées par l'instruction technique, cinq catégories de paramètres aident à choisir les grandes lignes du système de ventilation, et ce dès les études préalables :

- Le trafic.
- L'exploitation.
- L'environnement.
- Les autres données propres à l'ouvrage
- Le coût.

### III.5.2. Méthode de ventilation :

- Ventilation par aspiration avec ventilation d'appoint
- Ventilation par pulsion
- Ventilation par alternance avec ventilation d'appoint
- Ventilation par circulation d'air
- Ventilation par pulsion combinée avec une installation de dépoussiérage

### Solution adoptée

Pour notre cas la solution retenue est la ventilation par circulation d'air

## III.6. Type de système de ventilation

### III.6.1. Ventilation naturelle

La ventilation naturelle ne nécessite pas d'équipements spécifiques et a donc un coût d'investissement et d'exploitation nul. Elle n'est applicable qu'aux tunnels courts, car elle ne permet pas d'assurer la sécurité des usagers ni la dilution des polluants à partir d'une certaine longueur de tunnel.

### III.6.2. Ventilation longitudinale

Les systèmes longitudinaux garantissent un courant d'air longitudinal le long de l'axe du tunnel. L'air peut être introduit ou retiré du tunnel à un nombre de points limité, tels que les têtes ou des puits de ventilation. Le courant d'air longitudinal peut également être produit par des injections ponctuelles d'air, depuis un puits de ventilation par exemple. Si l'on n'impose pas de direction à l'injection ponctuelle, un courant d'air longitudinal peut se développer dans les deux directions, par exemple vers les deux têtes du tunnel. De façon alternative, l'injecteur Saccardo injecte le flux avec un angle plat dans l'espace de circulation afin de favoriser une direction de courant d'air prédéfinie dans le tunnel.

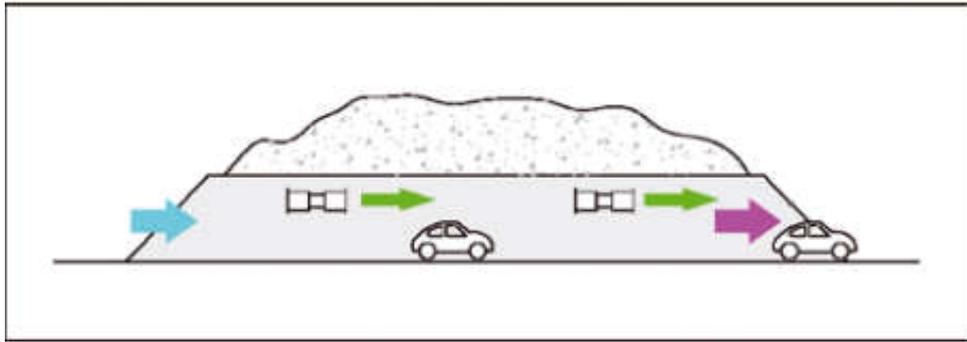


Figure III.7 : Ventilation longitudinale.

### III.6.3. Ventilation semi-transversale

Traditionnellement, on parle de systèmes de ventilation semi-transversaux lorsqu'en exploitation normale, de l'air est soit extrait, soit injecté de manière distribuée sur la longueur du tunnel. D'ordinaire, le débit d'extraction ou d'injection est constant sur toute la longueur du tunnel. Lorsqu'on décrit les systèmes de ventilation semi-transversaux, il est important de distinguer si l'air est extrait ou amené. En aspiration, les systèmes semi-transversaux de cette nature ne sont pas efficaces pour la maîtrise des fumées. Les évolutions récentes des systèmes semi-transversaux recourent à des trappes de désenfumage télécommandées permettant l'extraction ponctuelle des fumées. Dans ce cas, seules les trappes de désenfumage situées à proximité de l'incendie sont ouvertes tandis que les autres sont fermées.

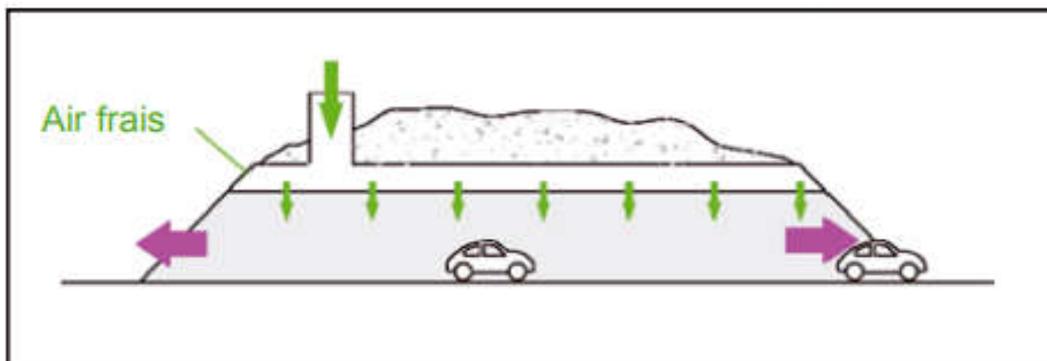
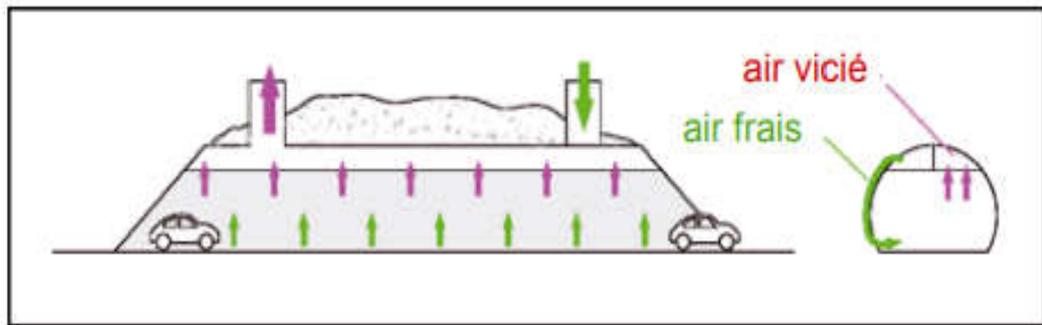


Figure III.8 : Ventilation semi-transversale.

### III.6.4. Ventilation transversale

Les systèmes transversaux utilisent une gaine d'air frais et une gaine d'air vicié pour distribuer l'air dans le tunnel et l'en extraire de manière uniforme. D'ordinaire, l'air

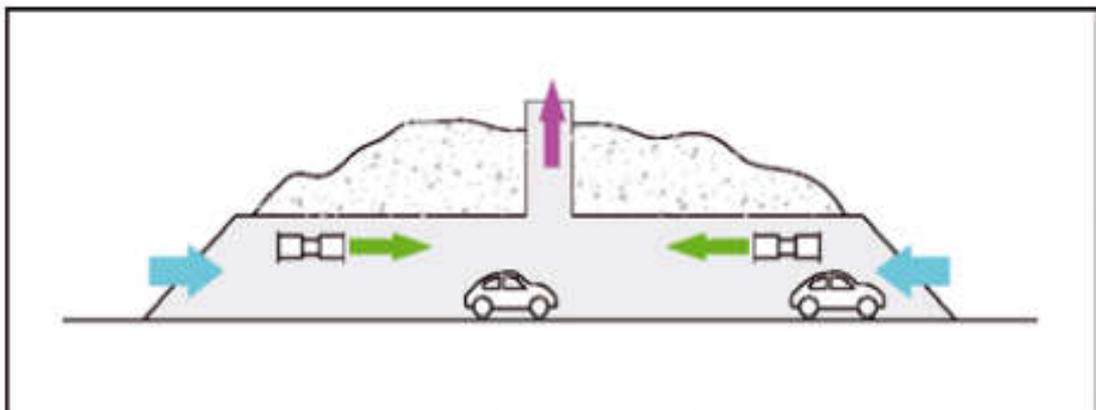
est amené assez bas près de la chaussée et extrait le long du plafond du tunnel. Ceci est intéressant pour aspirer les fumées chaudes.



**Figure III.9 : Système de ventilation transversale.**

#### III.6.5. Extraction massive ponctuelle

L'extraction massive ponctuelle est obtenue en extrayant de grandes quantités d'air directement du tunnel depuis un point déterminé. L'extraction ponctuelle peut créer des courants d'air longitudinaux venant des deux côtés et dirigés vers le point d'extraction. Il peut être nécessaire d'ajouter des accélérateurs pour garantir les écoulements d'air souhaités.



**Figure III.10 : Système d'extraction massive ponctuelle.**

#### Solution adoptée

Pour notre cas la solution retenue est la Ventilation transversale

### **III.7. Concept de la réalisation**

Le choix de la méthode d'exécution divergeait d'un puits de ventilation à l'autre et Pour cela, on se base sur les résultats requis par la visite du site, les études géotechniques et, bien sûr, le levé topographique. De même que ce chapitre présentera une proposition pour la méthode d'exécution. Sans oublier que les études d'APD contiennent non seulement la relation entre les bâtiments à proximité et les conditions de circulation qui seront créées par la méthode d'exécution, mais aussi les installations temporaires installées pendant le projet et leur détail.

Le local technique et le puits vertical seront réalisés selon la méthode d'excavation à ciel ouvert.

Et la méthode NATM qui sera utilisée pour le tunnel horizontal, la partie supérieur et le mur latéral seront construits avec du béton projeté de 200mm d'épaisseur et un revêtement de 400mm d'épaisseur, la base du tunnel sera construite avec du béton no armé de 100mm et un revêtement de 800mm.

#### **III.7.1. Déroulement des travaux**

Afin d'avancer dans le projet, nous avons divisé les travaux en deux sessions, à savoir les travaux internes du tunnel principal et les opérations sur le terrain. Pour mieux approfondir dans chaque session, vous trouverez tous les points essentiels pour atteindre ces deux objectifs à la suite.

##### **III.7.1.1. Travaux internes du tunnel**

Les travaux internes du tunnel seront exécutés afin de faire passer un tunnel horizontal dans un tunnel à bouclier.

Le déroulement des travaux est organisé selon le scénario suivant :

- Installation du boisage en acier (H-250X250X9X14) pour le renforcement du segment aux environs du tunnel horizontal
- Injection de coulis aux zones d'implantation du tunnel horizontal avant la démolition des segments

- Renforcement des segments, implantation du boisage en acier et élimination du segment par étape au niveau de la zone d'installation du tunnel horizontal
- Renforcement des liaisons du tunnel horizontal (Renforcement des liaisons des segments de la ligne principale et traitement d'étanchéité)
- Excavation du tunnel horizontal et implantation du boisage
- Traitement étanche et revêtement du tunnel horizontal

### III.7.1.2. Les opérations sur terrain

Dans cette session nous allons signaler les opérations de base sur le terrain qui sont la réalisation des rideaux des pieux et ensuite le montage du blindages et l'excavation du terrain.

Voici le programme de travail établi pour le déroulement des travaux :

- Installation du blindage pour la mise en place de la salle des machines du puits de ventilation
- Implantation du blindage du puits vertical
- Injection de coulis au niveau des zones d'implantation du tunnel horizontal (En ce qui concerne le tunnel horizontal, l'excavation se fera à partir du tunnel de la ligne principale et du puits vertical et pénétrera le centre du tunnel.)
- Renforcement des liaisons du tunnel horizontal (Renforcement des liaisons des segments de la ligne principale et traitement d'étanchéité)
- Excavation du tunnel horizontal et implantation du boisage
- Traitement étanche et revêtement du tunnel horizontal
- Installations des ouvrages du puits vertical et du local technique de ventilation

### III.8. Description de la solution adoptée

La structure de soutènement destinée pour la réalisation du puits de ventilation #07 est composée des parois de soutènement incorporées dans la structure définitive et des éléments de contreventement qui seront démontés pendant la construction de la structure finale. Sans oublier l'existence d'un autre élément définitif qui sera réalisé lors de l'excavation, notamment les poutres de couronnement et de distribution.

L'espace occupé par ce projet est de 784. 62m<sup>2</sup>.

### Chapitre III : Conception du puits de ventilation 07

---

De nombreuses propositions et solutions ont été apportées pour le blindage et l'excavation de ce puits de ventilation, on a donc assuré ou au moins essayé de respecter les principes de base suivants :

- Recourir à des solutions constructives qui s'adaptent facilement en termes d'évolution de la construction aux solutions prévues dans les différents projets, et qui permettent, de façon suffisamment prudente, de procéder aux excavations jusqu'à la cote de fond définie.
- Adapter les solutions de construction en fonction du type de travaux en question, de sa dimension et des contraintes qui l'entourent.
- Contrôler les déplacements de la structure de blindage au fur et à mesure de l'avance de l'excavation.
- Contrôle de l'affluence d'eau à l'intérieur de l'excavation de façon à éviter soit un abaissement significatif de la nappe phréatique ou des nappes phréatiques installées, soit des phénomènes d'instabilité hydraulique.
- Recourir aux solutions reconnues en conditions géologiques similaires et à des ouvrages du même type.
- Intégrer la structure de blindage le plus possible dans la structure finale du puits, en évitant ainsi des travaux postérieurs de démolition dans les zones où il puisse y avoir une interférence entre les structures.
- Facilité et rapidité d'exécution.
- Contrôle les coûts associés.

À part tout cela, il a également veillé à prendre toutes les procédures nécessaires pour certains principes déjà annoncés, vu que plus nous devons aller en profondeur dans l'excavation, la présence de la nappe phréatique estimée à 19,1 m de profondeur et les faibles caractéristiques mécaniques des terrains à excaver.

Après avoir pris toutes les décisions nécessaires, il s'est avéré que les solutions les plus satisfaisantes sont des rideaux de pieux béton armé de diamètre Ø1m espacés entre eux de 0.3m, au début les études préliminaires disaient que pour une bonne étanchéité entre les pieux des colonnes de jet-grouting sont faites comme il est illustré dans la **figure** mais la société COSIDER a été abandonnée cette proposition à cause des inconvénients de cette méthode et le manque d'expérience de la réalisation et l'absence de la bonne manipulation. Pour cette raison la société COSIDER a choisi une couche de béton projeté comme

## Chapitre III : Conception du puits de ventilation 07

solution pour assurer la protection du terrain entre les pieux et un système d'évacuation de l'eau en créant un puits qui stocke l'eau de la nappe phréatique et après pompage de l'eau à l'extérieur du puits.

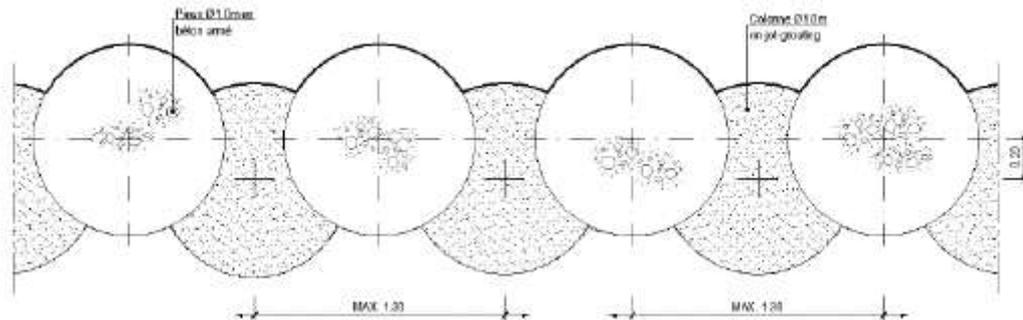


Figure III.11 : Rideaux des pieux et colonnes – section générale [15]

### III.9. Structure génie civil

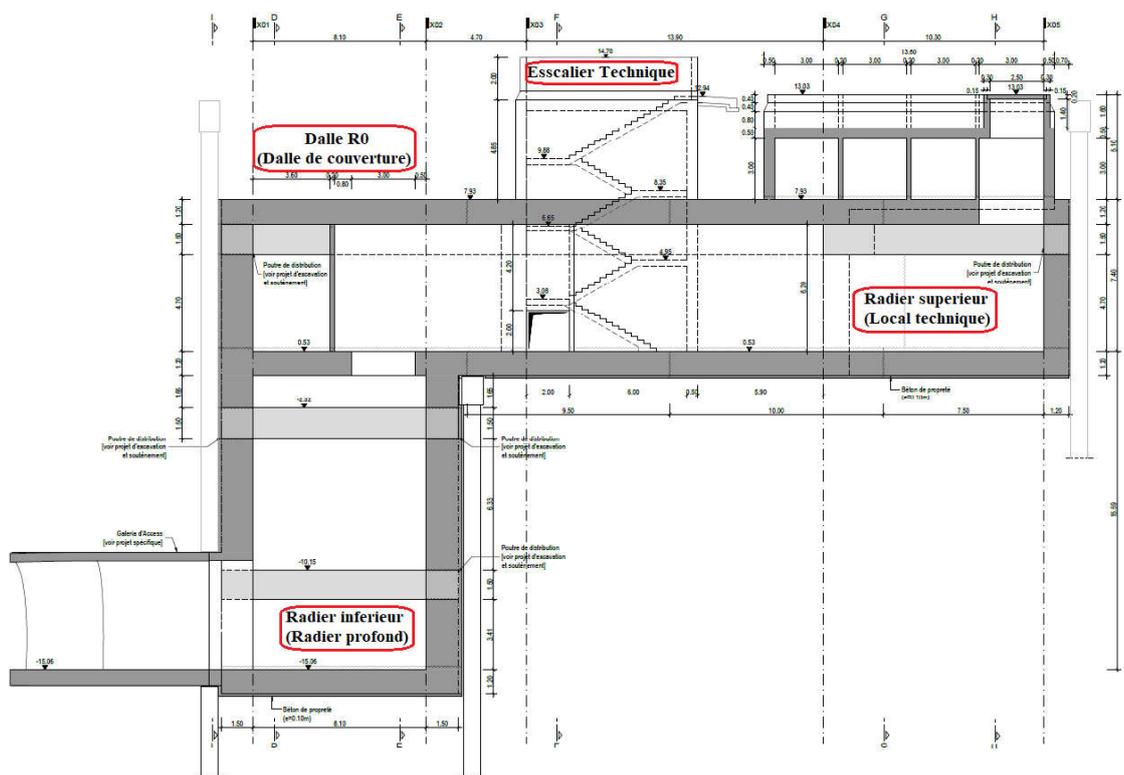


Figure III.12 : Profil longitudinal du puits de ventilation PV7. [15]



### **Chapitre III : Conception du puits de ventilation 07**

---

ensuite des ouvrages d'exécution des éléments préconisés dans le projet blindage, en particulier le rideau de soutènement.

1. Excavation jusqu'au niveau de la base de la poutre de couronnement (cote +11.13) et exécution de cette poutre (axe de la poutre à cote +11.88) ;
2. Installation des éléments métalliques pour matérialiser le premier niveau de butonnage (Système de butonnage à cote +11.88) ;
3. Excavation jusqu'au niveau de la base de la poutre associé au deuxième niveau de butonnage (cote +5.23) et exécution de cette poutre (axe de la poutre à cote +5.98) ;
4. Installation des éléments métalliques pour matérialiser le deuxième niveau de butonnage (Système de butonnage à cote +5.98) ;
5. Excavation jusqu'au niveau de la base de la poutre associé au troisième niveau de butonnage (cote -3.82) et exécution de cette poutre (axe de la poutre à cote -3.07) ;
6. Installation des éléments métalliques pour matérialiser le troisième niveau de butonnage (Système de butonnage à cote - 3.07) ;
7. Excavation jusqu'au niveau de la base de la poutre associé au quatrième niveau de butonnage (cote -11.65) et exécution de cette poutre (axe de la poutre à cote -10.90) ;
8. Installation des éléments métalliques pour matérialiser le quatrième niveau de butonnage (Système de butonnage à cote -10.90) et y compris le système de butonnage 10 ;
9. Exécution de la dernière phase d'excavation jusqu'à cote -16.26, et une excavation supplémentaire de 3.50m jusqu'à cote -19.76 dans la zone du puisard réservoir.

#### **III.10. Les étapes d'exécution**

Avant le début des activités, une plate-forme de travail horizontal et avec des bonnes conditions de circulation a été réalisée pour soutenir tous les équipements à utiliser dans la réalisation des pieux. La plate-forme devra être maintenue en bonnes conditions au fur et à mesure des travaux pour éviter des accidents et pour garantir une bonne exécution des pieux.

Les séquences d'exécution de ce rideau se présenté dans le tableau suivant.

Tableau III.1 : Séquence d'exécution du rideau de blindage

Étape	Travaux
1	Exécutions des murettes-guide
2	Exécution des pieux en béton armé
3	Exécution des colonnes de jet grouting
4	Recépage de haut de pieux sur la longueur de recépage
5	Exécution de la poutre de couronnement
6	Début des travaux d'excavation

Sans oublier que l'exécution des colonnes de jet grouting a été abandonnée du fait du manque d'expérience dans sa réalisation et a été remplacée par une couche de béton projeté

### III.10.1. Exécution des murette-guide

La figure représente des murettes guide en béton armé sont réalisés pour assurer la bonne implantation des pieux et guider l'outil lors de la réalisation des pieux primaires et secondaires. Les pieux seront donc implantés entre les murettes guide.

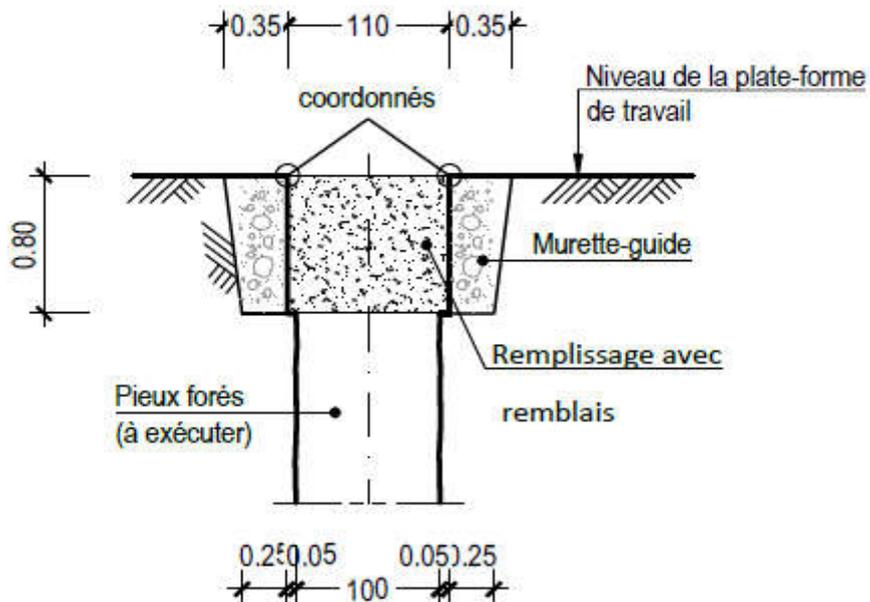


Figure III.14 : Murette-guide – section type [1]

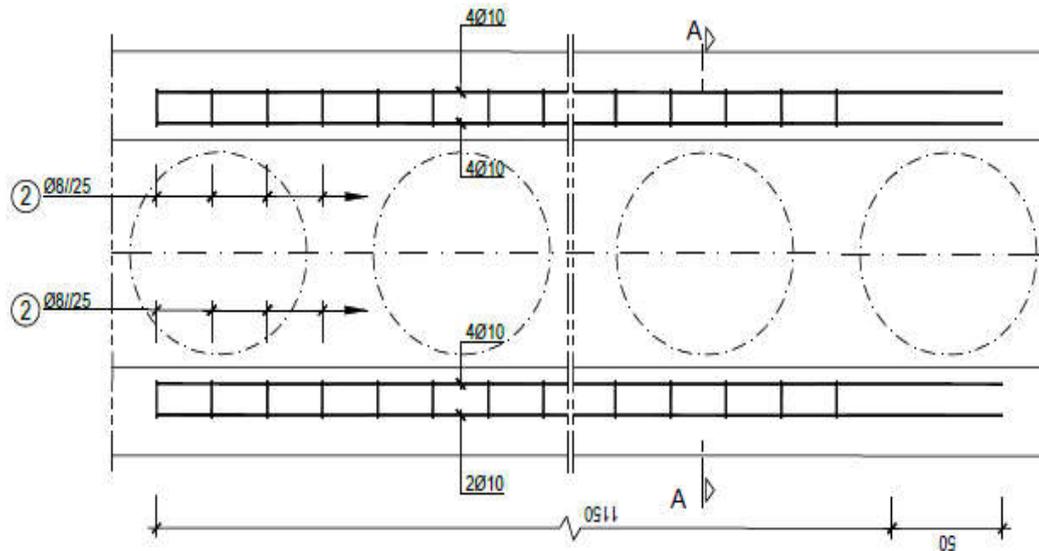


Figure III.15 : Murette guide en plan [1]



Figure III.16 : Exécution des pieux en béton armé

Pour l'implantation des pieux il se fera comme indiqué ci-dessous :

### III.10.1.1 Forage des pieux

Les pieux forés prévus ont un diamètre de 1m et entre les axes des pieux et de 1.3 m, le forage des pieux sera fait à partir de la plateforme de travail jusqu'à la côte projet (profondeur).



Figure III.17 : Forage des pieux.

### III.10.1.2. Préparation et l'installation des cages d'armature

La qualité et le type d'acier ainsi que l'emplacement des cages d'armature doivent être conformes aux plans de construction approuvés et aux normes applicables. Les cages d'armatures sont préparées sur un chantier extérieur avec des éléments d'une longueur de 12m ou moins, puis ils sont transportés par camion (semi-remorque), une grue de levage d'une puissance de 40 tonnes employée pour le placement des cages d'armature à l'intérieur du forage comme il est présenté sur **la figure III. 1**. Des cales en béton sont fixés à la cage d'armature pour assurer l'enrobage des barres d'armature.

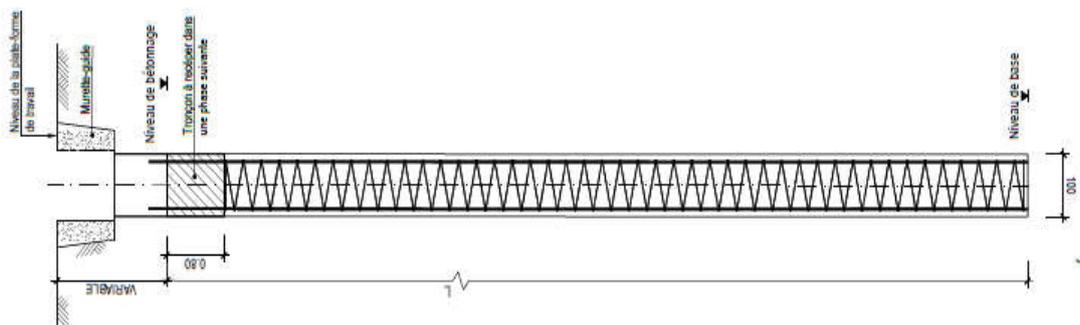


Figure III.18 : Cages d'armatures en plan. [15]



Figure III.19 : Mise en place des cages d'armature.

### III.10.1.3. Bétonnage des pieux

Un béton d'une densité de 2,5 tonnes/m<sup>3</sup> environ, est utilisé pour le coulage des pieux si présenté sur la **figure III. 2**, et il se substitue à la boue bentonitique, de densité 1,05 tonne/m<sup>3</sup> qui avait été mise en phase provisoire pour le maintien des parois.

La boue est alors pompée depuis le haut de la tranchée. Elle peut être recyclée et réutilisée pour une prochaine excavation. L'opération de bétonnage est donc réalisée sous fluide, elle doit être continue pour chaque panneau, car une reprise le lendemain ne permet pas de garantir l'étanchéité de l'ouvrage.

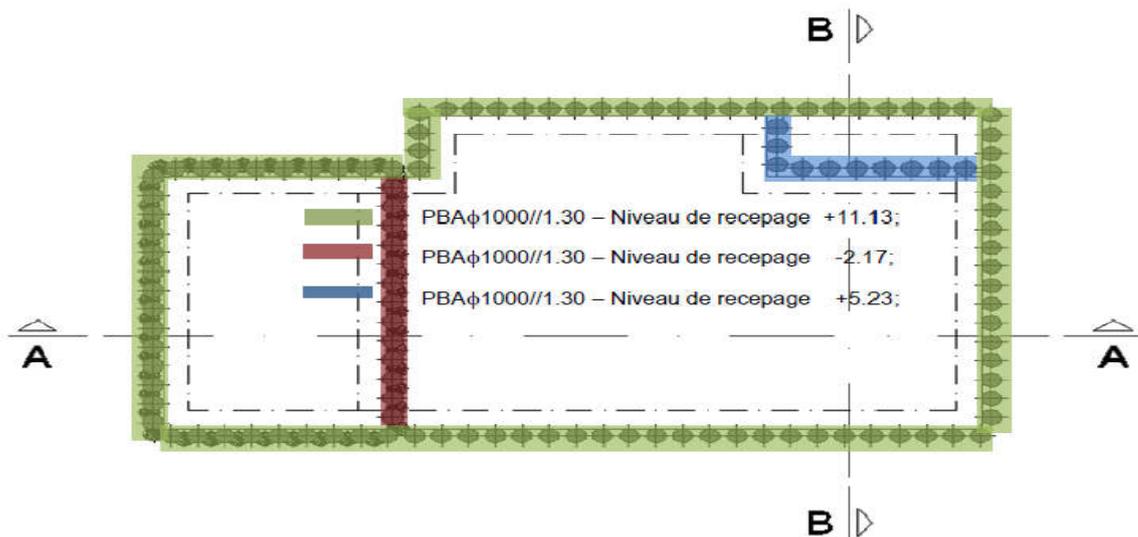


Figure III.20 : Vue en plan des pieux [15]



**Figure III.21 : Opération du coulage des pieux.**

### III.10.1.4. Recépage des pieux

Le recépage est un travail obligatoire. Il doit être réalisé selon les règles de l'art, de manière systématique, son objectif principal est de retirer le béton en tête de pieu, pour les motifs suivants :

- D'éliminer le béton pollué.
- D'araser le pieu à la bonne altitude.
- Dégager les armatures pour permettre la liaisonnement avec la poutre de couronnement.



