



*Université Abderrahmane Mira de Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil*

Mémoire de fin de cycle

En vue de l'obtention du diplôme de Master, en Génie Civil

Option : Géotechnique

Thème

*Etude de stabilité d'un puits d'attaque
(PV5)
Métro d'Alger (Hai El Badr-Ain Naadja)*

Réalisé par :

- *M^{elle} BOUICHER Hana*
- *M^{elle} NAIT ABDALLAH Hassiba*

Encadré par :

- *M^r KHEFFACHE Toufik* *MAITRE DE CONFERENCES*

Devant le jury composé de :

- *M^{elle} BOUAYAD Djamila* *MAITRE ASSISTANTE*
- *M^{me} ATTIL Souad* *MAITRE ASSISTANTE*

Promotion 2014/2015

Remerciements

*Nous tenons tout d'abord à exprimer notre gratitude et notre reconnaissance
À notre promoteur **Kheffache Toufik**, pour sa disponibilité 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**,
Ainsi que tous le Personnel particulièrement **M^r Dardar Ali** et **Djabi Kahina**
Pour leurs précieuses aides.*

*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.*

Dédicace

Avec les sentiments de gratitude les plus sincères

Je dédie ce modeste travail

*A mon très **cher père** qui a veillé, tout au long de ma vie*

à ce que je n'eusse besoin de rien.

*A ma très **chère mère** pour son amour, ses prières et ses sacrifices.*

*A mon très **cher ami** KEHOUL A/latif pour son amour, ses prières et ses sacrifices.*

*A mon **frère** Larbi, et mes **sœurs** Sonia, Katia, Lamia et Siham,*

Ainsi leurs maris Khaled et Athman

*A toute **ma famille** paternelle et maternelle qui n'ont pas cessé*

De m'encourager dans les moments difficiles Que Dieu les protège

*A mes **nouveaux**: Islam, Amir Et **ma nièce** Ryma*

*A tous **mes amis** : Tutu, Fatiha, Siham, Zaza, Zina et Fahima qui,*

M'ont aidé et m'ont soutenu pendant les moments difficiles

*A mon binôme **NAITABBEDLLAH HASSIBA** ainsi que toute sa famille.*

Je dédie le fruit de mon travail

HANA.....

Dédicace

*Avec les sentiments de gratitude les plus sincères
Je dédie ce modeste travail*

*A mon très **cher père** qui a veillé, tout au long de ma vie
à ce que je n'eusse besoin de rien.*

*A ma très **chère mère** pour son amour, ses prières et ses sacrifices.*

*A ma très **chère marie** Arroum Nacer pour son amour, ses prières et ses sacrifices.*

*A mes frères : Amar, moukran, sa femme, et ses filles Damia et Thiziri, toufik, sa femme, et
ses fils : lakhdar, malak, Inass, et mouhamed*

*Mes sœurs : Tchava son mari et leurs fils Belkacem et Imane, Nadia et son mari et leurs
fils : Adem, Hawa et Aya, Yamina et son mari et leurs fille Wissam ainsi que toute ma
famille qui n'ont pas cessé*

De m'encourager dans les moments difficiles Que Dieu les protège

A mes coupinnes de chambre et tout la promotion : Géotechnique 2014/2015

*A mon binôme **Bouicher Hana** ainsi que toute sa famille.*

Je dédie le fruit de mon travail

A tous mes amis qui, de près ou de loin, m'ont aidé et m'ont soutenu

Pendant les moments difficiles.

Hassiba....

SOMMAIRE

Liste des tableaux

Liste des figures

Introduction générale 1

Chapitre I : Généralité et présentation du site

Introduction 3

I.1. La reconnaissance, des améliorations techniques apparaissent 3

I.1.1. L'utilisation de l'air comprimé 3

I.1.2. L'utilisation des perforatrices a l'air comprimé 3

I.1.3.L'avenir des Tunnel 3

I.2.Présentation du projet de Métro d'Alger 4

I.2.1.Historique 4

I.2.2.Description du Métro d'Alger 4

I.2.3.Reconnaitances géologiques, hydrogéologiques et géotechniques 6

I.2.3.1. Sondages 7

I.2.3.1.1. Prélèvement d'échantillons 7

I.2.3.2. Galerie de reconnaissance..... 8

I.2.3.3. Diagraphies 8

I.3. Aperçu géologique générale d'ALGER [2]..... 9

I.3.4. Le Quaternaire 10

I.4. Données géologiques, géotechniques et hydrogéologiques au droit de l'ouvrage 10

I.4.1. Géologie et hydrogéologie 10

I.4.2. Caractéristiques du sol 11

I.4.3. Coupe géologique..... 12

I.4.4. Caractéristiques géotechniques..... 13

Chapitre II : Méthode de creusement et de soutènement de puits d'attaque

Introduction 15

II.1. Descriptions des puits 15

II.2.Les puits dans les tunnels 16

II.3.La réalisation des puits d'attaque 16

II.4. Méthodes d'exécution..... 16

II.5.Méthode de creusement des puits 19

II.5.1. Les méthodes directes de creusement de puits 19

II.5.2. Les méthodes de creusement en cheminée de puits..... 20

SOMMAIRE

II.5.3. Les méthodes mixtes utilisant un avant-trou	21
II.6. Domaine d'application	21
II.7. La Sécurité dans les puits	22
II.8. Précautions d'emploi	22
II.9. Performances	22
II.10. La circulation de l'air dans les puits	22
II.11. Les atouts des puits.....	23
II.12.Les Soutènement.....	23
II.12.1.Soutènement par boulons	23
II.12.2. Soutènement par anneaux intérieurs	24
II.12.2.1.Cintres métalliques	24
II.12.2.2.Voussoirs préfabriqué.....	25
II.12.2.3.Le béton projeté.....	26
II.12.3.Soutènements de fouilles	26
II.12.3.1.Soutènement par blindage	26

Chapitre III : Reconnaissances de sol et Phasage d'exécution du projet

Introduction	27
III.1. Essais caractéristique.....	27
III.1.1. Les assai in-situ	27
III.1.1.1.Les sondages carottés	27
III.1.1.1.1.Interprétations du sondage carotté	27
III.1.2.Essais Préssiométrique	27
III.1.3.L'essai SPT.....	28
III.2. Les Essais du laboratoire.....	28
III.2.1.Les essais d'identification et de classification des sols.....	29
III.2.1.1. Les essais physiques.....	29
III.2.1.1.1.D'analyse granulométrique	29
III.2.1.1.2.Le tamisage	30
III.2.1.1.3. Limite d'atterberg	30
III.2.2.Les essais mécaniques	31
III.2.2.1.Essai œdométriques	31
III.2.2.2. Essai de compressibilité.....	31
III.2.2.3.Résistance aux cisaillements.....	32

SOMMAIRE

III.3. Puits de ventilation Hai El Bader –Ain Naadja.....	32
III.4.Etape de réalisation de puits de ventilation (PV5)	32

Chapitre IV : Calcul des charges

Introduction	35
IV.1. Mode de fonctionnement d'une fondation profonde.....	35
IV.2. Principe de calcul de pieux.....	35
IV.2.1.Pieu isolé sous charge axiales	35
IV.2.1.2.Pieux foré tubé	35
IV.2.1.3.Avantages et inconvénients	36
IV.3. Dimensionnements des pieux.....	36
IV.4. Dimensionnements des puits.....	37
IV.5. Dimensionnements des anneaux	37
IV.6. Calcule les poussées des terres.....	37
IV.6.1. Pour un pieu isolé	37
IV.6.2. Calcule les forces qui agissant sur le puits	41
IV.6.3. Capacité de sol à partir des essais au laboratoire	44
IV.6.3.1.principe de la méthode.....	44
IV.6.3.2.calcul de la charge limite de pointe	44
IV.6.3.3. la charge admissible d'un pieu isolé.....	46
IV.6.4.Capacité de sol à partir des essais in-situ	46
IV.6.4.1. Evaluation à partir des essais préssiométrique	46
IV.6.4.2.La charge admissible d'un pieu isolé.....	47
IV.6.5.Calcul nombre des pieux	47
IV.6.6.Tassement d'un pieu.....	47
IV.7. Un groupe de pieux	47
IV.7.1.Capacité portante : critère de rupture.....	48
IV.7.2.Calcul du coefficient d'efficacité C_e	48
IV.7.3.Tassement d'un groupe de pieux	49
Conclusion.....	49

Chapitre V : Modélisation de la structure

Introduction	50
V.1.Présentation du programme Plaxis	50
V.2.Les définition des paramètres	50

SOMMAIRE

V.2.1.Le modèle de Mohr-Coulomb	51
V.2.2.Le module de Young	51
V.2.3.Le coefficient de poisson	51
V.2.4.L'angle de frottement	51
V.2.5.La cohésion	51
V.2.6.Angle de dilatance	51
V.2.7.Les paramètres avancés	52
V.3. Modélisation et calculs	52
V.3.1. Norme et matériaux	52
V.3.2. Description du terrain	52
V.3.3.L es Charges	54
V.3.4. Maillage.....	55
V.3.5. Génération de terrain initial	56
V.3.6. Géométrie	56
V.3.7. Schéma des phases	57
V.3.8. Résultats obtenus pour le modèle de référence.....	63
V.3.8.1. Les schémas de déplacement total	63
V.3.8.2. Le Graphe de déplacement total en fonction de temps on tout les phases..	66
V.3.8.3. Contrainte totale cartésienne	66
V.3.8.4. Les contrainte effective cartésienne	70
V.3.9. Description du ferrailage.....	72
Conclusion.....	73
Conclusion générale.....	74
Annexe A	
Annexe B	
Annexe C	
Bibliographie	

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 puits d'attaque du projet métro d'Alger tronçon Hai El Badr –Ain Naadja, l'extension (C) à une longueur d'environ 3610 m, qui a servi pour le creusement des galeries de ventilation. Dans ce travail une présentation de la méthodologie de la construction du puits a été faite.

Comme la majorité des ouvrages, les puits se trouvent être des prototypes dont le sens où chaque 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 est l'évaluation des sollicitations lors des différentes phases d'exécution afin de dimensionner les différents éléments structuraux (pieu, anneau, radier).

Pour le calcul des efforts générés par le creusement sur un soutènement éventuel et l'estimation des phases de creusements, un calcul manuel des efforts a été fait. Pour mieux approfondir l'étude et estimer les différentes charges et déplacements des treize phases de construction de divers points des profondeurs de cet ouvrages et de massif du sol autour du puits, une modélisation en éléments finis avec le logiciel Plaxis a été réalisée.

Ce travail se présente en Cinq chapitres détaillant comme suit l'étude de creusement d'un puits d'attaque :

- Généralités et présentation du site.
- Méthode de creusement et de soutènement.
- Reconnaissances de sol et Phasage d'exécution du projet.
- Calcul des charges.
- Modélisation de la structure.

Chapitre I

Introduction

Sous terre, les travaux souterrains permettent de réaliser des ouvrages utilisés pour la circulation des personnes, des véhicules et des marchandises (tunnels routière et auto routières tunnels ferroviaire réseau de transport collectif urbain, métro-RER voiries urbains souterrains) ils concernent aussi les ouvrages de stockage des des véhicules (parcs de stationnements souterrains), et d'eau (tunnel réservoir, bassin de stockage d'eaux pluviales) ainsi que de nombreux autres ouvrages (zones commerciales et gare ferroviaires souterraines, laboratoires souterrains de recherche, stockage industrielle souterrain, puits de grande profondeur).

I.1. La reconnaissance des améliorations techniques

Pour creuser en profondeur, il fallait être capable de pomper les eaux qui envahissaient souvent les galeries de mine et les ouvrages souterrains.

On ne connaissait pas les calculs mathématiques, permettant d'estimer, à partir de mesures physiques faites sur place ou en laboratoire, les poussées exercées par les terrains et d'apprécier les risques d'effondrements.

I.1.1. L'utilisation de l'air comprimé

Pour la première fois, en 1873 l'air comprimé est utilisé pour empêcher l'eau de la nappe phréatique de pénétrer dans un tunnel en construction, ce fut sous l'Hudson river, à New York, pour la construction d'un tunnel ferroviaire.

I.1.2. L'utilisation des perforatrices à l'air comprimé

La nouvelle technique des perforatrices à air comprimé avait été inventée en Angleterre, perfectionnée en Belgique mais était loin d'être au point. Cette technique fut perfectionnée lors du creusement du tunnel du Fréjus. L'air comprimé servit aussi à la ventilation du chantier.

I.1.3. L'avenir des Tunnel

Le nombre de tunnel ou plus généralement, d'ouvrages souterrain construits annuellement dans le monde augmentent et continuera à élever, ces ouvrages permettant aussi bien de résoudre certains problèmes d'urbanisme que rencontrent la grande agglomération des pays industrialisés que le franchir des montagnes et des bras de mer. Ou sous une grande ville pour permettre le passage d'une voie de communication.

Donc on peut définir un tunnel comme un ouvrage enterré construit par percement dans les terrains vierges, sans déblaiement des terres supérieures. [1]

I.2.Présentation du projet de Métro d'Alger

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.

I.2.1.Historique

Le premier projet de métro d'Alger date de 1928, mais il ne verra jamais le jour. L'initiative du métro actuel est lancée à la fin des années 1970 afin de parer à l'explosion démographique de la ville d'Alger et au besoin de transport collectif qui en résulte. Lancée dans les années 1980, sa construction est ralentie du fait de difficultés financières et de l'insécurité dans les années 1990. Le projet est relancé en 2003.

La construction de la première section de la ligne 1 « Hai el Badr - Tafourah-Grande poste », d'une longueur de 9,5 km et comportant dix stations, est achevée à la fin des années 2000. Trois extensions d'une longueur totale de 9,4 km sont en cours de construction.

I.2.2.Description du Métro d'Alger

Le Métro d'Alger est constitué de 4 grandes parties

1. La Grande Poste –Hai El Badr :

La première ligne du métro d'Alger, reliant la grande poste à Haï El Badr sur plus de 9.5km, dessert depuis sa mise en service, dix stations implantées dans les communes de Bachdjarah, El magharia, Hossein dey, sidi m'Hamed et Alger-centre .Les travaux de réalisation de l'extension, reliant la grande poste à la place des martyrs (1.69 km), avancent à un rythme « correcte », et ont atteint 30%.

Elle est constituée de 10 stations :

- la grande poste.
- Khelifa Boukhelfa.
- Premier Mai.
- Aissat Idir.
- Hamma.
- Jardins d'essai.
- Les Fusillés.
- Amirouche.
- Mer et soleil.

2. Hai El Badr- El Harrach : cette ligne est constituée de 4 stations

Cette extension, longue de 4 km compte quatre stations implantées dans les communes de Bachdjarah et El Harrache traversant l'oud El Harrache à une profondeur de 12m sous-sol. ces stations, construites selon les normes internationales, seront équipées d'ascenseurs pour handicapés, une nouveauté introduite par le métro d'Alger qui n'existe pas dans les stations de la première ligne en service.

- Hai el Badr.
- Bach djarah 1.
- Bach djarah 2.
- Harrach centre.

Il est important à signaler que la réalisation des tunnels reliant entre les stations consiste d'abord à réaliser des puits qu'on appelle puits de ventilation ou puits d'attaque à partir des quels on fait descendre le matériel et les machines et évacuer les déblais exercés. Ces puits d'attaque, une fois la réalisation des tunnels terminée, soit ils servent pour ventilation, soit ils sont remblayés puisqu'ils servent juste pour attaquer l'excavation des tunnels.

3. L'extension Hai El Badr –El Harrach : elle contient 3 puits de ventilation et 01 puits d'attaque :

- PV1 entre bach djarah 1 et 2.
- PV2 entre bach djarah et gare harrach.
- PV3 entre gare harrach et harrach centre.

4. L'extension (C) Hai El Badr –Ain Naadja :

Le tronçon Hai El Badr –Ain Naadja l'extension (C) du Métro d'Alger à une longueur d'environ 3610 m. Il comprend essentiellement les ouvrages suivant :

- section D1, D2, D3.

Murs de soutènements d'une longueur de 720m

D4.4et D4.5 Tunnel a ciel ouvert de longueur 155m ou se trouve notre site.

-section D5 :

D4.6 et D4.8 Tunnel en mine de longueur 789.5m.

D4.7 puits d'extraction d'air PV4 de longueur 38m.

La station Ain Naadja de longueur 122.4m.

-Section D6

D6.1 tunnel en mine de longueur 707.95m

D6.2 puits d'extraction d'air PV5

-section D7 :

Station Ain Naadja 02 longueur 113m.

-Section D8 :

Tunnel en mine longueur 281.10m

D6.8 puits d'extraction d'air PV6

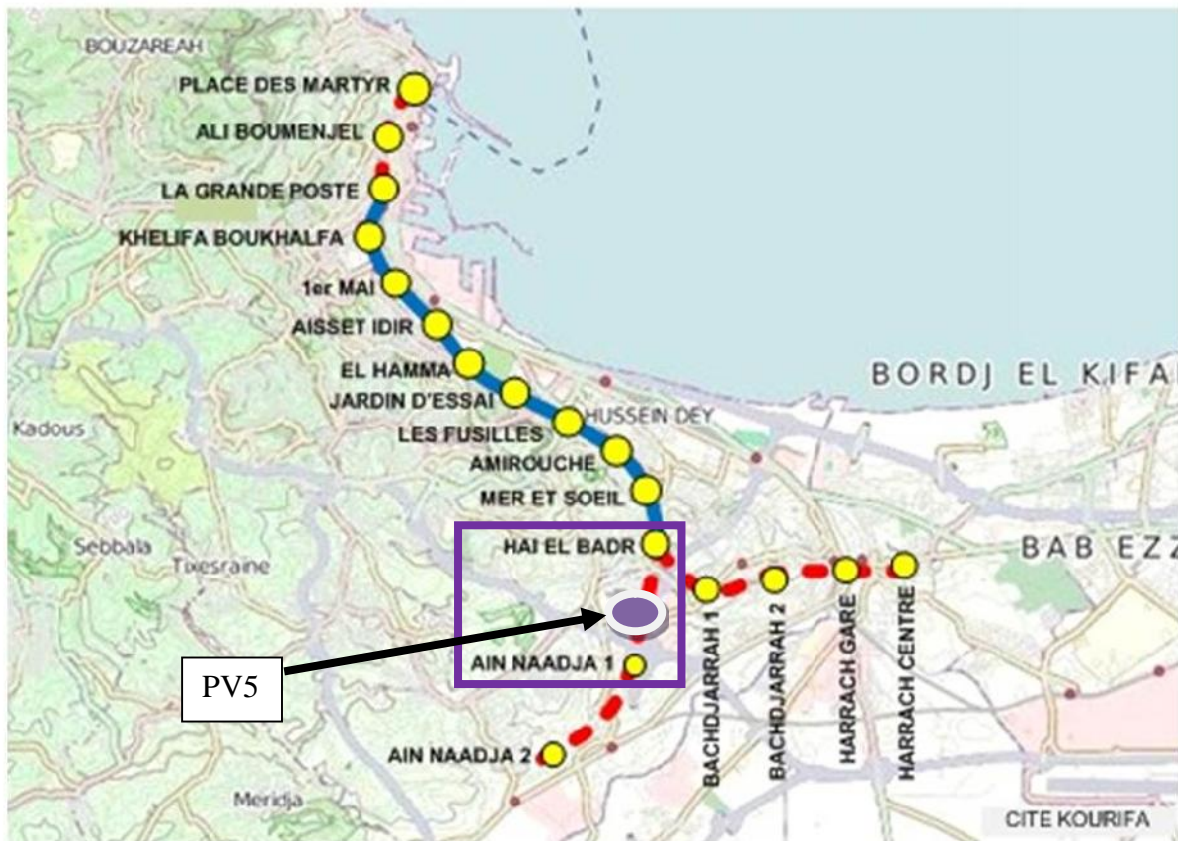


Figure. I.1. Vue du tracé du métro d'Alger

I.2.3.Reconnaisances géologiques, hydrogéologiques et géotechniques

Cette dernière année plusieurs méthodes de description et de classification des roches, les reconnaissances et les études géologiques, hydrogéologiques et géotechniques doivent fournir au concepteur d'un puits toutes les informations nécessaires, telles que :

La base géologique dans le domaine de la baie d'Alger est caractérisée par une succession de sédiments issus du Tertiaire et du Quaternaire qui reposent sur le socle métamorphique de côté nord-africain et côté Méditerranéen.

La morphologie du terrain correspond à un plateau divisé par des crevasses profondes (naturelles et artificielles). On peut aussi déduire qu'il n'y a pas d'horizon d'aquifère continu.

La description des terrains traversés, leur état de contraintes in situ, la prévision de leur comportement pendant l'exécution puis l'exploitation de l'ouvrage.

Les reconnaissances et études hydrogéologiques, doivent être effectuées en même temps que les reconnaissances et études géologiques, qui seront complétées par les reconnaissances et études géotechniques. Ces informations doivent permettre, de définir les méthodes d'exécution, le dimensionnement des ouvrages, les précautions particulières et /ou les traitements spéciaux à envisager pendant la construction. Les études préliminaires se résument généralement dans :

I.2.3.1. Sondages

La campagne de sondages a pour but de nous fournir avec le plus de précision possible la position, la nature et le pendage des différentes couches géologiques traversées et le régime hydraulique traversé par l'ouvrage. La projection de ces résultats sur un profil en long permet au projecteur d'implanter l'ouvrage sur les couches les plus favorables.

Les sondages sont généralement exécutés verticalement à partir de la surface sur une profondeur donnée. Ils peuvent aussi être exécutés de façon oblique. Les points de sondages sont espacés de quelques mètres sur tout le long de puits de ventilation PV5 et permettent d'établir une carte représentant les différentes couches. De plus, les sondages permettent d'effectuer un certain nombre d'essais :

I.2.3.1.1. Prélèvement d'échantillons

On utilise cette méthode pour déterminer la nature de la roche ou du sol, analyser le degré de fissuration et la pente des fissures, diaclases et stratification dans le cas d'une roche, et pratiquer des essais de laboratoire (mécanique des roches, mécanique des sols, analyses minéralogiques et analyses chimiques).

- Exécution de diagraphies.
- Mesure in situ des modules et du champ de contraintes.
- Mesures in situ de la perméabilité.

Les sondages permettent d'effectuer des observations et des mesures in situ très utiles à la compréhension de l'environnement hydrogéologique de l'ouvrage projeté, il s'agit principalement :

- D'observation pendant l'exécution du sondage comme pertes partielles ou totales du fluide de forage, venues d'eau dans le forage, traces de circulation d'eau repérées sur les carottes,...
- De la pose de piézomètres pour préciser les niveaux de nappes, leur indépendance éventuelle, la réaction aux agents atmosphériques.
- D'essais in situ pour quantifier les caractéristiques des terrains (perméabilité) et de la nappe (extension, coefficient d'emménagement, transmission...).

I.2.3.2. Galerie de reconnaissance

Malgré le coût élevé d'une galerie et l'importance du projet, le creusement à partir des puits des galeries de petite section soutenue par des cadres sont creusées sur toute la longueur du tracé, nous permettant ainsi :

- D'approfondir et de compléter nos connaissances des terrains traversés.
- L'observation visuelle du terrain et l'établissement d'un relevé géologiques détaillé
- Observation des conditions hydrogéologiques, en particulier le type de venues d'eau (Ponctuelle ou diffusée), la mesure des débits en fonction de l'avancement du front de taille et des conditions météorologiques, il est possible d'exécuter des forages depuis la galerie qui permettront d'effectuer des mesures de perméabilité de pression et de débit.
- De prélever des échantillons pour effectuer des essais au laboratoire et réaliser des essais in situ afin de confirmer ou de corriger de manière directe les études de reconnaissances effectuées au préalable.
- De vérifier la stabilité de l'excavation et du futur soutènement.

I.2.3.3. Diagraphies

Les diagraphies permettent de se faire une idée des caractéristiques physiques des terrains à traverser, elles sont effectuées dans des sondages qui sont simplement destructifs (ne comportent pas de carottages). Les diagraphies les plus utilisées sont :

- L'examen photographique.
- Le log sonique (mesure de la vitesse sismique).
- Le log électronique (mesure de la résistivité).
- Le log neutron (mesure de la teneur en eau par ralentissement des neutrons).
- Le log gamma (mesure relative du poids volumique).
- Le log vitesse d'avancement (il décèle les hétérogénéités et la présence des vides).
- Le log de percussion réfléchi (il indique la rigidité des matériaux par sondage au marteau perforateur).

I.3. Aperçu géologique générale d'ALGER [2].

La région d'ALGER peut être représentée comme un dôme primaire métamorphique, bordé par des formations sédimentaires, tertiaires et quaternaires. Le tracé de la première ligne du métro traverse globalement ces différentes couches géologiques.



Figure. I.2. Carte de localisation des grands ensembles du Nord de l'Algérie et principaux gîtes.

I.3.1. Le primaire

C'est un complexe métamorphique (schistes, gneiss, calcaire), ses divers faciès pétrographiques sont imbriqués d'une manière anarchique consécutive à une tectonique très importante, qui a causé une fracturation importante et de nombreuses zones de failles.

Il existe dans ce complexe une présence d'eau souterraine, localisée dans des fractures et fissures, qui se manifestent sous forme de sources ou de nappes aquifères, présentant une importante circulation.

I.3.2. Le secondaire

La littérature ne mentionne pas de représentant de cette période dans la région d'Alger.

I.3.3. Le Tertiaire

Les principaux horizons reconnus sont dans l'ordre :

L'Astien (mollasse astienne), formation géologique la plus importante, cet horizon se caractérise par son hétérogénéité. Il se présente sous forme de banc de marnes, de grès, ainsi que de sable pulvérulent. Il est considéré comme le terrain aquifère le plus important de la région Algéroise.

Le Plais ancien, il s'agit de formation Argilo-Marneuse bleu, imperméable représentant ainsi un mur pour la nappe de la mollasse astienne.

I.3.4. Le Quaternaire

La formation la plus souvent rencontrée est : les sables, argileux rouges. Les autres formations sont des alluvions, éboulis de pente (colluvions).

Ce caractère argileux le rend moins perméable que les mollasses astiennes, ce pendant la présence d'alluvions grossières (certains remblaiements ayant été réalisés avec des matériaux très sableux) font de cette formation un captage privilégié des eaux de pluie pour alimenter la nappe des mollasses.

