

UNIVERSITÉ DE SAAD DAHLAB BLIDA 1

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

MEMOIRE DE MASTER EN GENIE CIVIL

Option : Géotechnique

**ETUDE DE STABILITE DU RAMEAU DE CONNEXION
ET DU Puits DE VENTILATION
DE METRO D'ALGER EL HARRECH -AEROPORT**

Réalisée par

✚ BOUTCHICHA IBTISSEM

✚ HAMIDIA ABDELHAK

Encadrée par

✚ Dr ZERARKA .H

✚ Dr BELKACIMI .S



Promotion 2020

Remerciements

*Nous tenons tout d'abord à exprimer notre gratitude et notre reconnaissance À mes promotrices **Dr BELKACIMI .S** et **Dr ZERARKA .H** pour ses disponibilités tout au long de notre projet et surtout pour ses précieuses aides, son dévouement et ses conseils,*

Ainsi que pour la confiance qu'il nous a accordée pour l'accomplissement de Notre travail.

*Nous tenons à remercier également Le directeur de **COSIDER***

*Nous tenons à remercier aussi tous nos **Enseignants** qui, tout au long de Notre cursus, nous ont transmis leur savoir sans réserve.*

*Nous remercions également toute la promotion **Géotechnique** Master 2.*

*Enfin, nous tenons aussi à adresser nos vifs remerciements aux membres de **jury** qui ont accepté de juger notre modeste travail.*

DEDICACES :

Je dédie ce modeste travail :

À la mémoire de mes parents ;

À mes Sœurs ;

À ma binôme IBTISSEM

*À mes amis et à mes amis de la Promotion
géotechnique 2019/2020,*

*Mes proches et à toute Personne ayant
collaboré à ce travail.*

H.ABDELHAK

DEDICACES :

Je dédie ce modeste travail :

À la mémoire de ma mère ;

À mes Frères et Sœurs ;

À mon binôme (ABDELHAK)

*À mes amis et à mes amis de la Promotion
géotechnique 2019/2020,*

*Mes proches et à toute Personne ayant collaboré
à ce travail.*

B.IBTISSEM

Sommaire

Liste des figures	
Liste des tableaux	
Résumé.....	01
ملخص.....	01
Abstract.....	02
Introduction générale.....	04
Chapitre I : Présentation du projet	06
I-1 : Introduction	07
I-2 : Tracé d'implantation du métro d'ALGER.....	08
I-3: Extension EL HARRACH-BAB EZZOUAR-AEROPORT.....	09
I-4: Description du Rameau de connexion.....	10
I-4-1 : Définition	10
I-4-2 : Description du rameau	10
I-5 : Le puits de ventilation.....	12
I-5-1 : Définition.....	12
I-5-2 : Description de puits de ventilation	12
Chapitre II : Bibliographie.....	14
II-1 : Introduction.....	15
II-2 : Classification de tunnel	15
II-3 : Méthodes de creusement du tunnel.....	15
II-4 : Techniques de creusement du tunnel	16
II-5 : Soutènement des tunnels.....	16
II-5-1 : Les différents types de soutènement	17
II-5-1-1 : Le béton projeté	17
II-5-1-2 : Les cintres métalliques.....	17
II-5-1-3 : Soutènement par les boulons	18
II-5-1-4 : Voussoirs préfabriqués	19
II-6 : Nouvelle méthode autrichien NATM.....	19
II-7 : Choix du soutènement.....	20
II-8 : Dimensionnement du soutènement	21
II-8-1 : Tracé de la courbe de convergence du terrain.....	22
II-8-2 : Tracé de la courbe de confinement du soutènement.....	24
II-9 : Vérification de la stabilité du front de taille.....	25
II-9-1 : Facteur de charge.....	25
II-10 : Vérification au soulèvement du radier	26
II-11 : Tassement en surface	29
II-11-1 : Méthode empirique de prédiction du tassement	30
II-12 : Revêtement définitif.....	32
II-12-1 : Le revêtement en béton coffre non armé	32
II-12-2 : Le revêtement en béton coffre armé.....	33
II-12-3 : Le revêtement en béton projeté.....	33
II-12-4 : Le revêtement en voussoirs préfabriqués.....	33
II-13 : Puits de ventilation.....	34

II-13-1 : Description des puits	34
II-13-2 : Les puits dans les tunnels.....	35
II-13-3 : La réalisation des puits de ventilation.....	35
II-13-4 : Méthodes d'exécution.....	36
II-13-5 : Méthodes de creusement des puits	38
II-13-5-1 : Les méthodes de creusement direct de puits.....	39
II-13-5-2 : Les méthodes de creusement en cheminée de puits	40
II-13-5-3 : Les méthodes mixtes utilisant un avant trou.....	41
II-13-6 : Soutènement de fouilles.....	41
II-13-6-1 : Soutènement par blindage	41
II-14 : Tirants d'ancrage	43
II-14-1 : les tirants d'ancrage dans l'excavation	43
II-14-2 : les tirants d'ancrage dans les soutènements	44
II-15 : conclusion	44

III- Reconnaissances.....45

III-1 : Introduction.....	46
III-2 : Géologie général.....	46
III-3 : Reconnaissances in situ.....	47
III-3-1 : les essais in situ.....	47
III-3-2 : les essais du laboratoire	48
III-4 : Condition hydrogéologique	58
III-5 : Condition sismique.....	62
III-5-1 : Zone sismique	64
III-5-2 : Classification du site.....	64
III-5-3 : Coefficient d'accélération.....	65
III-6 : Condition géologique et géotechnique.....	66
III-6-1 : le rameau de connexion	66
III-6-2 : le puits de ventilation	67
III-7 ; conclusion :	68

Chapitre IV :Etude du soutènement provisoire70

IV-1 : Introduction.....	71
IV-2 : Calcule des charges agissant sur le tunnel	71
IV-2-1 : Pression vertical	71
IV-2-2 : Facteur de stabilité	72
IV-3 : Choix du soutènement selon l'AFTES.....	73
IV-4 : Méthode de convergence-confinement	74
IV-4-1 : courbe caractéristique du terrain.....	74
IV-4-2 : droite caractéristiques du soutènement	77
IV-4-3 : la pression maximal du soutènement.....	79
IV-4-4 : vérification du soutènement.....	81
IV-5 : calcul du tassement en surface	82
IV-6 : soulèvement du radier	84
IV-7 : conclusion	86

Chapitre V : Etude de stabilité par la méthode des éléments finis.....	87
V-1 : Introduction	88
V-2 : Présentation du code d'élément finis PLAXIS	88
V-3 : les modèles de comportement dans PLAXIS	90
V-4 : L'étude du rameau de connexion	92
V-4-1 : caractéristiques géotechnique et géométrie de l'ouvrage	92
V-4-2 : caractéristiques mécanique de soutènement	93
V-4-3 : modélisation	94
V-4-4 : résultats de calculs pour les phases de l'excavation	96
V-4-5 : vérification de stabilité au glissement	103
V-4-6 : comparaison entre la méthode analytique et la méthode numérique..	104
V-5 : L'étude du puits de ventilation	105
V-5-1 : caractéristiques géotechnique et géométrie de l'ouvrage	106
V-5-2 : caractéristiques mécanique de soutènement	107
V-5-3 : modélisation du partie 01.....	109
V-5-4 : résultats de calculs pour les phases de l'excavation	111
V-5-5 : modélisation du partie 02	125
V-5-6 : résultats de calculs pour les phases de l'excavation.....	126
V-5-7 : vérification de stabilité au glissement du puits de ventilation	145
V-5-8 : vérification des déformations du puits de ventilation	145
V-5-9 : vérification du soulèvement du fond de fouille	147
V-6 : conclusion	148
Chapitre VI : Conclusion générale	149
VI-1 : conclusion	150
Références	151

Lists des figures

Figure I-1 Tracé du métro d'Alger.....	08
Figure I-2 Extension EL-HARRACH-AEROPORT	09
Figure I-3 Tracé en plan du rameau de connexion	10
Figure I-4 La coupe longitudinale du rameau de connexion	11
Figure I-5 La coupe transversale du rameau de connexion	11
Figure I-6 Tracé en plan du puits de ventilation.....	12
Figure I-7 Coupe longitudinale de puits de ventilation.....	13
Figure II-1 Mise en place du béton	17
Figure II-2 Les courbes de convergence du terrain, de confinement du soutènement et assemblage	22
Figure II-3 Représentation des pressions agissant sur le radier selon la théorie de Tsimbarievich (szechy ,1971)	27
Figure II-4 Schéma illustrant la méthode de calcul la poussée agissant sur le radier selon Tsimbarievich (szechy ,1971).....	28
Figure II-5 Forme du tassement en surface (Vermeer ,2007).....	30
Figure II-6 Mouvement de sol, perte de volume (Uriel, 1989).....	30
Figure II-7 Profil gaussien de la cuvette de tassement de surface (Peck, 1969).....	31
Figure II-8 Abaque permettant d'estimer la largeur de la cuvette de tassement en fonction de la nature du terrain et des caractéristiques géométrique du tunnel	32
Figure II-9 : schéma de tirants d'ancrage	43
Figure III-1 Carte des sols de l'Algérie. Alger échelle 1 :500.000_source : APD.....	47
Figure III-2 Lecteurs du piézomètre à corde vibrante SC 05.....	61
Figure III-3 Carte des intensités maximales observées au nord d'Algérie (1716_2003).....	62
Figure III-4 Distribution des séismes dans la région Méditerranéenne.....	63
Figure III-5 Mouvements tectoniques de convergence de la plaque africaine et eurasienne.....	63
Figure III-6 Extrait de la carte zonage sismique du territoire national_RPA99/ADDENDA.....	64
Figure III-7 la coupe du terrain du rameau de connexion	68
Figure III_8 la coipe du terrain du puits de ventilation	69
Figure IV-1 Pression vertical sur la calotte selon Terzaghi.....	72
Figure IV-2 Courbe de convergence du terrain	77
Figure IV-3 Courbe caractéristique d'un soutènement composite.....	79
Figure IV-4 Courbe caractéristique de convergence _confinement.....	80
Figure IV-5 profil gaussien de la cuvette de tassement de surface (peck 1969).....	82
Figure IV -6 Mouvement de sol. Perte de volume (Urie1989).....	82
Figure IV- 7 Abaque permettant d'estimer la largeur de la cuvette de tassement en fonction de la nature du terrain et des caractéristiques géométriques du tunnel.....	83
Figure IV-8 Représentation des pressions agissant sur le radier selon la théorie de Tsimbarievich (szechy ,1971).....	84
Figure V-1 schéma de la modélisation de la structure sous le logiciel PLAXIS	95
Figure V-2 nombre d'éléments et de nœuds	95
Figure V-3 représentation du maillage obtenu a l'aide du logiciel PLAXIS	96

Figure V-4 schéma déformé de la structure modélisée	97
Figure V-5 schéma représentant les déplacements horizontaux –phase 01	97
Figure V-6 schéma représentant les déplacements verticaux –phase 01.....	98
Figure V-7 schéma représentant les déplacements total –phase 01.....	98
Figure V-8 schéma déformé de la structure modélisée	99
Figure V-9 schéma représentant les déplacements horizontaux –phase 02	99
Figure V-10 schéma représentant les déplacements verticaux –phase 02.....	100
Figure V-11 schéma représentant les déplacements total –phase 02.....	100
Figure V-12 schéma déformé de la structure modélisée	101
Figure V-13 schéma représentant les déplacements horizontaux –phase 03.....	101
Figure V-14 schéma représentant les déplacements verticaux –phase 03.....	102
Figure V-15schéma représentant les déplacements total –phase 03.....	102
Figure V-16 facteur de sécurité phase -01	103
Figure V-17 facteur de sécurité phase -02	103
Figure V-18 facteur de sécurité phase -03	104
Figure V-19 schéma représentant la partie 01 et la partie 02 du puits de ventilation..	105
Figure V-20schéma de la modélisation de la structure sous le logiciel PLAXIS	110
Figure V-21 nombre d'éléments et de nœuds	110
Figure V-22 représentation du maillage obtenu a l'aide du logiciel PLAXIS	110
Figure V-23 schéma déformé de la structure modélisée	111
Figure V-24 schéma représentant les déplacements horizontaux –phase 01.....	111
Figure V-25 schéma représentant les déplacements verticaux –phase 01.....	112
Figure V-26schéma représentant les déplacements total –phase 01.....	112
Figure V-27 schéma déformé de la structure modélisée	113
Figure V-28 schéma représentant les déplacements horizontaux –phase 02.....	113
Figure V-29 schéma représentant les déplacements verticaux –phase 02.....	114
Figure V-30schéma représentant les déplacements total –phase 02.....	114
Figure V-31 schéma déformé de la structure modélisée	115
Figure V-32 schéma représentant les déplacements horizontaux –phase 03.....	115
Figure V-33 schéma représentant les déplacements verticaux –phase 03.....	116
Figure V-34schéma représentant les déplacements total –phase 03.....	116
Figure V-35 schéma déformé de la structure modélisée	117
Figure V-36 schéma représentant les déplacements horizontaux –phase 04.....	117
Figure V-37 schéma représentant les déplacements verticaux –phase 04.....	118
Figure V-38schéma représentant les déplacements total –phase 04.....	118
Figure V-39 schéma déformé de la structure modélisée	119
Figure V-40 schéma représentant les déplacements horizontaux –phase 05.....	119
Figure V-41 schéma représentant les déplacements verticaux –phase 05.....	120
Figure V-42schéma représentant les déplacements total –phase 05.....	120
Figure V-43 schéma déformé de la structure modélisée	121
Figure V-44 schéma représentant les déplacements horizontaux –phase 06.....	121
Figure V-45 schéma représentant les déplacements verticaux –phase 06.....	122
Figure V-46schéma représentant les déplacements total –phase 06.....	122
Figure V-47 schéma déformé de la structure modélisée	123
Figure V-48 schéma représentant les déplacements horizontaux –phase 07.....	123
Figure V-49 schéma représentant les déplacements verticaux –phase 07.....	124

Figure V-50 schéma représentant les déplacements total –phase 07.....	124
Figure V-51 schéma de la modélisation de la structure sous le logiciel PLAXIS	125
Figure V-52 nombre d'éléments et de nœuds	126
Figure V-53 représentation du maillage obtenu a l'aide du logiciel PLAXIS	126
Figure V-54 schéma déformé de la structure modélisée	127
Figure V-55 schéma représentant les déplacements horizontaux –phase 01.....	127
Figure V-56 schéma représentant les déplacements verticaux –phase 01.....	128
Figure V-57 schéma représentant les déplacements total –phase 01.....	128
Figure V-58 schéma déformé de la structure modélisée	129
Figure V-59 schéma représentant les déplacements horizontaux –phase 02.....	129
Figure V-60 schéma représentant les déplacements verticaux –phase 02.....	130
Figure V-61 schéma représentant les déplacements total –phase 02.....	130
Figure V-62 schéma déformé de la structure modélisée	131
Figure V-63 schéma représentant les déplacements horizontaux –phase 03.....	131
Figure V-64 schéma représentant les déplacements verticaux –phase 03.....	132
Figure V-65 schéma représentant les déplacements total –phase 03.....	132
Figure V-66 schéma déformé de la structure modélisée	133
Figure V-67 schéma représentant les déplacements horizontaux –phase 04.....	133
Figure V-68 schéma représentant les déplacements verticaux –phase 04.....	134
Figure V-69 schéma représentant les déplacements total –phase 04.....	134
Figure V-70 schéma déformé de la structure modélisée	135
Figure V-71 schéma représentant les déplacements horizontaux –phase 05.....	135
Figure V-72 schéma représentant les déplacements verticaux –phase 05.....	136
Figure V-73 schéma représentant les déplacements total –phase 05.....	136
Figure V-74 schéma déformé de la structure modélisée	137
Figure V-75 schéma représentant les déplacements horizontaux –phase 06.....	137
Figure V-76 schéma représentant les déplacements verticaux –phase 06.....	138
Figure V-77 schéma représentant les déplacements total –phase 06.....	138
Figure V-78 schéma déformé de la structure modélisée	139
Figure V-79 schéma représentant les déplacements horizontaux –phase 07.....	139
Figure V-80 schéma représentant les déplacements verticaux –phase 07.....	140
Figure V-81 schéma représentant les déplacements total –phase 07.....	140
Figure V-82 schéma déformé de la structure modélisée	141
Figure V-83 schéma représentant les déplacements horizontaux –phase 08.....	141
Figure V-84 schéma représentant les déplacements verticaux –phase 08.....	142
Figure V-85 schéma représentant les déplacements total –phase 08.....	142
Figure V-86 schéma déformé de la structure modélisée	143
Figure V-87 schéma représentant les déplacements horizontaux –phase 09.....	143
Figure V-88 schéma représentant les déplacements verticaux –phase 09.....	144
Figure V-89 schéma représentant les déplacements total –phase 09.....	144
Figure V_90 facteur de stabilité de la géométrie de l'excavation (after Janbu 1954)...	147

List des tableaux

Tableau II-1 Expression de la raideur et de la pression maximale pour chaque type soutènement (Bouvard et al, 1995)	25
Tableau II-2 Facteur de charge ou facteur de stabilité N (Peck ,1969).....	26
Tableau III-1 Résumé de travaux de prospection études (Essais de laboratoire).....	49
Tableau III-2 Résumé de travaux de prospection études (Essais de laboratoire).....	50
Tableau III-3 Résumé des travaux de prospection et essais réalisés (Essais in situ).....	50
Tableau III-4 Résumé des travaux de prospection et essais réalisés (Essais in situ).....	50
Tableau III-5 Résumé des résultats des essais in situ réalisés– SPT.....	51
Tableau III-6 Résumé des résultats des essais in situ réalisés– SPT.....	52
Tableau III-7 Résumé des résultats des essais in situ réalisés– SPT.....	53
Tableau III-8 Résumé des résultats des essais in situ réalisés– SPT.....	54
Tableau III-9 Résumé des résultats des essais in situ réalisés– SPT.....	55
Tableau III-10 Résumé des résultats des essais en laboratoire réalisés pour obtentions des paramètres physiques des sols.....	55
Tableau III-11 Résumé des résultats des essais en laboratoire réalisés pour obtentions des paramètres physiques des sols.....	56
Tableau III-12 Résumé des résultats des essais en laboratoire réalisés pour obtentions des paramètres mécaniques des sols.....	57
Tableau III-13 Résumé des résultats des essais en laboratoire réalisés pour obtentions des paramètres mécaniques des sols.....	58
Tableau III-14 Résumé des lectures piézométriques à tube ouvert dans la zone du puit PV1	60
Tableau III-15 Principaux séismes en Algérie.....	62
Tableau III-16 Coefficient d'accélération selon la classe ouvrages et la zone de sismicité.....	65
Tableau III-17 résultats des essais en laboratoires.....	66
Tableau III-18 caractéristiques géotechnique du rameau de connexion	66
Tableau III-19 paramètres géotechniques de calcul _ sols.....	67
Tableau III-20 Paramètres géotechniques de calcul – roche.....	67
Tableau IV-1 caractéristiques géotechniques du terrain	72
Tableau IV- 2 choix du soutènement selon l'AFTES	74

Tableau V-1 les caractéristiques géotechniques de l'ouvrage	90
Tableau V-2 caractéristiques géotechniques et géométrie de l'ouvrage	104
Tableau V-3 caractéristiques des pieux	105
Tableau V-4 caractéristiques des poutres de couronnement	106
Tableau V-5 caractéristiques d'anneau	106
Tableau V-6 caractéristiques du radier	106
Tableau V-7 caractéristiques des tirants d'ancrages	107
Tableau V-8 caractéristiques du coulis de scellement	107
Tableau V-9 résultats du facteur de stabilité au glissement	143
Tableau V-10 résultats de la déformation de la structure partie 01	144
Tableau V-11 résultats de la déformation de la structure partie 02.....	144

Résumé

Le présent mémoire a pour objectif l'étude de stabilité du rameau de connexion et du puits de ventilation du projet de métro d'Alger au niveau de Belfort.

La stabilité du rameau de connexion est étudiée par deux méthodes : une méthode analytique est la méthode de convergence- confinement et une méthode numérique par la méthode des éléments finis en utilisant le logiciel plaxis 2D, les résultats des deux méthodes sont comparés.

La stabilité du puits de ventilation est étudiée par éléments finis en utilisant le logiciel plaxis 2D, le puits de ventilation est composé de deux parties,

La partie supérieure rectangulaire du puits de ventilation de dimension 42,8 *19,8 m et de profondeur 21,5 m est étudiée par élément finis en mode déformation planes à l'aide du logiciel plaxis 2D.

La partie inférieure circulaire du puits de ventilation de diamètre 12 m avec une profondeur de 25,2 m, est étudiée par élément finis en mode axisymétrique à l'aide de logiciel plaxis 2D.

ملخص

الهدف من هذا العمل هو دراسة استقرار نفق التوصيل و فتحة التهوية لمشروع مترو الجزائر العاصمة ببلفور- الحراش

تتم دراسة استقرار نفق الاتصال بطريقتين الطريقة الأولى هي الطريقة التحليلية و هي طريقة التقارب و الحصر أما الطريقة الثانية فهي الطريقة العددية باستعمال طريقة العناصر المحدودة المنتهية باستخدام برنامج بلاكسيس و يتم مقارنة نتيجة الطريقتين.

تتم دراسة استقرار فتحة التهوية بالطريقة العددية باستعمال طريقة العناصر المحدودة المنتهية باستخدام برنامج بلاكسيس. تتكون فتحة التهوية من جزأين

الجزء العلوي من فتحة التهوية على شكل مستطيل ذو الأبعاد 42.8 *19.8 مترا و 21.5 مترا عمقا باستعمال طريقة العناصر المحدودة المنتهية باستخدام برنامج بلاكسيس في وضع التشوهات المستوية

الجزء السفلي الدائري من فتحة التهوية بقطر 12 مترا و 25.2 مترا باستعمال طريقة العناصر المحدودة المنتهية باستخدام برنامج بلاكسيس في وضع التشوهات المحورية.

Abstract

Man always needs to move, or to transport the materials he needs, whether over long or short distances. Consequently, the organization of these trips is essential, by creating infrastructure for road transporters, but in the case of cities, the concentration of construction makes the development of surface transport networks often impossible. So the solution is to go underground: the tunnels.

The tunnels are buried structures built by drilling in virgin land, without clearing the upper land. Before carrying out these structures, the engineer is faced with a problem: preserving the stability of the structure against possible accidents to ensure the success of the work

Like the majority of works, the wells are unique from the point of view of the construction technique used, the materials used, the digging method adopted and sometimes even the devices used, taking into account factors including the nature of the terrain, the location of the well, its depth, completion times, etc.

The analysis of these factors leads to limiting the range of possible construction methods; there are two types of processes: the excavation method, and the support method.

The objectif of this brief is to study the stability of the connection branch and the ventilation shaft of the algiers metro project at belffort level – EL HARRECH

The stability of the connection branch is studied by two methods:

An analytical method is the convergence-confinement method and a numerical method by the finite element method using the plaxis 2D software. The results of two methods are compared.

The stability of the ventilation shaft is studied by finite element using the plaxis 2D software; the ventilation shaft is composed of two parts:

The upper rectangular part of the ventilation shaft of 42, 8*19, 8 m dimension and 30,5 m depth, is studied by finite element in deformation mode planes using plaxis 2D software.

The circular lower part of the 12 m diameter with a depth of 29, 7 m is studied by finite element in axisymmetry mode using plaxis 2D software.

This work is presented in six chapters detailing as follows:

- Chapter I: Presentation of the project.
- Chapter II: Bibliography.
- Chapter III: Recognitions.
- Chapter IV: Study of provisional support for:
 - *gallery
- Chapter V: Stability study by the finite element method (PLAXIS) for:
 - *gallery
 - *ventilation shafts
- Chapter VI: Conclusion.

Introduction générale

L'homme a toujours besoin de se déplacer, ou de faire transporter les matériaux dont il a besoin, que se soit sur de longues ou de courtes distances. Par conséquent l'organisation de ces déplacements s'impose, cela par la création d'infrastructures des routiers, Mais dans le cas des villes, la concentration des constructions rendant les développements des réseaux de transport en surfaces souvent impossible. Alors la solution est d'aller en souterrain : les tunnels.

Les tunnels sont des ouvrages enterrés construit par percement dans les terrains vierges, sans déblaiement des terres supérieures. Avant la réalisation de ces ouvrages, l'ingénieur est confronté à un problème : la préservation de la stabilité de l'ouvrage contre d'éventuels accidents pour assurer le succès des travaux.

Durant ce travail on va voir l'étude d'un rameau de connexion et d'un puits de ventilation du projet métro d'Alger Tronçon el harrach- aéroport l'extension (E) à une longueur d'environ 9.5km, qui a servi pour le creusement des galeries de ventilation

Comme la majorité des ouvrages, les puits est unique du point de vue de la technique de construction retenue, des matériaux utilisés, de la méthode de creusement adoptée et parfois même des appareils utilisés et ce compte tenu des facteurs dont la nature du terrain, l'emplacement du puits, sa profondeur, les délais de réalisation ...etc.

L'analyse de ces facteurs conduit à limiter l'éventail des procédés de construction possibles, ils existent deux types de procédés : la méthode de creusement, et la méthode de soutènements. L'objectif de notre étude c'est la vérification de la stabilité du rameau de connexion et le puits de ventilation.

Ce travail se présente en six chapitres détaillant comme suit :

- Chapitre I : Présentation du projet.
- Chapitre II : Bibliographie.
- Chapitre III : Reconnaissances.
- Chapitre IV : Etude de soutènement provisoire pour :

* galerie

Introduction générale

- Chapitre V : Etude de stabilité par la méthode des éléments finis

(PLAXIS) pour :

*galerie

* puits de ventilation

- Chapitre VI : Conclusion.

CHAPITRE I
PRESENTATION DU PROJET

CHAPITRE II
BIBLIOGRAPHIE

CHAPITRE III
RECONNAISSANCES

CHAPITRE IV
ETUDE DU SOUTENEMENT PROVISOIRE

CHAPITRE V
ETUDE DE STABILITE PAR LA METHODE DES
ELEMENT FINIS

CHAPITRE VI
CONCLUSION GENERALE

I-1-Introduction

Le métro en générale est un moyen de transport en commun urbain, souterrain le plus souvent, mais qui peut également reposer sur des infrastructures aériennes, et plus rarement au sol (qui est un terrain prédestiné au tram). Il s'apparente au chemin de fer. Et le métro d'Alger est un réseau ferroviaire de transport urbain de type métro desservant la ville d'Alger.

Le métro d'Alger a été conçu en 1970, et ceci, pour répondre au besoin de transport de masse provoquée par l'importante croissance démographique de la ville. Le projet fût officiellement lancé dans les années 1980, il a ensuite connu un ralentissement en raison de difficultés financières et des problèmes de sécurité dans les années 1990.

Durant les années 1970, les promoteurs du projet du métro d'Alger envisageaient un réseau de 64 km. Le projet a été officiellement inauguré en 1982, avec des études techniques achevées en 1985. Les autorités de l'époque avaient choisi une entreprise allemande et un spécialiste japonais pour la construction du réseau. Cependant, l'effondrement des prix du pétrole, dans les années 1980, a considérablement réduit la capacité de l'Etat algérien à pour suivre le financement du projet.

En 1988, l'Algérie accorda des contrats de construction à deux entreprises nationales COSIDER et SIDER qui n'avaient pas d'expérience dans la gestion de grands projets de transport urbain. Seulement quatre stations seront construites en 15 ans. Par ailleurs, un autre problème de taille avait fait surface. Il s'agit de la topographie irrégulière du sol d'Alger qui a retardé l'avancée des travaux.

En 1994, une première section de 450 mètres de long a été achevée. Une autre section de 650 mètres, reliant la Poste centrale à Khelifa Boukhalfaa été achevée peu après.

En 1999, l'EMA a lancé un avis d'appel d'offres international qui a abouti à la sélection de deux groupements: le français « Systra-SGTE » pour la maîtrise d'œuvre, et l'Algero-Allemand « GAAMA » pour la réalisation et l'achèvement, dans les 38 mois, des tâches de génie civil et de terrassement.

En 2003, profitant du retour de la stabilité économique, le gouvernement augmenta le financement du projet et introduisit une nouvelle structure organisationnelle et opérationnelle. En Janvier 2006, d'autres changements ont été apportés au projet, avec le développement du

système intégré remis à Siemens Transportation System. Cela comprenait l'installation de matériels fixes, la signalisation et l'électrification.

I-2-Tracé d'implantation du métro d'Alger

Le tracé du projet du métro d'Alger est constitué d'une première ligne souterraine de longueur de 9.5km reliant la Grande Poste à Hai el Badr, déjà réalisée et qui passe par 10 stations.

Cette ligne a ensuite été rallongée par 3 extensions:

- L'extension A Grande Poste – Place des Martyrs d'une longueur de 1.6km et composée de 3 stations.
- L'extension B Hai El Badr - El Harrach qui a été réalisée récemment porte sur une longueur de 3.6km et est composée de 4 stations.
- L'extension C Hai El Badr – Ain Naadja d'une longueur de 3.6km et composée de 2 stations.

En raison de la forte demande de transport existante, le Ministère des Transports a décidé de réaliser l'exécution des trois nouvelles extensions :

- Extension El Harrach Centre – Bab Ezzouar – Aéroport (lot 1)
- Extension Ain Naadja – Baraki (lot 2)
- Extension Place Des Martyrs – Bab El Oued – Chevalley (en étude) (lot 3)

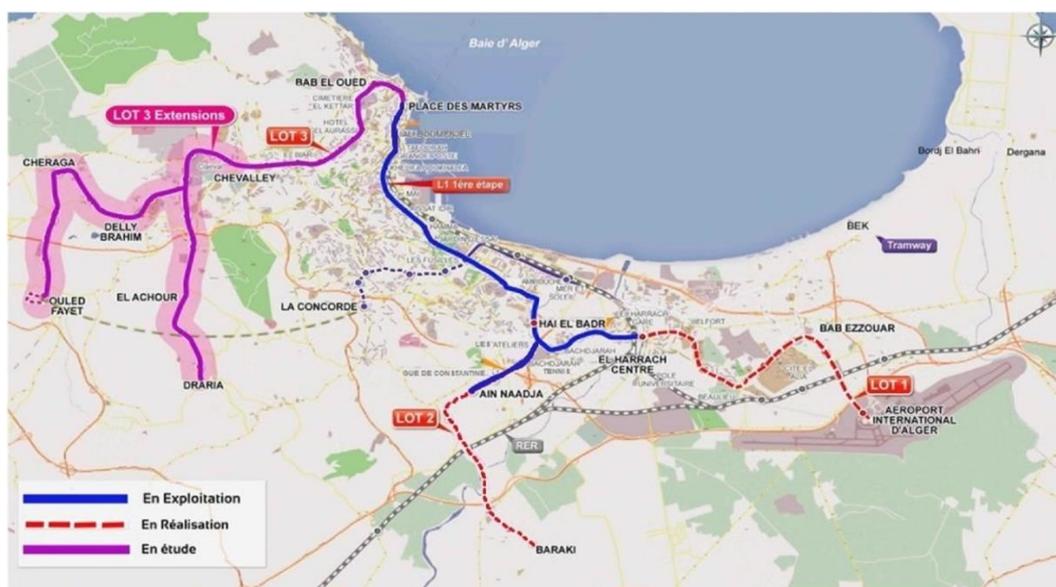


Figure I _ 01 : tracé du métro d'Alger

I-3 Extension EL HARRACH - BAB EZZOUAR – AÉROPORT D'ALGER

Confiés à Cosider TP, 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 9.5 km et 9 stations, cette ligne des servira 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 multi modalité au niveau de cette station.

Les neuf stations de cette extension sont :

- Station Hassan Badi
- Station Pôle Universitaire
- Station Beaulieu
- Station Oued Smar
- Station Université Houari Boumediene
- Station Rabia Tahar
- Station Smail Yefsah
- Station Centre des Affaires
- Station Aéroport

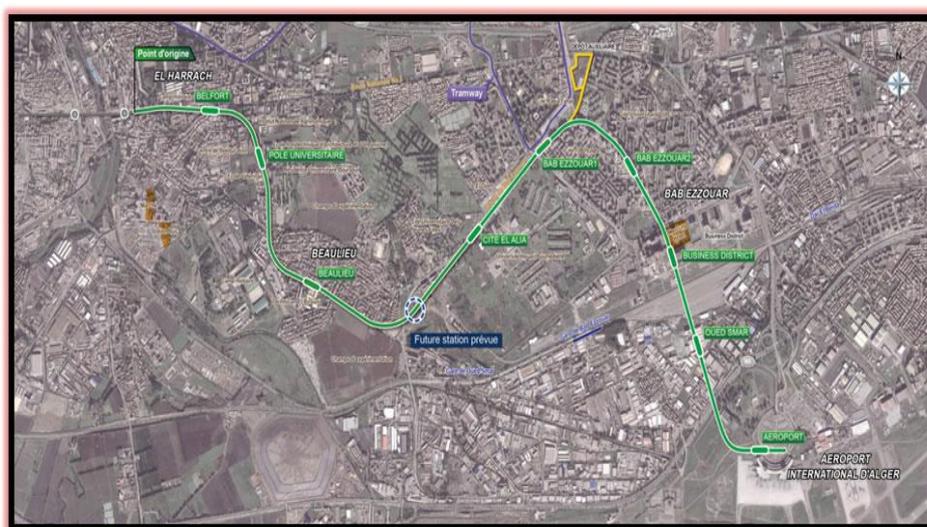


Figure I_02 : extension EL HARRECHE_AEROPORT

I-4- Description du rameau de connexion :

I-4-1- définition :

Les rameaux sont les jonctions permettant de raccorder le puits de l'ouvrage annexe et le tunnel principal, on dit aussi rameau de connexion ou rameau de raccordement Il existe deux types de rameaux :

- Les rameaux d'accès de secours
- Les rameaux de ventilation décompression désenfumage et accès de secours La solution retenue pour les principales phases d'exécution des rameaux est la même quel que soit le type ou le diamètre.

I 4-2 descriptions du rameau :

Notre cas d'étude se trouve dans le puits de ventilation 01 à Belfort extension E AL HARRACH-AEROPORT lot 01.

Le rameau de connexion relié le puits de ventilation 01 par le tunnel principal de métro d'ALGER.

Le rameau de connexion se trouve a une profondeur de 46.70 m, une longueur de 81 m, un diamètre de 9.58 m et une hauteur de 7.34 m.

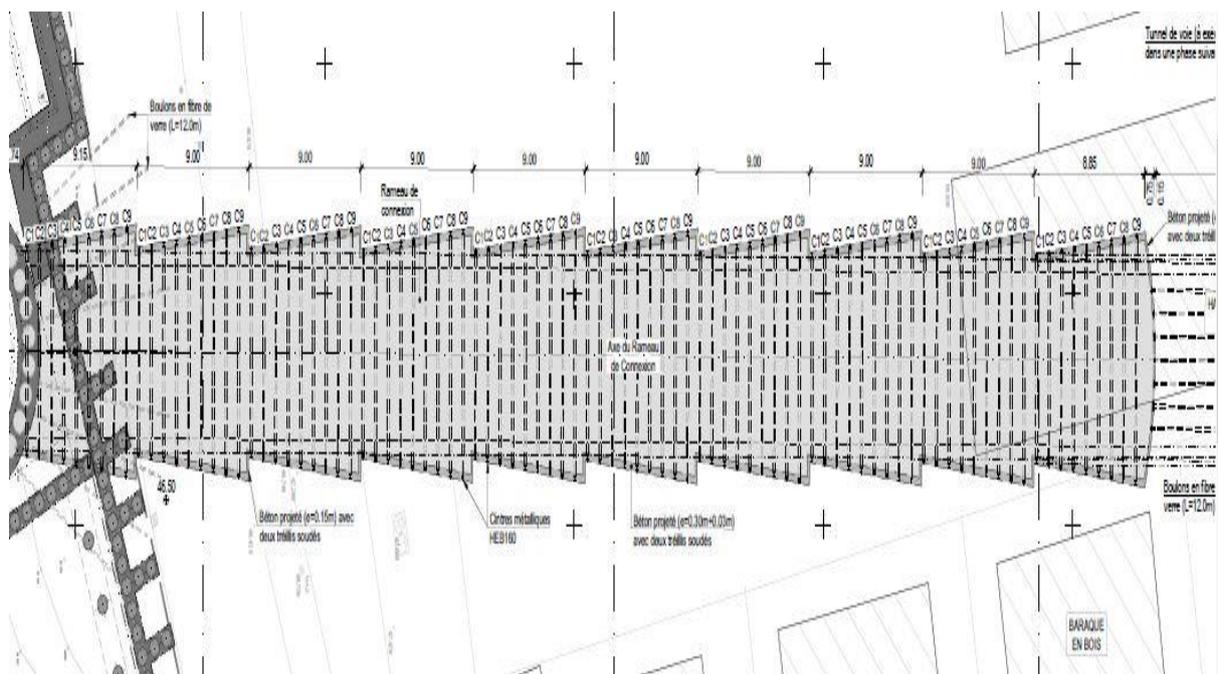


Figure I_ 03 : tracé en plan du rameau de connexion

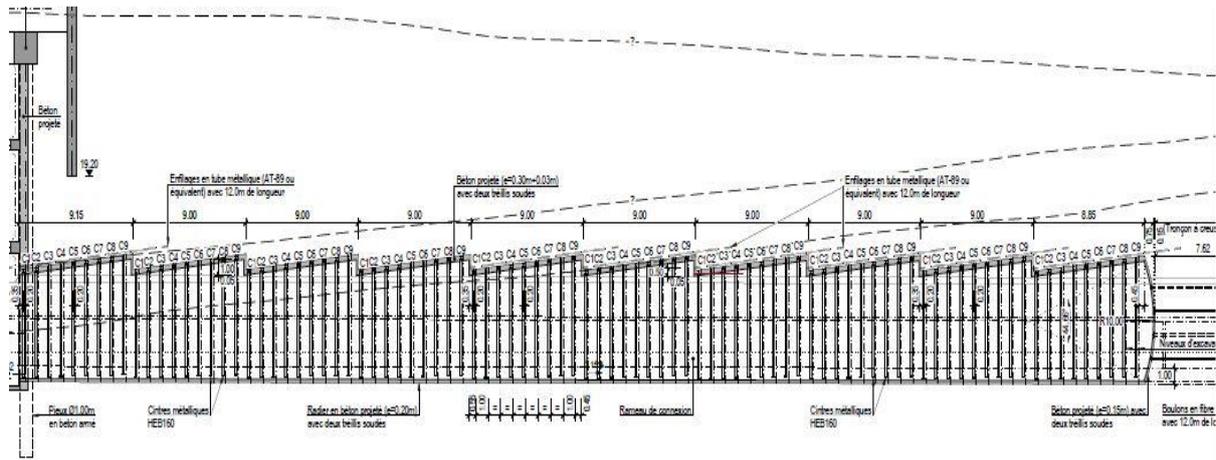


Figure I_04: la coupe longitudinale du rameau de connexion

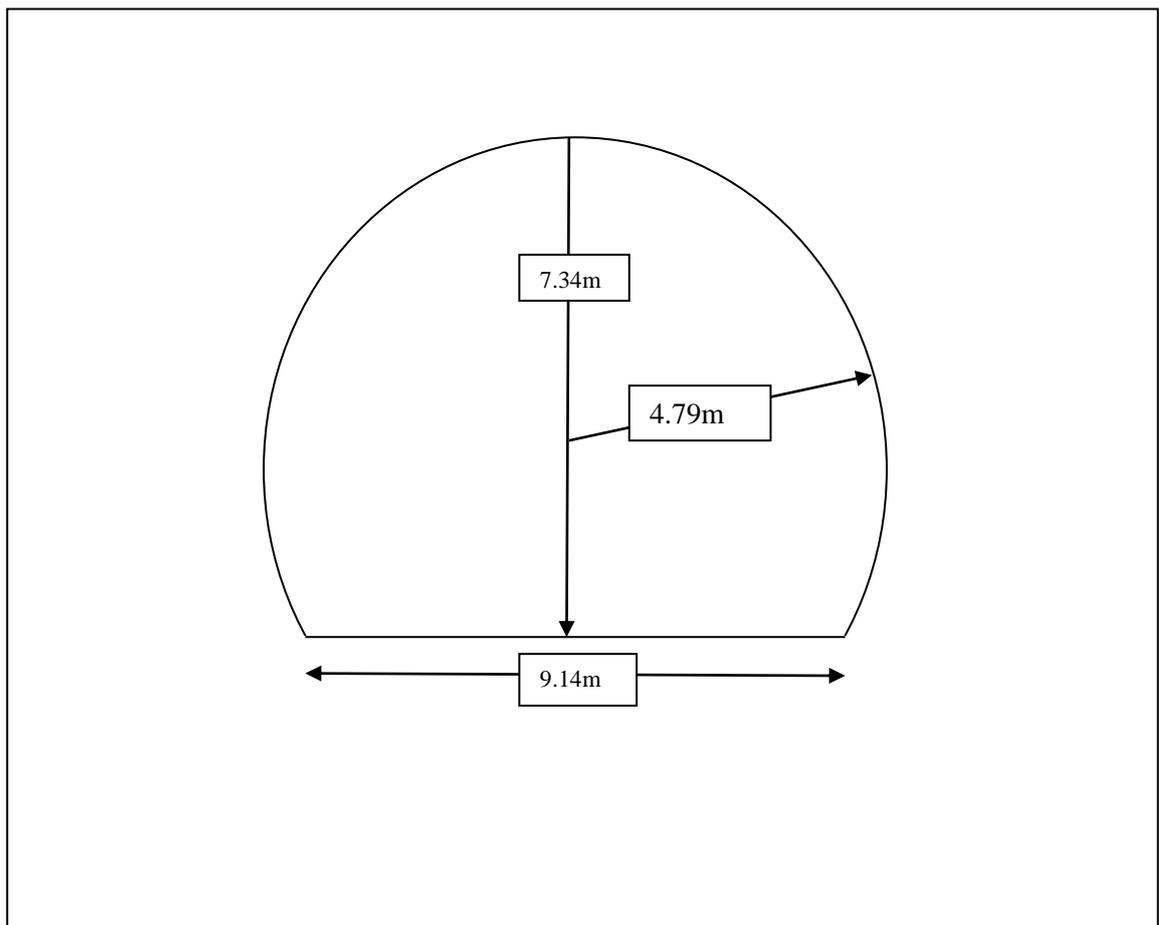


Figure I_05: la coupe transversale du rameau de connexion

I-5-Le puits de ventilation

I-5-1-Définition :

L'aérage ou la ventilation est l'alimentation en air frais d'une exploitation minière souterraine, d'un tunnel ou d'un métro (creusement et exploitation). Le but de l'aérage est de donner :

- aux hommes et aux animaux l'air nécessaire pour la respiration, et aux ampoules (d'éclairage ou de sécurité) l'air nécessaire pour leur combustion ;
- l'air nécessaire aux machines avec moteur à combustion interne ;
- de diluer les gaz toxiques ou dangereux ;
- d'abaisser la température dans les mines profondes, qui peuvent atteindre plusieurs dizaines de degrés Celsius.

I-5-2- description de puits de ventilation :

C'est un puits superficiel de profondeur 47.1 m et de diamètre de 11.2 m

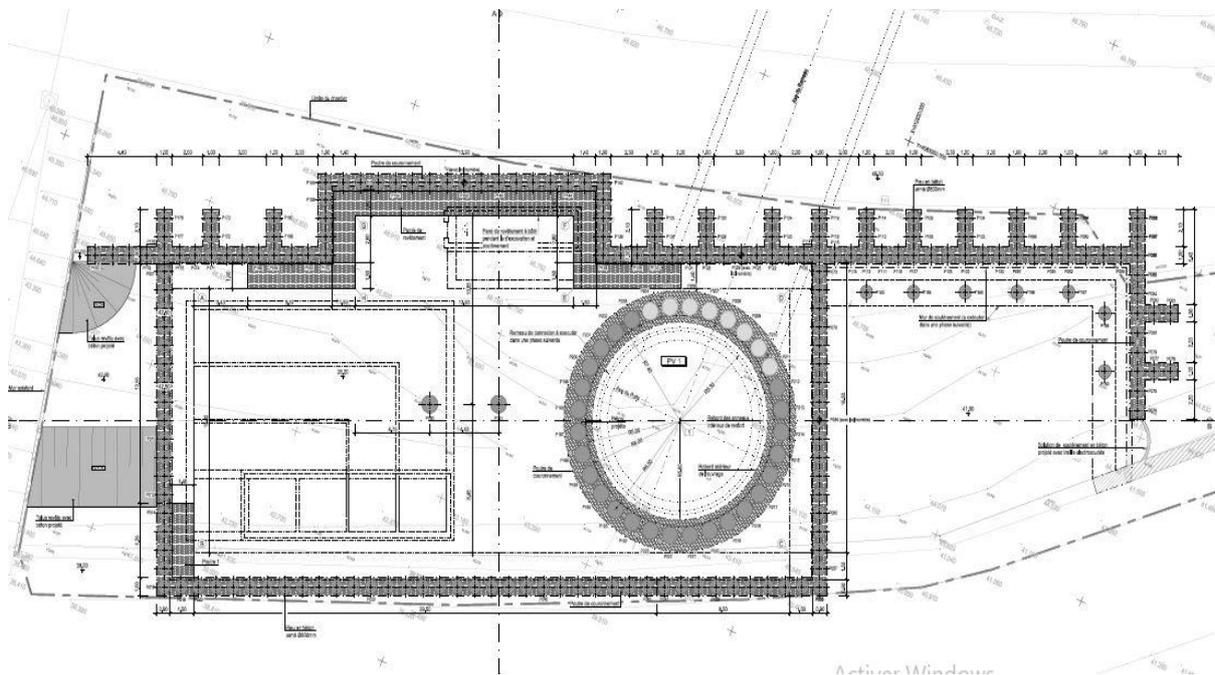


Figure I_6_tracé en plan du puits de ventilation

II-1 Introduction

Les ouvrages souterrains constituent la solution la mieux adaptée à la création de nouvelles infrastructures en zone urbaine et au franchissement des zones montagneuses.

II-2 Classification de tunnel

Il ya plusieurs paramètres de classification des tunnels, comme la destination (tunnel de communication, galerie de transport), la forme de tunnel (circulaire plein ou tronquée, elliptique plein ou tronquée, parabolique plein ou tronquée, rectangulaires), la géologie et la géotechnique (tunnels en terrains meubles, tunnels en terrains semi-rocheux, tunnels en terrains rocheux).

II-3 Méthodes de creusements du tunnel

Le choix de la méthode de creusement est un point décisif du projet d'un point de vue financier et planification.

Les différents procédés d'excavation peuvent se faire suivant différent modes d'attaque, en fonction de la qualité du terrain rencontré :

- Creusement à pleine section : est bien adapté aux terrains homogènes sur une grande longueur, nécessitant un soutènement léger tel que le boulonnage et le béton projeté.
- Creusement en demi-section: plutôt adapté en présence de terrains hétérogènes nécessitant l'emploi d'un soutènement important. Pour ce type de creusement, on réalise d'abord le creusement de la partie supérieure de la section, la partie inférieure étant réalisée avec un décalage dans le temps.
- Creusement en section divisée: est choisi quand les caractéristiques du terrain sont insuffisantes pour assurer un soutènement du front de taille. Il consiste en l'ouverture préalable d'une ou de plusieurs galeries de petite section dont une partie du soutènement participe au soutènement final. Cette méthode a pour conséquence importante de retarder le moment où toute la section du tunnel sera exécutée.

II-4 Technique de creusement des tunnels

Une technique de construction doit permettre l'abattage et la stabilisation du terrain tout en respectant certains critères d'économie et de rapidité. Plusieurs techniques existent et leur emploi varie selon le type de projet (géométrie de l'ouvrage, profondeur), on distingue trois techniques de creusement :

➤ Creusement à l'explosif : a été la méthode la plus utilisée pour l'excavation des tunnels dans les roches de dureté moyenne à élevée. Il peut aussi être utilisé dans tous les types de terrain, sauf les sols meubles. Ce type de creusement convient à des tunnels de sections de formes géométriques variées et réalisés en pleine section ou en section divisée.

➤ Creusement à attaque ponctuelle : Cette méthode de creusement est une technique mécanique, est exécutée par l'emploi d'une machine à attaque ponctuelle permet de creuser n'importe quel profil de dimension variable. Cette machine généralement montée sur un châssis automoteur à chenilles ce châssis supporte un bras mobile éventuellement télescopique équipé d'une tête fraiseuse capable de balayer une surface de front plus ou moins importante autour de sa position moyenne. Dans cette technique il existe les trois méthodes de creusement (plein section, demi-section et section divisée).

➤ Creusement au tunnelier (TBM) : Cette méthode convient particulièrement au creusement de tunnels en zones urbaines et pour des tunnels de grande longueur. Dans les terrains meubles, on utilise des foreuses rotatives qui creusent en pleine section circulaire, équipées d'une tête de formation et pourvues d'un poste de guidage. Le tunnelier assure l'excavation des terrains, l'évacuation des déblais et fournit le soutènement provisoire avant l'installation d'un soutènement final.

II-5 Soutènement des tunnels

Le soutènement est un système de protection et d'assurance de la stabilité de l'ouvrage contre tous les incidents d'instabilité survenue pendant l'exécution des travaux en exerçant une certaine pression contre le terrain et en supportant le poids du toit de la galerie creusée.

Le rôle du soutènement est permettre l'établissement de cet état d'équilibre dans de bonnes conditions, en limitant l'extension du volume de terrain décomprimé autour de la cavité.

II-5-1 Les différents types de soutènement

Le choix du soutènement est lié aux exigences du terrain et à la fonction de protection du personnel puis de celui des usagers. Selon leur mode de fonctionnement, les soutènements sont généralement classés en quatre catégories principales :

- Le béton projeté ;
- Les cintres ;
- Les boulons ;
- Les voussoirs préfabriqués.

II-5-1-1 Le béton projeté

Le béton projeté est un béton propulsé sur un support sous forme de jet, il est utilisé comme soutènement dans les tunnels car il apporte un confinement immédiat, il est également utilisé en technique de réparation.

Le béton projeté de soutènement peut remplir plusieurs rôles en fonction des propriétés mécaniques du terrain et de la profondeur de l'ouvrage.



Figure II_01: Mise en place du béton projeté

II-5-1-2 Les cintres métalliques

Ce sont des profilés métalliques normalisés (IPE, HEA, HEB, etc.) cintrés selon la géométrie du tunnel et qui servent à soutenir le terrain. Le plus proche possible du front, on vient placer un soutènement, en attendant le revêtement. Il est de plus en plus prévu pour participer à la reprise des efforts du terrain à long terme, parfois il peut même

rester le seul chemisage du tunnel après son achèvement lorsque la configuration hydrogéologique le permet. Il a un rôle de protection et de sécurité pour le personnel travaillant sous terre (chutes de petits blocs), de supportage pour assurer la stabilité des gros blocs et de confinement pour limiter la convergence du terrain. L'espace non-soutenu durant le travail au front s'appelle le décaou. Selon la qualité du terrain, le décaou peu aller de quelques décimètres à plusieurs mètres.

Il existe plusieurs types de cintres on en citera trois :

➤ **Les cintres lourds:** généralement de type HEB, en raison de leur inertie, ils sont capables dans la majorité des cas, de ralentir et de limiter les déformations du terrain encaissant, toutefois ils peuvent être sujets à des ruptures brutales si les pressions exercées dépassent leur capacité de résistance.