**Figure III.22 : Opération du recépage des pieux.**

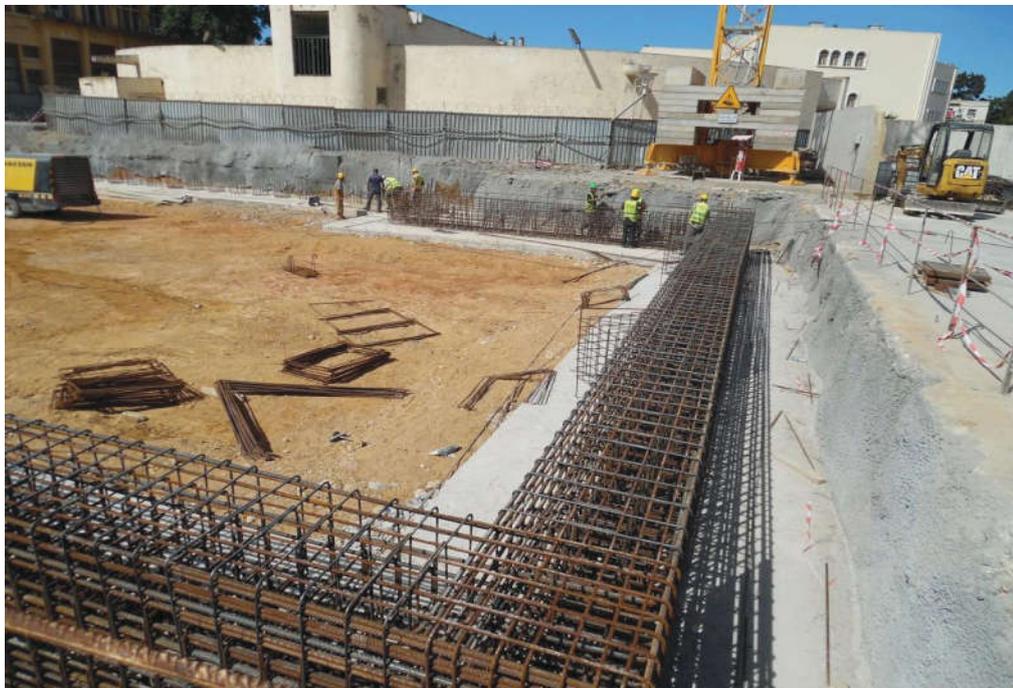
### III.10.2. Exécution de la poutre de couronnement

Avant de commencer à ferrailer la poutre de couronnement une couche de béton de propreté est mise en place.



**Figure III.23 : Mise en place d'un béton de propreté.**

Et ensuite les maçons préparent les cages d'armature de la poutre de couronnement.



**Figure III.24 : Ferrailage de la poutre de couronnement.**

Et pendant le ferrailage des poutres de couronnement des massifs d'appuis sont réalisés pour servir comme des systèmes de butonnage. Après démonter le système de butonnage les massifs d'appui vont être démolis.



**Figure III.25 : Ferrailage d'un massif d'appui.**

Lorsque le ferrailage des poutres de couronnement est terminé. L'opération du coulage des poutres débute.



**Figure III.26 : Coulages des poutres.**

A la fin de l'exécution de la poutre de couronnement tous les pieux travaillent au même temps pour former un écran de soutènement.



**Figure III.27 : Poutre de couronnement.**

Les poutres de couronnement et distribution sont des éléments qui intègrent la structure définitive du puits. Ainsi, une fois que ces poutres sont mises en charge pendant l'excavation, nous avons besoin de faire son dimensionnement dans le présent document. Bien que les phases d'exécution des ouvrages qui se présente en suite concernent la structure définitive et le rameau de connexion, celles-ci seront analyses dans la phase suivante du projet.

Lorsque le coulage des poutres de couronnement est fini, on peut installer le premier niveau de butonnage (Système de butonnage à cote +11.88)

Nous utilisons de butons composés par des profils HEB 500 métalliques.



**Figure III.28 : Mise en place du premier niveau de butonnage.**

### III.10.3. Excavation à ciel ouvert

Excavation jusqu'au niveau (cote +5.23), pour le creusement, Le matériel est choisi en fonction du plan d'exploitation a notre projet l'entreprise a été utilisé :

- Pelles hydrauliques d'une capacité de chargement de (0.80 m<sup>3</sup>) pouvant pivoter à 360° degré.
- Des camions de capacité de chargement de 9m<sup>3</sup>



Figure III.29 : Excavation de la fouille.

#### III.10.3.1. Ferrailage de la poutre intermédiaire

Lorsque l'excavations a 5.23m a été fini, nous serons tranquilles pour le Mise en œuvre la poutre intermédiaire (axe de la poutre à cote +5,98).



Figure III.30 : Mise en œuvre de la poutre intermédiaire.

**III.10.3.2. Mise en place du deuxième niveau de système de butonnage**

Installation le deuxième niveau de butonnage (cote +5,08)



**Figure III.31 : Mise en place le deuxième niveau de butonnage.**

**III.10.3.3. Excavation deuxième niveau**

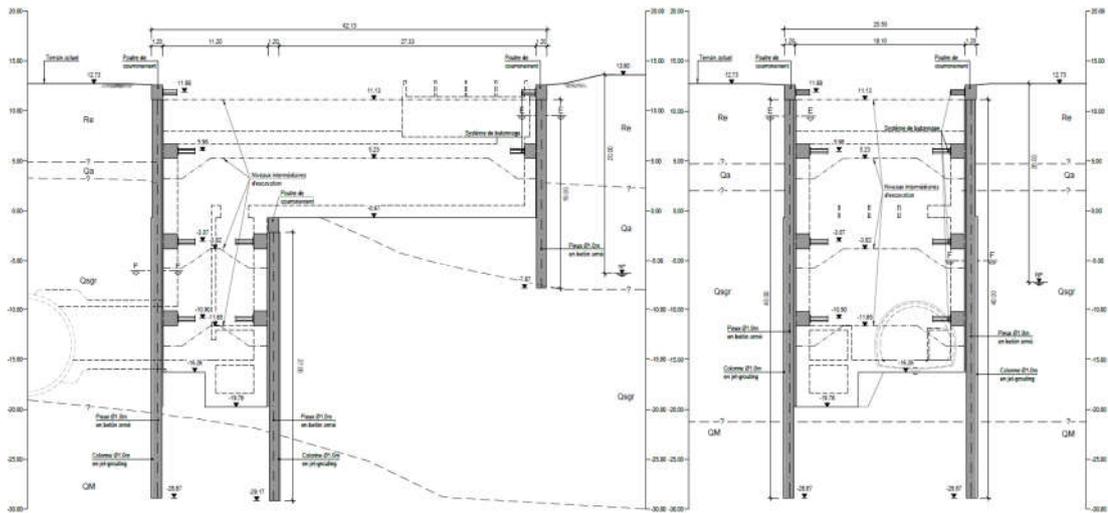
Excavation jusqu'au niveau de la base de la poutre de couronnement (cote -3,82)



**Figure III.32 : Excavation du puits verticale.**

- Ferrailage de la troisième poutre intermédiaire
- Mise en place du troisième niveau de système de boutonnage à cote -3.07

- Excavation troisième niveau jusqu'au niveau de la base de la poutre couronnement au quatrième niveau de butonnage (cote -11.65) et exécution de cette poutre (axe de la poutre à cote -10.90)
- Ferrailage de la quatrième poutre de couronnement
- Mise en place du quatrième niveau de système de butonnage
- Dernière phase d'excavation, jusqu'à au fond d'excavation à cote -16.26



**Figure III.33 : Vue en plan de chaque niveau d'excavations et le mise en place des butonnages. [15]**

### III.11. Réalisation Le local technique et Etanchéité de la dalle de couverture

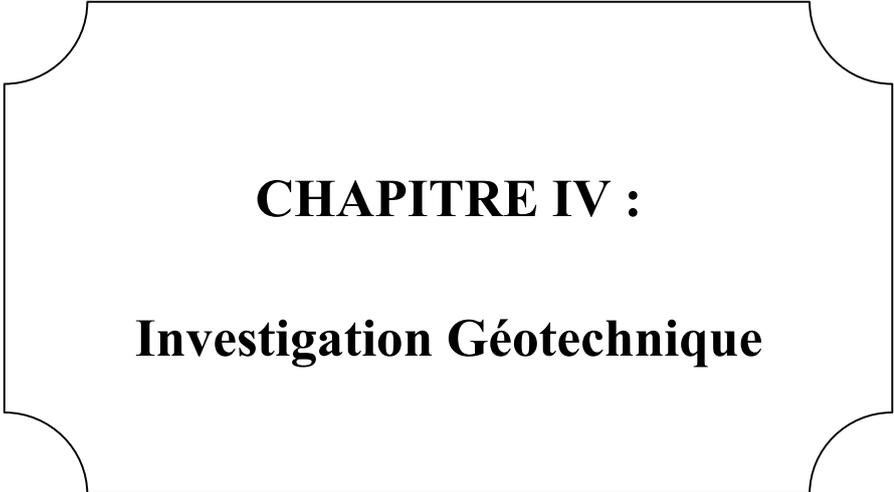
Le local technique est constitué des murs en béton armé et des dalles qui seront sélectionnés en conformités avec les critères de sécurité et d'architecture. Le local technique du puits de ventilation et le puits vertical sont implantés sous terre, il est nécessaire d'effectuer un traitement étanche pour empêcher l'infiltration des eaux souterraines dans cet ouvrage. Il faudra assurer un traitement étanche pour toutes les dalles supérieures et de plancher. Les dalles supérieures possèdent une inclinaison de 1% en direction latérale à partir du centre et pour l'étanchéité de la salle des machines on a posé des tissus en matériaux synthétiques pour la protection de la deuxième couche de géotextile qui il assure l'étanchéité.

### **III.12. Conclusion**

La ventilation dans les tunnels est un ouvrage indispensable, et pas seulement les tunnels, mais tous les ouvrages souterrains en ont besoin.

Dans ce chapitre nous avons introduit notre ouvrage dans ce mémoire en vous donnant son rôle, sa localisation et ses composants. Et ensuite nous avons donné un portrait sur plusieurs systèmes de ventilation et celui qui a été utilisé dans notre projet qui est système transversale ou bien un système forcé.

Le puits de ventilation est un élément vital dans un tunnel c'est pourquoi les études de la réalisation de ce dernier doit se faire par le plus grand soin, et c'est pourquoi nous avons été amenés à la fin du chapitre à découvrir les étapes principales de l'exécution de ce puits de ventilation et le soutènement provisoire que sont des pieux sécants. La suite de notre travail sera consacrée à l'étude de la stabilité de ces soutènements.



**CHAPITRE IV :**  
**Investigation Géotechnique**

### IV.1. Introduction

Le bon déroulement d'un projet de génie civil, repose sur une bonne connaissance du milieu encaissant. C'est pourquoi une reconnaissance géotechnique préalable à la réalisation du projet est nécessaire et ces résultats doivent être pris en considération dans toutes les étapes, de l'étude à la conception. Le programme de la reconnaissance doit tenir compte des données géologiques générales de la région, des renseignements ou enseignements tirés des constructions voisines, s'ils existent, et doit être adapté à la nature et aux dimensions générales de l'ouvrage à construire.

L'objet de la reconnaissance géotechnique est d'identifier les sols sous et au voisinage immédiat de l'ouvrage et d'en quantifier certains paramètres de comportement. Elle est menée jusqu'à une profondeur qui dépend des dimensions en place de l'ouvrage, ainsi que de l'importance relative des contraintes appliquées au sol à différents niveaux.

Le nombre de sondages est adapté aux dimensions de l'ouvrage d'une part et à la nature présumée des travaux d'autre part.

Les paramètres permettant de quantifier la nature, le comportement des sols sous les sollicitations qui lui sont appliquées et vis à vis des écoulements d'eau, sont déterminés par des essais effectués soit au laboratoire à partir d'échantillons intacts prélevés in situ, soit in situ au moyen d'appareillages appropriés.

### IV.2. Géologie régionale

L'Algérie est le plus grand pays d'Afrique avec une superficie de 2 381 741 km<sup>2</sup>, limité par la mer méditerranée au nord, le Maroc à l'ouest, la Tunisie et Libye à l'est, la Mauritanie et le Sahara Occidental au Sud-ouest et finalement le Mali et le Niger au sud.

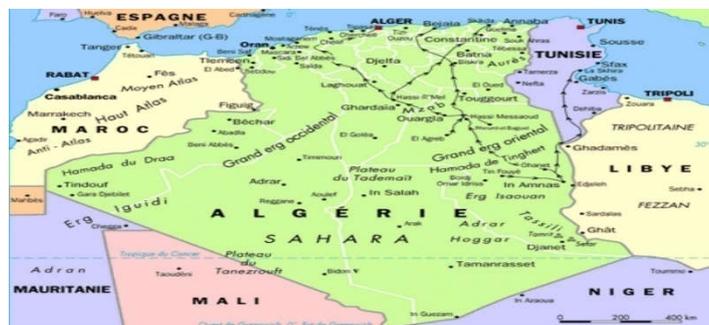


Figure IV.1 : Carte géologique de l'Algérie dans le grand Maghreb

L'Algérie, par le fait de sa taille, comprend quatre larges domaines géologiques allant du Nord vers le sud :

- L'Atlas Tellien (ou le Tell).
- Les hauts plateaux.
- L'Atlas saharien.
- Le Sahara.

### **IV.3. Travaux de prospection**

Dans ce chapitre, nous allons présenter les essais les plus nécessaires, que ce soit in-situ ou bien en laboratoire, pour avoir une meilleure connaissance de l'état géologique du site où se trouve le puits de ventilation PV07.

#### **IV.3.1. Campagnes de prospection est reconnaissance géotechnique**

Tout d'abord, en mai 2015, des hypothèses géotechniques préliminaires ont été faites, ces hypothèses se basant uniquement et seulement sur les données requises par les études géotechniques de l'APD, et c'est parce qu'aucun résultat de n'existait à ce moment

Ces hypothèses préliminaires avaient pour but le développement dans l'immédiat des projets partiels des blindages des ouvrages prioritaires, comme c'est le cas du Puits de Ventilation PV7, de façon à permettre le démarrage des travaux d'exécution des parois moulées dans les meilleurs délais.

Dans les études géotechniques de l'APD ( avant projet détaillé ) , un sondage carotté a été réalisé pour la reconnaissance du sol, le code repère utiliser pour ce sondage est le : S31.

Étant donné que les premiers résultats de la campagne en cours sont arrivés en Décembre 2015 dans une phase où le projet du blindage est encore dans une phase qui permet l'actualisation des données, Pour cette campagne, deux (2) sondages carottés ont été réalisés, le code repère utiliser pour ces sondages sont : SC63, SP43. Ainsi que la mise en place d'un piézomètre à corde vibrante pour surveiller le niveau de la nappe phréatique, les paramètres géomécaniques à utiliser dans le dimensionnement des parois moulées sont ceux qui seront présentes dans ces hypothèses géotechniques, lesquels remplacent les hypothèses géotechniques préliminaires.

### IV.4. Reconnaissance géotechnique

L'investigation géotechnique du site se fait par des sondages, ces derniers seront réalisés sur le site avec des forages des trous profond, ces derniers nous apporteront des avantages pour anticiper le comportement du site lors de la réalisation des travaux. Dans le cadre de la reconnaissance géotechnique plusieurs forages carottés avec un diamètre de 101 à 116 mm ont été exécuté, leurs profondeurs variées entre 20,00 à 45,45 m. Une partie de ces sondages a été équipés de tubes piézométriques pour évaluer le niveau de la nappe phréatique.

Les résultats de ces sondages nous donneront une vision de la distribution des différentes couches horizontales et verticales et, en fin de compte, nous aurons toutes les caractéristiques géologiques, hydrologiques et géotechniques du site, grâce aux différents essais de laboratoire que nous effectuons après avoir prélevé des échantillons intacts à partir du site.

#### IV.4.1 Prospection et essais in-situ et en laboratoire

Le Tableau montre le résumé de tous les travaux de prospection et essais réalisés dans la zone du PV7 dans plusieurs études.

**Tableau IV.1 : Résumé des travaux de prospection et essais dans plusieurs études.**

Phase	Les Sondages carottés	Essais SPT	Essais pressiométriques	Identification	Résistance à la compression	Cisaillement à la boite
<b>APD</b>	<b>S31</b>	<b>15</b>	<b>34</b>	<b>3</b>	<b>2</b>	<b>3</b>
<b>Campagne de Prospection Complémentaire</b>	<b>SC63 SP43</b>	<b>28</b>	<b>12</b>	<b>3</b>	<b>3</b>	<b>-</b>

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

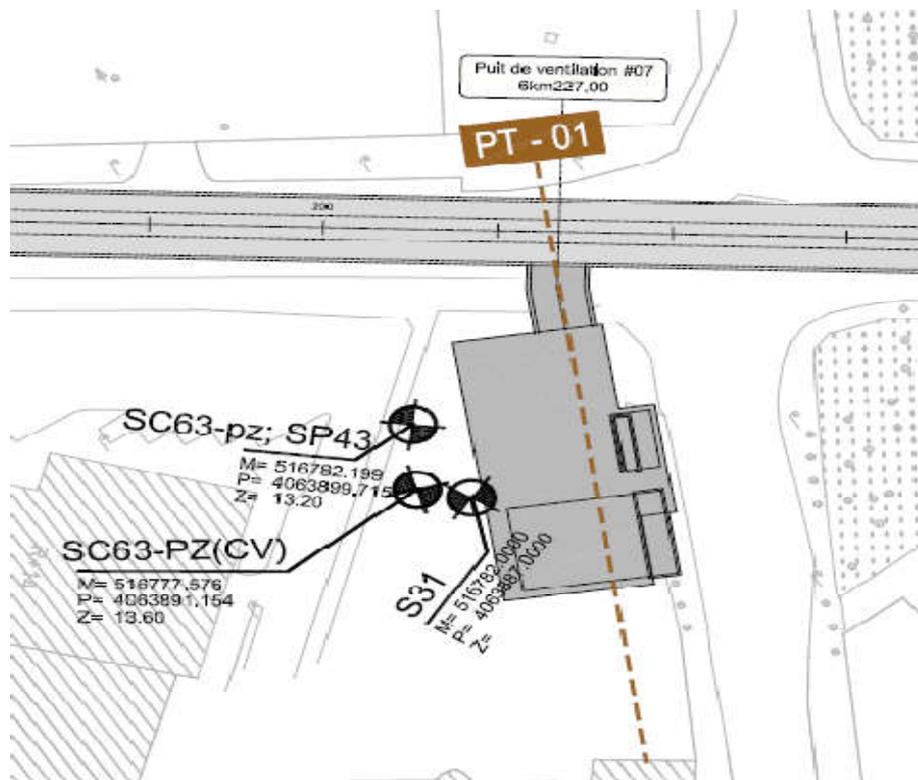
## Chapitre IV : Investigation Géotechnique

Le Tableau montre les longueurs, les PK et les coordonnées des sondages carottés dans la zone du PV7.

**Tableau IV.2 : Sondages Carottés. Localisation.**

Phase	Sondage	Coordonnés		Longueur (M)
		M	P	
APD	S31	516782,00	4063887,00	36
CPC	SC63-SP43	516782,20	4063899,72	42

Dans **la figure** se présente le plan avec emplacement des sondages effectués dans la zone PV7, et la figure se présente une Profil transversale (PT-01) interprétative.



**Figure IV.2 : Emplacement des Sondages pour le PV07.**

## Chapitre IV : Investigation Géotechnique

### IV.4.2. Essais dans laboratoire

Le Tableau IV. 3 montre les résultats des essais en laboratoire dans les sols, réalisés dans la zone du PV 07 dans plusieurs études :

**Tableau IV.3 : Résumé des résultats des essais en laboratoire réalisés dans plusieurs études pour obtentions des.**

Phase	Sondage	Profondeur	Unité	Granulométrique	Limites d'Atterberg			VBS	$\gamma_s$	$\gamma_h$	$\gamma_d$	w (%)	Sr (%)
				< 0,08 mm	WL (%)	WP (%)	IP (%)		(KN/m3)	(KN/m3)	(KN/m3)		
APD	S31	8,40 - 8,60	R	25,48	35	21	14	-	-	20,14	16,71	21	93
	S31	10,20 - 10,50	QA	91,76	68	25	43	-	-	20,31	16,18	25	100
	S31	16,00 - 16,40	QA	77,7	67	20	47	-	-	20,37	16,72	22	99
CPC	Sc63	9,00 - 9,44	QA	100	57	37	20	3,16	26,8	20,35	16,14	26,07	-
	Sc63	35,50 - 36,06	QM	95,12	67	36	31	2,96	25,16	20,43	16,49	23,85	-
	Sc63	38,50 - 39,05	QM	100	64	40	24	4,97	26,75	21,5	18,74	14,69	-

**Tableau IV.4 : Résumé des résultats des essais en laboratoire réalisés dans plusieurs études pour obtentions de**

Phase	Sondage	Profondeur	Unité	RC	Cisaillement à La boîte (UU)	
				Sc (kPa)	Cu (kPa)	$\phi_u$ (°)
APD	S31	10,20 - 10,50	QA	485	87	9
	S31	16,00 - 16,40	QA	598	69	18
Campagne de Prospection Complémentaire	Sc63	9,00 - 9,44	QA	549	-	-
	Sc63	35,50 - 36,06	QM	761	-	-
	Sc63	38,50 - 39,05	QM	Imp.	-	-

Les essais de laboratoire se divisent en deux grandes catégories :

- Les essais d'identification et de classification des sols,

## Chapitre IV : Investigation Géotechnique

---

- Les essais de détermination des caractéristiques mécaniques des sols.

Tous les échantillons pour les essais mécaniques ont été paraffinés directement sur site pour éviter une déshydratation et altération des carottes. En plus un nombre des échantillons pour les essais physiques été pris en cours des essais SPT.

### ➤ **Essais d'identification et physique**

Ces essais ont pour but de déterminer l'ensemble des paramètres physiques relatifs aux éléments constituant le sol, on distingue :

- Les densités.
- Teneur en eau naturel.
- Analyse granulométrique.
- Les limites d'Atterberg.
- Essai bleu de méthylène.

### ➤ **Essais mécaniques**

- Essai de cisaillement à la boîte.
- Essai de compressibilité à l'odomètre.

## Interprétation des résultats

### • **Teneur en eau naturelle (normes NF P 94-050)**

Les valeurs moyenne du degré de saturation  $S_r$  est de 93% et une teneur en eau de 22.10 pour le remblai et d'une moyenne de 16.35 pour l'Argile limoneuse et d'une moyenne de 19.27 pour l'Argiles marneuses. On remarque que les valeurs de la teneur en eau et du degré de saturation sont élevées donc cela nous permet de penser que nous sommes face à un a un sol humide.

### • **Masse volumique apparente (norme NF P 94-054)**

On remarque que les valeurs obtenues du poids volumique sec pour les différents sondages carottés varient entre 16.14 et 18.74 kN/m<sup>3</sup>, ce qui indique que cette formation est lâche (selon la classification de Hunt Tableau).

Tableau IV.5: La classification de Hunt (2005)

Matériaux		Compacité	$N_S$	$D_r$ (%)	$\gamma_d$ (kNm <sup>-3</sup> )	$e$	$q'_c$ (°)
GW	Graviers ou mélanges graviers sables à granulométrie étalée. Peu ou pas de fines	dense	90	75	21,7	0,22	40
		moyennement dense	55	50	20,4	0,28	36
		lâche	<28	25	19,3	0,36	32
GP	Graviers ou mélanges graviers sables à granulométrie étroite. Peu ou pas de fines	dense	70	75	20,0	0,33	38
		moyennement dense	50	50	18,9	0,39	35
		lâche	<20	25	17,9	0,47	32
SW	Sables ou sables graveleux à granulométrie étalée. Peu ou pas de fines	dense	65	75	18,6	0,43	37
		moyennement dense	35	50	17,6	0,49	34
		lâche	<15	25	16,7	0,57	30
SP	Sables ou sables graveleux à granulométrie étalée. Peu ou pas de fines	dense	50	75	17,3	0,52	36
		moyennement dense	30	50	16,4	0,60	33
		lâche	<10	25	15,6	0,65	29
SM	Sables limoneux, mélanges sables-silts	dense	45	75	16,2	0,62	35
		moyennement dense	25	50	15,2	0,74	32
		lâche	<8	25	14,6	0,80	29
ML	Silts inorganiques et sables très fins, mouture de roche, sables fins limoneux ou argileux avec légère plasticité.	dense	35	75	14,6	0,80	33
		moyennement dense	20	50	13,8	0,90	31
		lâche	<4	25	13,2	1,00	27

• **Limites d'Atterberg (limites de liquidité et de plasticité)**

Nous obtenons la valeur de l'indice de plasticité qui varie entre 14% et 47%.

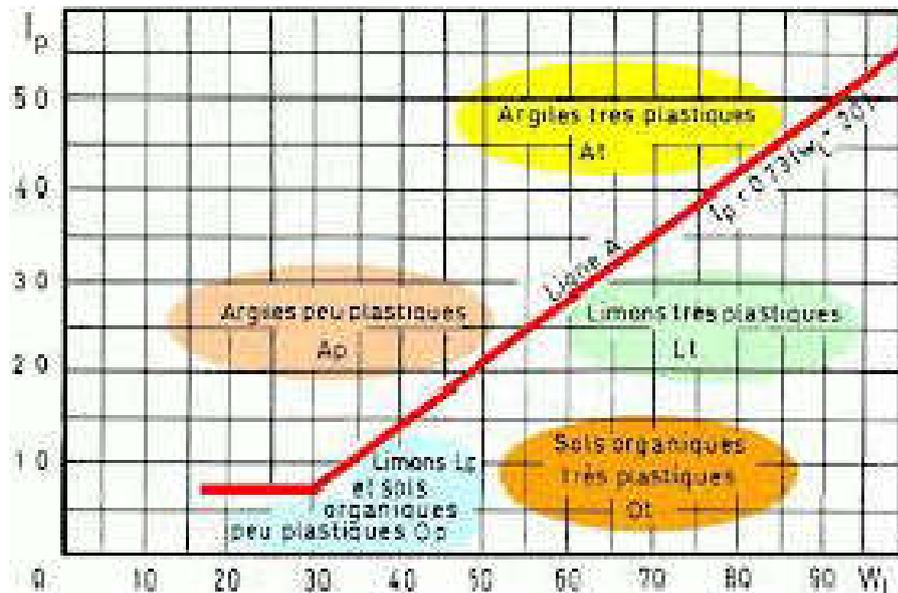


Figure IV.3 : Diagramme de Casagrande.

• **Essai bleu de méthylène (VBS) (norme NF P 94-068)**

Selon le résultat de l'essai VBS sur le tableau pour des différents sondages carottés et des différentes profondeurs et selon la norme NF P 94-068

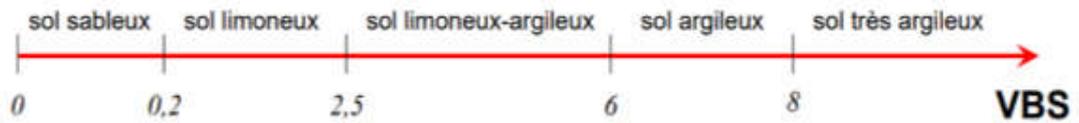


Figure IV.4 : la variation des différents états de sol selon les valeurs.

### IV.4.3. Essais in Situ

#### IV.4.3.1. Essai de pénétration standard (SPT)

L'essai de pénétration standard (SPT) est un essai de pénétration dynamique in situ conçu pour fournir des informations sur les propriétés géotechniques du sol. Ce test est le test de forage d'exploration souterrain le plus fréquemment utilisé dans le monde. L'essai fournit des échantillons à des fins d'identification et fournit une mesure de la résistance à la pénétration qui peut être utilisée à des fins de conception géotechnique. De nombreuses corrélations locales et internationales largement publiées qui relient le nombre de coups, ou valeur  $N$ , aux propriétés d'ingénierie des sols sont disponibles à des fins d'ingénierie géotechnique. L'essai SPT consiste à faire pénétrer dans le sol un échantillonneur standard sous les coups d'un marteau-pilon d'un poids de 63,5 kg et d'une hauteur de 76 cm.

Il y a trois corrections à faire :

- La correction liée aux pertes d'énergie transmises aux tiges de battage, du fait du frottement et d'autres phénomènes parasites – ( $CE$ ).
- La correction liée aux pertes d'énergie relatives à la longueur des tiges – ( $\lambda$ ).
- La correction liée à l'effet de la contrainte verticale due au poids des terres (dans les sables) – ( $CN$ ).