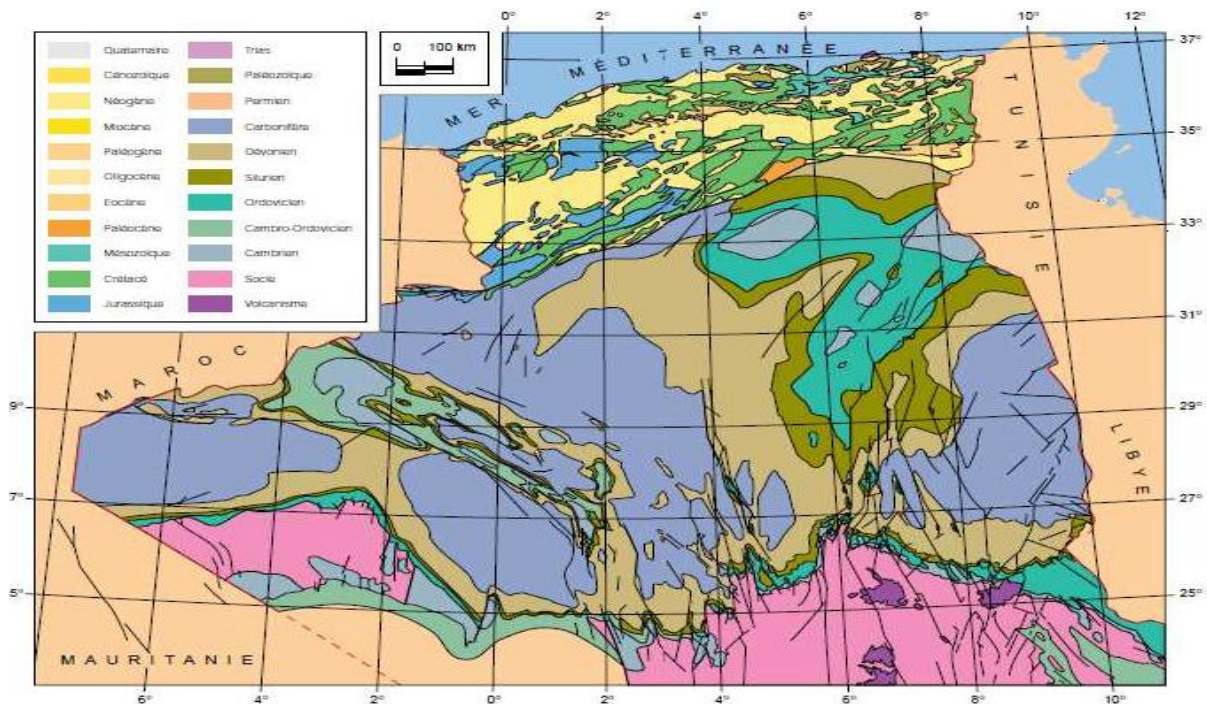


Figure. I.3. Carte géologique générale de l'Algérie.

I.4. Données géologiques, géotechniques et hydrogéologiques au droit de l'ouvrage

I.4.1. Géologie et hydrogéologie

La situation hydrologique sur le long de tracé est caractérisée dans une vue globale par la morphologie du terrain même, et par la répartition verticales des couches perméables et imperméables.

L'ensemble lithologique est réduit à deux unités : le quaternaire et, en dessous, le tertiaire. Ces deux couches se superposent plus au moins horizontalement. L'unité supérieure (quaternaire) se compose des sédiments argileux et cohésifs, par endroits avec des épaisseurs considérables. L'unité au-dessous est une composition des dépôts récents et des argiles sableux ou limoneux et des sables limoneux. L'unité la plus profonde de la quaternaire constitue des marnes grises, légèrement sableux, avec des minces couches de grès intercalées.

L'unité inférieure (tertiaire) est une Molasse, en moyenne bien consolidée, qui se caractérise par un mélange des couches sableux, limoneux et argileux, de même avec des minces couches de grès intercalées.

Les couches stratigraphiques ont été groupées en unités homogènes selon leurs caractéristiques de mécanique de sol. Par la suite, ces valeurs caractéristiques ont été réunies par groupes de valeurs caractéristiques de base.

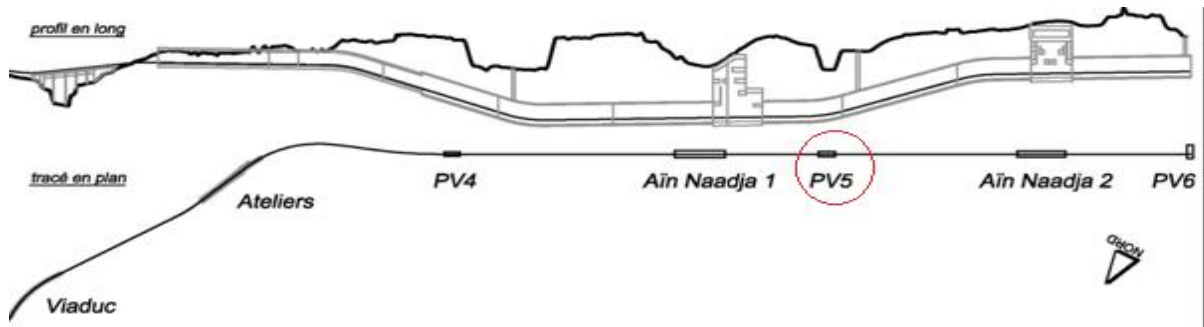


Figure. I.4. ouvrage d'extraction d'air PV5- Plan de situation

I.4.2. Caractéristiques du sol

Les compagnes de reconnaissance effectuées nous permettent d'établir, la synthèse des éléments géologiques, géotechniques et hydrogéologiques applicables pour la mise au point des méthodes d'exécution, ainsi que l'étude du soutènement.

Des sondages ont été exécutés pour l'avant projet le long du tracé et des essais en laboratoire ont été réalisés sur des échantillons de terrain prélevés en cours de sondage. Pour le projet définitif des sondages supplémentaires pour effectuer les forages. Les sondages effectués concernant le puits de ventilation sont : S 2+700/1, S 2+700/2.

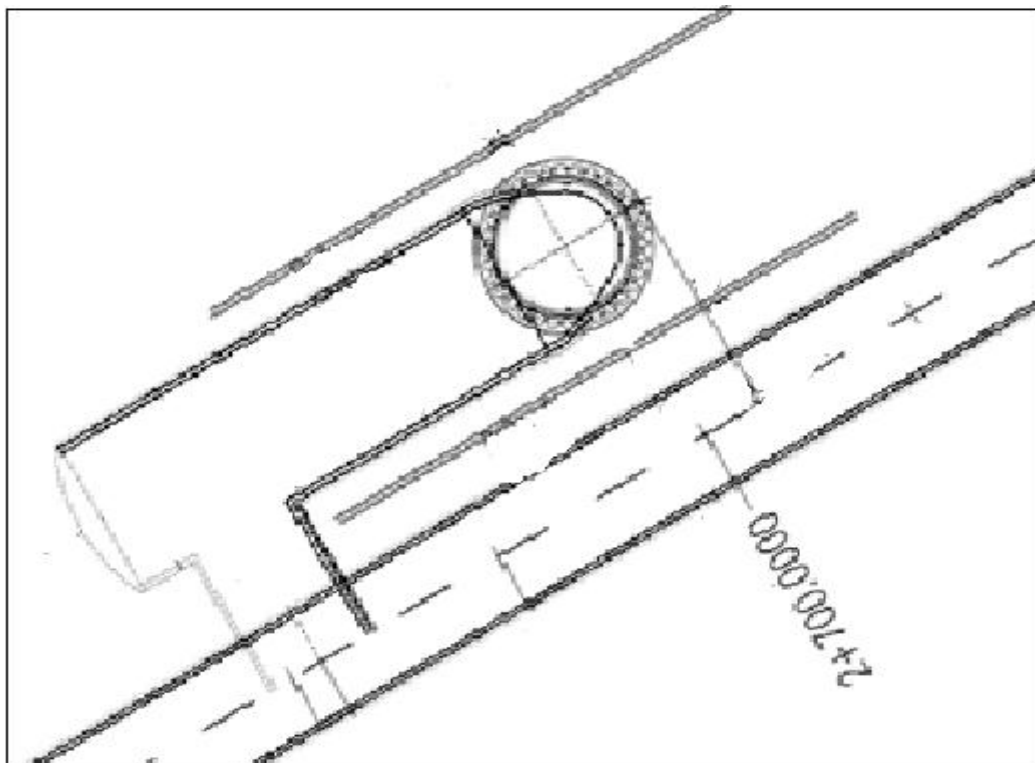


Figure I.5. Localisation des sondages

I.4.3. Coupe géologique

Le site dans lequel sera excavé le tunnel cadre, comporte en général quatre couches, une couche de remblai RX, une couche quaternaire argileux avec des argiles (argiles sableuse) QA, une couche quaternaire sableuse avec des sables (sables argileux) QS, et une couche quaternaire marneuse avec des marnes QM.

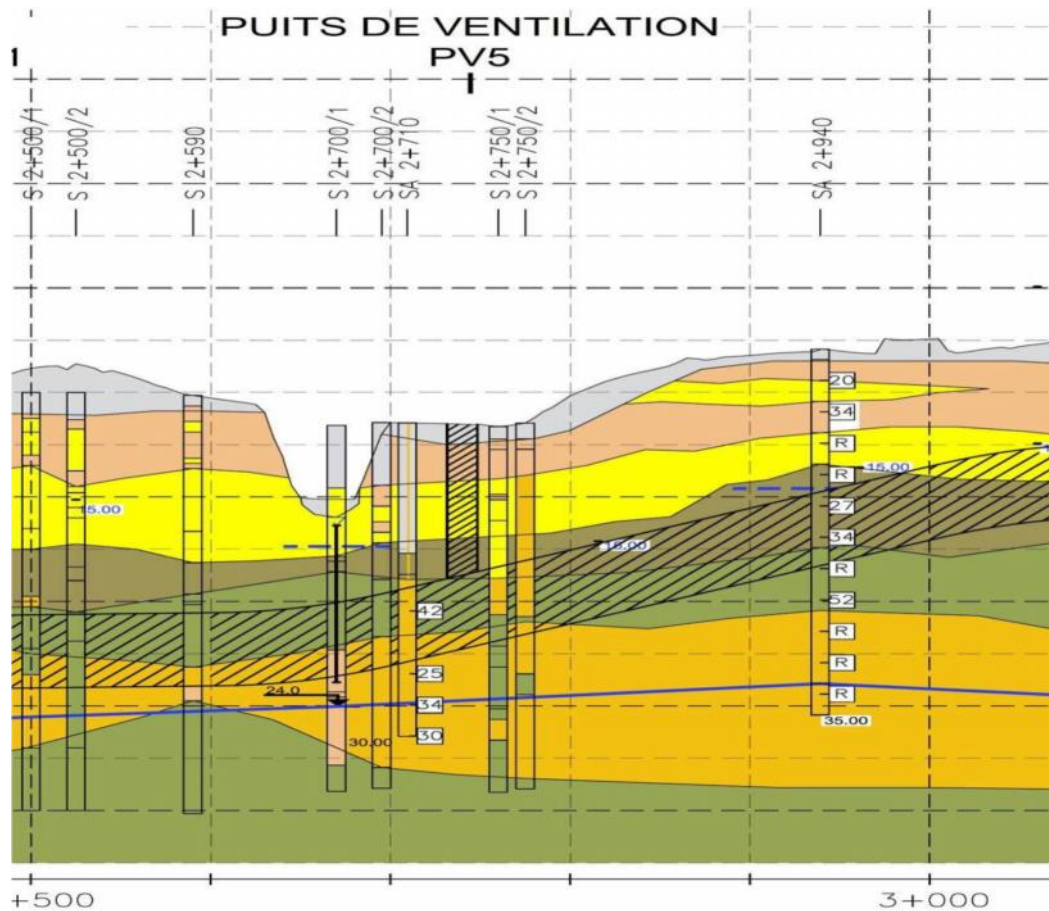








Figure. I.6. Coupe géologique autour de Puits de Ventilation 5

 RX - Remblais	 QM - Quaternaire marneux avec des marnes beiges à grise
 QA - Quaternaire argileux avec des argiles, argiles sableuse	 TA - Tertiaire argileux avec des argiles, argiles sableux,
 QS - Quaternaire sableux avec des sables, sables argileux, conglomerats, bancs de gès	 TS - Tertiaire sableux avec des sables, sables argileux, conglomerats, bancs de grès

I.4.4. Caractéristiques géotechniques

Tous les résultats présentés ci dessous ont été déterminés sur la base des différents essais de laboratoire effectués sur des échantillons de sol à partir des sondages carottés et comme le prélèvement d'un sol ne donne pas un échantillon intact, les échantillons seront reconstitués en laboratoire.

Selon les rapports géotechniques on a les valeurs suivantes :

Tableau. I.1. caractéristiques géotechniques générales du site.

Type de sol	RX	QA	QS	QM	TA	TS
<p>poids γ_b unique humide</p> <p>γ_h [KN/m³]</p>	19	20.5	20.5	20.5	21	21
Module d'élasticité ES [MN/m²]	25	45	70	60	90	160
Cohésion a court terme C' [KN/m²]	5	40	10	50	60	15
<p>Cohésion a long terme</p> <p>Cu [KN/m²]</p>	15	160	20	200	240	30
Angle de frottement [°]	30	25	32.5	27.5	27.5	32.5
<p>Resistance de pointe des pieux</p> <p>q_{b, k} [KN/m²]</p>	1000	1500	3000	1500	2000	3500
<p>Friction superficielles des pieux</p> <p>q_{b, k} [KN/m²]</p>	80	80	120	80	100	150
<p>Force de service R_{a, d} des tirants</p> <p>d'ancrages [KN/ancree]</p>	400	600	800	600	800	1000
<p>Friction superficielle des tirants</p> <p>d'ancrages [KN/m²]</p>	200	300	500	300	100	750
Angle de friction de mur [-]	2/3	2/3	2/3	2/3	2/3	2/3
Niveau d'eau [mNGA]	30 mNGA					
Niveau d'eau calculatoire (état temporaire) [mNGA]	30 mNGA					
Niveau d'eau calculatoire (état finale) [mNGA]	30 mNGA					

Conclusion

Une bonne reconnaissance du sol Hai El Bader-Ain Naadja est nécessaire, telles que les conditions géologiques, hydrogéologiques et géotechniques sont des facteurs importants, ils déterminent le degré de difficulté et le coté de réalisation d'un ouvrage souterrain, ils influençant sur le choix et la mise en œuvre des méthodes de construction (excavation, soutènement et revêtement), qui sont validées où corrigées au stade des travaux.

La connaissance de ces conditions, permet d'éviter certains problèmes qui peuvent bloquer les travaux plusieurs mois et mettre en danger la sécurité du chantier.

Chapitre II

Introduction

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 [3].

II.1. Descriptions des puits

Chaque ouvrage dispose d'un système d'évacuation par puits. [4], 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 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 $1,1\text{m}^2$. [5]

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 sec ou stérile).

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

Militaire : Excavations utilisées 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.2. Les puits dans les tunnels

Les puits d'attaque, sont des tubes soudés à leurs extrémités et poussés à l'intérieur du tunnel jusqu'à l'obtention de la canalisation le long du tunnel. [6] 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 [7], l'infiltration, ventilation et évacuation des déblais avec des différents moyens.

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.3.La réalisation des puits d'attaque

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 [8] :

- 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.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. [9]

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'étais, 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 étais 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 poursuivi 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 [10].

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'échafaudage, les avantages cités n'ont pas le même rôle déterminant, au contraire la fabrication des cadres d'échafaudage 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-voûte préfabriquée [5].

II.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 [11]. 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.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.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 scrapage, 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.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.6. Domaine d'application

Les méthodes de creusement en cheminée sont applicables aux terrains de bonne tenue ne nécessitant pas de soutènement et en l'absence de venues d'eau. Les limites pratiques se situent approximativement à 300 m pour la hauteur du puits et 10 m² pour la section, et pour des inclinaisons inférieures à 45°.

D'après cette section, il faut procéder à un alésage différent ou successif utilisant soit l'explosif, soit une machine d'un diamètre supérieur.

Lorsque l'avant-trou est exécuté par forage, elles peuvent s'adapter à des terrains moins bons dans la mesure où la stabilité des parois du forage reste assurée.

Dans le cas d'utilisation d'une machine foreuse pleine section ou aléreuse, dans les formations aquifères ou en mauvais terrain, seules les méthodes de creusement en puits sont applicables. Elles peuvent être combinées avec la congélation ou les injections. Elles permettent en particulier la mise en place d'un soutènement et d'une étanchéité, et l'exécution rapide du revêtement.

II.7. La Sécurité dans les puits

Doit être irréprochable car les risques sont élevés :

- chute de déblais sur les mineurs lors du marinage.
- chute du personnel lors des mouvements entre jour et fond.
- effondrements ou débouffages aggravés par une évacuation d'urgence plus difficile...etc.

Les descenderies (ou plans inclinés) sont des ouvrages intermédiaires entre le tunnel et le puits. Ils sont le plus souvent creusés. [12]

II.8. Précautions d'emploi

Les méthodes de creusement en puits conduisent généralement à une superposition de chantiers différents (perforation, soutènement et revêtement provisoire éventuel, bétonnage du

revêtement définitif) qui nécessite des précautions particulières quant à la sécurité du personnel.

Dans les méthodes utilisant un avant-trou foré, les écarts en direction sont souvent une source de difficultés. Celles-ci s'accroissent avec la profondeur. Il convient de porter une attention particulière à la direction du forage pilote.

II.9. Performances

Les avancements en puits sont généralement beaucoup plus faibles qu'en galerie. On peut compter en moyenne sur des avancements de l'ordre de 40 à 80 m/mois. Les méthodes de forage à la machine permettent d'atteindre des vitesses supérieures, (400 m/mois en 10 m² et 200 m/mois en 30 m²) mais elles nécessitent un matériel plus difficile à amortir sur l'exécution du projet.

Ces vitesses peuvent bien sûr être considérablement réduites en cas de rencontre de terrains difficiles. Le choix de l'utilisation d'une machine foreuse conduit généralement, pour des conditions de site et de profondeur équivalentes, à opter pour une galerie inclinée.

II.10. La circulation de l'air dans les puits

Le fonctionnement de l'échangeur air/sol repose sur la circulation d'air dans le tube qui peut s'opérer,

Passivement soit par une surpression en entrée de tube en la positionnant par exemple du côté des vents dominants et/ou en créant une dépression en sortie de tube en utilisant une cheminée provençale (cheminée solaire). Ces techniques ne consomment que l'énergie du vent et de l'ensoleillement. Le dimensionnement des prises d'air et du tube devra être adapté et la régulation de l'air se fera manuellement par obstruction.

Le flux d'air frais entrant faisant office de fluide caloporteur, les gaines distribuant l'air dans les pièces devraient être isolées afin que la chaleur/fraîcheur ne soit pas perdue dans les combles ou dans le sous-sol.

Si les législations en vigueur imposent généralement un taux de renouvellement d'air minimum dans les maisons, en revanche il n'est pas interdit d'en augmenter la fréquence notamment l'été. La ventilation mécanique choisie devra idéalement être réglable et suffisamment dimensionnée pour que sa consommation électrique n'augmente pas de façon disproportionnée.

II.11. Les atouts des puits

Le tube doit répondre à différentes contraintes en fonction de son environnement :

- Résister à la corrosion, le tube étant en contact en permanence avec de l'air et de l'eau.

- Résister à l'écrasement du fait de son enfouissement, de son immersion ou d'un éventuel passage d'un engin en surface.
- Résister à de légères déformations pour accompagner un mouvement de terrain sans rompre.
- Ne pas être poreux, ni perméable afin d'éviter toute pollution provenant de l'intérieur ou de l'extérieur.
- Résister à un traitement chimique ou thermique pour remédier à une pollution accidentelle ou une éventuelle contamination du flux d'air par un agent présent dans le tube.
- Avoir une paroi interne lisse afin de faciliter l'évacuation des condensats.

II.12. Les Soutènements

II.12.1. Soutènement par boulons

Il existe deux types principaux de boulons utilisés en travaux souterrains, les boulons à ancrage ponctuel et les boulons à ancrage réparti et dans certains cas particuliers on utilise les tirants d'ancrage précontraints. [8]

✓ Les boulons à ancrage ponctuel

Comportent une tige qui est tendue entre l'ancrage en fond de trou et la tête bloquée en parement. [8]

✓ Les boulons à ancrage réparti

Il comporte une barre nervurée (par exemple acier à haute adhérence scellée sur toute sa longueur dans le forage. Suivant la nature et le mode de mise en œuvre du produit de scellement, on distingue plusieurs types de boulons [8] :

- Les boulons avec scellement à la résine.
- Les boulons avec remplissage préalable au mortier.
- Les boulons au mortier suivant la technique.

✓ Les tirants d'ancrage

Sont des tiges en acier de 16 à 25 mm de diamètre et de 1.5 à 6 m de longueur. Pour des longueurs plus importantes, dont l'emploi peut être nécessaire dans les cavités souterraines de grande dimension, ou des câbles tendus. Leur mise en œuvre doit être conforme aux règlements relatifs aux tirants d'ancrage au rocher.

II.12.2. Soutènement par anneaux intérieurs

Parmi les différents soutènements entrants dans cette catégorie, on utilise le plus fréquemment les cintres métalliques et les voussoirs. [8]

II.12.2.1. Cintres métalliques

Les cintres constituent une ossature en forme d'arc ou de portique disposé selon la section transversale du tunnel. Ils peuvent être constitués en bois, en profilés métalliques, en treillis métalliques. On utilise souvent en travaux souterrains les cintres en profilés métalliques HEB. [8] Parmi les cintres métalliques on distingue :

✓ **Les cintres métalliques légers**

Présentent une capacité de portance relativement limitée. Leur faible poids qui rend leur maniement et leur mise en place plus facile que les cintres lourds. Ils ne peuvent être utilisés qu'au titre de protection provisoire du personnel. En raison du développement pour jouer un rôle majeur dans le soutènement de l'excavation. [8]

✓ **Cintres réticulés**

Dans certaines circonstances, notamment pour les mauvais terrains, les grandes sections et les sections divisées, il peut s'avérer nécessaire de renforcer le béton projeté-boulonné par des armatures plus résistantes qu'un simple treillis soudé. [8]

✓ **Cintres métalliques lourds**

On choisit les soutènements qui sont toujours constitués de profils normalisés cintrés suivant le rayon de courbure du tunnel. Ces cintres sont assemblés près du front puis placés contre la paroi au moyen d'un érecteur (pelle équipée spécialement pour cet usage). Entre chaque élément métallique, il se crée une voûte de terrain qui suffit dans de nombreux cas à reporter les charges sur ceux-ci (figure. II.4 /a). On réalise parfois un blindage entre les cintres est réalisé le plus souvent par un remplissage de béton (projeté ou coffré).

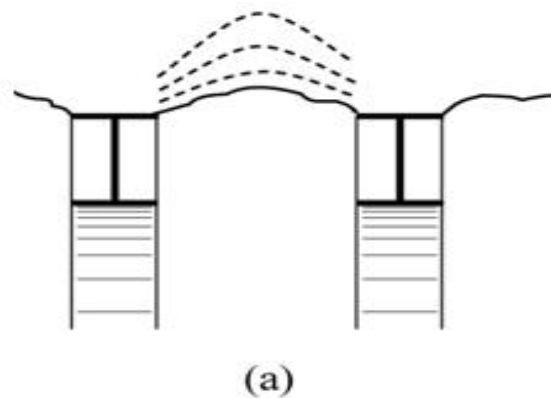


Figure. II.1. Voûtain de terrain entre deux cintres. [13]

Dans les puits ou les galeries de petites sections, on adopte souvent les tôles métalliques mais le bois est encore utilisé car il se prête bien à la technique minière de l'enfilage. Cette dernière consiste à enfiler les planches entre les cintres une à une, avec un blocage par un système de coins. [8]

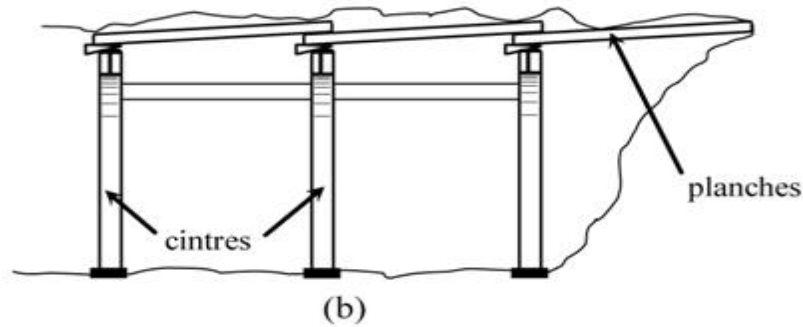


Figure. II.2. Technique de l'enfilage. [13]

II.12.2.2. Voussoirs préfabriqués

Ils sont assemblés pour former des anneaux circulaires faisant de soutènement et/ou de revêtement définitif. Leur domaine d'emploi privilégié correspond aux tunnels creusés par une machine à attaque globale dans les roches meubles et les sols. [8]

II.12.2.3. Le béton projeté

Le terme béton projeté s'applique à un béton mis œuvre par refoulement. et mis en place ne peut s'appliquer sur une certaine épaisseur (en particulier en voute) que si sa prise est accélérée. Cela nécessite presque toujours l'emploi d'un adjuvant accélérateur de prise et de durcissement. Il faut par ailleurs que le pourcentage du sable soit assez élevé. [8]

II.12.3. 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 à fonctions précaires.

Avant l'exécution, il faut dévier les canalisations de toute nature situées à 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.12.3.1. Soutènement par blindage

Parois latérales du Puits doivent être conçues de manière à jouer le rôle de mur de soutènement et plonger profondément dans le sol. Dans notre cas le blindage est réalisé par des pieux forés.

II.12.3.1.1. 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 qualificatif 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.

Chapitre III

Introduction

Il existe des essais au laboratoire et des essais in-situ pour la reconnaissance des sols, la reconnaissance sur site est rendue nécessaire lorsqu'il devient très difficile, pour les ingénieurs d'extraire des échantillons de sol intacts, sans perturber leur caractéristiques. Et pour partager, découvrir les phases d'exécutions.