➤ **Les cintres coulissants:** les éléments d'un même cintre sont assemblés de manière à permettre le coulisement contrôlé des profils métalliques l'un par rapport à l'autre. Le coulisement se produit lorsque les efforts normaux dépassent la résistance du cintre ce qui permet une petite expansion du terrain et donc une réduction de l'effort supporté par le cintre.

➤ **Les cintres réticulés:** ce type de cintres ne fonctionne que noyer dans du béton projeté.

II-5-1-3 Soutènement par les boulons

Le boulonnage est une technique de soutènement qui s'est développée d'abord dans le secteur minier avant de se propager dans le domaine. Nous pouvons en distinguer trois catégories :

➤ **les boulons à ancrage ponctuel :** consiste à relier le plan de la surface excavée à un point profond. Ils sont fixés au rocher à leur extrémité par une coquille qui s'écarte lorsqu'on visse la tige. Sur la paroi, on visse l'écrou du boulon sur une plaquette. On privilégiera ces boulons pour les roches dures. ils permettent mise en œuvre rapide ainsi que son efficacité immédiate et la pression de confinement appliquée est connue.

➤ **Les boulons à ancrage réparti :** consiste sceller des barres métallique sur toute leur longueur dans le trou d'ancrage. On cite les trois types :

- Boulons scellement à la résine ;

- Boulons scellement au mortier ;
- Boulons scellement au coulis.

➤ **Les boulons en fibre de verre:** sont utilisées dans les tunnels creusés au traditionnel, dans le but de renforcer le front de taille et éviter ainsi l'extrusion du noyau lors de l'excavation.

➤ **II-5-1-4 Voussoirs préfabriqués**

Un voussoir est une écaille de béton armé qui est préfabriquée et prête à poser par un assemblage précis, plusieurs voussoirs forment un anneau. Les voussoirs sont mis en place par anneaux cylindriques successifs et servent d'appui longitudinal pour la progression du boulier au moyen de vérins hydrauliques dont les patins reposent sur la face avant du dernier anneau posé. Il existe bien entendu de nombreux types de voussoirs, en béton que l'on peut classer en deux catégories principales : Les voussoirs alvéolaires qui comportent des nervures longitudinales et transversales au travers lesquelles il est possible d'enfiler des boulons qui permettant l'assemblage et la transmission de certains efforts de flexion d'un voussoir à l'autre.

Ces voussoirs, directement dérivés des voussoirs métalliques, présentent toute fois l'inconvénient, à inertie égale, d'un plus fort encombrement que les voussoirs pleins, donc nécessitent un volume d'excavation plus important. Les voussoirs pleins qui sont des éléments de coques d'épaisseur constante et qui peuvent par exemple, être articulés les uns sur les autres le long de leurs faces latérales courbes.

II-6 La nouvelle méthode Autrichien NATM

La NATM (New Austrian tunneling méthode) a été publiée en 1980 par le Comité National Autrichien pour la Construction des Cavités, membre de l'AITES (Association Internationale de Travaux En Souterrain).

La nouvelle méthode autrichienne, consistant en une excavation par phase, avec la mise en place d'un soutènement provisoire immédiatement après l'excavation et la construction d'un système définitif une fois l'excavation complétée. Elle s'est avérée efficace et permet de limiter la décompression des terrains au voisinage de l'excavation. Cette méthode est caractérisée par :

- La mise en place, aussi rapidement que possible, d'un soutènement déformable constitué, d'une part, de boulons qui arment le terrain et d'autre part, d'une couche de béton projeté.
- Le but de ce soutènement est de garantir la stabilité de l'excavation en créant un anneau porteur, constitué par le terrain armé.
- l'excavation se fait à pleine ou à demi section et parfois en section divisée dans le but de mettre le soutènement en place rapidement.
- Les ancrages scellés (mortier ou résine) créent dans le terrain une voûte armée.
- Une coque mince de béton projeté (5 à 25 cm), généralement armé de treillis soudés, protège le terrain contre l'altération, crée une continuité entre les éléments du terrain, apporte une pression radiale de confinement et répartit les efforts rapportés aux têtes des ancrages.
- Eventuellement, des cintres légers coulissants renforcent la coque du béton projeté.
- L'ensemble permet donc, au terrain de participer au soutènement en raison de la formation d'une voûte monolithique (revêtement + terrain).

La méthode qui peut s'adapter à la plupart des terrains. Elle est limitée par le terrain est trop peu cohérent, et les venues d'eau excessives empêchent la mise en œuvre du béton projeté, soit en raison de gêne à la projection ou en raison des sous - pressions qui peuvent se développer derrière la couche de béton frais, aussi que l'efficacité du boulonnage est insuffisante, la hauteur de couverture entraîne des pressions élevées et même le renforcement par des cintres légers ne pourra suffire.

II-7-Choix du soutènement

Les méthodes utilisées pour le choix d'un type de soutènement sont : la méthode de Barton (1974), la méthode de Bieniawski (1972,1974), et les recommandations de l'AFTES (Association Française de tunnel et Espace souterrain, 1976). Etant donné que les deux premières méthodes, celles de Barton et de Bieniawski, sont exclusivement réservées aux terrains rocheux, on utilise par conséquent, les recommandations de l'AFTES qui considèrent aussi bien les terrains rocheux que les sols.

Plutôt que d'attribuer au massif une "note" globale déterminant les conditions de creusement d'un ouvrage, comme c'est le cas des méthodes de Bieniawski et Barton,

l'AFTES précise clairement les divers facteurs qui sont pris en compte lors de la conception d'un projet souterrain dans un massif de terrain comme les conditions géologiques générales, les conditions hydrogéologiques, les discontinuités (dans le cas de massif rocheux), les caractéristiques mécaniques du terrain, les contraintes naturelles, la hauteur de couverture de l'ouvrage et la déformabilité du massif.

En plus de ces critères relatifs au massif de terrain, l'AFTES prend en considération les critères relatifs à l'ouvrage et à son mode d'exécution et les critères relatifs à l'environnement.

Les recommandations de l'AFTES sont présentées sous forme des tableaux, dans chaque tableau, il est proposé les types de soutènement les plus favorables et les plus défavorables.

II-8-Dimensionnement du soutènement

La méthode convergence-confinement est développée depuis les années 1970 (Panet, 1995), elle permet de mettre en évidence l'interaction entre un massif excavé et son soutènement. Les hypothèses de la méthode sont :

- Galerie de forme circulaire ;
- Contraintes géostatiques et comportement mécanique isotropes (symétrie de révolution de ces conditions autour de la galerie).
- Cette méthode tient compte cependant de facteurs très importants relatifs à l'équilibre final du complexe terrain-soutènement, à savoir la déformabilité du terrain, la raideur du soutènement et la déformation que le terrain a déjà atteinte lors de la mise en place du soutènement.

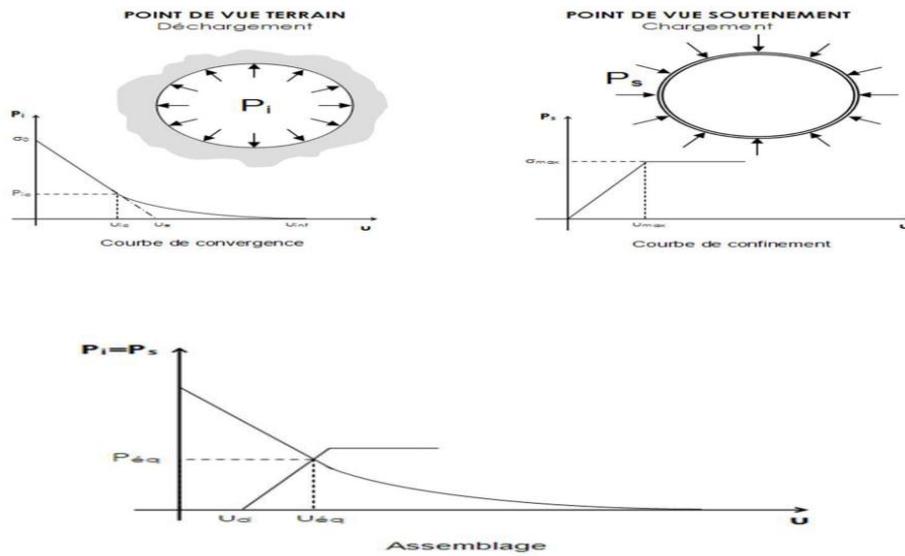


Figure II_02: Les Courbes de convergence du terrain, de confinement du soutènement et assemblage.

La méthode consiste à tracer la courbe de convergence du terrain et la courbe de confinement du soutènement dans le même graphique. La figure II_4 représente les courbes de convergence de terrain, de confinement du soutènement et leur assemblage dans le même graphique. Le point d'intersection de la courbe de confinement et la courbe de convergence représente l'équilibre terrain-soutènement, ce qui nous permet de déterminer la pression subie par le soutènement ainsi que le déplacement atteint par le terrain à l'équilibre.

II-8-1 Tracé de la courbe de convergence du terrain

L'expression qui relie la variation de la pression radiale p à celle du déplacement u e la paroi du tunnel est:

$$\Delta P = \frac{k}{R} \Delta u \tag{II-1}$$

Avec : R : rayon de l'excavation et k raideurs du terrain donné par :

$$k = \frac{E}{1+\nu} = 2G \tag{II-2}$$

Le taux de dé confinement du terrain s'écrit :

$$\lambda_a = \frac{\sigma_0 - p_a}{\sigma_0} \tag{II-3}$$

σ_0 : Contrainte initiale isotrope dans le terrain.

P_a : pression du soutènement correspondant au point considéré de la courbe caractéristique du terrain.

Si et seulement si le comportement du terrain est élastique, le déplacement de la paroi est lié au taux de déconfinement par la relation

$$\mathbf{u} = \lambda \cdot \mathbf{u}_e \quad (\text{II-4})$$

u_e étant le déplacement élastique de la paroi pour $p=0$.

a) Domaine élastique linéaire

$$\text{Si } \sigma_0 < \frac{Rc}{2}$$

Avec $Rc = \frac{2c - \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}$ résistance à la compression simple du terrain. La courbe

caractéristique est une droite qui coupe l'axe de déplacement en un point d'abscisse

$$\mathbf{u}_{e=\frac{1+\nu}{E} \cdot \sigma_0 \cdot R} \quad (\text{II-5})$$

Et l'axe de pression en un point d'ordonnée σ_0 .

b) Zone en état limite de rupture

Si $\sigma_0 > \frac{Rc}{2}$ à partir d'une certaine valeur de la pression ($p=P_a$), il se développe autour de la cavité une zone circulaire en état limite de rupture plastique de rayon (r_p). Lorsque p diminue, r_p augmente. En considérant le critère de rupture de Mohr-Coulomb,

La pression exercée par le terrain à la limite du comportement élastique est :

$$P_a = \sigma_0(1 - \sin \varphi) - (c \times \cos \varphi) \quad (\text{II-6})$$

Le déplacement de la paroi à l'apparition de la rupture (limite de comportement élastique) :

$$U_a = \lambda_a \cdot u_e \quad (\text{II-7})$$

Avec : u_e le déplacement de la paroi en déconfinement total dans le cas d'un comportement élastique, son expression est :

$$u_{e=\frac{1+\nu}{E} \cdot R \cdot \sigma_0} \quad (\text{II-8})$$

c) Domaine élastoplastique parfait

Plusieurs formules ont été données pour tracer la courbe caractéristique du terrain après qu'une zone en état limite de rupture se formée autour de l'excavation.

$$U(\lambda) = \frac{1+\nu}{E} \cdot \lambda \cdot \sigma_0 \cdot \frac{1}{1+\alpha} \cdot \left[2 \cdot \left(\frac{rp(\lambda)}{R} \right)^{1+\alpha} - 1 + \alpha \right] \cdot R \quad (\text{II-9})$$

Avec:

$$\left(\frac{rp(\lambda)}{R} \right) = \left(\frac{2}{Kp+1} \cdot \frac{(Kp-1) \cdot \sigma_0 + Rc}{(1-\lambda) \cdot (Kp-1) \cdot \sigma_0 + Rc} \right)^{\frac{1}{Kp-1}} \quad (\text{II-10})$$

• Le taux de déconfinement à une distance 'x' du front de taille est donné par la formule de Panet (1995) dans le cas d'un comportement élastique linéaire :

$$\lambda(x) = 1 - 0.75 \times \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{4}{3} \right)^* \left(\frac{x}{R} \right)} \right]^2 \quad (\text{II-11})$$

La détermination de cette convergence du terrain à la distance x du front de taille permettra la définition de la position relative de la courbe caractéristique du soutènement dont dépendra l'équilibre final.

II-8-2 Tracé de la courbe de confinement du soutènement

Le soutènement aura pour rôle d'appliquer la contrainte de confinement sur les parois de l'excavation. Cette pression de confinement s'établira au fur et à mesure que la convergence s'effectuera et que le terrain prendra appui sur le soutènement. L'équation de comportement du soutènement est (Panet, 1995) :

$$P = \frac{Ks}{R} \cdot u - \frac{Ks}{R} \cdot u_{so} \quad (\text{II-12})$$

u : déplacement radial du soutènement.

Ks : raideur du soutènement.

P : pression sur le soutènement.

u_{so} : déplacement du terrain qui attend au moment de la mise en place du soutènement.

R : le rayon de tunnel.

Tableau II_01: Expression de la raideur et de la pression maximale pour chaque type de soutènement (Bouvard et al, 1995).

		Raideur	Pression maximale
Béton coffré ou Béton projeté	Revêtement mince	$K_b = \frac{E_b \cdot e}{(1 - \nu_b^2)R} \approx \frac{E_b \cdot e}{R}$	$P_{max} = \frac{\sigma_b \cdot max \cdot e}{R}$
	Revêtement épais	$K_b = \frac{E_b (R^2 - R_t^2)}{(1 - \nu_b)[(1 - 2\nu_b)R^2 + R_t^2]}$	$P_{max} = \frac{R^2 - R_t^2}{R^2 + R_t^2} \sigma_b \cdot max$
Cintres calés à la paroi		$K_c = \frac{E_a \cdot S}{e \cdot R}$	$P_c \cdot max = \frac{S \cdot \sigma_a}{R \cdot e}$
Boulons à ancrage ponctuel		$\frac{1}{K_s} = \frac{e_c \cdot e_l}{R} \left[\frac{4 \cdot l}{\pi \cdot d^2 E_a} + Q \right]$ Rigidité d'un ensemble de boulons	$P_s \cdot max = \frac{T_{br}}{e_c \cdot e_l}$

II-9- Vérification de la stabilité du front de taille

Lors du creusement d'un tunnel, la stabilité du front de taille est un élément clé en termes de sécurité, une rupture pouvant mettre simultanément en danger le personnel travaillant dans le tunnel ainsi que les personnes et les biens situés en surface.

II-9-1 Facteur de charge

Le facteur de charge est alors facilement déterminé et il peut être directement lié à un niveau de déformation, étant donné qu'il n'y a qu'un paramètre définissant la rupture du sol.

La plupart des auteurs (Broms&Bennermark [1967], Atkinson &Potts [1977], Mair [1984], Chambon [1990]) admettent alors que la stabilité du front est principalement gouvernée par le facteur de charge défini par la relation :

$$N_t = \frac{P_v - P_a}{C_u} \tag{II-13}$$

Ou :

- N_t : facteur de charge ou facteur de stabilité.
- P_v : la pression verticale.
- P_v : pression exercée par le tunnelier
- C_u : la résistance au cisaillement non drainé du terrain au niveau de l'axe du tunnel

Tableau II_02: Facteur de charge ou facteur de stabilité N (Peck, 1969)

Stability Factor, N_t	Tunnel Behavior
1	Stable
2-3	Small creep
4-5	Creeping, usually slow enough to permit tunneling
6	May produce general shear failure. Clay likely to invade tail space too quickly to handle

II-10 Vérification au soulèvement de radier

Le risque de soulèvement du radier sera vérifié en utilisant la méthode de Tsimbarievich (Széchy, 1971). Cette méthode se base sur les conditions d'équilibre du radier dans une tranchée étayée. Tsimbarievich part de l'idée que sous l'effet de la poussée verticale exercée par les masses de terrain latérales, un coin du radier aura tendance à se déplacer vers l'intérieur de l'excavation, ce déplacement étant équilibré par l'effet de la butée des terres située sous l'évidement (FigureII_5).

Si l'on dessine sur la verticale passant par l'angle inférieur de l'évidement, la ligne de répartition de la poussée active des terres, on obtient une surface trapézoïdale. A une profondeur x , la valeur de la poussée des terres sera (Figure II_5) :

$$e_a = (p + x \cdot \gamma) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \cdot c \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (\text{II-14})$$

Simultanément, à la même profondeur x , la valeur de la butée des terres (poussée passive) sera :

$$e_p = x \cdot \gamma \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) + 2 \cdot c \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right). \quad (\text{II-15})$$

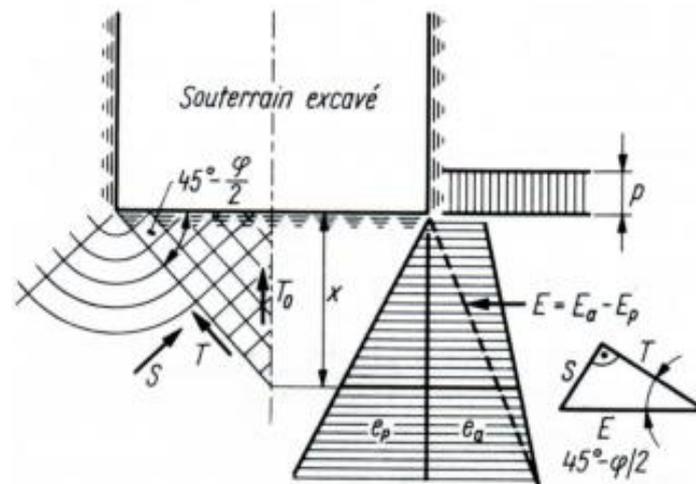


Figure II_03: Représentation des pressions agissant sur le radier selon la théorie de Tsimbarievich (Szechy, 1971).

La profondeur x , où $e_a = e_p$, peut être calculée en faisant l'égalité des deux équations. Ce sont les couches du terrain situées au-dessus de cette profondeur qui participeront à la poussée exercée sur le radier.

$$x = \frac{p \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \cdot c \left[\operatorname{tg}\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) + \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \right]}{\gamma \left[\operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) - \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \right]} \quad (\text{II-16})$$

La valeur de l'effort horizontal agissant en direction de l'excavation, au-dessus du point se trouvant à une profondeur x , sera donnée par la différence des courbes des tensions e_p et e_a (Figure II_5).

Sous l'influence de cette force, une succession de plans de glissement, inclinés de $(45^\circ - \varphi/2)$ par rapport à l'horizontale, se formeront à l'intérieur du terrain situé sous le radier.

La résultante $E = E_a - E_p$ peut être décomposée en deux composantes T , parallèle, et S , perpendiculaire à la série des plans de glissement :

$$T = E \cdot \cos\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (\text{II-17})$$

$$S = E \cdot \sin\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (\text{II-18})$$

La force T aura tendance à déplacer le terrain, tandis que la composante normale de l'effort de frottement agira dans le sens contraire

$$T' = S \cdot \operatorname{tg} \varphi. \quad (\text{II-19})$$

Après des transformations trigonométriques en tenant compte du fait que le déplacement du terrain est provoqué par des efforts venant des deux cotes on obtient l'équation qui exprime la grandeur des efforts agissant sur le radier :

$$T_0 = 2.E \frac{\sin 2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)}{\cos \varphi} \quad (\text{II-20})$$

La résultante T_0 exerce son action dans l'axe central, et elle est verticale. Cette pression dirigée vers le haut est équilibrée soit par une surcharge q_0 , soit par une forme en contre voute du radier, dimensionné pour supporter la poussée calculée.

La charge q_0 doit être répartie sur la longueur y calculée par l'équation suivante :

$$y = \frac{x}{\operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)} \quad (\text{II-21})$$

La pression exercée sur le radier T_0 sera calculée, si la réaction à la base des murs des piédroits est $q=Q_0/s$, la hauteur de terrain actif situé à proximité de l'excavation sera déterminée par l'équation $H = \frac{q}{\gamma}$ de la manière suivante (Figure II_6).

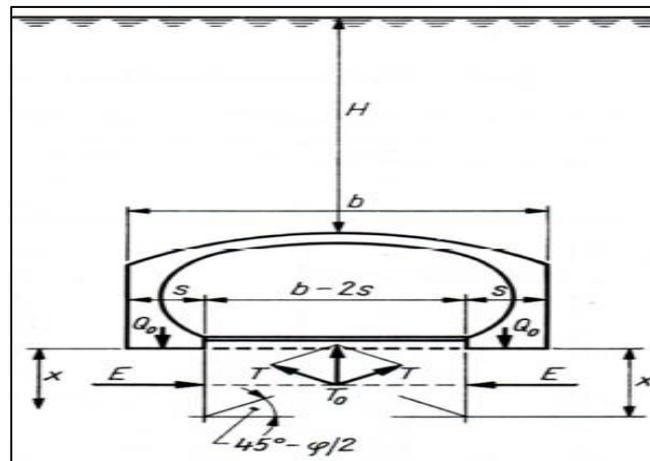


Figure II_04: Schéma illustrant la méthode de calcul de la poussée agissant sur le radier selon Tsimbarievich (Szechy, 1971)

Etant donné que :

$$x = H \frac{\operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)}{\left[\operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) - \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)\right]} \quad (\text{II-22})$$

II-11- tassement en surface

La prédiction des tassements en surface étant un élément clé lors de l'exécution des travaux souterrains en site urbain, Les recommandations de l'AFTES (1995) relatives aux tassements liés au creusement des ouvrages en souterrain tentent de fournir un éclairage global.

Les tassements de surface résultent d'un double mécanisme d'interaction sol-structure: l'interaction entre le tunnel et le massif, d'une part, et l'interaction entre le massif et la structure environnante, d'autre part (Magnan et Serratrice, 2002).

L'allure des tassements se présente généralement sous la forme d'une cuvette tridimensionnelle (figure II.07) qui suit une loi normale de Gauss. Elle est caractérisée par le tassement maximal à l'axe du tunnel (S_{max}) et la distance du point d'inflexion de la courbe (i) au plan médian de l'ouvrage.

Les tassements en surface sont symétriques par rapport à l'axe du tunnel. Ceci a été décrit pour la première fois par Martos (1958), plus tard d'autres auteurs tels que Peck(1969), Schmidt (1969) Cording (1975), Attewell (1977), Clough (1981), O'Reilly(1982), Rankin (1988) ont confirmé ce résultat en se basant sur des études statistiques sur un grand nombre de cas réels.

L'étendue de la cuvette dépend principalement de la nature de sol, du diamètre du tunnel et de sa proximité de la surface. La cuvette des tassements de surface peut s'étendre latéralement jusqu'à 1,5 fois la couverture du terrain dans le cas des argiles, tandis que dans le cas des sables, l'étendue des tassements est moins importante.

Les mesures in situ montrent que les tassements observés en surface ne représentent qu'une partie des déplacements verticaux induits dans le massif en profondeur (Cording et Hansmire, 1977; Ward et Pender, 1981; Attewell et Farmer, 1977 ;Dolzhenko, 2002) Dans le cas des sols argileux, la cuvette de tassement évolue dans le temps ; ce phénomène peut notamment résulter de la consolidation du sol (Atwa et al, 2000)

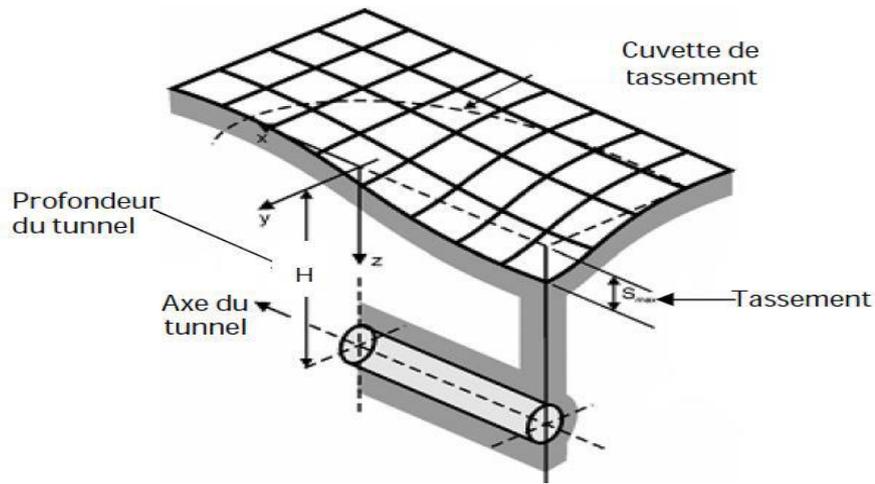


Figure II_05: Forme du tassement en surface (Vermeer, 2007).

II-11-1 Méthodes empiriques de prédiction des tassements

Après l’excavation, les parois de la cavité se déforment et le sol a tendance de se déplacer vers le tunnel (la perte de volume). La perte de volume dépend de plusieurs paramètres (type de sol, présence d’eau, méthode de construction, distance d’avancement du tunnel, diamètre et profondeur). Le déplacement en surface a deux composantes, verticale (tassement) et horizontale, sont présentées dans la figure II_07.

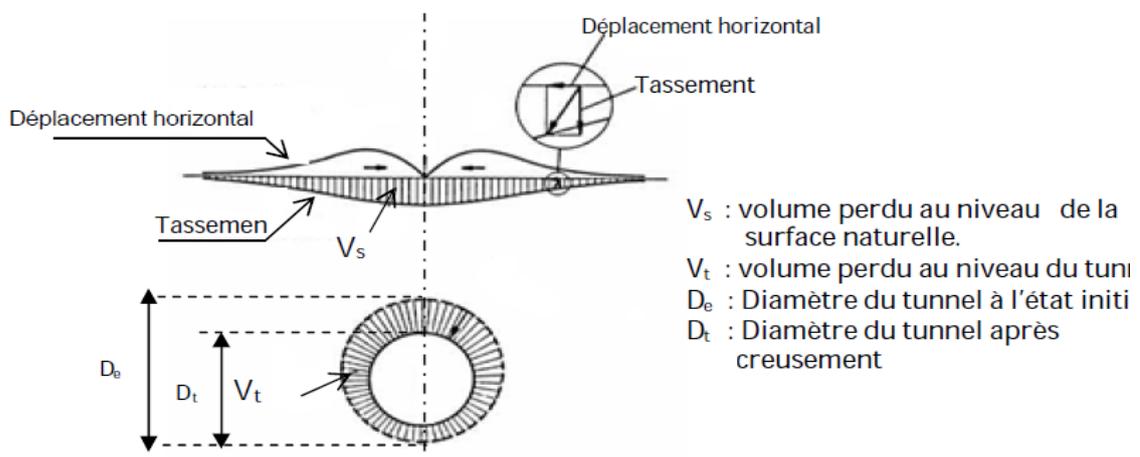


Figure II_06 : Mouvement de sol. Perte de volume (Uriel 1989)

La cuvette de tassement est caractérisée par la formulation analytique décrite sous la forme d’une courbe de Gauss.(Peck, 1969) :

$$Sv(x) = S \max \exp(-x^2/2i^2) \tag{II-23}$$

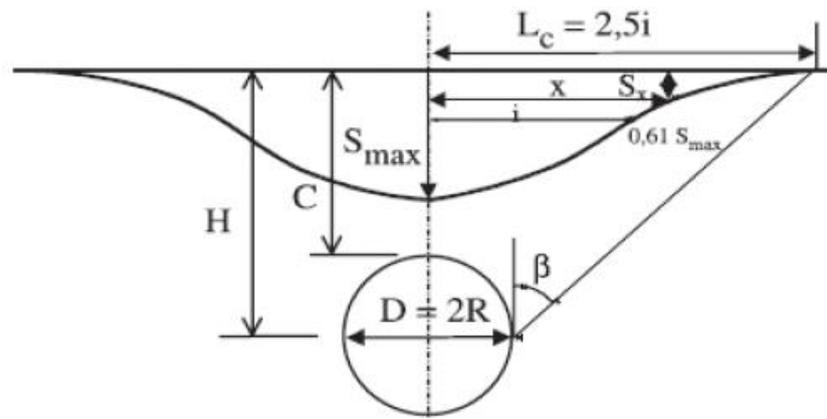


Figure II-7 : Profil gaussien de la cuvette de tassement de surface (Peck, 1969).

Où:

x : représente la distance horizontale au centre de la cuvette.

$S_v(x)$: tassement vertical à l'abscisse x .

S_{max} : tassement maximum en surface.

i : représente le paramètre caractéristique de l'étendue de la cuvette (point d'inflexion).

H : profondeur de l'axe du tunnel.

R : rayon du tunnel

La formule donne le tassement final produit loin en arrière du front de taille. Elle ramène l'estimation des tassements à celle de deux paramètres scalaires seulement : le tassement maximum S_{max} sur l'axe d'une part, et le paramètre i , qui donne la "largeur" de la cuvette.

Cette courbe possède les caractéristiques suivantes :

- Son Point d'inflexion pour $x=i$ $S(i) = 0,606 S_{max}$
- Sa courbure maximale pour $x = S(i) = 0,223 S_{max}$
- Sa demi-largeur $L_c = 2,5 i$

D'après la formule de Peck (1969), le tassement maximale S_{max} à la surface de sol, peut être déterminé :

$$V_s = (2\pi)^{1/2} \times i \times S_{max} = 2.5 \times i \times S_{max} \quad (\text{II-24})$$

D'où

$$S_{\max} = \frac{V_s}{2,5i} \quad (\text{II-25})$$

V_s : volume de la cuvette de tassement ;

i : distance du point d'inflexion par rapport à l'axe de la cuvette ;

S_{\max} : tassement maximal.

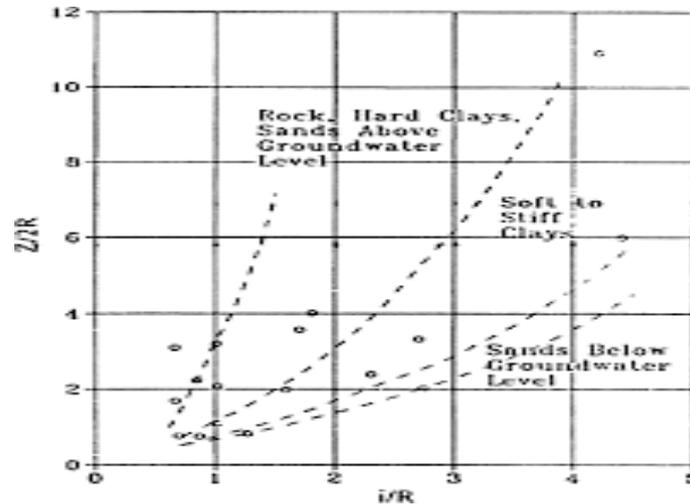


Figure II_10 : Abaque permettant d'estimer la largeur de la cuvette de tassement en fonction de la nature du terrain et des caractéristiques géométriques du tunnel

II-12 REVETEMENT DEFINITIF

Le revêtement définitif est la structure résistante placée au contact de l'excavation. Il permet d'assurer la stabilité mécanique à long terme de l'ouvrage et de contribuer à sa pérennité. Le revêtement joue plusieurs rôles pour garantir la stabilité à long terme de l'ouvrage, support et protection de l'étanchéité, support d'équipements d'exploitation et confort des usages. Il existe plusieurs types de revêtement:

- Revêtement en béton coffré non-armé
- Revêtement en béton coffré armé
- Revêtement en béton projeté
- Revêtement en voussoirs préfabriqués

II-12-1 Le revêtement en béton coffré non-armé

Il constitue souvent la meilleure solution technique et économique pour satisfaire à l'ensemble des fonctions attendues, dans le domaine routier essentiellement. Pour les

tunnels réalisés de manière séquentielle : le revêtement est exécuté indépendamment des opérations d'excavation et de soutènement.

II-12-2 Le revêtement en béton coffre armé

Exceptionnellement on se contente parfois d'armer localement certaines zones du revêtement lorsque les calculs laissent prévoir des contraintes de traction ou de cisaillement notables.

En général, seuls les ouvrages possédant un radier comportent des armatures : les zones les plus sollicitées se situent généralement en clé de voûte, en radier et à la liaison radier-piédroits.

II-12-3 Le revêtement en béton projeté

Utilisé que dans les cas où ne se pose aucun problème lié à la stabilité de l'ouvrage, à son étanchéité et à son confort d'utilisation.

Il n'est pas économiquement envisageable pour les ouvrages dont le dimensionnement impose des épaisseurs de béton supérieures à 15 ou 20 cm.

Il ne présente pas d'excellentes qualités esthétiques (des procédés de lissage du béton projeté sont toutefois apparus ces dernières années), ni même sur le plan aérodynamique.

Des solutions de coques minces en béton projeté, désolidarisées du terrain, peuvent s'avérer intéressantes dans les travaux de réparation ou d'alésage à condition que le terrain encaissant soit auto stable.

II-12-4 Le revêtement en voussoirs préfabriqués

Ils assurent à la fois une fonction de soutènement et de revêtement dans les ouvrages réalisés au tunnelier. Il s'agit en général de voussoirs préfabriqués en béton armé de 30 à 40cm d'épaisseur, boulonnés entre eux, avec joints d'étanchéité entre voussoirs d'un même anneau et anneaux successifs.

Dans la solution des voussoirs universels, ces voussoirs sont légèrement pincés par rapport à l'axe du tunnel, ce qui permet de suivre le tracé dans toutes les directions.

Ils font l'objet d'études de dimensionnement spécifiques basées sur la réglementation du béton armé. Les anneaux peuvent ainsi être constitués de voussoirs

en forme de rectangle, parallélogrammes et trapèzes respectivement. Le vide subsistant entre voussoirs et terrain doit être rempli par un produit de bourrage (coulis). Il est possible de placer un second anneau de revêtement à l'intérieur du premier.

II-13 puits de ventilation

L'exécution sous la surface du terrain d'un ouvrage quelconque demande en général la création d'un puits d'accès vertical du fond duquel partent, dans les directions et aux profondeurs désirées, les tunnels et les galeries implantés le plus souvent avec une pente voisine de l'horizontale. L'exécution de l'ouvrage principal se fait alors à partir de ces puits.

L'étude des tunnels intervient aussi dans le cadre des projets de stockage des déchets radioactifs par la nécessité de creuser des galeries profondes à partir desquelles les puits ou galeries de stockage seront réalisés

II-13-1 Descriptions des puits

Chaque ouvrage dispose d'un système d'évacuation par puits, Le puits est un grand trou, généralement circulaire et doté d'un muraillement, creusé dans la terre et aussi il a un symbole de ce qui est profond, mystérieux, impénétrable. Les puits sont généralement utilisés dans plusieurs domaines par exemples

Bâtiment : Excavation en forme de puits, remplie de béton, utilisée comme fondation. Ces puits creusés à la main de section circulaire, ils doivent avoir un diamètre supérieur à 1,20m, de section quelconque ils doivent avoir une largeur minimale de 0,80m et une section minimale de 1,1m².

Forage et pétrole : Trou obtenu par une opération de forage et caractérisé par sa finalité (puits d'exploration, puits de développement, puits d'injection, puits de production, puits d'intervention) ou par son résultat (puits de pétrole, puits de gaz, puits secs ou stériles).

Marine : Espace séparant les superstructures, sur le pont d'un bâtiment de commerce. (On dit aussi puits de superstructure.)

Militaire : Excavations utilisée dans la guerre de mines pour gagner de la profondeur au départ (puits d'attaque) ou au cours de la progression (puits de mine), ou pour placer un fourreau au-dessous d'une galerie adverse.

Mines : Trou généralement vertical, de section constante, creusé dans le sol en vue d'accéder au gisement et d'en extraire le minerai.

Travaux publics : Galerie verticale ou à forte pente (puits en charge, puits d'aération, etc...

II-13-2 Les puits dans les tunnels

Les puits de ventilations, sont des tube soudé à leurs extrémités et poussés à l'intérieur du tunnel jusqu'à l'obtention de la canalisation le long du tunnel. Et de réception seront réalisés sur les deux rives de l'obstacle à franchir.

Ces puits verticaux et ces galeries étroites dans des terrains de toute nature, et qui dure évacuer les eaux rencontrées, l'infiltration, ventilation et évacuation des déblais avec des différents moyen

Un puits ,qui n'est rien d'autre qu'un tunnel vertical ,se réalise de la même façon, les machines et les ouvriers travaillant simplement sur un front de taille situé à leurs pieds. Le marinage et le pompage des eaux posent tout de même plus de soucis, puisqu'il faut évacuer les déblais à la verticale par des bennes suspendues à une grue

II-13-3 La réalisation des puits de ventilation

Elle est planifiée en fonction de celle du tunnel, prioritaire de par les moyens qu'elle mobilise. Pour les puits n'interceptant pas directement le tracé du tunnel, les contraintes de phasage sont de deux ordres :

- Lorsque le fond de puits est dans un terrain non cohérent, réalisation des fondations spéciales avant le passage du tunnelier.
- Excavations du rameau après passage du tunnelier et confortement des voussoirs depuis l'intérieur du tunnel.

II-13-4 Méthodes d'exécution

Les puits rencontrés dans la construction des tunnels peuvent être verticaux ou inclinés.

Suivant la nature du terrain et la profondeur à atteindre, ils peuvent être exécutés de différentes manières.

Dans des roches dures et de bonne tenue on peut exécuter des puits de profondeur limitée, dans des roches de tenue moyenne et dans des terrains cohérents ils peuvent être construits par tranches de 10-12 m avec l'utilisation de cadres d'échafaudage, éventuellement de marche avants, le bétonnage étant réalisé du bas vers le haut.

Si l'on a affaire à des sols cohérents ou à des terrains granuleux et humides, mais non imprégnés d'eau, dont l'eau peut facilement être évacuée par pompage, et qui sur une hauteur réduite de 80-100 cm, peuvent être laissés sans échafaudage pendant quelque temps après leur excavation (5-6 heures), le puits pourra être muni d'un revêtement en éléments préfabriqués, ou si la stabilité du terrain ne le permet pas, les anneaux successifs pourront être exécutés à l'aide de béton coulé sur place.

Dans des terrains granuleux, imprégnés d'eau, ou dans des limons et dans des argiles plastiques ou fluentes, l'exécution se fait d'une manière semblable à celle par caissons ouverts foncés dans le terrain. On pose sur le fond d'une enceinte excavée dans le sol, jusqu'au niveau de la nappe phréatique, un cadre faisant couteau, dont la section correspond à celle du futur puits et sur lequel on élèvera progressivement les parois pendant qu'on enfonce la construction au même rythme dans le terrain.

Si dans un sol perméable on désire foncer un puits à une grande profondeur, on est obligé de recourir à l'étanchement du terrain par la méthode pneumatique afin de pouvoir éloigner les obstacles qui pourraient se trouver sous le couteau et qui pourraient empêcher la descente du tuyau. On peut envisager de créer une chambre de travail pneumatique spéciale qui sera perdue, servant exclusivement au travail de fonçage, et sur laquelle on construit progressivement le manteau étanche et résistant du puits.

Mais rien n'empêche d'isoler à l'aide d'une dalle étanche la partie inférieure du manteau et d'y installer provisoirement la chambre de travail, le travail de fonçage terminé, on démolit la dalle de séparation.

L'avantage de cette dernière solution est qu'étant étanche à l'air, la construction peut rendre service lors de l'exécution de la galerie latérale. Par contre, son inconvénient réside dans le fait que si, pour une raison quelconque, il devient impossible de descendre le manteau par fonçage jusqu'au niveau désiré, le travail doit être pour suivi par excavation classique et bétonnage du revêtement sur place, la dalle de séparation cetera à une hauteur fixe et c'est une chambre de travail de volume grandissant que l'on devra désormais alimentée en air comprimé.

Enfin, si le puits est destiné à atteindre de grandes profondeurs, la technique de fonçage sera utilement remplacée par la congélation du sol et par un revêtement monolithique muni d'une couche d'étanchéité.

On doit s'efforcer de construire les puits avec un profil circulaire. En effet, bien que, du point de vue de l'utilisation de la place disponible, cette forme ne soit pas particulièrement favorable, le travail de fonçage en est facilité, et sa stabilité est aussi meilleure que celle d'un puits à section rectangulaire.

L'effet de voûte engendré dans les couches de terrain se déplaçant en direction du puits sera en effet plus marqué dans ce cas que pour un manteau de section rectangulaire.

Cet effet de voûte améliore la stabilité des parois du terrain non encore revêtues sur une hauteur désirée, d'une part la diminution de la poussée des terres représente en fait la diminution de l'effort de frottement, c'est-à-dire assure un rythme de fonçage accru. Et comme la profondeur des puits d'accès en question est en général telle que l'opération de fonçage représente la phase de travail la plus difficile, les deux points de vue considérés parlent en faveur d'une section circulaire de la construction.

En ce qui concerne la méthode de soutènement à l'aide de cadres d'étagage, les avantages cités n'ont pas le même rôle déterminant, au contraire la fabrication des cadres d'étagage rectangulaires est plus facile que celle des cadres circulaires.

En dehors de la destination de l'ouvrage terminé, le choix de la structure du puits et des matériaux utilisés dépendent dans une large mesure des méthodes d'exécution le manteau peut être construit en béton ou en briques, combiné avec une couche d'étanchéité.

L'étanchéité à l'eau, la résistance au gel et la bonne résistance de la dalle de fond doivent donner toutes les garanties. On peut imaginer d'utiliser des éléments préfabriqués en béton, en béton armé, ou éventuellement des voussoirs en fonte ou encore en béton coulé sur place, tandis que si l'ouvrage est exécuté, les parois seront en béton armé. Différents détails relatifs à ces variantes.

Il peut arriver lors du fonçage d'un puits dans un sol incohérent, plastique ou franchement fluent, où le travail est exécuté à puits ouvert, avec pompage des eaux, que malgré une intervention artificielle tendant à diminuer le frottement entre le manteau et le sol, on se trouve dans l'impossibilité de découper et d'éloigner le terrain situé sous le couteau et de pouvoir descendre ainsi le tube à la profondeur prévue voir.

Dans ces conditions, on peut être amené à mettre en place, dans la partie inférieure du puits, une dalle étanche transformant cette zone en chambre de travail pneumatique, le travail pouvant alors être poursuivi en assurant l'étanchéité de l'aire de travail à l'aide d'air sous pression.

On accèdera aussi plus facilement aux endroits délicats sous le couteau, et le fonçage pourra en outre être facilité en chargeant la dalle à l'aide de matériaux appropriés. Le fonçage des puits entraîne des tassements du terrain environnant et conduit à la formation d'un cône de tassement.

L'adoption de la méthode pneumatique présente l'avantage d'empêcher à l'eau et au terrain de pénétrer sous le couteau dans l'espace de travail et partant, d'éviter la formation du cône de tassement.

Étant donné que lorsque l'on entreprend un travail de ce genre on ne peut généralement pas savoir à l'avance si l'on sera contraint ou non de recourir à la méthode pneumatique, il paraît judicieux de concevoir la construction en y prévoyant les appuis et les points de jonction des futures dalles éventuelles, assurant le cas échéant la mise en place rapide et sans complications, par exemple, d'une contre-voute préfabriquée.

II-13-5 Méthodes de creusement des puits

Sont très diverses. Elles varient en fonction de la nature des terrains, de la présence ou non de venues d'eau, de la profondeur des ouvrages, de leur géométrie

(section, inclinaison), de l'équipement des entreprises.

On peut les regrouper en trois familles :

1. les méthodes directes de creusement en puits.
2. les méthodes de creusement en cheminée.
3. les méthodes mixtes utilisant un avant-trou.

II-13-5-1 Les méthodes directes de creusement de puits

Ces méthodes comportent toutes le creusement du puits en pleine section du haut vers le bas, les déblais étant remontés à la surface au moyen d'une machine d'extraction. A partir d'une certaine profondeur, le puits doit être équipé à cet effet au fur et à mesure de l'avancement. L'excavation est effectuée manuellement ou à l'aide d'engins dans les sols, au moyen d'explosif dans le rocher.

Dans les terrains rocheux, l'excavation peut également être exécutée par forage au trépan à molettes jusqu'à un diamètre de 2 m environ ou, dans certaines conditions à l'aide d'une machine foreuse pleine section de configuration spéciale jusqu'à 9 m de diamètre, équipée d'un dispositif de remontée hydraulique des déblais. L'emploi de tels moyens mécanisés suppose la réalisation d'un puits sur une grande profondeur.

Dans les terrains meubles, il est nécessaire d'assurer la stabilité des fouilles verticales au moyen de blindages (palplanches) ou de parois blindées (berlinoise, parois moulées, colonnes jointives de jet) telles qu'utilisées et décrites "Tranchées couvertes".

Avec la technique des parois moulées, des enceintes étanches de 50 à 100 m de profondeur sont maintenant réalisables.

Dans les formations aquifères, on peut avoir recours à la congélation ou au traitement par injection suivant l'épaisseur de la zone aquifère et les caractéristiques du terrain.

Le soutènement est mis en place au fur et à mesure de l'avancement. Son importance est variable selon la nature des terrains. Il peut comporter en particulier l'exécution d'un pré revêtement en béton ou béton projeté auquel est adjoint généralement un dispositif d'étanchéité. Ce pré revêtement est exécuté à l'avancement par tronçons qui peuvent atteindre 20 à 30 mètres.

Le revêtement définitif est exécuté soit de façon continue de bas en haut après l'achèvement du creusement, soit en suivant l'avancement avec un certain retard, par tronçons successifs. Il peut être éventuellement armé. Il doit comporter en particulier des appuis logés dans les parois du puits, suffisants pour assurer son ancrage au terrain. L'attention est attirée sur la nécessité d'assurer un bon étanchement de ces structures de puits verticaux, notamment en montagne avec le risque de formation de glace en tête de puits.

II-13-5-2 Les méthodes de creusement en cheminée de puits

Dans ces méthodes, on s'efforce d'utiliser au mieux la gravité pour assurer l'évacuation des déblais. Elles nécessitent l'exécution préalable d'une galerie de pied du puits pour l'accès au chantier et l'évacuation du marinage. Elles sont adaptées à l'exécution de puits verticaux ou inclinés (une inclinaison supérieure à 30° environ est nécessaire pour assurer le marinage par gravité des déblais), pour les pentes plus faibles, les déblais doivent être évacués par scrapies, goulotte métallique ou marinage hydraulique.

Les méthodes actuelles les plus courantes sont celles utilisant, soit l'explosif avec Plate-forme de travail, soit le creusement mécanisé pour puits inclinés. Dans la première méthode, une plate-forme mobile permettant le transport du personnel et du matériel dans la cheminée sert également de plate-forme de travail pour l'équipe d'avancement. Elle est repliée dans la galerie de pied au moment du tir. De tels dispositifs sont utilisables pour des puits dont la hauteur n'excède pas 300 m. Ils conviennent au creusement de puits verticaux ou inclinés dans un terrain bon ou très bon ne nécessitant pas de soutènement, avec des sections comprises généralement entre 2,5 et 10 m². Il faut bien sûr se prémunir contre les risques de chutes de blocs.

Dans la seconde méthode, une machine foreuse pleine section équipée d'un système de sécurité anti recul fore la galerie inclinée en remontant. Celle-ci a une rampe minimale liée à l'évacuation gravitaire des déblais dans une goulotte et une rampe maximale de 45° liée à la sécurité.

II-13-5-3 Les méthodes mixtes utilisant un avant-trou

Ces méthodes combinent les avantages des précédentes , percement d'un avant trou de bas en haut soit par forage soit par minage puis alésage de la cheminée ainsi établie de haut en bas, les déblais étant évacués par la galerie de pied. Cet alésage n'est effectué à l'aide d'explosifs ou de machines foreuses.

Une méthode mixte consiste également à réaliser le puits ou la cheminée par alésages successifs à la machine de bas en haut avec exécution préalable d'un trou pilote foré. Un diamètre de 6 m et une profondeur de 600 m ont déjà été atteints.

II-13-6 Soutènements de fouilles

En ville, l'espace restreint pour le passage souterrain ou tranchée à faible profondeurs oblige à réaliser des talus verticaux en terrain souvent meuble. Différents procédés de réalisation de ces murs de talus peuvent être utilisés ou toute combinaison d'entre eux.

Les procédés d'exécution varient suivant quatre critères :

- La place disponible en surface.
- La nature du terrain.
- Le niveau de la nappe aquifère par rapport au chantier.
- La proximité de construction a fonctions précaires.

Avant l'exécution, il faut dévier les canalisations de toute nature situées a l'emplacement de la future ligne.les premières phases des travaux nécessitent une emprise au sol importante dont il est souhaitable (et généralement possible) de réduire la durée.

II-13-6-1 Soutènement par blindage

Parois latérales du Pertuis doive être conçues de manière a joué le rôle de mur de soutènement et plonger profondément dans le sol. Dans notre cas le blindage est réalisé par des pieux foré.

II-13-6-1-1 Pieux foré**Description du procédé**

Pieu en béton armé coulé en place dans un forage. Ce dernier est effectué sans protection lorsque la cohésion du sol le permet (cas du foré simple), protégé par un tube métallique (pieu foré tube) ou encore maintenu par une boue de forage (pieu foré à la boue).

La réalisation d'un pieu foré peut être résumée comme suit :

- Fabrication de la cage d'armature.
- Réalisation de la plate-forme de travail.
- Implantation du pieu.
- Mise au point de la foreuse.
- Installation du tubage provisoire (éventuel).
- Forage du pieu jusqu'à la profondeur indiquée sur les plans d'exécution.
- Nettoyage du fond avec le plus grand soin.
- Mise en place de la cage d'armature.
- Dessablage.
- Bétonnage.
- Récupération du tubage provisoire (éventuel).

Avantage

- Diamètre important jusqu'à (2.5 m et voir plus) et possibilité d'exécution des éléments de forme diverses résistant à la flexion.
- Possibilité a traversé des bans durs.
- Contrôle qualitatif des terrains traversés.
- Adaptation facile de la longueur.

Inconvénients

- Réalisation demande un personnel spécialisé et un matériel bien adapté aux opérations de forage et de bétonnage.
- Contrôle de la rectitude et du diamètre du forage difficile, sauf pour les pieux exécuter à sec.
- Risque de remaniement du sol autour du pieu.
- Risque de mauvais contact de la pointe-table à un mauvais curage du fond de forage.

II- 14 les tirants d'ancrage

Un tirant d'ancrage est un dispositif capable de transmettre les forces de traction qui lui sont appliquées à une couche de terrain résistante.

Il est composé : d'une tête d'ancrage qui transmet les forces de traction de l'armature à la structure à ancrer par l'intermédiaire d'une plaque d'appui, d'une partie libre.