La correction ( $CE$ ) est obtenue tenant en compte l'équation suivante :

$$C_E = \frac{E_r}{60}$$

Nous avons choisi d'utiliser une valeur de  $E_r=55\%$  et  $\lambda=1$

Le facteur de correction à utiliser pour tenir en compte l'effet de la contrainte due au poids des terres dans les sables ( $CN$ ) peut être obtenu selon l'équation :

$$CN = \sqrt[2]{\frac{100}{\sigma'_{rv}}}$$

## Chapitre IV : Investigation Géotechnique

Selon la norme NF EN ISO 22476-3, Il n'est pas recommandé d'utiliser des facteurs correctifs de CN plus grands que 1,5.

Finalement, en considérant les facteurs correctifs antérieurs, les valeurs de  $N_{SPT}$  corrigées, désignées comme  $N_{60}$  et  $(N_1)_{60}$ , sont données par :

$$N_{60} = C_E \cdot \lambda \cdot N_{SPT} \text{ – pour les argiles}$$

$$(N_1)_{60} = C_E \cdot \lambda \cdot C_N \cdot N_{SPT} \text{ – pour les sables}$$

**Tableau IV.6 : Résumé des résultats des essais in situ réalisés par ADP dans plusieurs études – SPT**

Phase	Unité	Essais SPT					
		Sondage			NSPT	N60	(N1)
		Code	Profondeur (m)				
			Début	Fin			
APD	R	S31	1,50	1,95	13	9	-
	R	S31	3,50	3,95	15	10	-
	R	S31	6,00	-	Refus	-	-
	R	S31	7,50	7,95	26	23	-
	QA	S31	9,50	-	Refus	-	-
	QA	S31	11,00	-	Refus	-	-
	QA	S31	14,00	14,45	34	31	-
	QA	S31	15,00	15,45	36	33	-
	QA	S31	17,00	17,45	30	28	-
	QS	S31	20,50	20,95	29	27	13
	QS	S31	22,00	-	Refus	-	-
	QS	S31	25,00	-	Refus	-	-

## Chapitre IV : Investigation Géotechnique

	QS	S31	28,00	-	Refus	-	-
	QS	S31	31,00	-	Refus	-	-
	QS	S31	34,00	-	Refus	-	-

**Tableau IV.7 : Résumé des résultats des essais in situ réalisés par CPC dans plusieurs études – SPT**

Phase	Unité	Essais SPT					
		Sondage			Nspt	N60	(N1)60
		Code	Profondeur (m)				
			Début	Fin			
Campagne de Prospection Complémentaire	R	SC63	1,00	1,45	28	19	-
	R	SC63	2,50	2,95	25	17	-
	R	SC63	4,00	4,45	44	30	-
	R	SC63	5,50	5,95	28	22	-
	R	SC63	7,00	-	Refus	-	-
	R	SC63	8,50	-	Refus	-	-
	QA	SC63	10,00	10,45	30	26	-
	QS	SC63	11,50	11,95	32	29	-
	QS	SC63	13,00	13,45	32	29	16
	QS	SC63	14,50	14,95	26	24	12
	QS	SC63	16,00	-	Refus	-	-
	QS	SC63	17,50	17,95	43	39	20
	QS	SC63	19,00	-	Refus	-	-
	QS	SC63	20,50	-	Refus	-	-

## Chapitre IV : Investigation Géotechnique

CPC	QS	SC63	22,00	-	Refus	-	-
	QS	SC63	23,50	23,95	32	29	13
	QS	SC63	25,00	25,45	35	32	14
	QS	SC63	26,50	26,95	34	31	16
	QS	SC63	28,00	28,45	34	31	16
	QS	SC63	29,50	-	Refus	-	-
	QS	SC63	31,00	-	Refus	-	-
	QS	SC63	32,50	-	Refus	-	-
	QS	SC63	34,00	-	Refus	-	-
	QM	SC63	35,50	35,95	37	34	-
	QM	SC63	37,00	37,45	32	29	-
	QM	SC63	38,50	38,95	37	34	-
	QM	SC63	40,00	40,45	32	29	-
	QM	SC63	41,50	41,95	29	27	-

### Interprétation des résultats de l'essai (SPT)

La présence de refus dans les sondages s31 de APD et sc63 de CPC indique que sa caractéristique physique de sol est constituée de particule de nature rocheux (graviers, cailloux, galet, grés). Selon la classification de Terzaghi et Peck (1967) les états du sol sont les suivantes :

➤ **Unité de remblai(R) :**

Les valeurs de  $N_{spt}$  varient de 13 à 28 avec présence de refus ainsi, selon la classification de Terzaghi, états du sol est moyennement dense.

➤ **Unité de quaternaire argileux (Argile limoneuse peu sableuse) (QA) :**

## Chapitre IV : Investigation Géotechnique

Les valeurs de  $N_{spt}$  altèrent entre 30 et 36 coups et avec absence de refus, selon la classification de Terzaghi, états du sol est dense.

➤ **Unité de quaternaire sableux (sables limoneux-argileux) (QS) :**

Les valeurs de  $N_{spt}$  varient entre 26 et 43 coups, avec une présence forte et remarquable des refus. Selon la classification de Terzaghi cette formation est moyennement dense à dense.

➤ **Unité Argiles marneuses (QM) :**

Les valeurs de  $N_{spt}$  altèrent entre 29 à 37 coups avec absence de refus. D'après Terzaghi la formation est moyennement dense à dense.

**Tableau IV.8 : Classification de Terzaghi et Peck (1967).**

Etats du sol	Nombre de coups (N)
Très lâche	< 4
Lâche	4 à 10
Moyennement dense	10 à 30
Dense	30 à 50
Très dense	>50

### IV.4.3.2. Essai Pressiométrique (PMT)

L'essai pressiométrique de type Ménard s'agit d'un essai de chargement statique du terrain en place effectué grâce à une sonde cylindrique dilatable radialement introduite dans un forage. Une sonde pressiométrique est placée dans le sol à tester puis remplie progressivement d'eau. Le gonflement consécutif du sol ou de la roche autour du trou est considéré comme une dépendance entre le volume d'eau mesuré et l'augmentation progressive de pression dans des intervalles de temps définis a priori.

Les trois caractéristiques du sol sont ainsi déduites :

- Pression limite  $P_L$ ;
- La pression de fluage  $P_F$ ;

- Le module pressiométrique  $E_m$ .

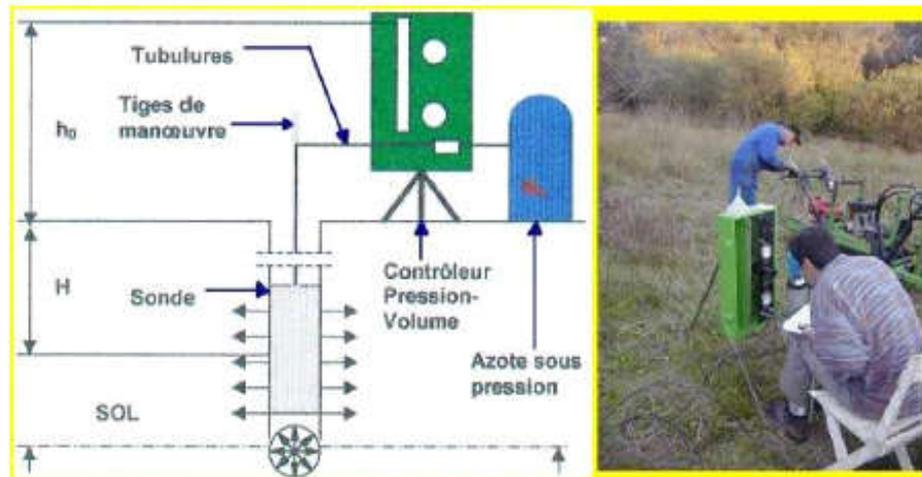


Figure IV.5: manipulation de l'Essai Pressiométrique.

Tableau IV.9 : Résumé des résultats des essais in situ réalisés par ADP dans plusieurs études – PMT

Phase	Essais Pressiométriques						
	Unité	Sondage		$E_M$	$P_1$	$P_f$	$E_M/P_1$
		Code	Profondeur				
				(m)	MPa	MPa	MPa
ADP	R	S31	1,00	0,91	0,45	0,43	2,02
	R	S31	2,00	0,64	0,42	0,31	1,54
	R	S31	3,00	0,58	0,39	0,23	1,49
	R	S31	4,00	0,64	0,39	0,38	1,64
	R	S31	5,00	1,00	0,46	0,29	2,19
	R	S31	6,00	0,99	0,44	0,24	2,26
	R	S31	7,00	0,82	0,42	0,28	1,97
	R	S31	8,00	0,58	0,47	0,36	1,24
	R	S31	9,00	1,41	1,04	0,70	1,35

## Chapitre IV : Investigation Géotechnique

	QA	S31	10,00	1,59	1,07	0,83	1,48
	QA	S31	11,00	2,10	1,17	0,97	1,80
	QA	S31	12,00	1,60	0,78	0,72	2,06
	QA	S31	13,00	2,13	0,79	0,53	2,69
	QA	S31	14,00	1,46	1,10	0,83	1,33
	QA	S31	15,00	4,30	2,31	1,04	1,86
	QA	S31	16,00	4,42	2,12	1,29	2,09
	QS	S31	17,00	1,18	1,13	0,72	1,04
	QS	S31	18,00	2,00	1,23	0,62	1,63
	QS	S31	19,00	1,13	1,07	0,79	1,05
	QS	S31	20,00	1,77	1,15	0,83	1,54
	QS	S31	21,00	2,12	1,65	1,15	1,29
	QS	S31	22,00	1,48	1,27	0,90	1,17
	QS	S31	23,00	2,52	1,78	1,18	1,41
	QS	S31	24,00	124,91	4,56	4,56	27,42
	QS	S31	25,00	65,27	4,65	4,65	14,05
	QS	S31	26,00	274,19	4,34	4,34	63,15
	QS	S31	27,00	7,70	3,23	2,54	2,38
	QS	S31	28,00	11,34	4,54	3,42	2,50
	QS	S31	29,00	91,52	4,98	4,98	18,36
	QS	S31	30,00	210,00	4,81	4,81	43,66
	QS	S31	31,00	187,30	4,91	4,91	38,19

## Chapitre IV : Investigation Géotechnique

	QS	S31	32,00	189,24	5,14	5,14	36,85
	QS	S31	33,00	267,81	5,11	5,11	52,37
	QS	S31	34,00	412,59	5,15	5,15	80,07

**Tableau IV.10 : Résumé des résultats des essais in situ réalisés par CPC dans plusieurs études – PMT**

Phase	Unité	Essais Pressiométriques					
		Sondage		E <sub>M</sub>	P <sub>1</sub>	P <sub>f</sub>	E <sub>M</sub> /P <sub>1</sub>
		Code	Profondeur				
			(m)	MPa	MPa	MPa	--
Campagne de Prospection Complémentaire	R	SP43	2,90	36,88	3,63	1,14	10,17
	R	SP43	5,80	34,09	4,89	4,89	6,98
	R	SP43	8,70	79,16	4,98	4,98	15,89
	QS	SP43	11,60	171,88	5,04	5,04	34,13
	QS	SP43	14,50	117,30	6,09	4,38	19,27
	QS	SP43	17,40	43,10	2,93	1,09	14,74
	QS	SP43	20,30	21,19	1,80	0,85	11,77
	QS	SP43	26,10	37,74	2,41	1,22	15,66
	QS	SP43	31,90	19,08	1,55	1,03	12,34
	QS	SP43	34,80	18,87	1,49	0,85	12,70
	QM	SP43	37,70	144,97	5,28	5,28	27,45

### Interprétation des résultats de l'essai (PMT)

À partir aux résultantes des sondages Pressiométriques S31 de APD et SP43 de CPC qu'ils sont présentés dans les tableaux (11,12) et selon la classification du (DTU

## Chapitre IV : Investigation Géotechnique

13.12) et la classification de Menard on peut classifie le sol ont trois unités qu'ils sont les suivants :

- **Unité de Remblai allant de 0m à 9m de profondeur (R) de profondeur [0m-9,00m]** : Les valeurs du  $P_1$  altèrent entre 0,39 et 4,98MPa. Selon la classification DTU 13.12, ce remblai est ferme à dur. On a une valeur du rapport  $E_m/P_1$  égale à 15,89 MPa D'Après la classification de Menard, le sol est normalement consolidé ou normalement serrée.
- **Unité de quaternaire argileux (Argile limoneuse peu sableuse) (QA) de profondeur [9m-17,00m]** : Les valeurs du  $P_1$  altèrent entre 0,78 et 2.31MPa. Selon la classification DTU 13.12, cette argile est moyennement compacte. On a une valeur du rapport  $E_m/P_1$  égale à 2.69 MPa D'Après la classification de Menard, le sol est normalement consolidé ou normalement serrée.
- **Unité de quaternaire sableux (sables limoneux-argileux) (QS) de profondeur [17m-35m]** : Les valeurs du  $P_1$  altèrent entre 1,07et 6,09MPa. Selon la classification DTU 13.12, ce sable moyennement compact à compact. On a une valeur du rapport  $E_m/P_1$  altèrent entre 1,04et 80,07 MPa avec des valeurs majoritairement supérieures à 12 MPa. D'Après la classification de Menard, le sol est sur-consolidé.
- **Unité Argiles marneuses (QM) de profondeur [35m-37.5m]** : On a une valeur du rapport  $P_1$  égale à 5,28 MPa. Selon la classification DTU 13.12, cette argile est de marne compacte. On a une valeur du rapport  $E_m/P_1$  égale à 27,45MPa. D'Après la classification de Menard, le sol est sur-consolidé.

**Tableau IV.11 : La classification du DTU13.12**

Classe de sol	Description	Pressiomètre $P_1$ (Mpa)
Argile, Limons	A. Argile et limon mous	<0.7
	B.Argiles et limons fermes	1.2-2
	C.Argiles très fermes à durs	>2.5
Sables, Graves	A.Lache	<0.5
	B.Moyennement compacts	1-2
	C.compacts	>2.5
Craies	A.Molles	<0.7
	B.Altéré	1-2.5
	C.Compactes	>3
Marne; Marno-calcaires	A. Tendres	1.5-4
	B.Compactes	> 4.5

Tableau IV.12 : Classification Ménard

Type	Tourbe		Argile		Limon		Sable		Grave	
	$E_m / P_t$	$\alpha$								
Surconsolidé ou très serré	---	--	>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3
Normalement consolidé ou normalement serré	---	1.0	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4
Sous-consolidé altéré et remanié ou lâche	---	---	7-9	1/2	5-8	1/2	5-7	1/3	---	---

#### IV.4.3.3. Essais Lefranc

L'essai d'eau LEFRANC est un essai en place qui permet de déterminer la valeur du coefficient perméabilité locale ( $K_L$ ), qui peut être nettement différent du coefficient de perméabilité en grand.

Il s'applique à tous les sols fins ou grenus sous la nappe, dont le coefficient de perméabilité présumé est supérieur à une valeur de l'ordre de  $1.10^{-6}$  m/s. L'essai Lefranc consiste à injecter ou à pomper de l'eau dans une cavité de forme invariable appelée lanterne, ouverte dans le terrain (contenant la nappe), dont on veut connaître la perméabilité et à mesurer la variation de charge et de débit correspondant.

On distingue deux types d'essai Lefranc :

- L'essai à niveau constant
- L'essai à niveau variable

Le coefficient de perméabilité Lefranc  $k_L$ , exprimé en mètres par seconde, à partir de la formule :

$$K_L = \frac{Qa}{m.h.B}$$

$Qa$ : Débit constant d'extraction ou d'apport d'eau dans le forage.

$h(t)$ : variation de la charge hydraulique .

$B$  : diamètre cavité.

## Chapitre IV : Investigation Géotechnique

L : longueur de la cavité.

m : facteur qui ne dépend que de la forme de la cavité et de la position de cette dernière par rapport aux limites de l'aquifère.

**Tableau IV.13 : Résumé des résultats des essais in situ réalisés – Essais Lefranc.**

Sondage	UNITÉ	Profondeur nappe* (Hp) (m)	Profondeur cavité* (HL) (m)	Longueur cavité (L) (m)	Diamètre cavité (B) (m)	K (m/s)
Sc63	QS	6,70	17,50	0,5	0,101	Imp.
	QS	19,60	25,50	0,5	0,101	8,42E-04

### IV.5. Condition hydrologique

Depuis décembre 2015, pour les calculs de dimensionnement du blindage, nous avons considéré l'information de l'APD qu'indique la présence d'eau aux 19,1 m de profondeur. Plus tard dans la PV7 la CPC a installé un piézomètre à corde vibrante.

#### IV.5.1. Essai piézomètre à corde vibrante

Un tube piézométrique est un tube mis en place dans une cavité artificielle et remplie d'un matériau perméable permettant la détermination du niveau piézométrique voir le tableau. Le tube piézométrique ouvert est placé dans un terrain dont la perméabilité globale estimée est supérieure ou égale à  $1 \times 10^{-7}$  m/s. Dans le **tableau IV.14** nous présentons les mesures à Piézomètre de corde vibrante et les profondeurs piézométriques :

**Tableau IV.14 : Piézomètres à corde vibrante. Localisation. Installations. Unité**

Phase	Piézomètres		Coordonnées			Prof.	Unité
	N°	Type	M	P	Z	Installation	
CPC	SC63PZ 2	Corde Vibrante	516777,576	4063891,15	13,596	45	QM
	SC63PZ 3	Corde Vibrante	516776,459	4063889,97	13,637	30	QS

Dans le **tableau IV.15**, nous présentons les mesures à Piézomètre de corde vibrante et les profondeurs du nappe phréatique, jusqu'à ce moment.

**Tableau IV.15 : résultat de l'essai piézomètre**

Piézomètre	Niveaux Terrain	Profondeur d'installation (m)	Date	Pression (bar)	Profondeur du N.P. (m)
Sc63 – PZ2	13,60	45	01-06-2016	2,36	20,90
			04-06-2016	2,35	20,99
			07-06-2016	2,35	21,04
			12-06-2016	2,32	21,25
			19-06-2016	2,31	21,35
Sc63 – PZ3		30	04-06-2016	0,96	20,22
			07-06-2016	0,96	20,16
			12-06-2016	0,96	20,19
			19-06-2016	0,97	20,12

### IV.6. Condition géologique

Selon l'information disponible, les sols où la PV7 sera creusé s'agissent des dépôts quaternaires avec facies lithologiques constitués par des sables limoneux-argileux superposés aux formations du pliocène récent et quaternaire ancien constitués, à l'échelle de l'ouvrage, par les marnes et argiles marneuses dites d'El Harrach.

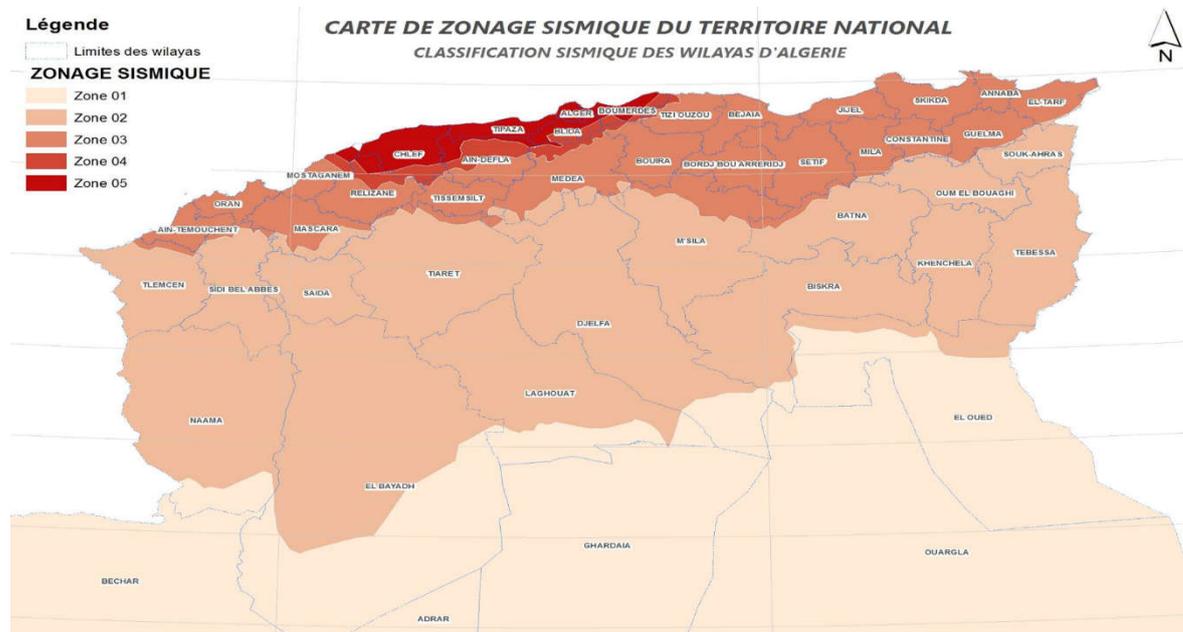
Les données disponibles ont permis d'établir un zonage en profondeur des sols selon ces caractéristiques géotechniques et de déterminer les paramètres géomécaniques caractéristiques de chaque horizon. Le dispositif géologique-géotechnique est constitué, de haut en bas par remblais avec 10 m d'épaisseur maximale dans la zone de sondage SC31, par argile limoneuse peu sableuse (QA) jusqu'aux 10-17 m de profondeur, par des sables limoneux-argileux marron-jaunâtre à rougeâtre avec intercalations de grés fissuré broyé poreux sous forme de graviers (Qs), jusqu'aux 17-35 m de profondeur, et par des marnes et argiles marneuses, jaunâtres à grisâtres (QM), au-dessous. Ce zonage est résumé dans le **tableau IV. 16**.

**Tableau IV.16 : Résumé des profondeurs des faciès existantes**

<b>Localisation (PK)</b>	<b>Profondeur Atteinte par les Sondages (m)</b>	<b>Horizon géotechnique</b>	<b>Symboles utilisés Dans les dessins</b>	<b>Profondeurs moyennes (m)</b>
6+227	0,0 – 42,00	Remblais	R	0,0 – 9,00
		Argile limoneuse peu sableuse par endroit	QA	9,00-17,00
		Sables limoneux-argileux avec intercalations gréseux fissuré broyé poreux sous forme de graviers	Qs	17,00-35,00
		Argiles marneuses	QM	(35,00 – 42,00) en SC63

### IV.7. Condition sismique

Lorsque l'on parle de la condition sismique en Algérie, il faut mentionner l'existence de cinq zones sismiques différentes, aucune n'est pareil à l'autre. La figure et le tableau démontrent ces zones et le degré de leur risque sismique.



**Figure IV.6 : Carte du Zonage Sismique du Territoire National**

**Tableau IV.17 : Classification des ouvrages selon RPA**

Zone	Sismicité
0	Négligeable
I	Faible
II a et II b	Moyenne
III	Élevée

**Tableau IV.18 : Classification des ouvrages selon RPA**

Groupe	Degré d'importance	Exemples
1A	Importance vitale	Centre de décision, caserne de pompiers, hôpitaux, installation militaires, ...
1B	Grande importance	Bâtiments publics, universités, châteaux d'eau, ...
2	Moyenne importance	Parkings publics, Bâtiments de bureaux, ...
3	Faible importance	Construction provisoires, ...

**Tableau IV.19 : Les valeurs du coefficient d'accélération de la zone « A » selon RPA**

Groupe	Zone Sismique			
	I	II a	II b	III
1	0,15	0,25	0,30	0,40
2	0,12	0,20	0,25	0,30
3	0,10	0,15	0,20	0,25

Grâce à ces données, nous pouvons savoir dans quelle région se trouve notre projet comme il est précisé dans la figure. D'après ce zonage, la région en étude, où est implantée le PV7 de cette extension est classée en tant que zone sismique □, caractérisée par une sismicité élevée. Pour cette zone la valeur d'accélération sismique adoptée sera de  $a=0,4g$ .

Il est impératif de tenir compte de la sismicité régionale avant d'entreprendre toute action de construction définitive dans la région d'étude.

## Chapitre IV : Investigation Géotechnique

Cette valeur de 0,4g sera considérée pour tous les calculs des structures internes. Pour les phases provisoires, selon l'indication de l'EMA, une valeur de 0,1g devra être considérée.



Figure IV.7 : Portrait de la carte de zonage sismique de territoire national.

### IV.8. Conclusion

Les études géotechniques réalisées dans le cadre de ce projet nous donnent le droit de déterminer les différentes caractéristiques et les paramètres des sols rencontrés. Ces dernières ont été fondées sur l'exploitation des résultats des investigations réalisées sur site (sondages carottés, les essais pressiométriques et les essais de pénétromètre), accompagnées par plusieurs tests d'identification physique, mécanique et chimique ont été réalisés en laboratoire à partir d'échantillons acquis lors de sondages à différents niveaux.

En conclu de cette analyse géotechnique, la lithologie représentative et les paramètres géotechniques utilisées dans les calculs de dimensionnement retenue est présenté sur le tableau IV. 20

**Tableau IV.20 : Paramètres géotechniques de calcul - sols**

Horizon géotechnique	Remblais (R)	Argile limoneuse peu sableuse (QA)	Sables limoneux argileux avec intercalations gréseux sous forme de graviers (Qsgr)	Argiles marneuses (QM)
Profondeurs moyennes (m)	0,0 – 9,00	9,00-17,00	17,00-35,00	> 35,00
Poids vol. humide $\gamma_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	20,0	21,00	21,00	21
Poids vol. sec $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	17,0	17,00	17,00	17,0
Cohésion non-drainée $c_u$ (kPa)	30,0	120	-	150
Module de déformabilité non-drainé $E_u$ (MPa)	12,0	30-40	-	75
Angle de frottement effectif $\phi'$	20°	24	34	22°
Cohésion effective $c'$ (kPa)	0	30	0	35,0
Module de déformabilité drainé $E'$ (MPa)	10,0	26-35	40	65
Coefficient $K_0$	0,6	0,6	0,6	0,6

## **CHAPITRE V :**

### **Calcul des charges**

### V.1. Introduction

Sous des conditions géométriques données, quand le terrain ne peut pas être stable de façon satisfaisante vis-à-vis du glissement, il est nécessaire de le retenir par des ouvrages appelés écrans de soutènement. La vérification des charges est une phase indispensable dans l'étude de ces ouvrages, elle donne la possibilité de déterminer les différentes forces qui agissent sur l'ouvrage.

En ce qui concerne notre cas, il s'agit d'étudier un écran de soutènement renforcé avec quatre niveaux de contreventement. L'objectif de ce chapitre est de savoir quelles sont les pressions exercées par les différentes couches du terrain sur l'ouvrage de soutènement que nous avons choisi,

### V.2. Principe de calcul [16]

Parmi toutes les configurations possibles, Blum estime que le meilleur compromis du point de vue de l'encastrement de l'écran est obtenu pour une fiche telle que la tangente à la déformée en pied de l'écran passe par le point d'ancrage. Les fiches plus grandes ne conduisent pas à une augmentation significative de l'encastrement de l'écran tandis que, pour des fiches plus courtes, on assiste à une chute du moment d'encastrement. En un point situé à une distance  $Z$  en suivant la face de mur (profondeur) à partir de la surface libre du sol, les composantes de la contrainte totale en amont et en aval sont basées sur deux formules :

$$\text{Calcul de Poussée : } \sigma_a(Z) = (K_a \gamma \times \gamma \times Z + K_a q \times Q - K_a c \times C) \times \cos \delta + U$$

$$\text{Calcul de Butée : } \sigma_p(Z) = (K_p \gamma \times \gamma \times Z + K_p q \times Q + K_p c \times C) \times (\cos(\delta)/S) + U$$

Avec :

$U = 0$  pour un état non saturé

$U = \gamma_w \times z$  : poussée hydrostatique et  $\gamma_w = 10 \text{ kNm}^3$  : Poids volumique de l'eau.

$S$  : coefficient de sécurité de la butée.

$S = 2$  pour le cas d'un écran simplement buté.

$S = 1$  pour le cas d'un écran encasté et a un ou plusieurs ancrages.

$Q$  est la surcharge appliquée au sol

Le choix de l'angle de frottement sol/écran «  $\delta$  » est fait suivant le **tableau V.1** ci-dessus :

Tableau V.1: Valeurs de l'angle de frottement sol/écran

Rugosité de l'écran	Valeur de $\delta$
Écran parfaitement lisse	0
Écran moyennement rugueux	$\pm \frac{2\varphi}{3}$
Écran parfaitement rugueux	$\pm\varphi$

On a une paroi en béton armé coulé sur place, l'écran est considéré moyennement rugueux (béton) donc on prend :  $\delta = 2\varphi/3$  pour poussée et  $\delta = -2\varphi/3$  pour butée

- Les coefficients de poussées et butées :
  - $K_{a\gamma}$ : Coefficients de poussées des terres normales à l'écran.
  - $K_{p\gamma}$  : Coefficient de butées des terres normales à l'écran.
  - $K_{a\alpha}$  : Coefficients de poussées dues à la surcharge normale à l'écran.
  - $K_{p\alpha}$ : Coefficients de butées dues à la surcharge normale à l'écran.
  - $K_{ac}$ : Coefficients de poussées normales à l'écran pour un massif cohérent.
  - $K_{pc}$ : Coefficients de butées normales à l'écran pour un massif cohérent.
  