III.1. Essais caractéristiques

III.1.1. Les essais in-situ

Les essais in situ sont moins coûteux et qu'on peut ainsi les multiplier pour obtenir des connaissances sur le sol. Par ailleurs, ils sont parfois les seuls possibles lorsqu'on ne peut pas prélever d'échantillons intacts.

III.1.1.1. Les sondages carottés

Ce mode d'investigation permet d'obtenir un échantillon continu de sol peu ou pas remanié, prélevé à l'aide d'un outil carottier. Le mode d'enfoncement du carottier dans le sol peut se faire soit par poinçonnement (Percussion, battage ou pression), soit par rotation, le fluide de forage pouvant être de l'air, de l'eau ou de la boue.

Les échantillons de sol, appelés carotte, sont présentés dans des caisses précisant leur identité, notamment la profondeur à laquelle ils ont été prélevés. Les échantillons non remaniés destinés aux essais de laboratoire sont immédiatement conditionnés de manière à préserver leur intégrité, y compris pendant le transport.

La colonne continue de sols remontée lors d'un sondage carotté permet des observations d'ordre géologique et des essais de laboratoire destinés à l'identification des sols et à la mesure de leurs caractéristiques mécaniques.

Ils sont réalisés deux sondages carottés à des profondeurs différentes. (Voir l'annexe A)

III.1.1.1.1. Interprétations du sondage carotté

Les sondages effectués ont mis en évidence la nature de sol suivant :

- sol d'apport représenté par des remblais argileux des déblais divers et des argiles compactes.
- Un substratum constitué par des argiles sableuses et à taches grises. (Voir l'annexe A)

III.1.2. Essais Préssiométriques

L'essai préssiométrique consiste à dessouder, à une profondeur donnée, une sonde cylindrique gonflable dans un forage soigneusement calibré. Les variations de Volume du sol au contact de la sonde sont mesurées en fonction de la pression radiale appliquée.

Il y a trois caractéristiques du sol sont ainsi déduites :

- le module préssiométrique 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 du fluage p_f qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et l'état plastique

Dans ce travail ils ont réalisé un essai préssiométrique à des profondeurs différentes. (Voire l'annexe A)

III.1.3.L'essai SPT

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). 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 consiste à battre, un terrain de tiges menu d'un carottier formé d'un tube échantillonneur, 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. Dans ce travail ils ont réalisé deux essais SPT à des profondeurs différentes. (Voire l'annexe A)

III.2. Les Essais du laboratoire

L'étude des sols vise à décrire la façon dont ils se comportent sous l'effet des modifications de sollicitations apportées par les ouvrages géotechnique .parmi cette étude, 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.2.1.Les essais d'identification et de classification des sols

Ils ont pour but de confirmer et/ou de compléter l'identification et la dénomination provisoire des effectuées in-situ, Les essais de laboratoire ont été effectués sur des échantillons récupérés à partir des sondages carottés. Ces essais ont touché les différentes formations géologiques rencontrées à savoir :

- Argile graveleuse dure
- gravier de gros diamètre
- Marne peu sableuse.

Afin de déterminer les caractéristiques physico-mécaniques de ces différentes formations plusieurs essais ont été réalisés :

III.2.1.1. Les essais physiques

- teneur en eau (w).
- degré de saturation (Sr).
- Volume sec et humide (v_d , v_h).
- limites d'Atterberg (W_L , W_P).
- analyse granulométrique ($< 2\text{mm}$, $< 80\ \mu\text{m}$, $< 3\ \mu\text{m}$).

Les essais ont été effectués selon la norme NFP94-050

Les résultats des expérimentations sont présentés dans les tableaux suivant :

Tableau. III.1. résultats des essais de densité sèche et humide / Teneurs en eau

Sondage	Profondeur (m)	W (%)	ans les tal té sèche e γ_h (t/m^3)	suivant de / T_e γ_d (t/m^3)	Sr (%)
S2+700/1	6.00-6.30	13.543	2.285	1.882	83.935
	9.00-9.50	18.231	2.145	1.807	99.406
	17.50-17.8	18.300	2.137	1.806	99.614

III.2.1.1.1. Analyse granulométrique

Cet essai dans la norme NFP 94-057 a pour but la détermination pondérale de la taille des particules fines d'un sol. [5]

Une analyse granulométriques peut se faire de deux manières différentes: [13]

- Le tamisage pour les grains de diamètre supérieures a $80\ \mu\text{m}$.
- La sédimentométrie pour les grains de diamètres inférieures a $80\ \mu\text{m}$.

N.B : l'implantation de ces points d'investigation est jointe en annexe « B » de ce travail

III.2.1.1.2. Le tamisage

pour les sols grenus on utilise une série de passoires et de tamis, l'ouverture intérieure des mailles des tamis varie de $40\ \mu\text{m}$ a 12.5mm . par définition le diamètre d'une particules est égal a l'ouvertures intérieures des mailles du plus petit tamis la laissant passer.

Quand on se sert de passoires, il faut connaitre les dimensions des tamis équivalents, étant le diamètre des trous de la passoire, l'ouvertures intérieures des mailles du tamis équivalents est égale a $D/1.25$ (résultat de Féret). la quantité de matériau retenue sur le tamis est appelée refus, celle qui passe à travers le tamis est appelée tamisat. [6]

Le tamisage a sec n'est précis que pour les matériaux dénués de cohésion comme les sables ou les graviers. en présence d'un sol limoneux ou argileux, il faut effectuer un tamisage sous l'eau.

Les résultats sont exprimés sous formes d'une courbe appelée courbe granulométrique, qui donne le pourcentage cumulé d'éléments de dimension inférieures a chaque diamètres l'allure de cette courbe est caractérisée par les deux paramètres suivants :

a) le coefficient d'uniformité ou de Hazen (C_u) : [14]

- pour $C_u > 2$, la granulométrie uniforme.
- pour $C_u < 2$, la granulométrie étalée.

$$C_u = (D_{60} / D_{10})$$

b) Coefficient de courbure (C_c) : [15]

D_{60}, D_{30}, D_{10} étant respectivement les diamètres correspondant à 60%, 30% et 10% d'éléments de dimension inférieure, le Coefficient de courbure $C_c = (D_{30})^2 / (D_{10} \times D_{60})$.

Les essais ont été effectués selon la norme NFP94-056 et NFP94-057 (voir l'annexe « B » de ce travail)

Les résultats des expérimentations sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau III.2. Résultats des analyses granulométriques

Sondage	Profondeur	<80 μ (%)	D60 (mm)	D30 (mm)
S2+700/1	6.00-6.30	51.26	0.322	0.009
	9.00-9.50	48.64	0.836	0.010
	17.50-17.80	86.35	0.012	/
	29.50-29.95	46.68	0.124	0.010
	33.50-33.95	93.10	0.009	/

III.2.1.1.3. Limite d'Atterberg

ATTERBERG (en 1911) a défini les frontières de quatre états caractérisant la consistance des sols fins (non pulvérulents), en termes de limites.

Ces limites sont d'une importance fondamentale en géotechnique car elles indiquent la sensibilité d'un sol aux modifications de sa teneur en eau. Il y a quatre états caractérisant la consistance des sols fins pour des teneurs en eau décroissantes : état liquide, état plastique, l'état solide avec retrait et l'état solide sans retrait.

CASAGRANDE en 1932 a observé que de nombreuses propriétés des argiles et limons, telles que leur résistance à sec, leur compressibilité, leur réaction à l'essai aux secousses. Pouvaient être reliées aux limites d'Atterberg grâce à un abaque de plasticité.

Les essais ont été effectués selon la norme NFP94-051.

Les résultats des expérimentations sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau III.3. Résultats des essais d'Atterberg

Sondage	Profondeur	Teneur en eau à l'état de liquide W_L	Teneur en eau à l'état de plastique W_P	Indice de plasticité I_P
S2+700/1	17.50-17.80	36.556	22.269	14.287

III.2.2. Les essais mécaniques

Les essais mécaniques réalisés sont :

- essai de compressibilité (P_c , C_c , C_g), (œdométriques).
- résistance au cisaillement (UU, CU, CD).

III.2.2.1. Essai œdométriques

Est une application directe de la théorie de la consolidation unidimensionnelle. Il permet d'évaluer l'amplitude des tassements des sols en place sous des ouvrages ainsi que leur évolution. Cette essai consiste à appliquer sur un échantillon de sol, placé entre deux pierres poreuses assurant le drainage, une contrainte initiale σ et à mesurer le tassement correspondant Δh en fonction de temps. (voir l'annexe « B » de ce travail)

III.2.2.2. Essai de compressibilité

Les échantillons prélevés à différentes profondeurs ont été soumis à des essais de compressibilité à l'œdomètre et aux essais de gonflements libres. La pression de préconsolidation moyenne des échantillons est largement supérieure à la valeur des poids des terres au repos.

Les essais ont été effectués selon la norme NFP94-090.1. Les résultats des expérimentations sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau III.4. Résultats des essais de compressibilité

Sondage	Profondeur (m)	P_c (bars)	Indice de compression C_c (%)	Indice de décompression C_g (%)
S2+700/1	9.00-9.50	2.35	19.28	2.26
	17.50-17.80	2.21	10.13	1.60

III.2.2.3. Résistance aux cisaillements

III.2.2.3.1. Cisaillements UU (non consolidé)

L'essai consiste au cisaillement de plusieurs éprouvettes à différentes contraintes. Cela nous permettra de déterminer par la suite la résistance de l'échantillon. À noter que dans cet essai, l'échantillon n'est ni saturé, ni consolidé.

III.2.2.3.2. Cisaillements CD (Cisaillement Directe)

L'essai consiste au cisaillement de plusieurs éprouvettes ayant été soumises à une saturation et à une consolidation préalable à différentes contraintes. Cela nous permettra de déterminer par la suite la résistance de l'échantillon. L'essai comporte le cisaillement d'au moins trois éprouvettes de mêmes dimensions, préparées dans les mêmes conditions, cisillées à la même vitesse mais soumises à des efforts verticaux différents (voir l'annexe « B » de ce travail).

Les essais ont été effectués selon la norme NFP94-071.1. Les résultats des expérimentations sont présentés dans les tableaux suivant :

Tableau III.5. Résultats des essais de cisaillement à la boîte (essai UU)

Sondage	Profondeur	Cohésion (bars)	Frottement (degrés)	Observation
S2+700/1	6.00-6.30	0.80	11.63	Argile graveleuse dure
	9.00-9.50	Non cisailé, présence de gravier de gros diamètre		
	17.50-17.80	0.77	1.39	Marne peu sableuse

III.3. Puits de ventilation Hai El Bader –Ain Naadja

Un puits de ventilation (PV5) situé au PK 2+702, La dimension et la géométrie du revêtement définitif de puits PV5 est de type « tout ronde » avec un rayon extérieur d'environ 6.50 m et un rayon intérieur maximale de 6.00 m. La profondeur de PV5 est environ 21m, au dessous du puits, il ya une dalle avec une épaisseur de 65cm. C'est pourquoi la géométrie est élargie. L'anneau intérieur final du puits sera construit pour la stabilité des pieux. La paroi du puits se compose d'un béton armé avec une étanchéité des feuilles de trié soudé et une protection géotextile.

III.4.Etape de réalisation de puits de la ventilation (PV5)

Avant de commencer les travaux il faut vérifier que tous les réseaux existants dans l'air de travail sont déviés, l'implantation exacte des puits est vérifiée par excavation locale.il faut respecter les instructions des concessionnaires des réseaux pour la protection des ouvrage. Le puits (PV5) est construit à partir des phases suivantes :

1. préparation du niveau de forage.

Le procédé de forage doit éviter toute modification des caractéristiques du sol et en particulier tout entrainement d'élément fins qui pourrait provoquer des désordres dans le voisinage.

Dans les terrains les plus tendres incohérents ou cohésives le forage sera exécuté à la rotation avec ou sans l'utilisation de tubage. Dans ce cas le fluide de forage sera de l'eau ou du coulis de ciments .Dans les terrains les plus durs ou en présence de blocks, le forage sera exécuté au marteau fonds de trou.

2. Les pieux forés

Avant l'exécution des soutènements provisoires ils ont choisi de réaliser un écran de pieux forés au lieu de la paroi moulée car ce dernier est couteux et sa difficulté de réalisation a des grands profondeurs en plus vue le tracé de la voie qui effectué une courbe d'où la mise

en place des pieux forés est obligatoire pour assurer la stabilité du sol aux cours du creusement.



Figure.III.1.forage des pieux

3. Excavations jusqu'au bord intérieure de l'anneau de renfort.
4. Ferrailage et bétonnage de l'anneau de renfort.
5. Remplissage de l'aire de travail coté extérieure.
- 6.Excavations jusqu'au bord inférieure de premier anneau par étape de 5 m et application de béton projeté.

Le béton projeté consiste à projeter le béton sur le sol et les pieux à l'aide d'une lance. Le béton projeté à deux principaux usages s'additionner :

- Il a un rôle protecteur, et forme une coque mince épousant le terrain.
- Il a un véritable rôle structural, et reprend les charges issues du terrain. Son épaisseur est variable en fonction du terrain, de l'ordre d'une vingtaine de centimètres.

Le béton projeté seul de moins en moins utilisé, il est souvent associé à des panneaux de treillis soudés ou, de plus en plus, à des fibres métalliques qui lui confèrent une certaine résistance en traction et en cisaillement.

7. Ferrailage et bétonnage de l'anneau.
- 8.Excavations jusqu'au bord inférieure du deuxième anneau par étape de 5 m et application de béton projeté.
9. Excavations jusqu'au bord inférieure de la futur, calotte de la caverne par étape de 50 cm et application de béton projeté.
10. Excavations jusqu'au bord inférieure du puits.

11. Démolition des pieux et excavation de la caverne en plusieurs étapes et application de béton projeté.
12. Excavations jusqu'au bord inférieure du future banc de la caverne par étape et application de béton projeté.
13. Excavations du banc de la caverne.
14. Excavations jusqu'au bord inférieure du puits.
15. réaliser un radier : les fondations sont des éléments de la structure destinées à transmettre les charge des matérielles utiliser pour les creusements de tunnel.

Conclusion

Ces pieux sont réalisé par extraction du sol à l'aide d'une foreuse, puis par mise en place d'une cage d'armature et bétonnage de l'excavation ainsi crée, le dimensionnement de ces pieux a été fait par un bureau d'étude allemand qui prend en compte les caractéristique du sol et les surcharge des engins qui circule pendant les travaux, on a définit notre travail par 13 phase d'exécutions

Chapitre IV

Introduction

D'après les caractéristiques de sol, on peut découvrir la nature des fondations profondes qui permettent de supporter des charges dues à l'ouvrage qu'elles supportent sur des couches situées depuis la surface jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres. Dans ce chapitre on va calculer les efforts de poussée ou de butée dans ces ouvrages de soutènements.

IV.1. Mode de fonctionnement d'une fondation profonde

Les sollicitations s'exerçant sur une fondation profonde sont de 2 types :

- Sollicitations statiques ou dynamiques dues à l'ouvrage supporté
- Sollicitation dues au sol en contact avec la fondation (frottement négatif, poussée horizontale des terres, séisme).

Ces sollicitations sont simultanément équilibrées :

- Pour les efforts transmis suivant l'axe de la fondation, par le frottement latéral Q_s dans les couches résistantes et l'effort de pointe Q_p s'exerçant sous la base de la fondation.
- Pour tous les autres efforts, par la réaction du sol dans les zones où le déplacement du pieu dans le sens des efforts est supérieur à celui du sol encaissant.

IV.2. Principe de calcul des pieux

IV.2.1. Pieu isolé sous charge axiales

On distingue deux grands groupes de pieux : les pieux mis en œuvre avec refoulement du sol et les pieux réalisés par excavation du sol. Dans le premier groupe, on peut citer les pieux battus et dans le second les pieux forés. Dans ce qui suit, nous nous intéressons aux pieux forés.

IV.2.1.2. Pieux foré tubé

Mis en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que tarière, benne etc... sous protection d'un tubage dont la base est toujours située au-dessous du fond de forage. Le tubage peut être enfoncé jusqu'à la profondeur finale par vibration, ou force avec courbe au rapport et à mesure de l'avancement du forage, le forage est rempli partiellement ou totalement d'un béton de grande ouvrabilité, puis le tubage est extrait sans que le pied du tubage puisse se trouver à moins de 1m sous le niveau du béton, sauf au niveau de la cote d'arase (figure IV.1.).

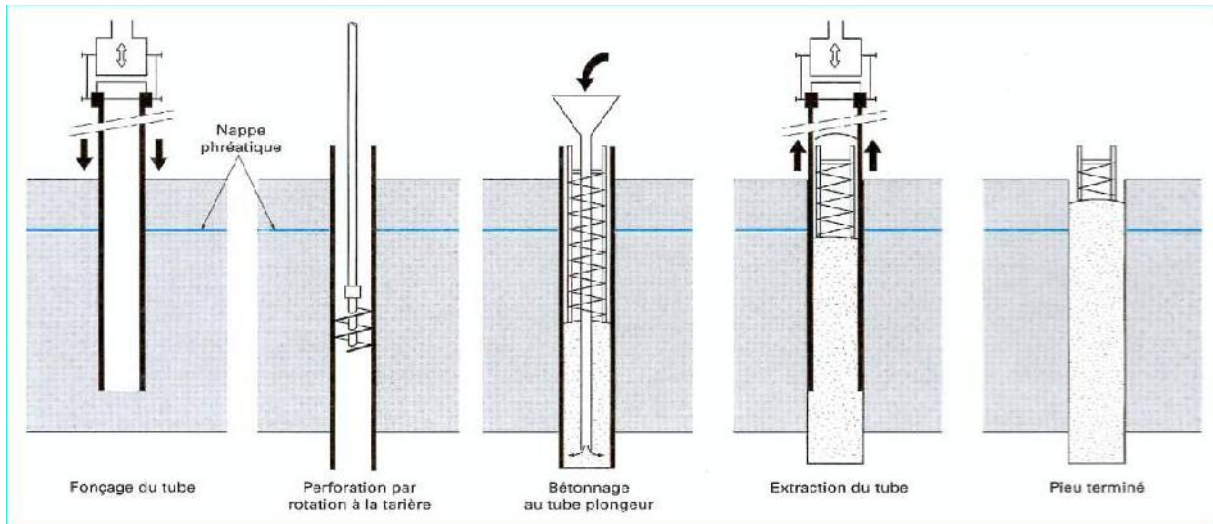


Figure. IV.1.Pieu foré tubé.

IV.2.1.3. Avantages et inconvénients

Les avantages des pieux forés résident dans :

- La reconnaissance sur place des sols par la stratigraphie du terrain mais aussi au laboratoire grâce à des essais sur des échantillons prélevés sur le terrain.
- La possibilité d'atteindre les grandes profondeurs (30 à 40m).
- L'absence de risque d'ébranlement du sol ou des constructions avoisinantes.
- La possibilité de reprise en sous-œuvre et de renforcement des fondations.

D'une façon générale, les pieux forés présentent beaucoup d'avantages, mais ils exigent une exécution minutieuse sans laquelle, on risque le délayage du béton, l'éboulement des parois de la fondation, la striction du pieu, ...etc.

IV.3. Dimensionnements des pieux

Selon le D.T.R .BC2.33.2:

Une fondation si $\left\{ \begin{array}{l} \frac{D}{B} > 6 \\ D > 3m \end{array} \right.$ Avec $\left\{ \begin{array}{l} D : \text{longueur de pieux} \\ B : \text{diamètre de pieux} \end{array} \right.$

Pour le calcul de la capacité portante, on opte pour des diamètres B=0.8, B=1m, B=1.2m. La longueur D est déterminée à partir des essais in-situ, le bon sol se trouve entre 33m et 35m de la surface de sol et les 1.85m premier de site sont des remblais qui doivent être excavée. Donc on opte pour un D=33m. Vérification des conditions de D.T.R.BC.2.33.2 :

$$\frac{D}{B} = \left\{ \begin{array}{l} \frac{33}{0.8} = 41.25 > 6 \\ \frac{33}{1} = 33 > 6 \\ \frac{33}{1.2} = 27.5 > 6 \end{array} \right.$$

D'après la longueur de $D=33\text{m}$ on a choisi et fixé un diamètre de $B=1\text{m}$.

IV.4. Dimensionnements des puits

$$n = \frac{P_p}{D \times l} = 32 \text{ pieux}$$

Avec

$$B = 1\text{m}$$

$$P_p = 2 \times \pi \times R = 40.82\text{m}$$

$$l = 1.27\text{m}$$

n : nombre des pieux dans un puits

B : diamètre de pieu

P_p : Périmètre de puits

l : entre axe de deux pieux

IV.5. Dimensionnements des anneaux

On a deux anneaux pour mettre le pieu stable à l'intérieure de $R=10.54\text{m}$ et une section de $60\text{cm} \times 70\text{cm}$, et un anneau de renfort de section 1.80×2.00 et un diamètre de 13m (voir l'annexe « C » de ce travail).

- **Anneau de renfort de section 1.80×2.00 et un diamètre de 13m**

$$P = 2\pi R = 40.82 \text{ m}$$

$$S = 1.8 \times 2 = 3.6 \text{ m}^2$$

$$P_p = 3.6 \times 40.82 \times 30 = 4408.5 \text{ KN}$$

P : périmètre de l'anneau

$$P = 10.54 + (2 \times 0.7) \times 3.14 = 37.49 \text{ m}$$

$$W = S \times H \times \gamma_b = 0.60 \times 0.70 \times 25 \times 37.49 = 393.645 \text{ KN}$$

- **Le premier anneau à 5m de section $70 \times 60\text{cm}$**

$$F_{a1} = 393.645 \text{ KN/m}_1 \longrightarrow M_{10} = 18.5 \times 393.645 = 7282.432 \text{ KN.m}$$

- **Le deuxième anneau à 10m de section $70 \times 60\text{cm}$**

$$F_{a2} = 393.645 \text{ KN/m} \longrightarrow M_{16} = 16 \times 393.645 = 6298.32 \text{ KN.m}$$

IV.6. Calcule les poussées des terres

IV.6.1. Pour un pieu isolé

1^{ere} cas

On calcul pour 32 pieux

- **Calcul des contraintes σ_H**

$$\sigma_H = k_\alpha \sigma_v + 2c\sqrt{k_\alpha}$$

$$\sigma_v = (\gamma \times z) + q$$

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{2} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Tableau. IV.1. Résultats de calcul des contraintes

Les couches de sol	Z (m)	Ka	(KN/m ²)
Rx	0	0.33	24.75
	1.85		30.244
QA	0	0.4	36.66
	3.55		51.57
Qs	0	0.3	38.677
	9.37		68.193
QM	0	0.36	81.831
	2.7		92.037
TA	0	0.36	92.037
	3.5		105.897

- Calcul des forces F d'un pieu isolé :

$$\text{Pour } \begin{cases} \text{Rectangle} & F = h \times \sigma_H \\ \text{Triangle} & F = \frac{h}{2} \times \sigma_H \end{cases}$$

Tableau. IV.2. Résultats de calcul des forces

Les couches de sol	Z (m)	F (KN/m)	
Rx	0	F1	45.787
	1.85	F2	5.081
QA	0	F3	130.143
	3.55	F4	26.465
Qs	0	F5	362.403
	9.37	F6	138.282
QM	0	F7	220.943
	2.7	F8	13.778
TA	0	F9	340.536
	3.5	F10	24.255
			F = 1307.673 (KN/m)

Pour l'ensemble des pieux $F = 1307.637 \times 32 = 4184.553 \text{ t}$

- Calcul des moments M/o d'un pieu isolé :

$$\text{Pour } \begin{cases} \text{Rectangle} : M/o = \frac{h}{2} \times F \\ \text{Triangle} : \frac{M}{o} = \frac{h}{3} \times F \end{cases}$$

Tableau. IV.3.Résultats de calcul des moments

Les couches de sol	Z (m)	M/o(KN.m)	
Rx	0	M_{1/o}	919.174
	1.85	M_{2/o}	100.431
QA	0	M_{3/o}	286.794
	3.55	M_{4/o}	432.517
Qs	0	M_{5/o}	3955.628
	9.37	M_{6/o}	1293.351
QM	0	M_{7/o}	1078.201
	2.7	M_{8/o}	61.036
TA	0	M_{9/o}	595.938
	3.5	M_{10/o}	28.281
		M_{10/o}	28.281
		M₁₀^o = 8751.351(KN.m)	

Pour les 32 pieux $M_{/0} = 28004.323 \text{ t}$

2^{ème} cas

On calcul pour 16 pieux qui on a coupé d'un coté pour réaliser une galerie, donc les 16 pieux dans cette étape ils sont coupés à 11 mètre

$$\sigma_H = k_\alpha \sigma_v + 2c \cdot k_\alpha$$

$$\sigma_v = (\gamma \times z) + q$$

$$k_\alpha = \tan^2 \left(\frac{\pi}{2} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

- Calcul Les contraintes σ_H

- **Tableau. IV.4.**Résultats de calcul des contraintes

Les couches de sol	Z (m)	Ka	σ_H (KN/m ²)
Rx	0	0.33	24.75
	1.85		30.244
QA	0	0.4	36.66
	3.55		51.57
Qs	0	0.3	38.677
	9.37		56.317