Les tirants d'ancrage sont utilisés pour des efforts de traction. Ils transmettent les forces d'une structure (mur, fondation, mur pieu....) au terrain dans lequel ils sont scellés. Ils sont généralement précontraints

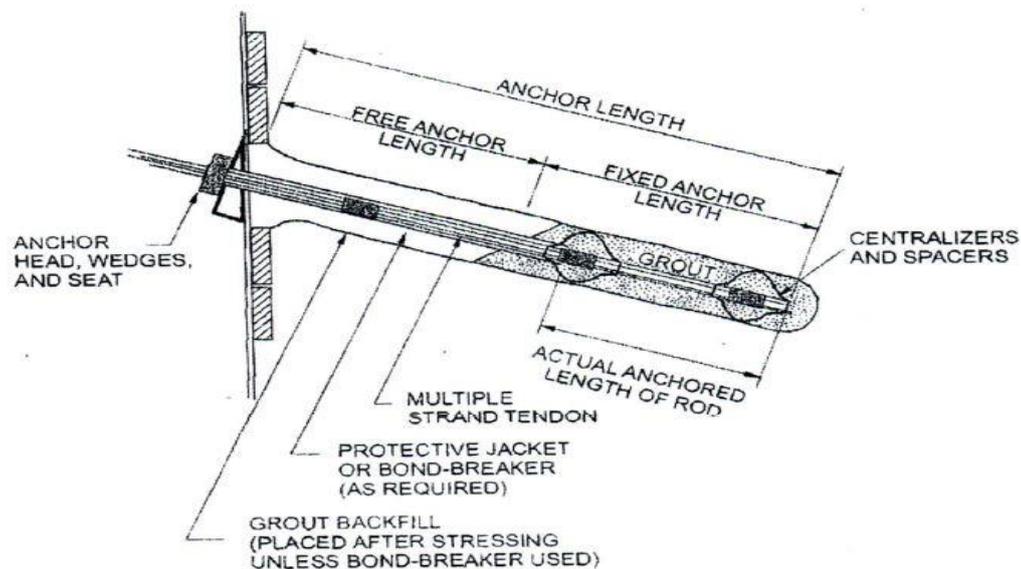


Figure II_11 : schéma de tirant d'ancrage

II-14-1 les tirants d'ancrage dans l'excavation

L'ancrage assure la stabilité du sol et autorise la réalisation de fouilles profondes et larges, il est souvent temporaire, car la stabilité du terrain est assurée à long terme par le bâtiment construit dans la fouille (parking, sous sol, puits...)

II-14-2 les tirants d'ancrage dans les soutènements

Le tirant permet de stabiliser un 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 de différentes phases de construction.

II-15 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté une synthèse sur l'étude des tunnels et le puits de ventilation nous avons parlé de différentes méthodes d'exécution ainsi les méthodes de creusement et le soutènement et ses différents types.

On a parlé aussi sur la méthode numérique par le logiciel PLAXIS qui définit le revêtement définitive, la vérification de stabilité par le calcul du tassement

Le résultat des méthodes utilisé dans notre travail se présent sur le tableau ci après.

Tableau II-03 : résultats des méthodes utilisés

	Le rameau de connexion	Le puits de ventilation
Méthode de creusement	Creusement en section devisé	Méthode direct
Choix du Soutènement	Selon l'AFTES	/
Soutènement	Béton projeté + cintres	Par blindage (paroi pieux)
Dimensionnement	Méthode convergence-confinement	/
Etude de stabilité par la méthode numérique	Plaxis	Plaxis

III-1 Introduction :

Nous allons décrire, dans ce chapitre, les caractéristiques géologiques, géotechniques et hydrologiques du tronçon étudié.

Les hypothèses géotechniques, se basent sur les résultats des différentes campagnes géotechniques effectuées tout au long de la section par le bureau d'étude.

La justification des résultats obtenus s'appuieront bien évidemment sur les conclusions de la reconnaissance du site, comportant les différents sondages et essais mis en place in situ, en plus des prélèvements et essais de laboratoires que nous citerons brièvement au cours du chapitre.

III-2 Géologie générale

L'Algérie comprend quatre grands reliefs géologiques qui sont, du Nord vers le Sud :

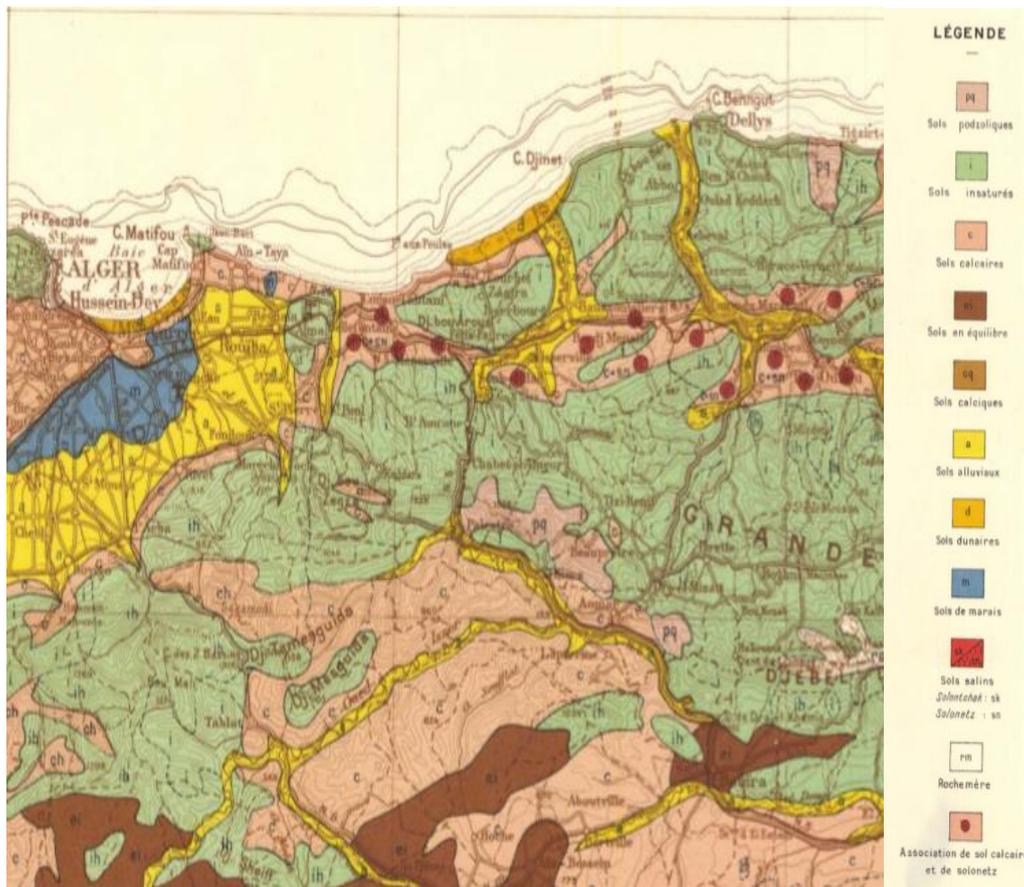
- L'Atlas septentrional ou Tellien: constitué de reliefs escarpés allongés d'est en ouest et de plaines littorales dont les plus riches de l'Algérie sont la Mitidja au centre, le Chelif à l'Ouest et le Seybousse à l'Est.
- Les hauts plateaux.
- L'Atlas méridional ou saharien.
- Le Sahara, comprenant le complexe magmatique du Hoggar.

Les environs de la ville d'Alger se situent dans la première région délimitée au nord par la mer Méditerranée et au sud par l'Atlas Tellien. Cette chaîne correspond à une zone complexe de reliefs jeunes alpins, constitués de nappes mises en place au Miocène inférieur. Les bassins néogènes tardifs se sont installés sur ces nappes et peuvent être considérés post-nappes.

Des bassins sédimentaires de remplissage Miocène-Pliocène s'étendent sur les côtes Nord-Africaines. En Algérie trois de ces bassins peuvent être distingués dans le nord: la Mitidja au centre, le Cheliff à l'Ouest et le Seybouse à l'Est.

Le bassin sédimentaire néogène de la Mitidja qui s'allonge parallèlement à la côte méditerranéenne sur une surface de 1.300 km² est formé de terrains sédimentaires discordants sur les ocle kabyle et les unités les plus septentrionales de l'Atlas tellien.

Sur le socle primaire métamorphique, qui constitue les reliefs de la ville, composé de divers faciès pétrographiques, principalement de schistes, gneiss et calcaires, se trouveraient des formations sédimentaires tertiaires et quaternaires, dont la stratigraphie s'étend du Miocène inférieur (Burdigalien) au Miocène supérieur et Pliocène. Et finalement du Quaternaire ancien (Calabrien) à l'Holocène actuel. Ces formations correspondent au remplissage sédimentaire du bassin de la Mitidja et couvrent une large surface aux alentours d'Alger où elles représentent le substratum sur lequel s'étend la ville.



III-1 Carte des sols de l'Algérie. Alger échelle 1 :500.000_source : APD

III-3 Reconnaissances in situ

III-3-1 Les essais in-situ

Les essais in situ permettant d'approfondir l'étude des sols et des roches avant tout construction en surface ou en profondeur.

III-3-1-1 L'essai SPT

Il est connu sous le nom de Standard Pénétration Test (SPT). Il a été normalisé en France en 1991 sous le nom d'essai de pénétration au carottier (NF P 94-116).

L'essai permet, d'une part, de tracer un profil de pénétration et, d'autre part, de fournir des échantillons de sol remaniés qui peuvent servir à la reconnaissance des horizons traversés et sur lesquels on peut pratiquer les essais d'identification classiques (granulométrie, limites d'Atterberg et teneur en eau).

L'essai consiste à faire pénétrer dans le sol un échantillonneur sous les coups, à l'aide d'un mouton de masse M tombant d'une hauteur fixe H , et mesurer le nombre de coups N nécessaire pour faire pénétrer le carottier de 30cm. Il permet aussi d'extraire des échantillons remaniés du sol.

III-3-1-2 L'essai PMT

L'essai pressiométrique est un essai de chargement in situ effectué au sein même du terrain grâce à la réalisation préalable d'un forage. L'analyse des résultats permet d'obtenir, pour une profondeur donnée, les caractéristiques mécaniques du sol et d'effectuer les calculs de fondation. Trois caractéristiques du sol sont notamment déduites :

- le module pressiométrique E_M qui définit le comportement pseudo-élastique du sol
- la pression limite p_l qui caractérise la résistance de rupture du sol,
- la pression de fluage p_f qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et l'état plastique

III-3-1-3 Les Essais du laboratoire

Les essais en laboratoire servent à caractériser les sols rencontrés tant du point de vue de leur nature (limons, sables, argiles) que du point de vue de leur résistance mécanique.

Les essais de laboratoire qui se subdivisent en deux catégories :

- Les essais d'identification et de classification des sols
- Les essais de détermination des caractéristiques mécaniques des sols.

III-3-1-2-1 Les essais d'identification et de classification des sols

Ils ont pour but de confirmer et/ou de compléter, Les essais de laboratoire ont été effectués sur des échantillons récupérés à partir des sondages carottés

Afin de déterminer les caractéristiques physiques et mécaniques de ces différentes formations plusieurs essais ont été réalisés :

- Les essais physiques :
 - Analyse granulométrique
 - Le tamisage
 - Limite d'atterberg
- Les essais mécaniques
 - Essai oedométriques
 - Essai de compressibilité
- Résistance aux cisaillements
 - Cisaillements UU
 - Cisaillements CD

Nous présentons une liste des travaux de prospection et des résultats des essais in situ et en laboratoire réalisés dans la zone d'implantation du Puits de Ventilation 1.

***Le rameau de connexion**

Tableau III_01 : résumé des travaux de prospection et essais réalisés (essais de laboratoire)

Phase	Sondage	identification (Quantités)						Resistance a la compression simple (Quantité)	Cisaillement a la boite (Quantité)	Chargement a l'oedometre (Quantité)	Gonflement Libre (Quantité)	Cisaillement triaxial (CU+u)	Perméabilité	Analyse Chimique et Minéralogique
		G	L A	T S	P V	P S	V B S							
compagne de prospection complémentaire	SC05	6	6	6	6	6	6	3	2	2	-	2	1	-

*** Le puits de ventilation**

Tableau III_02 : résumé des travaux de prospection et essais réalisés (essais de laboratoire)

Phase	Sondage	identification (Quantités)						Resistance a la compression simple (Quantité)	Cisaillement a la boite (Quantité)	Chargement a l'oedometre (Quantité)	Gonflement Libre (Quantité)	Cisaillement triaxial (CU+u)	Perméabilité	Analyse Chimique et Minéralogique
		G	L A	T S	P V	P S	V B S							
compagne de prospection complémentaire	S02	4	4	4	4	-	-	4	3	-	-	-	2	-
	Sc05A	5	5	5	4	5	5	2	-	1	-	-	-	-
	Sc04	7	3	8	4	8	8	1	-	2	-	-	2	1
	Sc04A	3	1	1	1	1	1	1	-	1	1	-	-	-

***Le rameau de connexion**

Tableau III_03 : résumé des travaux de prospection et essais réalisés (essais in situ)

Phase	Sondage	Essais SPT (Quantités)	Essais Pressiométriques (Quantités)
Compagne de prospection complémentaire	SC 05	39	-

*** Le puits de ventilation**

Tableau III_04 : résumé des travaux de prospection et essais réalisés (essais in situ)

Phase	Sondage	Essais SPT (Quantités)	Essais Pressiométriques (Quantités)
Compagne de prospection complémentaire	S02	19	-
	SC05A	16	16
	SC04	35	-
	SC04A	40	-

*Le rameau de connexion

Tableau III-05 : résumé des résultats des essais in situ- SPT

Phase	Essai SPT					
	Sondage			N _{spt}	N ₆₀	(N1) ₆₀
	Code	profondeur (m)				
début		fin				
compagne de prospection complémentaire	SC 05	3	3,45	R	-	-
		4,5	4,95	R	-	-
		6	6,45	R	-	-
		7,5	7,95	R	-	-
		9	9,45	47	41	-
		13,5	13,95	24	22	-
		15	15,45	20	18	-
		16,5	16,95	19	17	-
		18	18,45	51	47	-
		19,5	19,95	R	-	-
		21	21,45	R	-	-
		22,5	22,95	R	-	-
		24	24,45	R	-	-
		25,5	25,95	R	-	-
		27	27,45	R	-	-
		28,5	28,95	R	-	-
		30	30,45	R	-	-
		31,5	31,95	R	-	-
		33	33,45	R	-	-
		34,5	34,95	R	-	-
		36	36,45	R	-	-
		37,5	37,95	R	-	-
		39	39,45	R	-	-
		40,5	40,95	R	-	-
		42	42,45	R	-	-
		43,5	43,95	R	-	-
		45	45,45	R	-	-
		46,5	46,95	R	-	-
		48	48,45	R	-	-
		49,5	49,95	R	-	-
51	51,45	R	-	-		
52,5	52,95	R	-	-		
54	54,45	R	-	-		
55,5	55,95	R	-	-		
57	57,45	R	-	-		
58,5	58,95	R	-	-		
60	60,45	R	-	-		

* La puits de ventilation

Tableaux III-06 : résumé des résultats des essais in situ- SPT

Phase	Essai SPT					
	Code	sondage		N _{spt}	N ₆₀	(N ₁) ₆₀
		Profondeur (m)				
		début	fin			
compagne de prospection complémentaire	SC02	2	2,45	13	-	-
		4	4,45	25	-	-
		6	6,45	31	-	-
		8	8,45	28	-	-
		10	10,45	33	-	-
		13,5	13,95	29	-	-
		15,5	15,95	R	-	-
		18	18,45	R	-	-
		20	20,45	R	-	-
		22	22,45	33	-	-
		25	25,45	32	-	-
		27	27,45	R	-	-
		30	30,45	R	-	-
		33	33,45	43	-	-
		36	36,45	19	-	-
		39	39,45	43	-	-
41	41,45	R	-	-		
45,5	45,95	R	-	-		
50	50,45	R	-	-		

Tableaux III-07 : résumé des résultats des essais in situ- SPT

Phase	Essai SPT					
	sondage		N _{spt}	N ₆₀	(N ₁) ₆₀	
	Code	Profondeur (m)				
		début	fin			
compagne de prospection complémentaire	SC04A	1,5	1,95	5	3	-
		3	3,45	R		-
		4,5	4,95	14	11	-
		6	6,45	39	34	-
		7,5	7,95	18	16	-
		9	9,45	36	31	-
		10,5	10,95	49	54	-
		12	12,45	18	17	-
		13,5	13,95	R	-	-
		15	15,45	R	-	-
		16,5	16,95	R	-	-
		18	18,45	20	18	-
		19,5	19,95	0	0	-
		21	21,45	36	33	-
		22,5	22,95	39	36	-
		24	24,45	41	38	-
		25,5	25,95	45	41	-
		27	27,45	43	39	-
		28,5	28,95	30	28	-
		30	30,45	17	16	-
		31,5	31,95	54	50	-
		33	33,45	49	45	-
		34,5	34,95	R	-	-
		36	36,45	R	-	-
		37,5	37,95	R	-	-
		39	39,45	54	50	-
		40,5	40,95	56	51	-
		42	42,45	59	54	-
		44,5	44,95	R	-	-
		47,5	47,95	R	-	-
49	49,45	R	-	-		
50,5	50,95	R	-	-		
52	52,45	R	-	-		
53,5	53,95	R	-	-		
55	55,45	R	-	-		
56	56,45	R	-	-		
58	58,45	R	-	-		
59,5	59,95	R	-	-		

Tableaux III-08 : résumé des résultats des essais in situ- SPT

Phase	Essai SPT					
	Code	sondage		N _{spt}	N ₆₀	(N ₁) ₆₀
		Profondeur (m)				
		début	fin			
compagne de prospection complémentaire	SC04	3,5	3,95	30	21	25
		5	5,45	40	31	31
		6,5	6,95	R	-	-
		8	8,45	R	-	-
		9,5	9,95	58	-	42
		11	11,45	R	51	-
		12,9	12,35	R	-	-
		14	14,45	R	-	-
		15,5	15,95	R	-	-
		17	17,45	R	-	-
		18,5	18,95	R	-	-
		20	20,45	R	-	-
		23	23,45	R	-	-
		24,5	24,95	R	-	-
		26	26,45	R	-	-
		27,5	27,95	R	35	18
		29	29,45	38	43	22
		30,5	30,95	47	-	-
		32	32,45	R	-	-
		35	35,45	R	-	-
		36,5	36,95	R	-	-
		38	38,45	R	-	-
		39,5	39,95	R	-	-
		41	41,45	R	-	-
		42,5	42,95	R	37	19
		44	44,45	R	37	19
		45,5	45,95	40	-	-
47	47,45	40	-	-		
48,5	48,95	R	-	-		
50	50,45	R	-	-		
51,5	51,95	R	-	-		
53	53,45	R	-	-		
55	55,45	R	-	-		

Tableaux III-09 : résumé des résultats des essais in situ- SPT

Phase	Essai SPT					
	Code	sondage		N _{spt}	N ₆₀	(N ₁) ₆₀
		Profondeur (m)				
		début	fin			
compagne de prospection complémentaire	SC05A	7,5	8	R	-	-
		9	9,1	R	-	-
		10,5	10,9	50	46	37
		12	12,5	47	43	33
		13,5	14	43	39	29
		15	15,5	R	-	-
		16,5	17	R	-	-
		18	18,5	38	35	-
		19,5	20	43	39	-
		21	21,5	36	33	-
		22,5	23	41	38	-
		24	24,5	48	44	-
		25,5	26	48	44	-
		27	27,5	40	37	-
28,5	29	27	25	-		
30	30,5	32	29	-		

***Le rameau de connexion**

Tableau III-10 : résumé des résultats des essais en laboratoire réalisés pour obtentions des paramètres physique des sols

Résumé des résultats au laboratoire (essais d'identification et phtisiques)															
Phase	Sondage		analyse Granulométrique		Teneur en eau	Degrés de saturation	poids volumique des particules solides	poids volumique		limites d'Atterberg				VBS	
	Code	profondeur (m)		<4,75 mm				<0,08 mm	humide	sec	WL	WP	W _R		IP
		début	fin	%				%							
compagne de prospection complémentaire	SC 05	12,95	13,5	100	99	25	96	25,9	19,5	15,6	57	29	17	28	2,94
		17,27	18	100	99	20	98	25,6	20,5	17,2	59	30	19	29	3,11
		24,65	25,12	100	94	19	95	25,8	20,5	17,3	53	27	17	26	2,09
		32,3	32,95	100	99	25	100	25,9	19,9	16	56	28	18	28	2,5
		51,45	52	100	98	22	86	25,6	19,2	15,8	57	29	17	28	3,13
		59,88	60	100	98	16	80	26	20,1	17,4	58	30	18	28	2,69

* La puits de ventilation

Tableau III-11 : résumé des résultats des essais en laboratoire réalisés pour obtentions des paramètres physique des sols

Résumé des résultats au laboratoire (essais d'identification et phtisiques)															
Phase	Sondage		analyse Granulométrique		Teneur en eau	Degrés de saturation	poids volumique des particules solides	poids volumique		limites d'Atterberg				VBS	
	profondeur (m)		<4,75 mm	<0,08 mm				humide	sec	WL	WP	WR	IP		
	Code	début	fin	%	%	%	%	kN.m ⁻³	kN.m ⁻³	kN.m ⁻³	%	%	%	%	g bleu/100g
compagne de prospection complémentaire	S02	22	22,6	99	51	29	100	-	18,3	14,2	66	29	-	37	-
		24	24,4	98	47	28	100	-	19,3	15,1	62	29	-	33	-
		27	27,35	94	67	32	100	-	19,1	14,5	54	26	-	28	-
		31	31,35	96	78	37	100	-	18,1	13,2	59	26	-	33	-
	SC05A	6,75	7,20	91,27	55	15	96	25,9	20,1	18,4	42,3	22,1	-	20,2	3,95
		12,80	13	95,07	25	13	98	25,6	-	-	25,2	18,2	-	7	0,38
		17,32	17,90	10	95	24	95	25,8	19,1	15,5	48	29,6	-	18,4	2,30
		18,80	19,32	10	98	32	100	25,9	18,6	14,1	52,1	28,6	-	23,5	2,48
		24,60	25,25	100	97	31	86	25,6	18,5	14,1	59,4	31,1	-	28,3	0,99
	SC04	10,5	10,75			6,25	80	26	20,5	19,3			-		0,5
		24,01	24,3	99,83	16	15,86	-	25,9					-		0,46
		29,9	30,15	100	82,5	22,65	-	25,8	20,3	16,6	38,5	20,7	-	17,8	2,33
		31,55	32	95,57	65,19	20,62	-	25,7	20,2	16,8	30,3	20,6	-	9,7	1,99
		32,85	33,35	98,67	97,64	22,4	-	24,8	20,5	16,7	53,6	30,1	-	23,4	2,51
		43,2	43,4	94,39	14,41	15,74	-	26,3					-		0,56
		47,555	47,89	94,39	40,32	16	-	25,9					-		0,49
		53,44	53,72	93,39	14,34	15,62	-	25,5					-		0,72
	SC04A	15	15,38	100	13	-	-	26	-	-	-	-	-	-	0,99
		27,9	28,4	100	99	30	-	25,6	18,4	14,2	58	29	19	29	3,43
		41,14	41,5	100	15	-	-	26,1	-	-	-	-	-	-	0,94

***Le rameau de connexion**

Tableau III-12 : résumé des résultats des essais en laboratoire réalisés pour obtentions des paramètres mécaniques des sols.

Phase	Sondage		Resistance a la compression simple	Cisaillement triaxial (CU+u)				Cisaillement a la boîte (CD)		Gonflement Libre		Essai œdometrique			Perméabilité		
				φ_{cu}	C_{cu}	φ'	C'	φ'	C'	e_0	e_r	P_g	C_c	C_g		σ'_p	
	début	fin	kPa	°	kPa	°	kPa	°	kPa						%		%
compagne de prospection complémentaire	SC 05	12,95	13,5	309	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		17,27	18	342	13,9	67	15,1	59,6	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		24,65	25,12	-	-	-	-	-	14,47	45	-	-	-	-	-	-	-
		32,03	32,95	-	-	-	-	-	16,67	46	-	-	-	-	-	-	$5,29 \cdot 10^{-7}$
		51,45	52	454	-	-	-	-	-	-	-	-	-	15,3	5,03	319	-
		59,88	60	-	13,89	86	15,5	77,9	-	-	-	-	-	-	-	-	-

* Le puits de ventilation

Tableau III-13 : résumé des résultats des essais en laboratoire réalisés pour obtentions des paramètres mécaniques des sols.

Phase	Sondage		Resistance a la compression simple	Cisaillement triaxial (CU+u)				Cisaillement a la boîte (CU)		Cisaillement a la boîte (CD)		Essai œdométrique			Perméabilité	
	Code	profondeur (m)		Rc	φ_{cu}	C _{cu}	φ'	C'	φ_{cu}	C _{cu}	φ'	C'	Cc	Cg		σ'_p
		début	fin		kPa	°	kPa	°	kPa	°	kPa	°	kPa	%	%	kPa
compagne de prospection complémentaire	S02	22	22,6	426	-	-	-	-	15,54	47	-	-	-	-	-	-
		24	24,4	140	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		27	27,35	198	-	-	-	-	6,53	50	-	-	-	-	-	-
		31	31,35	358	-	-	-	-	8,38	65	-	-	-	-	-	-
	SC05A	17,32	17,90	204,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		18,80	19,32	-	-	-	-	-	-	-	-	-	35	2,9	950	-
		24,60	25,25	162,84	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	SC04	29,9	30,15	750,69												
		31,55	32										30,6	1,6	700	1,8*10 ⁻¹⁴
		32,85	33,35										24,2	4,1	680	7,1*10 ⁻¹⁶
	SC04A	15	15,38	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		27,9	28,4	417	-	-	-	-	-	-	-	-	17	5,79	153	-
		31,55	32	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,8*10 ⁻¹⁴
		32,85	33,35	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	7,1*10 ⁻¹⁶
		41,14	41,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

III-4 condition hydrogéologique

Le long de ce tronçon, ils sont installés 3 piézomètres à tube ouvert (SC02 – PK0+200 ; SC06 – PK0+670 et SC19 – PK1+525) et 4 piézomètres à corde vibrante (SC 05 – PK 0+525, SC11 – PK 0+920, SC16 – PK 1+260 et SC17 – PK 1+420). L'ensemble des données de ces 7 piézomètres montre l'existence d'une nappe phréatique installée en haut des formations sablo-gréseuses du Tertiaire, ainsi que les formations argilo-marneuses en dessus n'ont pas aucun niveau d'eau installée. On peut constater ça en analysant les 2 capteurs les plus superficiels, installés dans piézomètres à corde vibrante. Ces 8 capteurs, installés dans les argiles-marneuses, indiquent que ces sols sont secs, même pendant la saison des pluies.

Les capteurs plus profonds des piézomètres à corde vibrantes, montrent que la nappe phréatique installés dans les formations du Tertiaire varie entre les niveaux 0,00 et 5,00, même pendant la saison des pluies, y inclut le piézomètre SC05, installé à l'endroit du PV1.

Les piézomètres à tube ouvert, sauf pour le SC06 qui montre des lectures anormales, indiquent que la nappe phréatique varie entre les niveaux 3,00 et 8,00.

Ainsi, nous considérons, de façon prudente, que la nappe phréatique se situe au niveau 8,00.

Dans le Tableau_14 et dans les FigureIII_02 nous présentons les mesures piézométriques réalisées, jusqu'à ce moment, dans les piézomètres à tube ouvert (SC02 et SC19) et à corde vibrante (SC05, SC11, SC16 et SC17).

Tableau III-14 : Résumé des lectures piézométriques à tube ouvert dans la zone du puits PV1

Sondage	SC 02		SC 19	
NIVAEUX TERRAIN	35,3		36,59	
PROFONDEUR ZONE PERCEE	38,0 - 42,0		31,0 - 53,0	
PROFONDEUR I ZONE PERCEE	-2,7	-6,7	5,59	-16,41
DATE	LECTURES			
	PROF.(m)	NIVEAUX (m)	PROF.(m)	NIVEAUX (m)
27-08-2015			32.90	3.69
30-08-2015			33.00	3.59
03-09-2015			32.93	3.66
10-09-2015			33.00	3.59
17-09-2015			33.04	3.55
28-09-2015			33.60	2.99
06-10-2015			33.06	3.53
12-10-2015			33.06	3.53
09-10-2015			33.05	5.54
26-10-2015			33.08	3.51
28-10-2015				
02-11-2015				
03-11-2015			33.54	3.05
09-11-2015			32.10	4.49
12-11-2015				
14-11-2015				
16-11-2015			32.28	4.31
25-11-2015			32.42	4.17
01-12-2015			32.22	4.37
07-12-2015			28.47	8.12
14-12-2015			29.25	7.34
23-12-2015			30.16	6.43
28-12-2015			30.70	5.89
05-01-2016			31.40	5.19

12-01-2016			31.85	4.74
18-01-2016			31.20	5.39
27-01-2016			31.64	4.95
01-02-2016	29.38	5.92	30.60	5.99
08-02-2016	29.43	5.87	31.30	5.29
15-02-2016	29.46	5.84	31.76	4.83
24-02-2016	29.35	5.95	31.41	5.18
01-03-2016	29.38	5.92	28.38	8.21
08-03-2016	29.3	6	31.53	5.06
13-03-2016	29.34	5.96	31.56	5.03
21-03-2016				
28-03-2016	29.32	5.98	30.70	5.89
04-04-2016	29.32	5.98	31.62	4.97
17-04-2016	29.27	6.03	31.50	5.09
20-04-2016				
02-05-2016	29.15	6.15	31.50	5.09
16-05-2016	29.08	6.22	31.61	4.98
24-05-2016	29.14	6.16	31.70	4.89
29-05-2016	33.92	1.38	31.67	4.92
13-06-2016	29.1	6.2	32.03	4.56
28-06-2016	29.07	6.23	32.12	4.47
13-07-2016	29.04	6.26	32.17	4.42
25-07-2016				
12-10-2016	29.16	6.14	33.23	3.36

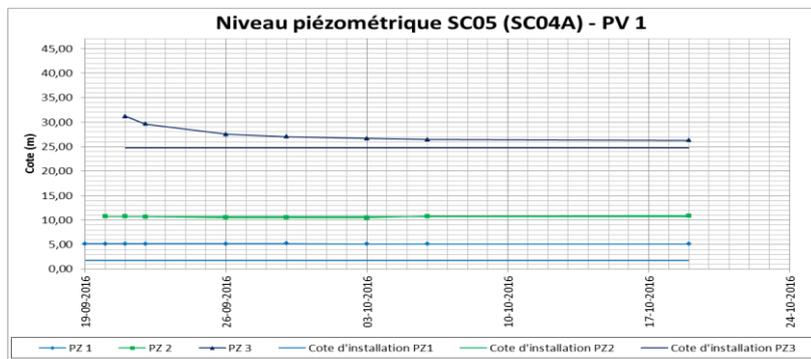


Figure III_02 : Lectures du piézomètre à corde vibrante SC05

III-5 condition sismique

L’Algérie située dans une zone sismique très active. L’activité sismique en Algérie du Nord connue remonte au 02 janvier 1365, date à laquelle s’est produit le premier séisme recensé à Alger. Depuis, de nombreux séismes se sont produits, parmi eux certains violents et meurtriers (Tableau III_15 et Figure 03).

Tableau III_15 : Principaux séismes en Algérie

Localités	Date	Magnitude ou Intensité	Dégâts
Alger	03-01-1365	Fort	Plusieurs victimes, avec 100 répliques dans la nuit
Alger - Mitidja	03-02-1716	X	20000 morts Alger détruite
Oran	09-10-1790	IX-X	2000 morts ressentis à Malte
Blida	02-03-1825	X	7000 Morts destruction de Blida peu de dégâts à Alger
Jijel	22-08-1856	X	Raz de marée le long du littoral d’Alger a Annaba
Orléanville	09-09-1946	6.7	1243 morts et 20000 Habitations détruites
M'Sila	12-02-1946	5.6	264 morts et 1000 maisons détruites
El Asnam	10-10-1980	7.3	2633 morts, 8369 Blessé, 348 Disparus des milliers sinistres
Mascara	18-08-1994	5.7	171 morts et plusieurs Habitations détruites
Ain Timouchent	22-12-1999	5.7	28 morts et plusieurs Habitations détruites
Zemmouri	21-05-2003	6.8	plus de 2200 Morts et des milliers de personne sinistrés

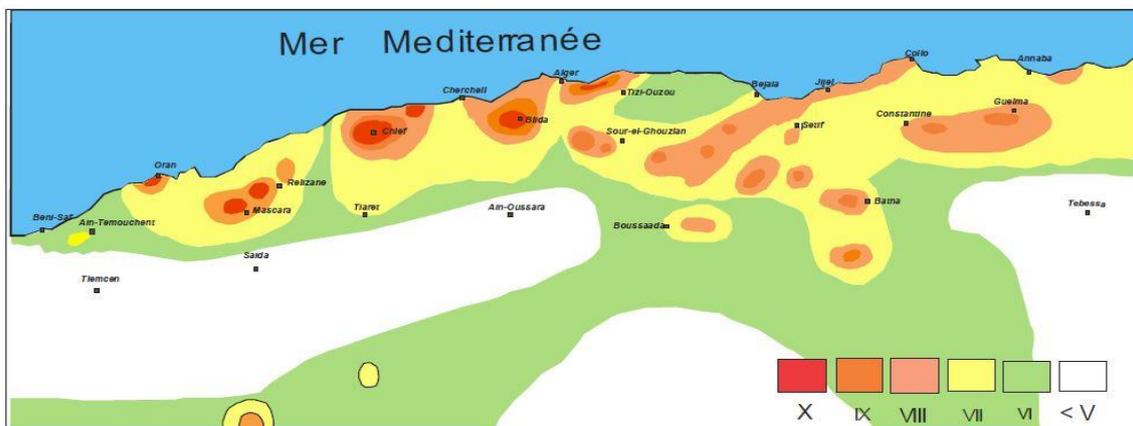


Figure III_03 : Carte des intensités maximales observées au nord d’Algérie (1716 – 2003)

Le Nord de l'Algérie est connu pour son intense activité sismique qui se trouve localisée dans les zones côtières et en mer Méditerranée (Figure III_04)). Cette sismicité est liée aux mouvements tectoniques de convergence de la plaque africaine au Sud et de la plaque eurasienne au Nord, la tectonique de compression qui en découle génère de nombreuses failles actives dont le rejet provoque les séismes (Figure III_05). Elle est essentiellement marquée par des séismes superficiels qui causent des dégâts considérables dans la zone épiscopentrale. Le violent séisme du 21 mai 2003 de Boumerdès, de par son intensité, à causé des dégâts matériels et des pertes humaines considérables.

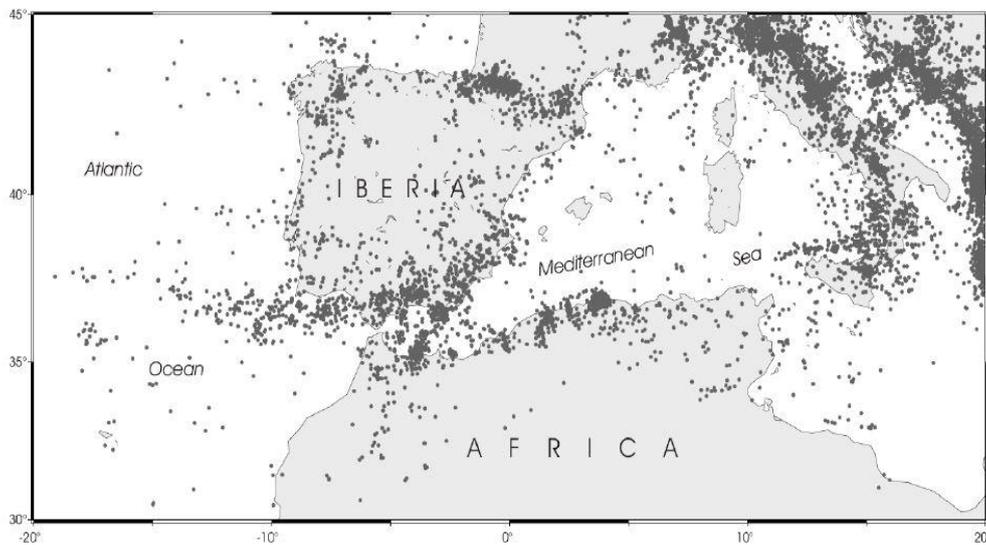


Figure III_04 : Distribution des séismes dans la région Méditerranéenne

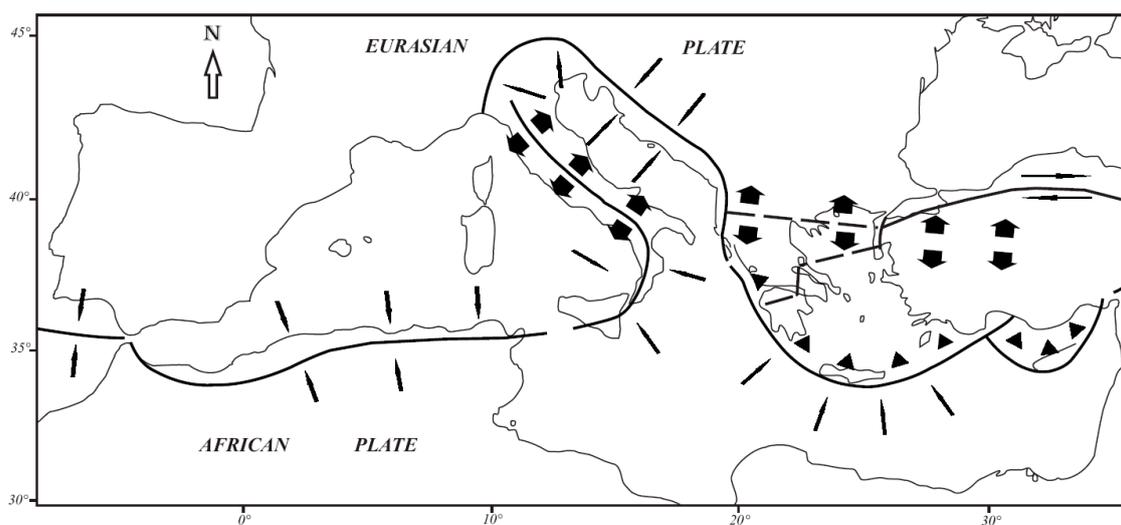


Figure III_05 : Mouvements tectoniques de convergence de la plaque africaine et eurasienne

III-5-1 ZONE SISMIQUE

Le niveau minimal de protection parasismique est caractérisé conventionnellement par le coefficient d'accélération et déterminé en fonction de la classe des ouvrages et de la zone de sismicité dans laquelle l'ouvrage se trouve.

En Algérie, cinq zones sont définies en fonction de leur sismicité croissante (Figure III_06) :

- Zone 0 : sismicité négligeable.
- Zone I : sismicité faible
- Zone IIa : sismicité moyenne
- Zone IIb : sismicité élevée
- Zone III : sismicité très élevée



Figure III_06 : Extrait de la carte de zonage sismique du territoire national – RPA99/APRES
ADDENDA

Tell que indiqué dans la Figure III_06, la région d'étude est située dans la zone sismique III, caractérisée par une sismicité très élevée.

III-5-2 CLASSIFICATION DU SITE

Pour la prise en compte du risque sismique et en particulier de la valeur du coefficient d'accélération, les tunnels et puits, selon la partie II des RPOA 2008 – Règles Parasismiques Applicables au Domaine des Ouvrages d'Art, sont classés en deux groupes :

***Groupe 1 Tunnels stratégiques** - Ce groupe recouvre les tunnels stratégiques devant rester circulables après avoir subi l'action sismique ultime réglementaire.

***Groupe 2 Tunnels importants** - Dans ce groupe sont classés les tunnels qui se trouvent sur les chemins de wilaya, chemins communaux ou autre voies.

Cet ouvrage s'encadre dans le Groupe 1.

III-5-3 COEFFICIENT D'ACCÉLÉRATION

Le coefficient d'accélération est défini en fonction de la zone sismique et de la classe des ouvrages selon le Tableau _16 ci-dessous

Tableau III_16 : Coefficient d'accélération selon la classe ouvrages et la zone de sismicité

Groupe	Zone sismique			
	I	II a	II b	III
1	0.15	0.25	0.3	0.4
2	0.12	0.2	0.25	0.3

La région d'étude est située dans la zone sismique III et dans le groupe 1 – tunnels stratégiques, pour cette zone la valeur d'accélération sismique a adopté sera de 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.

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

III-6 conditions géologiques et géotechniques

III-6-1 Le rameau de connexion

Classification du sol selon le système LCPC

Tableau III_17 : résultats des essais en laboratoires

SC05	Profondeur(m)		Analyse granulométrique		Limite d'Aterberg(%)		
	début	fin	%<0.08 mm	%<4.75 mm	Wl	Wp	Ip
	12,95	13,5	99	100	57	29	28
	17,27	18	99	100	59	30	29
	24,65	25,12	94	100	53	27	26
	32,30	32,95	99	100	56	28	28
	51,45	52	98	100	57	29	28
	59,88	60	98	100	58	30	28

Le résultat est :

- ✓ Z [12,95 ; 13,5] m => Argile très plastique
- ✓ Z [17,27 ; 18] m => Argile très plastique
- ✓ Z [24,65 ; 25,12] m => Argile très plastique
- ✓ Z [32,30 ; 32,95] m => Argile très plastique
- ✓ Z [51,54 ; 52] m => Argile très plastique
- ✓ Z [59,88 ; 60] m => Argile très plastique

N.B notre sol est une argile très plastique.

Les caractéristiques du terrain

Tableau III_18 : caractéristique géotechnique du rameau de connexion

$\gamma_h(\text{kn/m}^3)$	$\gamma_d(\text{kn/m}^3)$	C (kpa)	C_u (kpa)	E(Mpa)	Rc(kpa)	$\Phi(^{\circ})$	ν
20	17	45	65	64	454	22	0,3

III-6-2 le puits de ventilation

Les caractéristiques du terrain

Pour le puits de ventilation les caractéristiques du terrain sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau III-19 : Paramètres géotechniques de calcul – sols

Horizon géotechnique	Remblais R	Sables limoneux(Qs)	Sables limoneux(QMs)	Argile marneuse(QM)	Sables limoneux(Ts)	Marnes argileuses (TM)
Profondeurs	0-4,5	4,5-10,5	17,5-22,7	22,7-38,2	42,7-51,2	51,2-∞
Poids.vol.humide γ_h (kN/m ³)	20	20	20	20	20	20
Poids vol. sec γ_d (kN/m ³)	17	17	17	17	17	17
Cohésion.non-drainée S_u (kPa)	30	-	-	$S_u = 121,8 - 1,35 \cdot (Z - 30)$	-	200
Module de déformabilité non.drainé E_u (MPa)	12	-	-	$E_u = 67 - 0,74 \cdot (Z - 30)$	-	100
Angle de frottement effectif φ (°)	20	34	35	22	36	22
Cohésion effective C' (kPa)	3	3	10	45	10	45
Module de déformabilité drainé E' (MPa)	10	60	65	64	70	87
Coefficient K0	0,5	0,5	0,5	0,75	0,5	0,6

Tableau III-20 : Paramètres géotechniques de calcul – roche

Horizon géotechnique	Conglomérat (QM-C) (1)	Conglomérat (QM-C) (2)
Profondeurs moyennes (m)	10,5-17,5	38,2-42,7
Poids spécifique (kN/m ³)	25	25
Angle de frottement φ	38	38
Cohésion C (kPa)	60	60
Module de déformabilité E (MPa)	100	120

III-7 : conclusion

Dans ce chapitre on a vu les différents essais in situ et au laboratoire, et les résultats obtenus permettent de définir :

- La classification des échantillons du sol
- Les caractéristiques physiques et mécaniques du sol

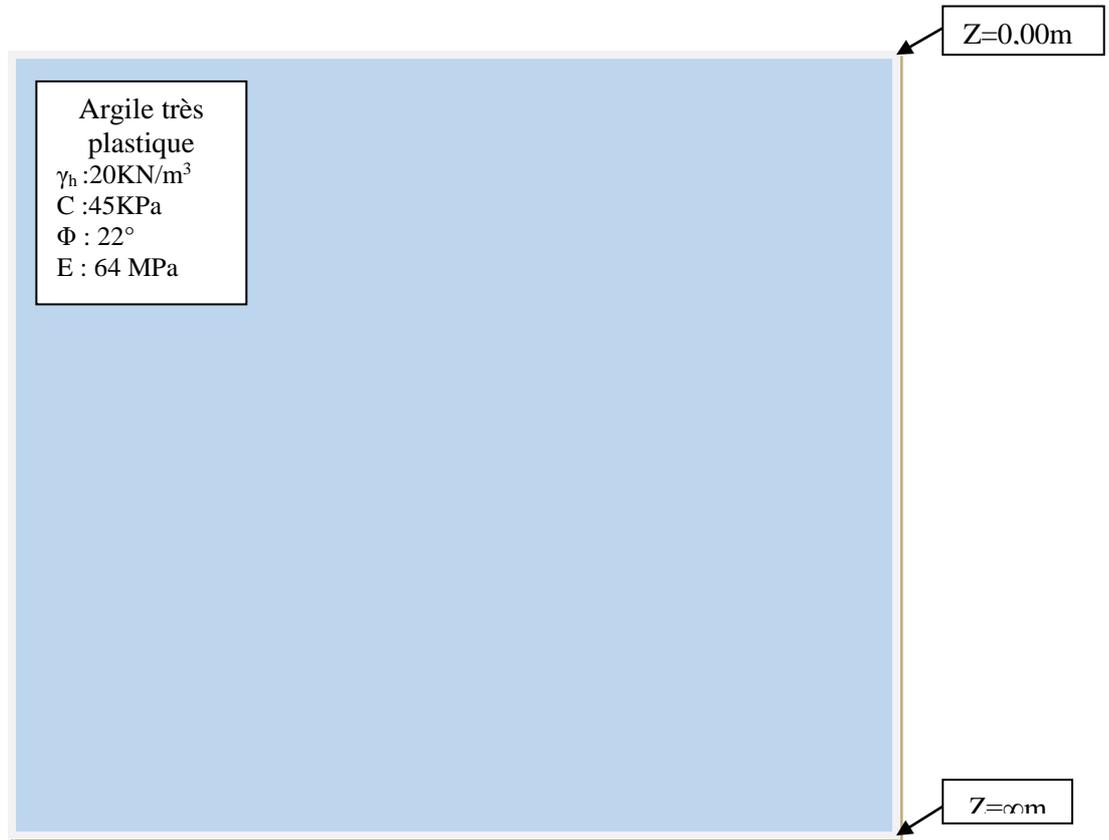


Figure III-07 : la coupe du terrain du rameau de connexion

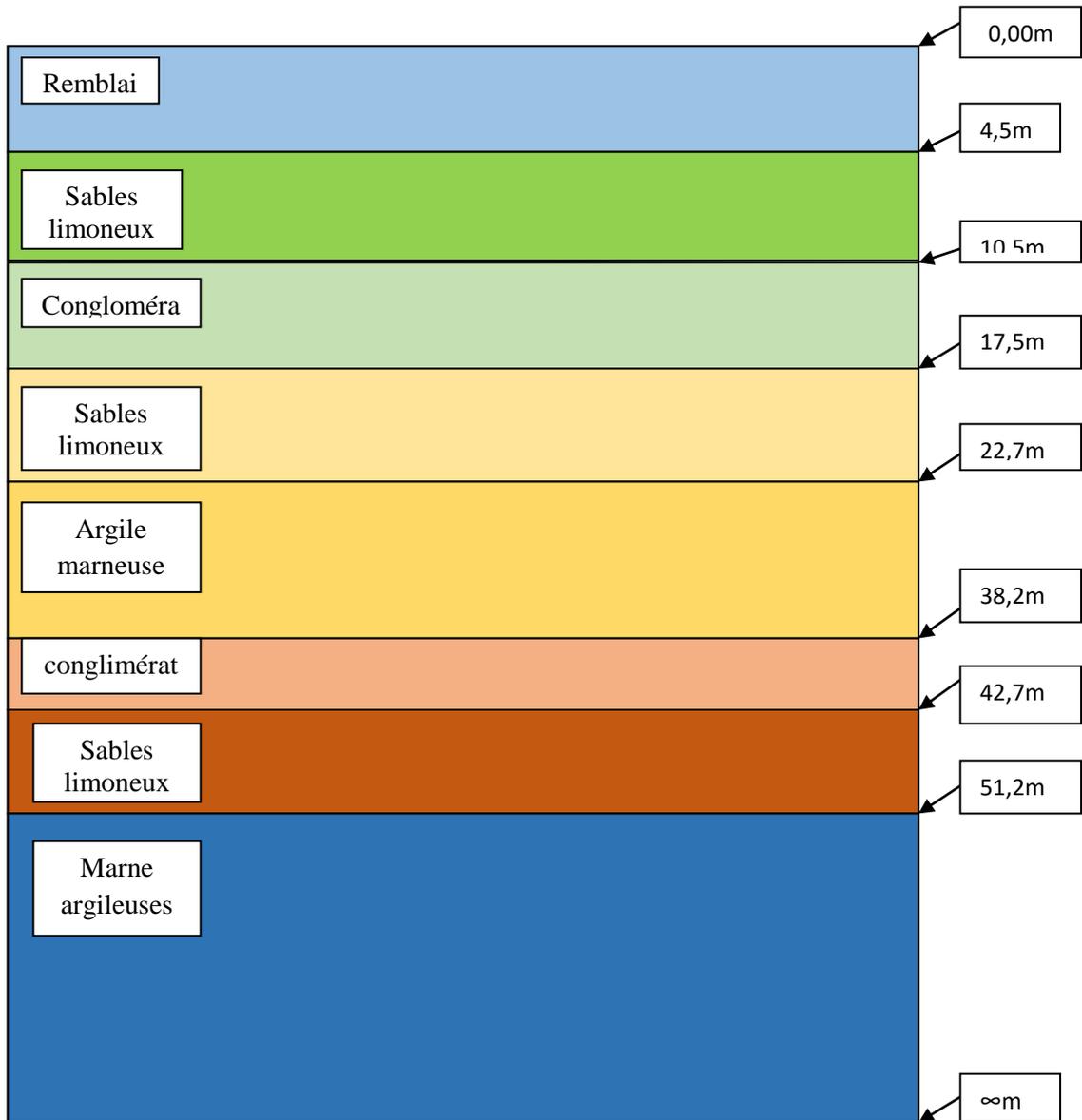


Figure III-08 : la coupe du terrain du puits de ventilation

IV-1- Introduction

Ce chapitre sera consacré à l'étude de la stabilité de la paroi de l'excavation du rameau de connexion en utilisant des méthodes analytiques et semi-empiriques. Il sera question de :

- L'évaluation de charges agissant sur le tunnel ;
- Vérification de la stabilité du front de taille au moment de l'exécution du tunnel.
- Dimensionnement et vérification du soutènement provisoire de la paroi du tunnel.
- Analyse de la stabilité du radier.
- Calcul du tassement en surface engendré par le creusement du tunnel.

IV-2 Calcul des charges agissant sur le tunnel

Les méthodes de détermination des pressions verticales diffèrent par la prise en compte ou non de la zone de détente entourant l'évidement. Cette zone dépend en premier lieu de la nature du terrain.

Pour les terrains meubles ou peu résistants, cette zone de détente est intimement liée à la profondeur du tunnel, dans ce cas on utilise des méthodes qui tiennent compte de l'influence de la profondeur, par contre dans les terrains résistants, la zone de détente est indépendante de la profondeur de l'ouvrage, dans ce cas on utilise des méthodes ne tenant pas compte de celle-ci.