- Les coefficients de poussée et de butée dépendent de :
  - L'angle de friction du sol-écran «  $\delta$  »
  - L'angle que fait la surcharge Q avec la surface libre «  $\alpha$  »
  - L'inclinaison de la surface libre avec l'horizontale «  $\beta$  »
  - L'inclinaison de l'écran par rapport à la verticale «  $\lambda$  »
  - L'angle du frottement interne du sol «  $\varphi$  »

$K_a$  et  $K_p$  en fonction des caractéristiques techniques Tableau suivant

Tableau V. 2 : Valeurs de  $K_a$  et  $K_p$  pour  $\beta=0$  ;  $\lambda=0$ .

$\delta/\varphi$	-1		-2/3		-1/3		0		1/3		2/3		1	
	$K_a$	$K_p$												
10	1,06	1,66	0,81	1,59	0,75	1,51	0,70	1,42	0,68	1,31	0,66	1,17	0,65	—
15	1,06	2,2	0,72	2,05	0,64	1,88	0,59	1,70	0,56	1,50	0,54	1,26	0,53	—
20	1,04	3,1	0,64	2,75	0,54	2,40	0,49	2,04	0,46	1,69	0,44	1,33	0,44	—
25	1,02	4,4	0,55	3,70	0,47	3,10	0,41	2,45	0,38	1,92	0,36	1,40	0,37	—
30	0,98	6,5	0,49	5,30	0,38	4,0	0,33	3,00	0,30	2,15	0,30	1,46	0,30	—
35	0,94	10,5	0,40	8,0	0,32	5,4	0,27	3,70	0,25	2,40	0,25	1,51	0,26	—
40	0,88	18	0,34	12	0,26	7,6	0,22	4,60	0,20	2,75	0,20	1,54	0,20	—
45	0,82	35	0,27	20	0,19	11	0,17	5,80	0,16	3,0	0,16	1,58	0,16	—
50	0,75	70	0,22	35	0,15	15	0,14	7,20	0,13	3,5	0,13	1,61	0,13	—

$K_{ac}$  et  $K_{pc}$  sont obtenus par les formules de J. KERISEL et E. ABSI suivantes :

$$K_{ac} = + \frac{1 - K_{a\alpha} \times \cos \delta}{\tan \theta} \quad K_{pc} = - \frac{1 - K_{a\alpha} \times \cos \delta}{\tan \theta}$$

## Chapitre V : Calcul des charges

On obtient pour notre cas les valeurs représentées sur le **tableau V. 1**.

**Tableau V. 3 : Récapitulatif des caractéristiques de sol et des différents coefficients de poussée et butée**

Sol	Caractéristique	Poussée			Butée		
		Ka $\gamma$	Ka $q$	Ka $c$	Kp $\gamma$	Kp $q$	Kp $c$
Remblai (0-9m) H=9m	$\varphi=20^\circ$ $\delta =13.33^\circ$ C'=0 kPa $\gamma_d =17\text{KN/m}^3$ $\gamma_h =20 \text{ KN/m}^3$	0.44	0.44	1.57	2.75		-1.57
QA Argile limoneuse (9-17m) H=8m	$\varphi=24^\circ$ $\delta =16^\circ$ C'=30 kPa $\gamma_d =17\text{KN/m}^3$ $\gamma_h =21 \text{ KN/m}^3$	0.36	0.36	1.47	3.70		-1.47
QS Sables limoneux- argileux (17-35m) H=18m	$\varphi=35^\circ$ $\delta =23.33^\circ$ C'(kPa)=0 kPa $\gamma_d =17\text{KN/m}^3$ $\gamma_h =21 \text{ KN/m}^3$	0.25	0.25	1.10	8.00		-1.10
QM Argiles marneuses (35- 42m) H=7m	$\varphi=22^\circ$ $\delta =14.67^\circ$ C'=56 kPa $\gamma_d =17\text{KN/m}^3$ $\gamma_h =21 \text{ KN/m}^3$	0.44	0.44	1.42	2.75		-1.42

Une première étape du dimensionnement des soutènements consiste à établir un diagramme de pression des terres. Ce diagramme représente, en chaque point de l'écran, la

## **Chapitre V : Calcul des charges**

---

composante normale de la pression des terres résultant de l'ensemble des sollicitations. Le sol est supposé en équilibre limite de poussée côté amont et de butée côté aval. Pour établir ce diagramme manuellement, il faut dresser un tableau donnant pour chaque point caractéristique de l'écran les valeurs numériques des contraintes élémentaires normales à l'écran. Soit en général :

Côté amont (sur toute la hauteur de l'écran) :

- La poussée due au massif pesant pulvérulent
- La poussée due aux surcharges et la poussée due à l'eau
- L'influence favorable de la cohésion à déduire

Côté aval (sous le niveau du fond de fouille) :

- La butée due au massif pesant pulvérulent
- L'influence favorable de la cohésion à ajouter.

### **V.3. Calcul des charges pour chaque phase d'excavation**

Dans le calcul des charges, on a pris en considération une surcharge en surface qui représente la Surcharge due au trafic, prise égale à  $10\text{KN/m}^2$ .

### ➤ Phase d'excavation

Dans la phase d'excavation, nous avons exécuté une excavation de 4.61m allant du niveau +12.73 à -16.26.

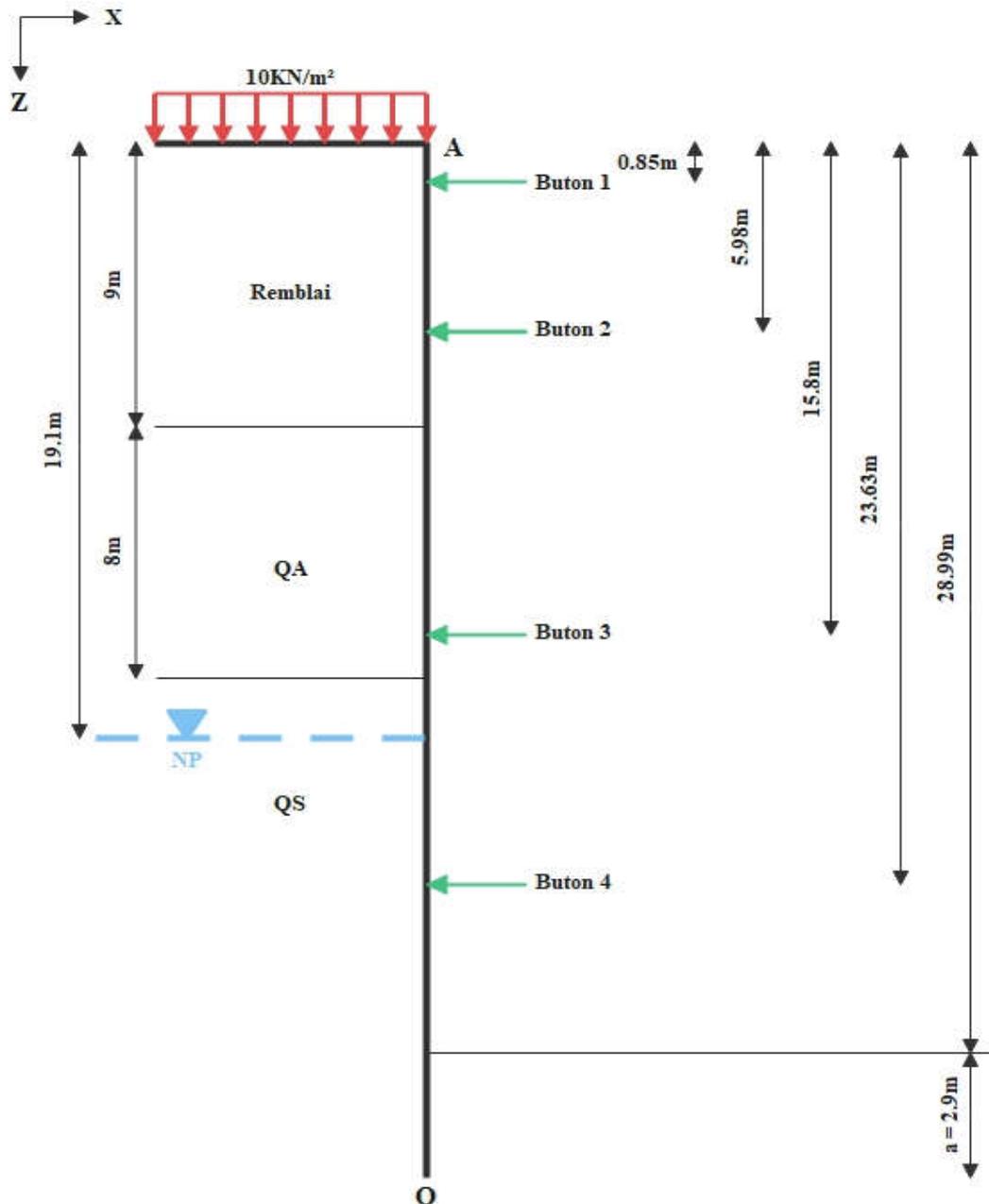


Figure V.1 : Excavation de la phase 05.

## Chapitre V : Calcul des charges

---

- $LAB = h + a$  ; (h : La hauteur excavée)
- $h = 28.99m$  ;  $a = 0.1h = 0.1 \times 28.99 \Rightarrow a = 2.9m$
- $LBO = b$ .
- $f_0 = a + b$

### - La partie « AO »

#### 1. Calcul de la poussée

**La couche (R) :**  $q = 10 \text{ KN/m}^2$ ,  $U = 0$

$$0 < z < 9$$

$$\sigma_a = (0.440 \times 17 \times z + 0.440 \times 10 - 1.54 \times 0) \times \cos 13.33 + 0$$

$$\sigma_a(z) = 7.28z + 4.28 \begin{cases} \rightarrow \sigma_a(0) = 4.28 \text{ KN/m}^2. \\ \rightarrow \sigma_a(9) = 69.8 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

**La couche (QA) :**  $q = 10 + 9 \times 17 = 163 \text{ KN/m}^2$  ;  $U = 0$

$$0 < z < 8$$

$$\sigma_a = (0.36 \times 17 \times z + 0.36(163) - 1.47 \times 30) \times \cos(16)$$

$$\sigma_a(z) = 5.88z + 14.02 \begin{cases} \rightarrow \sigma_a(0) = 14.02 \text{ KN/m}^2. \\ \rightarrow \sigma_a(8) = 61.06 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

**La couche (QS) :**  $q = 10 + 9 \times 17 + 8 \times 17 = 299 \text{ KN/m}^2$ ,  $U = 0$ .

$$0 < z < 2.1$$

$$\sigma_a = (0.25 \times 17 \times z + 0.25(299) - 1.07 \times 0) \times \cos(23.33^\circ) + 0$$

$$\sigma_a(z) = 3.90z + 68.64 \begin{cases} \rightarrow \sigma_a(0) = 68.64 \text{ KN/m}^2. \\ \rightarrow \sigma_a(2.1) = 76.83 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

$$0 < z < 9.89$$

$$U=98.9$$

$$Q=299+(2.1 \times 17) = 334.7 \text{KN/m}^2.$$

$$\sigma_a(z) = (0.25 \times 17 \times z + 0.25 \times (334.7) - 1.07 \times 0) \times \cos(23.33) + U$$

$$\sigma_a(z) = 3.90z + 76.83 + U \begin{cases} \rightarrow \sigma_a(z=0, U=0) = 76.83 \text{KN/m}^2. \\ \rightarrow \sigma_a(z=9.89, U=98.9) = 214.30 \text{KN/m}^2. \end{cases}$$

$$9.89 < z < 9.89 + a$$

$$9.89 < z < 12.79$$

$$\sigma_a(z) = 3.90z + 76.83 + U \begin{cases} \rightarrow \sigma_a(z=9.89, U=98.9) = 214.30 \text{KN/m}^2. \\ \rightarrow \sigma_a(z=12.79, U=127.9) = 254.61 \text{KN/m}^2. \end{cases}$$

## 2. Calcul de la butée

$$0 < z < a$$

$$0 < z < 2.9 \text{m}$$

**La couche (QM) :**  $q = 0 \text{KN/m}^2$  ;  $S = 1$

$$\sigma_p = (8 \times 17 \times z + 8 \times 0 + 10.49 \times 0) \times \frac{\cos 23.33}{1} + U$$

$$\sigma_p = 124.88z + U \begin{cases} \rightarrow \sigma_p(z=0 ; U=0) = 0 \text{KN/m}^2. \\ \rightarrow \sigma_p(z=2.9 ; U=29) = 391.15 \text{KN/m}^2. \end{cases}$$

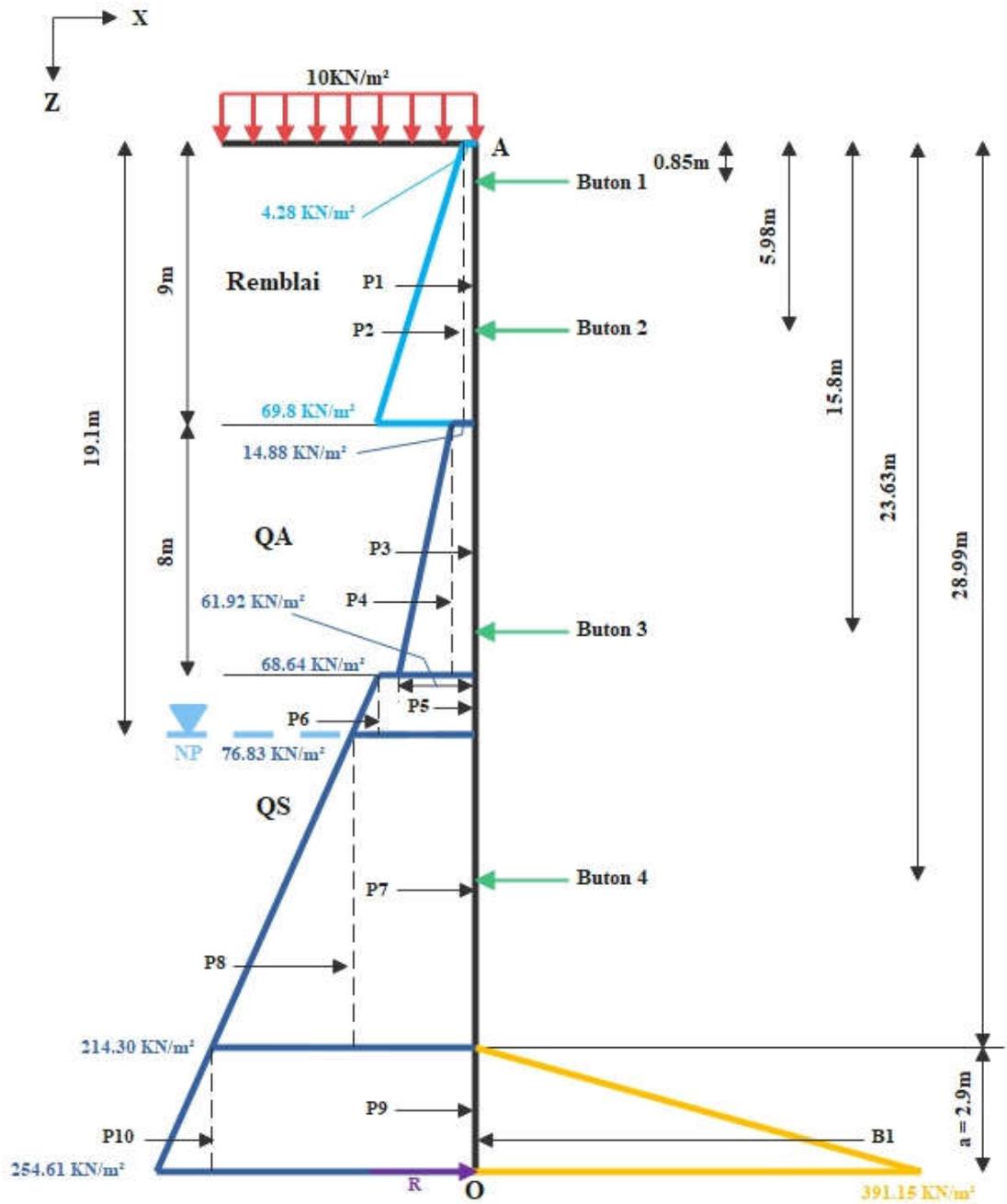


Figure V.2 : Diagramme des poussées et des butées de la phase 5 (AB).

3. Calcul des forces de pression

Tableau V.4 : Les forces de pression de la phase 05 (partie AO)

	Intensité (KN/ml)	Bras de levier Yi (m)	$P_i \times Y_i$ (KN. m/ml)
P1	38.52	27.39	1055.06
P2	294.84	25.89	7633.41
P3	112.16	18.89	2118.70
P4	188.16	17.56	3304.09
P5	144.14	13.84	1994.90
P6	8.6	13.49	116.01
P7	759.85	7.85	5964.82
P8	679.79	6.20	4214.70
P9	621.47	1.45	901.13
P10	58.44	1.00	58.44
B1	567.17	1.00	567.17

4. Calcul de la réaction « R »

$$\Sigma F/x = 0 \Rightarrow R + \Sigma P_i - \Sigma B_i = 0 \Rightarrow R = -2338.8 \text{KN/ml.}$$

- La partie « BO »

5. Calcul de la poussée

La couche (QS) :  $q = 334.7 \text{KN/m}^2$ .

$$12.79 < z < 12.79 + b$$

$$\sigma_a(z) = 3.90z + 76.83 + U \begin{cases} \rightarrow \sigma_a(z = 12.79, U = 127.9) = 254.61 \text{ KN/m}^2. \\ \rightarrow \sigma_a(z = 12.79 + b, U = 127.9 + 10b) = 13.9b + 254.61 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

6. Calcul de la Butée

$$a < z < a + b$$

$$2.9 < z < 2.9 + b$$

$$\sigma_p = (8 \times 17 \times z + 8 \times 0 + 10.49 \times 0) \times \frac{\cos 23.33}{1} + U$$

$$\sigma_p = 124.88z + U \begin{cases} \rightarrow \sigma_p(z = 2.9 ; U = 29) = 391.15 \text{ KN/m}^2. \\ \rightarrow \sigma_p(z = 2.9 + b ; U = 29 + 10b) = 134.88b + 391.15 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

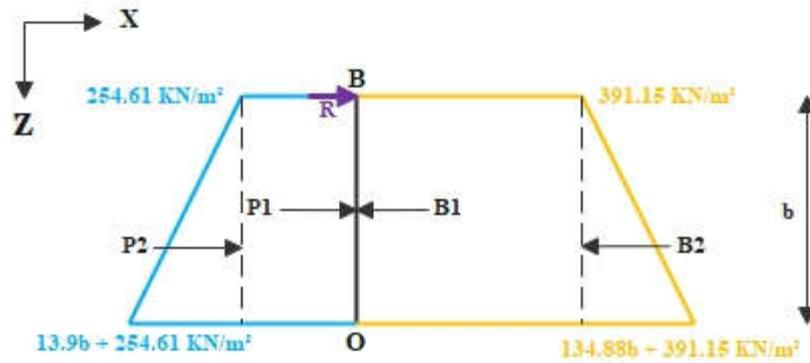


Figure V.3 : Diagramme des poussées et des butées de la phase 03 (BO).

7. Calcul des forces de pression

Tableau V. 5 : Les forces de pression de la phase 04 (partie OB)

	Intensité (KN/ml)	Bras de levier Yi (m)	$Pi \times Yi$ (KN. m/ml)
P1	254.61b	b/2	127.30b <sup>2</sup>
P2	6.95b <sup>2</sup>	b/3	2.32b <sup>3</sup>
B1	391.15b	b/2	195.58b <sup>2</sup>
B2	67.44b <sup>2</sup>	b/3	22.48b <sup>3</sup>
R	-2445.69	b	-2445.69b

8. Calcul de « b »

$$\Sigma M/O = 0 \Rightarrow R \times b + \Sigma Bi \times Yi - \Sigma Pi \times Yi = 0$$

$$20.16b^3 + 68.28b^2 - 2445.69b = 0$$

$$b = 9.21\text{m}$$

9. Calcul de la fiche de soutènement « F »

$$f_0 = a + b = 2.9 + 9.21 = 12.11\text{m}$$

$$F = 1.2 \times f_0 = 1.2 \times 12.11 \Rightarrow F = 14.53\text{m}$$

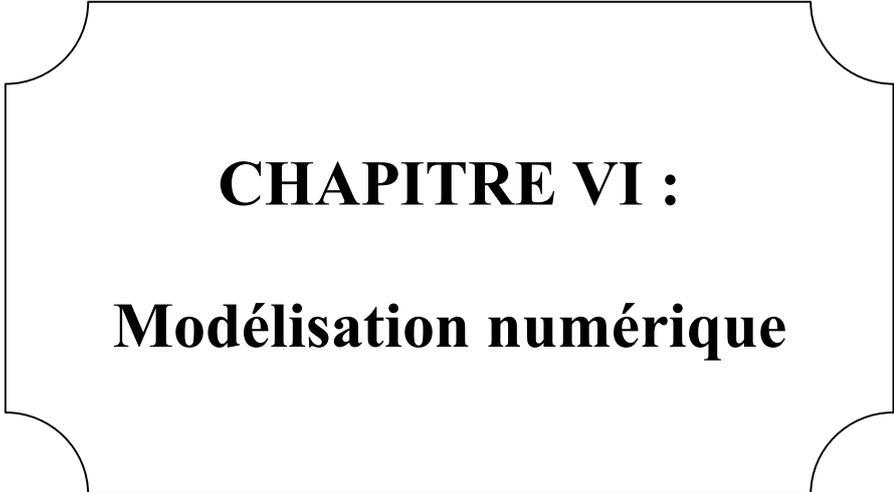
10. Calcul de la contre-butée « T »

$$\Sigma F/x = 0 \Rightarrow T + \Sigma Pi - \Sigma Bi - R = 0$$

$$T - 60.49b^2 - 136.54b + 2338.8 = 0 \Rightarrow T = 4049.74 \text{ kN/ml.}$$

**Conclusion**

Pour cette phase, on obtient une fiche de 14.53m, Donc, la hauteur du rideau de pieux nécessaire pour soutenir les charges est : (la fiche + la hauteur de l'excavation) =  $F + h_3 = 14.53 + 28.99 = 43.52\text{m}$ .



**CHAPITRE VI :**  
**Modélisation numérique**

### **VI.1. Introduction**

La modélisation d'ouvrage est une étape importante qui permet de bien expliquer le comportement global de soutènement qu'on va l'utiliser pour notre projet.

Dans ce chapitre on doit être effectuée une analyse numérique de notre paroi de blindage (pieux sécant) à l'aide du programme GEO5, pour notre cas nous utilisons la norme française EN 1997, on a utilisé le programme Sheeting Check spécifié à la vérification des écrans de soutènement qui nous a permis de déterminer les efforts internes et les déplacements de notre ouvrage de soutènement. Et vérifier la stabilité de l'écran de soutènement vis-à-vis le cercle de Bishop et un dimensionnement de notre pieux sécant.

### **VI.2. Présentation du logiciel GEO5 (Geostructural Analysis) :**

GEO5 est un logiciel géotechnique basés sur les méthodes analytiques et la méthode des éléments finis (MEF), ce logiciel se permet d'analyse la majorité des problèmes géotechniques comme (la Stabilité des pentes, fondations superficielles, les fondations profondes, écrans de soutènements, murs poids, cantilever), à l'aide de GEO5 MEF on peut calculer des déplacements, des forces internes.

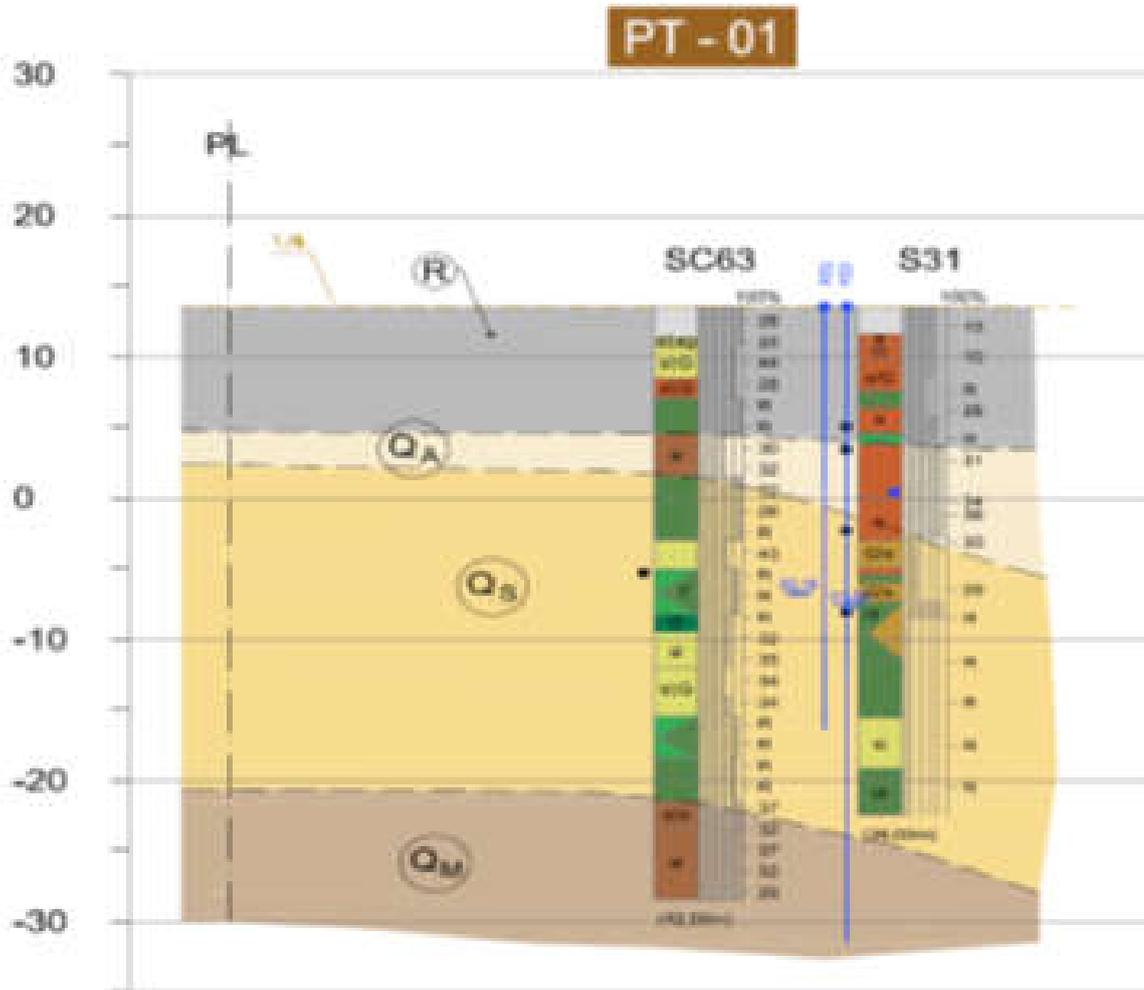
### **VI.3. Caractéristiques géométriques et géotechniques**

#### **VI.3.1 Caractéristiques géométriques**

##### **1. La coupe géotechnique**

La coupe géotechnique retenue pour le calcul est décrite comme suit:

- [0 à 9 m] : Remblai ;
- [9 à 17 m] : Argile limoneuse ;
- [17 à 35 m] : Sables limoneux-argileux ;
- [35 à 42 m] : Argiles marneuses ;



**STRATIGRAPHIE (Profil)**

Récent

**R** Remblais

Quaternaire

**Q<sub>A</sub>** Argile limoneuse peu sableuse par endroit

**Q<sub>S</sub>** Sable limono-argileux, parfois plus ou moins mêlés de cailloux, avec présence de grès et conglomérat

Pliocène supérieure - Quaternaire ancien

Formation "Mames d'El Harrach " (anciennement Maison-Carrée)

**QM** Argiles Mameuses et Mames jaunâtre à grisâtre, parfois sableuses, avec intercalations importantes mais irrégulières de conglomérats, et grès

Figure VI.1 : Profil en long lithologique du puits de ventilation 07.

### 2. La nappe phréatique

La nappe phréatique se situe à une profondeur de 19.10 m.

#### VI.3.2. Caractéristiques géotechniques

Tableau VI.1 : Caractéristiques géotechniques du terrain

Horizon Géotechnique	Profondeur Moyens(m)	$\gamma_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	C'(kPa)	$\varphi'$ (°)	E <sub>def</sub> (MPa)	v
Remblai	0-9	20	20	0	20	10	0.3
Argile limoneuse	9-17	21	21	30	24	30	0.3
Sables limoneux- argileux	17-35	21	21	0	35	40	0.3
Argiles marneuses	35-42	21	21	56	22	75	0.3

Avec:

$\gamma_h$ : Poids volumique humide.

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

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

C': Cohésion effective.

E<sub>def</sub>: Module de déformation.

v: Coefficient de Poisson.

### VI.3.3. Caractéristiques du soutènement

#### 1. Caractéristiques de pieux

Tableau VI.2 : Les caractéristiques de pieux.