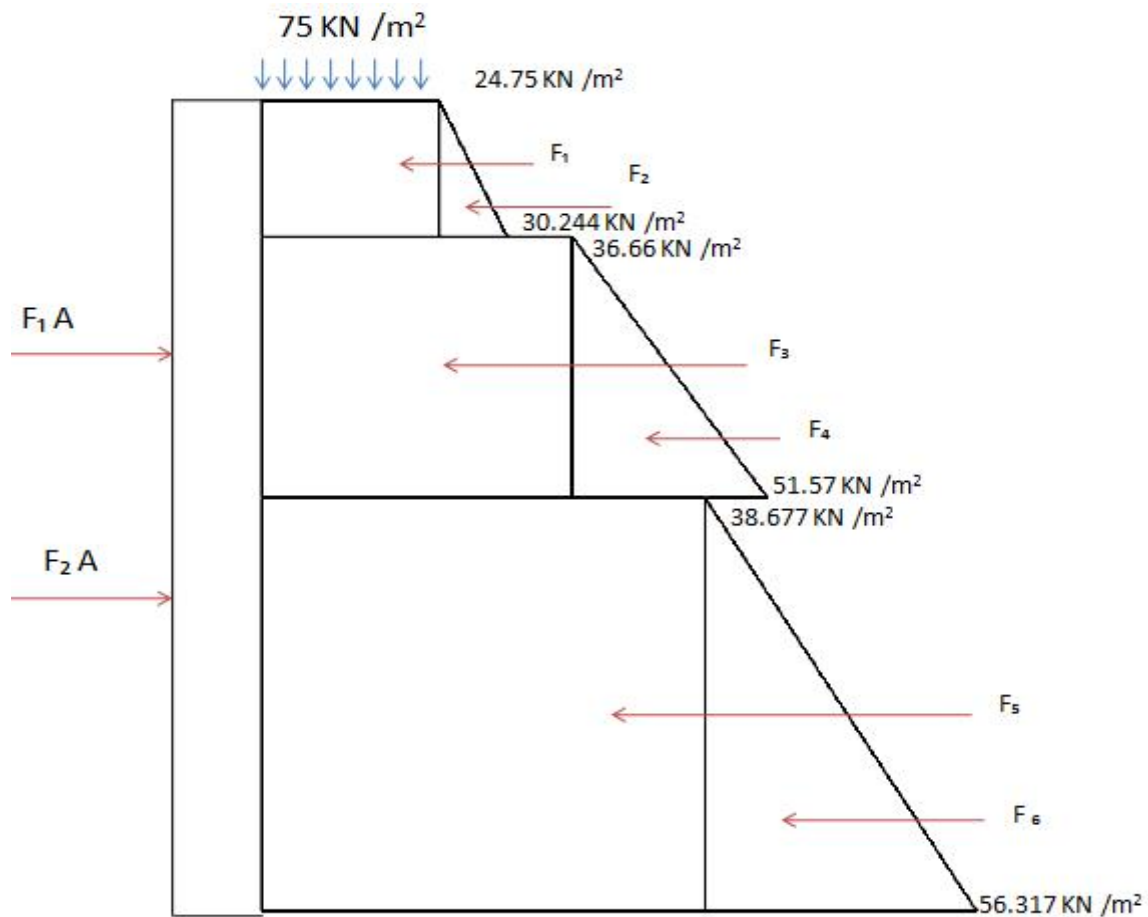


Figure. IV.2. Diagrammes des forces et des moments

• Calcul des forces

Pour $\begin{cases} \text{Rectangle} & F = h \times \sigma_H \\ \text{Triangle} & F = \frac{h}{2} \times \sigma_H \end{cases}$

Tableau. IV.5. Résultats de calcul des forces

Les couches de sol	Z (m)	F (KN/m)	
Rx	0	F1	45.787
	1.85	F2	5.081
QA	0	F3	130.143
	3.55	F4	26.465
QS	0	F5	216.591
	9.37	F6	49.372
			F = 473.439 (KN/m)

Tableau. IV.6.Résultats du calcul des moments

Les couches de sol	Z (m)	M/o(KN.m)	
Rx	0	M _{1/o}	42.352
	1.85	M _{2/o}	3.129
QA	0	M _{3/o}	231.003
	3.55	M _{4/o}	29.587
Qs	0	M _{5/o}	606.454
	9.37	M _{6/o}	92.128
		M_{7/o} = 1004.654 (KN.m)	

- Calcul des moments M_o

$$\text{Pour } \begin{cases} \text{Rectangle } M_{/o} = \frac{h}{2} \times F \\ \text{Triangle } M_{/o} = \frac{h}{3} \times F \end{cases}$$

IV.6.2. Calcul des forces agissant sur le puits

$$\sigma_H = k_\alpha \sigma_v + 2c \quad k_\alpha$$

$$\sigma_v = (\gamma \times z) + q$$

$$k_\alpha = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.57$$

$$= 30^\circ \text{ (angle de frottements extérieur)}$$

$$= \frac{2}{3} \varphi = 19.8^\circ$$

- Calcul des contraintes σ_H

- **Tableau. IV.7.**Résultat du calcul des contraintes

Les couches de sol	Z (m)	Ka	(KN/m ²)
Rx	0	0.57	0
	1.85		52.240
QA	0		52.240
	3.55		73.487
Qs	0		73.487
	9.37		129.566
QM	0		129.566
	2.7		145.726
TA	0		145.726
	3.5		167.671

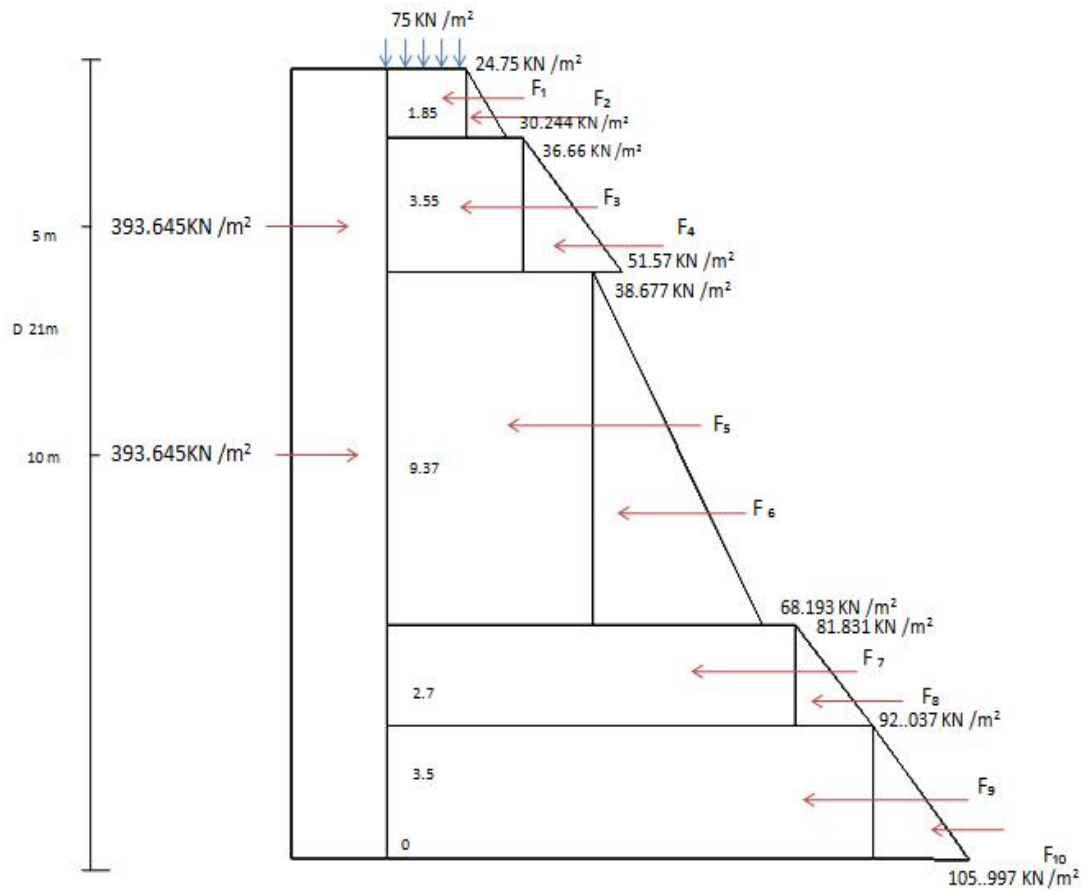


Figure. IV.3. diagrammes des poussées de terre

- Calcul des forces

- Tableau. IV.8. Résultats de calcul des forces

Les couches de sol	F (KN/ml)		
R_x	F1= 96.644		F_H=90.930
			F_V=32.736
Q_A	F2=185.452	F=223.165	F_H=209.971
	F3=37.713		F_V=75.594
Q_s	F4=688.573	F=744.652	F_H=700.628
	F5=56.079		F_V =252.241
Q_M	F6=350.260	F=372.076	F_H =350.079
	F7=21.816		F_V=126.036
T_A	F8=510.041	F=548.444	F_H=516.020
	F9=38.403		F_V =185.778
			$F_H = 3160$ $F_V = 1857.628$ $F = 1862.464$ (KN/ml)
			$F_H = 1857$ $F = 1862.464$ $F_V = 1022$ (KN/ml)

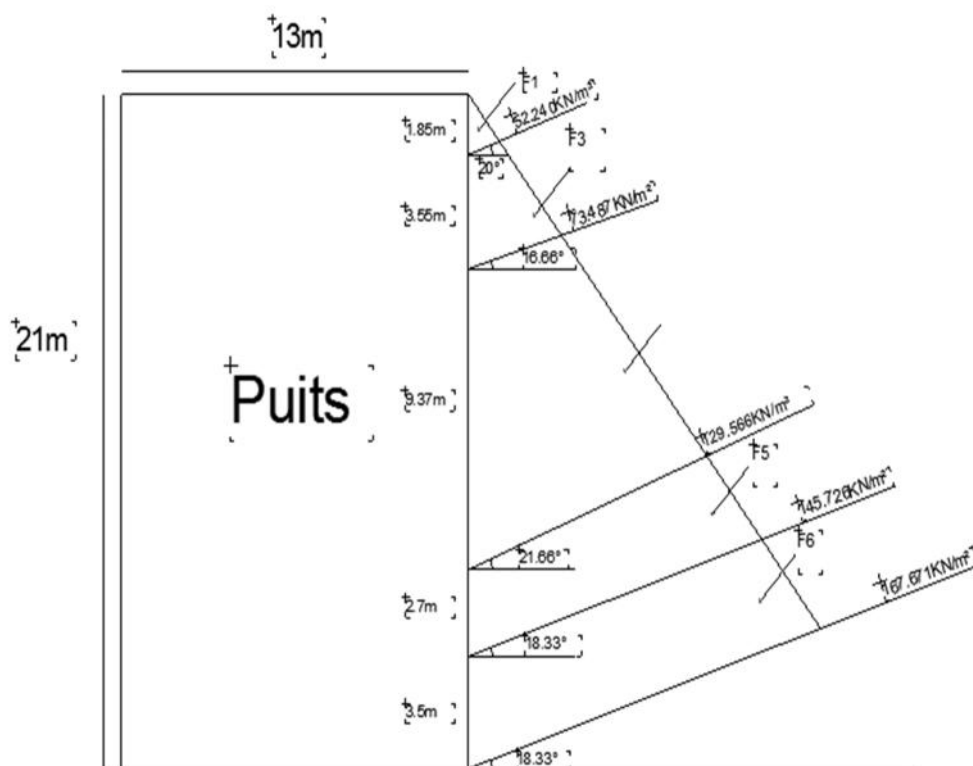


Figure. IV.4. diagrammes des forces horizontale et vertical.

$$F = 1867.628 + 1022.464 = 2890.092 \text{ KN/ml}$$

- Calcul des moments

- Tableau. IV.9. Résultat du calcul des moments

Les couches de sol	Les bras de leviers (m)	Les forces (KN/ml)	Les moments (KN.m)
R _X	20.075	F _{1H} =90.930	M _{1H/0} = 1910.265
Q _A	16.935	F _{2H} =209.971	M _{2H/0} =3140.629
Q _S	10.915	F _{3H} =700.628	M _{3H/0} =7515.774
Q _M	4.88	F _{4H} =350.079	M _{4H/0} =1709.268
T _A	1.75	F _{5H} =516.020	M _{5H/0} =892.571
		$\frac{F_{5H}}{F_{1H}} = 5,7.628$ $\frac{F_{5H}}{F_{1H}} = 18,6$	$\frac{M_{5H/0}}{M_{1H/0}} = 168.507$ $\frac{M_{5H/0}}{M_{1H/0}} = 15$

- Calcul du bras de levier de la résultante F_H

$$Z = \frac{M_H}{F_H} = 8.121 \text{ m}$$

- La charge d'un puits

La surface de pieu et la chemise $S_{pch} = \frac{3.14 \times 1.06^2}{4} = 0.882 \text{ m}^2$

Poids propre de pieu et la chemise $W_p = S.H.25 = 46.305 \text{ t}$

Poids propre de la dalle $W = \frac{3.14 \times 13^2}{4} \times 0.65 \times 25 = 215.580 \text{ t}$

Poids total maximal des engins $W = 120 \text{ t}$

Le frottement latéral $f_v = 102.246 \text{ t}$

Poids propre l'anneau de renfort $W_f = 440.85 \text{ t}$

$N_t = (46.305 \times 16) + 215.580 + 120 + 102.246 + 440.85 = 1619.556 \text{ t}$

IV.6.3. Capacité de sol à partir des essais au laboratoire

IV.6.3.1.principe de la méthode

Un pieu isolé soumis à une charge Q_l et fiche dans un sol hétérogène est équilibre d'une part par la résistance Q_f des forces de frottement qui s'exercent sur la surface latérale du pieu au contact de chaque couche du sol et d'autres par la résistance de pointes de pieu Q_{pl} .

$$Q_l = Q_f + Q_{pl}$$

Dans le cas qui on va étudier les pieux dans ce cas elle a un l'ancrage de 11.35 m

IV.6.3.2.calcul de la charge limite de pointe

Le calcul de la charge limite d'un pieu à partir des essais des caractéristiques mécaniques de sol (la cohésion C et l'angle de frottement φ).

$$Q_l = \frac{S_p}{SP} (2CN_c + DN_q) + PD \left(\frac{\sin \varphi}{\alpha \gamma D + \beta C} \right)$$

Avec :

$P =$ périmètre de pieux

$$P = 2\pi R$$

S_p : Section du pieu

$$S_p = \frac{\pi B^2}{4}$$

$a =$ paramètre qui dépend de la rugosité du pieu et de la nature du sol.

Selon DTR.BC.2.33.2 $a = 0.001$ (pieu foré dans les sables)

C : la cohésion $= 0$

Donc la formule

$$Q_l = \frac{Pies}{D\gamma(SP N_q)} + \frac{Pies}{\alpha}$$

: Angle de frottement correspondant à la couche au-dessous de la pointe = 32.5°

N_c, N_q sont des facteurs de portance, en fonction de .

D'après le tableau de valeurs des facteurs de portance recommandés par Terzagui et Peck

$N_q = ?$

$$\varphi_1 = 30^\circ \longrightarrow N_{q1} = 18.40$$

$$= 32.5^\circ \longrightarrow N_q = ?$$

$$\varphi_2 = 35^\circ \longrightarrow N_{q2} = 33.30$$

$$\varphi_2 - \varphi_1 = 35^\circ - 30^\circ = 5 \longrightarrow N_{q2} - N_{q1} = 33.30 - 18.40 = 14.9$$

$$- \varphi_1 = 32.5^\circ - 30^\circ = 2.5 \longrightarrow N_q - N_{q1} = N_q - 18.40$$

$$5 \times (N_q - 18.40) = 2.5 \times 14.90 \implies N_q = 25.85$$

Les résultants de calcul sont représenté dans les tableaux suivant :

Tableau. IV.10. la charge limite de pointe a court terme

Diamètre (B) (m)	Section (S_p) (m^2)	N_q	leus. de p./ m^3 ($\frac{KN}{m^3}$)	D (m)	\bar{q}' (t)	P (m)
1	0.785	25.85	21	3	127.860	3.14

Tableau. IV.11.La charge limite de pointe a long terme

Diamètre B (m)	Section S_p (m^2)	N_q	' (KN/m^3)	P (m)	D (m)	\bar{q}' (t)
1	0.785	25.85	11	3.14	8.35	186.413

Dans ce cas on prend la plus défavorable « a long terme » $Q_U = 186.413$ t

IV.6.3.3. la charge admissible d'un pieu isolé

Selon DTR.BC.2.33.2 $Q_{aELU} = \frac{Q_U}{2} = 62.128$ t

$$Q_{aELS} = \frac{Q_c}{3} = 41.004$$
 t

IV.6.4.Capacité de sol à partir des essais in-situ

IV.6.4.1. Evaluation à partir des essais préssiométrique

L'essai au Préssiomètre est un essai de chargement qui consiste le sol en place dans le terrain par battage ou dans un forage .L'essai permet d'obtenir une courbe contrainte-déformation d'où l'on déduit les paramètres préssiométrique suivantes :

- **Détermination de Q_{pl}**

La contrainte de rupture est donnée par la formule suivante :

$$q_u = k_p \cdot p_{te}$$

Selon le DTR.2.33.2, la charge limite de pointe est donnée par la formule :

$$Q_{pu} = A_p \times q_u$$

Avec

A_p : Aire de la section de la pointe du pieu.

k_p : Facteur de portance.

p_{le^*} : Pression limite nette équivalente.

$$A_p = R^2 = 3.14 \times 0.5^2 = 0.785 \text{ m}^2$$

• **Calcul de P_{le^*}**

C'est une pression moyenne autour de la base de pieu, elle est donnée, tout dépend de la formation porteuse, par la formule suivante :

Avec :

$$P_{le^*} = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} p_{l^*}(z) dz$$

D : Ancrage dans la couche porteuse.

a : la moitié de la longueur B de l'élément de la fondation celle-ci est supérieure a 1m et a 0.5m dans le cas contraires

$$a = \text{Max} \left(\frac{B}{2}, 0.5 \right) = 0.5 \text{ m}$$

$$b = \text{Min} (h, a) = 0.5 \text{ m}$$

$$h = 3 B = 3 \text{ m}$$

$$P_{le^*} = \frac{1}{2} \sum_{20.5}^{22.5} 24.141 \quad z = 24.141 \text{ bar}$$

$$P_{l^*} = P_l - P_0$$

$$\sigma_v = [(\gamma_h \times H_w) + \gamma'(Z - H_w)] + \gamma_w (Z - H_w).$$

$$P_0 = K_0 \times \sigma_v$$

Dans la couche T_s on a une nappe d'eau a la profondeur 3.00 m donc on va calculer

Tableau. IV.12.représentative les valeurs de P_l , P_0 , K_0 et P_{l^*} en fonction des couche de sol.

Prof z (m)	$T_s = 11.53$	
	$T_s = 8.35 \text{ m}$	$T_s = 3 \text{ m}$
P_l (bars)	25.00	25.00
P_0 (bars)	0.859	
(°)	32.5	
$K_0 = 1 - \sin$	0.46	
(KN/m ³)	11	21
P_{l^*} (bars)	24.141	

On a $P_1 = 0.25 \text{ Mpa} \rightarrow 0.7 \text{ Mpa}$ d'après les tableaux définition des catégories conventionnelles des sols (voir Annexe « B ») on a trouvé la classe de sol : Argiles et limons mous « la classe A »

Donc $K_p = 1.1$

$$q_u = 24.141 \times 1.1 = 26.555 \text{ bars}$$

$$Q_{pl} = A_p \times q_u = 26.555 \times 0.785 = 20.845 \text{ bars} \quad \Longrightarrow \quad \boxed{Q_{pl} = 208.456 \text{ t}}$$

La valeur du facteur de portance k_p dépend de la nature du sol données par le tableau IV-13, et du mode de mise œuvre du pieu (tableau IV.14) [16].

- **Détermination de Q_f**

L'effort total limite mobilisable par frottement latéral sur toute la hauteur h concernée du fût du pieu est calculé par l'expression suivante : $Q_f = P \int_0^h q_s(z) dz$.

La valeur du frottement latéral unitaire q_s est donnée par les courbes du jeu d'abaques ci dessous (figure. IV.2) en fonction de la limite nette $P_l^*(z)$. La courbe à utiliser est en fonction de la nature du sol et de l'élément de fondation considéré. (Tableau. IV.16.)

On a $P_1^* = 24.141 \text{ bars}$, d'après le tableau Choix des courbes pour le calcul de frottement latéral, on a un foré tubé (tube perdu) Q_1 et d'après le schéma Module FONDPROF - Frottement latéral unitaire limite le long du fût du pieu on a résultats suivants $q_s = 0.04 \text{ Mpa}$ (perdu)

$$P = 2\pi R = 2 \times 3.14 \times 0.5 = 3.14 \text{ m}$$

$$Q_f = P \int_0^h q_s(z) dz = 3.14 \times 0.04 \times 11.35 = 1.4255 \text{ Mpa} = 142.556 \text{ t}$$

IV.6.4.2. La charge admissible d'un pieu isolé

$$\text{ELS } Q_{adm} = Q_f + Q_{pl} = 208.456 + 142.556 = 351.012 \text{ t}$$

L'essai SPT n'est pas fiable pour prendre c'est valeur en compte, D'après les essais de l'laboratoire et l'essai in-situ la valeur de la charge admissible on prend la valeur la plus défavorable

IV.6.5. Tassement d'un pieu

Le tassement d'un pieu isolé est généralement faible (inférieur à 1 ou 2cm) et on ne s'en pré occupe pas. Par contre pour un groupe de pieux les tassements peuvent être importants.

Selon D.T.R.BC.2.33.2 un pieu foré $S = 0.006B = 0.6 \text{ cm}$. ($B = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$).

IV.7. Un groupe de pieux

Les pieux sont généralement utilisés en groupe plutôt qu'isolés. Pour cette raison, il importe de bien connaître le comportement des pieux agissant en groupe.

En effet; le pieu qui fait partie d'un groupe a un comportement différent de celui du pieu isolé. Les modifications dont il y a lieu de tenir compte sont :

- La force portante sous charges axiales.
- Le tassement.
- Les réactions latérales du sol.
- Le frottement négatif.

Deux causes différentes sont à l'origine de ces effets de groupe :

- La mise en place d'un ensemble de pieux crée un remaniement du sol qui est différent de celui qui est produit par la mise en place d'un pieu isolé.
- La réaction du sol, sous et autour du pieu est modifiée.
- La charge appliquée sur un pieu a une influence, en termes d'efforts et de déplacements, sur le comportement des pieux voisins.

IV.7.1. Capacité portante : critère de rupture

La capacité portante totale d'un groupe de pieux, $Q_{l(\text{groupe})}$, est comparée à la capacité individuelle des pieux isolés, $Q_{l(\text{unité})}$, comme suit :

$$Q_{l(\text{groupe})} = C_e \cdot N \cdot Q_{l(\text{unité})}$$

Ou:

C_e : coefficient d'efficacité du groupe.

N : nombre de pieux.

IV.7.2. Calcul du coefficient d'efficacité C_e

Formule de Converse – La barre : Cette formule suppose que tous les pieux sont identiques et verticaux :

Avec:

$$C_e = 1 - \frac{2 \operatorname{Arctan}(B/d)}{3.14} \times \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right)$$

B : diamètre des pieux.

d : entre axes des pieux.

m : Nombre de rangées.

n : nombre de pieux par rangée.

$$C_e = 1 - \frac{2 \operatorname{Arctan}\left(\frac{1}{1.27}\right)}{3.14} \times \left(2 - \frac{1}{4} - \frac{1}{1} \right) = 0.681$$

$$C_e = 0.681 < 1 \text{ vérifié}$$

$$Q_{l(\text{groupe})} = 0.681 \times 4 \times 351.012 = 956.156 \text{ t}$$

$$Q_{l(\text{groupe})} = 956.156 \text{ t} > Q_{l(\text{unité})} = 351.012 \text{ t}$$

IV.7.3. Tassement d'un groupe de pieux

La présence de deux pieux proche l'un de l'autre modifié le comportement de chacun pris isolément. Un tel phénomène est appelé effet du couple. Le problème d'interaction d'un couple de pieux libre en tête a été étudié à l'aide de la théorie de l'élasticité à la base de la solution fondamentale de Mindlin(1936), par plusieurs chercheurs notamment Butterfield et Banerjee (1971) et Poulos et Davis(1980), ces derniers ont montré que le tassement peut s'écrire comme suit :

$$V_0 = \frac{D_{av} \cdot V_0}{S(1 + \alpha)}$$

S : Le tassement du pieu isolé sous le même effort, et est le facteur d'interaction qui dépend de l'élanement D/B , de l'espacement relatif d/B entre les pieux, de la compressibilité relative K , ainsi que de .

α : Paramètre qui dépend de la rugosité du pieu et de la nature du sol.

Selon D.T.R BC.2.33.2 $\alpha \approx 0.001$ pour Les pieux forés dans les sables

$$V_0 = 0.006 (1 + 0.001) = 6.006 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

Le tassement d'un groupe de pieux est presque négligé, donc on conclut que les pieux i sont ancrés dans un bon sol.

Conclusion

Dans ce chapitre on a montré que les 32 pieux travaillent en groupe, et la présence des anneaux a un rôle de fixation de ces pieux, ces derniers ils sont encrés dans un bon sol quand le tassement il est faible.

Chapitre V

Introduction

PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux ou trois dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. L'interface d'utilisation PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curvers).

Il est conçu par des géotechniciens numériques, le PLAXIS est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité avec prise en compte des pressions interstitielles, doté de méthode de résolutions et d'algorithme robuste. Il est très fiable sur le plan numérique, et il fait appel à des éléments de haute précision.

V.1. Présentation du programme Plaxis

Au long de notre travail on s'est basé sur deux modèles : Modèle de Mohro-coulomb et le modèle d'Axisymétrique. Comme on a utilisé dans nos calcul : le module d'Young (E), coefficient de poisson (ν), la Cohésion (C), l'Angle de frottement (φ), l'Angle dilatace (ψ), et leurs paramètres et unités sont présentés dans le tableau ci-dessus :

Tableau. V.1. Différents paramètres et unités

Paramètres de Mohr-Coulomb	
Paramètre	unité
C : cohésion (effective)	KN/m ²
φ : Angle de frottement	°
ψ : Angle de dilatace	°

V.2. Les définitions des paramètres

V.2.1. Le modèle de Mohr-Coulomb

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. C'est un modèle élastique parfaitement plastique (sans écrouissage) nécessite la détermination de cinq paramètres qui sont : le module d'Young E, le coefficient de Poisson ν , la cohésion C, l'angle de frottement φ , l'angle de dilatace ψ . Les deux premiers paramètres sont des paramètres intrinsèques élastiques, les deux autres φ et C sont des caractéristiques mécaniques de résistance. L'angle de dilatace ψ est nécessaire pour modéliser l'irréversibilité de l'accroissement volumique fréquemment observé pour les sols granulaires.