IV-2-1 Pression vertical

Pour le calcul de la pression verticale, la théorie de TERZAGHI est utilisée

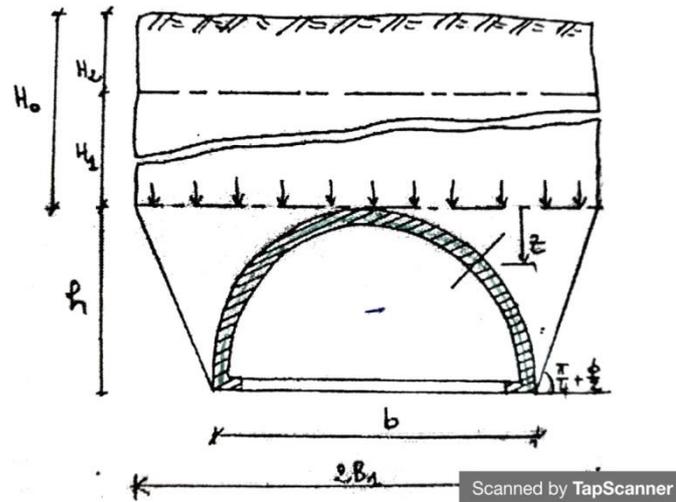


Figure IV_01 : pression verticale sur la calotte selon Terzaghi

$$P_v = \frac{\gamma \cdot B_1 - c}{K \cdot \tan \varphi} * \left[1 - \exp \left(-K \frac{H}{B_1} \tan \varphi \right) \right] \quad (IV-01)$$

Avec :

γ : le poids volumique du terrain

c : la cohésion

K : coefficient expérimental pris 1 selon Terzaghi

φ : angle de frottement

H : hauteur de couverture jusqu'à le centre du tunnel

B_1 : largeur du tunnel $\Rightarrow B_1 = \frac{b}{2} + h \cdot \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$

Tableau IV -01 : caractéristiques géotechniques du terrain

$\Gamma(\text{KN/m}^3)$	$C(\text{Kpa})$	$\Phi(^{\circ})$	$H(\text{m})$	$b(\text{m})$	$h(\text{m})$	$B_1(\text{m})$
20	45	22	43.03	9.14	7.34	9.52

D'où : $P_v = 301.91 \text{ kPa}$

IV-02-2 : Facteur de stabilité N_t

Le facteur de charge est alors facilement déterminé et il peut être directement lié à un niveau de déformation, étant donné qu'il n'y a qu'un paramètre définissant la rupture du sol.

La plupart des auteurs (Broms&Bennermark [1967], Atkinson &Potts [1977], Mair [1984], Chambon [1990]) admettent alors que la stabilité du front est principalement gouvernée par le facteur de charge défini par la relation :

$$N_t = \frac{P_v - P_a}{C_u} \quad (\text{IV-02})$$

Avec :

N_t : facteur de charge ou facteur de stabilité.

P_v : la pression verticale. $P_v = 301.91$ KPa

P_a : pression due au tunnelier (dans notre cas égale a 0).

C_u : la résistance au cisaillement non drainé du terrain au niveau de l'axe du tunnel

$C_u = 65$ KPa

D'où $N_t = 4.64$

La valeur de N_t étant comprise entre 4 et 5 (Tableau II.2), le front de taille reste stable pendant l'exécution du tunnel.

IV-3 Choix du soutènement selon l'AFTES

Les données sont :

- Comportement mécanique : Argile => R6a.
- Discontinuités : Sans objet
- Gonflement : pas de gonflement.
- Hydrologie : perméabilité $5.29 \cdot 10^{-7}$ cm/s.
- charge hydraulique (nappe à 8m).
- La couverture : $\sigma_0 = 787.2$ Kpa.
- Dimension de la cavité : $D = 9.58$ m.
- Environnement : sensible au tassement.

Le résultat du choix du soutènement selon l'AFTES est dans le tableau IV-02

- Angle de frottement interne $\varphi=22^\circ$
- Charge verticale (Poids des terres) $\sigma_0=787.2\text{KN}/\text{m}^2$
- Résistance a la compression simple $R_c= 454 \text{ kpa}$

Le coefficient de butée est :

$$K_p = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{22^\circ}{2} \right) = 2.19$$

Dans notre cas, $\sigma_0 = 787.2 \text{ KPa} > \frac{R_c}{2} = 227 \text{ KPa}$

Par conséquent, le terrain aura un comportement élastoplastique. Pour pouvoir tracer la courbe de convergence du terrain les paramètres suivants doivent être calculés.

- P_a : la pression d'apparition de l'état limite de la rupture.
- λ_a : le taux de déconfinement à l'apparition de l'état limite de la rupture.
- U_a : le déplacement de la paroi du tunnel à l'apparition de l'état limite de la rupture.
- $U_{\infty pl}$: le déplacement de la paroi du tunnel en déconfinement total

La pression d'apparition à la paroi de l'excavation d'une zone en état limite de rupture P_a s'exprime par l'équation

$$p_a = \sigma_0(1 - \sin \varphi) - C \cos \varphi$$

Avec:

- $\sigma_0 = 787.2 \text{ Kpa}$
- $C = 45 \text{ Kpa}$

D'où $P_a = 450.60 \text{ Kpa}$

Le taux de confinement à l'apparition de la rupture

$$\lambda_a = \frac{\sigma_0 - p_a}{\sigma_0}$$

D'où $\lambda_a = 0.43$

Le déplacement des parois à l'apparition de la rupture U_a

$$U_a = \lambda_a \times U_e \quad (\text{IV-03})$$

Avec : U_e : convergence élastique du terrain en déconfinement total, donnée par l'équation :

$$U_e = \frac{1+\nu}{E} \times \sigma_0 \times R \quad (\text{IV-04})$$

- $E = 64 \text{ MPa}$
- $\nu = 0.3$
- $\sigma_0 = 787.2 \text{ Kpa}$
- $R = 4.79 \text{ m}$

$$U_e = 0.079 \text{ m}$$

- $\lambda_a = 0.43$

$$\text{D'où } U_a = 0.033 \text{ m}$$

Le comportement du terrain étant élastoplastique, le tracé de la courbe caractéristique du terrain comprend deux parties, une partie droite pour $P_a < P < \sigma_0$, et une partie courbe pour $P < P_a$ jusqu'à déconfinement total.

Pour $P < P_a$, le calcul de la courbe se fait point par point selon Panet(1976) pour un milieu élastoplastique parfait et ce en utilisant l'équation (II-7) et (II-8). Le taux de déconfinement λ varie entre λ_a et 1

Les données de calcul

- $\nu = 0.3$
- $E = 64 \text{ Mpa}$
- $\lambda_a = 0.43$
- $\sigma_0 = 787.2 \text{ kpa}$
- $R = 4.79 \text{ m}$
- $K_p = 2.19$
- $R_c = 454 \text{ Kpa}$
- $\alpha = 1$ car la déformation se fait à volume constant

⇒ La courbe caractéristique du terrain est représentée dans la figure IV.2

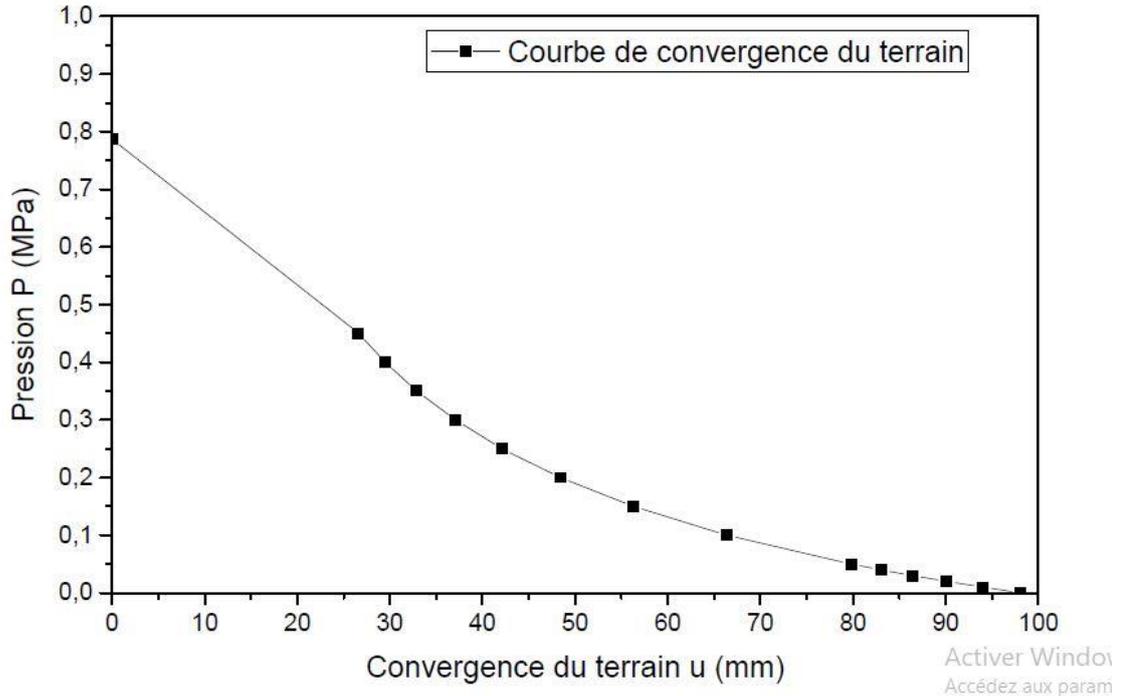


Figure IV_02 : courbe de convergence du terrain

IV-4-2 Droite caractéristique du soutènement

L'expression de la droite caractéristique du soutènement s'écrit:

$$P = \frac{K_s}{R} U - \frac{K_s}{R} U_{so} \quad (\text{IV-05})$$

Avec :

- K_s : la raideur du soutènement
- R : le rayon
- U : le déplacement
- U_{so} : le déplacement de la paroi à la mise en place du soutènement

La convergence acquise par la paroi au moment de la mise en place du soutènement est donnée par :

$$U_{so} = \lambda_{so} * U_{pl\infty}$$

$$\lambda_{so}(x) = 1 - 0,75 \times \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{4}{3}\right) * \left(\frac{x}{R}\right)} \right]^2$$

Avec :

- $x = 1.5\text{ m}$
- $R = 4.79\text{ m}$
- $U_{pl\infty} = 0.098\text{ m}$
- $\lambda_{s0} = 0.626$

D'où $U_{s0} = 0.061\text{ m}$

*Les caractéristiques des cintres calés à la paroi sont

- Section HEB180 $A_c = 65.3\text{ cm}^2$
- Module de Young de l'acier $E_a = 210 \cdot 10^3\text{ MPa}$
- Limite d'élasticité $\sigma_a = 160\text{ MPa}$
- Espacement des cintres $e = 1\text{ m}$
- Le rayon du tunnel $R = 4.79\text{ m}$
- La Raideur K_c du cintre est :

$$k_c = \frac{E_a A_c}{e \cdot R} \quad (\text{IV-06})$$

$$k_c = 286.28\text{ MPa}$$

La pression maximale que peut supporter le cintre est (tableau II-1):

$$P_c^{\max} = \frac{\sigma_a \cdot A_c}{R \cdot e} \quad (\text{IV-07})$$

$$P_c^{\max} = 218.12\text{ Kpa}$$

*Les caractéristiques du béton projeté sont :

- Epaisseur $e = 10\text{ cm}$.
- Résistance à la compression limite $\sigma_b = 7\text{ MPa}$.
- Module d'Young du béton projeté $E_b = 10^4\text{ MPa}$.
- Coefficient du Poisson $\nu = 0.2$.
- Le rayon $R = 4.79\text{ m}$
- La raideur du béton projeté est alors :

$$k_b = \frac{E_b \cdot e}{(1 - \nu^2) \cdot R} \quad (\text{IV-08})$$

$$k_b = 217.46 \text{ Mpa}$$

La pression maximale que peut supporter le béton projeté est :

$$P_b^{\max} = \frac{\sigma_b e}{R} \quad \text{(IV-09)}$$

$$P_b^{\max} = 146.137 \text{ Kpa}$$

IV-4-3 : la pression maximale du soutènement

La pression maximale du soutènement c'est la combinaison du béton projeté et du cintre.

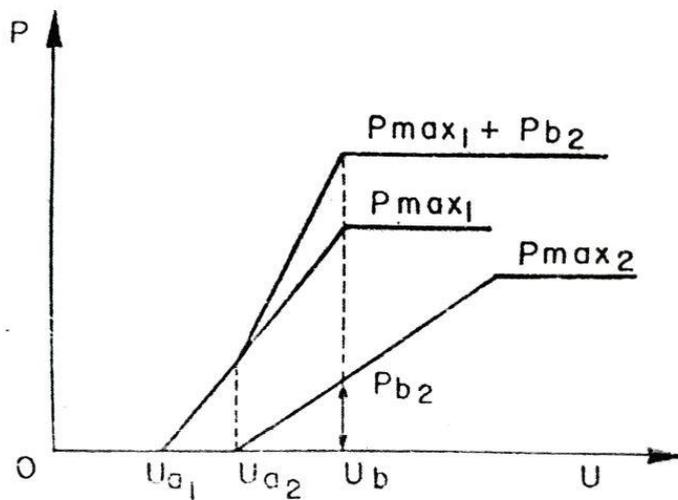


Figure IV_03 : courbe caractéristique d'un soutènement composite (AFTES1995)

$$P_s = P_{max 1} + P_{b2}$$

Le déplacement maximal du cintre

$$U_c = \frac{p + \frac{ks}{R} u_{so}}{\frac{ks}{R}} \quad \text{(IV-10)}$$

Avec :

- P la pression maximale du cintre P= 218.12 Kpa
- Ks : la raideur du soutènement Ks=Kc+Kb
- $Ks=503.74 \text{ Kpa}$
- R : le rayon R= 4.79m

D'où $U_c = 0.063 \text{ m}$

Déplacement maximal du béton projeté

$$U_b = \frac{p + \frac{K_s}{R} u_{so}}{\frac{K_s}{R}} \quad (IV-11)$$

Avec :

- P : la pression maximale du béton P=146.137 kpa
- Ks : la raideur du soutènement Ks=Kc+Kb =503.74 Kpa
- R : le rayon ; R= 4.79m

D'où **Ub = 0.062 m**

Avec :

- P_{max1} = la pression maximale du béton = 146.137 Kpa
- P_{max2} = la pression maximale du cintre = 218.12 Kpa
- P_{b2} = la pression du cintre due au déplacement de béton

$$P_{b2} = \frac{K_s}{R} (U_b - U_{so})$$

Ub = 0.062 m ; U_{so} = 0.061 m ; Ks = 503.74 Mpa ; R=4.79m

D'où **P_{b2} = 138.81 Kpa**

- U_{a1} = U_{a2} = U_{so} = 0.061 m
- U_b = 0.062 m

Danc P_s = 284.95 KPa .

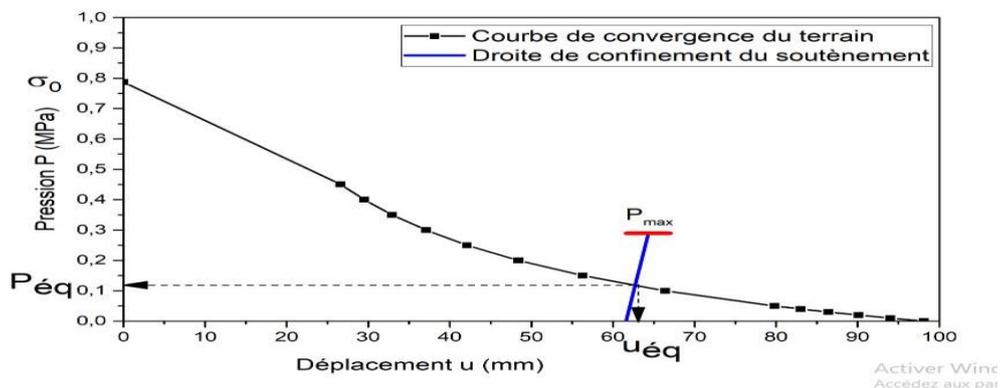


Figure IV_04 courbe caractéristique de convergence – confinement

IV-4-4 : Vérification du soutènement

L'intersection de la courbe de convergence du terrain et de la droite de confinement du soutènement représente le point d'équilibre terrain-soutènement (Figure IV_04). La pression et le déplacement atteints à l'équilibre sont obtenus graphiquement à partir de la figure IV_04:

$$P_{\text{éq}} = 125 \text{ KPa} \quad \text{et} \quad U_{\text{éq}} = 0.0645 \text{ m}$$

Vérification la pression dans le cintre : la part de la pression reprise par le cintre est :

$$P_c = \frac{K_c}{K_s} P_{\text{éq}} \quad (\text{IV-12})$$

Avec :

- K_c : raideur du cintre $k_c = 286.28 \text{ Mpa}$
- K_s : raideur du soutènement $K_s = 503.74 \text{ Mpa}$
- $P_{\text{éq}}$: la pression a l'équilibre du soutènement $P_{\text{éq}} = 125 \text{ Kpa}$
- P_c^{max} : la pression maximale du cintre $P_c^{\text{max}} = 218.12 \text{ Kpa}$

$$P_c = 71.03 \text{ KPa} < P_c^{\text{max}} = 218.12 \text{ KPa}$$

Le cintre est par conséquent vérifié vis-à-vis de la rupture.

*vérification la pression dans le béton : la part de la pression reprise par le béton est

$$P_b = \frac{K_b}{K_s} P_{\text{éq}} \quad (\text{IV-13})$$

Avec :

- K_b : raideur du béton $k_b = 217.46 \text{ Mpa}$
- K_s : raideur du soutènement $K_s = 503.74 \text{ Mpa}$
- $P_{\text{éq}}$: la pression a l'équilibre du soutènement $P_{\text{éq}} = 125 \text{ Kpa}$
- P_b^{max} : la pression maximale du béton $P_b^{\text{max}} = 146.137 \text{ Kpa}$

D'où $P_b = 53.96 \text{ KPa}$

$P_b = 53.96 \text{ KPa} < P_b^{\text{max}} = 146.137 \text{ KPa}$

IV-5 Calcul du tassement en surface

La prédiction des tassements en surface étant un élément clé lors de l'exécution des travaux souterrains en site urbain, Les recommandations de l'AFTES (1995) relatives aux tassements liés au creusement des ouvrages en souterrain tentent de fournir un éclairage global.

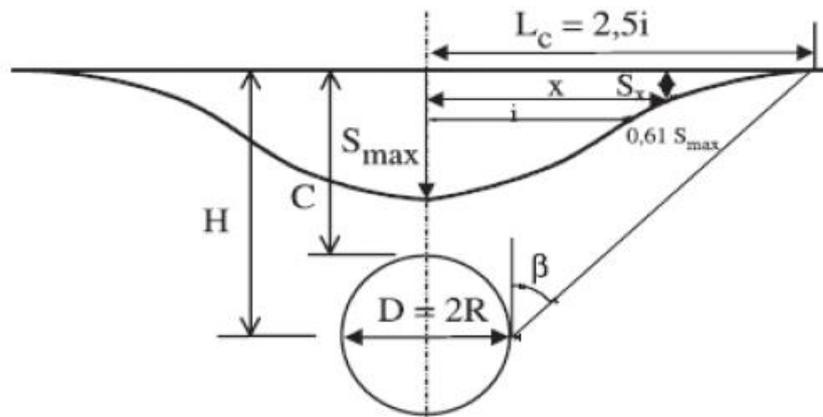


Figure IV_05 : Profil gaussien de la cuvette de tassement de surface (Peck, 1969).

L'expression du tassement en surface est donnée par (L'AFTES 1995)

$$S_y = S_{\text{max}} * \exp\left(-\frac{y^2}{2 \cdot i^2}\right)$$

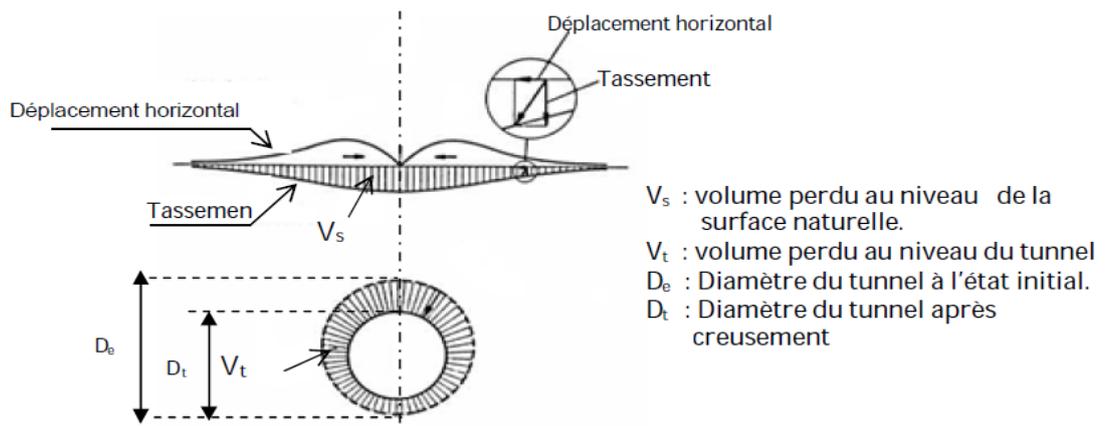


Figure IV_06 : Mouvement de sol. Perte de volume (Uriel 1989)

Avec :

- V_s : volume perdu au niveau de la surface naturelle
- V_e : volume perdu autour de l'excavation
- B : demi-largeur de la cuvette
- Z : la profondeur jusqu'au l'axe du tunnel
- R : le rayon du tunnel (grande cercle)
- r : le rayon du tunnel (petite cercle)

On a :

$$V_s = V_e$$

$$*V_e = (\pi R^2 - \pi r^2) * 1$$

Avec : $R = 4.79 \text{ m}$ et $r = 4.72 \text{ m}$

D'où $V_e = 2.09 \text{ m}^3$

$$*V_s = B * S_{\max} = 2.5i * S_{\max}$$

On détermine i à partir de l'abaque suivante

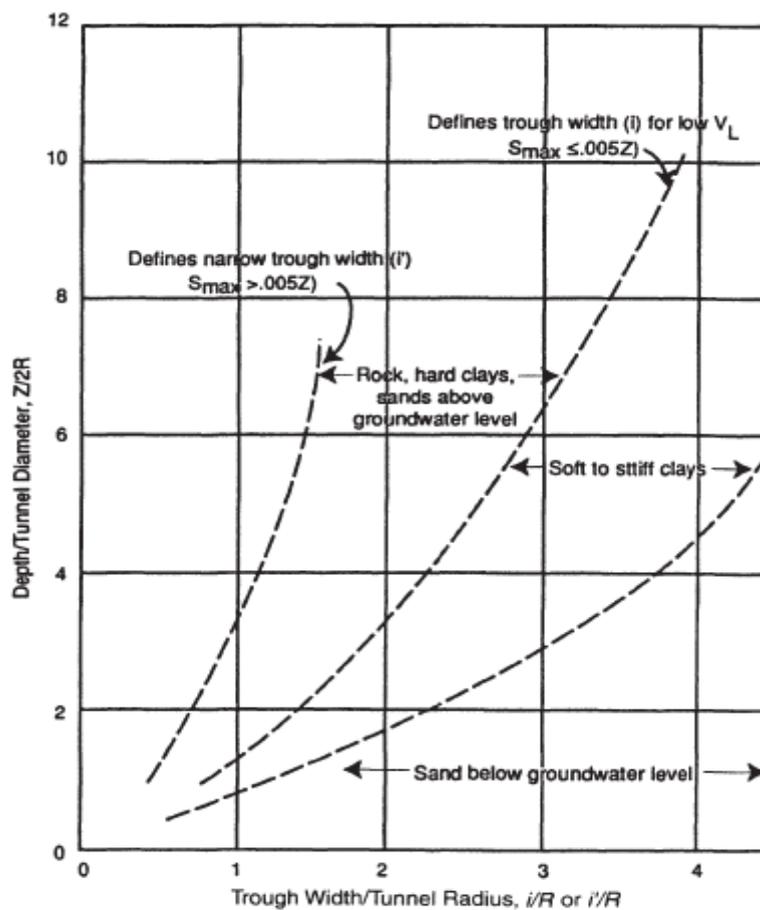


Figure IV_07 : Abaque permettant d'estimer la largeur de la cuvette de tassement en fonction de la nature du terrain et des caractéristiques géométriques du tunnel

Pour une argile très plastique, le cas du terrain encaissant le rameau de connexion

$$Z/R = 4.60 \quad \text{avec} \quad Z=44.15 \text{ m}$$

$$i/R = 3.5 \quad \text{avec} \quad R = 4.79 \text{ m}$$

$$\text{D'où} \quad i=16.76$$

$$S_{\max} = Ve/2.5i$$

$$\text{Donc} \quad S_{\max} = 4.9 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = 4,9 \text{ cm} < S_{\text{eq}} = 6.45 \text{ cm}$$

Les tassements qui apparaissent en surface peuvent engendrer des tassements différentiels des ouvrages existants.

C'est pour cette raison que ces tassements doivent être limités en mettant en place un système d'auscultation de surface et du bâti ainsi qu'un suivi régulier des déformations en tunnel.

IV-6 Soulèvement du radier

TSIMBAREVITCH s'est consacré à l'étude théorique de la pression du rocher au radier en se basant sur les conditions d'équilibre du radier dans une tranchée étayée, il part de l'idée que sous l'effet de la poussée verticale exercée par les masses du terrain latérales, un coin du radier aura tendance à se déplacer vers l'intérieur de l'excavation, ce déplacement étant équilibré par l'effet de la butée des terres situées sous l'évidement.

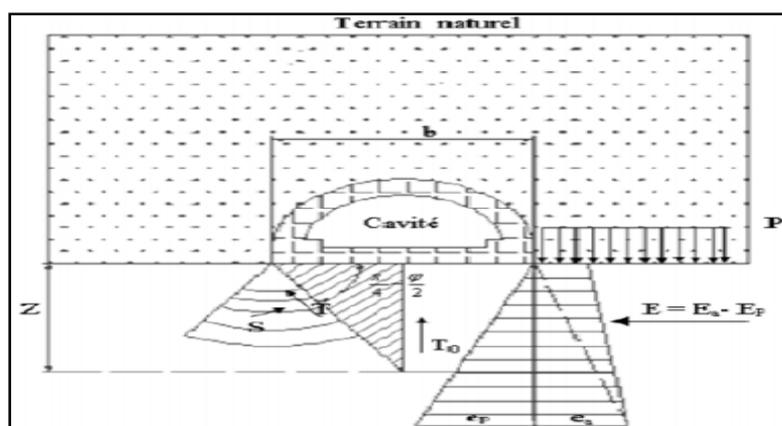


Figure IV-8 Représentation des pressions agissant sur le radier selon la théorie de Tsimbarievich (szechy ,1971)

$$\text{La pression verticale : } P_v = \frac{\gamma \cdot B_1 - C}{K \cdot \text{tg} \varphi} * \left[1 - \exp \left(-K \frac{H}{B_1} \text{tg} \varphi \right) \right]$$

Avec : $\gamma_h = 20 \text{ KN/m}^3$

$$\gamma_{\text{sat}} = 20.58 \text{ KN/m}^3$$

$$h_1 = 45.02 \text{ m}$$

$$h_2 = 1.32 \text{ m}$$

$$C = 45 \text{ KPa}$$

$$\Phi = 22^\circ$$

D'où $P_{v1} = 308.50 \text{ KPa}$

$$P_{v2} = 20.39 \text{ KPa}$$

$P_v = 328.89 \text{ KPa}$

- La pression de poussées active

$$E_a = (p + x \cdot \gamma) \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\Phi}{2} \right) - 2 \cdot c \cdot \text{tg} \left(45^\circ - \frac{\Phi}{2} \right)$$

- la pression de poussées passive :

$$E_p = x \cdot \gamma \cdot \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\Phi}{2} \right) + 2 \cdot c \cdot \text{tg} \left(45^\circ + \frac{\Phi}{2} \right)$$

La profondeur (x) sous le radier à laquelle les deux pressions actives et passives sont égales ($E_a = E_p$) est:

$$x = \frac{p \cdot \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\Phi}{2} \right) - 2 \cdot c \left[\text{tg} \left(45^\circ + \frac{\Phi}{2} \right) + \text{tg} \left(45^\circ - \frac{\Phi}{2} \right) \right]}{\gamma \left[\text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\Phi}{2} \right) - \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\Phi}{2} \right) \right]}$$

Avec :

- K_a : coefficient du poussée du terrain = $\text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\Phi}{2} \right) = 0.45$
- K_p : coefficient du butée du terrain = $\text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\Phi}{2} \right) = 2.19$
- $\gamma_{\text{sat}} = 20.58 \text{ KN/m}^3$
- $C = 45 \text{ KPa}$

On trouve : $x = -2,50 \text{ m}$

La valeur de cette profondeur (x) étant négative, il n'ya pas de risque de soulèvement du radier

IV-7 : Conclusion

La stabilité du rameau de connexion a été étudiée en analysant la stabilité du front de taille lors de l'exécution du tunnel et en vérifiant le risque de soulèvement du radier. Un soutènement constitué d'une combinaison de cintres métalliques lourds HEB 180 et de béton projeté de 100 mm a été choisi en utilisant les recommandations de l'AFTES. Ce soutènement a été vérifié analytiquement par la méthode convergence-confinement. Le déplacement de la paroi du tunnel atteint à l'équilibre terrain-soutènement est de 64,5mm.

Le rameaux de connexion se trouvant en moyenne profondeur, il a été impératif d'étudier le tassement en surface que pourrait engendrer le creusement de ce tunnel. Le tassement en surface estimé par la théorie de Peck est de 49 mm ce qui reste très tolérable.

V-01 : Introduction

La méthode des éléments finis permet la discrétisation du système sol/rideau/ancrage en un maillage d'éléments dont les propriétés sont variables dans l'espace et en fonction du chargement. LA modélisation numérique des rideaux pour la stabilisation de l'excavation sera faite par déformation plane. d'éléments finis permet de faire un calcul de rideaux à l'aide des éléments en déformation plane. Certains logiciels disposent de la possibilité d'inclure des éléments d'interface entre le rideau et le sol rendant ainsi le décollement possible du rideau, ce qui permet une modélisation plus réaliste de l'interaction sol/structure.

La modélisation numérique permet aussi de tenir compte de l'état des contraintes en place, de la géométrie parfois complexe et du changement quelconque. On peut diviser la modélisation numérique en :

- Les modélisations en déformation planes (semelles filantes, radiers, glissement de terrain...)
- Les modélisations en symétrie de révolution nommée axisymétrique (fondation circulaires, réservoir cylindrique)
- Les modélisations tridimensionnelles.

V – 02 : Présentation du code d'élément finis PLAXIS

Le logiciel ou code d'éléments finis PLAXIS 2D est un outil d'analyse non linéaire et bidimensionnelle de la déformation et la stabilité dans le domaine de l'ingénierie géotechnique et de la mécanique des roches, il est utilisé dans le monde entier par les principales sociétés d'ingénierie et les institutions de l'industrie civile et géotechnique. Ses applications sont des fouilles, des talus et des fondations à la géomécanique des tunnels, des mines et des réservoirs.

PLAXIS 2D est doté de méthodes de résolution éprouvée, ainsi que des procédures de choix automatiques évitant des choix délicats aux novices peu avertis, l'ensemble des options simplifiés permettent d'aller droit au but. Possédant des manuels édités en volumes réduits facile à consulter, on constate qu'une des forces majeures de ce logiciel est de miser sur la simplification pour les nouveaux utilisateurs. PLAXIS 2D comprend dans sa palette :

1. Le Maillage

L'opérateur peut spécifier un maillage fin (très détaillé), mais si seules les grandes lignes de celui-ci importent un maillage grossier peut être effectué pour accélérer le temps de calcul, il faut souligner qu'une option existe permettant le raffinement du maillage là où c'est nécessaire, comme par exemple dans les zones d'interaction sol/structure.

2. Les conditions aux limites en déplacement

Si celles-ci sont complexes l'ingénieur devra en spécifier les subtilités d'une manière précise, néanmoins le logiciel permet une configuration dite « *standard fixities* », où les déplacements à la base du modèle est nul, et le déplacement horizontales sur les facettes latérales est nul.

3. Les contraintes initiales dues au poids des terres

Si en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état K_0 donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre k_0 et les autres caractéristiques mécaniques). Le menu permet alors de rééquilibrer le massif par le biais d'un chargement fictif nul, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après application de la gravité. L'option K_0 est particulièrement intéressante dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale.

4. Les pressions interstitielles

Les pressions interstitielles ont été l'objet d'un soin particulier dans Plaxis pour ceux qui souhaitent faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles. Cette opération demande du temps (d'opérateur et de machines).

5. Le coefficient de sécurité

Une notation très importante en géotechnique, puisqu'il résume en une seule information une qualité considérable de données, supposant une réduction proportionnelle de la résistance mécanique des matériaux impliqués, ce qui ne constitue pas un état réel de rupture. C'est la même approche, adaptée aux éléments finis élasto-plastiques, qui préside à l'évaluation du coefficient de sécurité dans Plaxis.

Un calcul par éléments finis fournit une masse imposante de résultats: résultats directement utiles au projecteur : déplacements, contraintes, pressions, interstitielles à un stade donné du chargement et des résultats plus mathématiques concernant le déroulement du processus de calcul proprement dit l'ensemble de ces résultats est accessible selon que soit intéressé par l'un des aspects.

V – 03 : Les modèles de comportements dans PLAXIS**1. Introduction**

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux ; depuis le modèle élastique plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans les calculs par éléments finis. La modélisation par éléments finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte du comportement réel du sol.

Un des objectifs de Plaxis est de fournir à l'utilisateur un code d'éléments finis, permettant de traiter les problèmes géotechnique réels, dans un délai raisonnable en utilisant des modèles de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale.

Les modèles de comportement utilisés dans Plaxis sont nombreux, on peut citer :

- Le modèle Mohr-Coulomb
- Le modèle de sol avec écrouissage (HardeningSoil Model (H.S.M))
- Le modèle pour les sols mous (Soft Soil Model)
- Le modèle pour les sols mous avec effet du temps (Soft SoilCreep Model (S.S.C.M))

2. Modèle élastique linéaire

C'est un modèle classique dans Plaxis, Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement G et coefficient de poisson ν , l'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ($G_u=G$) ce qui n'est pas le cas du module de Young : Le module de Young non drainé est supérieur au module de Young drainé. G est en fait mesuré dans les essais pressiométriques. On passe de G à E par la relation :

$$E = 2 \times G \times (1 + \nu)$$

Le modèle élastique de Plaxis peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures en béton ou en métal en interaction avec le sol.

3. Comportement élasto-plastique

Le comportement élasto-plastique peut être représenté par un modèle monodimensionnel, associant en série un ressort de raideur K pour symboliser l'élasticité du matériau, à un patin de seuil S_0

Lors d'une décharge, le comportement est élastique et réversible. La longueur de la déformation plastique est indéterminée. Le type de comportement représenté dans les figures 2 et 3 est un comportement élasto-plastique sans écrouissage. La figure suivante représente un comportement élasto-plastique avec écrouissage

4. Modèle Mohr-Coulomb

Le modèle Mohr-Coulomb est un modèle élastique parfaitement plastique (sans écrouissage), dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$T = \sigma_n \tan \phi + c$$

Où σ_n et T sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et c et ϕ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau.

Le modèle de Mohr-Coulomb demande la détermination de paramètres. Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et ϕ respectivement, la cohésion et l'angle de frottement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, qui sont nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité, et l'angle de dilatance Ψ .

- **Le module de Young**

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de Young varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle Mohr-Coulomb, le module de déformation est constant, ce module nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module « moyen », par exemple celui correspondant à 50% du déviateur de rupture.

- **Le coefficient de poisson**

On conseille une valeur entre 0.2 à 0.4 pour le coefficient de poisson, Pour des sols incompressibles, le coefficient s'approche de 0.5 sans que cette valeur soit utilisable.

- **L'angle de frottement**

Plaxis ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement « de pic » soit l'angle de frottement de « palier »

- **La cohésion**

Il peut être utile d'attribuer, même a des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0.2 à 1 kPa) pour des raisons numériques. Pour les analyses en non drainé avec $\phi_u=0$, Plaxis offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ceci correspond a la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisable avec le paramètre C-depth.

- **L'angle de dilatance**

Le dernier paramètre étant l'angle de dilatance noté Ψ , c'est le paramètre le moins courant, il peut être évalué par la règle suivante :

Pour $\phi > 30^\circ$ $\Psi = \phi - 30$

Pour $\phi > 30^\circ$ $\Psi = 0$

-Le cas ou $\Psi < 0$ correspond à des sables très lâches.

-La cas ou $\Psi = 0$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'ya donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles et les sables de faible à moyenne densité et sous des contraintes assez fortes.

Le but de ce chapitre est de présenter les résultats de modélisation de notre projet, le rameau de connexion et le puits de ventilation.

V-04 : l'étude du rameau de connexion

Notre étude est un tunnel de 9.58m de diamètre de 7.34 m de hauteur et de 46,7m de profondeur implanté sur une seule couche d'argile, le soutènement est assuré par un soutènement composite du cintre métallique HEB 180 et du béton projeté .

V-04-1 caractéristiques géotechnique et géométrie de l'ouvrage

Tableau V_01 les caractéristiques géotechniques de l'ouvrage

	γ_d KN/m ³	γ_{sat} KN/m ³	E_{ref} MPa	ν	C_{ref} KN/m ²	$\Phi(^{\circ})$	$\Psi(^{\circ})$	K_x (m/s)	K_y (m/s)
Argille Trés plastique	17	20,58	64	0,3	45	22	0	10⁻⁴	10⁻⁴

Avec :

γ_a : le poids volumique sec

γ_{sat} : le poids volumique saturé

ν : le coefficient de poisson

C_{ref} : cohésion de référence

E_{ref} : module d'young de référence

Φ : angle de frottement

Ψ : angle de dilatance

K_x, K_y : les coefficients de perméabilité

V-04-2 caractéristique mécanique du soutènement

➤ Répartition des efforts internes entre les cintres et le béton projeté

***rigidité du cintre métallique HEB180**

-A la compression : $E_s A'_s = E_s A_s / a$ avec $A'_s = A_s / a$

- A la flexion : $E_s I'_s = E_s I_s / a$ avec $I'_s = I_s / a$

Ou

- E_s : module d'élasticité du métal = $210 \cdot 10^6$ KPa
- A_s : Section du profilé = $65,3 \text{ cm}^2$
- I_s : moment d'inertie du profilé = $3831 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4$
- a : espacement entre deux cintre = 1 m

D'où : $E_s A'_s = 1,371 \cdot 10^6 \text{ KN/m}$

***rigidité du béton projeté**

-A la compression : $E_{bj} A'_b = E_{bj} A_b / a$ avec $A'_b = A_b / a$

$F_{c28} = 30 \text{ MPa} \longrightarrow E_{bj} = 44850 \text{ MPa}$

$E_{bj} \cdot d = 13455 \cdot 10^3 \text{ KN/m}$

- A la flexion : $E_{bj} I'_b = E_{bj} d^3 / 12a$ avec $I'_b = a d^3 / 12$

$E_{bj} = 1.009 \cdot 10^6 \text{ KN/m}$

Ou

E_{bj} : Module d'élasticité de béton = 44850 MPa

$A_b = d \cdot a$: Section d'un rectangle en béton. 0,3 m

$I_b = ad^3/12$ Moment d'inertie d'un rectangle en béton. $2,25 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$.

***rigidité du soutènement de la galerie (système équivalente)**

-A la compression : $A'_z = A'_s \cdot (1 + \theta_n/3)$ avec $\theta_n = E'_{bj} A'_b / E_s A_s$

$\theta_n = 9,81$

D'où $A'_z = 0,027 \text{ m}^2$

-A la flexion : $I'_z = I'_s \cdot (1 + \theta_m/3)$ avec $\theta_m = E_{bj} I'_b / E_s I'_s$

$\theta_m = 12,54$

D'où $I'_z = 1,98 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$

Avec :

- A'_z : section équivalente
- I'_z : Inertie équivalente

-la surface de la section complète : $A_t = B \cdot H = 0,3 \text{ m}^2$

- la surface du cintre $A'_s = 0,00653 \text{ m}^2$

-module élastique du cintre : $E_s = 210 \cdot 10^6 \text{ KN/m}$

- la surface du béton projeté : $A_b = A_t - A_s = 0,293 \text{ m}^2$

- module élastique du béton : $E_b = 10^7 \text{ KN/m}$

- module élastique équivalente : $E_q = (E_s A_s + E_b A_b) / A_t = 14,337 \cdot 10^6 \text{ KN/m}$

	Béton projeté	Cintre métallique	Soutènement
Rigidité normal EA (KN/m)	$1,371 \cdot 10^6$	$13455 \cdot 10^3$	386910
Rigidité de flexion EI (KN/m)	$8,045 \cdot 10^3$	$1,009 \cdot 10^6$	$2,83 \cdot 10^3$

V – 04-03 : Modélisation :

Le maillage du model est constitué de 632 éléments, 5245 nœuds, 7584 points de contraintes et la tailles moyenne d'élément est égale 3,16 m (Figure V_01), le maillage a cependant été raffiné dans la zone proche du tunnel (Figure V_03) . Le calcul s'effectue en déformation plane .le creusement se fait en 3 phases. Les résultats seront présentés pour chaque phase.

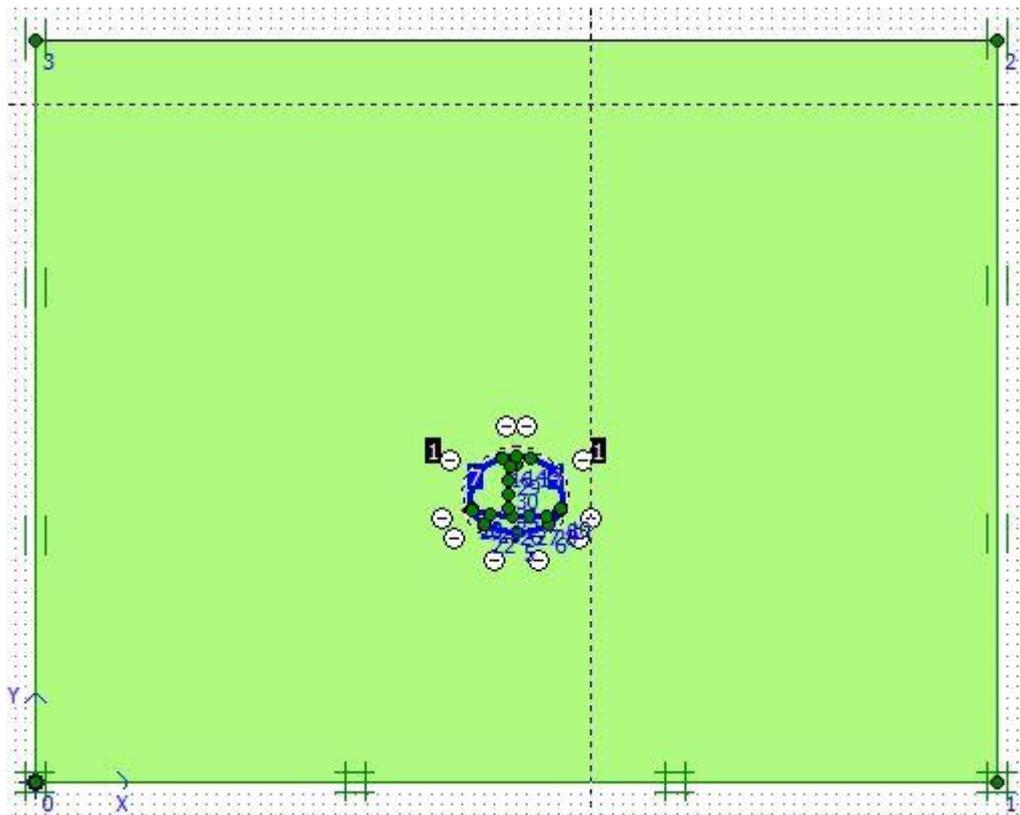


Figure V_01 : schéma de la modélisation de la structure sous le logiciel PLAXIS



Figure V_02 : Nombre d'éléments et de nœuds

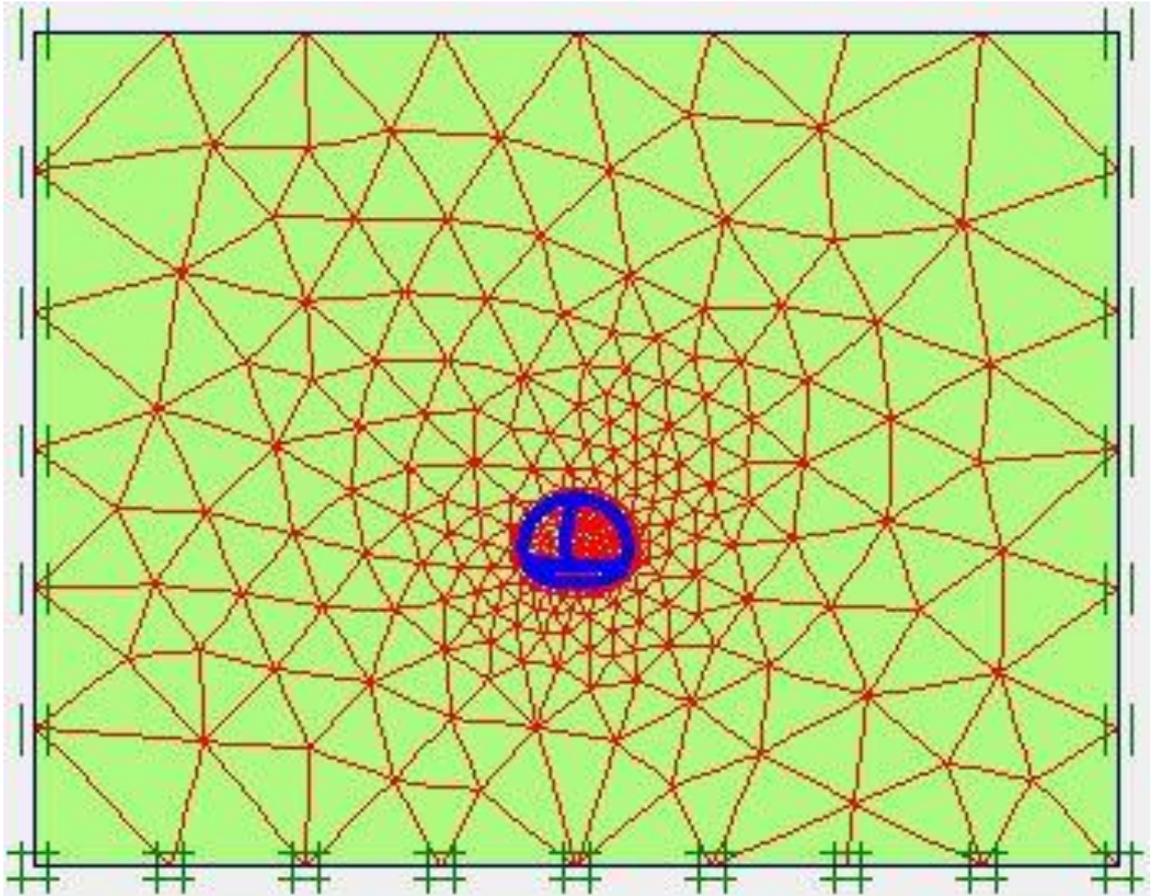


Figure V_03 : Représentation du maillage obtenu a l'aide du logiciel PLAXIS

V-04 -04 : Résultats de calculs pour les phases d'exécution de l'excavation

Phase 01 : l'excavation s'effectue sur la première phase du tunnel.

Déformation : le schéma déformé de la structure (excavation, structure de soutènement, et terrain retenu) obtenu après calculs relatifs a la phase 01 à l'aide du logiciel PLaxis, est représenté par la figure V_04. Le déplacement horizontal maximal enregistré est de 3,66cm, le déplacement vertical maximal enregistré est de 4,52cm, le déplacement total maximal enregistré est de 4,54 cm.