Longueur (m) (m)	Epaisseur (m) (m)	Fiche(m)	Excavation max(m)	ModuleE (MPa)	Coeff de poisson
41,6	1	12,61	28,99	330000	0.2

#### 2. Caractéristiques des butons

Tableau VI.3 : Les caractéristiques des butons

Profile 2HEB500	Longueur( m)	Espacement (m)	Surface (mm <sup>2</sup> )	Module élastique E(MPa)
BUTONS 1	18,1	7	47728	210000
BUTONS 2	15	7	47728	210000
BUTONS 3	4,66	7	47728	210000
BUTONS 4	4,66	7	47728	210000

### VI.3.4. Caractéristiques de la surcharge

Tableau VI.4 : Les caractéristiques de la surcharge

La surcharge	Action	q(MPa)	La distance(m)	La longueur(m)
Circulation	Variable	10	1	3,5

### VI.4. Normes et matériaux utilisées

- La norme utilisée dans la modélisation est:« France–EN1997,Gamma water=1.0 »  
;
- Classe du Béton:C30/37;
- Type des aciers: B500 ( $f_{yk}=500\text{MPa}$ ).

### VI.5. Modélisation des phases d'excavation

Les phases d'excavation citées dans le chapitre des calculs des charges ont été modélisées à l'aide du logiciel GEO5 (voir annexe D, partie 1) de la manière suivante

#### Phase 01 :

1. Excavation jusqu'à 1.6 m de profondeur.
2. Installation du premier niveau de butonnage sur 0.85m de profondeur.

#### Phase 02 :

1. Excavation jusqu'à 7.5m de profondeur.
2. Installation du deuxième niveau de butonnage sur 6.75m de profondeur.

#### Phase 03 :

1. Excavation de jusqu'à 16.55m de profondeur.
2. Installation du troisième niveau de butonnage sur 15.80m de profondeur.

#### Phase 04 :

1. Excavation de jusqu'à 24.38m de profondeur.
2. Installation du quatrième niveau de butonnage sur 23.63m de profondeur.

#### Phase 05 :

1. Excavation de jusqu'à 28.99m de profondeur.

VI.5.1. Les efforts internes et les déplacements maximaux

➤ Cas statique

Phase 01

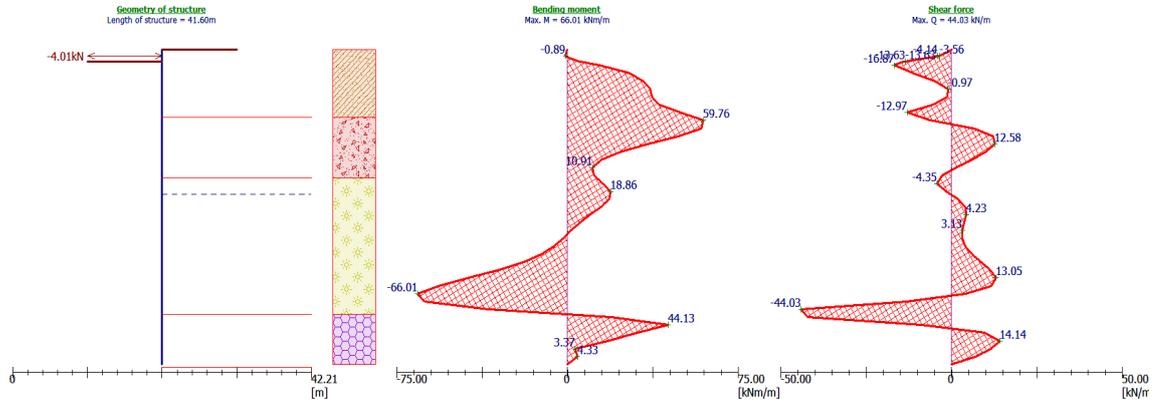


Figure VI.2 : Les efforts internes maximaux dans le cas statique

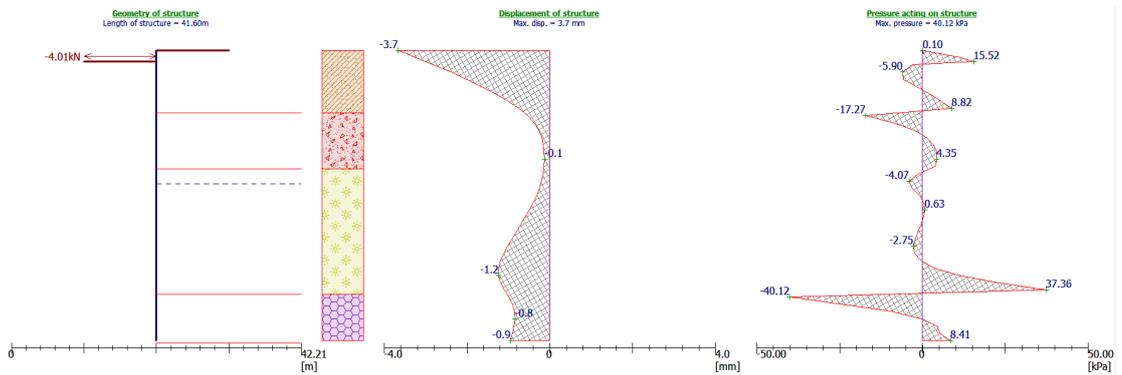


Figure VI.3 : Les déplacements maximaux dans le cas statique

Phase 02

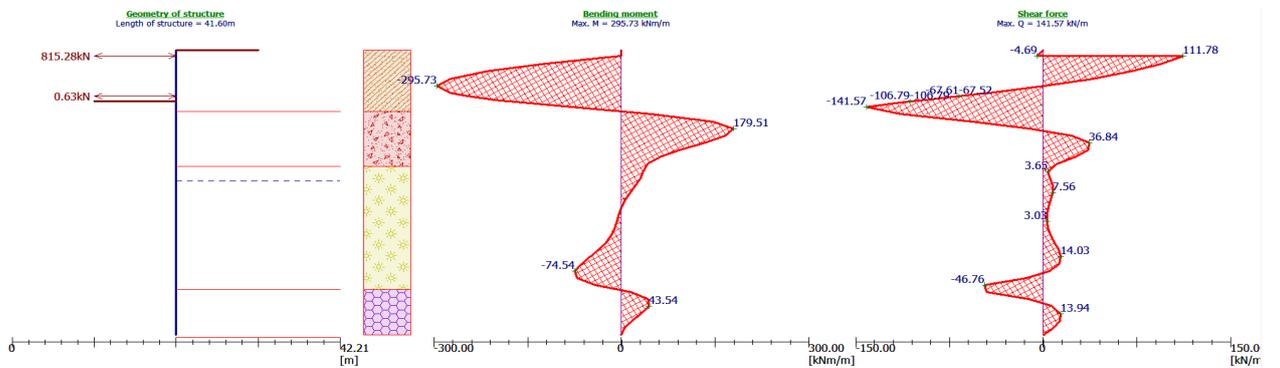


Figure VI.4 : Les efforts internes maximaux dans le cas statique

# Chapitre VI : Modélisation numérique

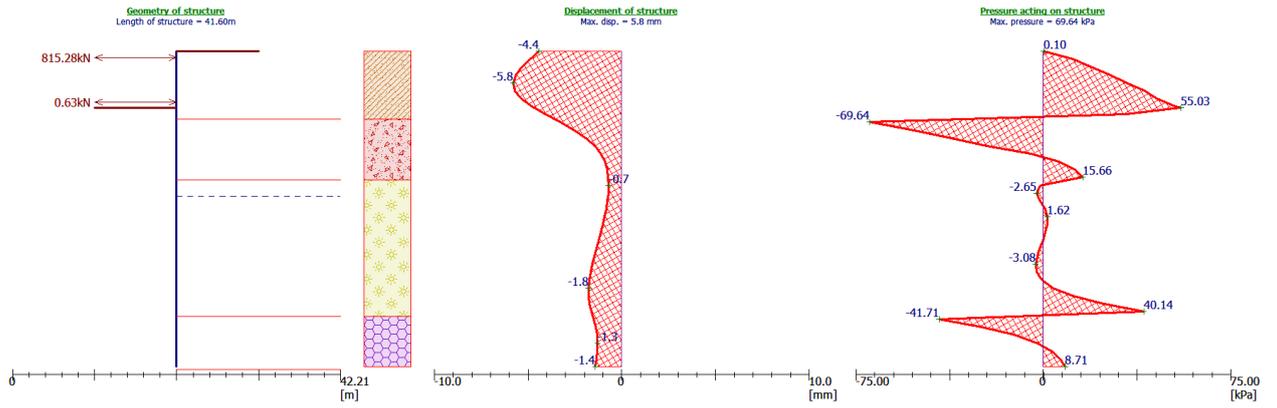


Figure VI.5 : Les déplacements maximaux dans le cas statique

## Phase 03

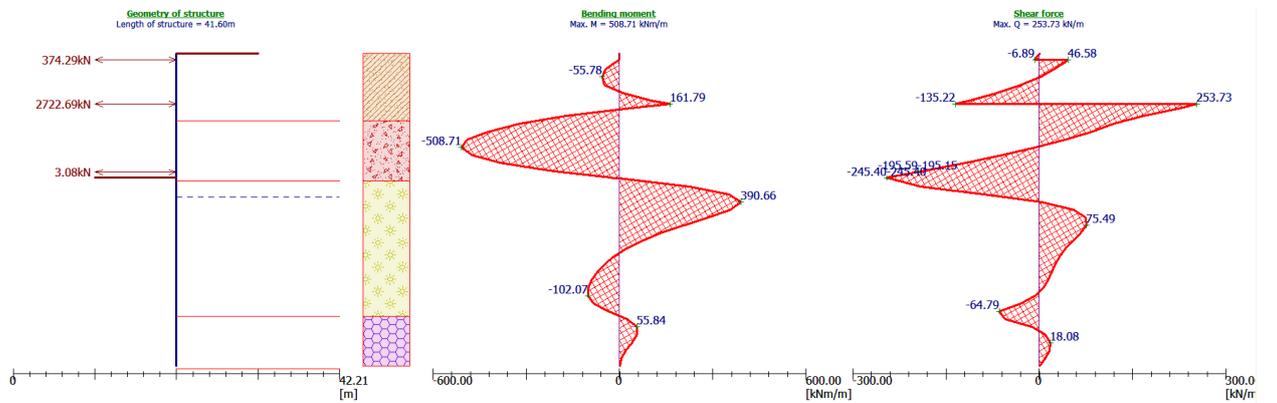


Figure VI.6 : Les efforts internes maximaux dans le cas statique

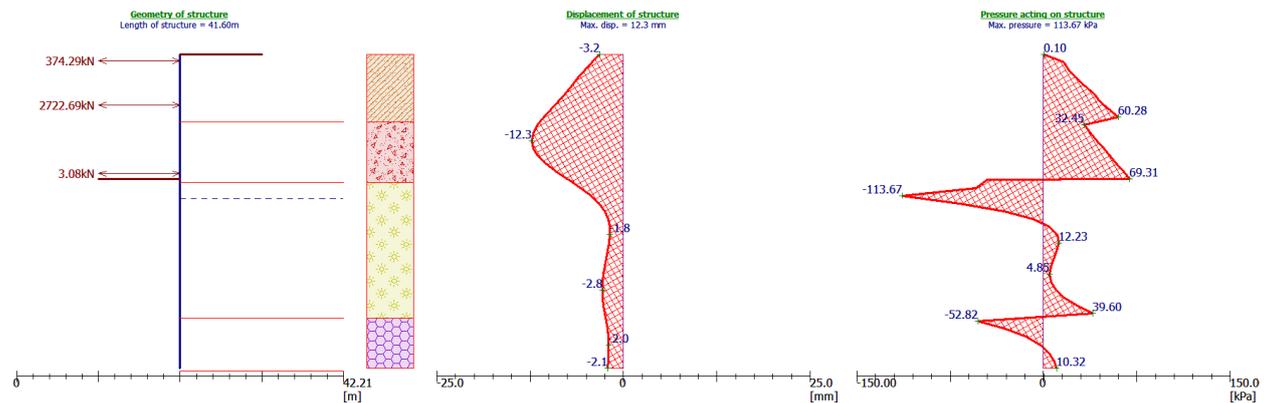


Figure VI.7 : Les déplacements maximaux dans le cas statique

## Phase 04

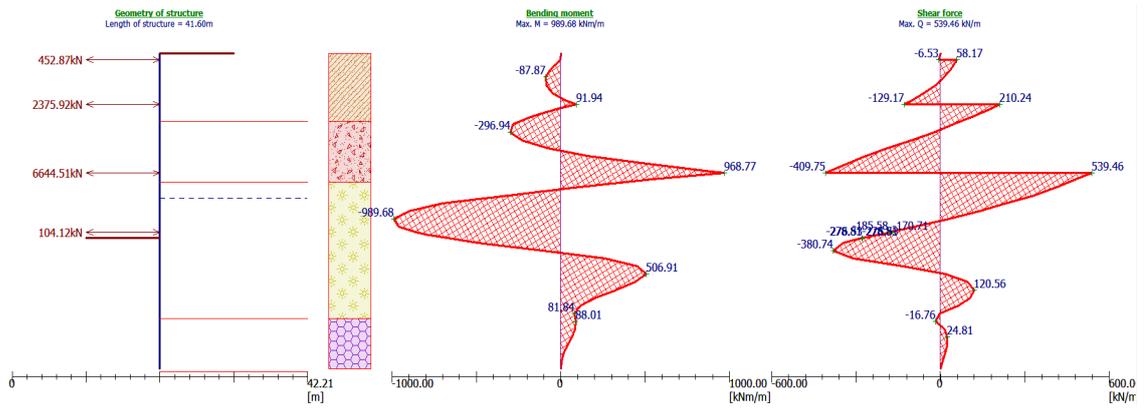


Figure VI.8 : Les efforts internes maximaux dans le cas statique

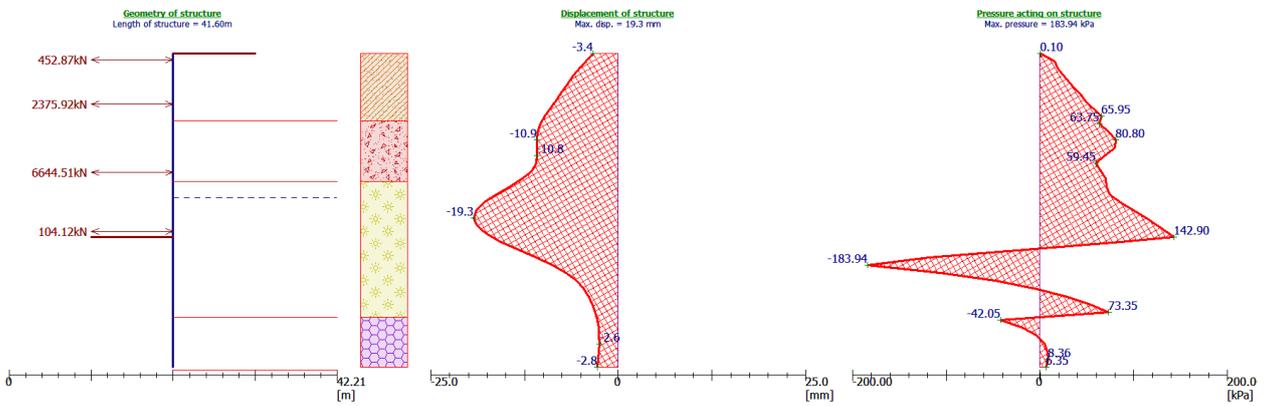


Figure VI.9 : Les déplacements maximaux dans le cas statique

## Phase 05

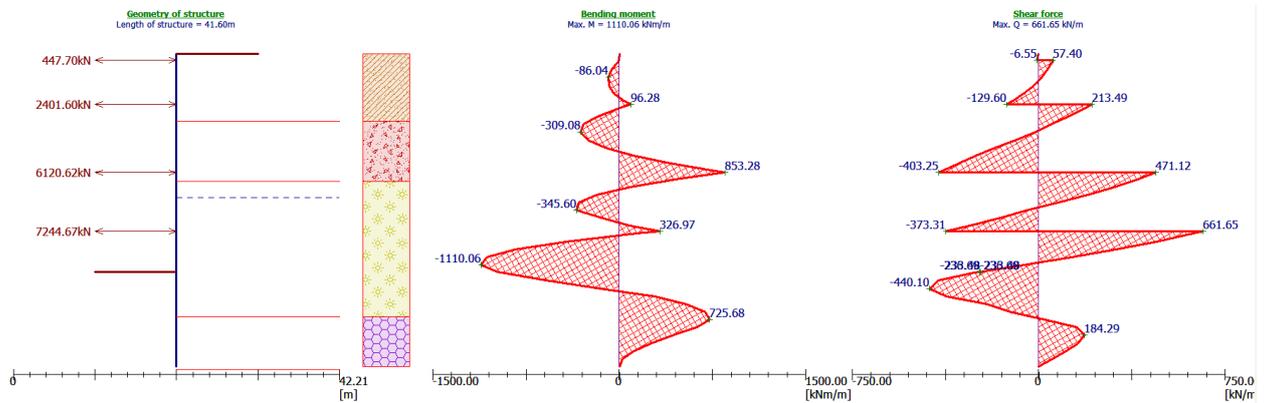


Figure VI.10 : Les efforts internes maximaux dans le cas statique

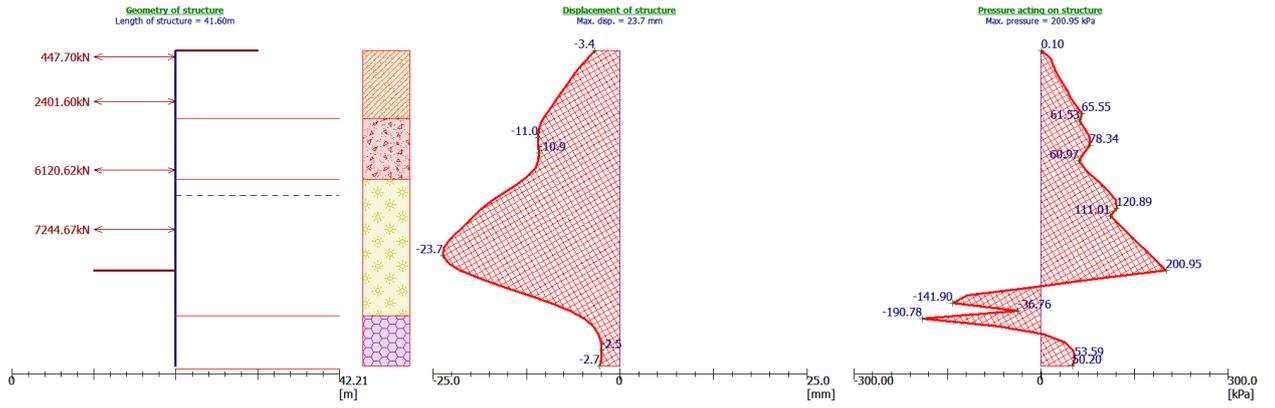


Figure VI.11 : Les déplacements maximaux dans le cas statique

➤ Cas sismique pour la dernière phase

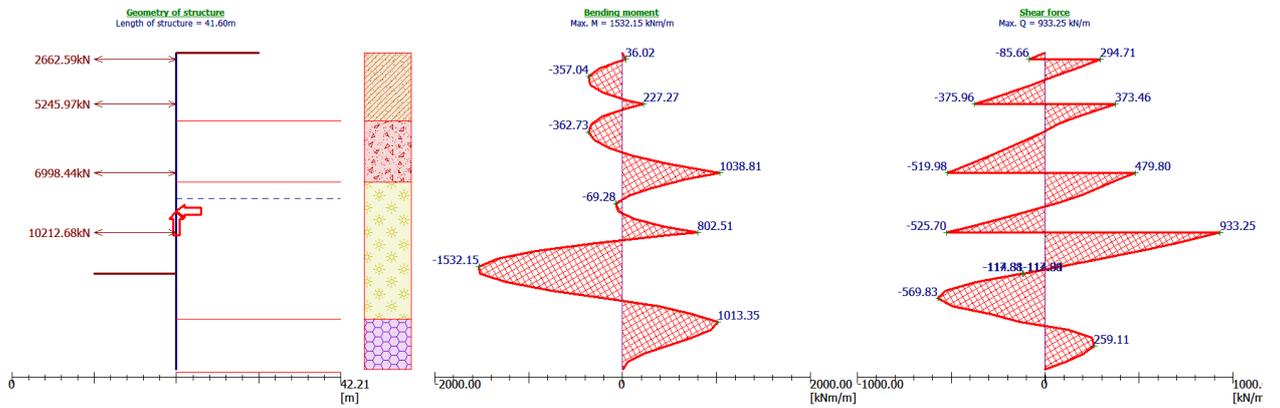


Figure VI.12 : Les efforts internes maximaux dans le cas sismique

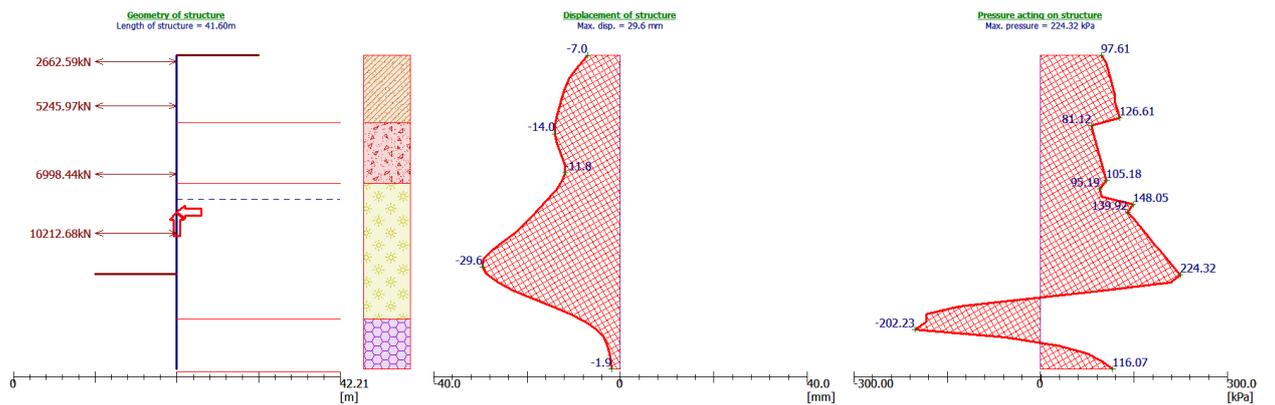


Figure VI.13 : Les déplacements maximaux dans le cas sismique

## Chapitre VI : Modélisation numérique

### ➤ Vérification de la paroi

Le tableau VI.5 présente les résultats des efforts internes (efforts tranchants, moments fléchissant) et déplacements max de la paroi en pieux sécants :

**Tableau VI.5 : Résultats des efforts internes max et déplacements max.**

<b>N de phase</b>	<b>Excavation à (m)</b>	<b>Butons à (m)</b>	<b>Efforts tranchants Max(kN/ml)</b>	<b>Moment fléchissant Max(kN.m/ml)</b>	<b>Dép.max (mm)</b>
<b>1</b>	1.6	-	44,06	65,98	3,7
	-	0.85	44.03	66.01	3.7
<b>2</b>	7.5	-	140,55	294,87	5,8
	-	6.75	141.57	295.73	5.8
<b>3</b>	16.55	-	253,86	508,99	12,3
	-	15.80	253.73	508.71	12.3
<b>4</b>	24.38	-	540,22	971,28	19,3
	-	23.63	539.46	989.68	19.3
<b>5</b>	28.99	-	661.65	1110.06	23.7
<b>Cas sismique</b>	28.99	-	1532.15	933.25	29.6

L'allure de la déformation de cette paroi est pour un déplacement max 29.6 mm qui est obtenue dans le cas sismique.

## Chapitre VI : Modélisation numérique

### ➤ Vérification de réactions des butons

Le tableau VI.6 présent les réactions des butons (KN) au cours d'excavation de le puits de ventilation.

Tableau VI.6 : Les réactions des butons

Phase	Butons 1	Butons 2	Butons 3	Butons 4
Excavation	-	-	-	-
Butons 1	-4.01	-	-	-
Excavation	814.73	-	-	-
Butons 2	815.28	0.63	-	-
Excavation	372,20	2725,47	-	-
Butons 3	374,29	2722,69	3,08	-
Excavation	453,05	2375,24	6653,38	-
Butons 4	452,87	2375,92	6644,51	104,12
Excavation	447,70	2401,60	6120,62	7244,67
Cas sismique	2662,59	5245,97	6998,44	10212,68

**Remarque** : La charge maximale que peut supporter un profilé 2HEB500 de :

18.1 m (Butons 1) de longueur est : 7210 KN

15 m (Butons 2) de longueur est : 9354 KN

4.6 m (Butons 3 et 4) de longueur est : 11789 KN

La Stabilité pour les quatre butons est vérifiée.

### VI.6. Stabilité de l'écran de soutènement

La figure V.3 présente le cercle de glissement avec une vérification par la méthode de bishop qui calcul le coefficient de sécurité.

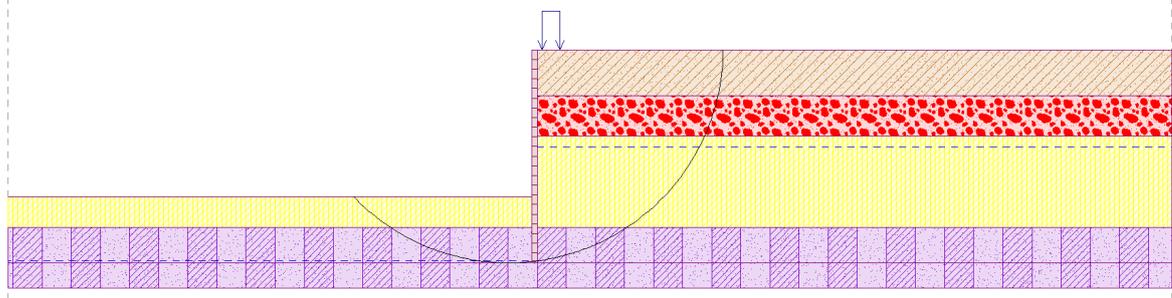


Figure VI.14 : schémas du cercle de Glissement dans un cas statique

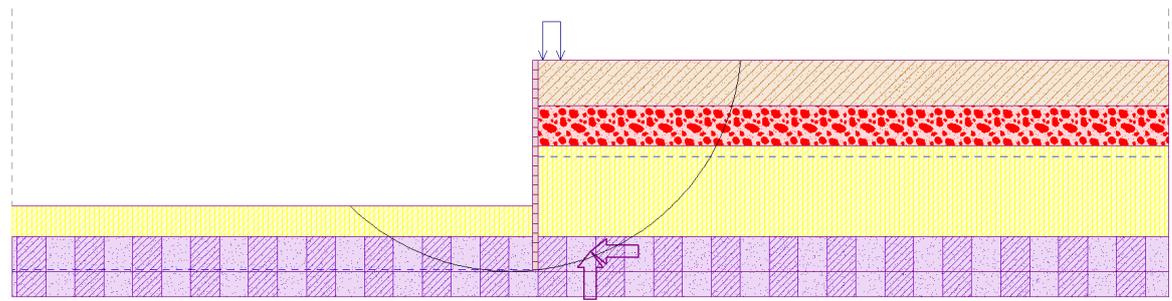


Figure VI.15 : schémas du cercle de Glissement dans un cas sismique.

#### VI.6.1. Présentation et interprétation des résultats de l'analyse de la stabilité des pentes :

La modélisation numérique avec le logiciel GEO5 en utilisant le programme « SlopeStability » destiné à la vérification de la stabilité des écrans de soutènement nous a donné les résultats présentés en détails dans la partie 3 de l'annexe E et résumés dans les figures suivantes :

**Slope stability verification (Bishop)**  
Sum of active forces :  $F_a = 9705.87$  kN/m  
Sum of passive forces :  $F_p = 14843.86$  kN/m  
Sliding moment :  $M_a = 408908.43$  kNm/m  
Resisting moment :  $M_p = 625371.90$  kNm/m  
Factor of safety =  $1.53 > 1.50$   
Slope stability ACCEPTABLE

Figure VI.16 : Résultats de l'analyse de la stabilité externe (Statique).

### Slope stability verification (Bishop)

Sum of active forces :  $F_a = 11439.99$  kN/m

Sum of passive forces :  $F_p = 14850.95$  kN/m

Sliding moment :  $M_a = 520290.97$  kNm/m

Resisting moment :  $M_p = 675421.15$  kNm/m

Factor of safety =  $1.30 > 1.00$

Slope stability ACCEPTABLE

Figure VI 17 : Résultats de l'analyse de la stabilité externe (dynamique).

### Interprétation des résultats

D'après le programme geo5 qui à utiliser la méthode de bishop il montre que l'analyse de stabilité est vérifiée dans les deux cas, statique et dynamique.