V.2.2. Le module de Young

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

V.2.3. Le coefficient de poisson

On conseille une valeur de 0.2 à 0.4 pour le coefficient de poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure K0 ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de poisson s'approche de 0.5 sans cette valeur soit utilisable.

V.2.4. 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 55 frottements de palier. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à 45° peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Il peut être avisé de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement, quitte à les augmenter dans la suite. Cette valeur de 45° est compatible avec les angles de frottement φ_{vc} (à volume constant, au palier).

V.2.5. La cohésion

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0.2 à 1 KPa) pour des questions numériques. Pour les analyses en non drainer avec $u = 0$, Plaxis offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ce ci correspond à 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 réalisée avec le paramètre c-depth. Une valeur nulle donne une cohésion constante. Les unités doivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans les problèmes (typiquement en KPa/m).

V.2.6. Angle de dilatance

Le dernier paramètre est l'angle de dilatance noté ψ , c'est le paramètre le moins courant.

Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$$\psi = -30^\circ \text{ pour } \varphi > 30^\circ.$$

$$\psi = 0^\circ \text{ pour } \varphi < 30^\circ.$$

Le cas où $\alpha < 0^\circ$ correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). La valeur $\alpha = 0^\circ$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes.

V.3. Modélisation et calculs

V.3.1. Norme et matériaux

Norme de béton	Béton	Acier	Type de milieu ambiant	Enrobage géométrique	Dimension du plus gros granulats
BAEL-91 (R-99) (France)	B30	Fe E500	Préjudiciable	7.0 cm	20 mm

V.3.2. Description du terrain

Pourcentage de frottement interne entre le terrain et l'arrière de l'écran de soutènement: 10.0 %

Pourcentage de frottement interne entre le terrain et l'avant de l'écran de soutènement: 10.0 %

a) Les couches

Références	Cote supérieure	Description
1 - Rx	0 à -1,85 m	Poids volumique: 19.0 kN/m ³ Poids volumique déjaugé: 9.0 kN/m ³ Angle de frottement interne: 30 degrés Cohésion: 5.00 kN/m ² Module de ES : 25000 kN/m ² Perméabilité ($k_x = k_y=5\text{cm/s}$)
2 - Qa	-1,85 m à -5,4 m	Poids volumique: 20.5 kN/m ³ Poids volumique déjaugé: 10.5 kN/m ³ Angle de frottement interne: 25 degrés Cohésion: 40.00 kN/m ² Module de ES : 45000 kN/m ² Perméabilité ($k_x = k_y=0,01\text{cm/s}$)
3 - Qs	-5,4 m à -14,77 m	Poids volumique: 20.5 kN/m ³ Poids volumique déjaugé: 10.5 kN/m ³ Angle de frottement interne: 32.5 degrés Cohésion: 10.00 kN/m ² Module de ES : 70000 kN/m ² Perméabilité ($k_x = k_y=0,01\text{cm/s}$)
5 - Ta	-17,47 m à -21m	Poids volumique: 21.0 kN/m ³ Poids volumique déjaugé: 11.0 kN/m ³ Angle de frottement interne: 27.5 degrés Cohésion: 60.00 kN/m ² Module de ES : 90000 kN/m ² Perméabilité ($k_x = k_y=0,01\text{cm/s}$)
6 - Ts	-21 m à -30 m	Poids volumique: 21.0 kN/m ³ Poids volumique déjaugé: 11.0 kN/m ³ Angle de frottement interne: 32.5 degrés Cohésion: 15.00 kN/m ² Module de ES : 160000kN/m ² Perméabilité ($k_x = k_y=0,01$)
7- Ts'	-30 m à -33 m	Poids volumique: 21.0 kN/m ³ Poids volumique déjaugé: 11.0 kN/m ³ Angle de frottement interne: 32.5 degrés Cohésion: 30.00 kN/m ² Module de ES : 160000kN/m ² Perméabilité ($k_x = k_y=0,01\text{cm/s}$)

b) Les phases

Les phases	Cote supérieure	Temps (jour)	description
1	0 m	10	Préparation du niveau de forage (la charge 75 KN/m ²)
2	-21 m	40	Forage des pieux
3	0 à -1,85 m	4	Excavation et application de béton projeté
4	0 m	15	Ferraillage et bétonnage de l'anneau de renfort
5	-1,85 m à -5,4 m	5	Excavation et application de béton projeté
6	-5 m	15	Ferraillage et bétonnage premier l'anneau
7	-5,4m à -14,77m	10	Excavation et application de béton projeté
8	-10 m	15	Ferraillage et bétonnage deuxième l'anneau
9	-14,77 m à 17,47m	4	Excavation et application de béton projeté
10	-17,47 m à -21 m	5	Excavation et application de béton projeté
11	-21 m	15	Ferraillage et bétonnage le radier
12	-21 m à -33 m	40	Forage des pieux
13	à -21 m	30	Le poids total 120 to (Pour un engin de levage au une pelleuse mécanique sur chenilles)

C) Les éléments principales

	Section A (m ²)	Module EA	Module EI
Pieux	0,785	25120	2095
Anneau de renfort	3.6	115200	3
Anneaux 1et 2	0.42	13440	3
Radier	8.623	4,245 .10 ⁶	5,978 .10 ⁷

V.3.3.L es Charges

Charges sur les deux coté

Type	Cote	Données	Phase
Uniforme	En surface	Valeur: 75 kN/m ²	Phase initial

Charges sur le radier

Type	Cote	Données	Phase
Uniforme	En Radier	Valeur: 12000 kN/m ²	Phase13

V.3.4. Maillage

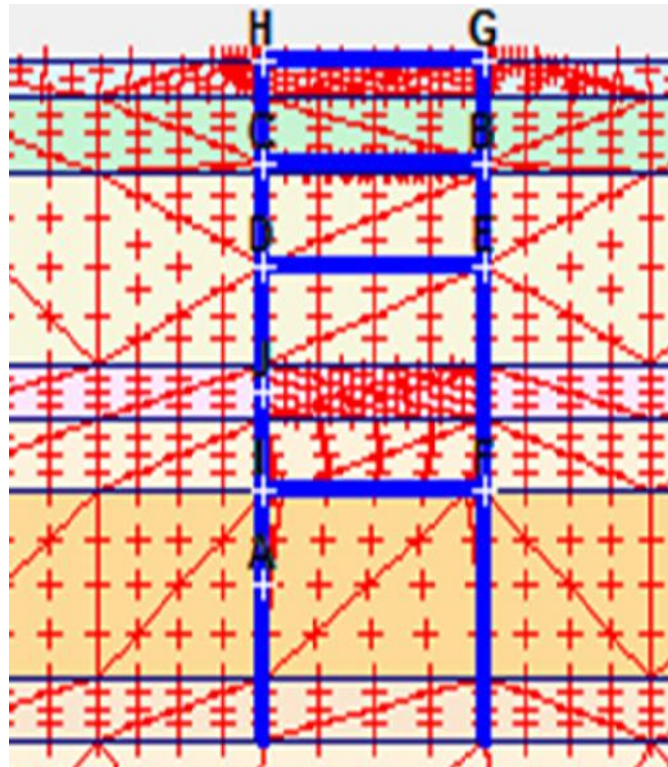


Figure. V.1. Maillage du projet

Les coordonnées des points de la figure (maillage du projet) qui en a fait les calculs sont présentés dans le tableau suivant

Tableau. V.2. Les coordonnées des points

	H	B	D	J	F	A
X (m)	100	113	100	100	113	100
Y (m)	93	88	83	76,85	72	67,50

V.3.5. Génération de l'état initial

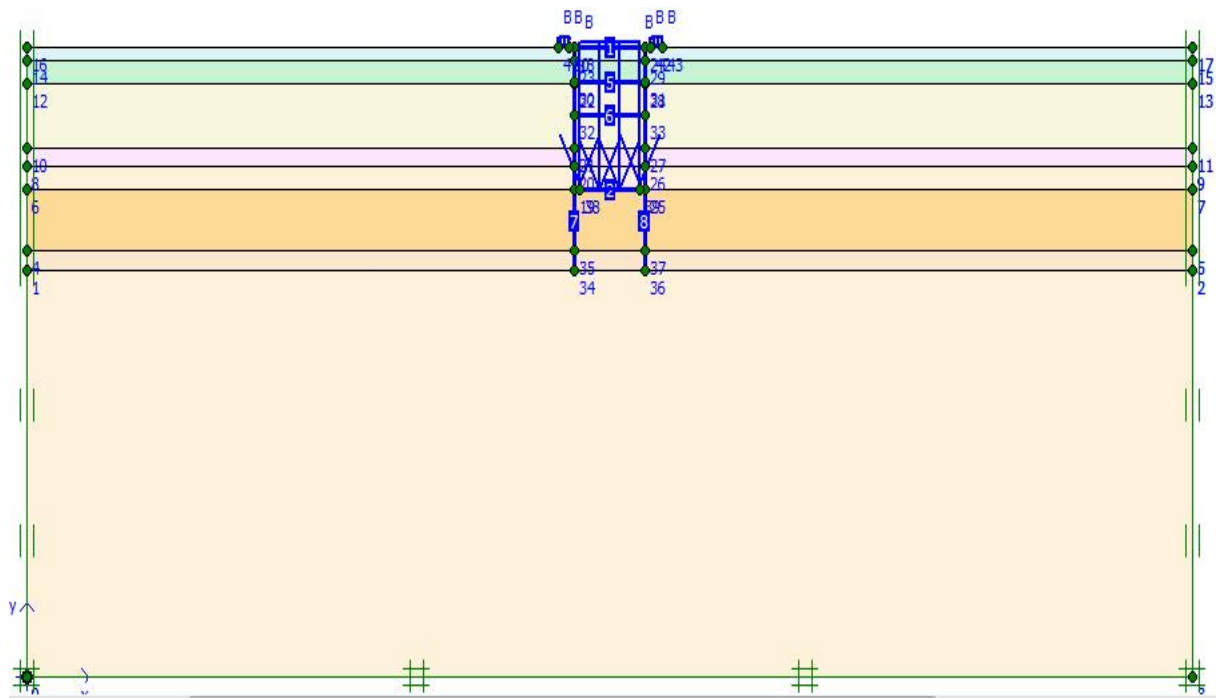


Figure. V. 2 .Génération de la géométrie du modèle

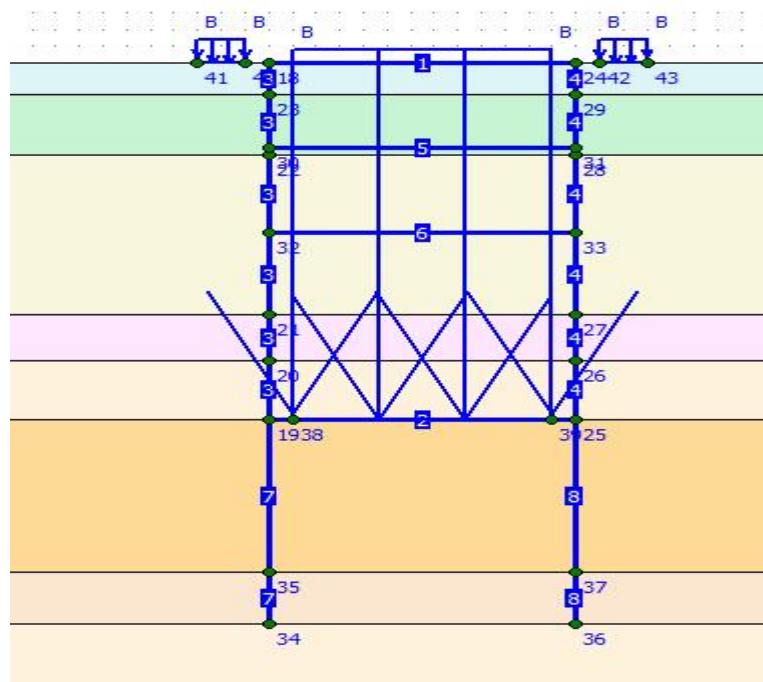


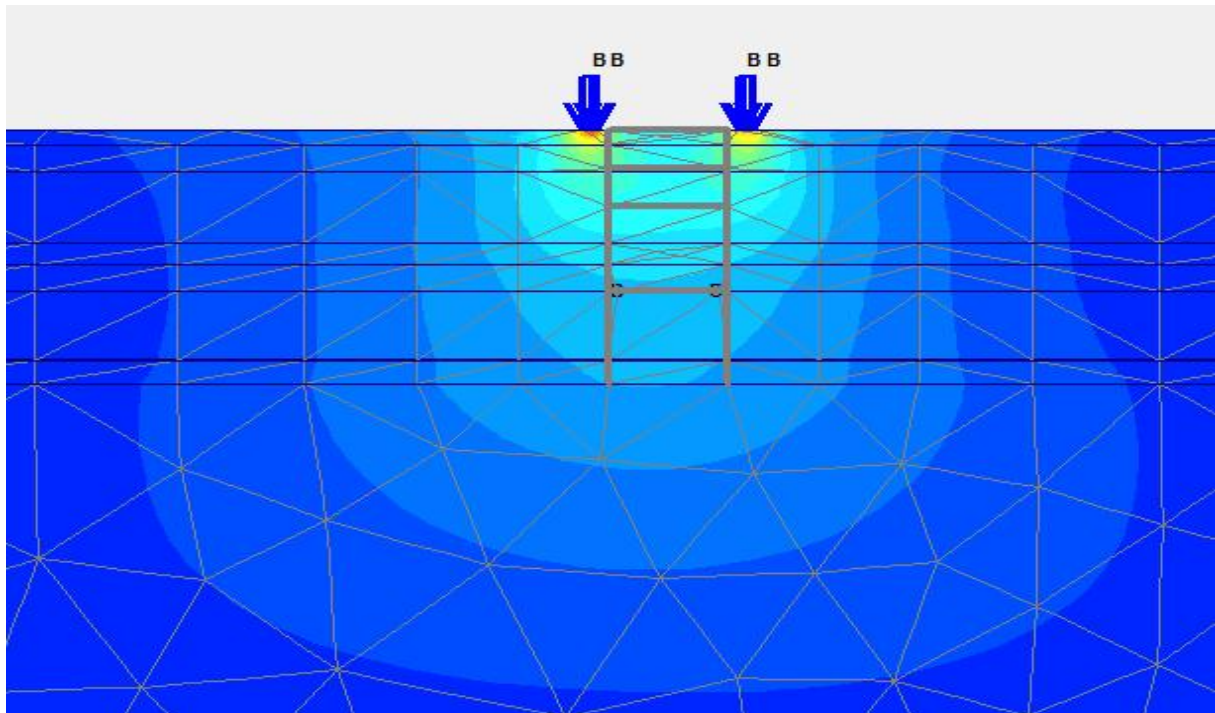
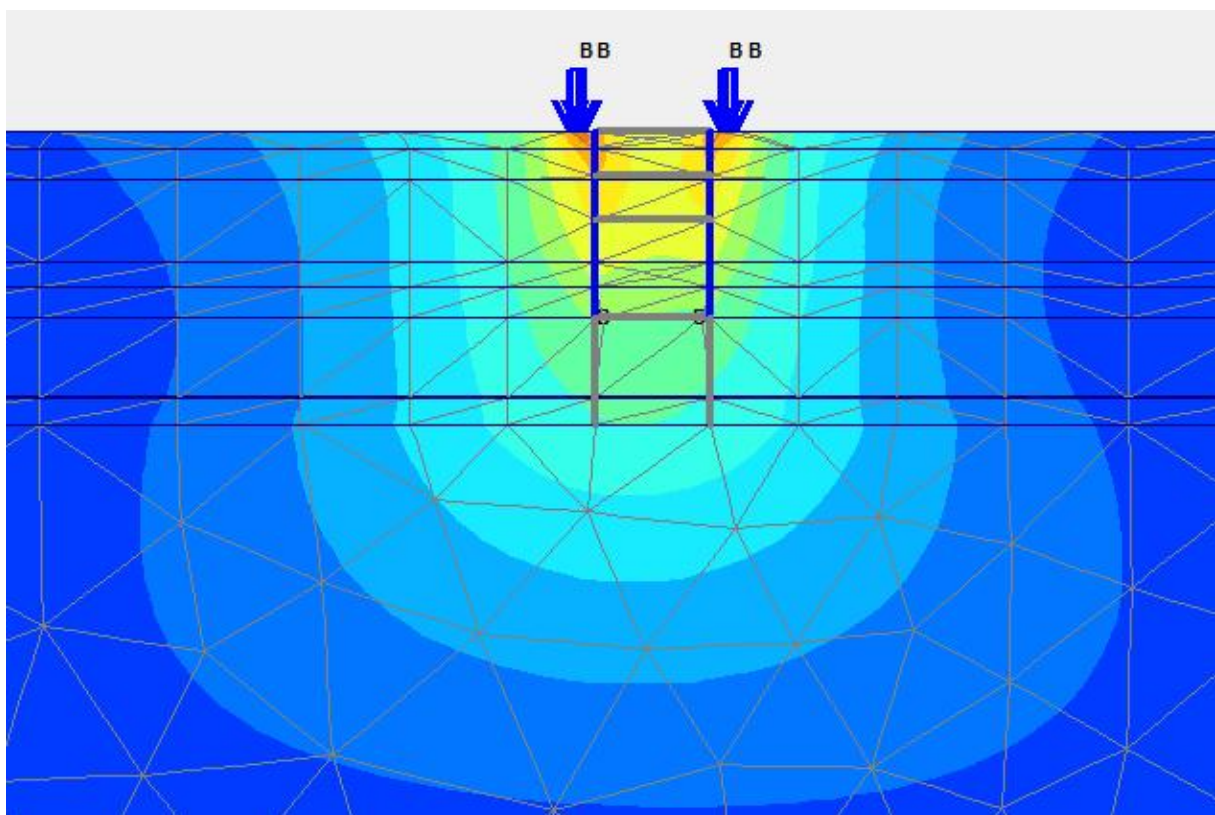
Figure. V.3. Génération de la géométrie du modèle

V.3.6. Géométrie

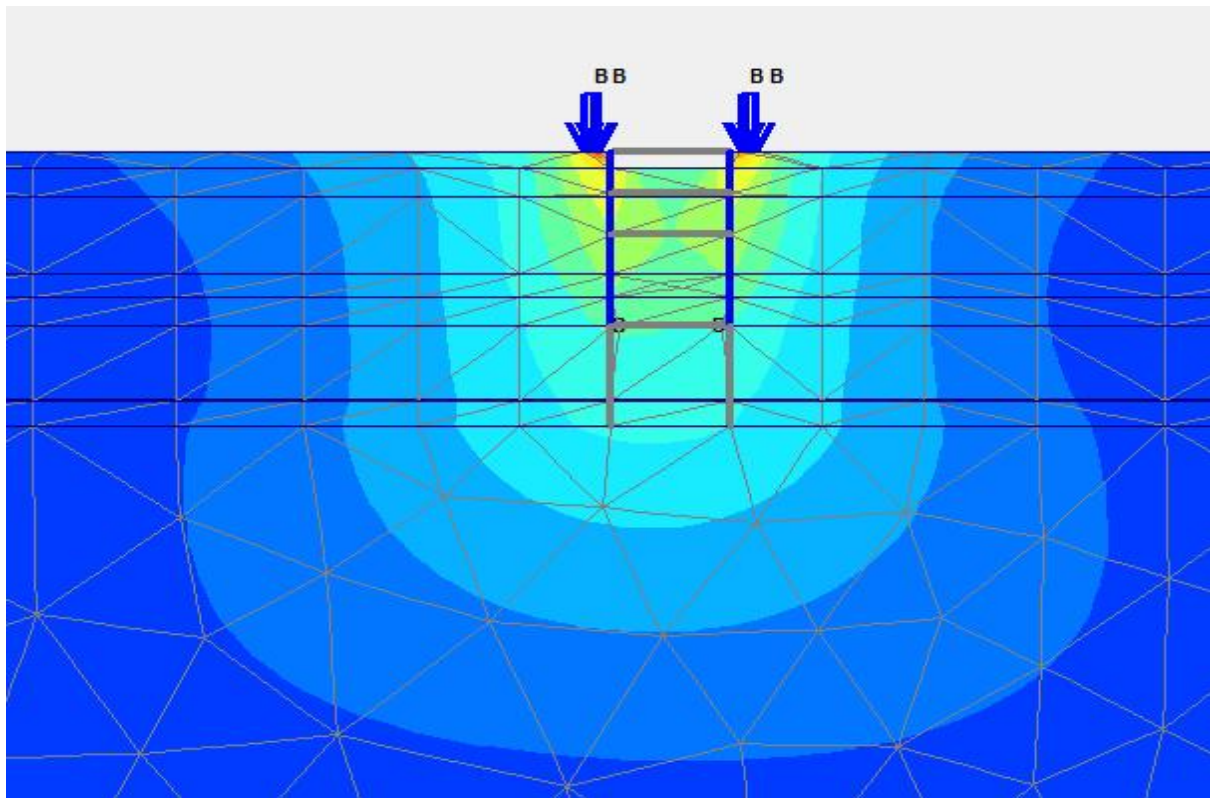
Hauteur total : 33.55 m

Diamètre : 100 cm

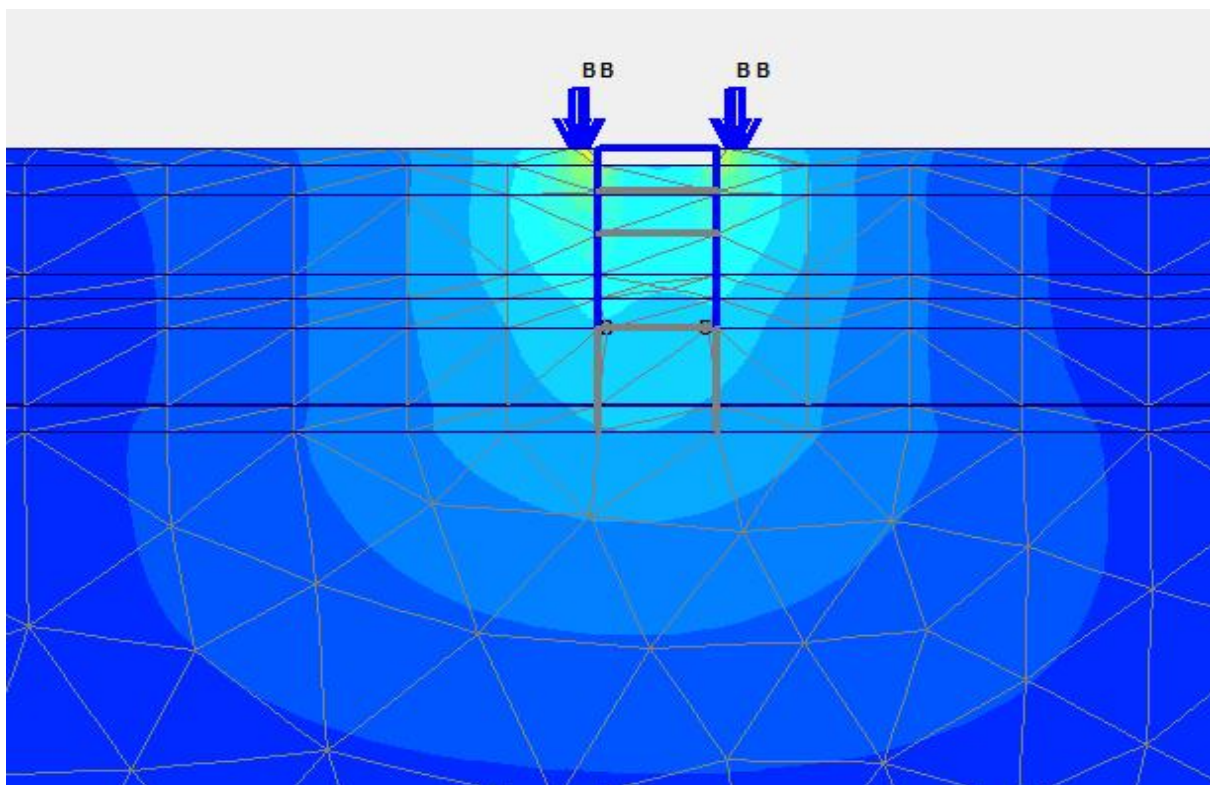
Séparation entre axes : 1.20 m

V.3.7. Schéma des phases**a) PHASE 1****Figure. V.4.** Schéma de la 1^{ère} phase**b) PHASE 2****Figure. V.5.** Schéma de la 2^{ème} phase