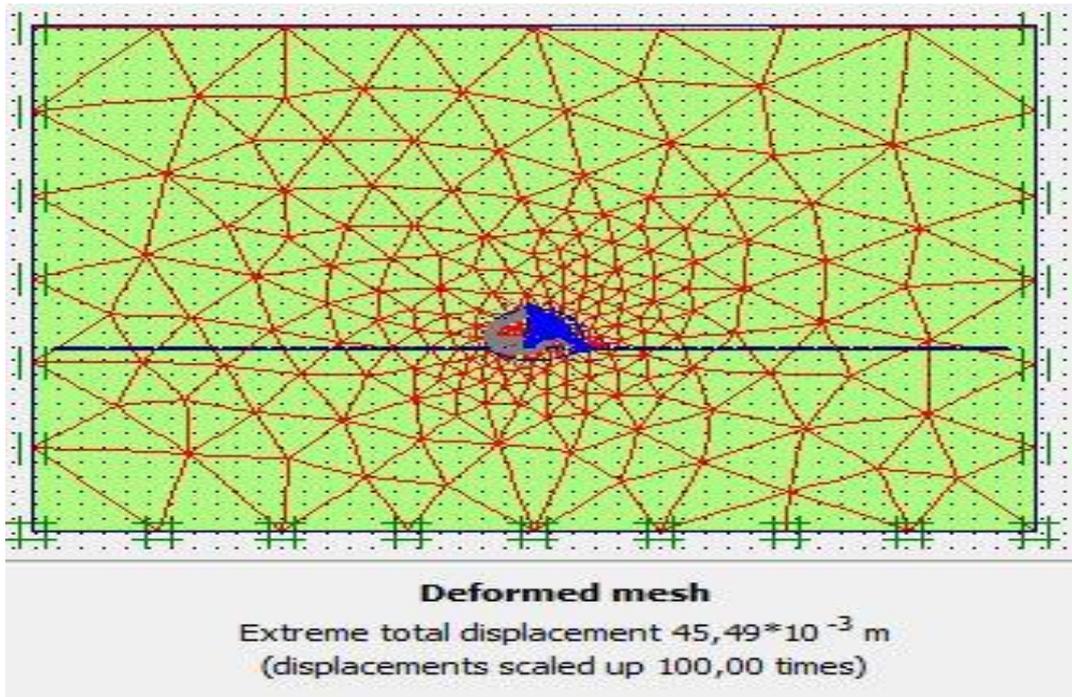


Figure V_04 : schéma déformé de la structure modélisée

Déplacement horizontaux :

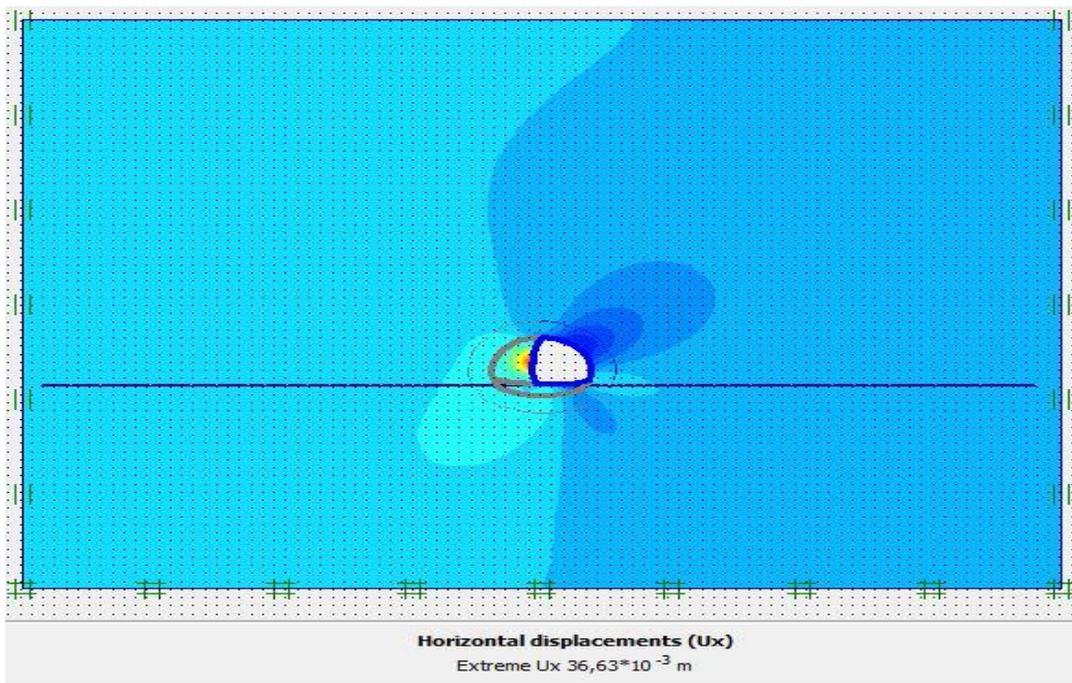


Figure V_05 : schéma représentant les déplacements horizontaux –phase 01

Déplacements verticaux :

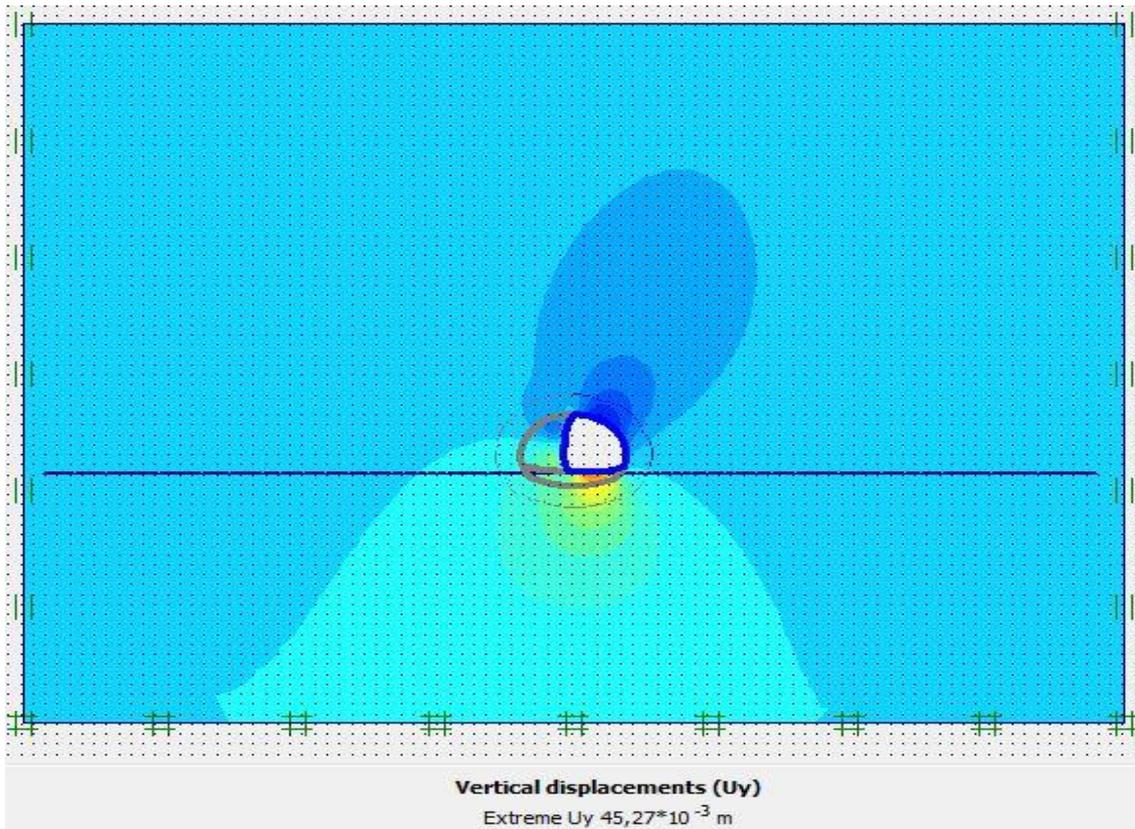


Figure V_06 : schéma représentant les déplacements verticaux –phase 01

Déplacements total :

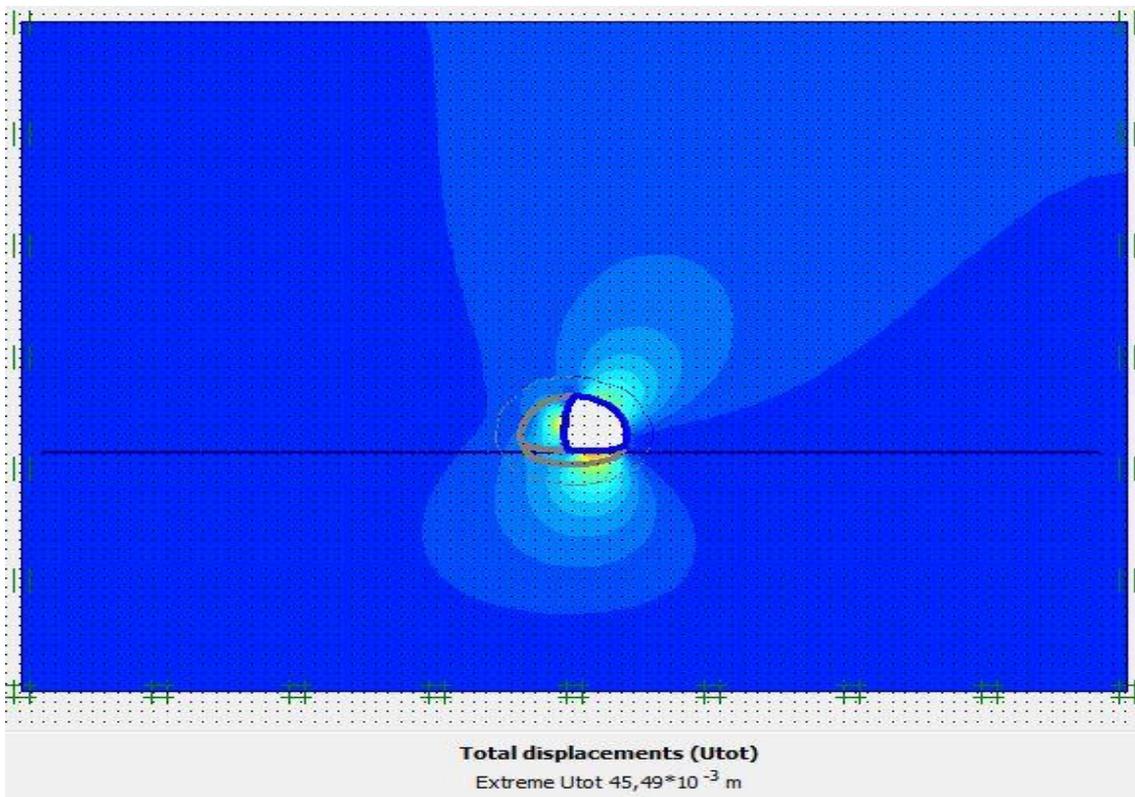


Figure V_07 : schéma représentant les déplacements total –phase 01

Phase 02 : l'excavation s'effectue sur la deuxième phase du tunnel.

Déformation : le schéma déformé de la structure (excavation, structure de soutènement, et terrain retenu) obtenu après calculs relatifs a la phase 02 à l'aide du logiciel PLaxis, est représenté par la figure V_08. Le déplacement horizontal maximal enregistré est de 1,81cm, le déplacement vertical maximal enregistré est de 7,27cm, le déplacement total maximal enregistré est de 7,34 cm.

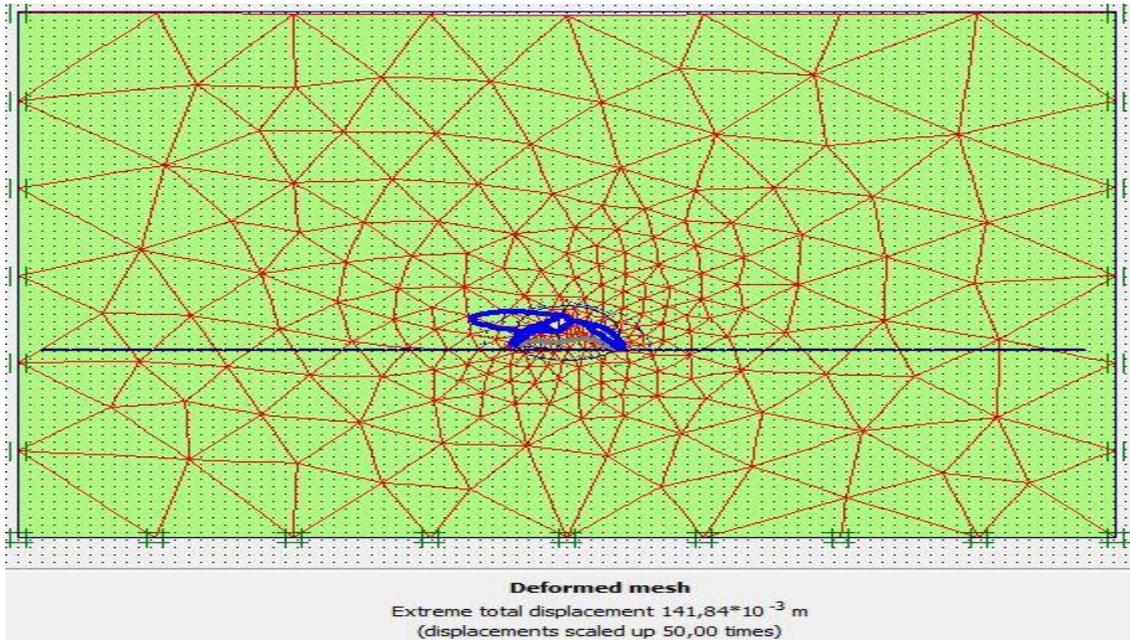


Figure V_08 : schéma déformé de la structure modélisée

Déplacements horizontaux :

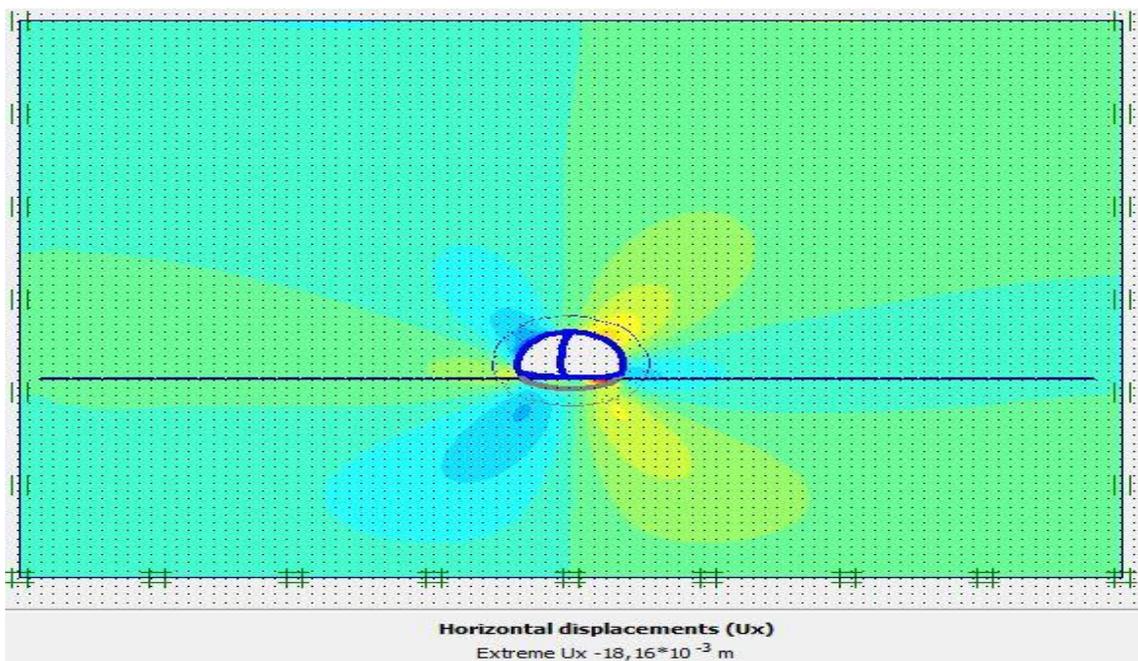


Figure V_09 : schéma représentant les déplacements horizontaux –phase 02

Déplacement verticaux :

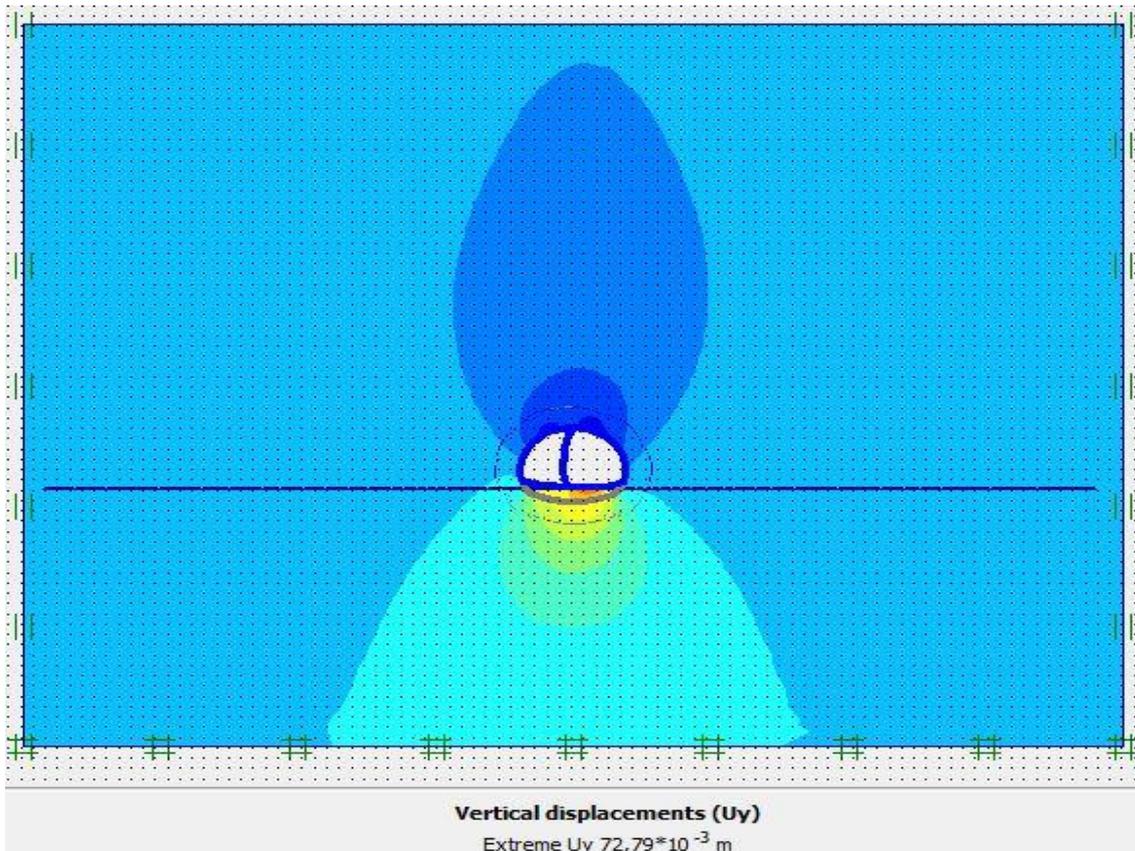


Figure V_10 : schéma représentant les déplacements verticaux –phase 02

Déplacement total :

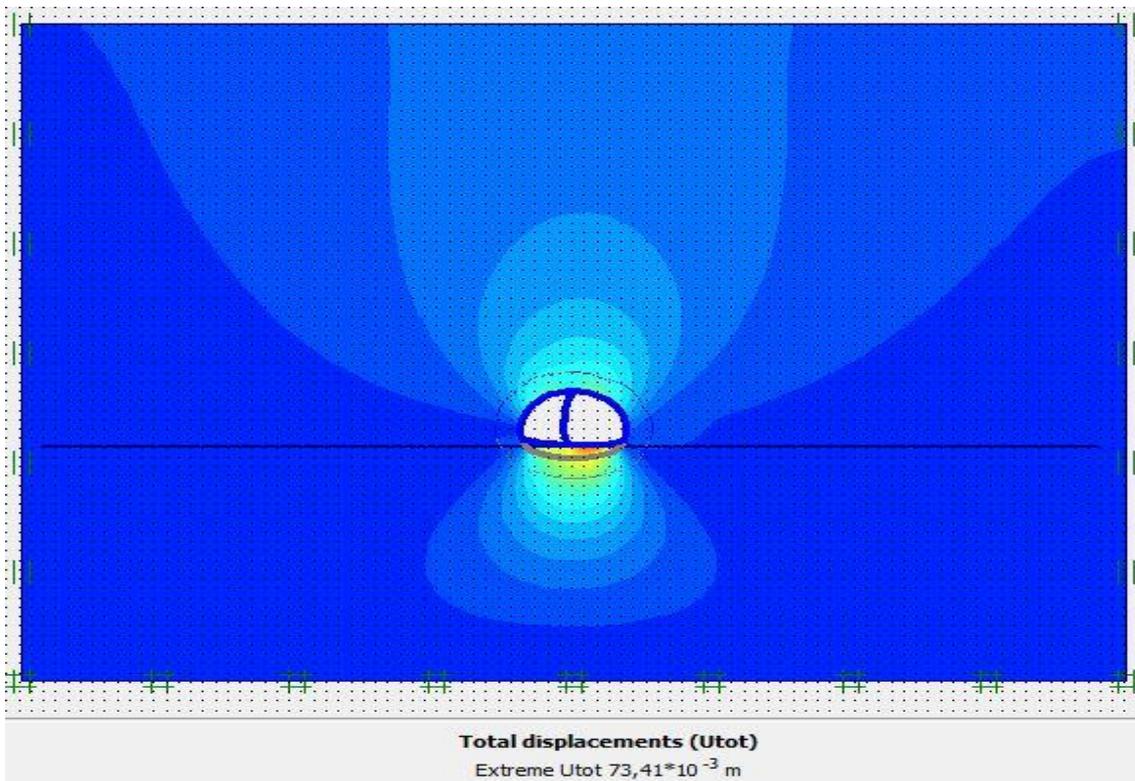


Figure V_11 : schéma représentant les déplacements total –phase 02

Phase 03 : l'excavation s'effectue sur la troisième phase du tunnel.

Déformation : le schéma déformé de la structure (excavation, structure de soutènement, et terrain retenu) obtenu après calculs relatifs a la phase 03 à l'aide du logiciel PAxis, est représenté par la figure V_12. Le déplacement horizontal maximal enregistré est de 1,31cm, le déplacement vertical maximal enregistré est de 6,7cm, le déplacement total maximal enregistré est de 6,7 cm

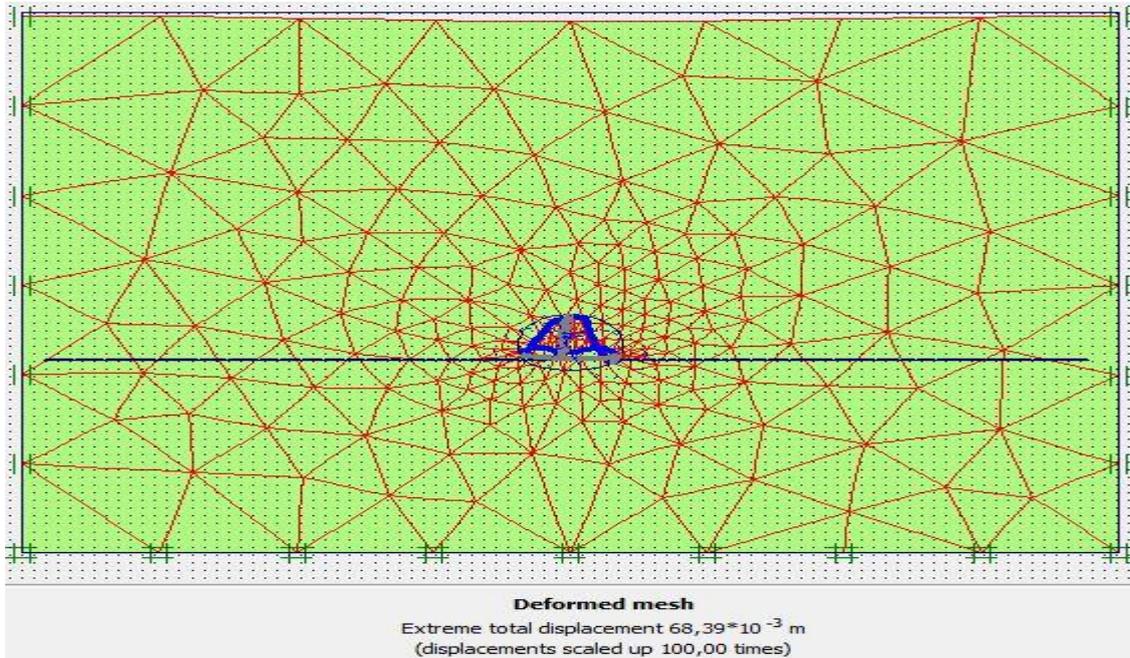


Figure V_12 : schéma déformé de la structure modélisée

Déplacements horizontaux :

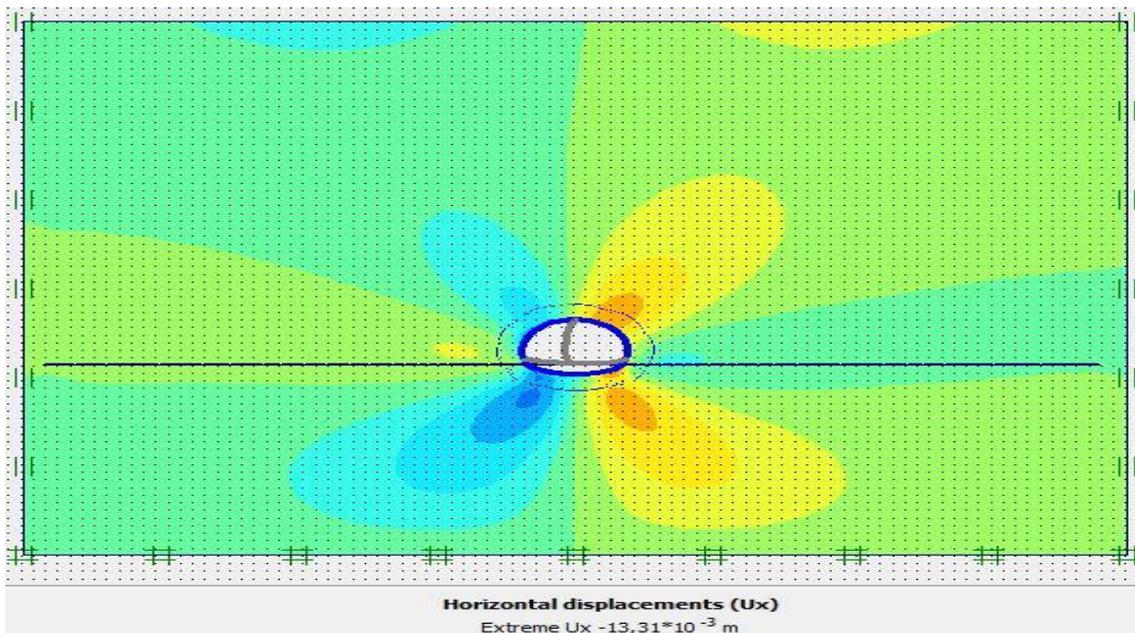


Figure V_13 : schéma représentant les déplacements horizontaux – phase 03

Déplacements verticaux :

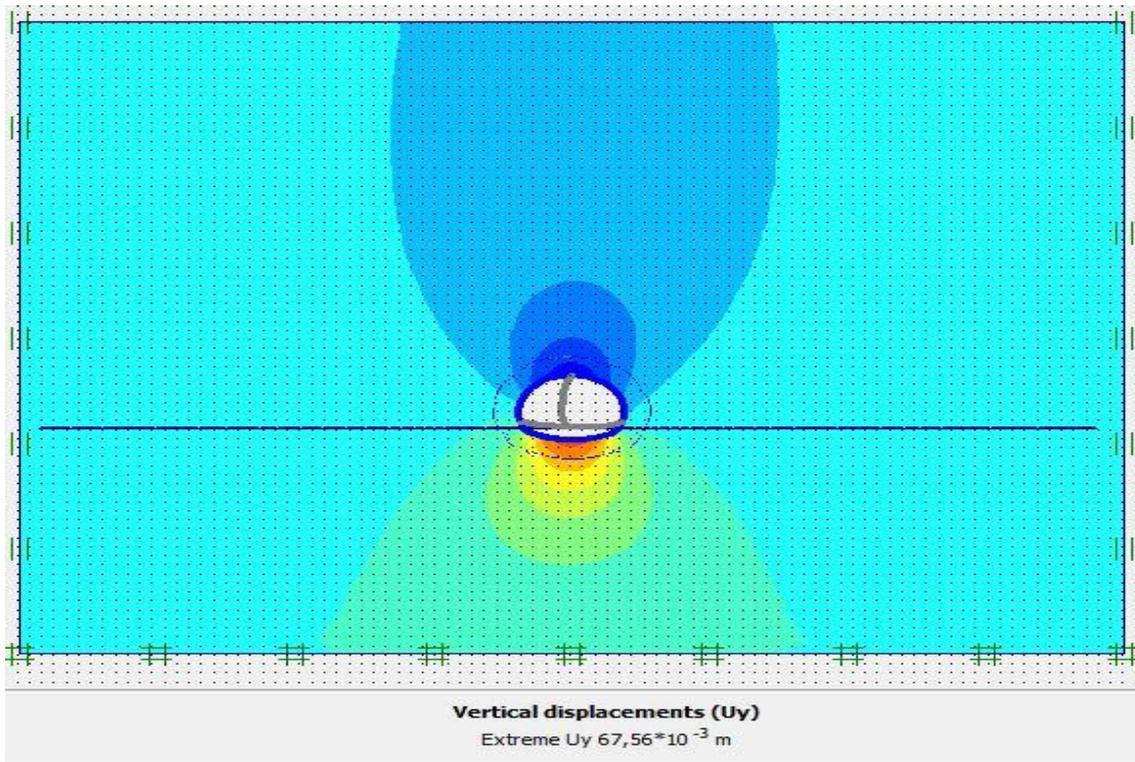


Figure V_14 : schéma représentant les déplacements verticaux –phase 03

Déplacements total :

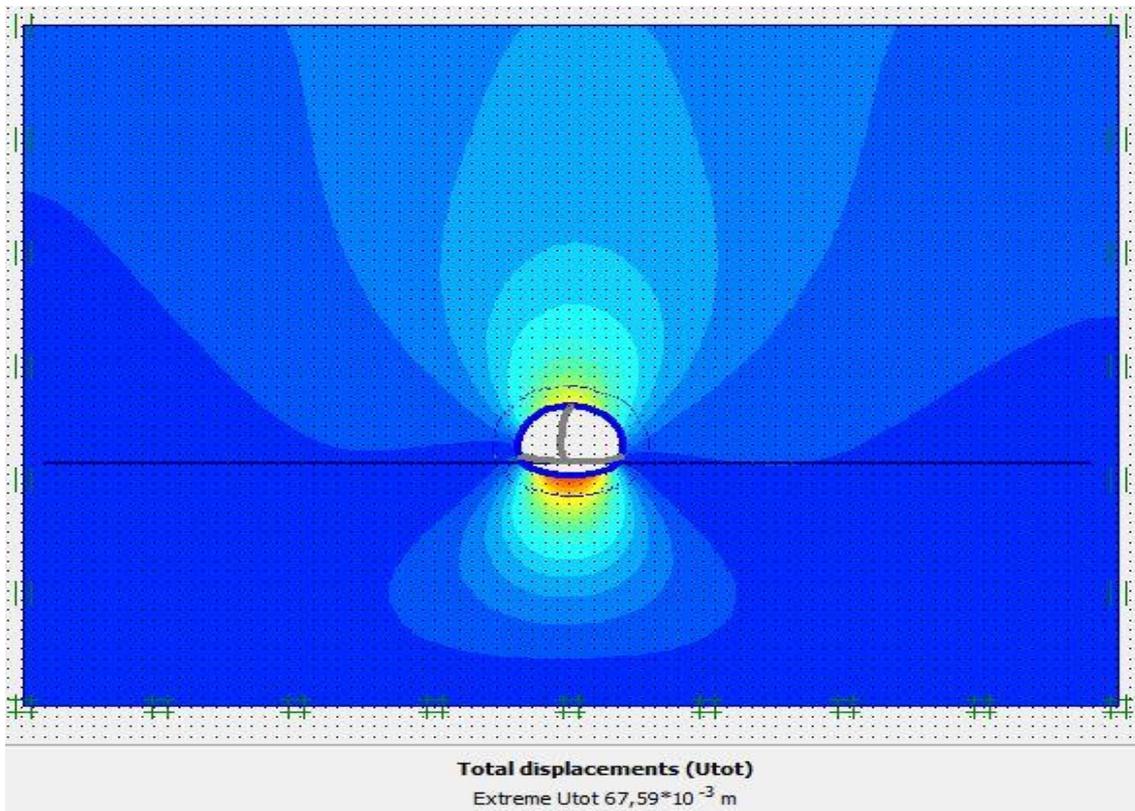


Figure V_15 : schéma représentant les déplacements total –phase 03

V-04-5 : vérification de stabilité au glissement :

Phase 01 : le coefficient de sécurité de cette phase est égal à $4,089 > 1,5$ y'a pas de glissement de terrain donc le terrain est stable pendant l'excavation du tunnel.



Figure V-16 : facteur de sécurité – phase 01

Phase 02 : le coefficient de sécurité de cette phase est égal à $4,776 > 1,5$ y'a pas de glissement de terrain donc le terrain est stable pendant l'excavation du tunnel.



figureV_17 : facteur de sécurité –phase 02

Phase 03 : le coefficient de sécurité de cette phase est égal à $7,625 > 1,5$ ’a pas de glissement de terrain donc le terrain est stable pendant l’excavation du tunnel.

Calculation information				
Multipliers				
Step Info				
Step	91 of 91	Extrapolation factor	0,500	
Plastic STEP		Relative stiffness	0,010	
Multipliers				
	Incremental multipliers		Total multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp:	1,000
Load system A	MloadA:	0,000	Σ -MloadA:	1,000
Load system B	MloadB:	0,000	Σ -MloadB:	1,000
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ -Mweight:	1,000
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ -Maccel:	0,000
Strength reduction factor	Msf:	0,290	Σ -Msf:	7,625
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000
Dynamic time	Increment:	0,000	End time:	0,000

Figure V_18 : facteur de sécurité – phase 03

V-04-6 : Comparaison entre la méthode analytique et la méthode numérique

On a étudié la stabilité du rameau de connexion par deux méthodes différentes.

La méthode analytique c’est la méthode de convergence confinement et on a trouvé une déformation de 6,45 cm.

Et par la méthode numérique c’est les méthodes des éléments finis à l’aide du logiciel PLAXIS 2D et on a trouvé une déformation de 6,75 cm.

Cette étude nous a permis de confirmer nos résultats.

V-05 : l'étude du puits de ventilation

Notre étude dans cette partie est composée de deux parties :

La première partie c'est une excavation de 42,8 m de longueur, 19,8 m de largeur et de 21,5 m de profondeur.

La deuxième partie c'est une excavation circulaire de 12 m de diamètre et de 25,2m de profondeur

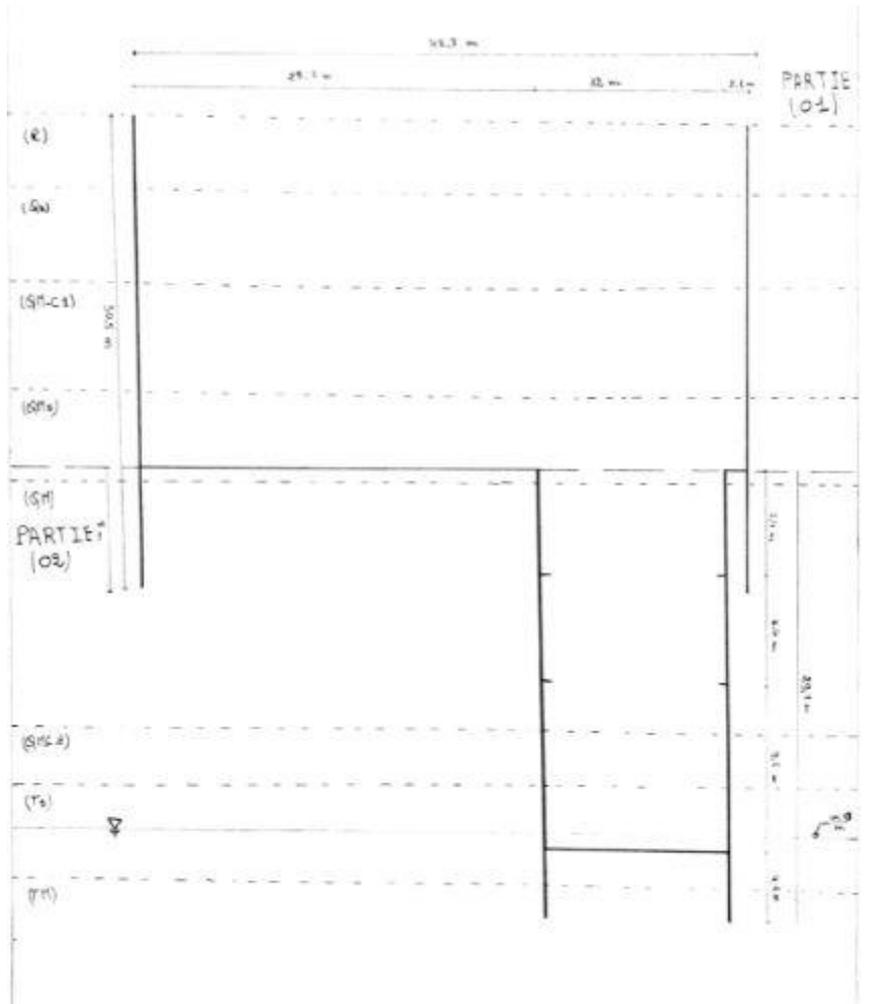


Figure V_19 : schéma représentant la partie 01 et la partie 02 du puits de ventilation

V-05-1 caractéristiques géotechnique et géométrie de l'ouvrage

Tableau V_02 : caractéristique géotechnique et géométrie de l'ouvrage

	Profondeur m	γ_d KN/m ³	γ_{sat} KN/m ³	E_{ref} MPa	ν	C_{ref} KN/m ²	Φ (°)	Ψ (°)	K_x m/s	K_y m/s
Remblais	0-4,5	17	20,58	10	0,3	3	20	0	10 ⁻⁴	10 ⁻⁴
Sables limoneux	4,5-10,5	17	20,58	60	0,3	3	34	4	10 ⁻⁴	10 ⁻⁴
Conglomérat	10,5-17,5	17	25	100	0,33	60	38	8	10 ⁻⁹	10 ⁻⁹
Sables limoneux	17,5-22,7	17	20,58	65	0,3	10	35	5	10 ⁻⁴	10 ⁻⁴
Argile marneuse	22,7-38,2	17	20,58	64	0,33	45	22	0	10 ⁻⁹	10 ⁻⁹
Conglomérat	38,2-42,7	17	25	120	0,3	60	38	8	10 ⁻⁹	10 ⁻⁹
Sables limoneux	42,7-51,2	17	20,58	70	0,33	10	36	6	10 ⁻⁴	10 ⁻⁴
Marne argileuse	51,2-∞	17	20,58	87	0,33	45	22	0	10 ⁻⁹	10 ⁻⁹

Avec :

γ_d : le poids volumique sec

γ_{sat} : le poids volumique saturé

ν : le coefficient de poisson

C_{ref} : cohésion de référence

E_{ref} : module d'young de référence

Φ : angle de frottement

Ψ : angle de dilatance

K_x, K_y : les coefficients de perméabilité

V-05-2 : caractéristiques mécaniques du soutènement**a) caractéristiques des pieux :**

La section générale correspond à une paroi de pieux de diamètre 0,8m pour la partie 01 et de 1 m de diamètre pour la partie 02 avec espacement de 1,1 m entre les axes. Un béton projeté est mis en place entre les pieux si le sol est instable. Le tableau(V_03) donne les caractéristique des pieux a introduire dans le logiciel PLAXIS.

Tableau V_03 : caractéristiques des pieux

	Type de comportement	Rigidité normale EA (KN/m)	Rigidité flexion en EI (KNm ² /m)	Epaisseur (m)
Pieu 01 ($\phi=0,8$)m	Elastique	$1,66*10^7$	$8,62*10^5$	0,8
Pieu 02($\phi=1$)m	Elastique	$2*10^7$	$1,7*10^6$	1

b) caractéristiques des poutres de couronnement

les poutres de couronnement sont des section rectangulaire (1*1)m pour la partie 01 et (1,8*2)m pour la partie 02, en béton armé .le tableau(V_04) donne les caractéristique des poutre de couronnement a introduire dans le logiciel PLAXIS

. Tableau V_04 : caractéristiques des poutres de couronnement

	Type de comportement	Rigidité normale EA (KN/m)	Rigidité flexion en EI (KNm ² /m)	Epaisseur (m)
Poutre de couronnement 01(1*1)m	Elastique	3,216*10 ⁷	2,68*10 ⁶	1
Poutre de couronnement 02 (1,8*2)m	Elastique	1,15*10 ⁸	3,857*10 ⁷	2

c) caractéristiques des anneaux

Les anneaux sont des sections carrées de 0,7* 0,7 m utilisé pour la partie 02 en béton armé. Le tableau(V_05) donne les caractéristiques d'anneau à introduire dans le logiciel PLAXIS

Tableau V_05 : caractéristique de l'anneau

	Type de comportement	Rigidité normale EA (KN/m)	Rigidité flexion en EI (KNm ² /m)	Epaisseur (m)
Anneau	Elastique	1,15*10 ⁸	6,43*10 ⁵	0,7

d) caractéristiques du radier

Le radier est une section rectangulaire de (12* 0,3) m pour la partie 02 en béton armé.

Le tableau(V_06) donne les caractéristiques du radier à introduire dans le logiciel PLAXIS.

Tableau V_06 : caractéristique du radier

	Type de comportement	Rigidité normale EA (KN/m)	Rigidité flexion en EI (KNm ² /m)	Epaisseur (m)
Radier	Elastique	1,15*10 ⁸	8,62*10 ⁵	0,3

e) caractéristique des tirant d’ancrage

Les tirants d’ancrage seront des câbles avec une seule injection globale. Le tableau (V_07) donne les caractéristiques des tirants d’ancrage à introduire dans le logiciel PLAXIS.

Tableau V_07 : caractéristique des tirants d’ancrage

	Type de comportement	Rigidité normale EA (KN/m)	Espacement (m)
Tirants d’ancrage	Elastique	$1,95 \cdot 10^{10}$	3,5

f) caractéristiques du coulis de scellement

Le tableau(V_08) donne les caractéristiques du coulis de scellement a introduire dans le logiciel PLAXIS

Tableau V_08 : caractéristique du coulis de scellement

	Type de comportement	Rigidité normale EA (KN/m)
Coulis du scellement	Elastique	$1,0 \cdot 10^5$

V-05-3 : modélisation de la partie 01

Le maillage du model est constitué de 2076 éléments, 16813 nœuds, 24912 points de contraintes et la tailles moyenne d’élément est égale2, 98 m (Figure V_20, Figure V_21), le maillage a cependant été raffiné dans la zone proche du puits de ventilation (Figure V_22) . Le calcul s’effectue en déformation plane .le creusement se fait en 7 phases. Les résultats seront présentés pour chaque phase.

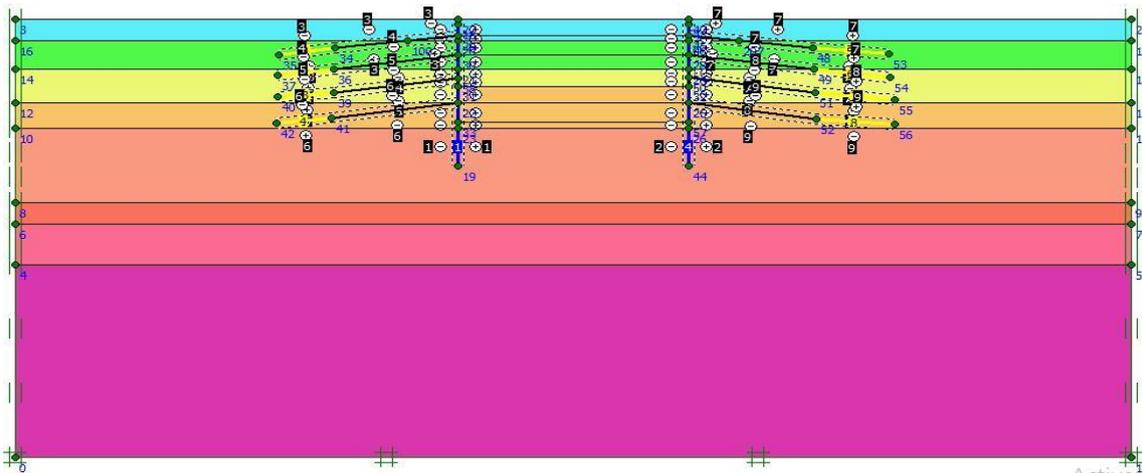


Figure V_20 : schéma de la modélisation de la structure sous le logiciel PLAXIS

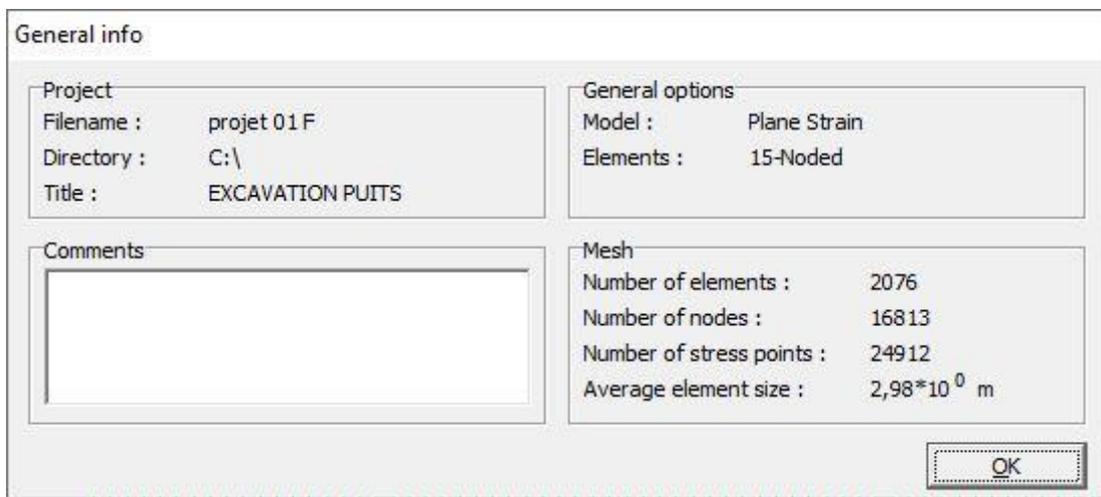


Figure V_21 : Nombre d'éléments et de nœuds

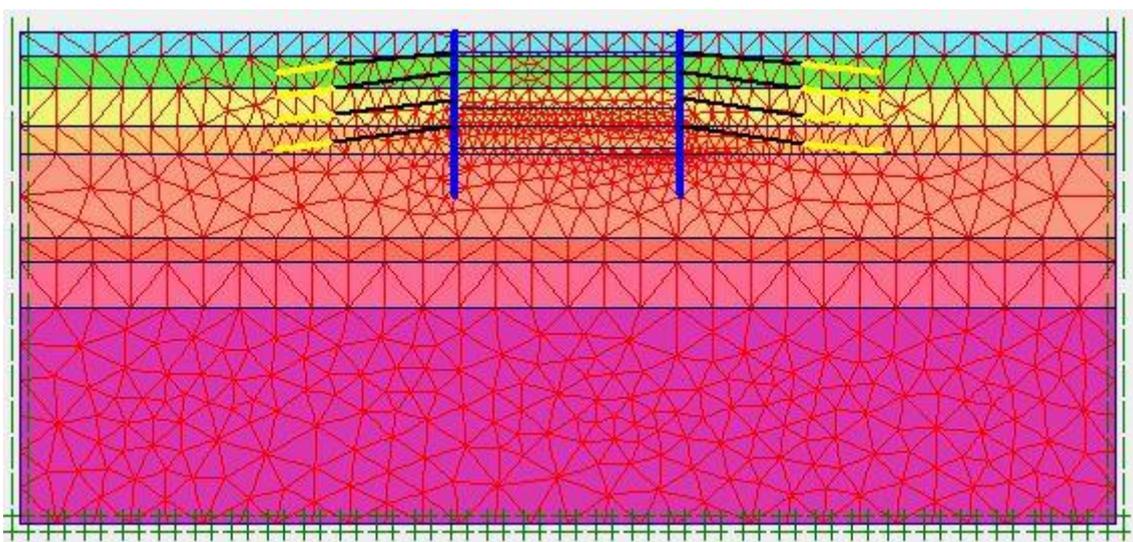


Figure V_22 : Représentation du maillage obtenu a l'aide du logiciel PLAXIS

V-05-4 Résultats de calculs pour les phases d'exécution de l'excavation

Phase 01 : on est juste introduire les éléments pieux et poutres de couronnement

Déformation : le schéma déformé de la structure (excavation, structure de soutènement, et terrain retenu) obtenu après calculs relatifs a la phase 01 à l'aide du logiciel PLAXIS, est représenté par la figure V_23. Le déplacement horizontal maximal enregistré est de $9.34 \cdot 10^{-4}$ cm, le déplacement vertical maximal enregistré est de 0,011 cm, le déplacement total maximal enregistré est de 0,011 cm.