### VI.7. Tassement du terrain derrière la construction

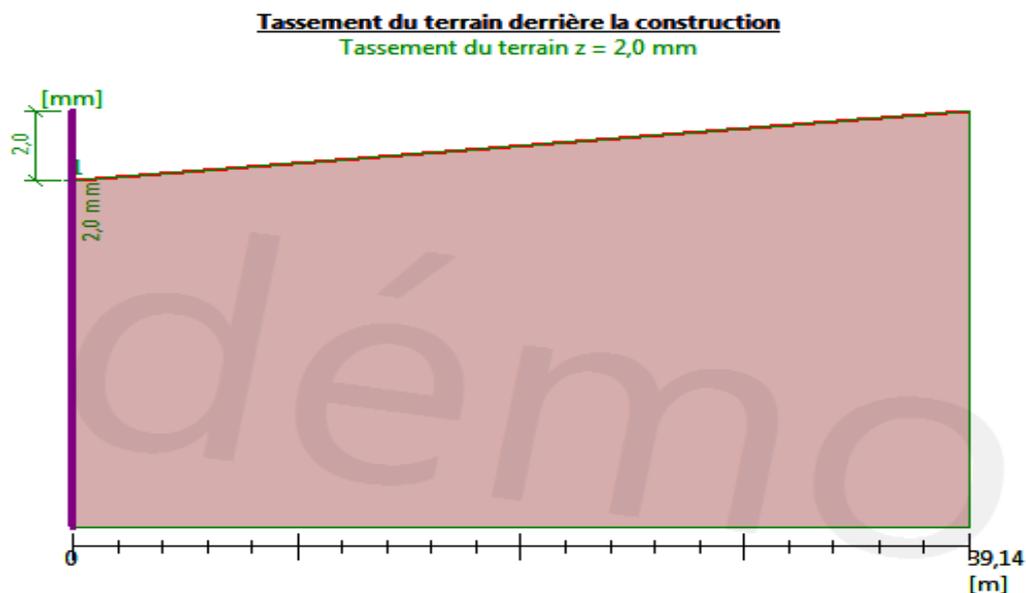


Figure VI.18 : Tassement du terrain derrière la construction pendant l'excavation de 1.6m de profondeur (cas statique).

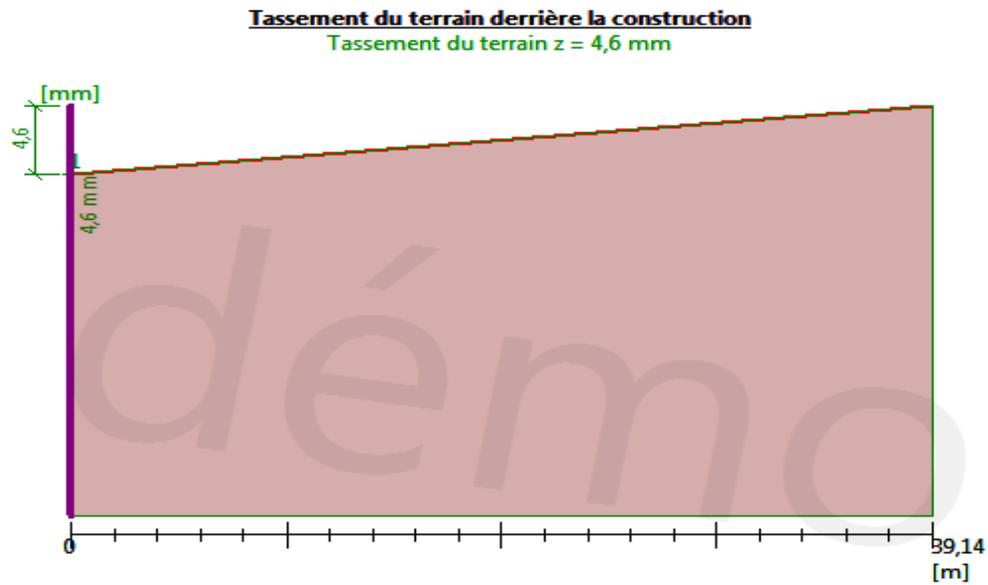


Figure VI.19 : Tassement du terrain derrière la construction pendant l'excavation de 7.5 m de profondeur (cas statique).

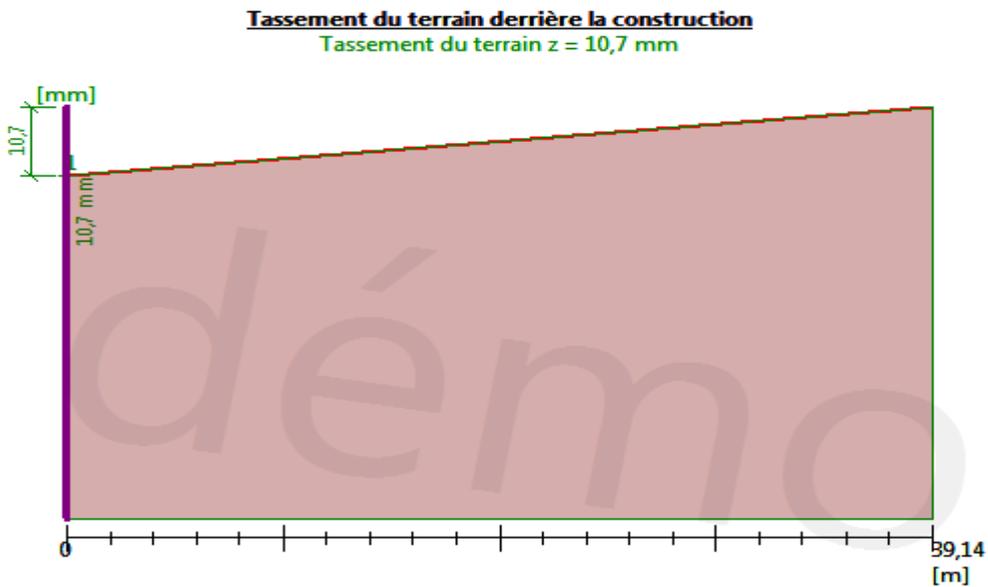


Figure VI.20 : Tassement du terrain derrière la construction pendant l'excavation de 16.55 m de profondeur (cas statique).

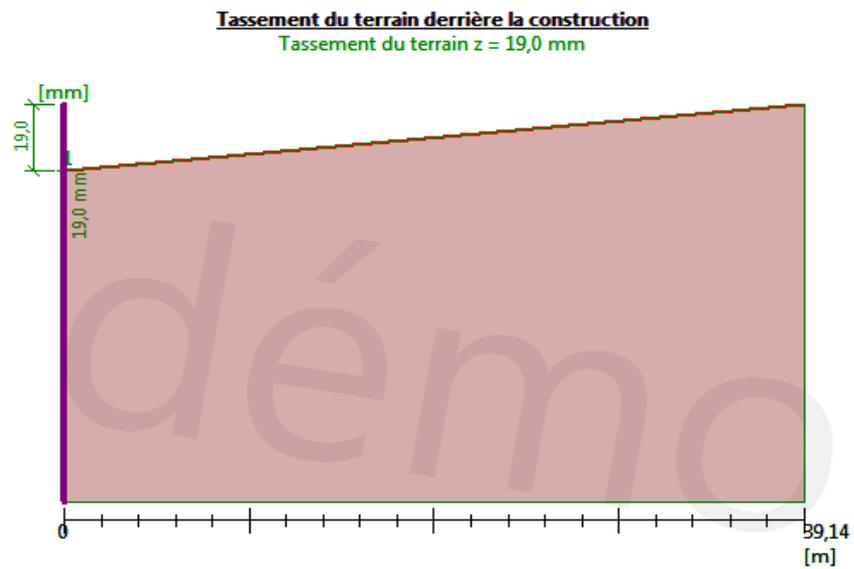


Figure VI.21 : Tassement du terrain derrière la construction pendant l'excavation de 24.38 m de profondeur (cas statique).

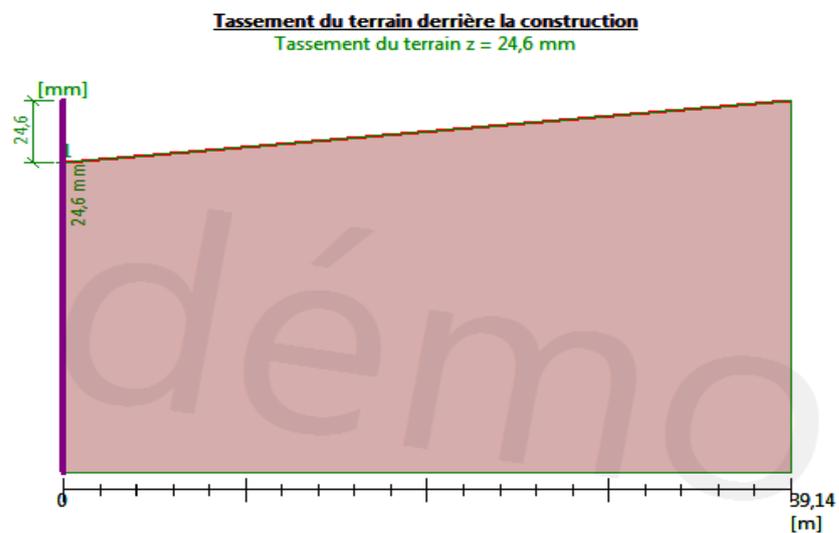


Figure VI.22 : Tassement du terrain derrière la construction pendant l'excavation de 28.99 m de profondeur (cas statique).

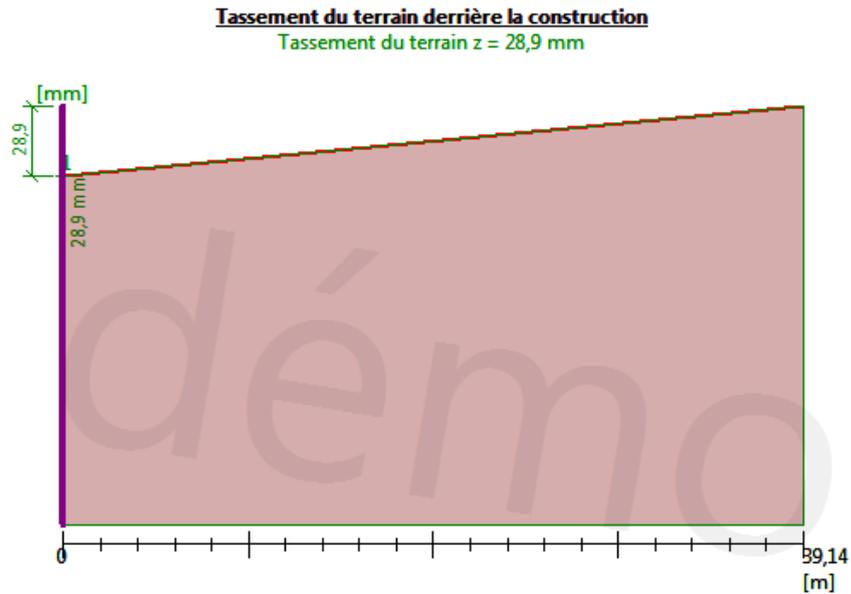


Figure VI.23 : Tassement du terrain derrière la construction pendant l'excavation de 28.99 m de profondeur (cas dynamique).

### VI.8. Dimensionnement par logiciel GEO5

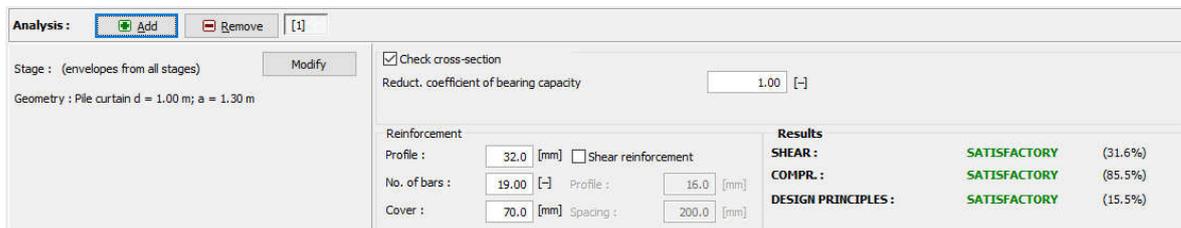


Figure VI.24 : Résultats de dimensionnement et vérifications de la résistance de la section du béton des pieux

### VI.9. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons fait une modélisation du soutènement provisoire maintenu avec des boutons.

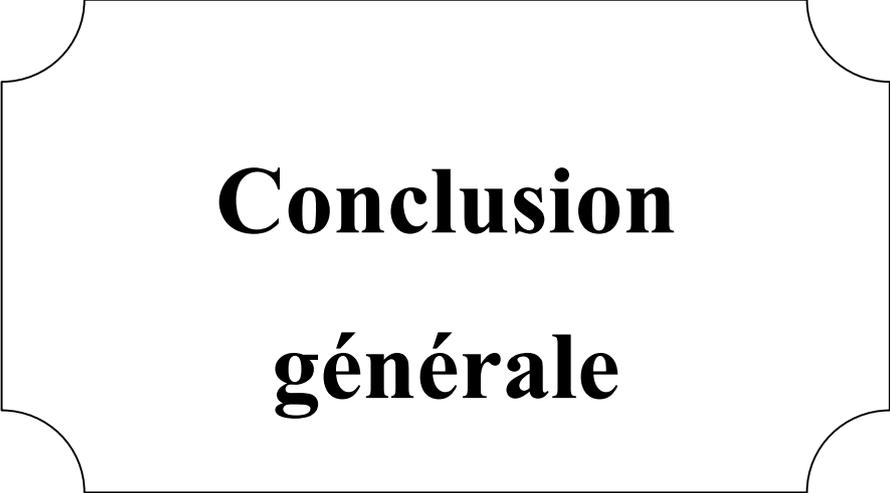
Après cela nous avons présenté tous les résultats de chaque phase qui ont été mis en œuvre pour réaliser le projet.

À la fin des calculs et des vérifications effectuées, nous avons conclu que :

## Chapitre VI : Modélisation numérique

---

- La déformation horizontale maximale de la paroi en pieux sécant avec boutons est de 29.6mm, ce qui est acceptable.
- D'après les résultats de vérification obtenues par la commande « Dimensionnement » du logiciel Géo 05 on constate que notre section de ferrailage adopté est vérifiée vis-à-vis la flexion et le cisaillement.
- L'analyse montre que la stabilité des parois par la méthode de Bishop est assurée dans des conditions de sécurité satisfaisantes.
- Le tassement du terrain à l'extérieur de l'excavation est vérifié.



**Conclusion  
générale**

## **Conclusion générale**

---

### **Conclusion générale**

Ce projet nous a donné l'occasion de réutiliser nos connaissances acquises lors de la formation théorique à l'université sur un projet solide.

Dans ce mémoire de master tout d'abord nous avons présenté le projet relatif au métro d'Alger, à partir du moment où il n'était plus qu'une pure idée, jusqu'à ce qu'il soit presque terminé. Et dans le contexte de la présentation du projet nous allumons la lumière sur les 3 extensions de la ligne, celle qui est en service et celle qui a été mise à l'étude et celle qui est en train d'être réalisée en ce moment-là. Et à la fin de la présentation, nous avons constaté la vaste utilité de ce projet et la manière avec laquelle il facilite la vie individuellement, et pour être plus précis, leur mobilité. Mais en même temps, nous avons conclu qu'il est trop dispendieux et nécessite beaucoup des matériaux, sans compter le risque qu'il comporte. qu'il n'apporte aucun avantage financier.

Ensuite nous avons introduit toutes les méthodes d'excavation à ciel ouvert et toutes les méthodes de soutènement existantes. Ce qui nous laisse la responsabilité de sélectionner celui que nous préférons à utiliser et celui qui est le moins cher.

Et après cela nous veillons à bien détailler une construction précise, le puits de ventilation 07, nous avons donné des détails sur la conception, la localisation exacte et toutes les étapes pour achever la construction finale. Et juste après, on trouve un chapitre réservé aux études géotechniques du site de projet, où nous avons donné un aperçu hydrogéologique et géologique général. En interprétant les résultats obtenus du sondage réalisé, nous avons défini d'une part la nature, la répartition des couches de sol et d'autre part les paramètres géotechniques de notre sol.

A partir des résultats acquis au chapitre de l'investigation géotechnique, nous avons fait un calcul manuel pour notre écran de soutènement, dans lequel nous étions amenés à utiliser des connaissances étudiées pour calculer la longueur de la fiche à utiliser pour que notre soutènement soit stable. Donc on a conclu qu'une fiche de 14.53m doit être ajoutée pour stabiliser la paroi.

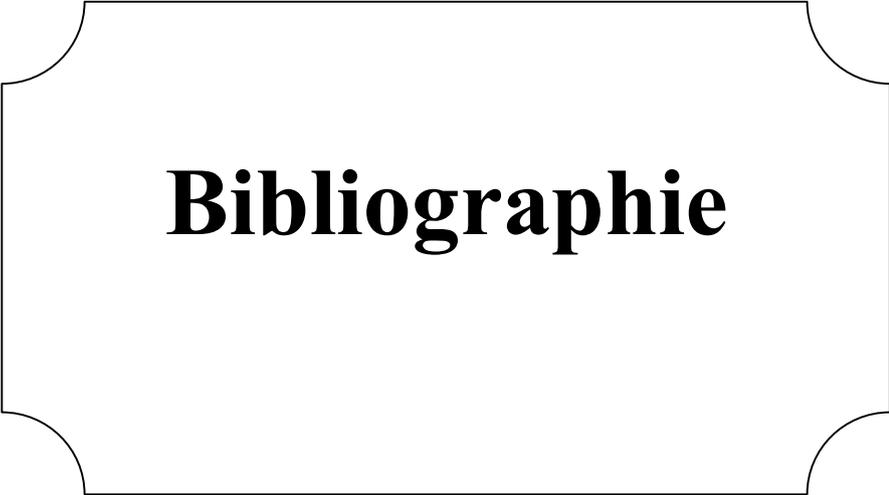
Ensuite, nous avons été amenés à entamer la modélisation numérique par le logiciel GEO 5 où nous avons vérifié toutes les phases d'excavation, la stabilité de l'écran, la résistance de la paroi des pieux, que ce soit dans le cas statique ou bien dynamique, ainsi que le contrôle de déplacements et tassements induits et les sollicitations exercées. Ensuite

## **Conclusion générale**

---

en obtenant ces derniers nous avons pu calculer le ferrailage approprié de paroi de pieux automatiquement.

Enfin, ce projet de fin d'études nous a donné l'occasion de gagner une expérience riche dans le domaine des travaux souterrains, expérience qui finalement nous a beaucoup amusés. Nous espérons de ce fait intégrer la vie professionnelle.



# **Bibliographie**

## Bibliographie

- [1]. Entreprise Métro d'Alger. HISTORIQUE SUR LE METRO - EMA  
<http://www.metroalger-dz.com/fr/index.php>.
- [2] Entreprise Métro d'Alger. PRESENTATION DE L'ENTREPRISE METRO D'ALGER - EMA. <http://www.metroalger-dz.com/fr/index.php>. Mars 2020.
- [3] **Chang-Yu, O.** (2006) "*Deep Excavation Theory and Practice*", Taylor and FrancisGroup, London,UK.
- [4] **Ferconsult, Grupometropolitano de Lisboa EP.** FERCONSULT.  
[http://www.ferconsult.pt/img\\_upload/quemsomos/318\\_2.pdf](http://www.ferconsult.pt/img_upload/quemsomos/318_2.pdf).
- [5] **Endicott J.** « Deep Excavations in Soil », page. 23-24
- [6] CSTC. (2012). « Parois de pieux sécants ». s.l. : CSTC, infofiche.
- [7] **Bouafia A.** (2003) « Conception et Calcul des Ouvrages Géotechniques », Université Saad Dahlab de Blida, page. 281-282.
- [8] **Eurocode-7.** Normes nationales et documents normatifs nationaux : règles générales. France : AFNOR, mai 2000.NF EN 1538
- [9] **HOUY A.**, Dimensionnement des ouvrages en palplanches en acier, Metz : Imp. Gueblez, 1986, 492 p.
- [10] Annane, “ MUR DE SOUTÈNEMENT EN ZONE SISMIQUE,” Mémoire de Magister, Département de génie civil, Université Hadj Lakhdar, Batna, 22/12/2013
- [11] norme dédiée : NF EN 95-102, en révision en 2019.
- [12] la norme EN 12716 : 2000.
- [13] LCPC. (Juillet 2003). «Ouvrages de soutènement». Page21
- [14] LCPC. (Juillet 2003). «Ouvrages de soutènement». Page23
- [15] DOCUMENT DOHWA,2015.
- [16] Bertrand HUBERT, Bruno PHILIPPONNAT, 2019