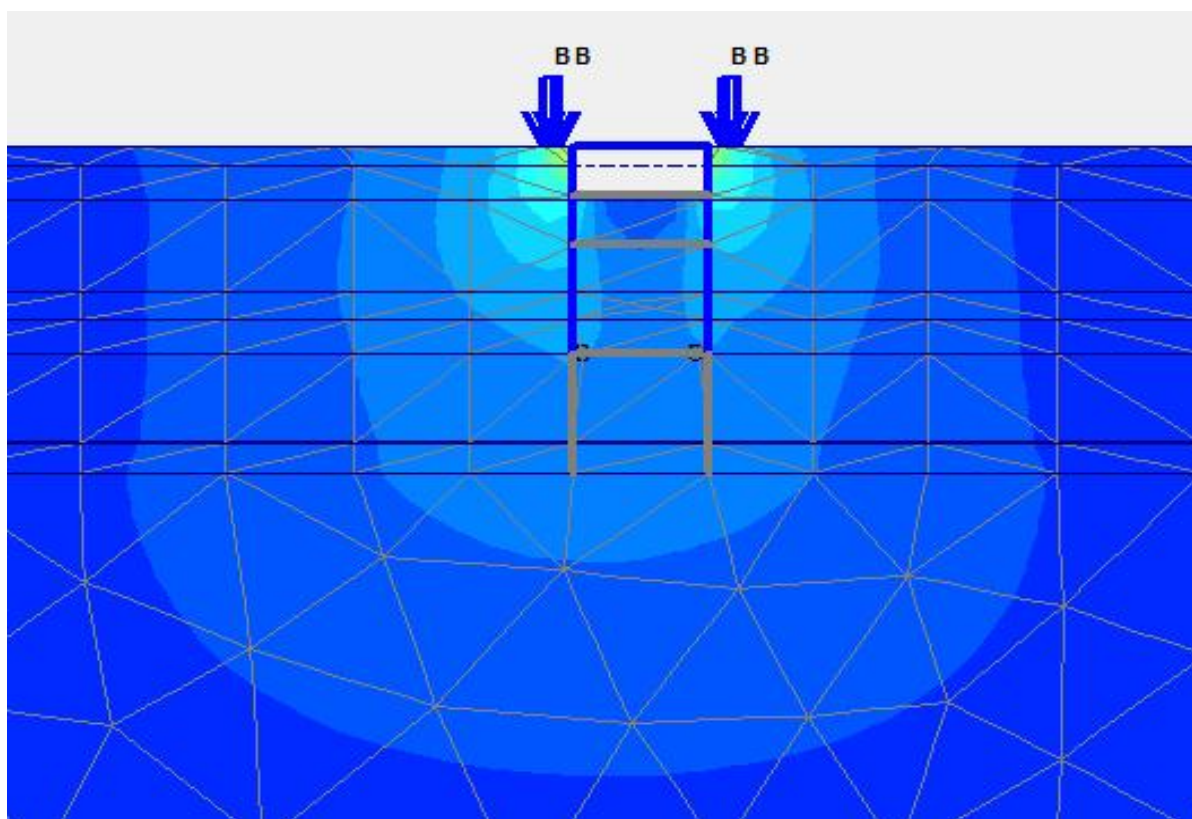
c) PHASE 3

Figure. V.6. Schéma de la 3^{ème} phase

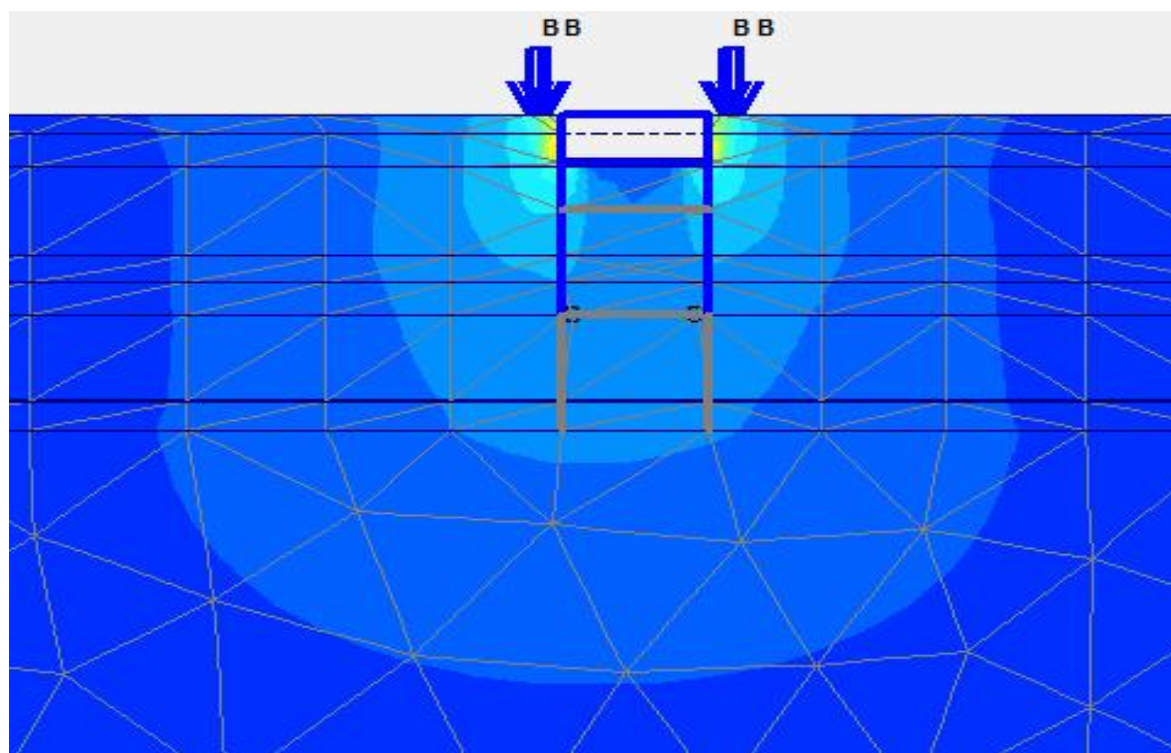
d) PHASE 4

Figure. V.7. Schéma de la 4^{ème} phase

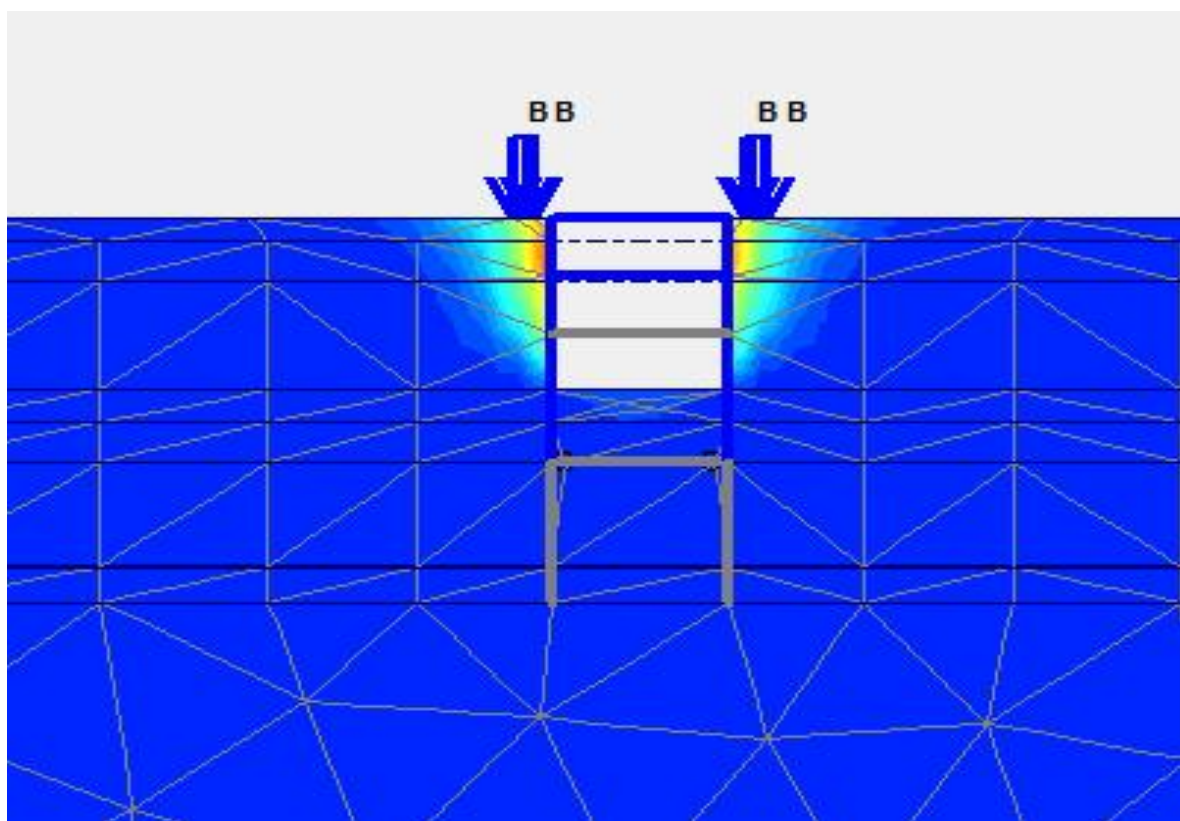
e) PHASE 5

Figure. V.8. Schéma de la 5^{ème} phase

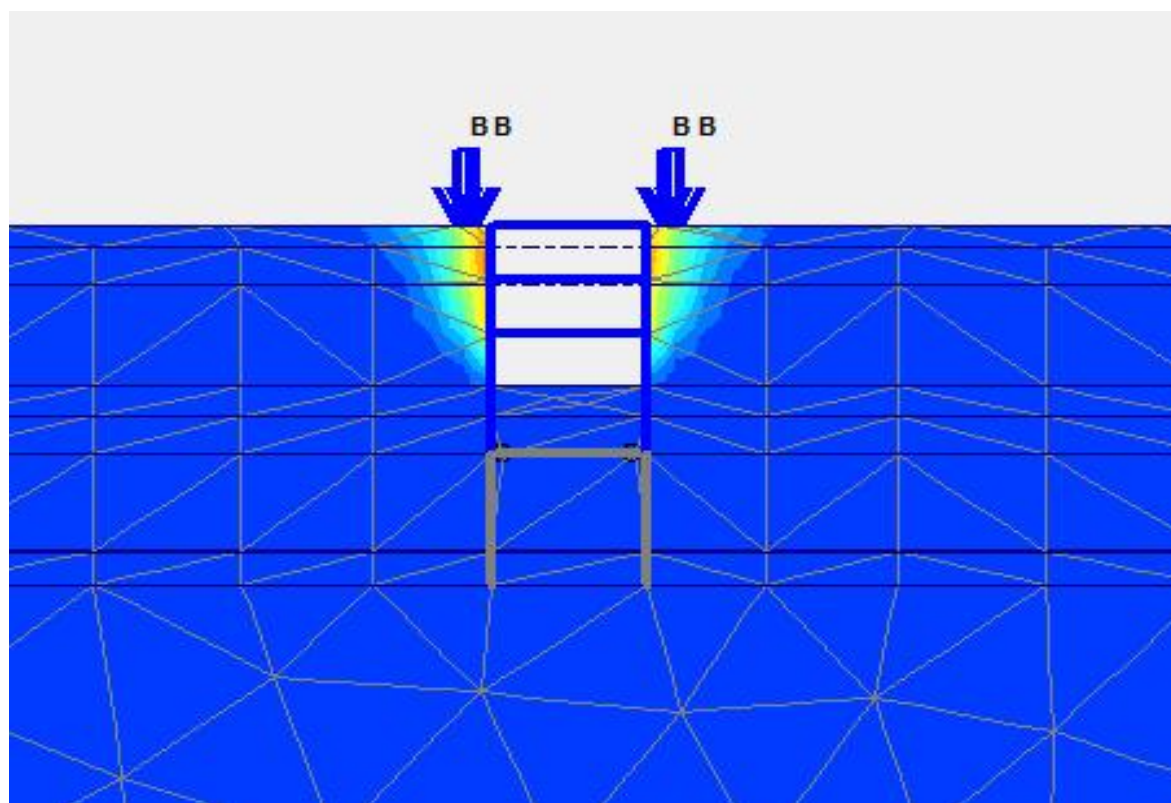
f) PHASE 6

Figure. V.9. Schéma de la 6^{ème} phase

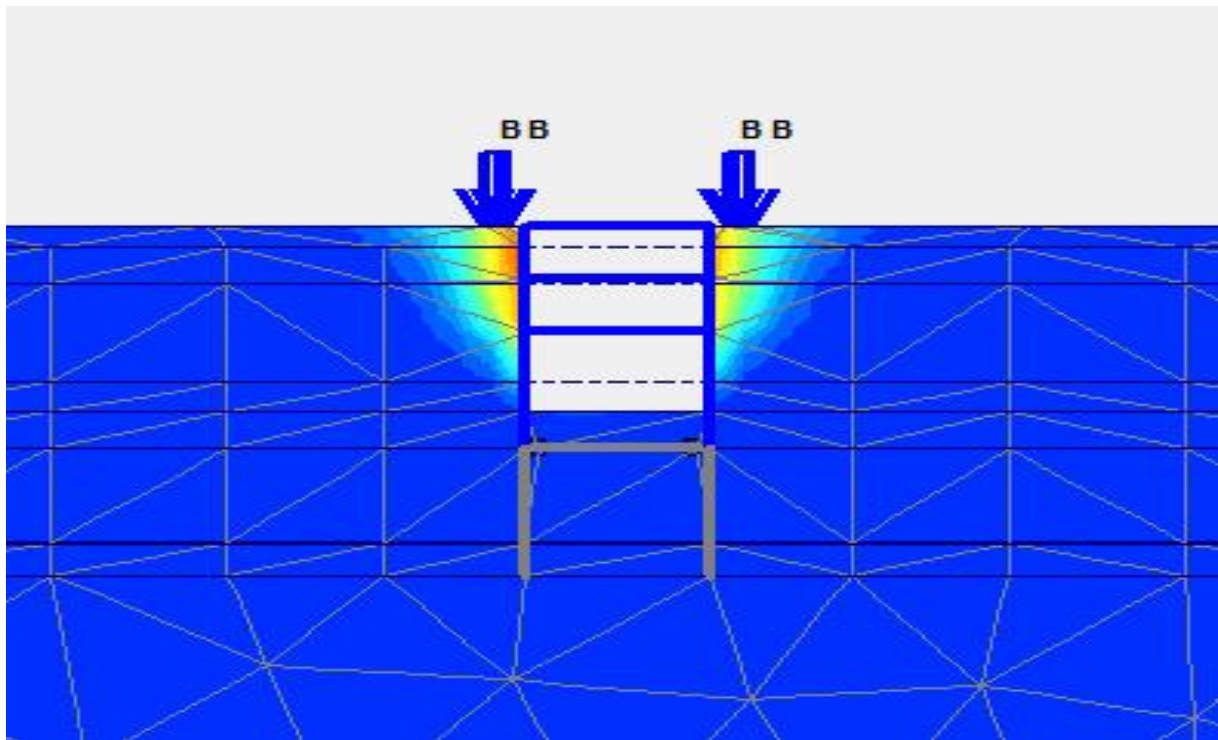
g) PHASE 7

Figure. V.10. Schéma de la 7^{ème} phase

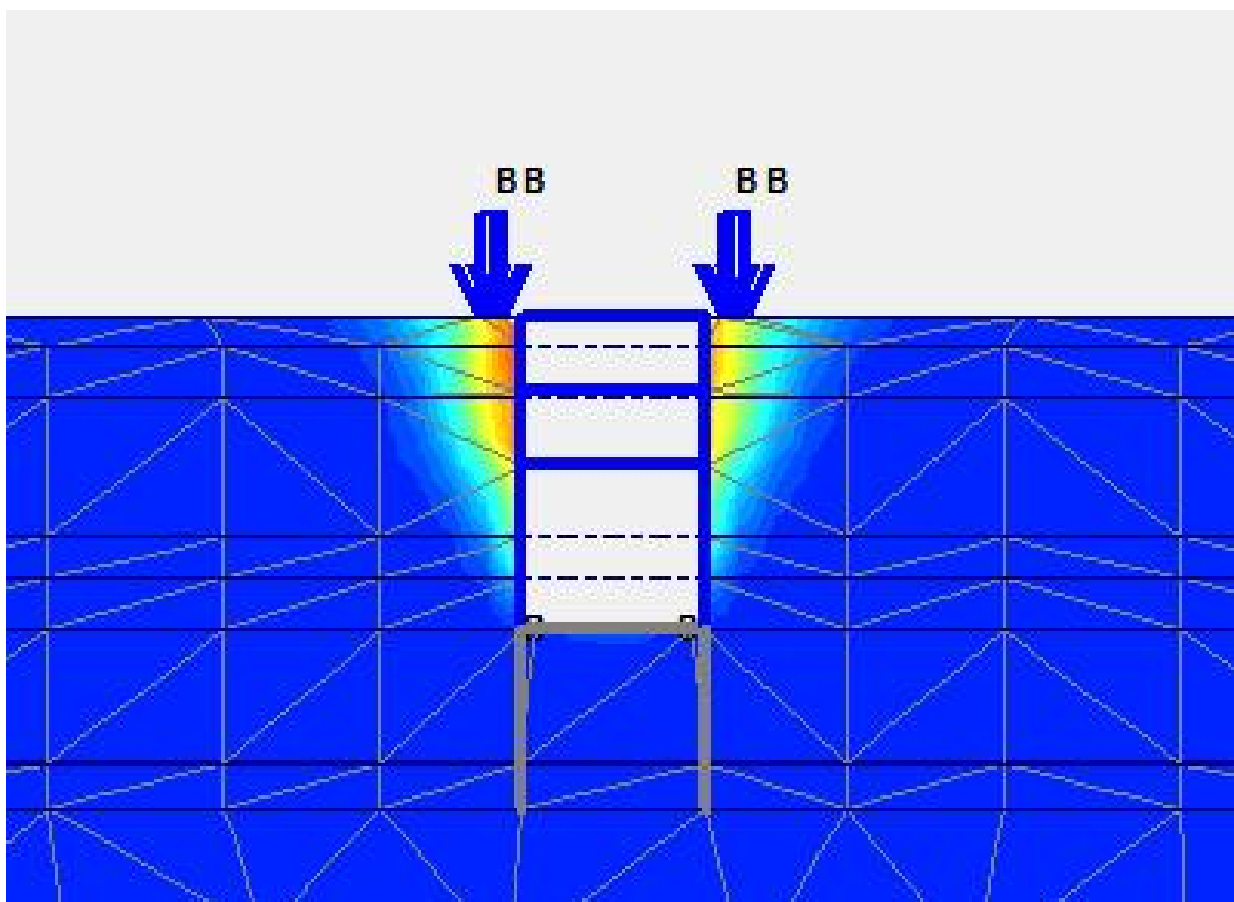
h) PHASE 8

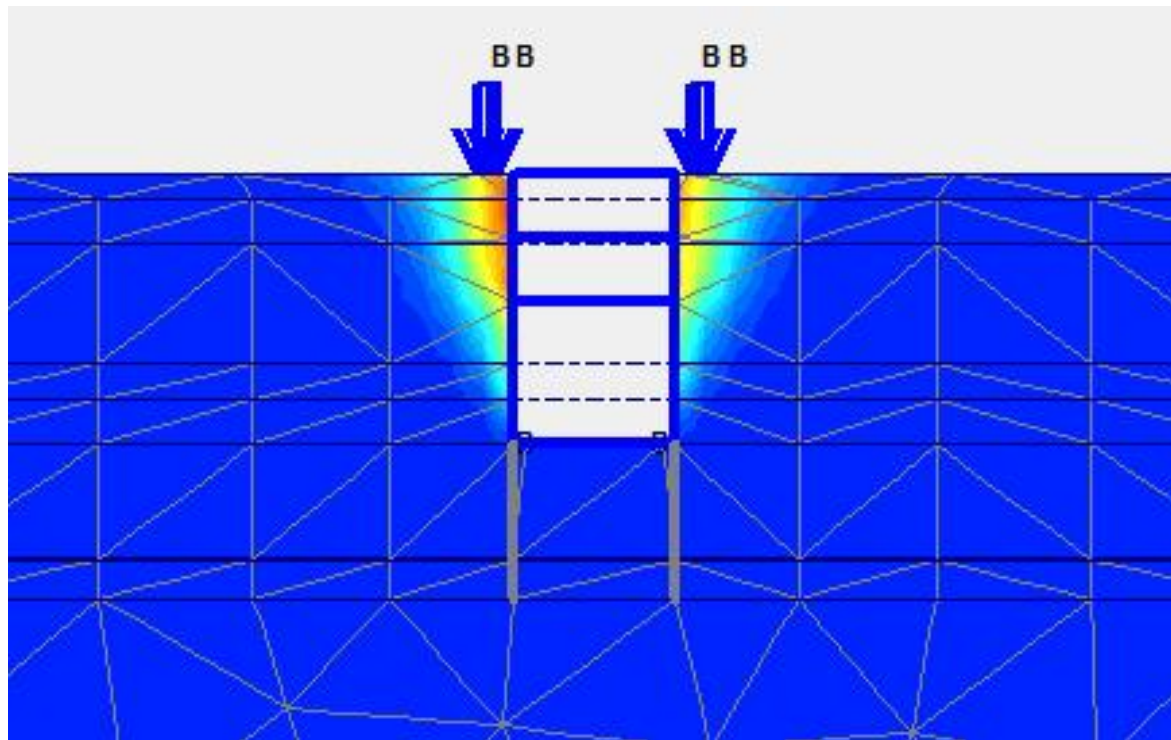
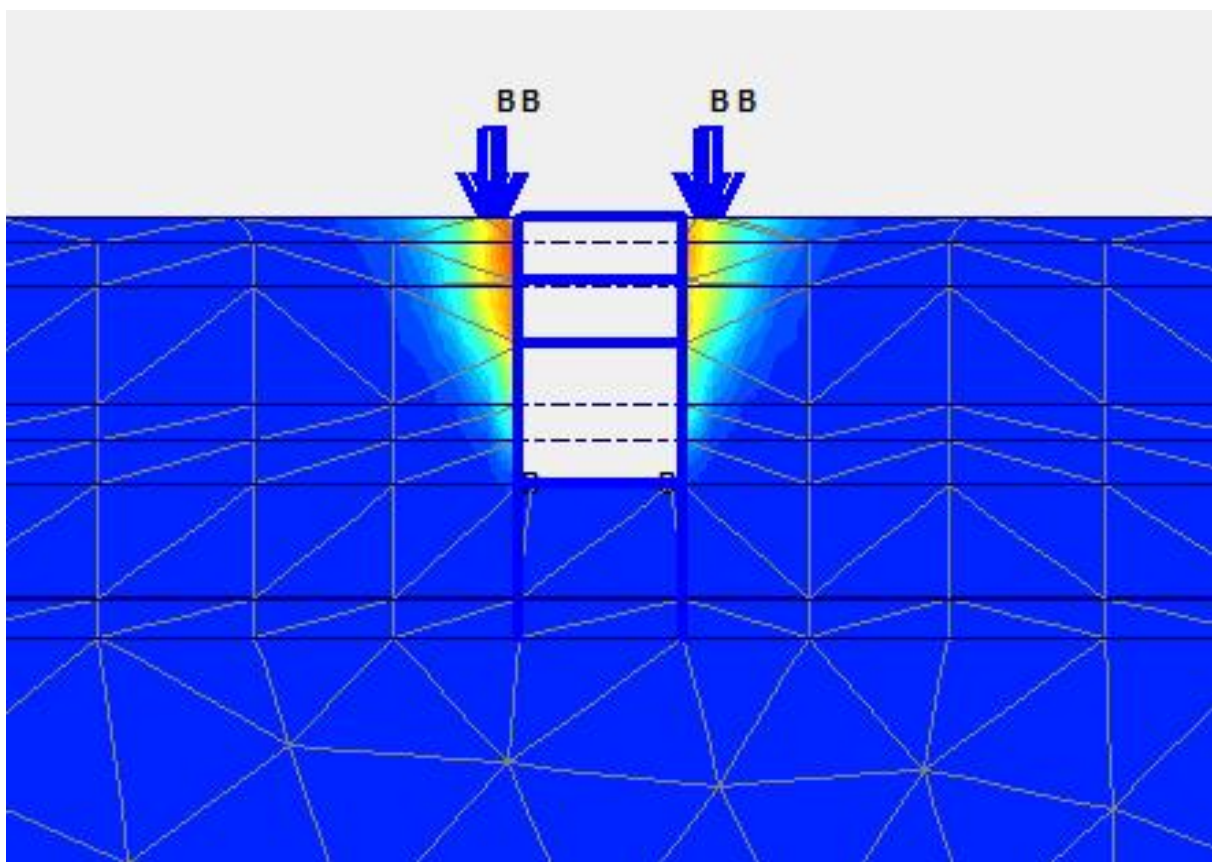
Figure. V.11. Schéma de la 8^{ème} phase

i) PHASE 9

Figure. V.12. Schéma de la 9^{ème} phase

j) PHASE 10

Figure. V.13. Schéma de la 10^{ème} phase

k) PHASE 11**Figure. V.14.** Schéma de la 11^{ème} phase**l) PHASE 12****Figure. V.15.** Schéma de la 12^{ème} phase

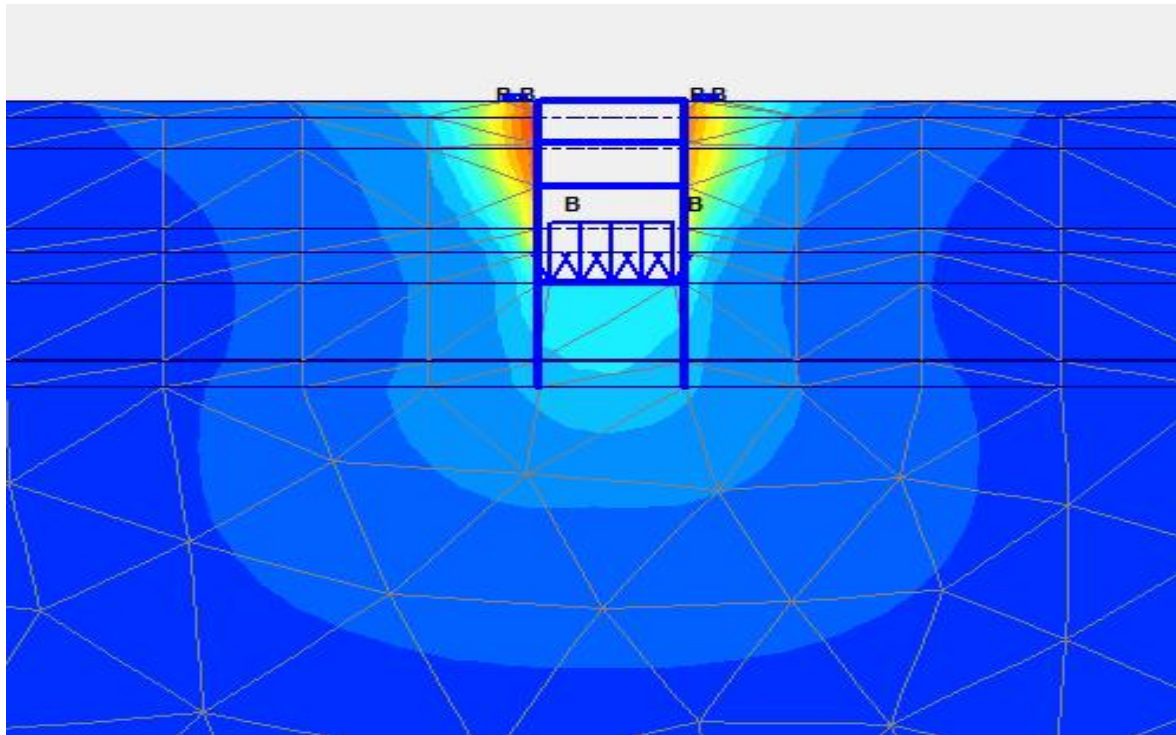
m) PHASE 13

Figure. V.16. Schéma de la 13^{ème} phase

V.3.8. Résultats obtenus pour le modèle de référence**V.3.8.1. Les schémas de déplacement total****a) Résultats de la phase 1**

La déformation de maillage et des éléments structuraux sont représentés sur la Figure. V.18. On note un déplacement faible de 9.5×10^{-3} m car on a installé juste les engins (la charge 75 KN/m^2) sur le terrain (au niveau 0m) les déplacements ont diminué jusqu'à $-0,5 \times 10^{-3}$ m aux niveaux -21m car ce niveau est plus loin au niveau de la charge, donc lorsque on approfondit dans le sol les effets de la charge et le déplacement vont diminuer.