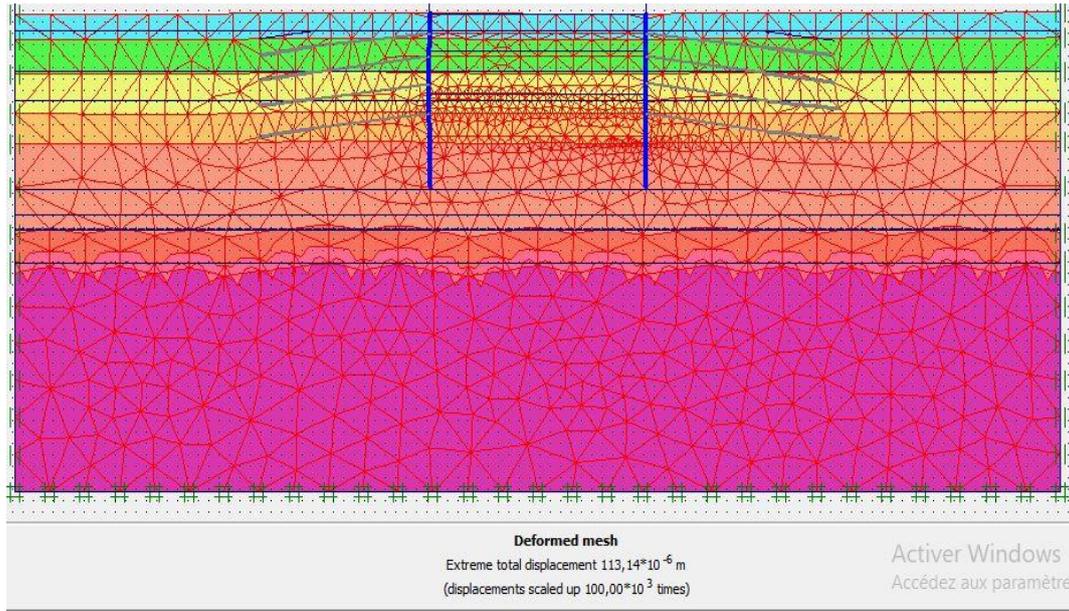


Figure V_23 : schéma déformé de la structure modélisée

Déplacement horizontaux

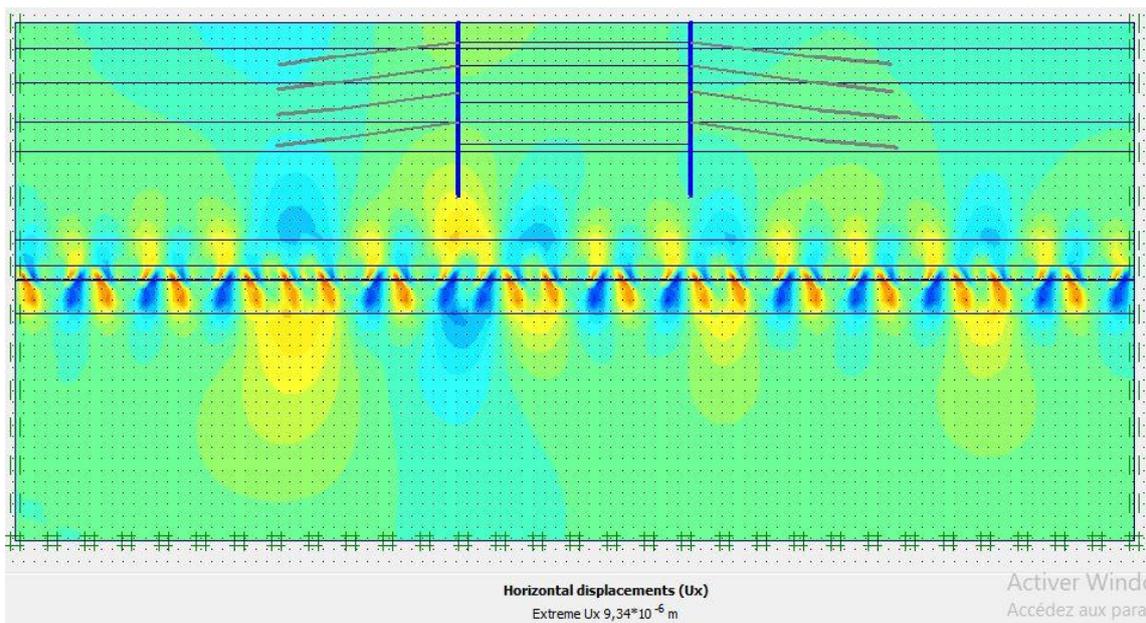


Figure V-24 : schéma représentant les déplacements horizontaux – phase 01

Déplacement vertical

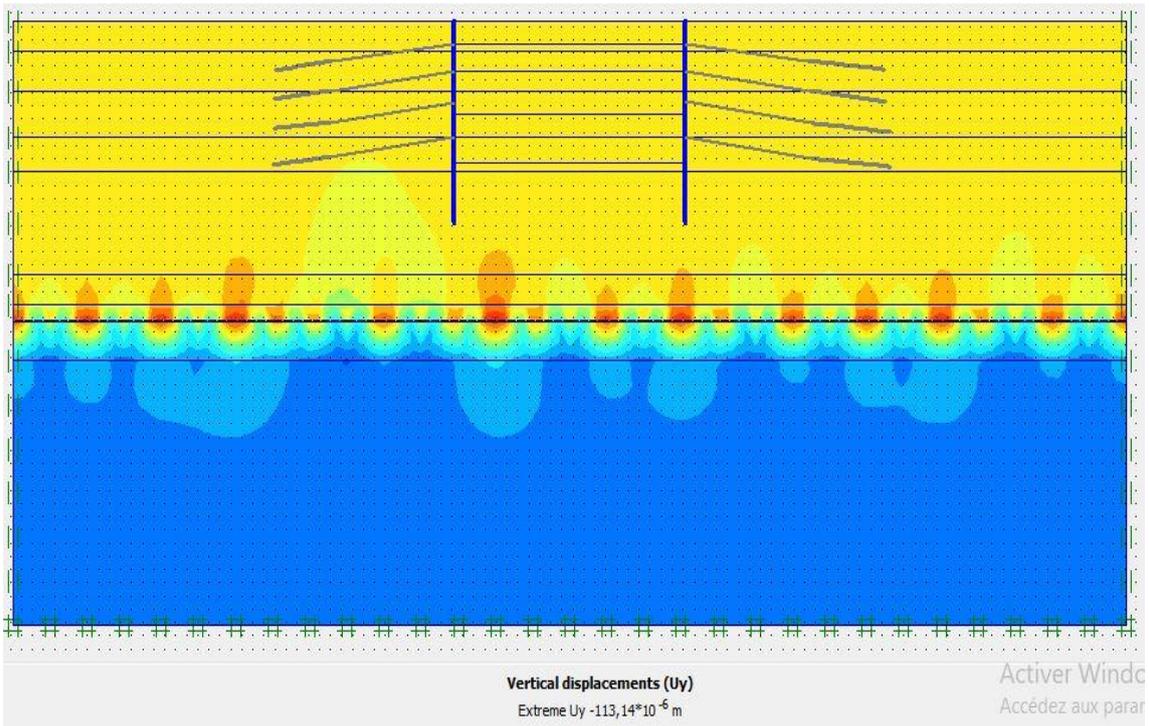


Figure V-25 : schéma représentant les déplacements verticaux – phase 01

Déplacement total

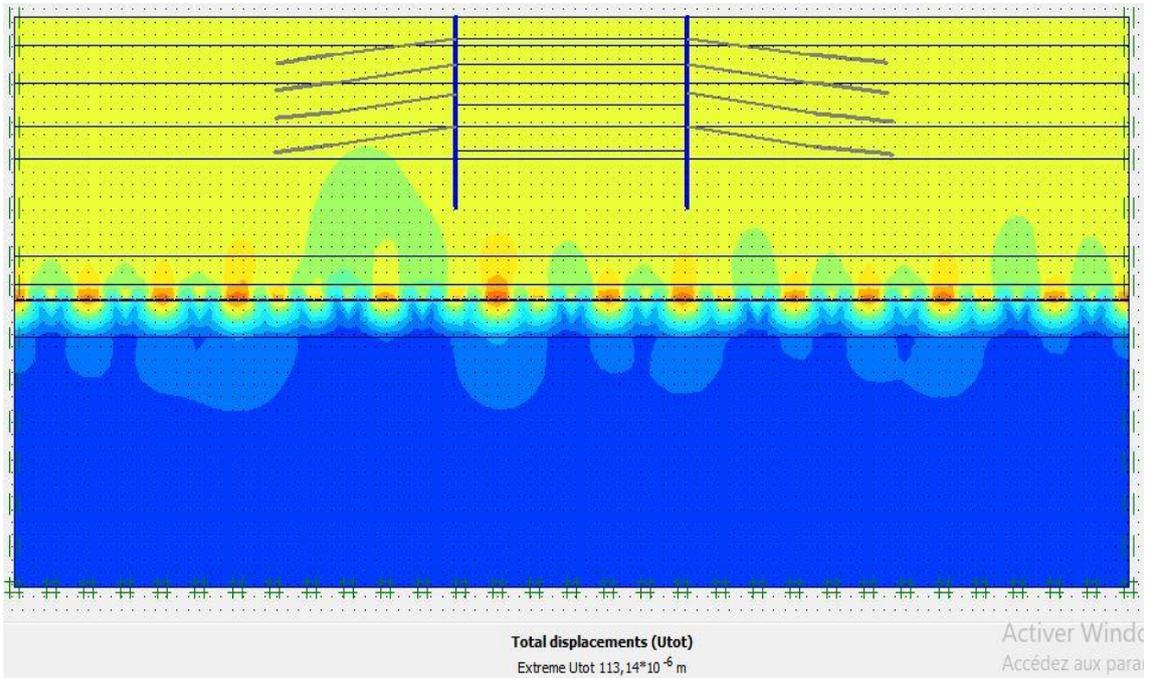


Figure V-26 : schéma représentant les déplacements total – phase 01

Phase 02 : l'excavation s'effectue jusqu'à une profondeur égale a 3,5 m

Déformation : le schéma déformé de la structure (excavation, structure de soutènement, et terrain retenu) obtenu après calculs relatifs a la phase 02 à l'aide du logiciel PLAXIS, est représenté par la figure V_28. Le déplacement horizontal maximal enregistré est de 0,5cm, le déplacement vertical maximal enregistré est de 2,6cm , le déplacement total maximal enregistré est de 2,6 cm.

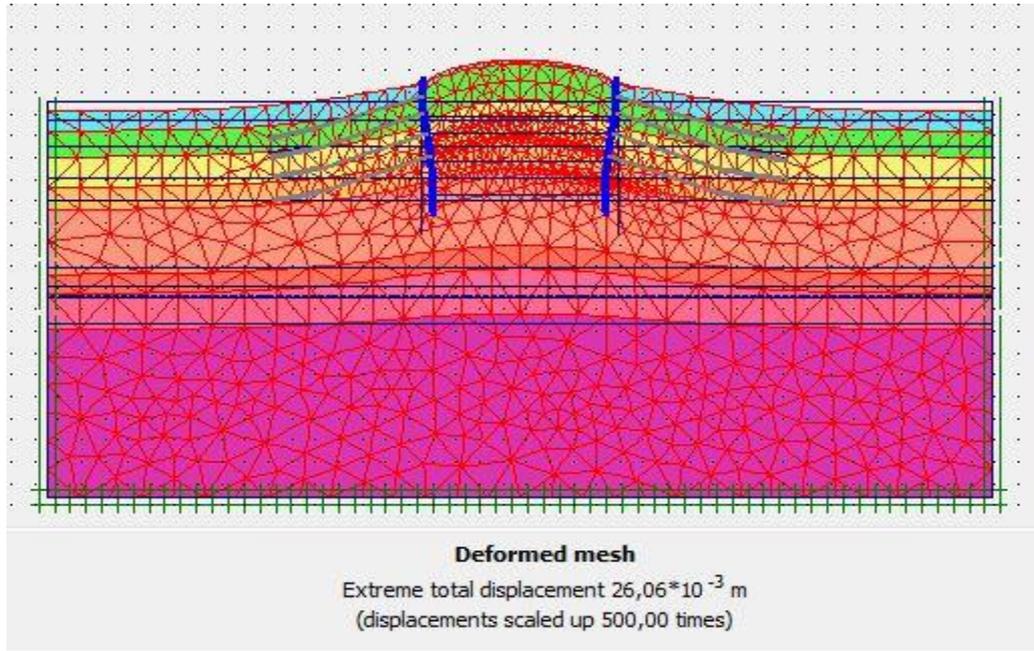


Figure V_27 : schéma déformé de la structure modélisée

Déplacement horizontaux

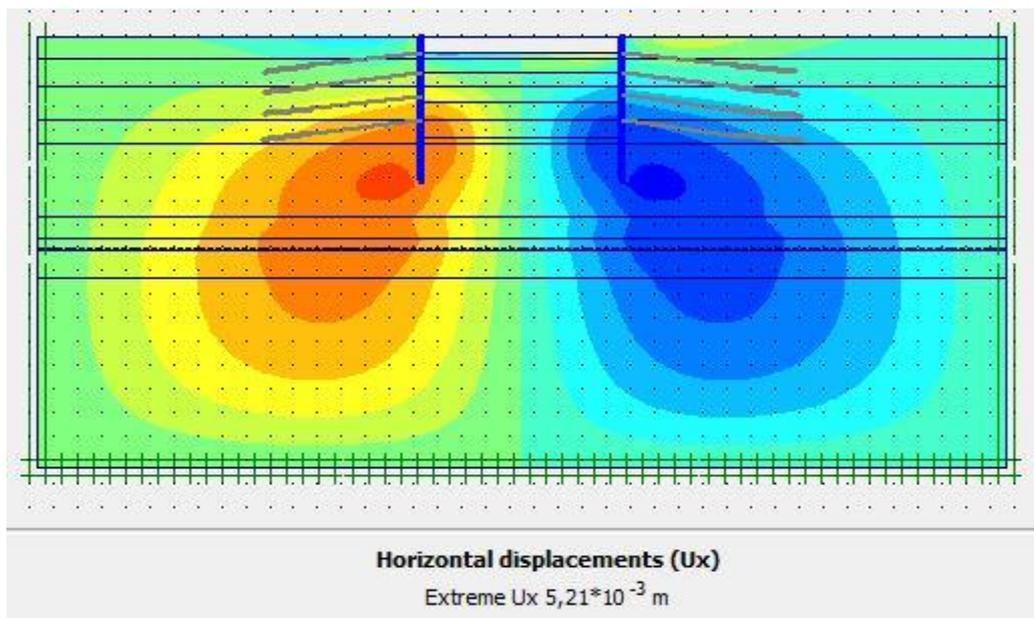


Figure V-28 : schéma représentant les déplacements horizontaux – phase 02

Déplacement verticaux

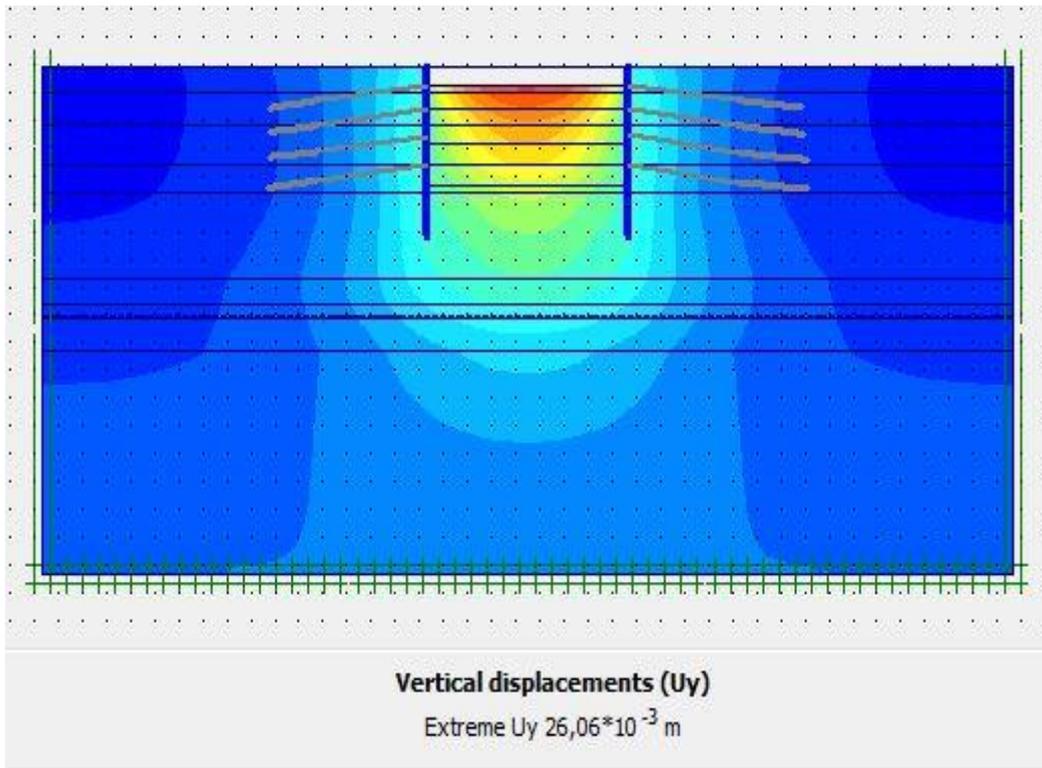


Figure V-29 : schéma représentant les déplacements verticaux – phase 02

Déplacement total

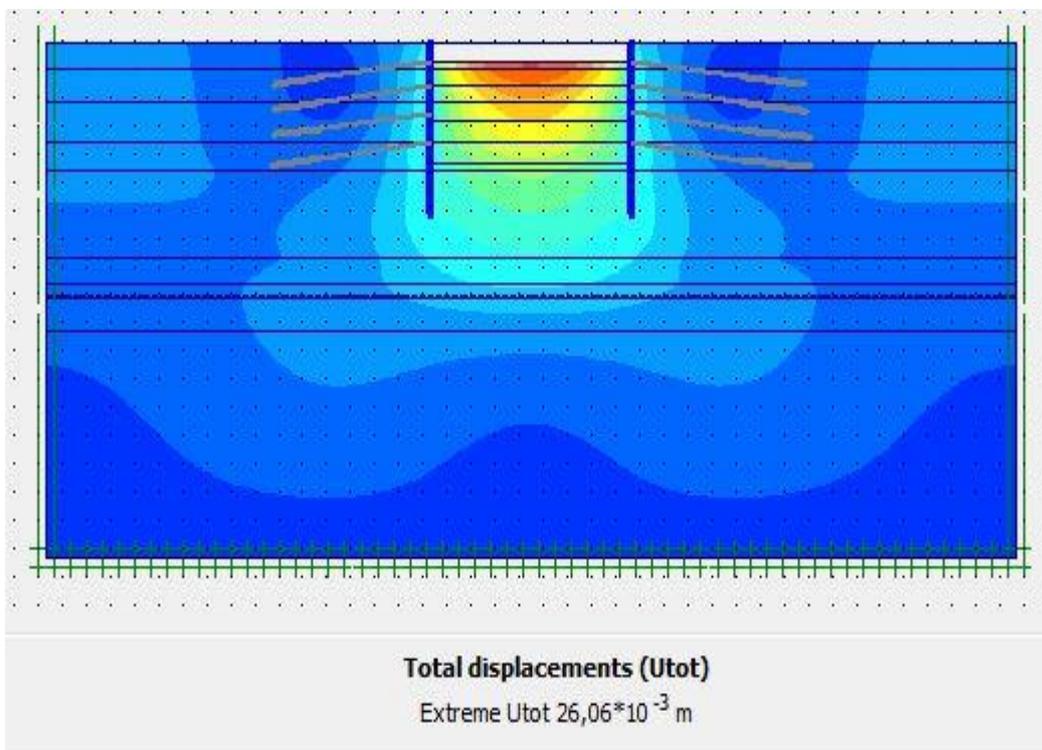


Figure V-30 : schéma représentant les déplacements total – phase 02

Phase 03 : l'excavation s'effectue jusqu'à une profondeur égale a 7m, avec l'activation des tirants d'ancrage

Déformation : le schéma déformé de la structure (excavation, structure de soutènement, et terrain retenu) obtenu après calculs relatifs a la phase 03 à l'aide du logiciel PLAXIS, est représenté par la figure V_31. Le déplacement horizontal maximal enregistré est de 1,14cm, le déplacement vertical maximal enregistré est de 5,32 cm, le déplacement total maximal enregistré est de 5,32 cm.

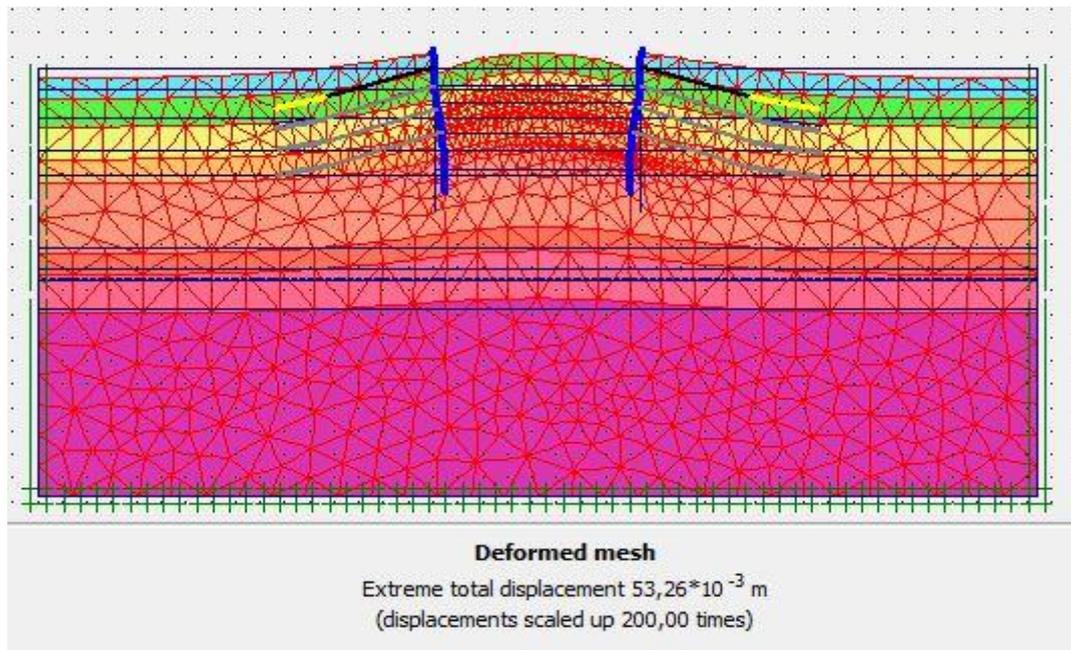


Figure V_31 : schéma déformé de la structure modélisée

Déplacement horizontaux

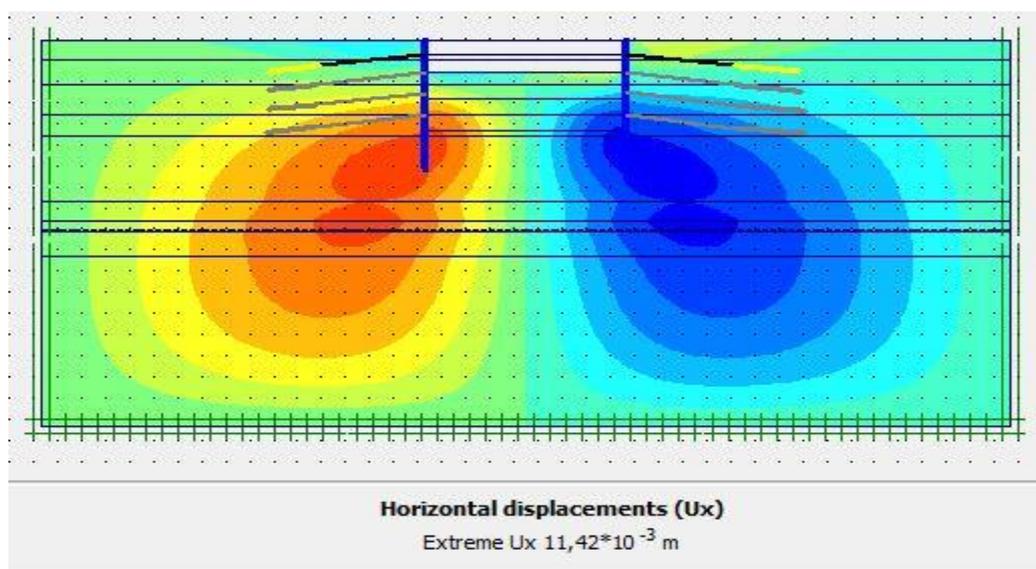


Figure V-32 : schéma représentant les déplacements horizontaux – phase 03

Déplacement vertical

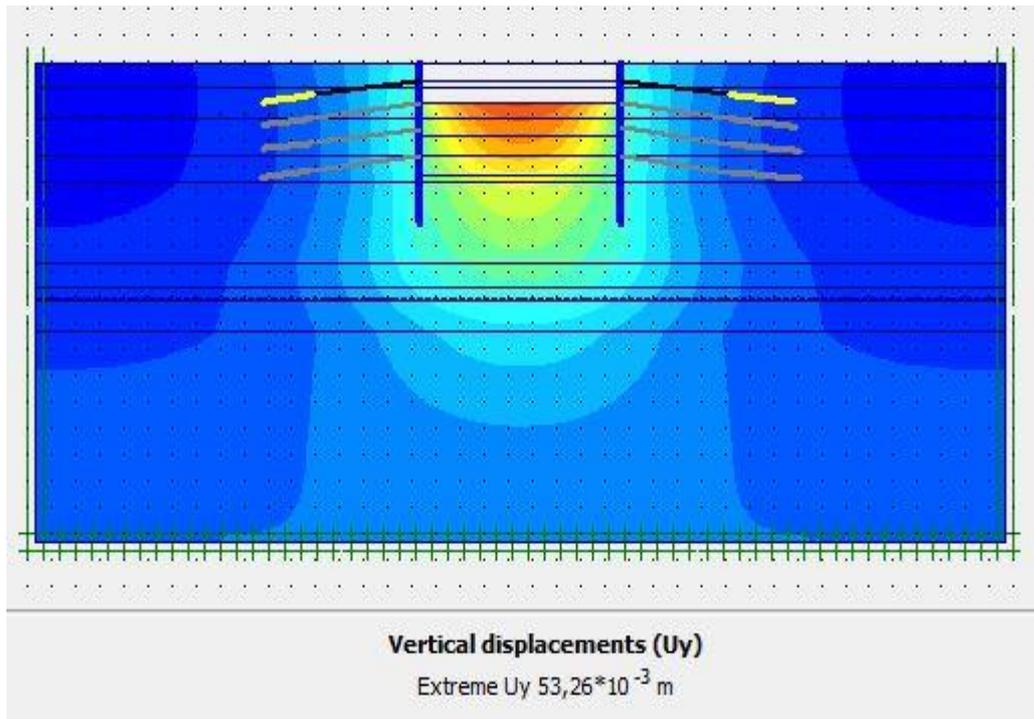


Figure V-33 : schéma représentant les déplacements verticaux – phase 03

Déplacement total

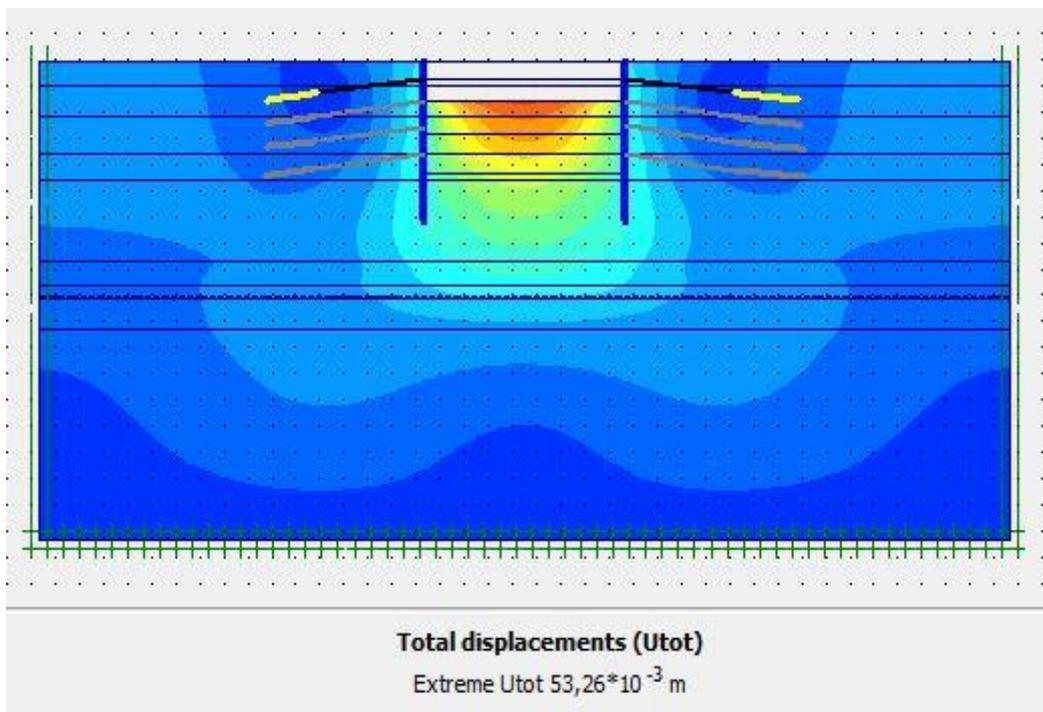


Figure V-34 : schéma représentant les déplacements total – phase 03

Phase 04 : l'excavation s'effectue jusqu'à une profondeur égale a 10,5m, avec l'activation des tirants d'ancrage

Déformation : le schéma déformé de la structure (excavation, structure de soutènement, et terrain retenu) obtenu après calculs relatifs a la phase 04 à l'aide du logiciel PLAXIS, est représenté par la figure V_35. Le déplacement horizontal maximal enregistré est de 1,6cm, le déplacement vertical maximal enregistré est de 6,9 cm, le déplacement total maximal enregistré est de 6,9 cm.

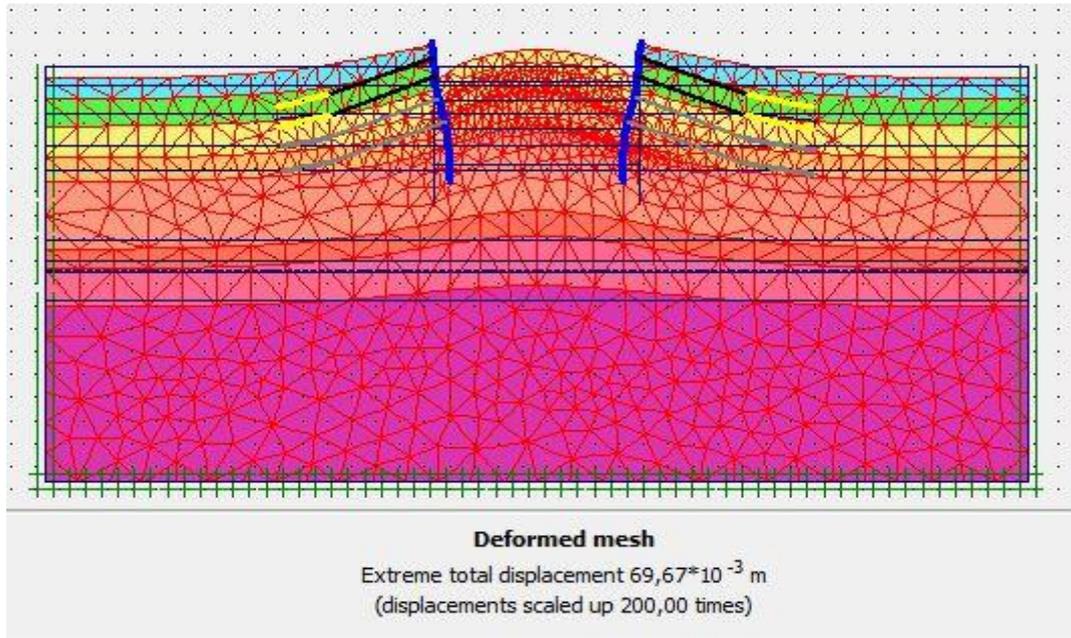


Figure V_35 : schéma déformé de la structure modélisée

Déplacement horizontaux

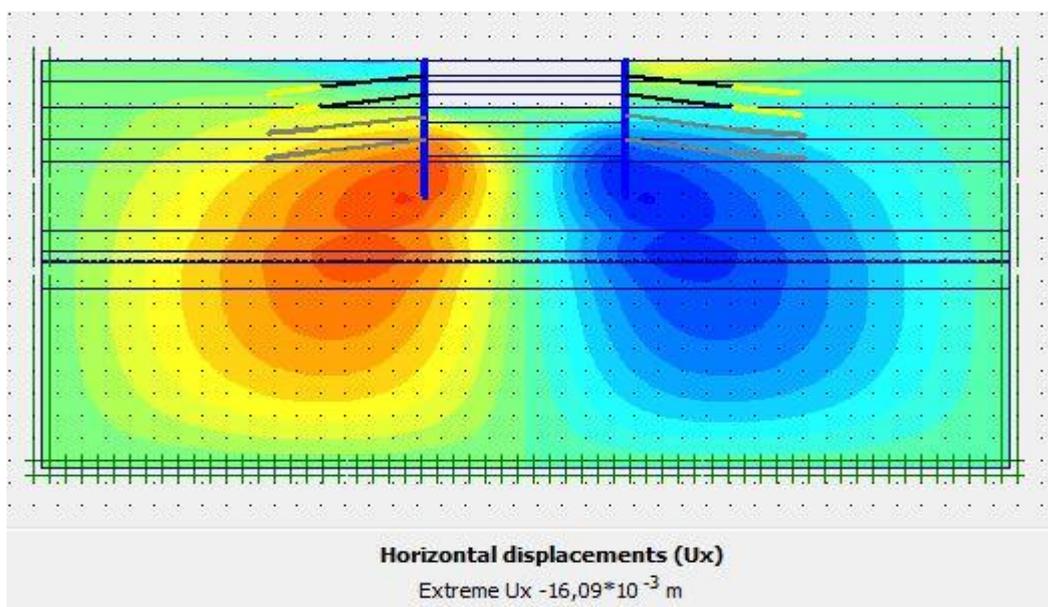


Figure V-36 : schéma représentant les déplacements horizontaux – phase 04

Déplacement verticaux

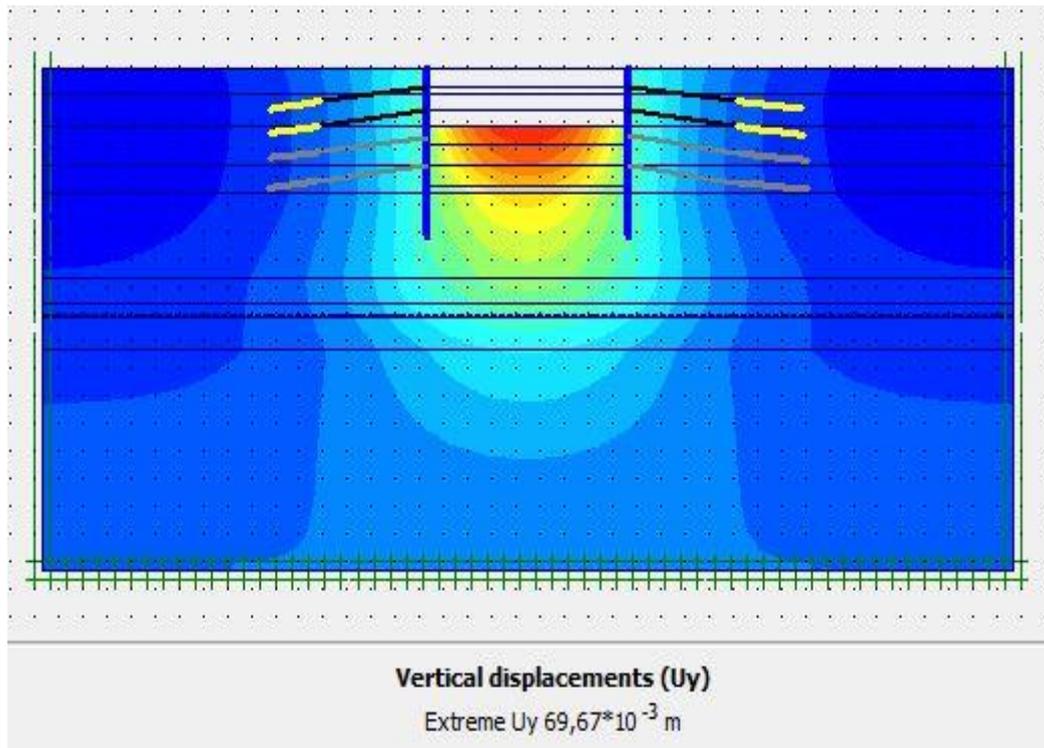


Figure V-37 : schéma représentant les déplacements verticaux – phase 04

Déplacement total

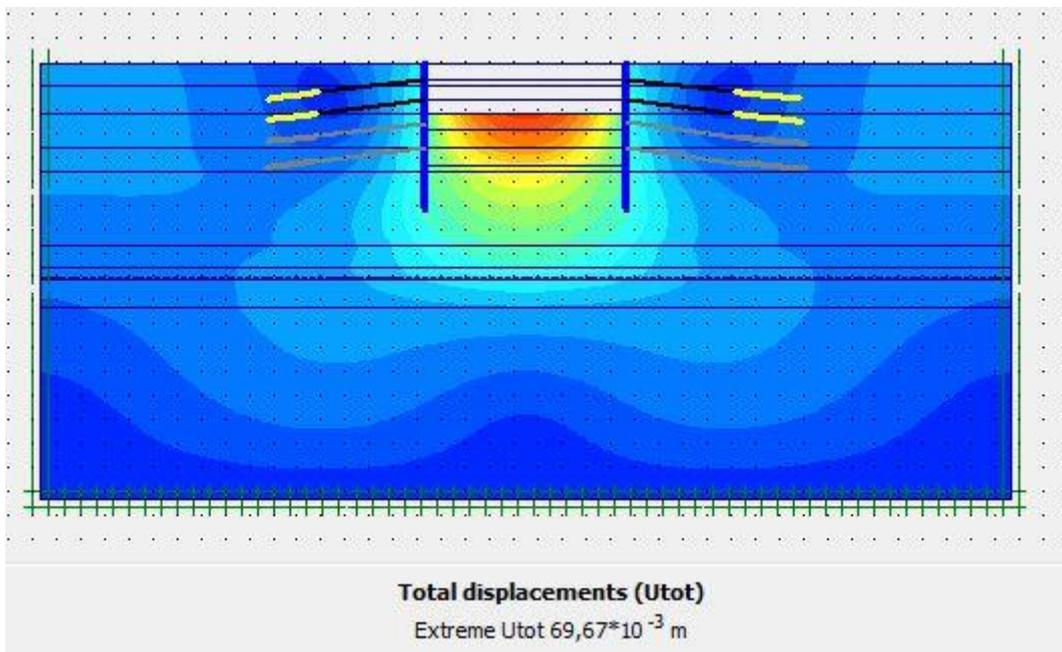


Figure V-38 : schéma représentant les déplacements total – phase 04

Phase 05 : l'excavation s'effectue jusqu'à une profondeur égale à 14m, avec l'activation des tirants d'ancrage

Déformation : le schéma déformé de la structure (excavation, structure de soutènement, et terrain retenu) obtenu après calculs relatifs à la phase 05 à l'aide du logiciel PLAXIS, est représenté par la figure V_39. Le déplacement horizontal maximal enregistré est de 2,18cm, le déplacement vertical maximal enregistré est de 8,86cm, le déplacement total maximal enregistré est de 8,86 cm.

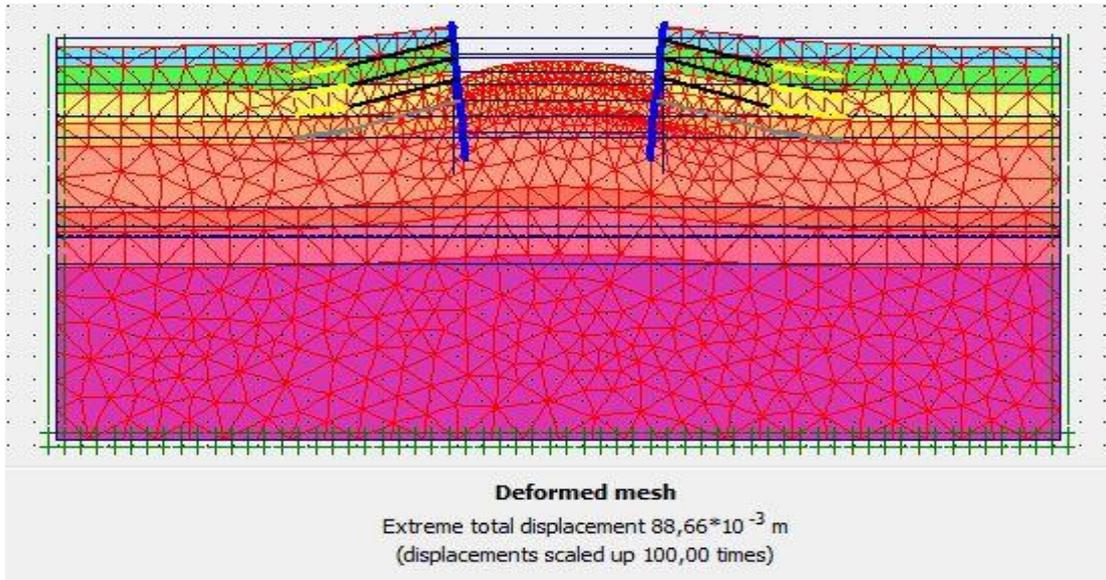


Figure V_39 : schéma déformé de la structure modélisée

Déplacement horizontaux

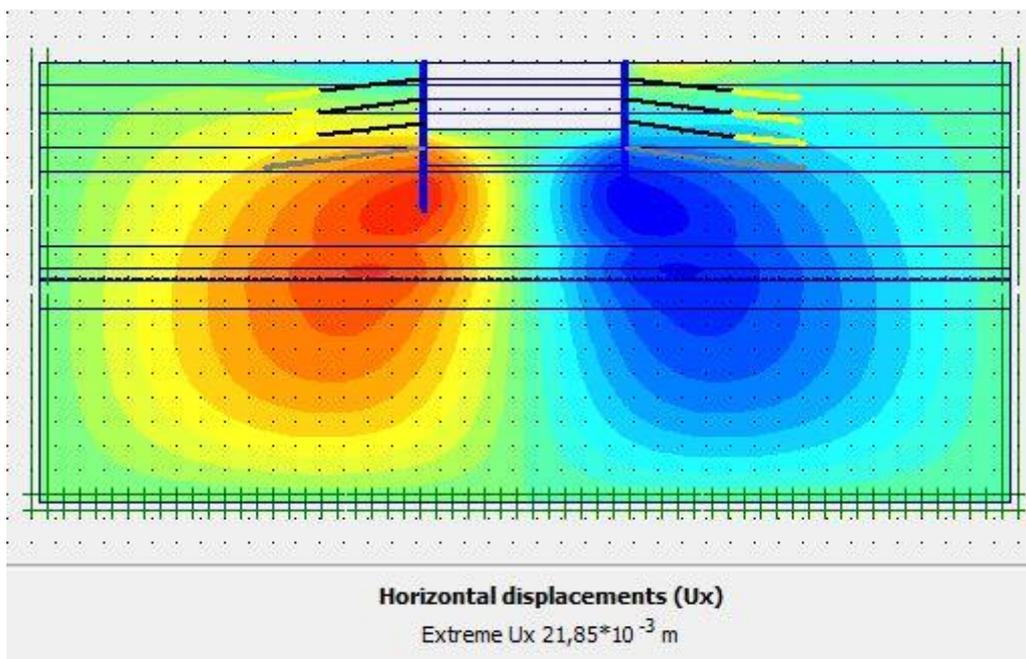


Figure V-40 : schéma représentant les déplacements horizontaux – phase 05

Déplacement verticaux

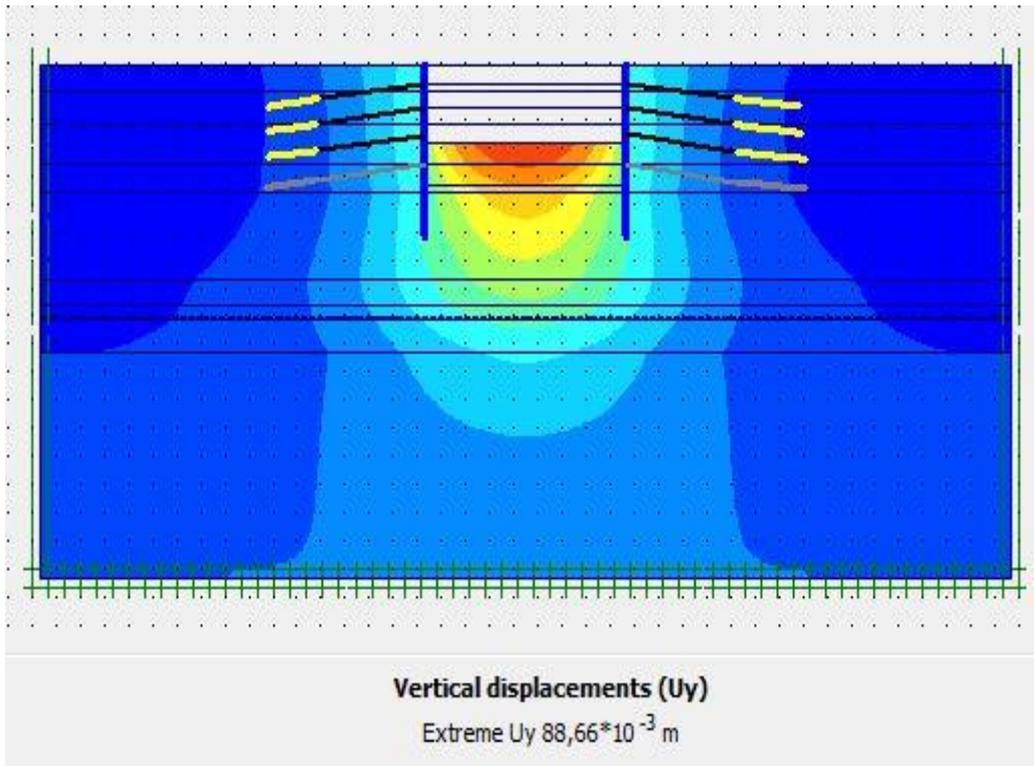


Figure V-41 : schéma représentant les déplacements verticaux – phase 05

Déplacement total

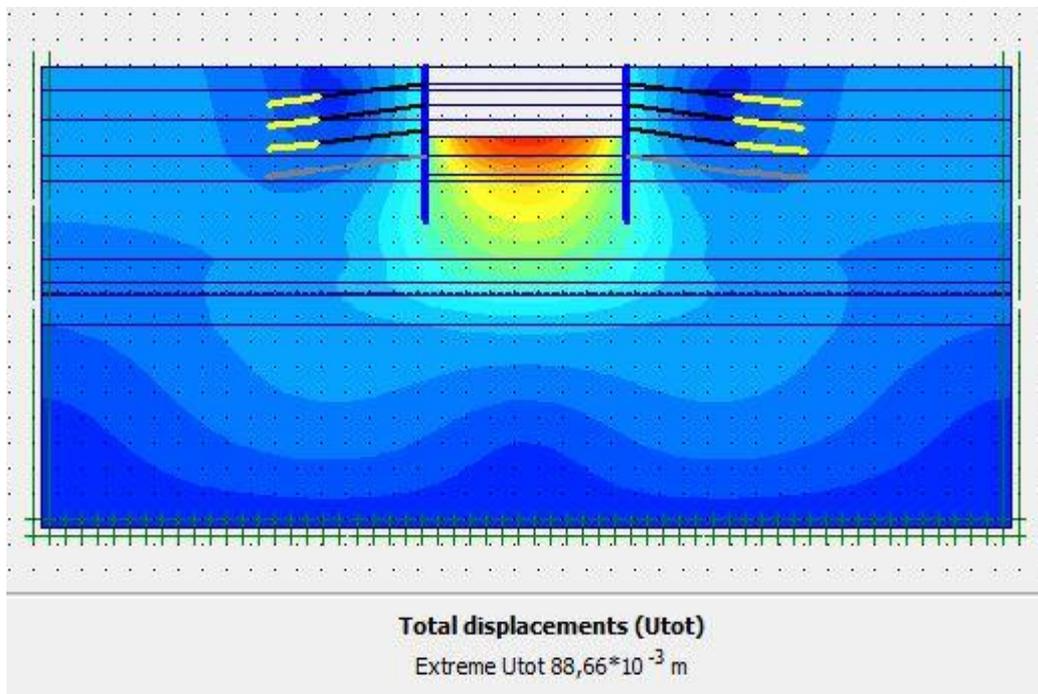


Figure V-42 : schéma représentant les déplacements total – phase 05

Phase 06 : l'excavation s'effectue jusqu'à une profondeur égale à 17,5m, avec l'activation des tirants d'ancrage

Déformation : le schéma déformé de la structure (excavation, structure de soutènement, et terrain retenu) obtenu après calculs relatifs à la phase 06 à l'aide du logiciel PLAXIS, est représenté par la figure V_43. Le déplacement horizontal maximal enregistré est de 2,85cm, le déplacement vertical maximal enregistré est de 10,4 cm, le déplacement total maximal enregistré est de 10,4 cm.

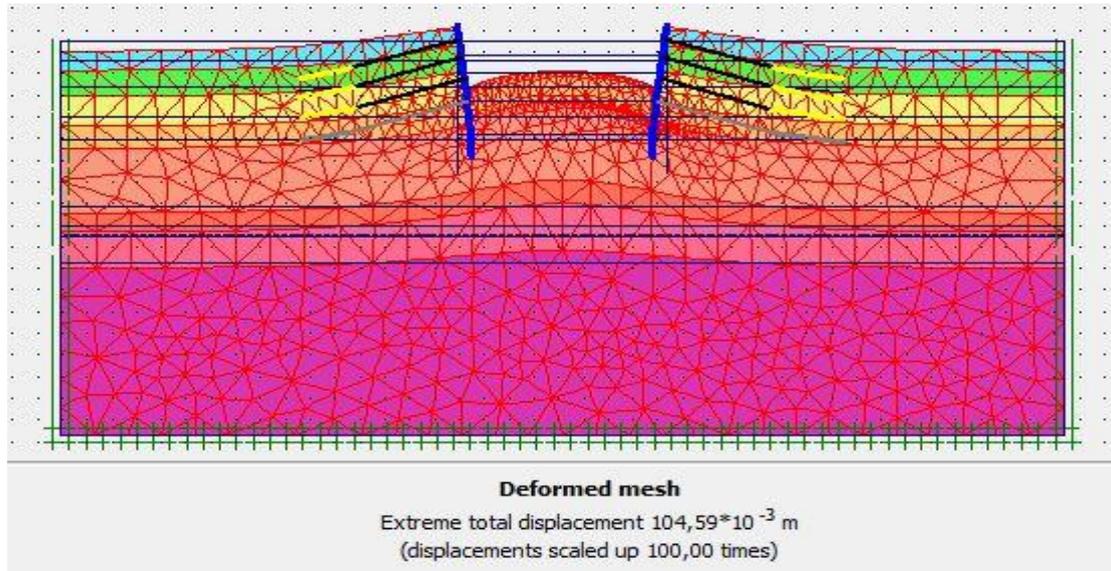


Figure V_43 : schéma déformé de la structure modélisée

Déplacement horizontaux

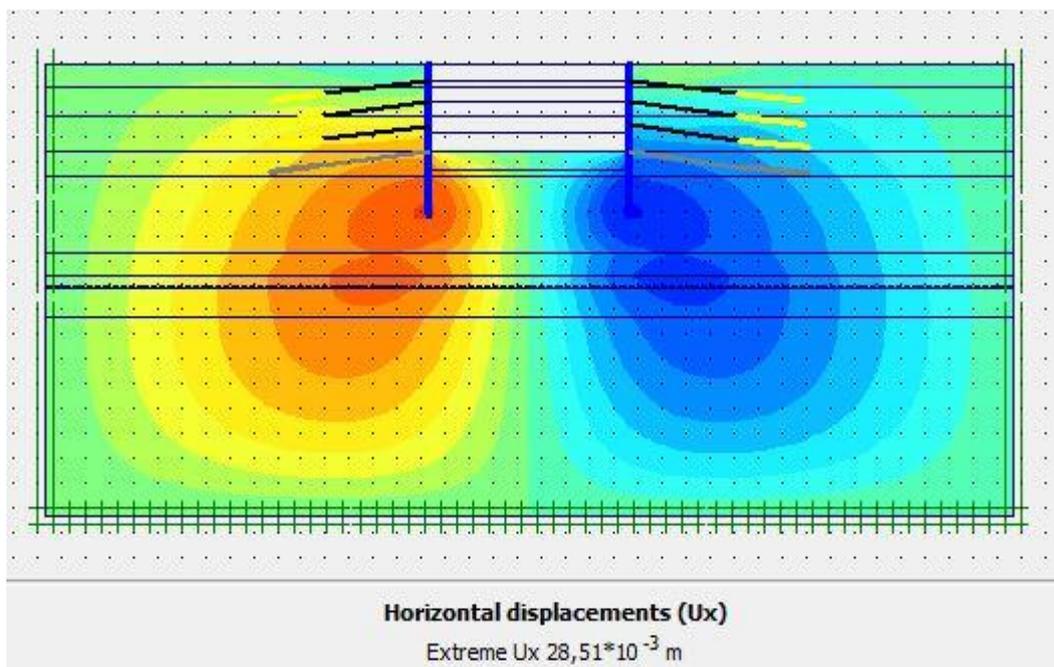


Figure V-44 : schéma représentant les déplacements horizontaux – phase 06

Déplacement verticaux

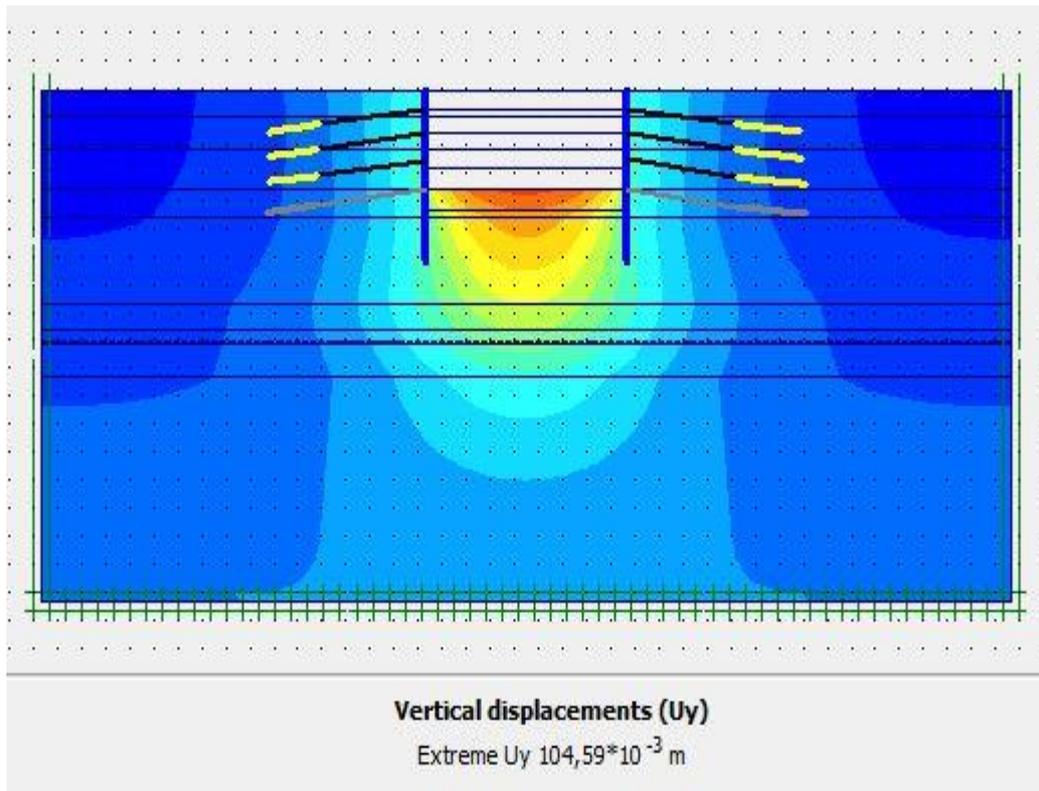


Figure V-45 : schéma représentant les déplacements verticaux – phase 06

Déplacement total

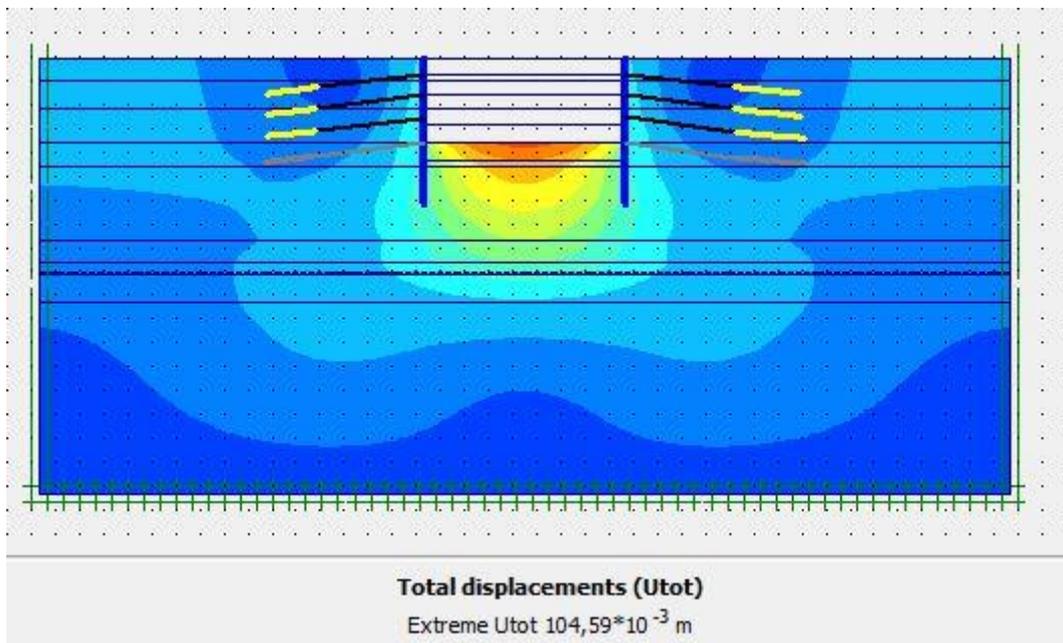


Figure V-46 : schéma représentant les déplacements total – phase 06

Phase 07 : l'excavation s'effectue jusqu'à une profondeur égale a 21,5m, avec l'activation des tirants d'ancrage

Déformation : le schéma déformé de la structure (excavation, structure de soutènement, et terrain retenu) obtenu après calculs relatifs a la phase 07 à l'aide du logiciel PLAXIS, est représenté par la figure V_47. Le déplacement horizontal maximal enregistré est de 3,6 cm, le déplacement vertical maximal enregistré est de 11,1 cm, le déplacement total maximal enregistré est de 11,1 cm.