# **Les annexes**

# Annexe A

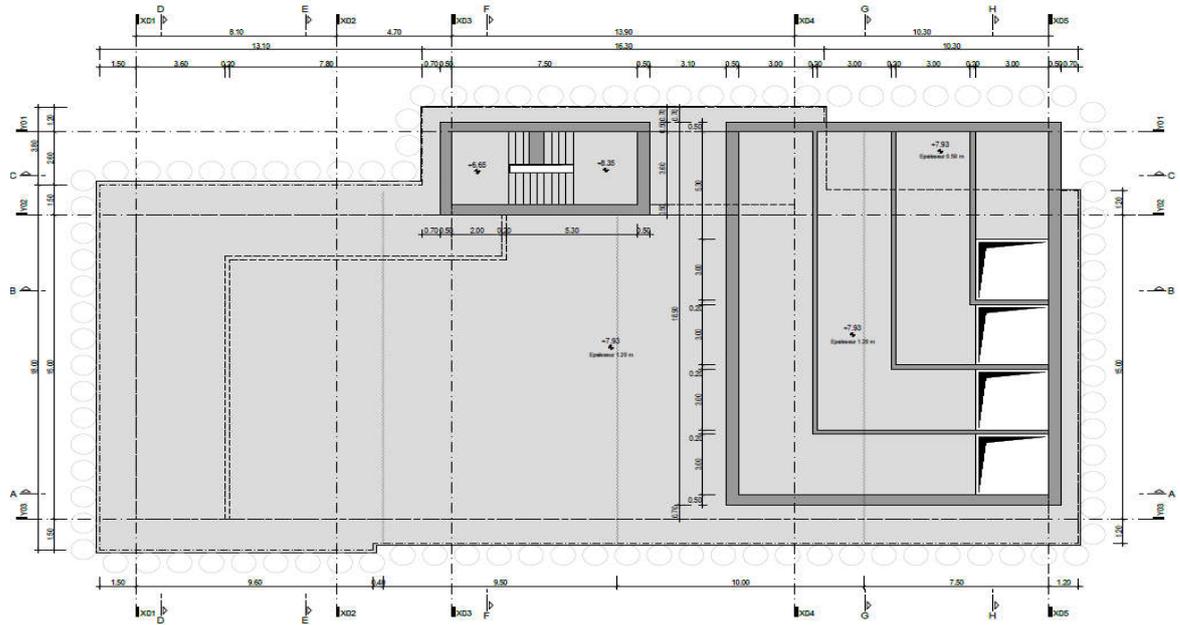


Figure 1 : Vue en plan de niveau dalle de couverture de l'axe X01 à X05-Cosider

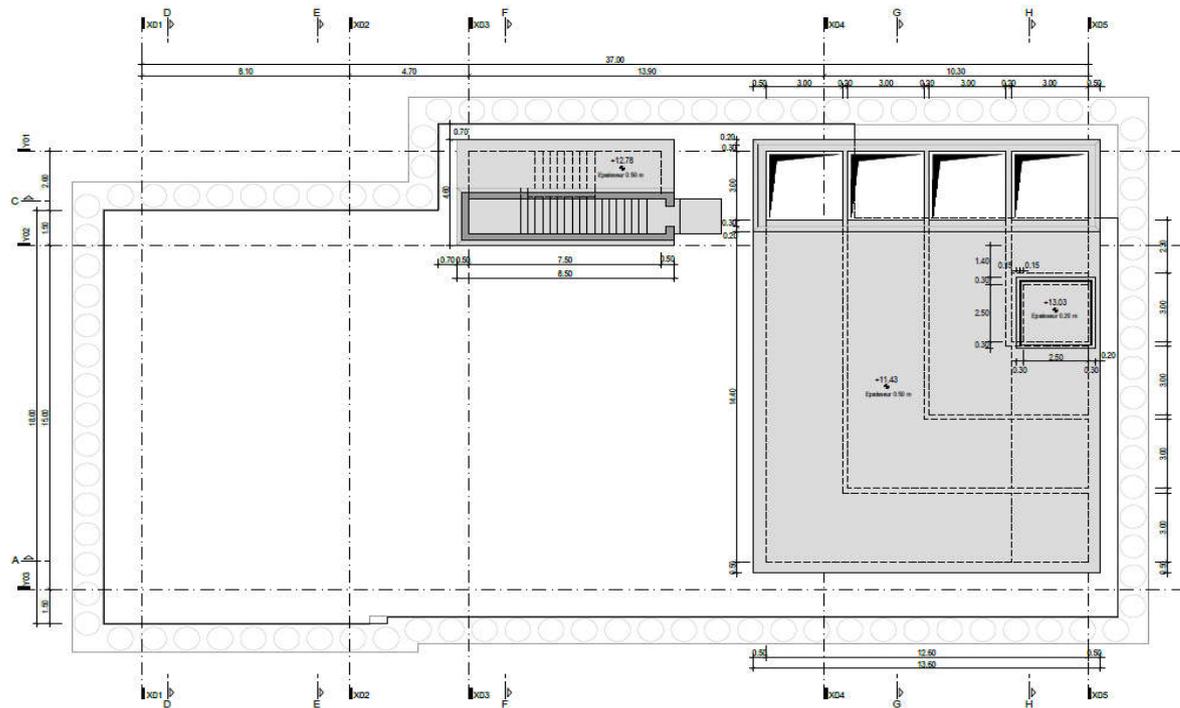


Figure 2 : Vue en plan de niveau (Radier supérieur) de l'axe X01 à X05-Cosider

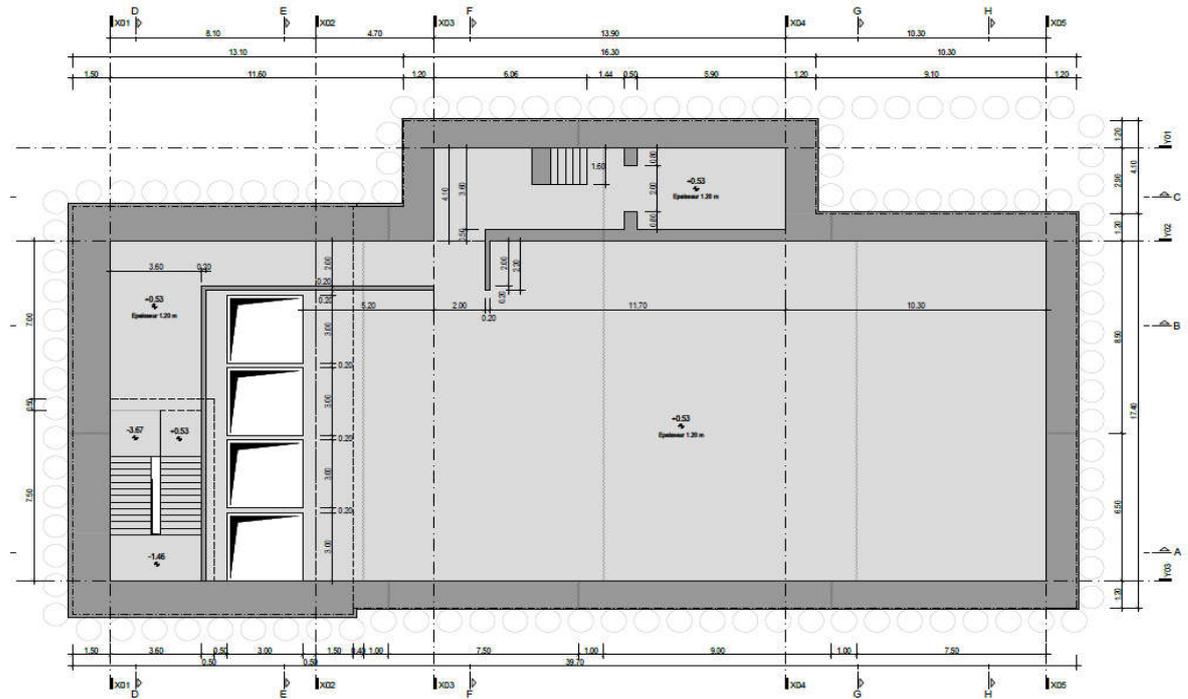


Figure 3 : Vue en plan de niveau +0.53 de l'axe X01 à X05-Cosider

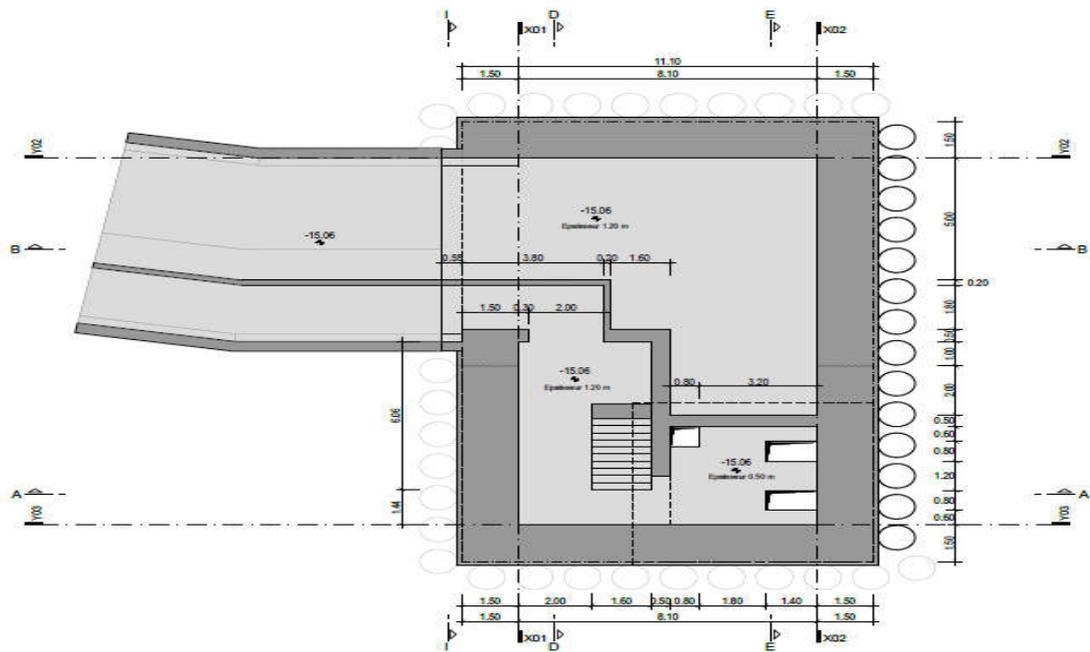


Figure 4 : Vue en plan de niveau -15.06 de l'axe X01 à X02-Cosider

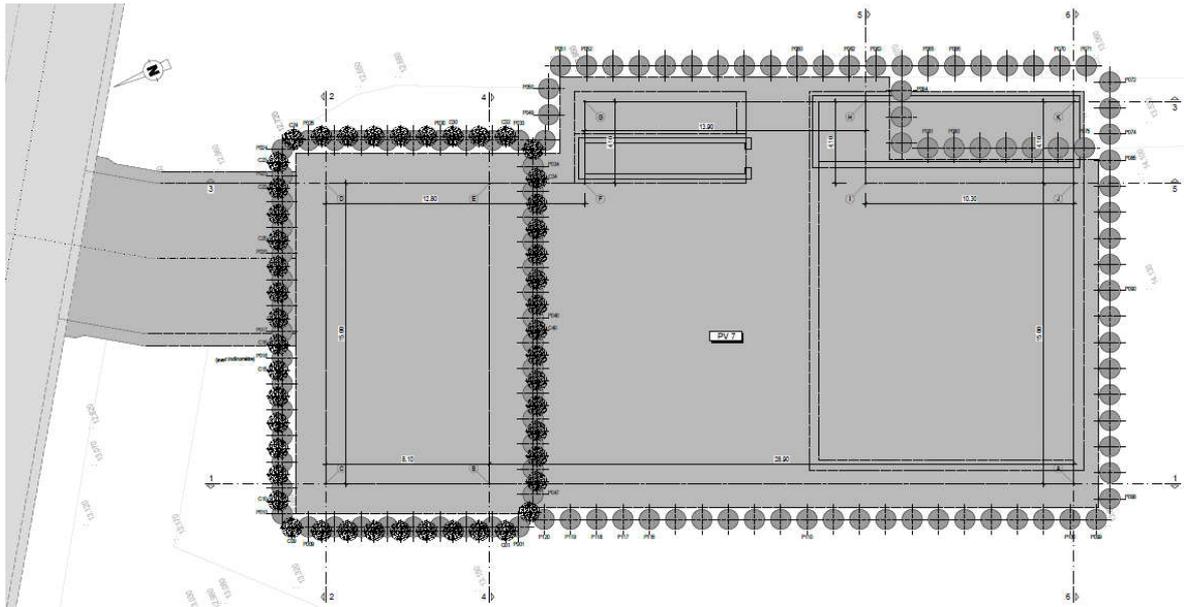


Figure 5. Plan général du blindage du puits de ventilation 07

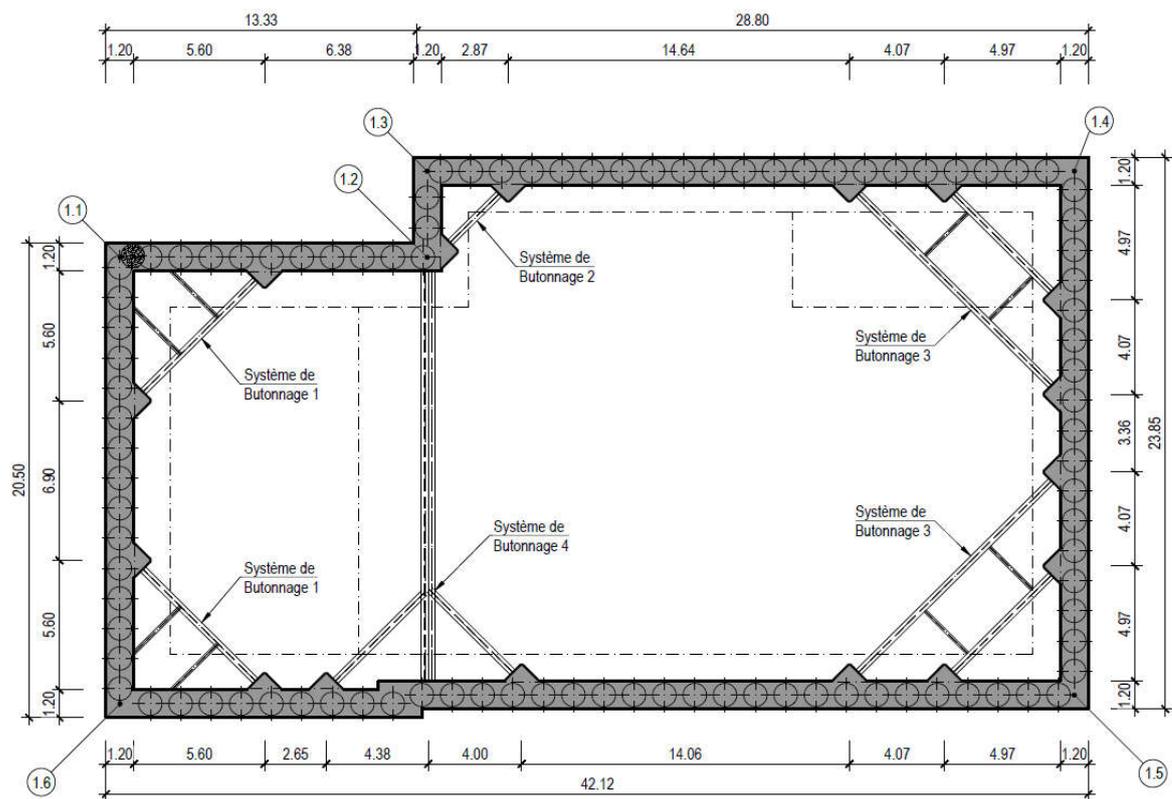


Figure 6. Vue en Plan Au Niveau +11.88 (Poutre 1 Et Massifs D'appui)

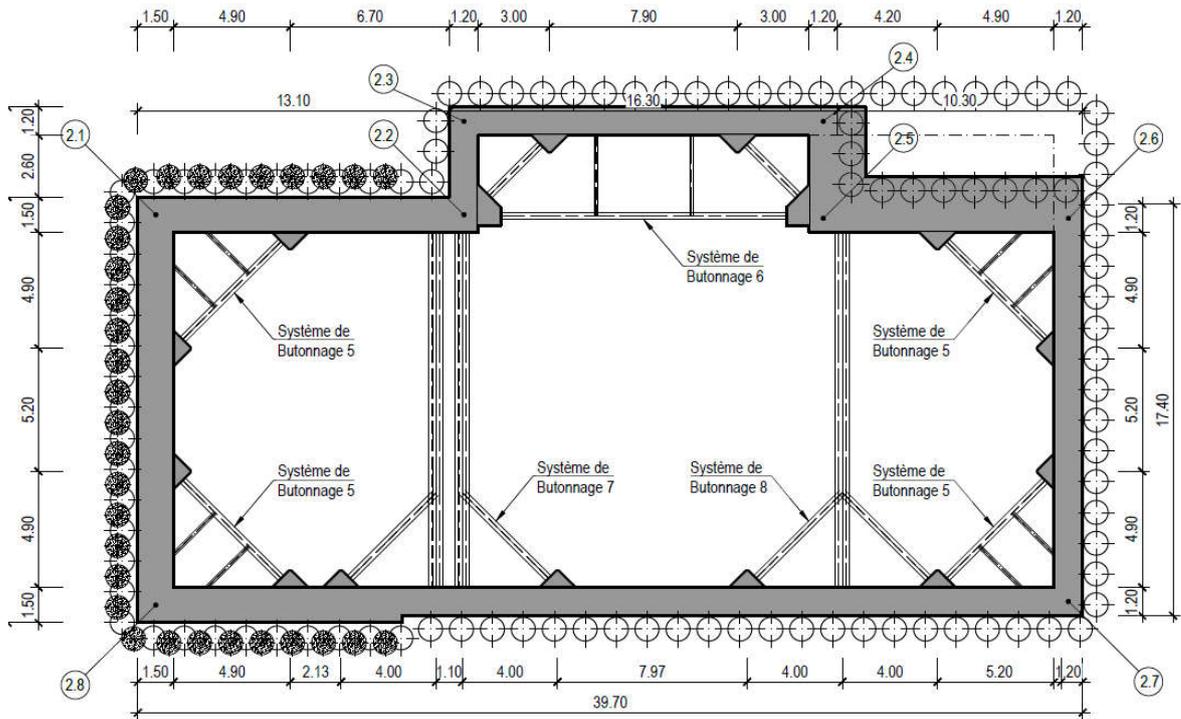


Figure 7. Vue en Plan Au Niveau +5.98 (Poutre 2 Et Massifs D'appui)

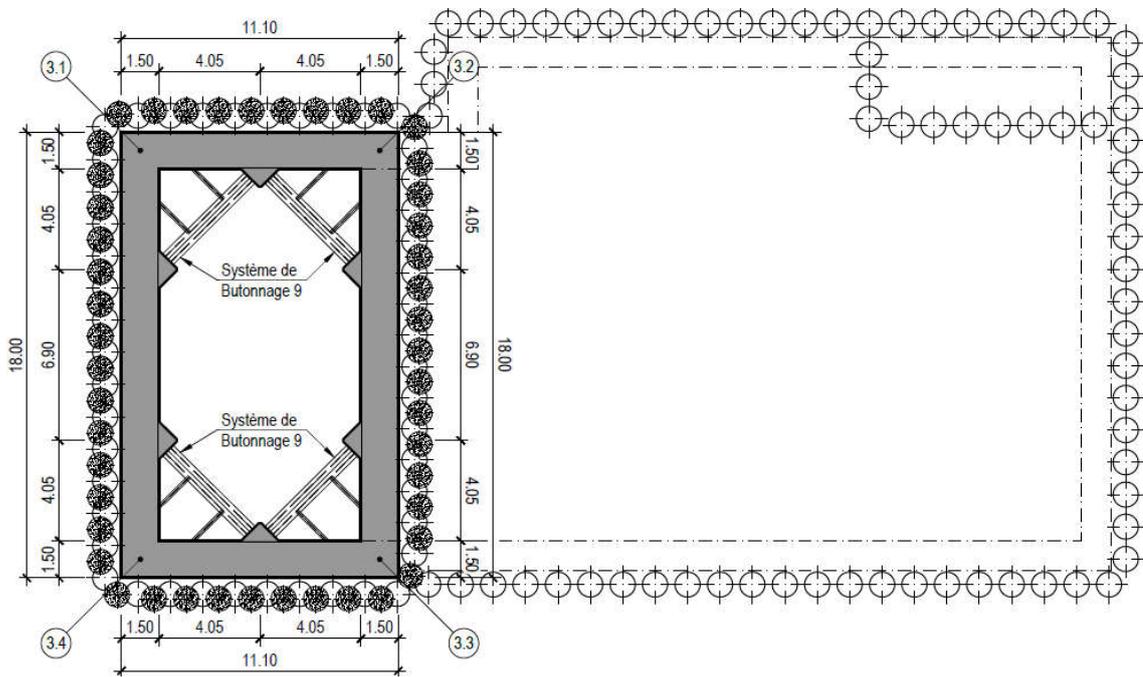


Figure 8. Vue Plan Au Niveau -3.07 (Poutre 3 Et Massifs D'appui)



## Les annexes

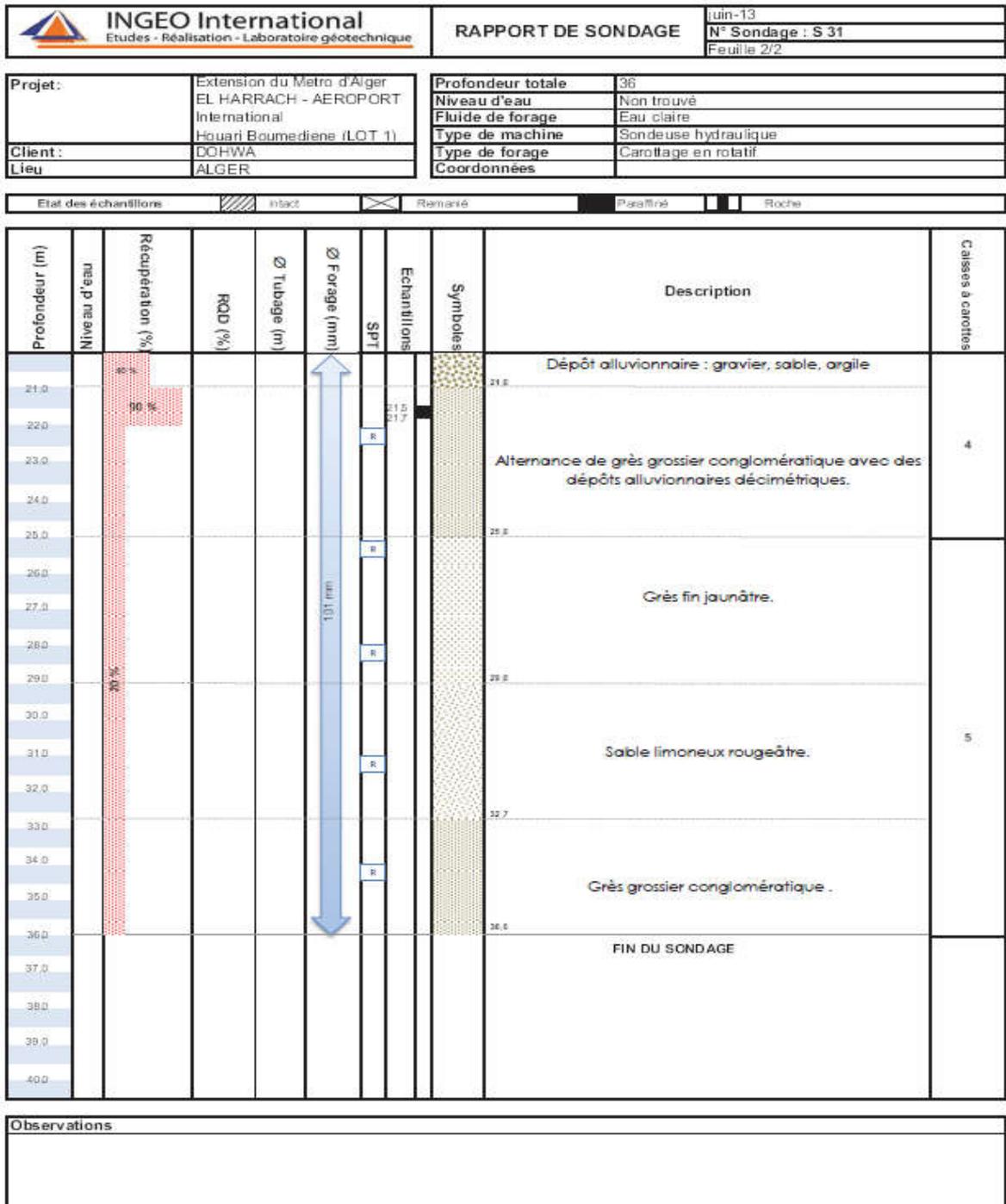


Figure 9. Répartition lithologique dans le sol selon le sondage S 31

Les annexes

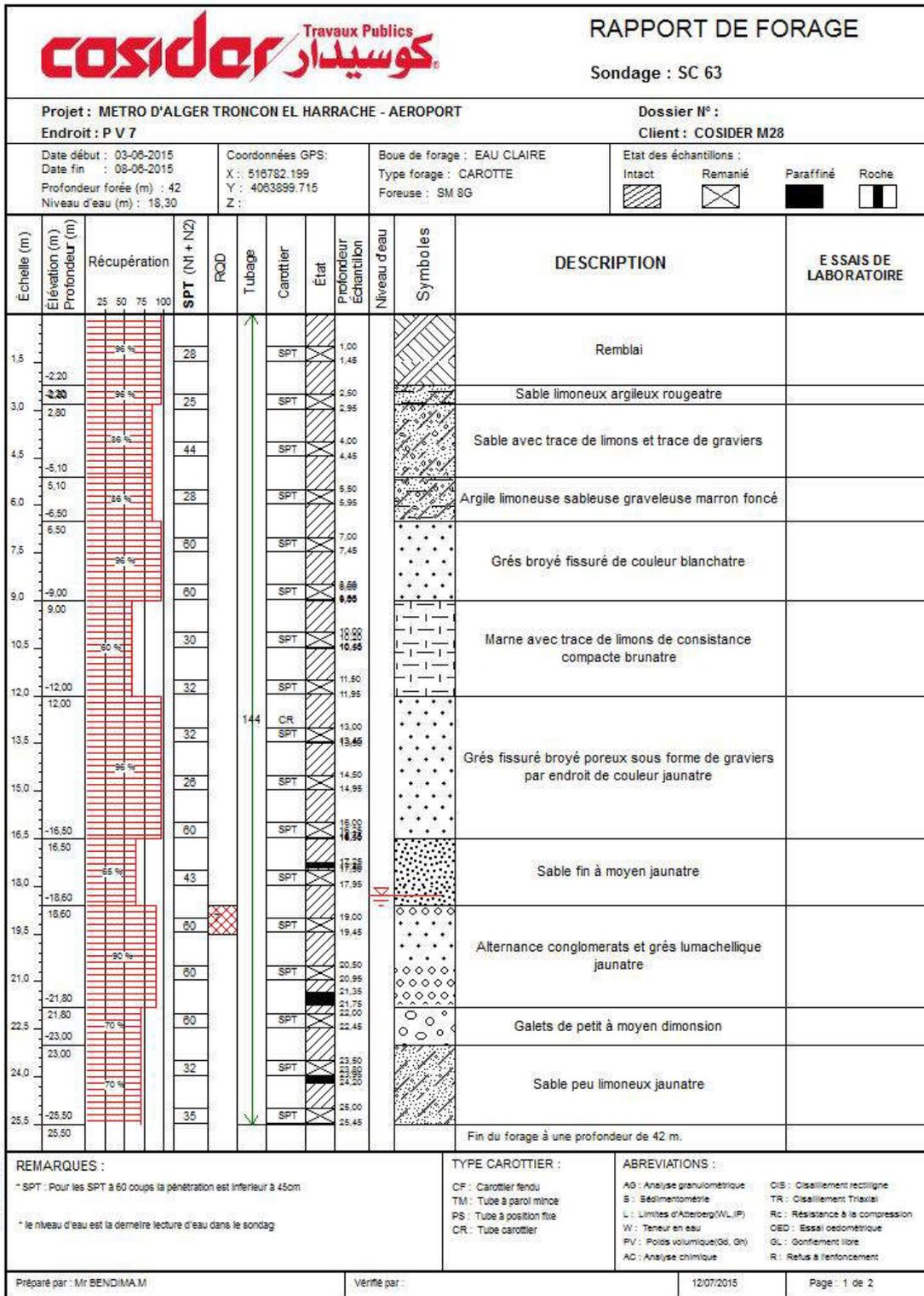
Sondage	S 31
	Caisse 01(00,00 - 05,00m)
	
	Caisse 02(05,00 - 12,00m)
	

Les annexes

Sondage	S 31
	Caisse 03(12,00 – 18,00m)
	
	Caisse 04(18,00 - 25,00m)
	

<b>Sondage</b>	<b>S 31</b>
	<b>Caisse 05(00,00 - 07,50m)</b>
	

Figure10 : Les caisses à carottes récupérées du sondage S 31



© SofTeas 2013

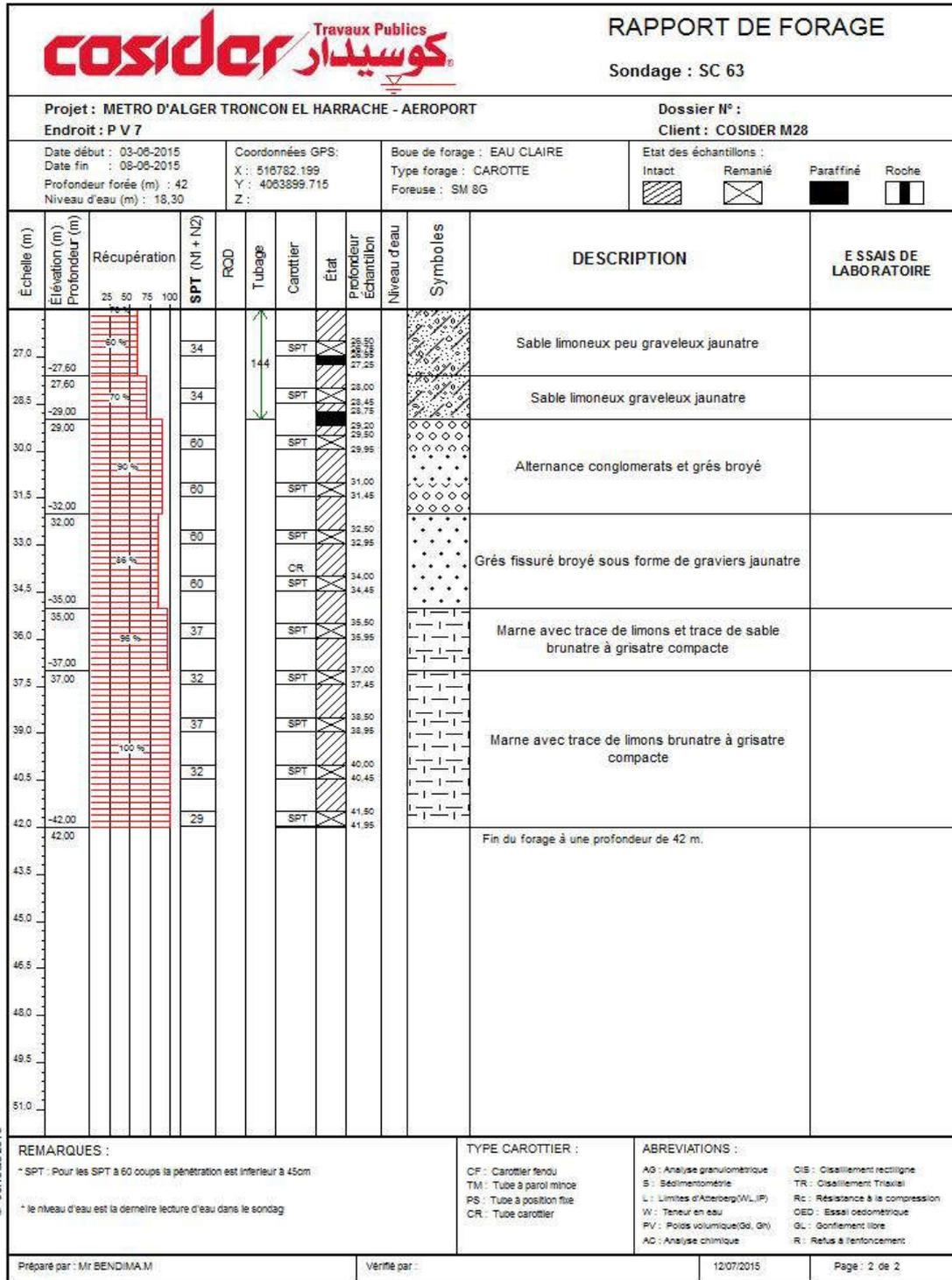


Figure 11. Répartition lithologique dans le sol selon le sondage SC 63

## Les annexes

Sondage	SC 63
	<p data-bbox="756 412 1082 448">Caisse 01 (01,20 - 07,20)</p>  <p data-bbox="756 1218 1082 1254">Caisse 02 (07,20 - 16,50)</p>

Les annexes

	
<b>Sondage</b>	<b>S 31</b>
	<p>Caisse 03 (16,50 - 25,00)</p>  <p>Caisse 04 (25,00 - 29,50)</p>

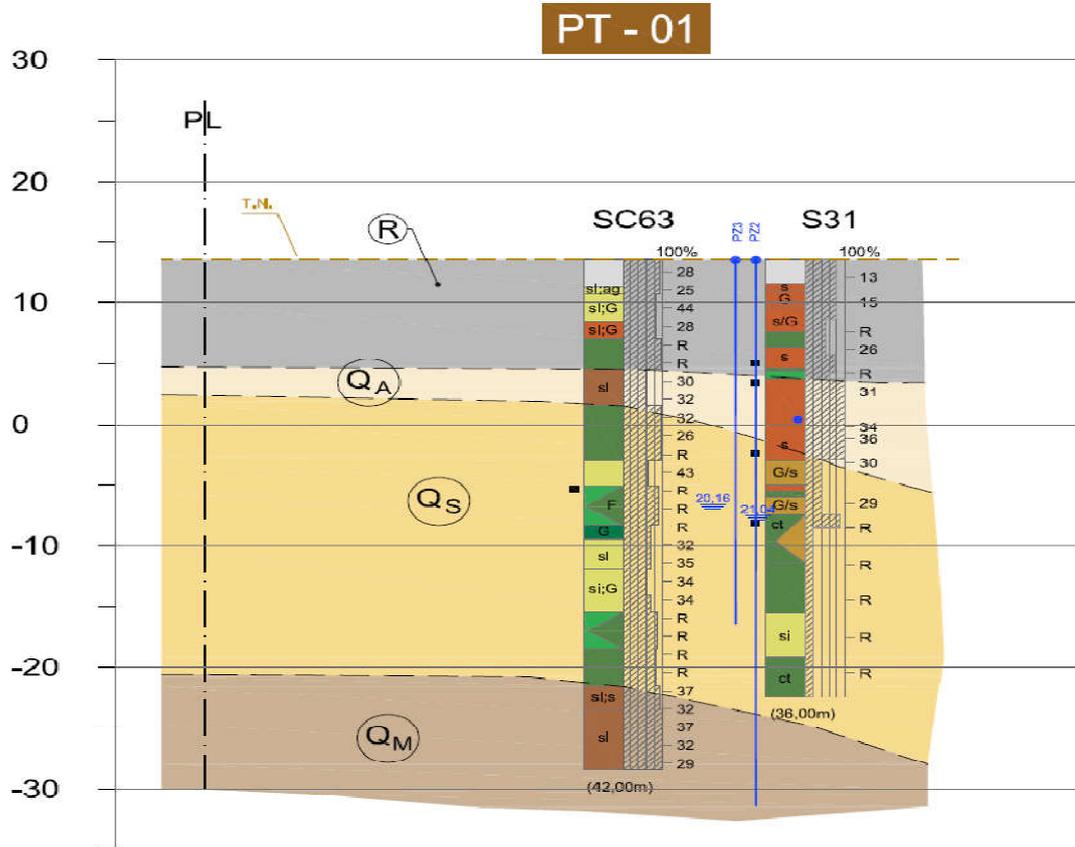
Les annexes



## Les annexes

Sondage	S 31
	<p data-bbox="754 248 1082 286">Caisse 05 (29,50 - 37,00)</p> 

Figure 12 : Les caisses à carottes récupérées du sondage SC 63



STRATIGRAPHIE (Profil)

Récént

**R** Remblais

Quaternaire

**Qa** Argile limoneuse peu sableuse par endroit

**Qs** Sable limono-argileuse, parfois plus ou moins mêlés de cailloux, avec présence de grès et conglomérat

Pliocène supérieur - Quaternaire ancien

Formation "Marnes d'El Harrach" (anciennement Maison-Carrée)

**Qm** Argiles Marneuses et Marnes jaunâtre à grisâtre, parfois sableuses, avec Intercalations Importants mais Irrégulières de conglomérats, et grès

LITHOLOGIE

(Sondages)

	Corps de chaussée
	Terre végétale
	Remblais
	Alluvion
	Argile
	Limon
	Marne
	Sable
	Grès
	Conglomérat
	Galets
	Concrétions carbonatées
	Encroûtement calcaire

LITHOLOGIE - Présence secondaire

(Sondages)

	Argile
	Silt, limon
	Marne
	Sable
	Grès
	Caillout, conglomérat
	Galets, graviers
	Passages alluvionnaires
	Présence de matière organique
	Carbonates, concrétions calcaires
	Présence de fossils
	Présence de kaolinite
	Alternance de lithologies

Figure 13 : Profil en long lithologique du puits de ventilation 07

# Annexe c

## Modélisation numérique

### Sheeting structure verification

#### Input data

##### Project

Task : PFE  
 Part : ETUDE BLINDAGE  
 Description : pieux d1000 //1300 L=41.6  
 Customer : universite blida  
 Author : binome hossem djalel eddine  
 Date : 8/27/2022  
 Project ID : 0001  
 Project number : 1

##### Settings

France - EN 1997, gamma water=1.0

##### Materials and standards

Concrete structures : EN 1992-1-1 (EC2)  
 Coefficients EN 1992-1-1 : standard  
 Steel structures : EN 1993-1-1 (EC3)  
 Partial factor on bearing capacity of steel cross section :  $\gamma_{M0} = 1.00$

#### Basic soil parameters

No.	Name	Pattern	$\phi_{ef}$ [°]	$c_{ef}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{su}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\delta$ [°]
1	Rx		20.00	0.00	17.00	10.00	13.33
2	QA		24.00	30.00	17.00	11.00	16.00
3	QS		35.00	0.00	17.00	11.00	17.00
4	QM		22.00	56.00	17.00	11.00	14.67