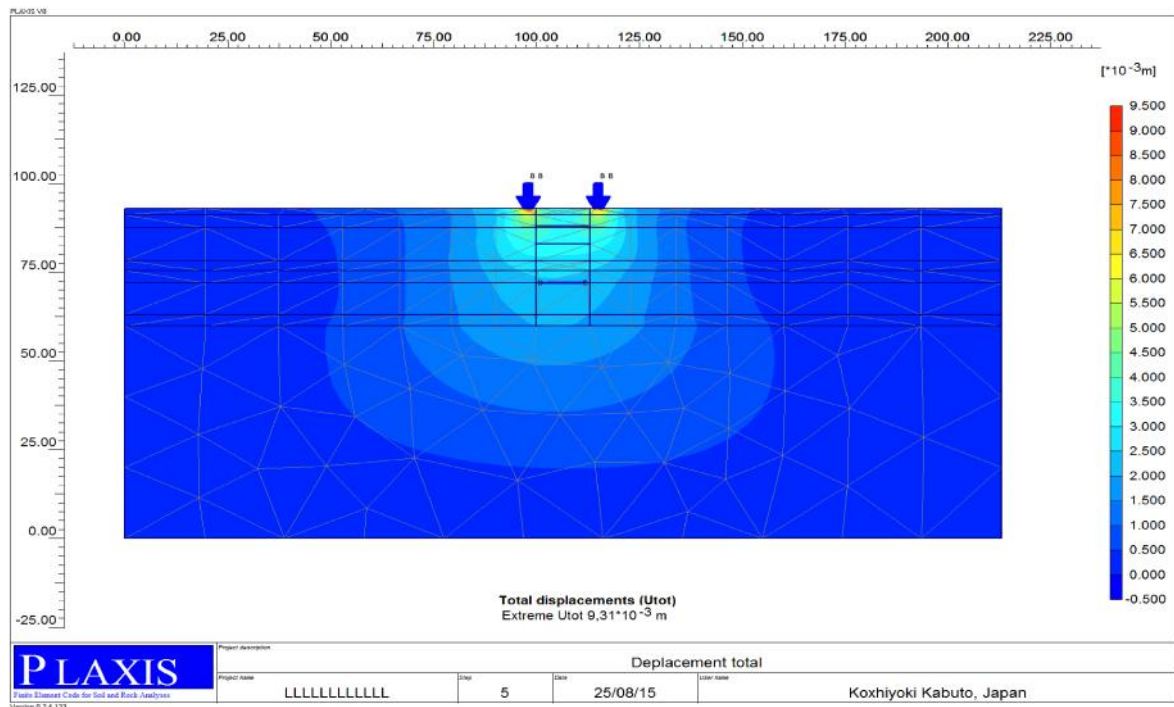


Figure. V.17. déplacement total

c) Résultats de la phase 6

La déformation de maillage et des éléments structuraux sont représentés sur la Figure. V.19. On note un déplacement de $60,00 \times 10^{-3}$ m au niveau 0m car en a fait l'excavation de sol et le déplacements a diminuer jusqu'au $-24,00 \times 10^{-3}$ m au niveaux -5,4m car en a fait forage des pieux et en a fait un anneau de renfort eu niveau 0m et un anneau au niveau 5m , et le déplacement a suivre la diminution jusqu'a -4m eu niveau -100m car se niveau elle est plus loin au niveau de la charge, danc lorsque on approfondir dans le sol les effet de la charge et le déplacement il va presque annuler.

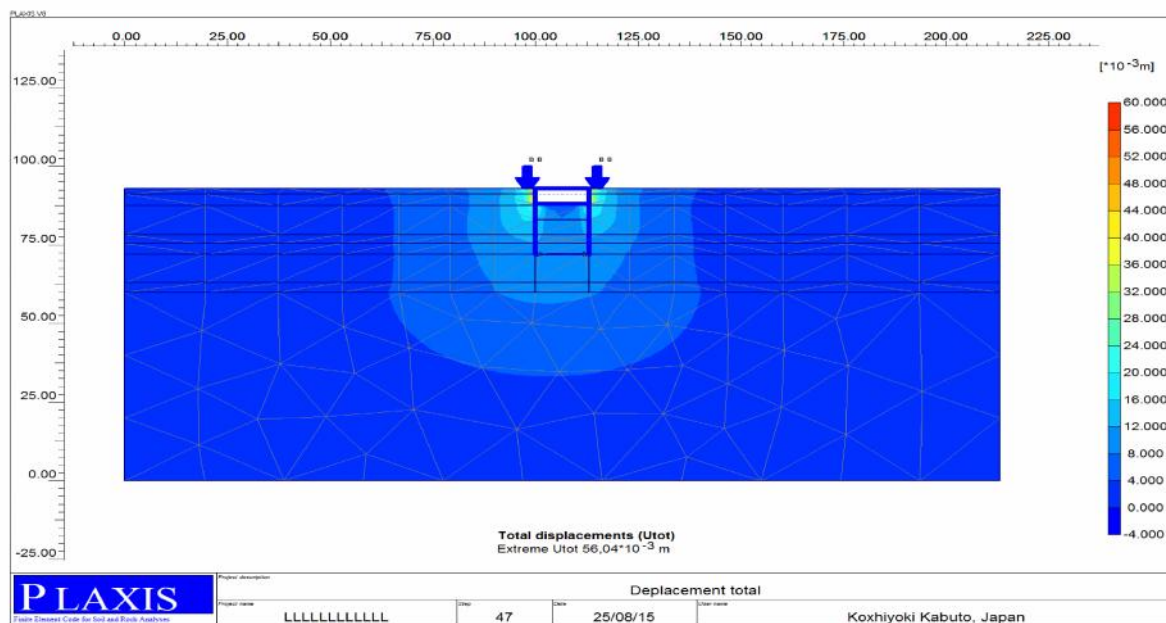


Figure .V.18. Déplacement total

c) Résultats de la phase 13

La déformation de maillage et des éléments structuraux sont représentés sur la Figure. V.20. On note un déplacement de 0.60 m au niveau 0m car en a fait l'excavation de sol jusqu'à la profonde -21m et le déplacements il commence a diminuer jusqu'au 0,12 m car en a fait forage des pieux et en a fait un anneau de renfort eu niveau 0m et un anneau au niveau -5m et un notre eu niveau -10m, et le déplacement a suivre la diminution plus jusqu'a -0,04m eu niveau -100m car en a fait un radier au niveau -21m et forage des pieux jusqu'à -33m, et se niveau elle est plus loin au niveau de la charge , danc lorsque on approfondir dans le sol les effet de la charge et le déplacement il va presque annuler.

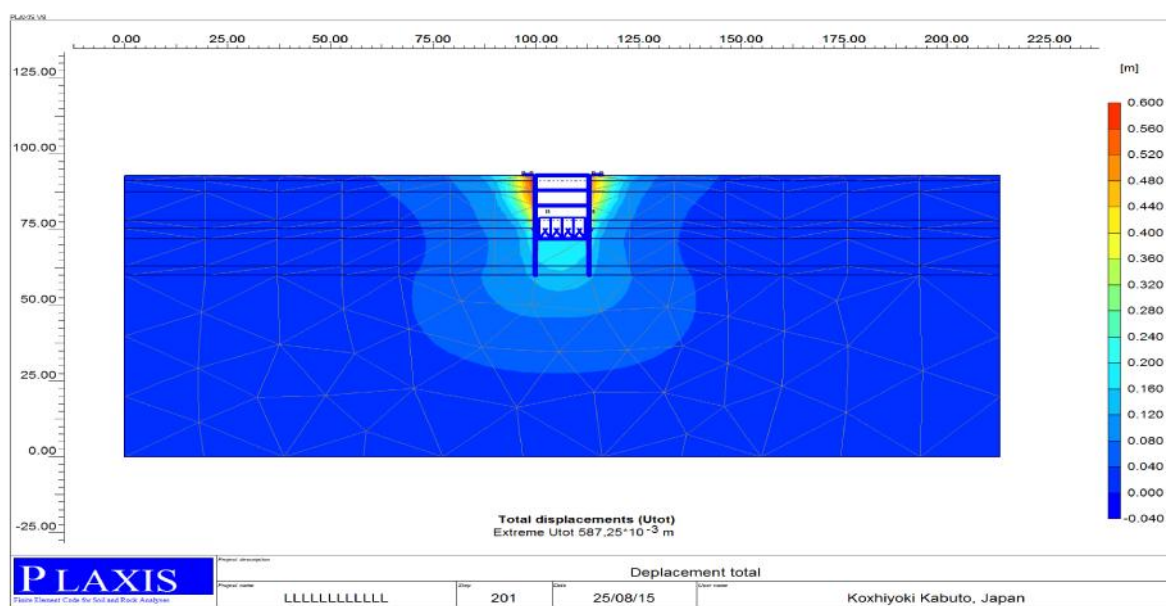


Figure. V.19. Déplacement total

V.3.8.2. Le Graphe de déplacement total en fonction de temps on tout les phases

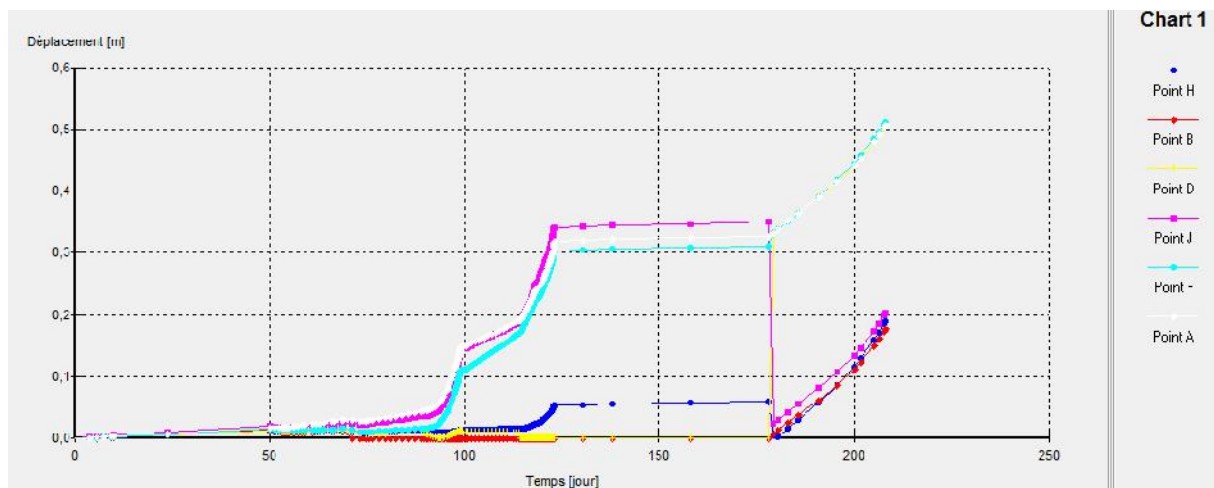


Figure. V.20. Graphe de déplacement total en fonction de temps on tout les phases

Discussions des résultats

Les déplacements enregistrés sont élevés dans la période (de 100 à 180 jour) de l'ordre de 0,35 m d'un déplacement, puis commencent à élever plus rapide dans le point A et F parce ils sans dans la couche premier de l'ordre de 0,55 m.

Ils sont faibles dans les jours (de 0 a 100 m) au niveau d'ancrage de l'ordre de 0 m à 0,15 m.

3.8.3. Contrainte totale cartésienne

a) Résultats de la phase 1

On remarque dans cette phase la valeur de contrainte total maximal égale a 14 KN/m² au niveau de 0 m il a diminué jusqu' au la valeur 2 KN/m² au niveau 33m qui revient à la mise en place de la charge sur le massif.

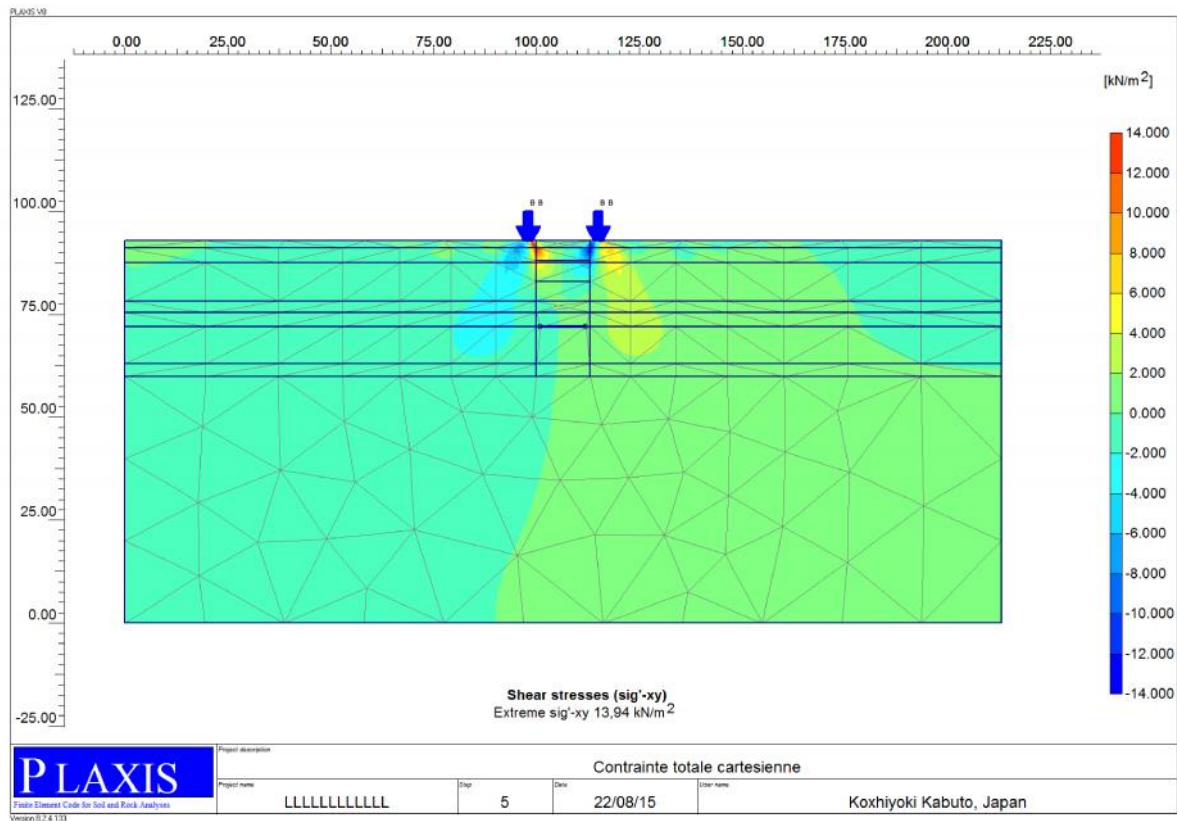


Figure .V.21.Contrainte totale cartésienne

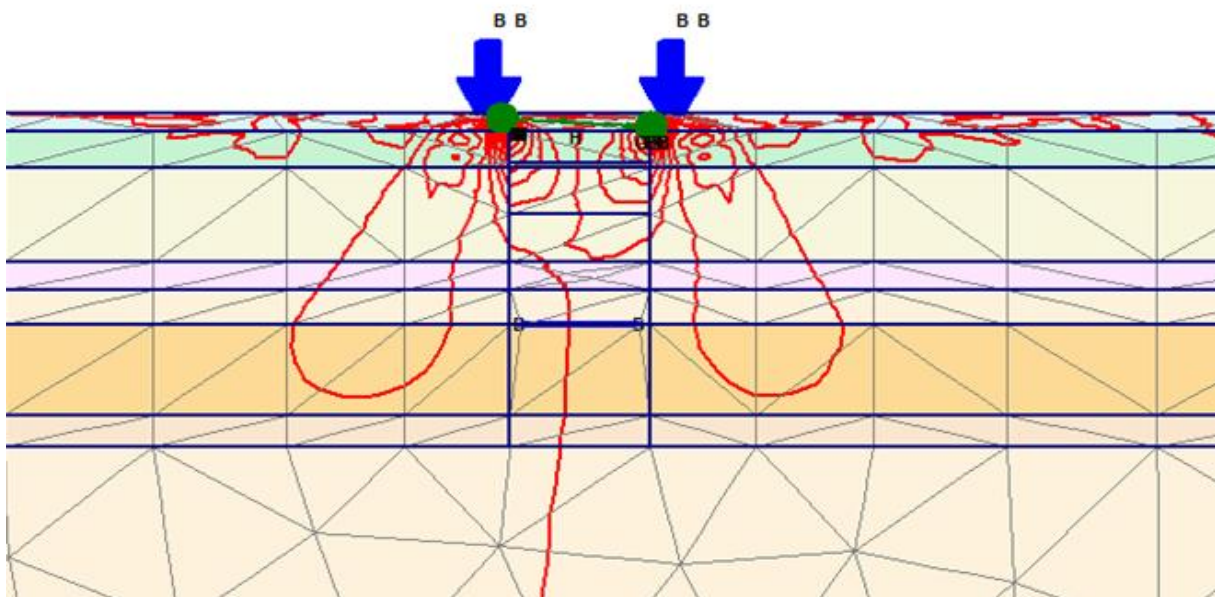


Figure. V.22.Contrainte totale cartésienne

b) Résultats de la phase 6

La valeur maximale des contrainte total dans la phase 6 et de 40 KN/m² au niveau 0 m qu'il va diminuer jusqu'au 4KN/m² revient a la charge de l'anneau qui situé a -5 m qui appliquée sur le massif de sol.

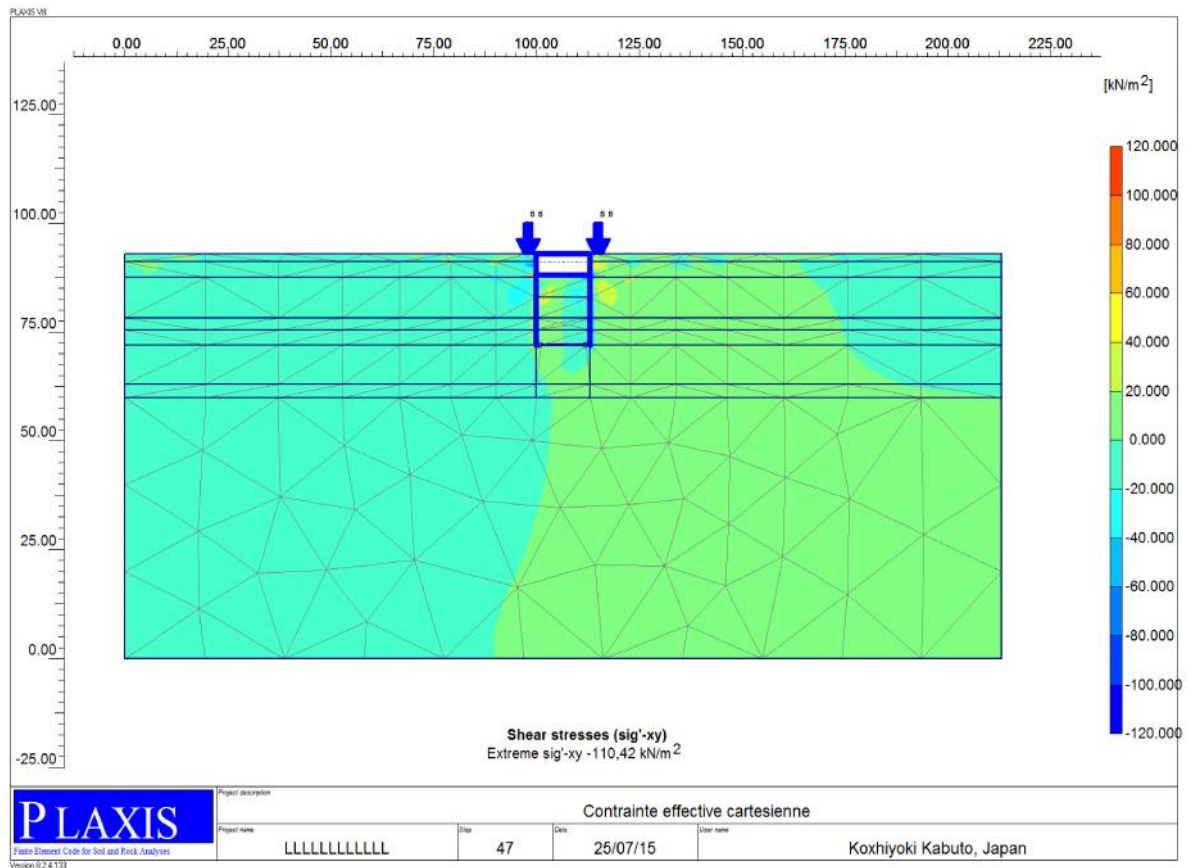


Figure .V.23. Contrainte totale cartésienne

c) Résultats de la phase 13

Dans la phase 13 On remarque que la valeur de la contrainte totale et égale a 320 KN/m^2 au niveau -21 m après commence a diminué jusqu'au 40 KN/m^2 au niveau -33m revient à les charge qui été appliqué sur le massif.