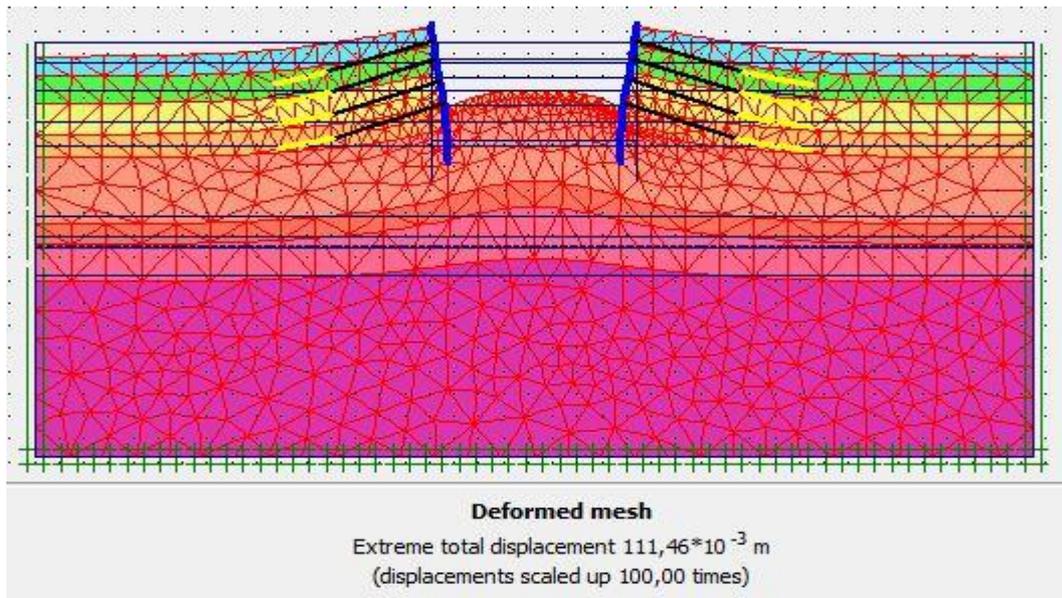


Figure V_47 : schéma déformé de la structure modélisée

Déplacement horizontaux

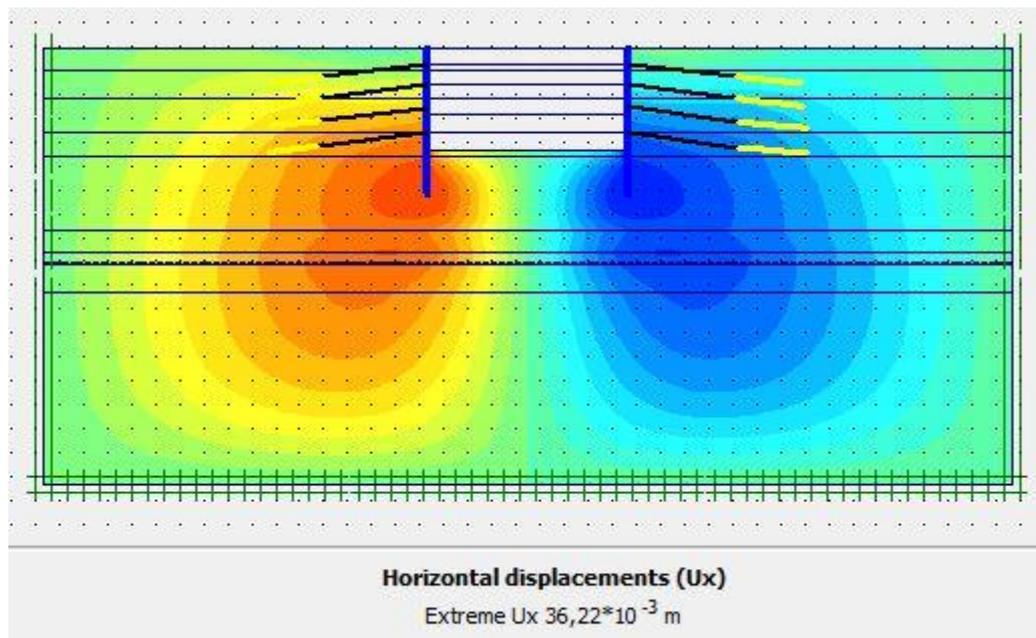


Figure V-48 : schéma représentant les déplacements horizontaux – phase 07

Déplacement verticaux

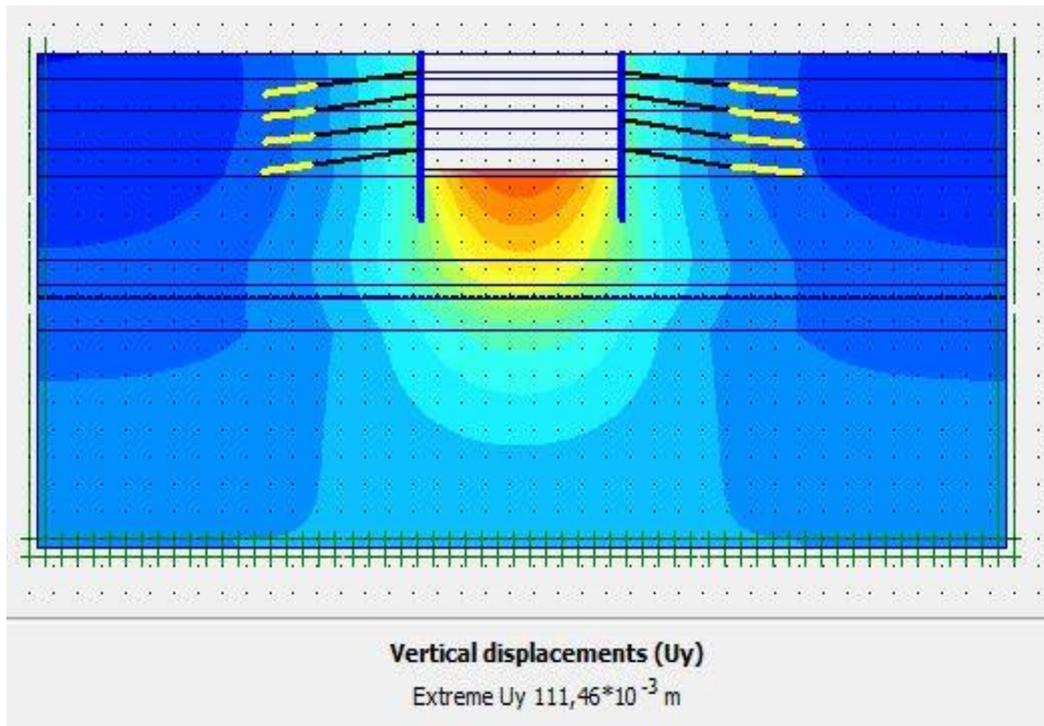


Figure V-49 : schéma représentant les déplacements verticaux – phase 07

Déplacement total

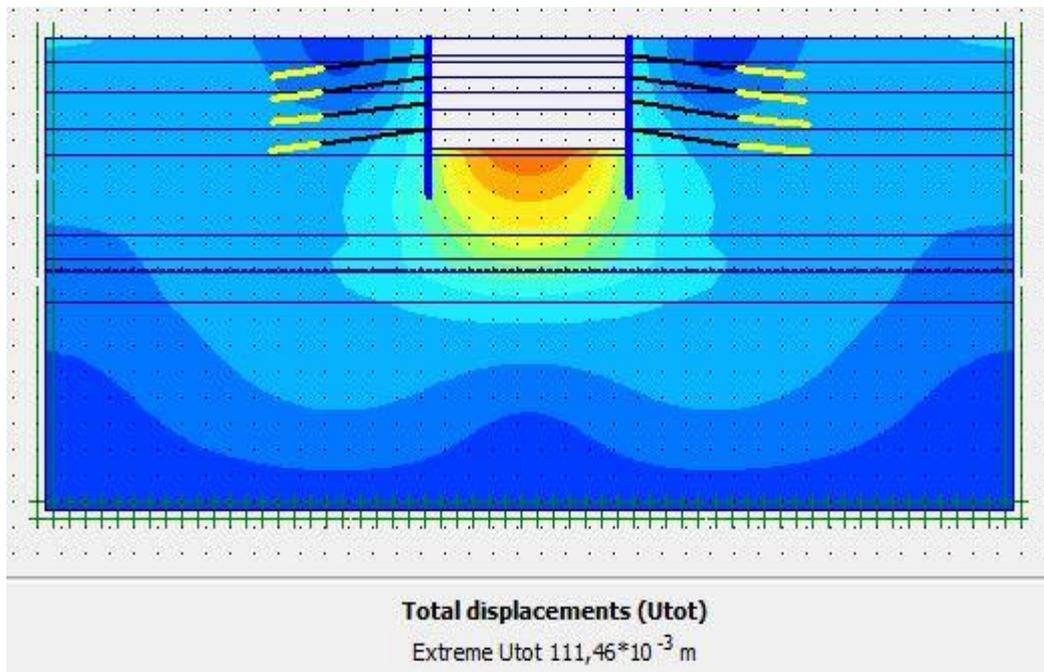


Figure V-50 : schéma représentant les déplacements total – phase 07

Pour les vérifications des déplacements sont dans le tableau V_10

V-05-5 : modélisation du partie 02

Le maillage du model est constitué de 1500 éléments, 12649 nœuds, 18000 points de contraintes et la tailles moyenne d'élément est égall,57 m (Figure V_51 , Figure V_52), le maillage a cependant été raffiné dans la zone proche du puits de ventilation (Figure V_53) . Le calcul s'effectue en déformation plane .le creusement se fait en 7 phases. Les résultats seront présentés pour chaque phase.

Avec

- La surcharge du sol de la partie 01 du puits de ventilation $A0 = \sum \gamma_i h_i = 465 \text{ KPa}$
- Le poids de pieu 01 $A1 = 290 \text{ KN}$
- Le poids de la dalle $A2 = 7,5 \text{ KPa}$

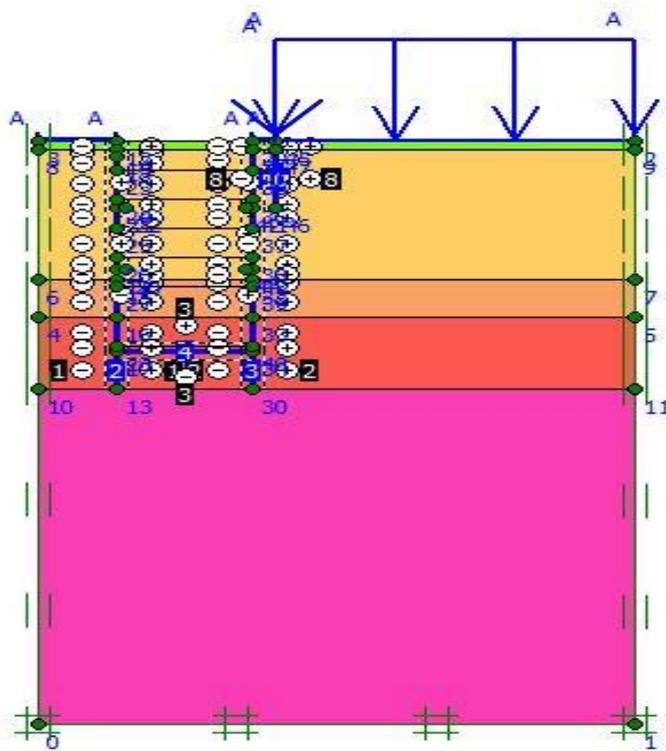


Figure V_51 : schéma de la modélisation de la structure sous le logiciel PLAXIS

General info	
Project	
Filename :	puits f
Directory :	C:\
Title :	<puits f>
General options	
Model :	Axisymmetry
Elements :	15-Noded
Comments	
Mesh	
Number of elements :	1500
Number of nodes :	12649
Number of stress points :	18000
Average element size :	$1,57 \cdot 10^0$ m
<input type="button" value="OK"/>	

Figure V_52 : Nombre d'élément et de nœuds

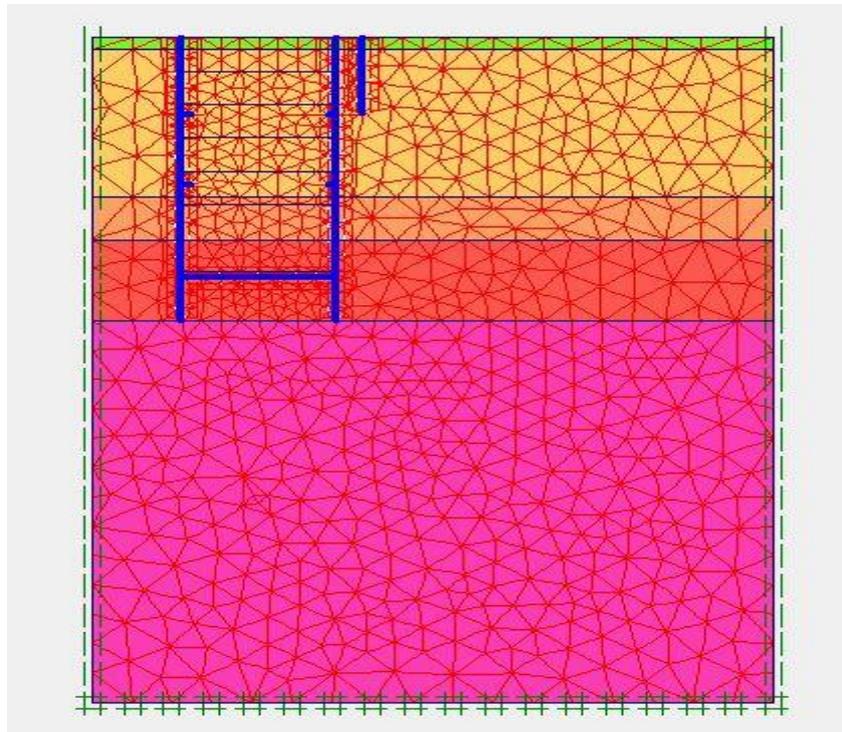


Figure V_53 : Représentation du maillage obtenu a l'aide du logiciel PLAXIS

V-05-6 : Résultats de calculs pour les phases d'exécution de l'excavation

Phase 01 : dans la première phase on a juste introduire les pieux.

Déformation : le schéma déformé de la structure (excavation, structure de soutènement, et terrain retenu) obtenu après calculs relatifs a la phase 01 à l'aide du logiciel PLAXIS, est représenté par la figure V_54. Le déplacement horizontal maximal enregistré est de 1,0 cm, le déplacement vertical maximal enregistré est de 8,5 cm, le déplacement total maximal enregistré est de 8,5 cm.

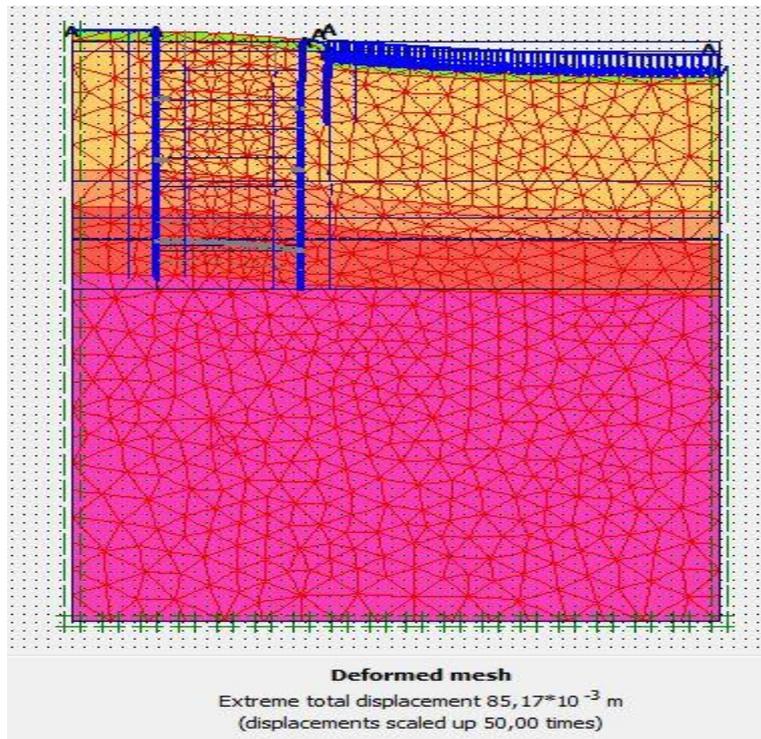


Figure V_54 : schéma déformé de la structure

Déplacement horizontaux

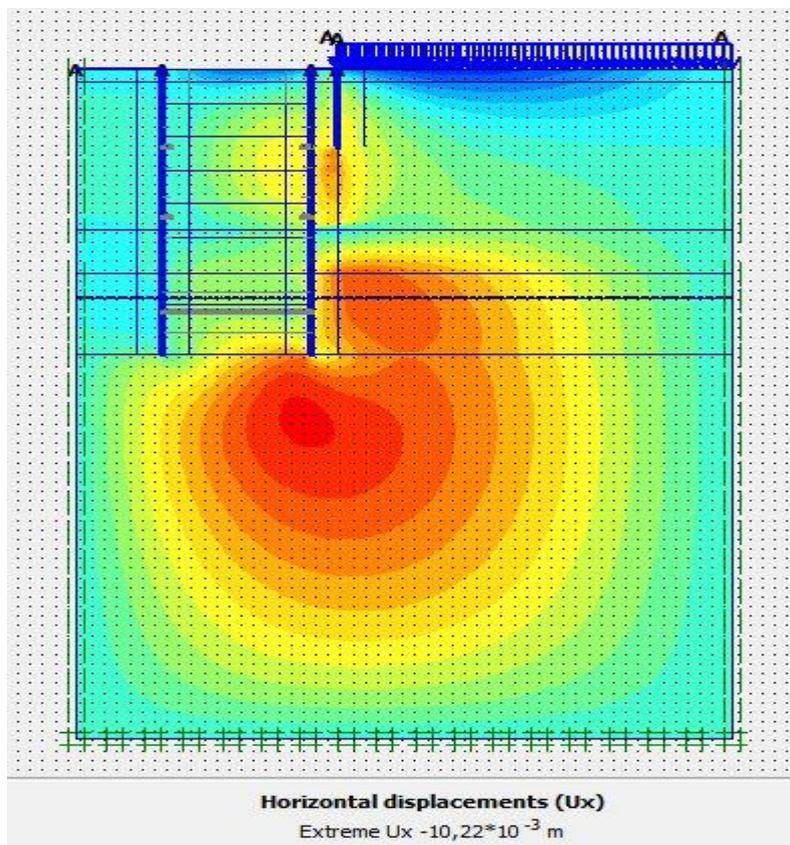


Figure V_55 : schéma représentant les déplacements horizontaux –phase 01

Déplacement verticaux

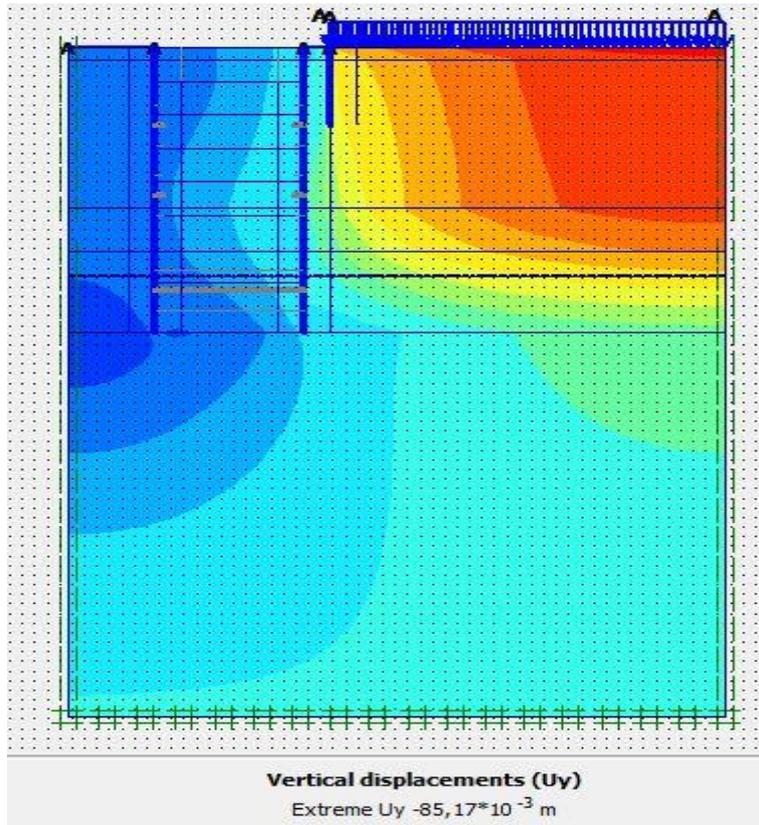


Figure V_56 : schéma représentant les déplacements verticaux –phase 01

Déplacement total

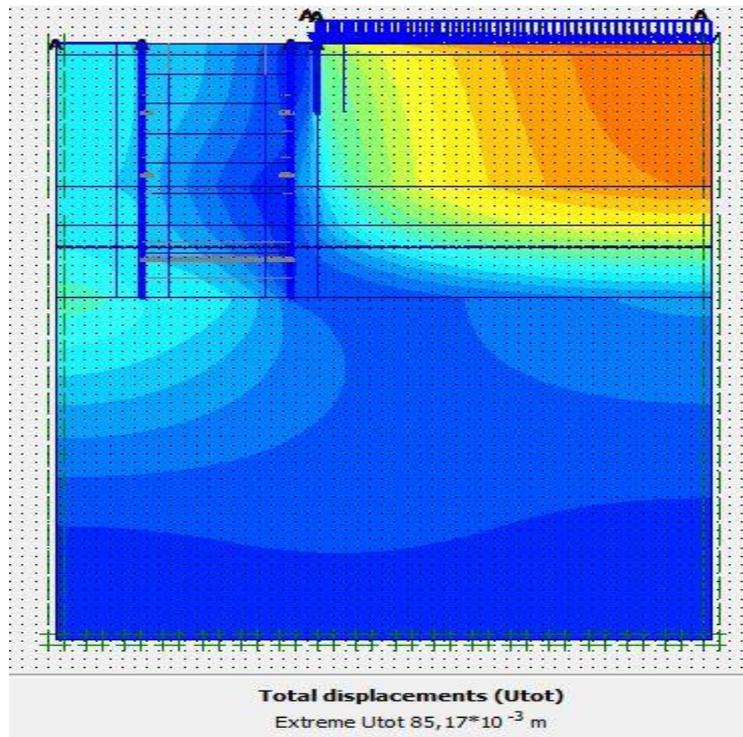


Figure V_57 : schéma représentant les déplacements total –phase 01

Phase 02 : l'excavation s'effectue jusqu'à une profondeur égale à 3,5 m

Déformation : le schéma déformé de la structure (excavation, structure de soutènement, et terrain retenu) obtenu après calculs relatifs à la phase 02 à l'aide du logiciel PLAXIS, est représenté par la figure V_58. Le déplacement horizontal maximal enregistré est de 1,1cm, le déplacement vertical maximal enregistré est de 8,6 cm, le déplacement total maximal enregistré est 8,6 cm.

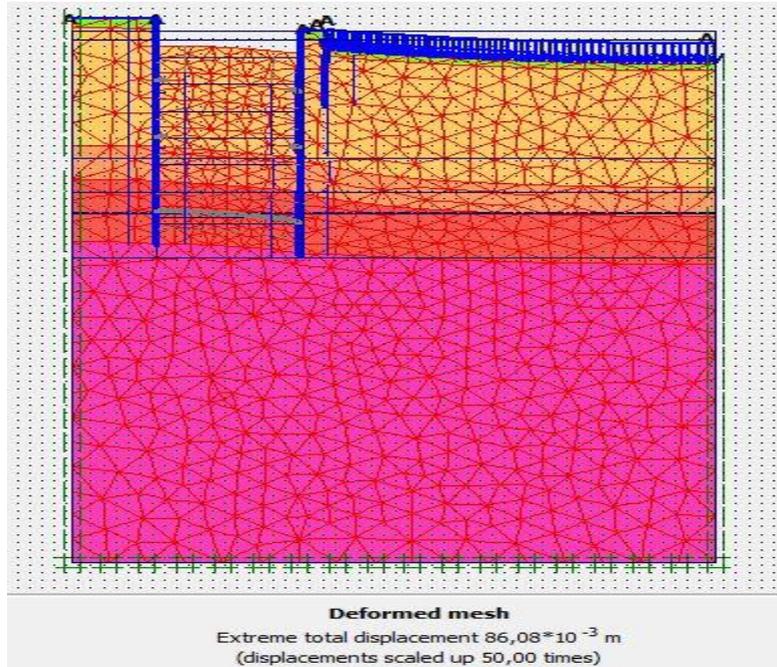


Figure V_58 : schéma déformé de la structure

Déplacement horizontaux

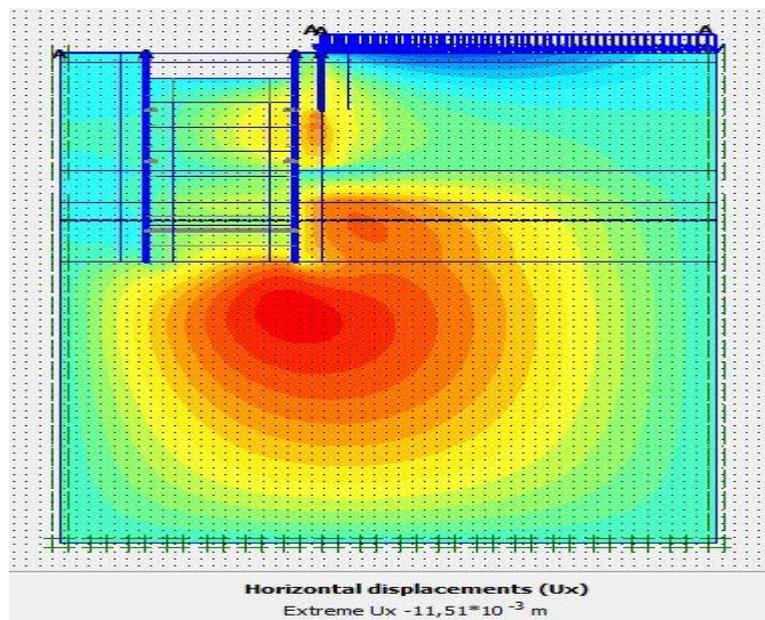


Figure V_59 : schéma représentant les déplacements horizontaux –phase 02

Déplacement verticaux

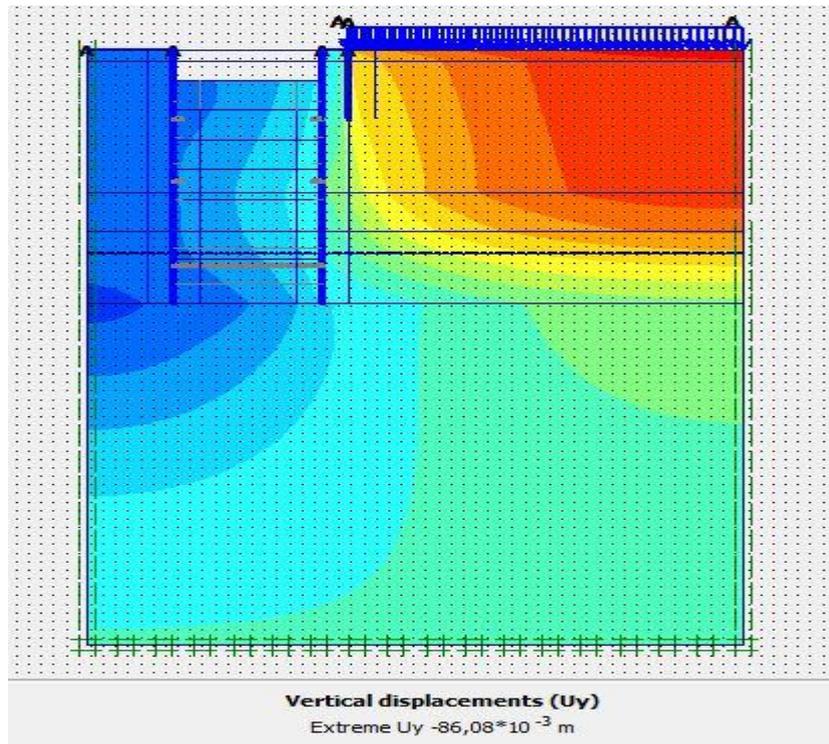


Figure V_60 : schéma représentant les déplacements verticaux –phase 02

Déplacement total

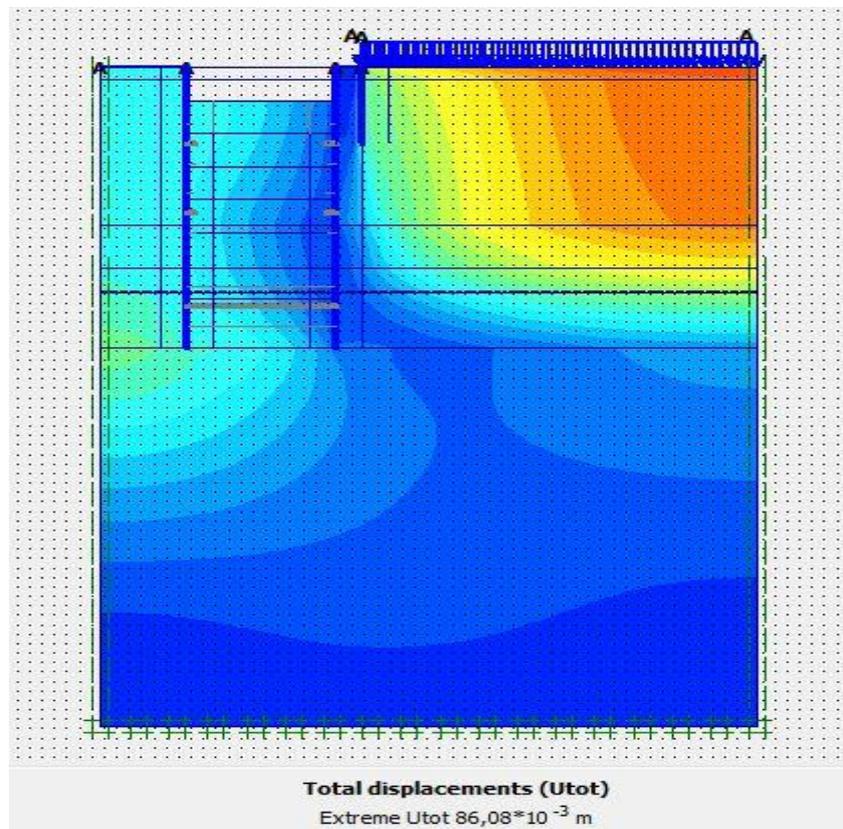


Figure V_61 : schéma représentant les déplacements total –phase 02

Phase 03 : l'excavation s'effectue jusqu'à une profondeur égale à 7 m

Déformation : le schéma déformé de la structure (excavation, structure de soutènement, et terrain retenu) obtenu après calculs relatifs à la phase 03 à l'aide du logiciel PLAXIS, est représenté par la figure V_62. Le déplacement horizontal maximal enregistré est de 1,2cm, le déplacement vertical maximal enregistré est de 8,7 cm, le déplacement total maximal enregistré est de 8,7 cm.

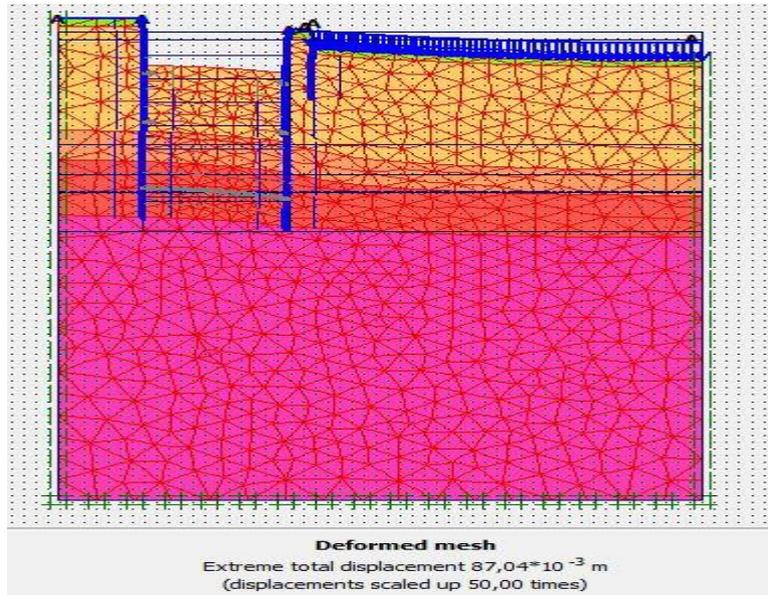


Figure V_62 : schéma déformé de la structure

Déplacement horizontaux

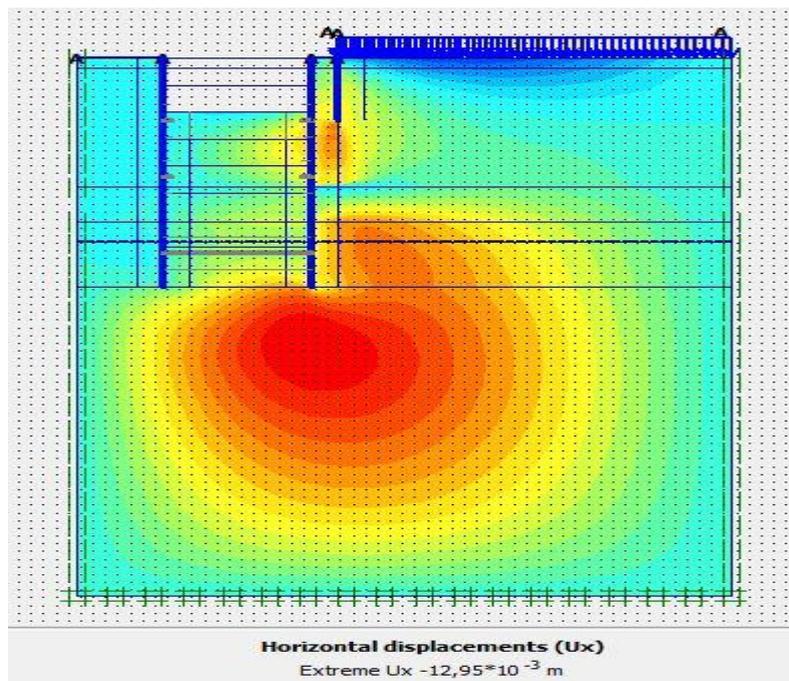


Figure V_63 : schéma représentant les déplacements horizontaux –phase 03

Déplacement verticaux

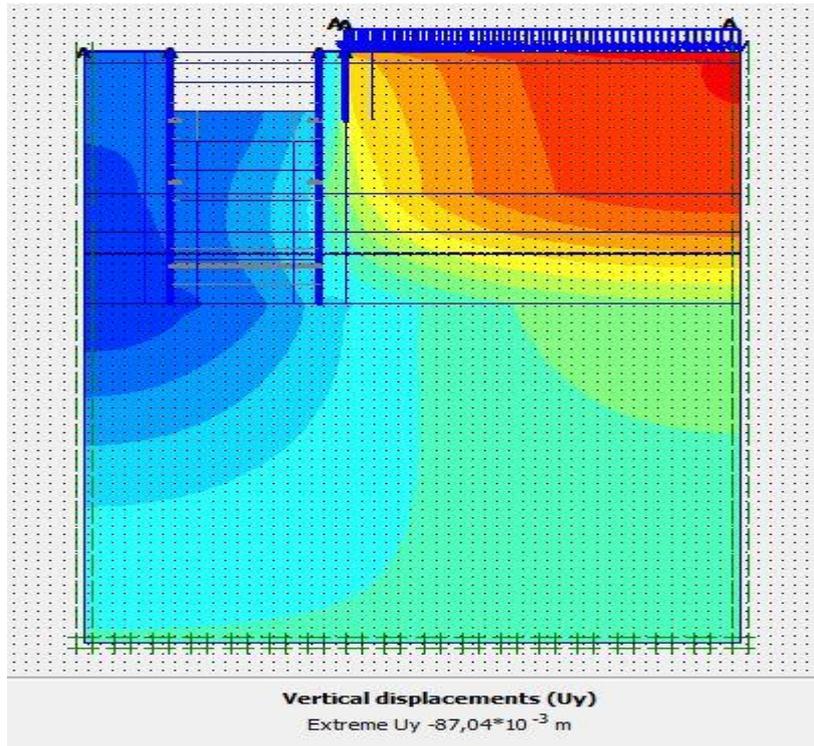


Figure V_64 : schéma représentant les déplacements verticaux –phase 03

Déplacement total

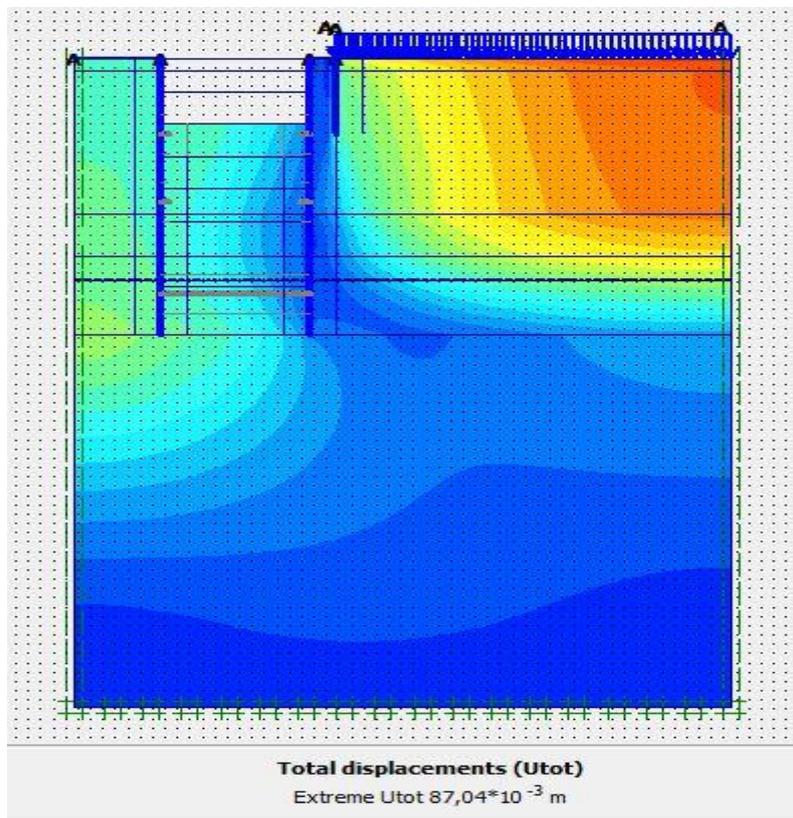


Figure V_65 : schéma représentant les déplacements total –phase 03

Phase 04 : l'excavation s'effectue jusqu'à une profondeur égale a 10,5 m, avec l'activation des butons

Déformation : le schéma déformé de la structure (excavation, structure de soutènement, et terrain retenu) obtenu après calculs relatifs a la phase 04 à l'aide du logiciel PLAXIS, est représenté par la figure V_66. Le déplacement horizontal maximal enregistré est de 1,4cm, le déplacement vertical maximal enregistré est de 8,8 cm, le déplacement total maximal enregistré est de 8,8 cm.

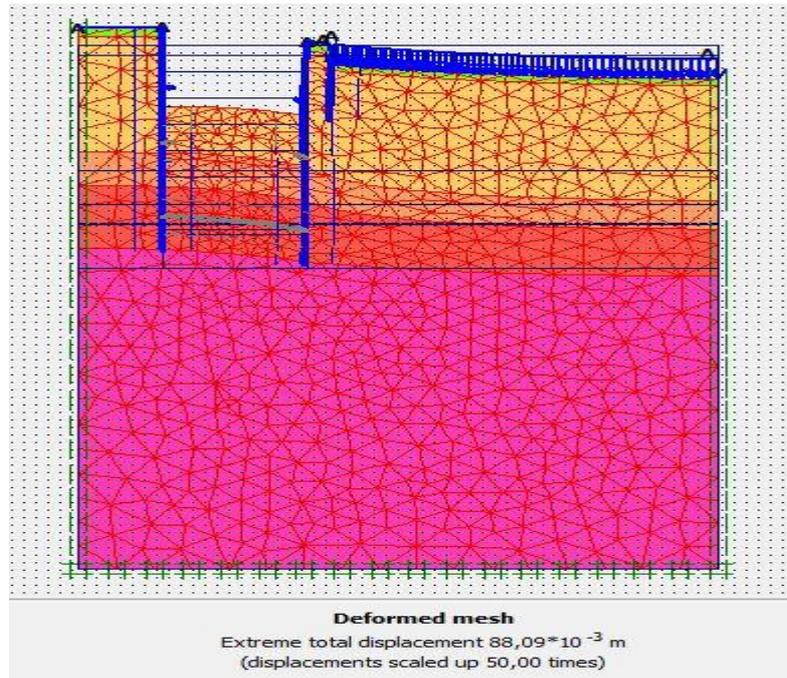


Figure V_66 : schéma déformé de la structure

Déplacement horizontaux

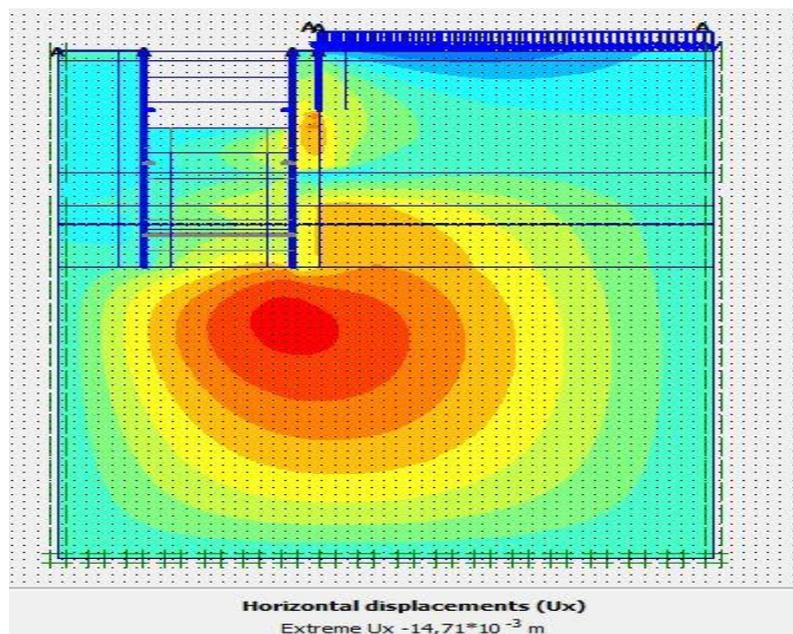


Figure V_67 : schéma représentant les déplacements horizontaux –phase 04

Déplacement verticaux

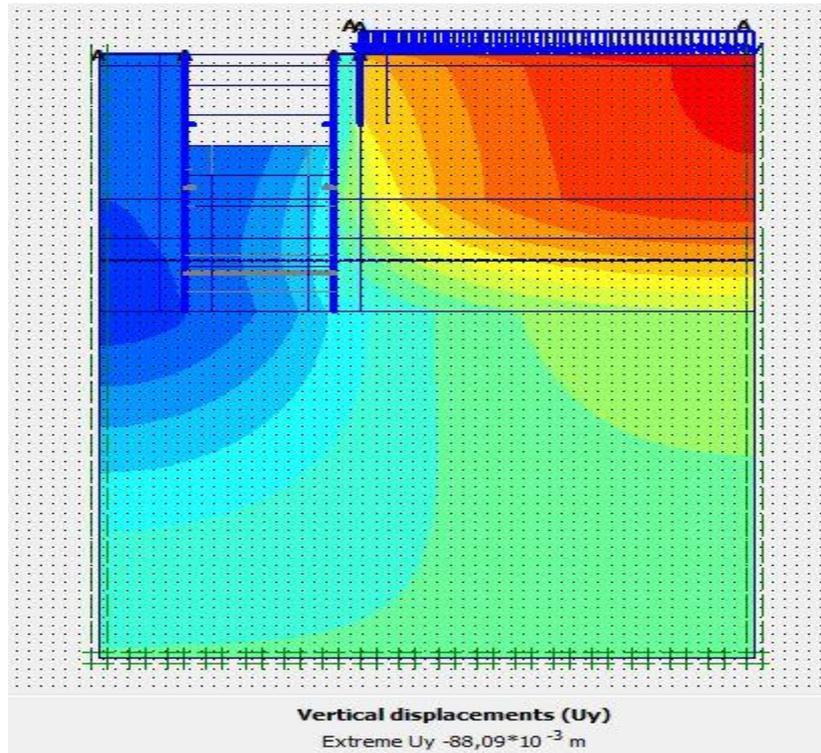


Figure V_68 : schéma représentant les déplacements verticaux –phase 04

Déplacement total

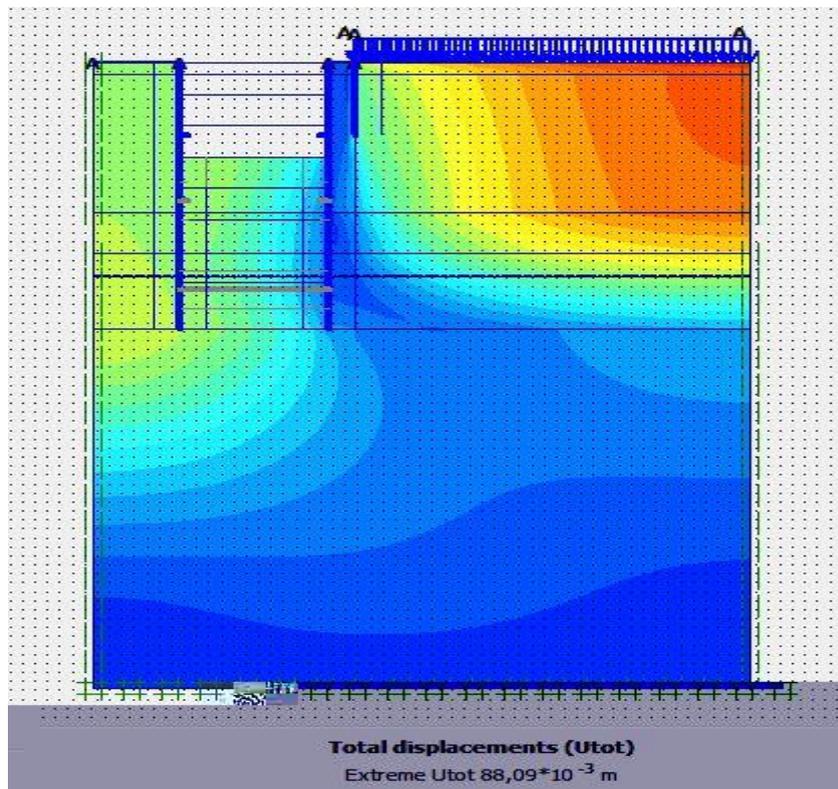


Figure V_69 : schéma représentant les déplacements total –phase 04

Phase 05 : l'excavation s'effectue jusqu'à une profondeur égale a 14 m, avec l'activation des butons

Déformation : le schéma déformé de la structure (excavation, structure de soutènement, et terrain retenu) obtenu après calculs relatifs a la phase 05 à l'aide du logiciel PLAXIS, est représenté par la figure V_70. Le déplacement horizontal maximal enregistré est de 1,8 cm, le déplacement vertical maximal enregistré est de 8,9 cm, le déplacement total maximal enregistré est de 8,9 cm.