#### Soil parameters to compute pressure at rest

No.	Name	Pattern	Type calculation	$\phi_{ef}$ [°]	$\nu$ [-]	OCR [-]	$K_r$ [-]
1	Rx		cohesionless	20.00	-	-	-
2	QA		cohesive	-	0.30	-	-
3	QS		cohesionless	35.00	-	-	-
4	QM		cohesive	-	0.30	-	-

## Les annexes

### Parameters of soils to compute modulus of subsoil reaction (Schmitt)

No.	Name	Pattern	$\nu$ [-]	$E_{oed}$ [MPa]	$E_{def}$ [MPa]
1	Rx		0.30	-	10.00
2	QA		0.30	-	30.00
3	QS		0.30	-	40.00
4	QM		0.30	-	75.00

### Soil parameters

#### Rx

Unit weight:	$\gamma = 17.00 \text{ kN/m}^3$
Stress-state:	effective
Angle of internal friction:	$\varphi_{ef} = 20.00^\circ$
Cohesion of soil:	$c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$
Angle of friction struc. -soil:	$\delta = 13.33^\circ$
Soil:	cohesionless
Deformation modulus:	$E_{def} = 10.00 \text{ MPa}$
Poisson's ratio:	$\nu = 0.30$
Saturated unit weight:	$\gamma_{sat} = 20.00 \text{ kN/m}^3$

#### QA

Unit weight:	$\gamma = 17.00 \text{ kN/m}^3$
Stress-state:	effective
Angle of internal friction:	$\varphi_{ef} = 24.00^\circ$
Cohesion of soil:	$c_{ef} = 30.00 \text{ kPa}$
Angle of friction struc. -soil:	$\delta = 16.00^\circ$
Soil:	cohesive
Poisson's ratio:	$\nu = 0.30$
Deformation modulus:	$E_{def} = 30.00 \text{ MPa}$
Poisson's ratio:	$\nu = 0.30$
Saturated unit weight:	$\gamma_{sat} = 21.00 \text{ kN/m}^3$

#### QS

Unit weight:	$\gamma = 17.00 \text{ kN/m}^3$
Stress-state:	effective
Angle of internal friction:	$\varphi_{ef} = 35.00^\circ$
Cohesion of soil:	$c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$
Angle of friction struc. -soil:	$\delta = 17.00^\circ$
Soil:	cohesionless
Deformation modulus:	$E_{def} = 40.00 \text{ MPa}$
Poisson's ratio:	$\nu = 0.30$
Saturated unit weight:	$\gamma_{sat} = 21.00 \text{ kN/m}^3$

#### QM

Unit weight:	$\gamma = 17.00 \text{ kN/m}^3$
Stress-state:	effective
Angle of internal friction:	$\varphi_{ef} = 22.00^\circ$
Cohesion of soil:	$c_{ef} = 56.00 \text{ kPa}$
Angle of friction struc. -soil:	$\delta = 14.67^\circ$

## Les annexes

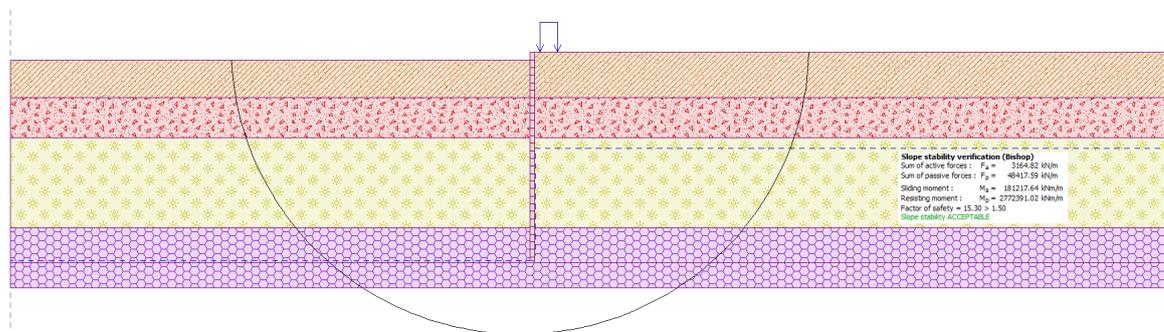
Soil: cohesive  
 Poisson's ratio:  $\nu = 0.30$   
 Deformation modulus:  $E_{def} = 75.00 \text{ MPa}$   
 Poisson's ratio:  $\nu = 0.30$   
 Saturated unit weight:  $\gamma_{sat} = 21.00 \text{ kN/m}^3$

### Geological profile and assigned soils

No.	Layer [m]	Assigned soil	Pattern
1	9.00	Rx	
2	8.00	QA	
3	18.00	QS	
4	7.00	QM	
5	-	QM	

### Input surface surcharges

No.	Surcharge		Action	Mag.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Mag.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Ord.x x [m]	Length l [m]	Depth z [m]
	new	change						
1	NO	NO	permanent	10.00	10.00	1.00	3.50	on terrain



**Figure 1 Schéma et résultat du cercle de Glissement dans l'excavation du 1.6m de profondeur**

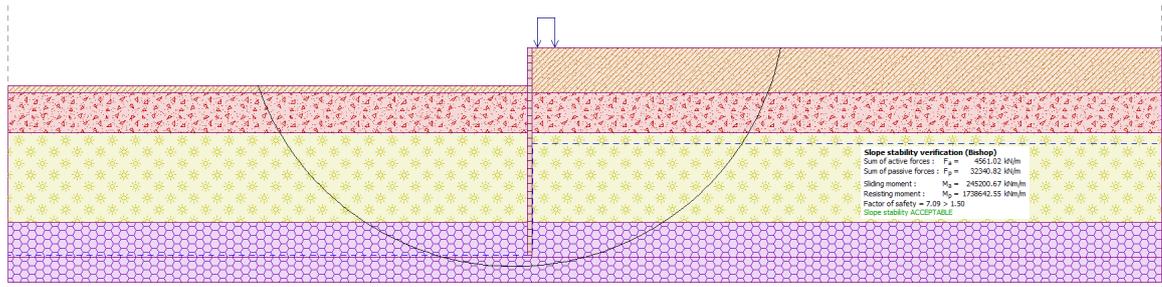


Figure 2. Schéma et résultat du cercle de Glissement dans l'excavation du 7.5m de profondeur

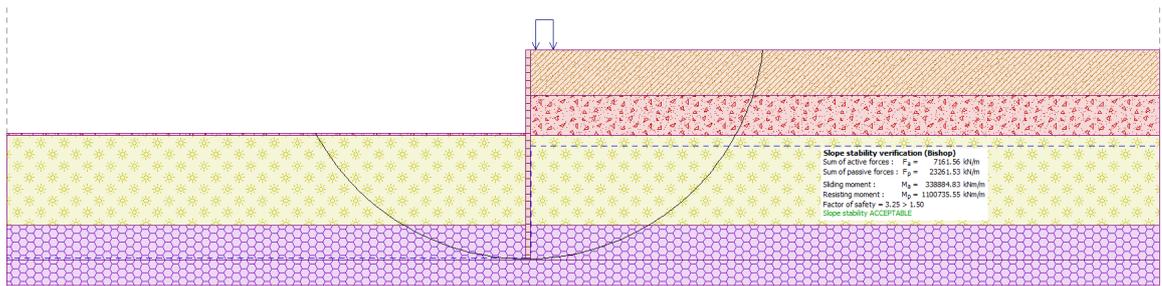


Figure 3. Schéma et résultat du cercle de Glissement dans l'excavation du 16.55m de profondeur

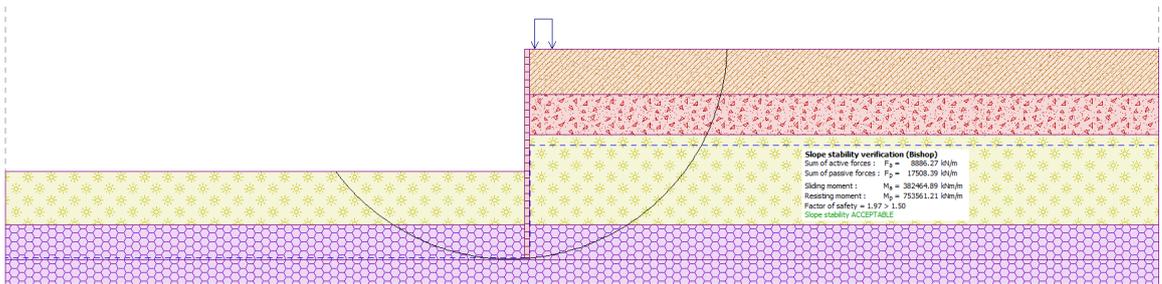


Figure 4. Schéma et résultat du cercle de Glissement dans l'excavation du 24.38m de profondeur

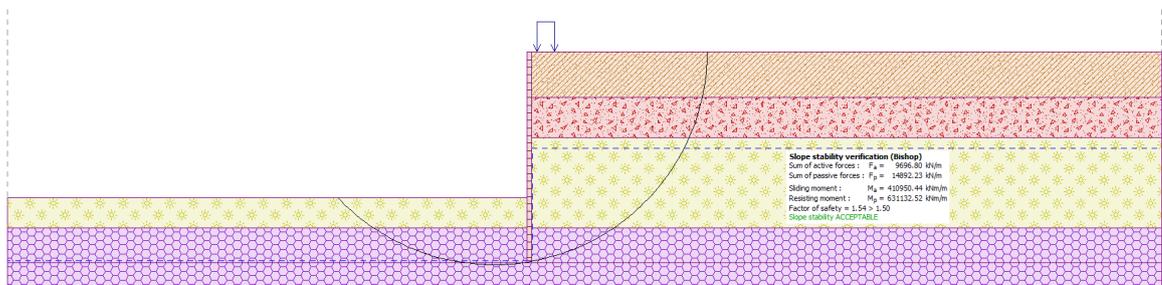
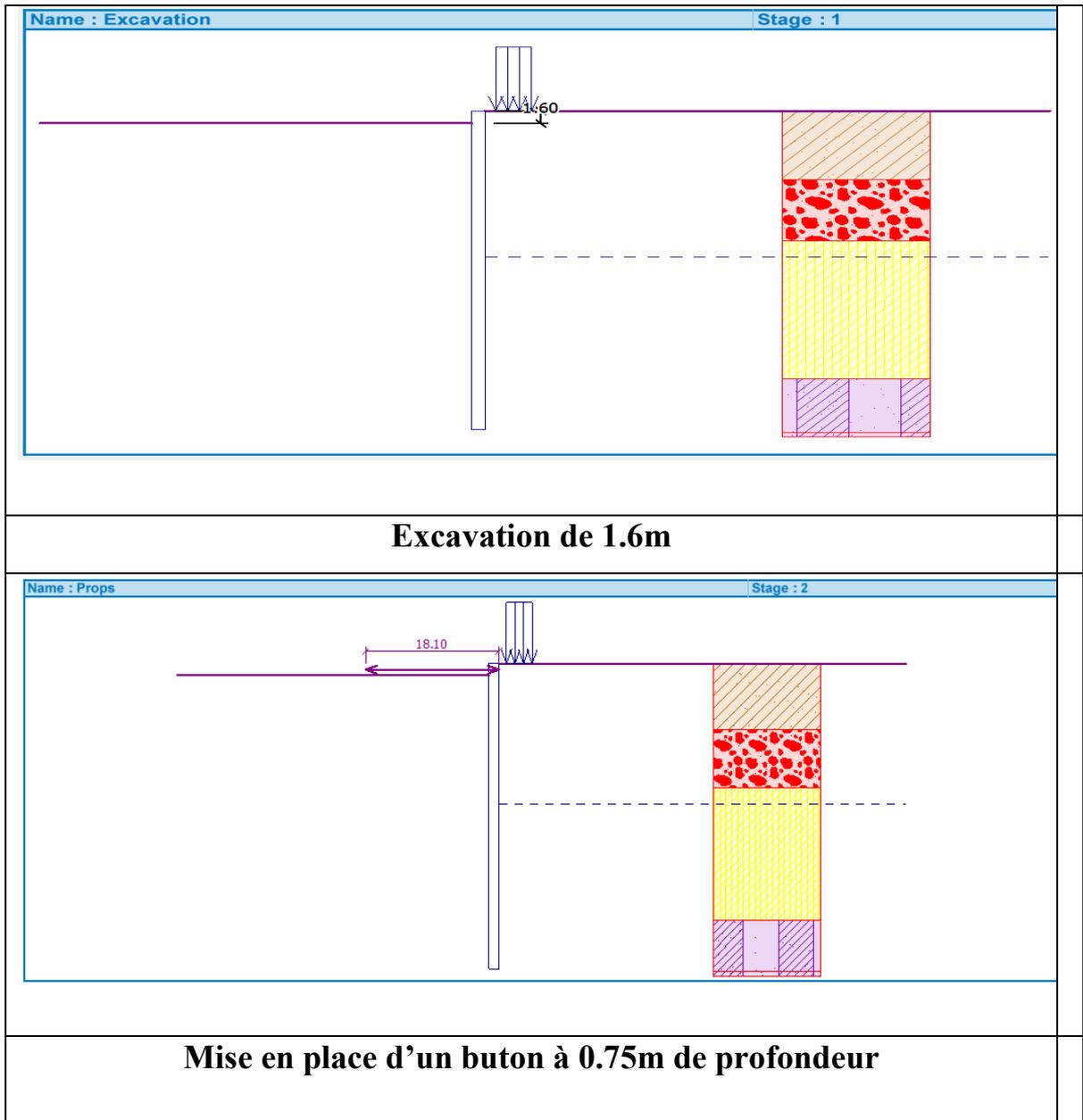


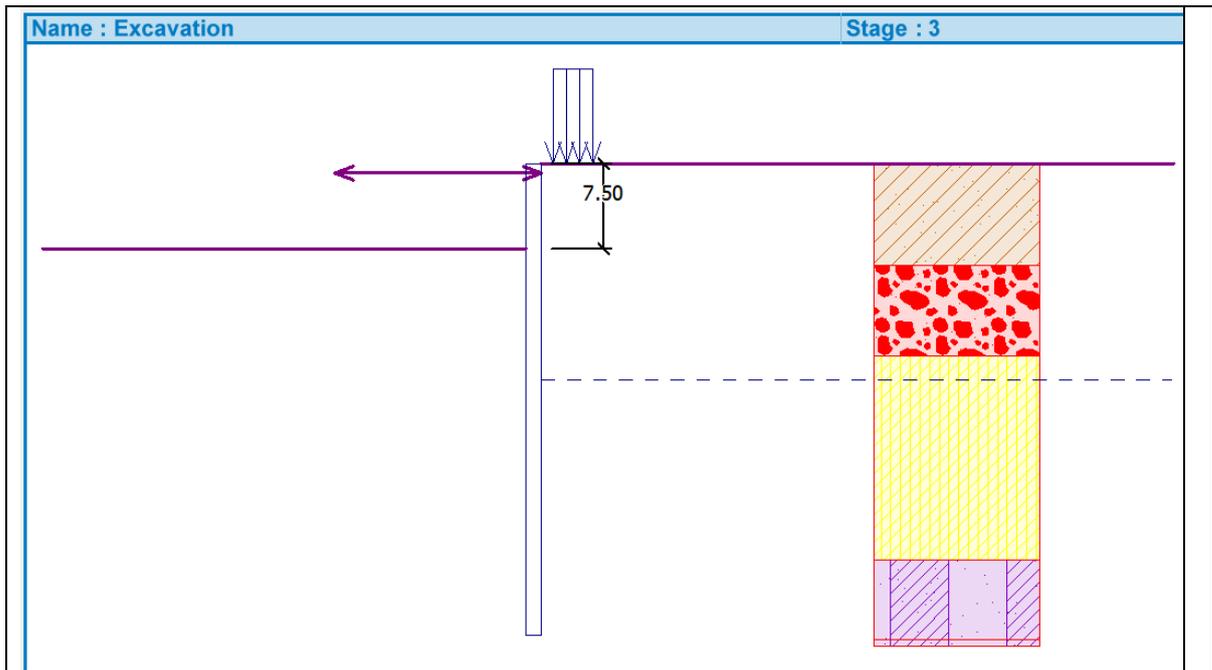
Figure 5. Schéma et résultat du cercle de Glissement dans l'excavation du 28.99m de profondeur

## Modélisation des phases

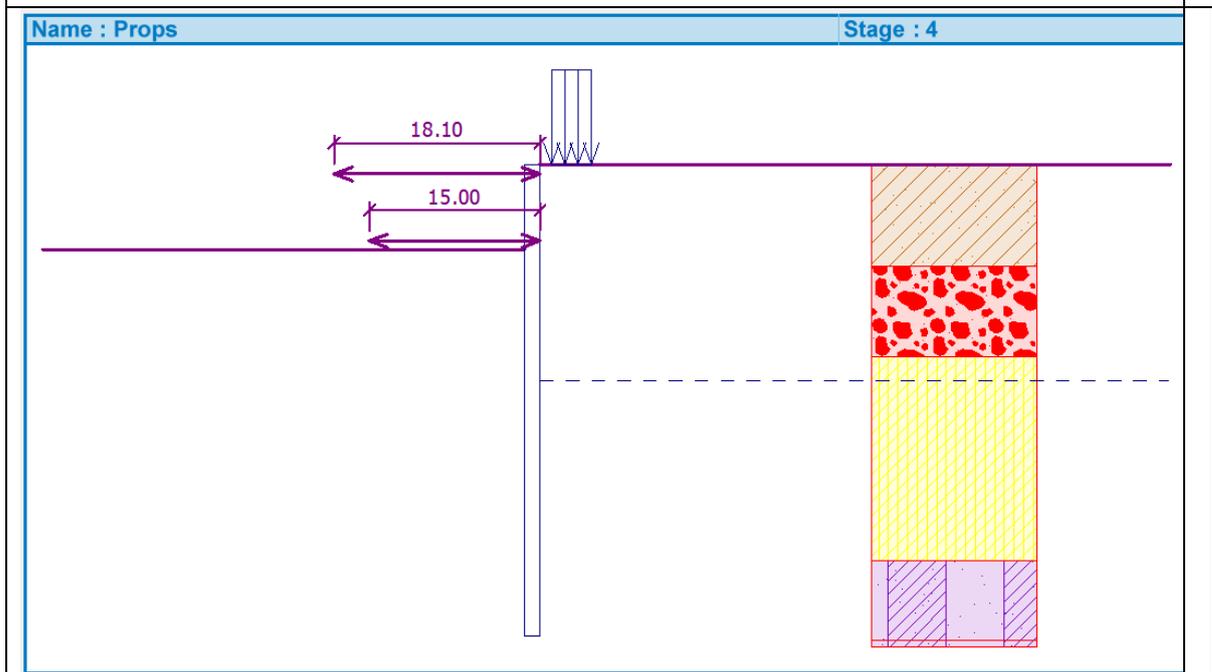
➤ Phase 1



➤ Phase 2

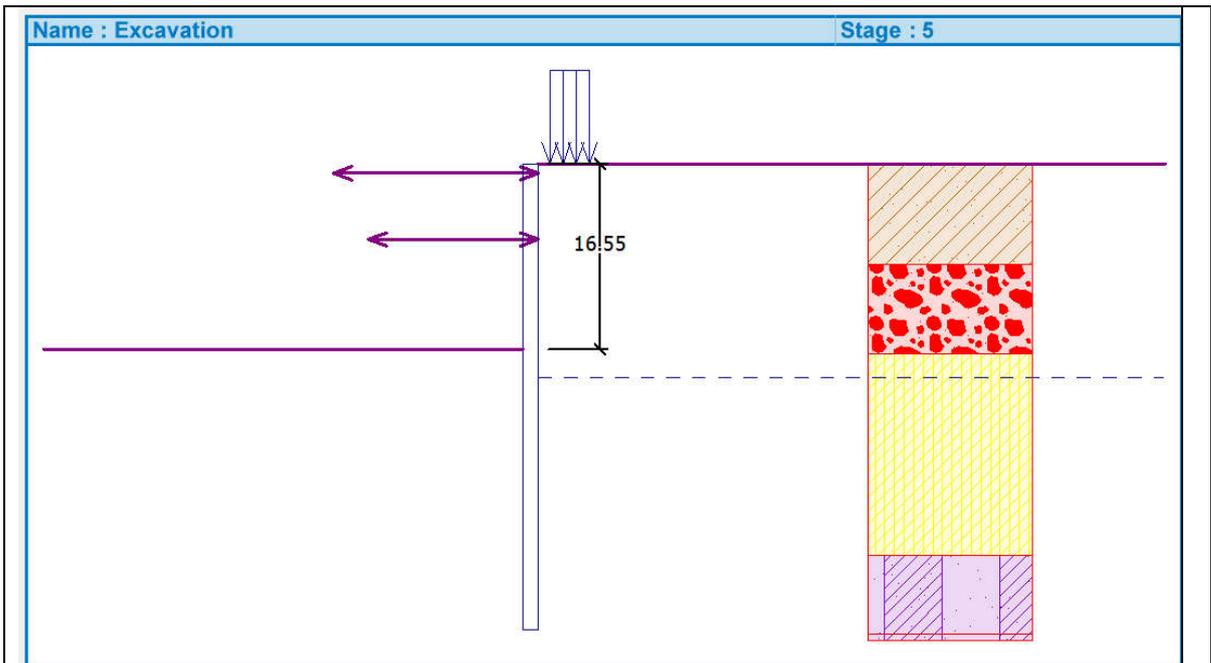


**Excavation de 7.5m**

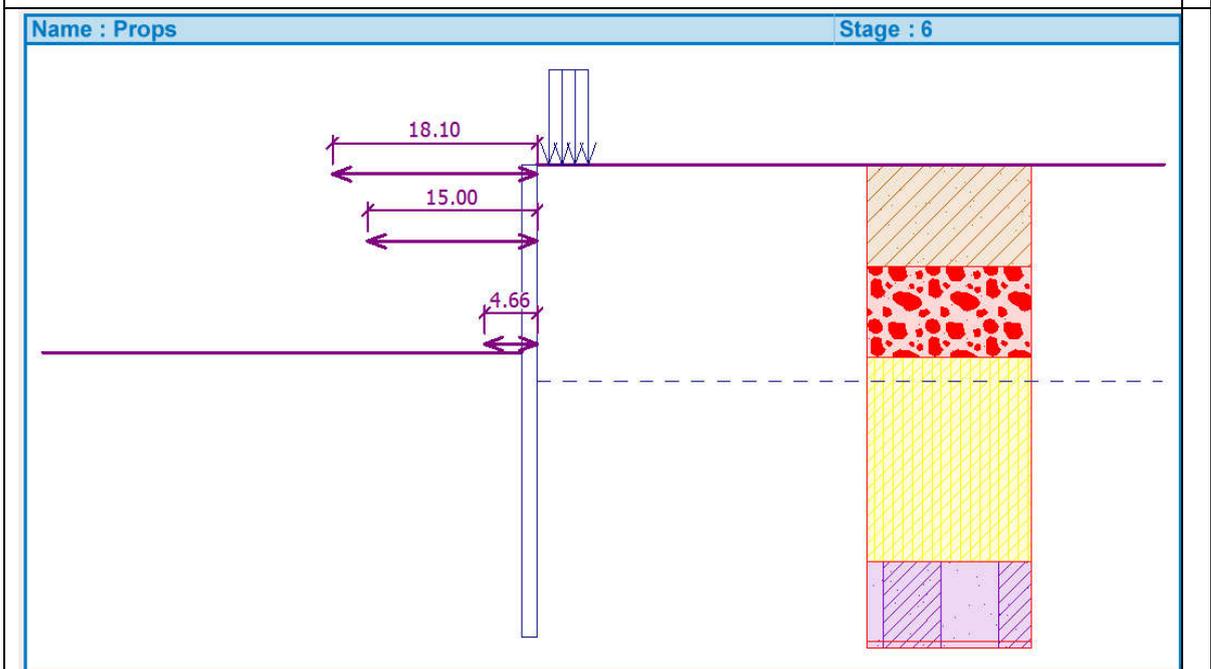


**Mise en place d'un buton à 6.75m de profondeur**

➤ Phase 3

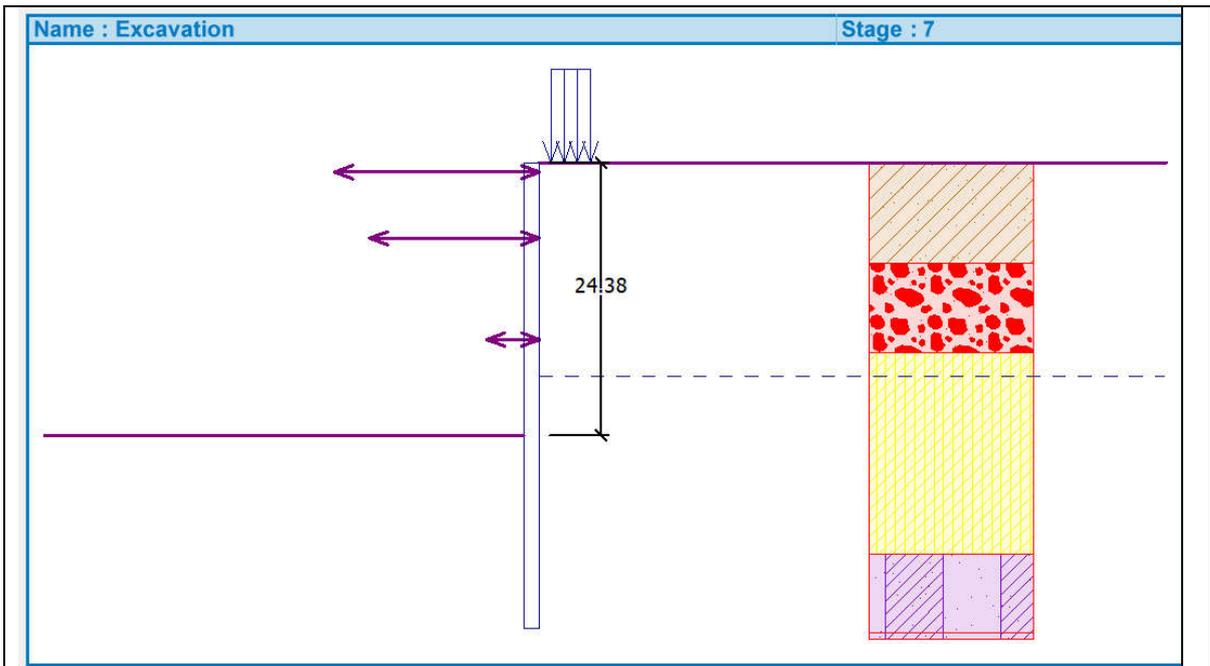


Excavation de 16.55m

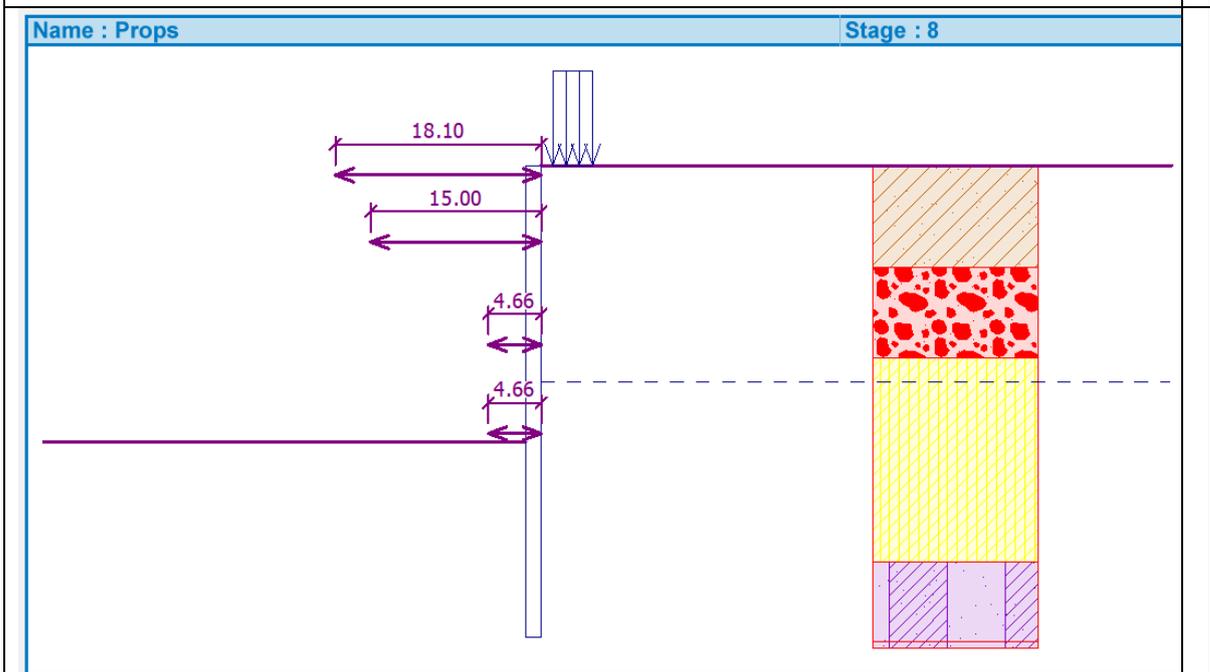


Mise en place d'un buton à 15.80m de profondeur

➤ Phase 4



Excavation de 4.38m



Mise en place d'un buton à 32.63m de profondeur

## Les annexes

### ➤ Phase 5