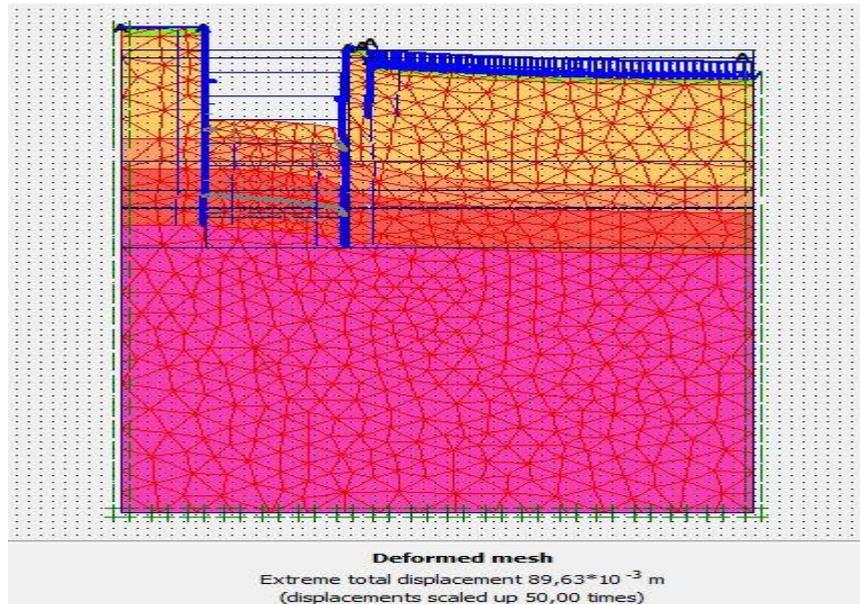


Figure V_70 : schéma déformé de la structure

Déplacement horizontaux

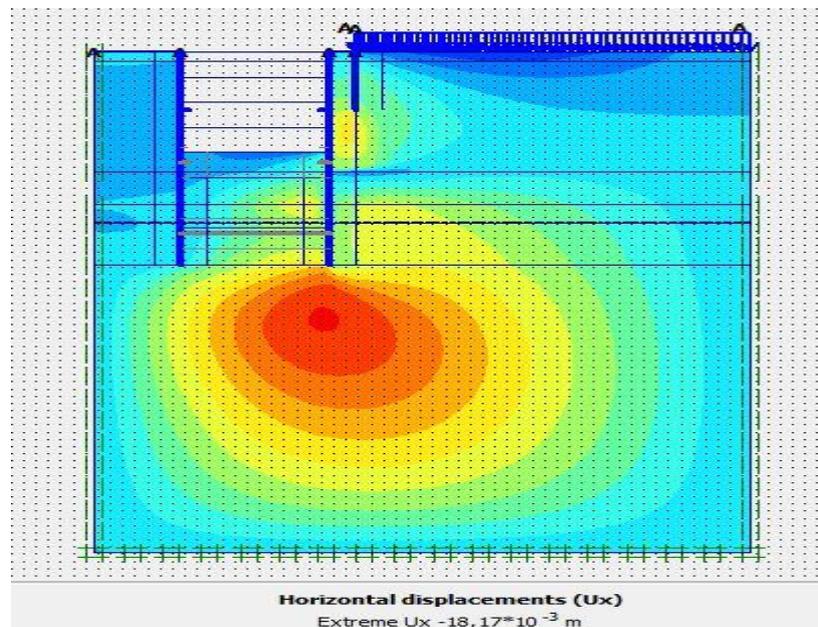


Figure V_71 : schéma représentant les déplacements horizontaux –phase 05

Déplacement vertical

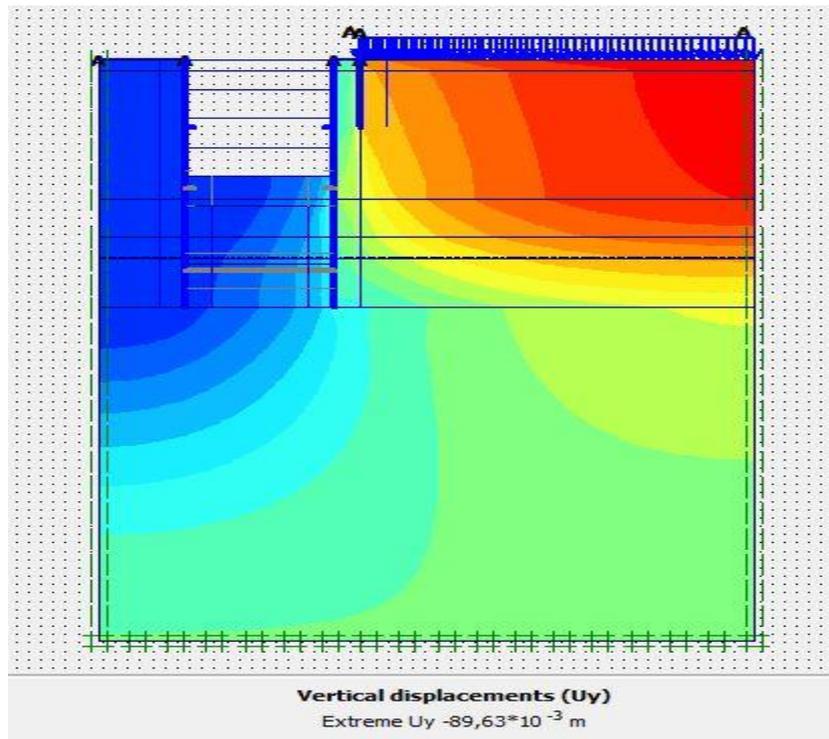


Figure V_72 : schéma représentant les déplacements verticaux –phase 05

Déplacement total

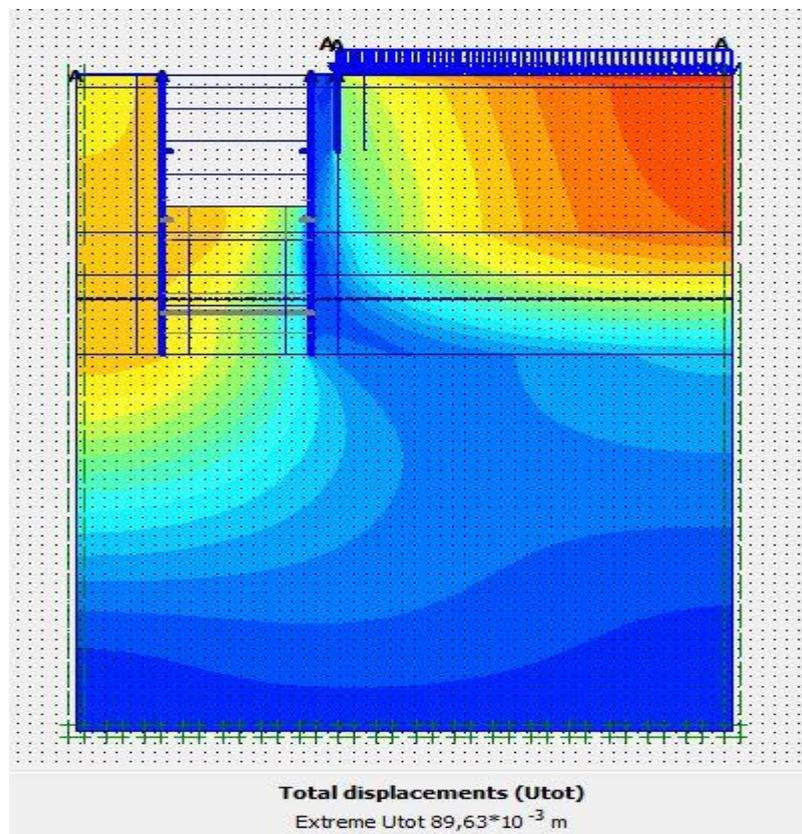


Figure V_73 : schéma représentant les déplacements total –phase 05

Phase 06 : l'excavation s'effectue jusqu'à une profondeur égale 17,5 m, avec l'activation des butons

Déformation : le schéma déformé de la structure (excavation, structure de soutènement, et terrain retenu) obtenu après calculs relatifs a la phase 06 à l'aide du logiciel PLAXIS, est représenté par la figure V_74. Le déplacement horizontal maximal enregistré est de 2,1cm, le déplacement vertical maximal enregistré est de 9,4 cm, le déplacement total maximal enregistré est de 9,4 cm.

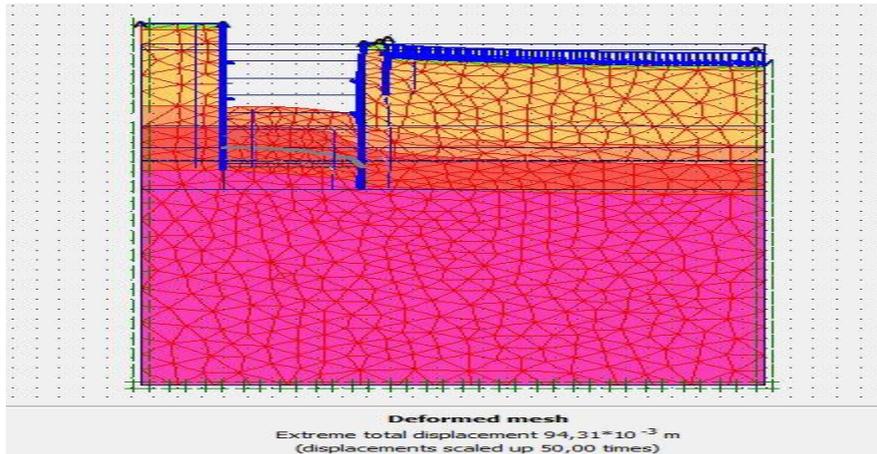


Figure V_74 : schéma déformé de la structure

Déplacement horizontaux

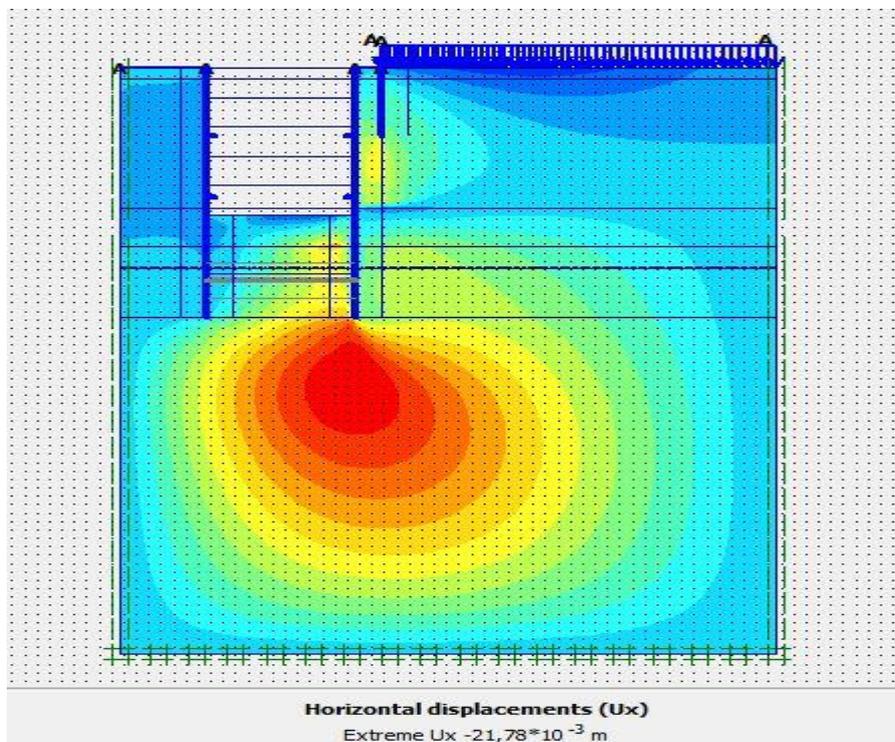


Figure V_75 : schéma représentant les déplacements horizontaux -phase 06

Déplacement vertical

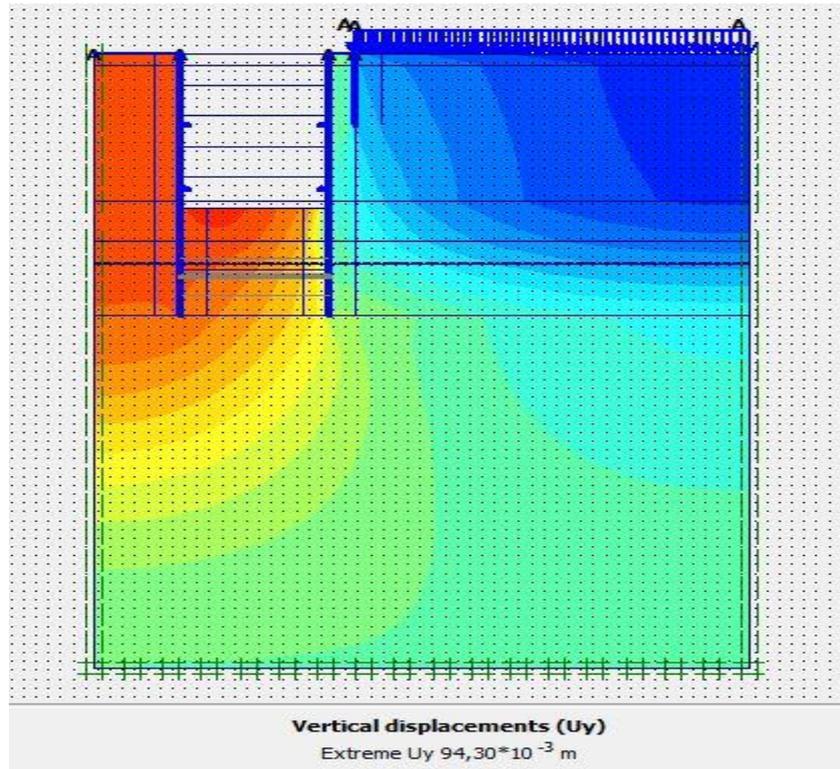


Figure V_76 : schéma représentant les déplacements verticaux –phase 06

Déplacement total

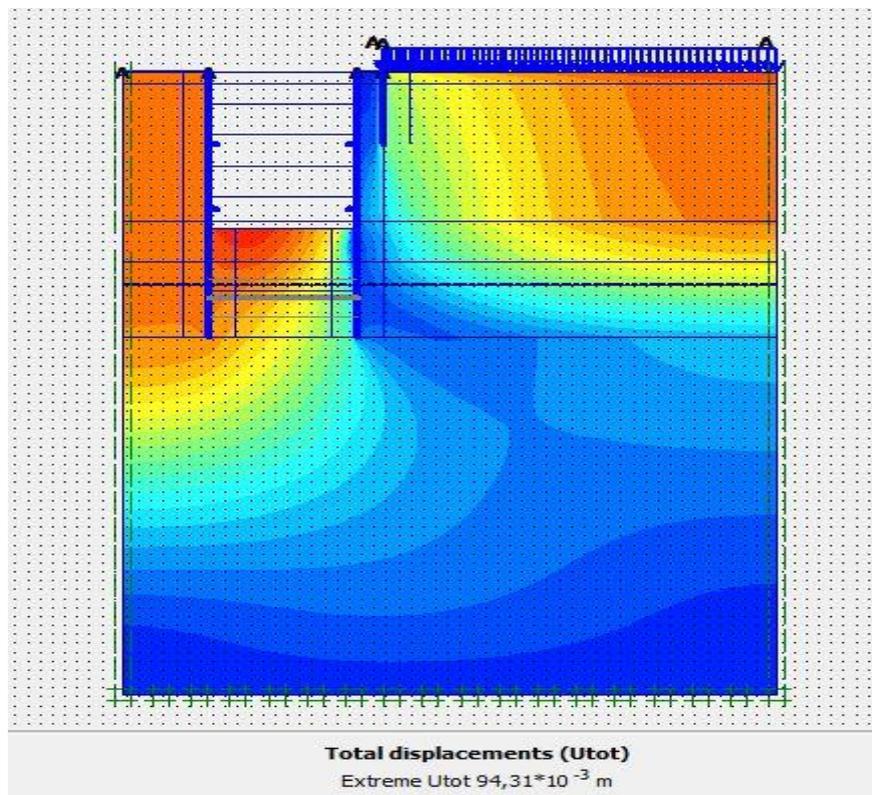


Figure V_77 : schéma représentant les déplacements total –phase 06

Phase 07 : l'excavation s'effectue jusqu'à une profondeur égale à 21m, avec l'activation des butons

Déformation : le schéma déformé de la structure (excavation, structure de soutènement, et terrain retenu) obtenu après calculs relatifs à la phase 07 à l'aide du logiciel PLAXIS, est représenté par la figure V_78. Le déplacement horizontal maximal enregistré est de 2,8cm, le déplacement vertical maximal enregistré est de 12,4cm, le déplacement total maximal enregistré est de 12,4 cm.

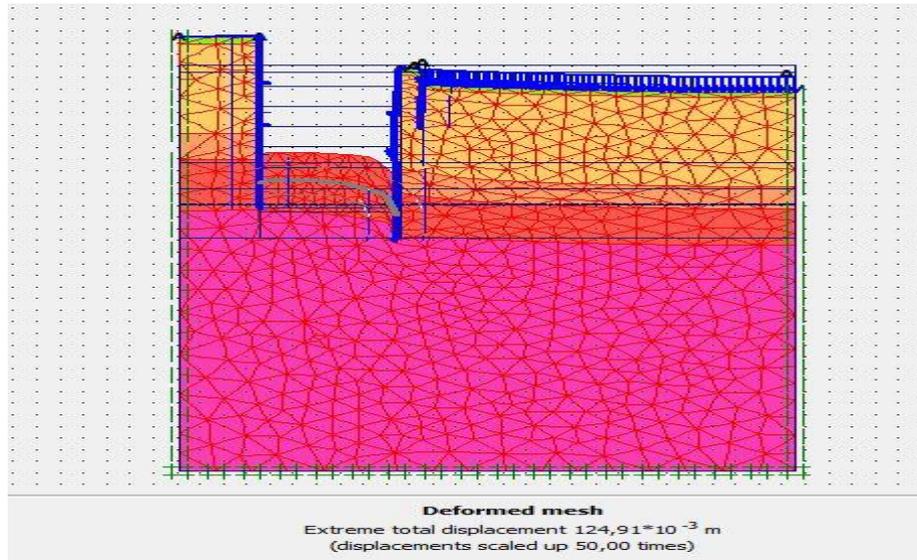


Figure V_78 : schéma déformé de la structure

Déplacement horizontaux

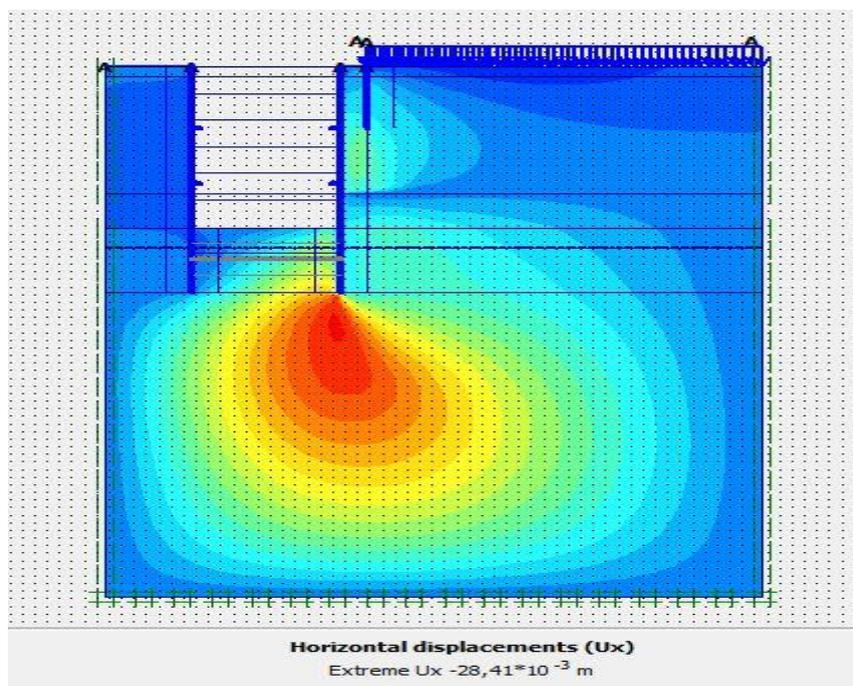


Figure V_79 : schéma représentant les déplacements horizontaux –phase 07

Déplacement verticaux

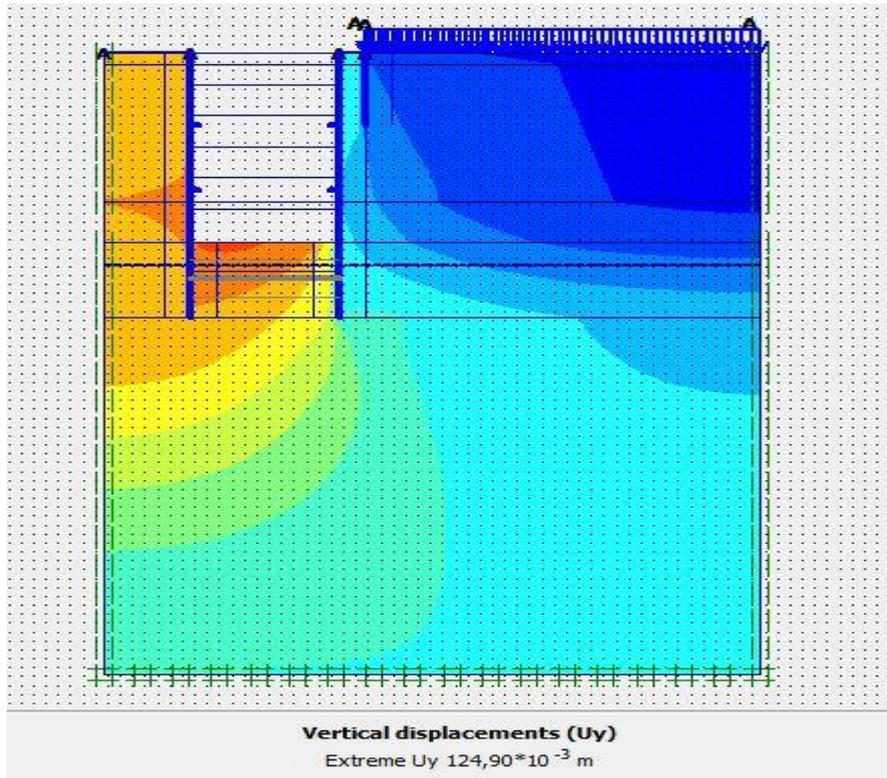


Figure V_80 : schéma représentant les déplacements verticaux –phase 07

Déplacement total

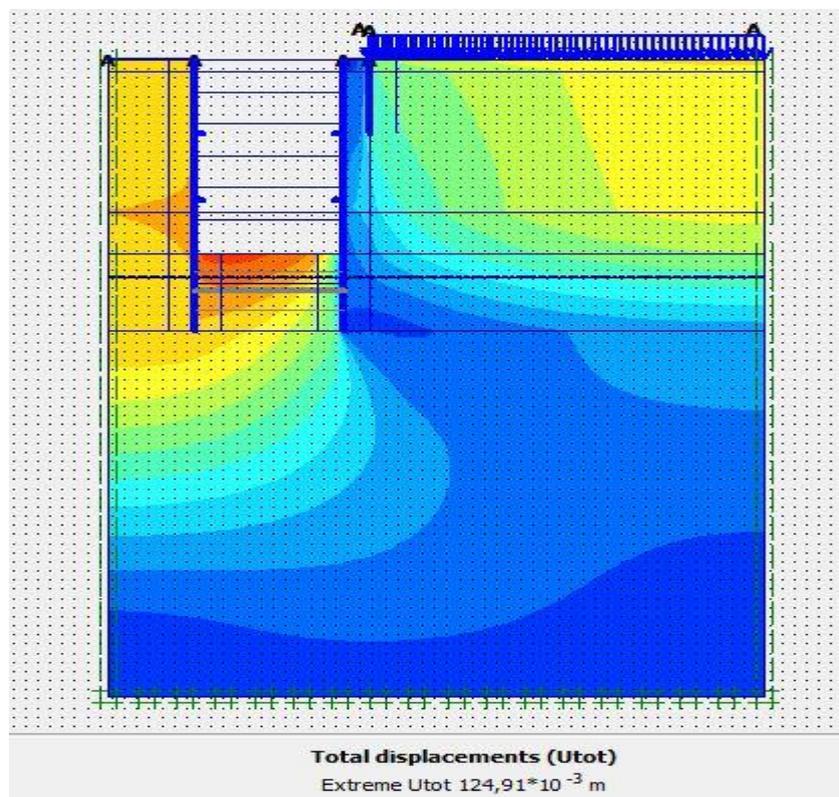


Figure V_81 : schéma représentant les déplacements total –phase 07

Phase 08 : l'excavation s'effectue jusqu'à une profondeur égale à 24,5 m, avec l'activation des butons

Déformation : le schéma déformé de la structure (excavation, structure de soutènement, et terrain retenu) obtenu après calculs relatifs à la phase 08 à l'aide du logiciel PLAXIS, est représenté par la figure V_82. Le déplacement horizontal maximal enregistré est de 3,5cm, le déplacement vertical maximal enregistré est de 13,6 cm, le déplacement total maximal enregistré est de 13,6 cm.

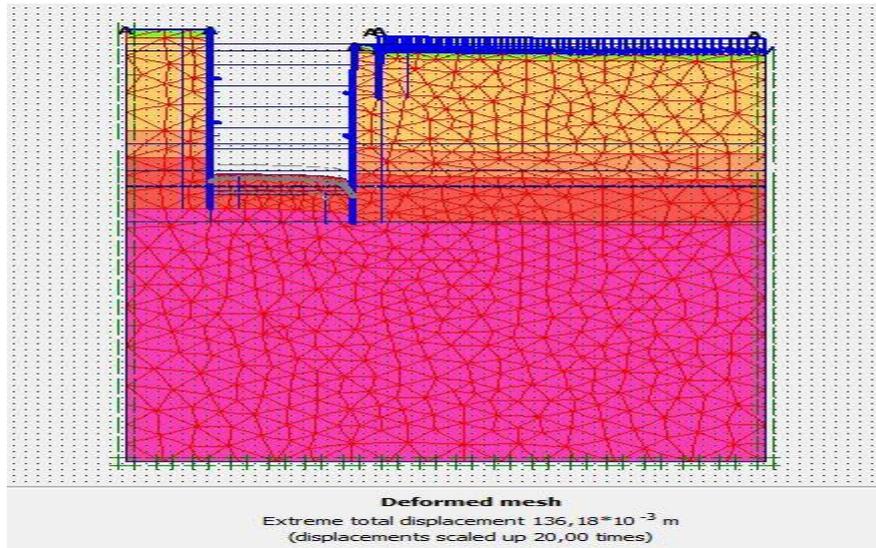


Figure V_82 : schéma déformé de la structure

Déplacement horizontaux

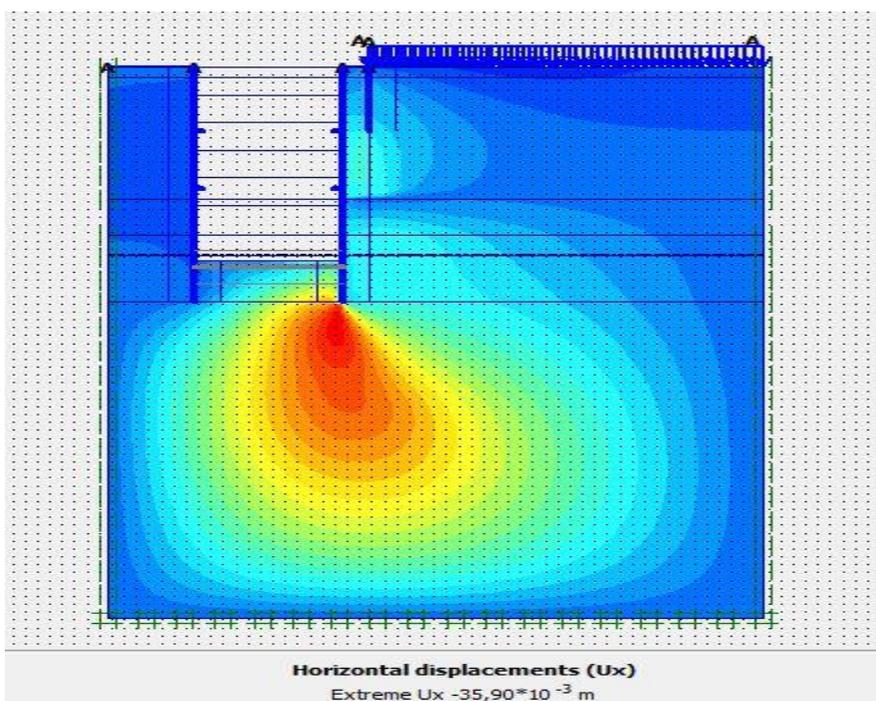


Figure V_83: schéma représentant les déplacements horizontaux –phase 08

Déplacement verticaux

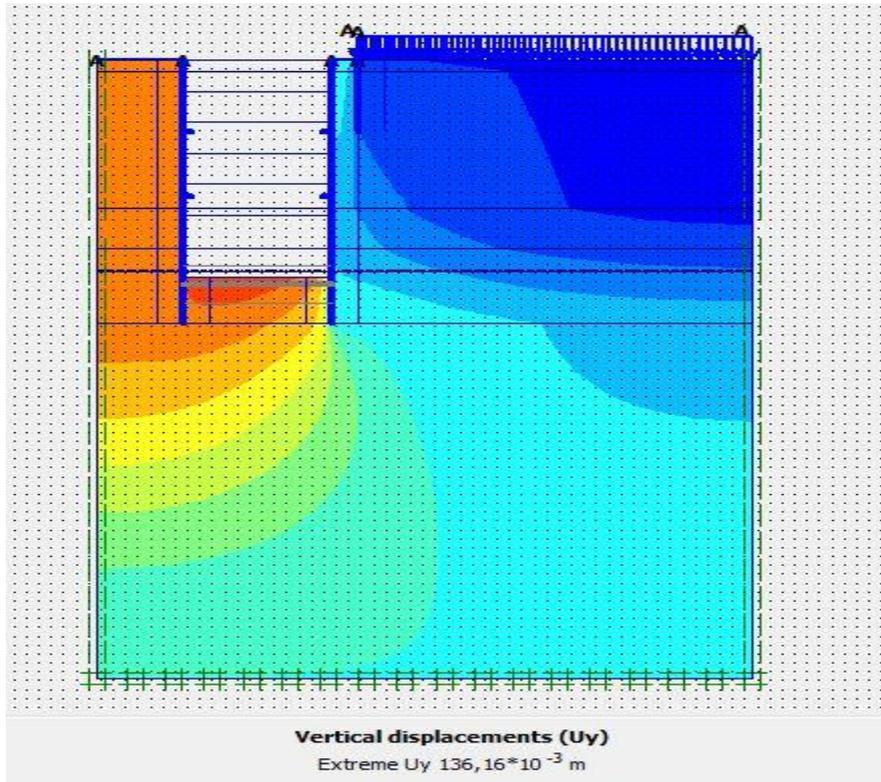


Figure V_84 : schéma représentant les déplacements verticaux –phase 08

Déplacement total

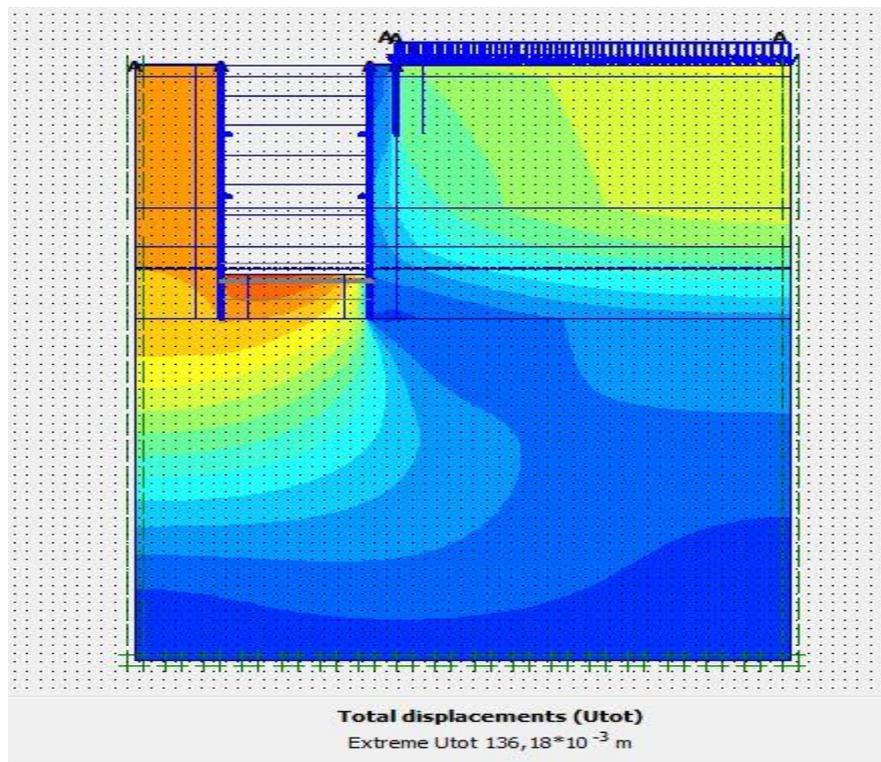


Figure V_85 : schéma représentant les déplacements total –phase 08

Phase 09 :l'excavation s'effectue jusqu'à une profondeur égale a25,2 m,avec l'activation des butons

Déformation : le schéma déformé de la structure (excavation, structure de soutènement, et terrain retenu) obtenu après calculs relatifs a la phase 09 à l'aide du logiciel PLAXIS, est représenté par la figure V_86. Le déplacement horizontal maximal enregistré est de 0,1cm, le déplacement vertical maximal enregistré est de 0,9cm, le déplacement total maximal enregistré est de 0,9 cm.

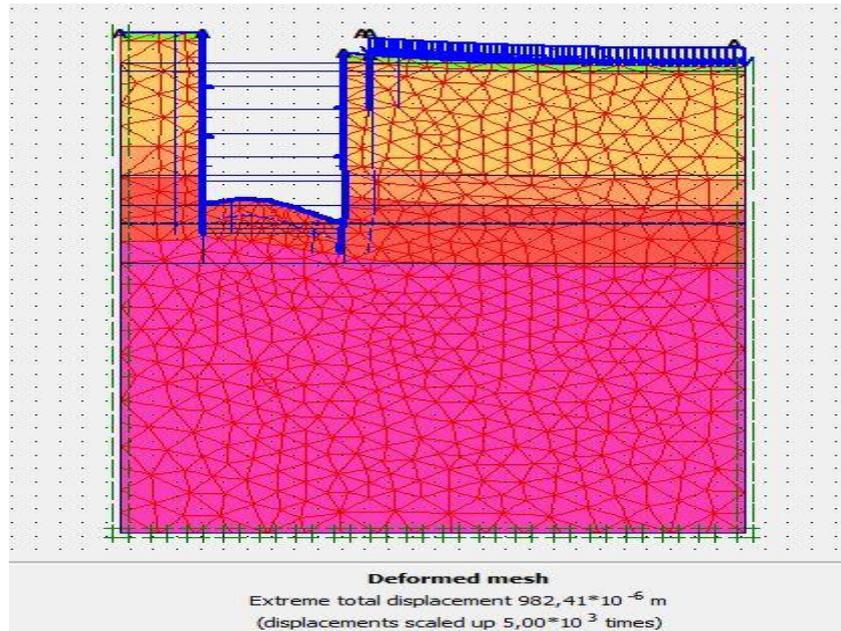


Figure V_86 : schéma déformé de la structure

Déplacement horizontaux

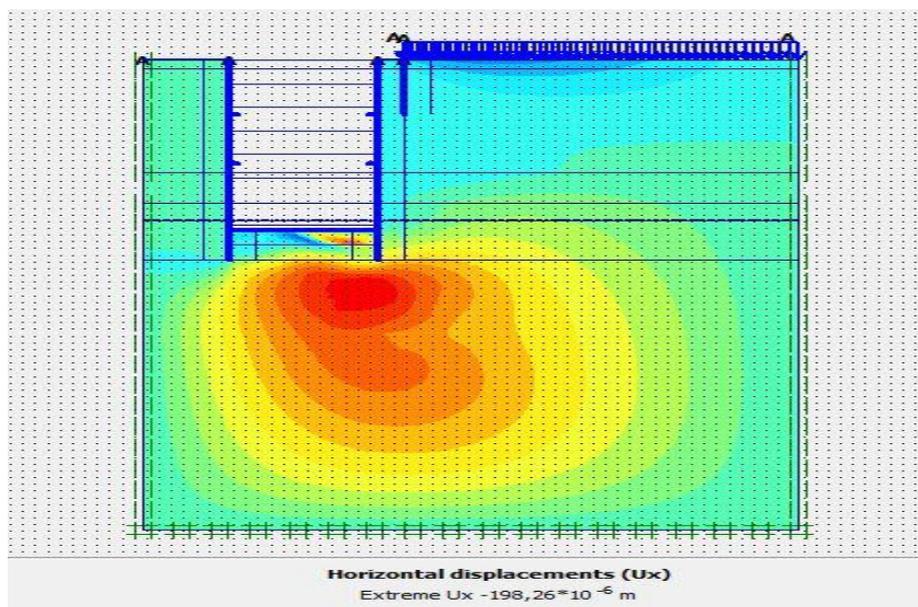


Figure V_87 : schéma représentant les déplacements horizontaux –phase 09

Déplacement verticaux

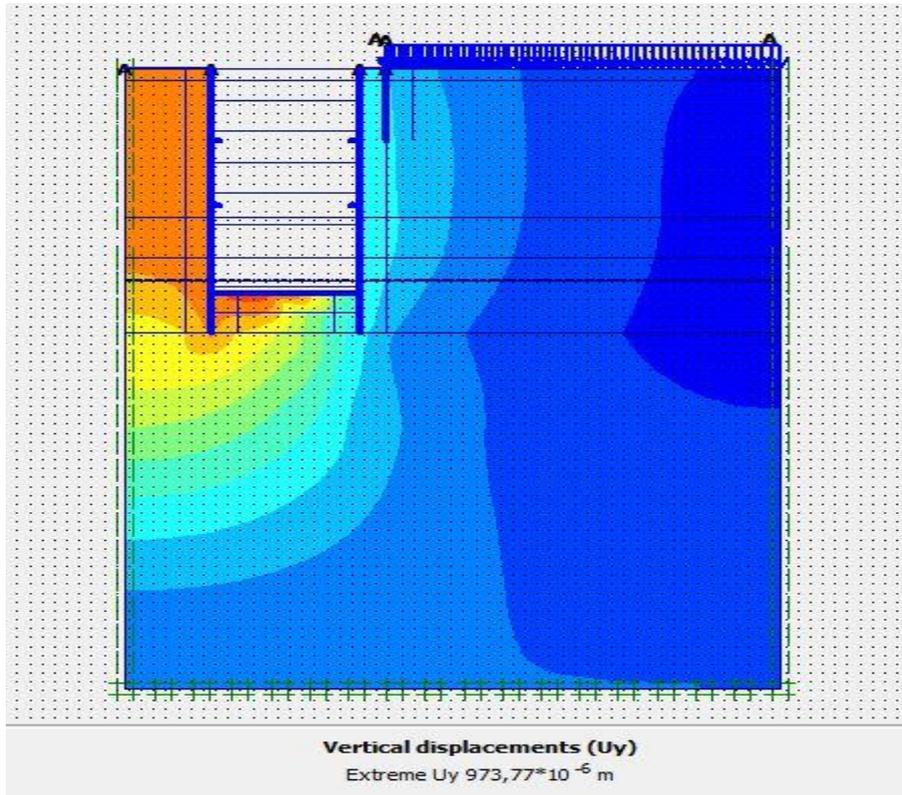


Figure V_88 : schéma représentant les déplacements verticaux –phase 09

Déplacement total

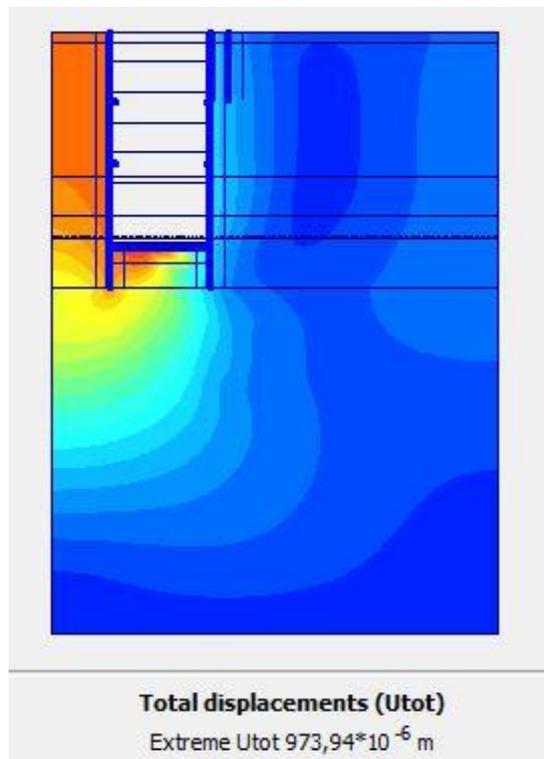


Figure V_89 : schéma représentant les déplacements total –phase 09

V-05-7 : Vérification de stabilité au glissement du puits de ventilation

Les valeurs de coefficient de sécurité au glissement calculé par le logiciel PLAXIS est dans le tableau (V_09)

Tableau V_09 : résultats du facteur de stabilité au glissement

	Phase 01	Phase 02	Phase 03	Phase 04	Phase 05	Phase 06	Phase 07	Phase 08	Phase 09
Partie 01	20,31	6,793	5,979	4,702	3,377	2,590	2,304	/	/
Partie 02	1,693	1,731	1,609	1,609	1,611	1,931	1,741	1,670	1,682

D'après le tableau (V_09) on remarque que tout les valeurs de coefficient de sécurité es supérieure a 1,5 donc pas de glissement de terrain pendant l'excavation du puits de ventilation.

V-05-8 : vérification des déformations du puits de ventilation

Les déformations horizontaux au niveau des différentes couches (argile et sable) sont vérifiées lorsque le rapport de déformation donné par la formule 4.1 satisfait les deux conditions 4.2 et 4.3.

Le rapport de déformation au niveau de chaque excavation est donné par la formule suivante

$$\text{Rapport de déformation}(\%) = \frac{\text{déformation horizontal}}{\text{profondeur d'excavation}} \quad (4.1)$$

- *Pour les sols granulaires*

$$0,2 \% < \text{Rapport de déformation} (\%) < 0,3\% . \quad (4.2)$$

- *Pour l'argile raide*

$$0,1 \% < \text{Rapport de déformation} (\%) < 0,3\% . \quad (4.3)$$

➤ Paroi en pieux avec tirants d'ancrage**Partie 01 :**

Tableau V_10 : résultats de la déformation de la structure partie 01

	Profondeur(m)	Déformation horizontal(m)	Rapport de déformation(%)
Phase 01	0	$9,34 \cdot 10^{-6}$	/
Phase 02	3,5	$5,31 \cdot 10^{-3}$	0,205
Phase 03	7	$11,42 \cdot 10^{-3}$	0,211
Phase 04	10,5	$16,09 \cdot 10^{-3}$	0,153
Phase 05	14	$21,85 \cdot 10^{-3}$	0,156
Phase 06	17,5	$28,51 \cdot 10^{-3}$	0,162
Phase 07	21,5	$36,22 \cdot 10^{-3}$	0,168

Partie 02 :

Tableau V_11 : résultats de la déformation de la structure partie 02

	Profondeur(m)	Déformation horizontal(m)* 10^{-3}	Rapport de déformation(%)
Phase 01	0	10,22	/
Phase 02	3,5	11,51	0,228
Phase 03	7	12,95	0,185
Phase 04	10,5	14,71	0,140
Phase 05	14	18,17	0,129
Phase 06	17,5	21,78	0,124
Phase 07	21	28,41	0,135
Phase 08	24,5	35,90	0,146
Phase 09	25,2	0,19	0,007

Interprétation

D'après les deux tableaux V_10 et V_11, les déformations horizontales aux niveaux des différentes phases d'excavation sont vérifiées.

V-05-9 : Vérification du soulèvement du fond de fouille

Dans les sols cohésifs les excavations profondes sont sujettes à des ruptures de soulèvement de la base résultant d'un effort excessif du sol en cisaillement. Le facteur de sécurité vis-à-vis du soulèvement de la base τ_u , est donné par la formule suivante

$$F_{sb} = \frac{N_b \tau_u}{\sigma_H} \quad \text{Ou} \quad F_{sb} = \frac{N_b \tau_u}{\gamma H + q}$$

Avec :

Nb: facteur de stabilité dépendant de la géométrie de l'excavation et donné à la figure V_90

τ_u : Résistance au cisaillement non drainée du sol sous le niveau de base.

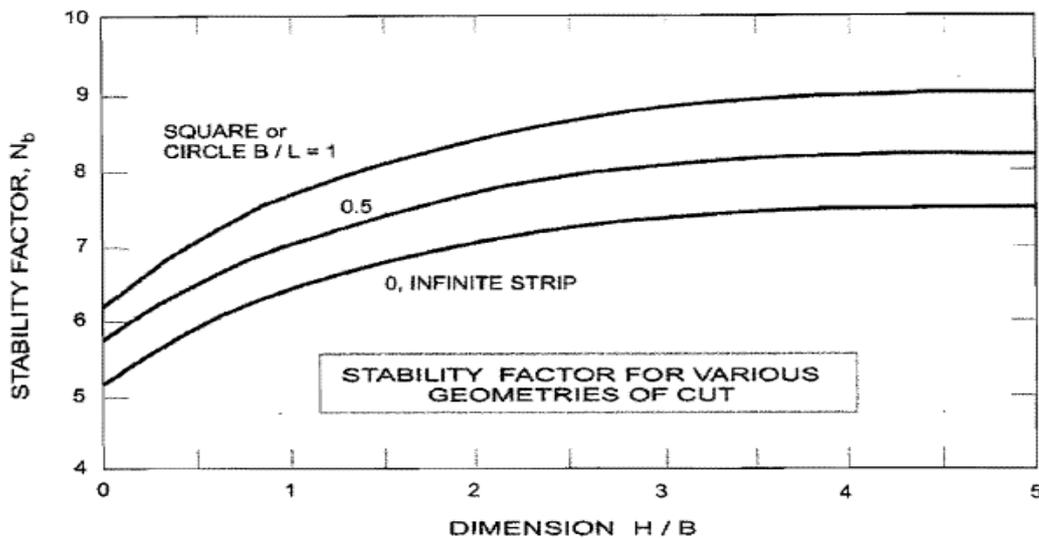


Figure V_90: Facteur de stabilité dépendant de la géométrie de l'excavation (after Janbu 1954)

La fouille de la partie 01

$H = 22,5\text{m}$, $B = 19,8\text{ m}$, $L = 42,8\text{ m}$, $\tau_u = 120\text{ KN}$, $\sigma_H = 465\text{ KN/m}^3$

$N_b = 7$

D'où : $F_{sb} = 1,80 < 2$ vérifie

Donc il n'ya pas de risque de soulèvement du fond de fouille

La fouille de la partie 02

$H = 25,2 \text{ m}$, $B = 12 \text{ m}$, $L = 12 \text{ m}$, $\tau_u = 129 \text{ KN}$, $\sigma_H = 991,5 \text{ KN/m}^3$

$N_b = 8,2$

D'où : $F_{sb} = 1,06 < 2$ vérifie

Donc il n'ya pas de risque de soulèvement du fond de fouille

V-06 : conclusion

la présent analyse de la structure de soutènement avec la méthodes des éléments finis a l'aide du logiciel PLAXIS 2D ,a permis de révéler les déplacements horizontal et vertical maximal . Dans notre cas on trouve pour :

- Le rameau de connexion un déplacement horizontal maximal de 1,31 cm et un déplacement vertical maximal de 6,7 cm
- La partie 01 du puits de ventilation un déplacement horizontal maximal de 3,6 cm et un déplacement vertical maximal de 11,1 cm
- La partie 02 du puits de ventilation un déplacement horizontal de 3,5cm et un déplacement vertical maximal de 13,6 cm

Dans les trois cas précédant les déplacements vertical sont des soulèvements du fond de fouille, ils seront compensés par la réalisation d'un radier en béton armé.

Conclusion :

L'objectif de cette mémoire est étudié la stabilité de rameau de connexion et de puits de ventilation du projet de métro d'ALGER l'extension (E) ELHARRECHE-AEROPORT

Pour atteindre notre objectif nous sommes passés par trois étapes :

La première étape était (reconnaissance du site) cette étape est très important pour une meilleure visibilité du terrain et obligatoire avant chaque projet

La deuxième étape était (étude du soutènement provisoire) dans cette étape on a étudié la stabilité du rameau de connexion par la méthode analytique (méthode de convergence – confinement)

La troisième étape était (l'étude du soutènement par la méthode numérique) dans cette on étudier la stabilité du rameau de connexion par la méthode des éléments finis a l'aide du logiciel plaxis 2D grâce a cette étude on confirmer le résultats obtenus dans la deuxième étape.

Et aussi on a étudié la stabilité du puits de ventilation par la méthode des éléments finis a l'aide du logiciel plaxis 2D , a partir de logiciel plaxis on peut savoir si les déplacements horizontaux et verticaux ainsi que la déformation du l'ensemble paroi / sol son admissible .

On a vu aussi que les tirants d'ancrage assurent bien la stabilité des parois pendant l'excavation.

REFERENCE

ALI BOUAFIA : livre conception et calcul des ouvrages géotechnique, cité 2068 lgts
smaïl yefsah bt 37BBabazzouar Alger, 2^{ème} semestre 2018,436.

Associations française des tunnels et de l'espace souterrain : Recommandation de
l'**AFTES** les tassements liés au creusement des ouvrages souterraine.

C. Plumelle, C.N.A.M, 2004-2005, Chapitre XV/Pieux -Géotechnique B1/B6

Centre d'études des tunnels, Juillet 1998, dossier pilote des tunnels génie civil / section
4

CSTC – info fiche : code de bonne pratique 9 (EXCAVATION).

CSTC-info fiche 56.3 : parois de pieux sécants.

Deep excavations_canadian_eng_found.

Documents pédagogiques internes au mastère TOS: tunnels et ouvrages souterraines.
finis. Cas : Station de métro, thèse.

GUELMAMI Ali, Dimensionnement d'un ouvrage souterrain par la méthode des
éléments

HYPOTHESES GEOTÉCHNIQUES Puits de Ventilation 01 : El harrach centre –
Aéroport.

JAMES E. Monsees : Soft ground tunneling.

JEAN-FANCOIS , JEAN-PIERRE MAGNAN : livre analyse et prévision des
tassements de surface pendant le creusement du tunnel, bulletin des laboratoires des
ponts et chaussées 237,5-36, 2002

Le groupe freyssinet : système d'ancrage pour la géotechnique

Les recommandations de l'AFTES : choix du soutènement.

Recommandations de l'AFTES - La méthode de construction des tunnels avec soutènement immédiat par béton préjeté et cintres métallique .

SZECHY KAROLY : livre traité de construction des tunnels , dunod editeur, 1971,566