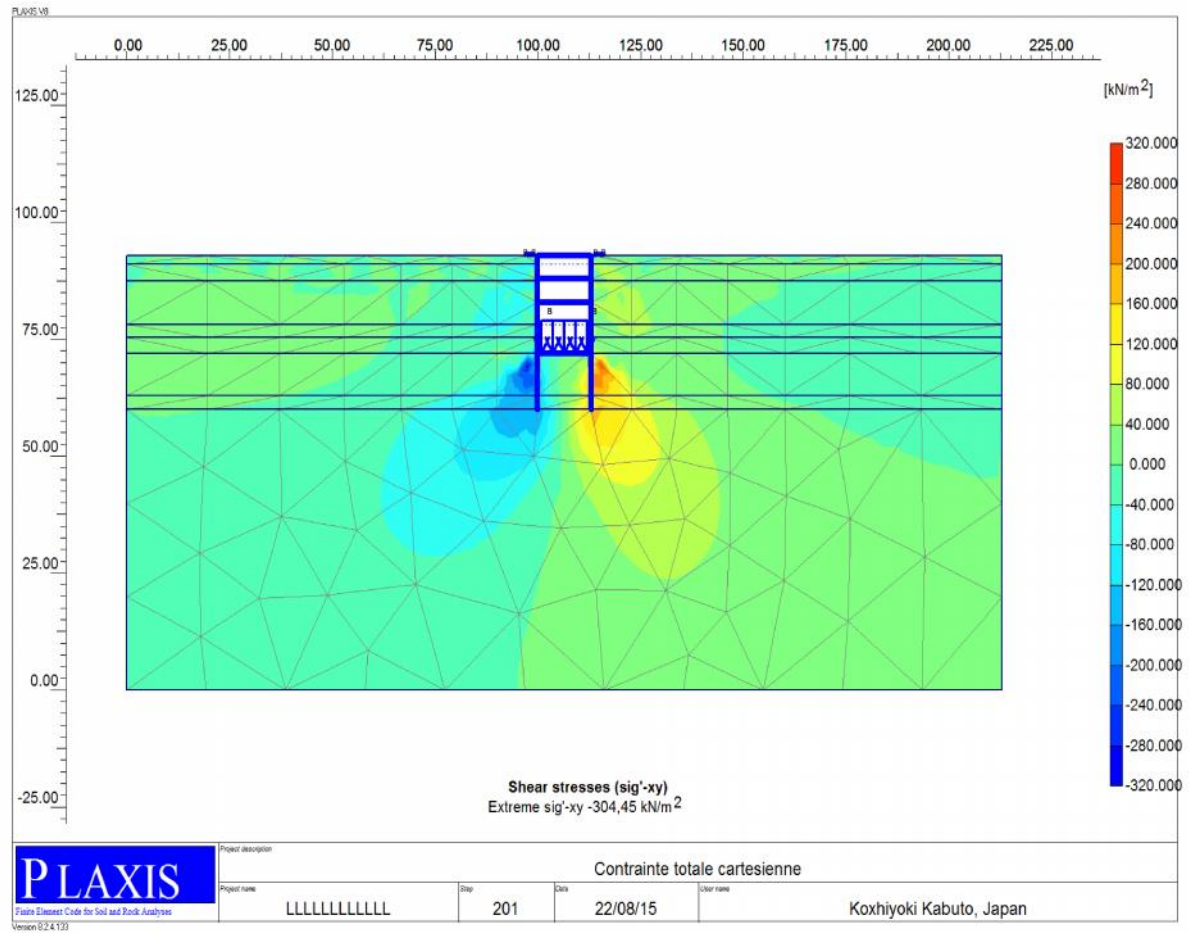


Figure. V.24. Contrainte totale cartésienne

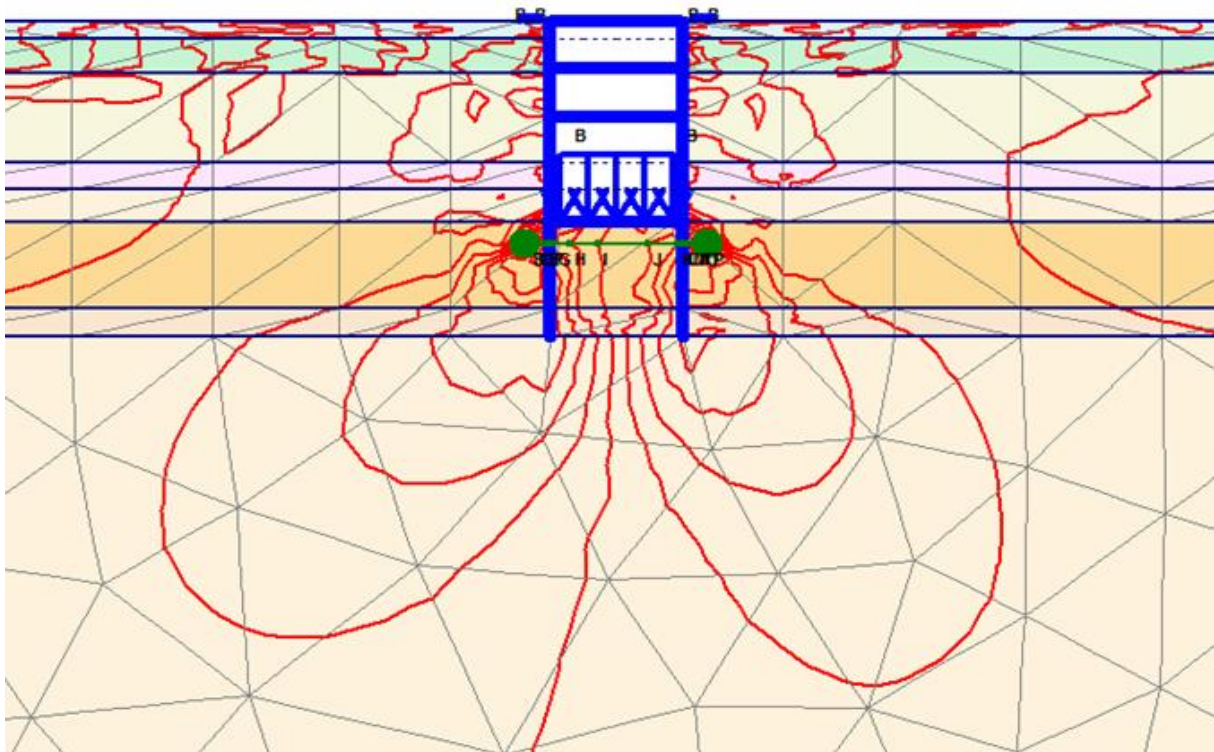


Figure. V.25. Contrainte totale cartésienne

V.3.8.4. Les contrainte effective cartésienne

a) Résultats de la phase 1

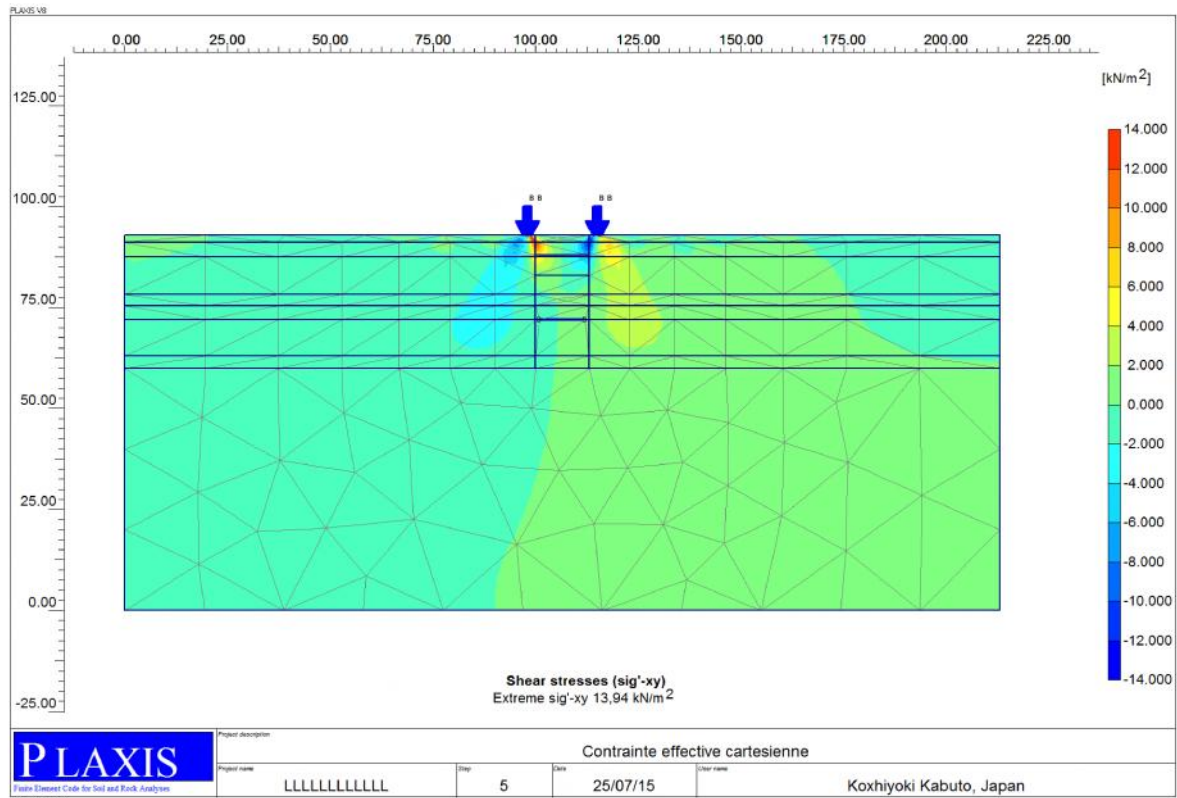


Figure. V.26.contrainte effective cartésienne

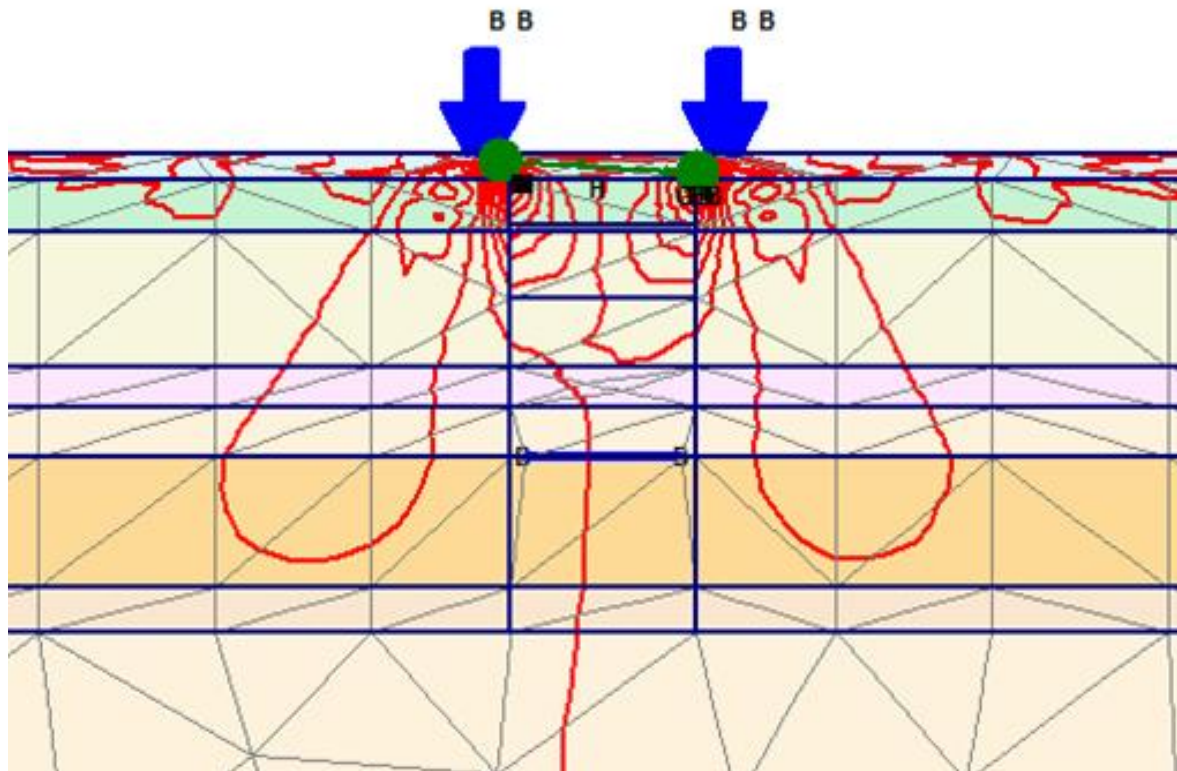


Figure. V.27.contrainte effective cartésienne

b) Résultats de la phase 7

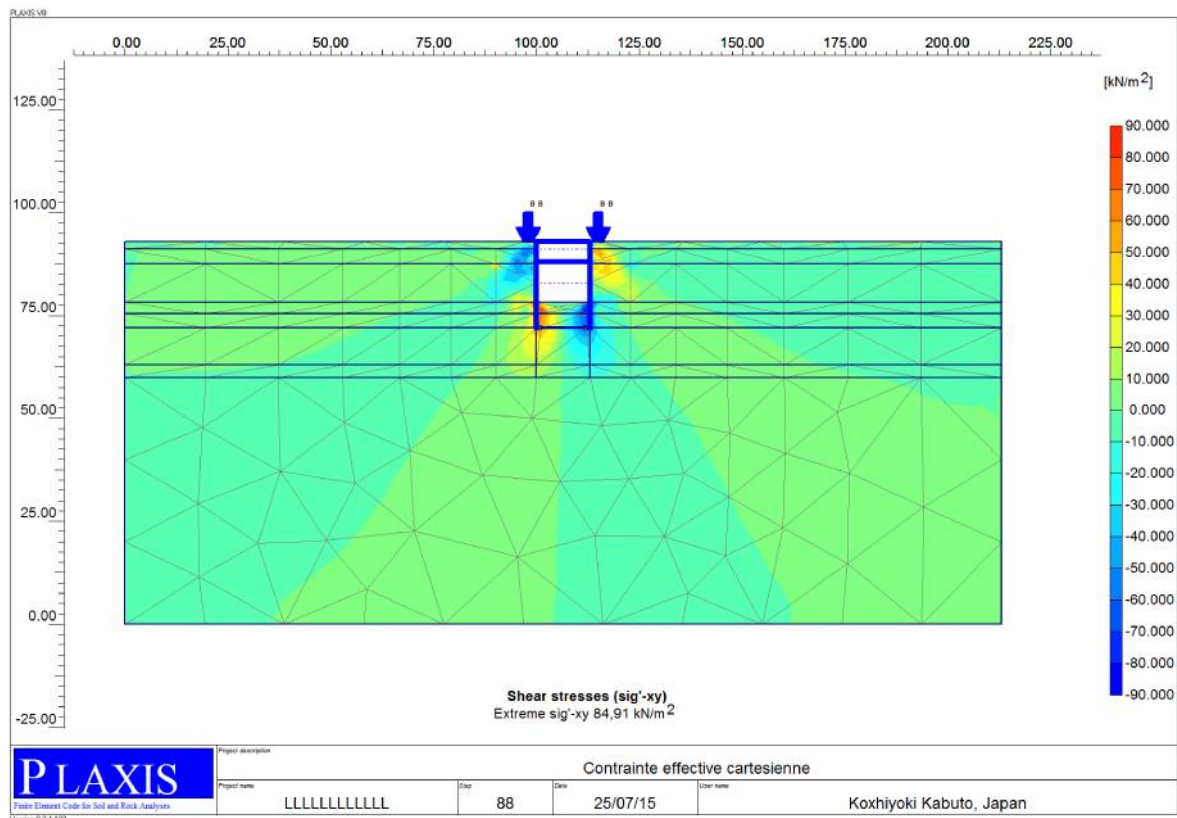


Figure. V.28.contrainte effective cartésienne

c)) Résultats de la phase 13

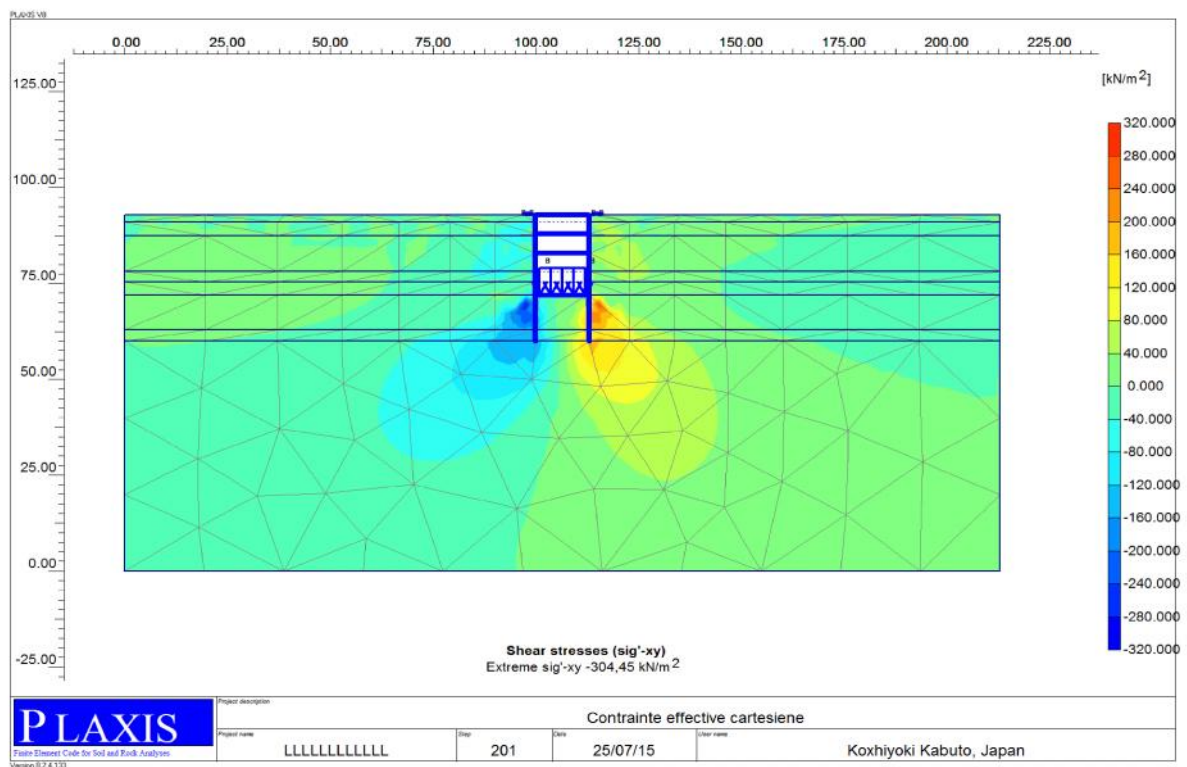


Figure.29.contrainte effective cartésienne

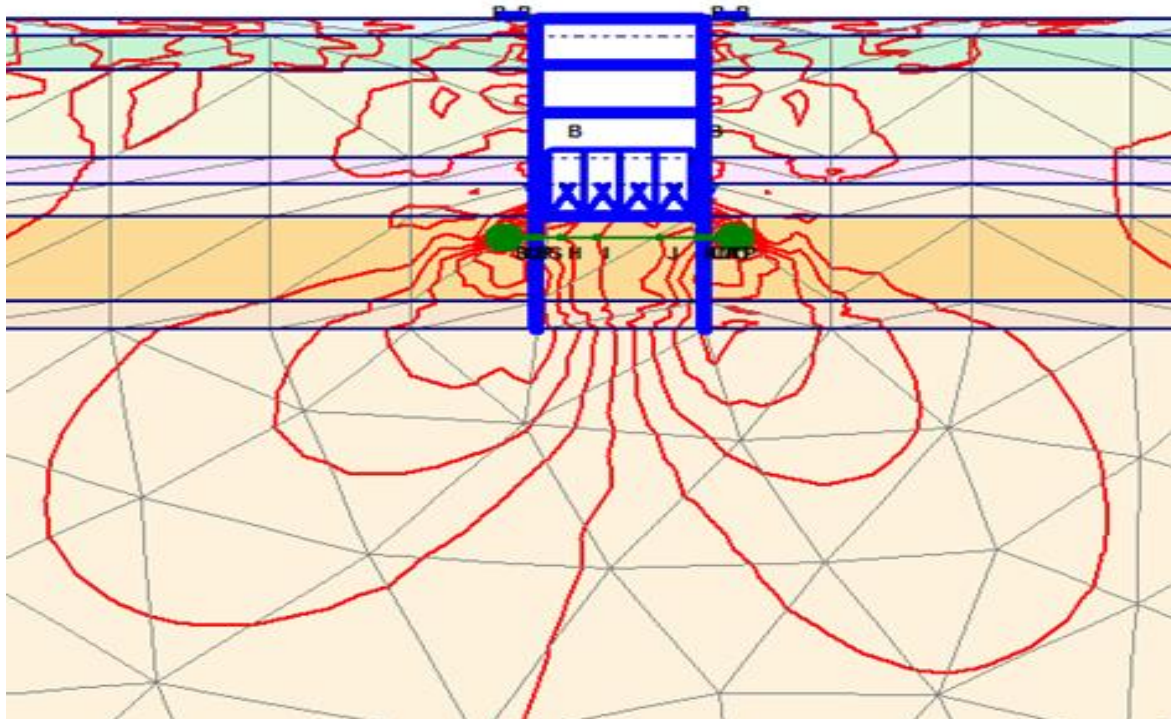


Figure. V.30.contrainte effective cartésienne

Discussion des résultats

On a les résultats des contrainte effective cartésienne elles sont les mêmes avec les contraintes total effectives cartésiennes à cause de l'absence de la pression interstitielle (eau).

V.3.9. Description du ferrailage

Avec le logiciel cype et ces donnée On a les résultats de ferrailage suivant :

Les efforts tranchant (KN)	Moment (KN.m)	Diamètre(m)	Langueur (m)
396,17	367,58	1	33

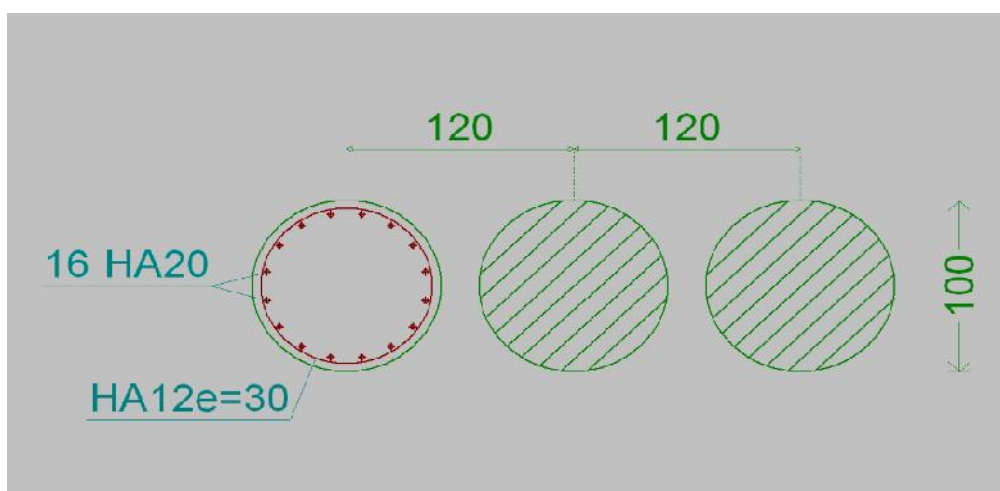


Figure. V.31. Ferrailage des pieux forés

Ferrailage vertical 16 HA20	Ferrailage horizontal HA 12e = 30
--------------------------------	--------------------------------------

**Figure. V.32.** Schéma Ferrailage des pieux forés

Conclusion

La modélisation du massif en Plaxis (2D), nous a permis d'obtenir les déformations horizontale et verticale sous un chargement statique, les contraintes totale cartésienne et contrainte effective cartésienne. D'après les résultats obtenus, on constate ce qui suit :

- Le déplacement au niveau 0,00m est faible car en a juste une charge 75 KN/m^2 appliqué sur le terrain, et le déplacements il commence a diminuer jusqu'au -0,04m eu niveau -100m car en a fait forage des pieux et en a fait un anneau de renfort eu niveau 0m et un anneau au niveau -5m et un notre eu niveau -10m, et un radier au niveau -21m et forage des pieux jusqu'à -33m, et le niveau -100m elle est plus loin au niveau de la charge.

- Le massif inscrire des résultats des contraintes total effective cartésienne ($+90 \text{ kN/m}^2$) parce que il ya une pression de la charge, et une pression des terre sur le massif.

- Les résultats des contrainte effective cartésienne il sans les même avec les contraintes total effective cartésienne car il ya l'absence de la pression interstitiel (eau).

CONCLUSION GENERALE

Le creusement des puits d'attaque généré des contraintes très importantes pour l'ingénieur de génie civil. Ces contraintes peuvent être résumé dans le choix des technique de creusement de soutènement ainsi que la programmation des phases d'exécution dans le projet qui est suivent du ce présent travail, la nature du sol et les dimensions géotechniques de l'ouvrage, il a été nécessaire de prévoir le forage et la mise en place des pieux avant d'exécuter les travaux de creusement et ceux la servir de présentation par la suite le creusement se fait par des phasages.

Une fois creusé, une tranchée, vas générer une perturbation du massif en question. Cette perturbation se manifeste par des mouvements de terrain. Pour la stabilité de l'ouvrage au cours d'excavation, et après, un écran de soutènement constitué d'un groupe des pieux forés. Pour la stabilité de cet écran on a fait trois anneaux; le premier anneau de renfort situé à la surface au niveau 0m suivi d'un creusement jusqu'au -5m, de deuxième anneau, puis un creusement jusqu'au -10 m de troisième anneaux, plus la réalisation d'un radier à -21m dans le but d'avoir la sécurité des personelles travaillons sur site et la stabilisation de terrain.

Grace au logiciel Plaxis; les faibles résultats obtenus des déplacements nous a permis de concluez que la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage sol-écran soit vérifier. L'égalité des contraintes totales cartésiennes et effectives montre l'absence d'une nappe phréatique qui engendre des pressions.

Enfin, notre travail de fin d'étude, offre une occasion de nous familiariser avec la technique de stabilisation des pieux avec des anneaux, à notre humble connaissance, l'objet d'étude, en Algérie, dans le cadre universitaire.

A N N E X E « A »

ESSAIS IN SITU



Sondage N° S2+700/1
Prof : 0.00-9.00 m



Sondage N° S2+700/1
Prof : 9.00-21.50 m



Sondage N° S2+700/1
Prof : 21.50 -35.00 m



Sondage N° S2+700/2
Prof 0.00 - 4.00 m



Sondage N° S2+700/2
Prof 4.00 - 13.00 m



Sondage N° S2+700/2
Prof 13.00 - 20.50 m



Sondage N° S2+700/2
Prof 20.50 - 35.00 m

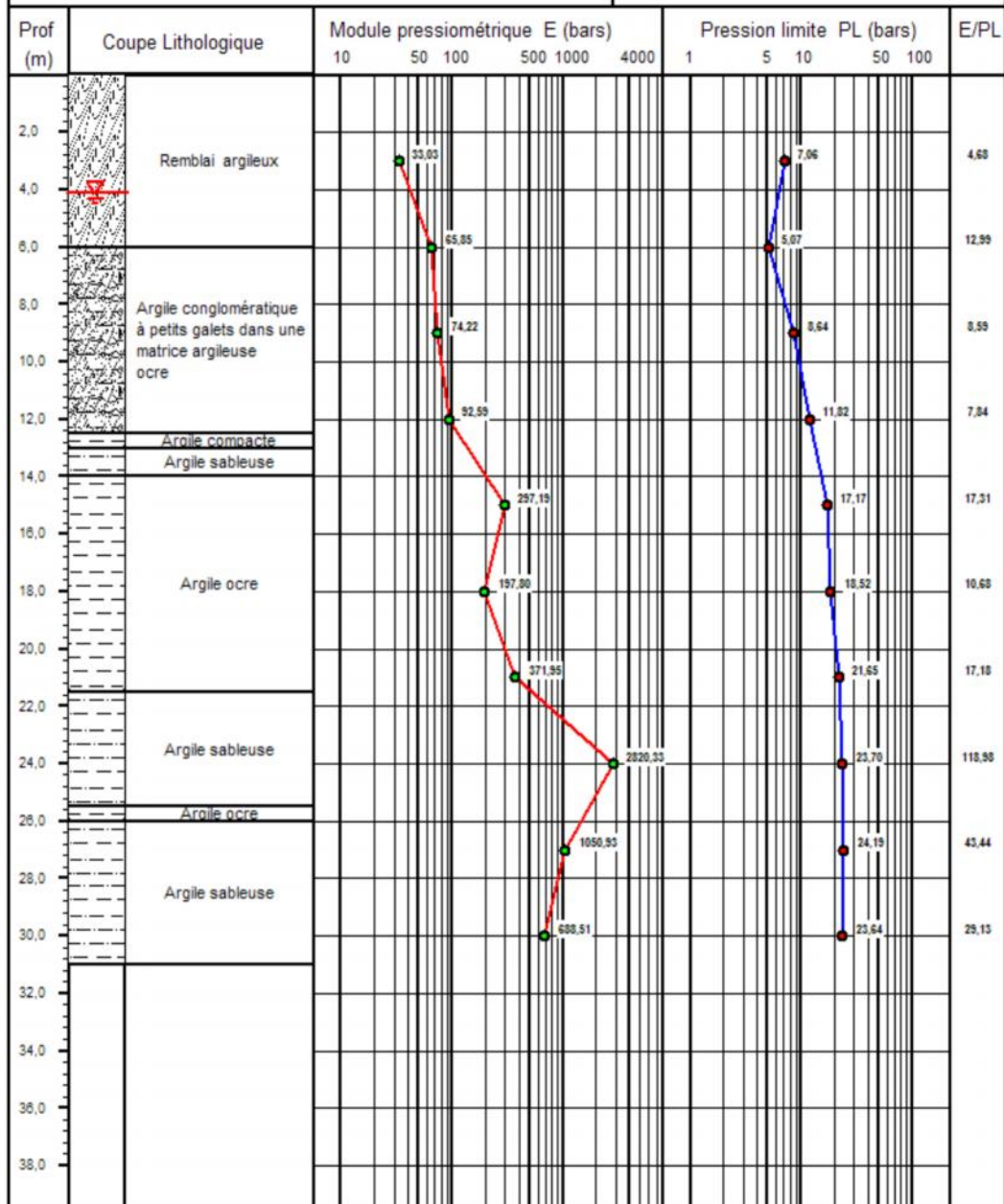
SONDAGE PRESSIOMETRIQUE

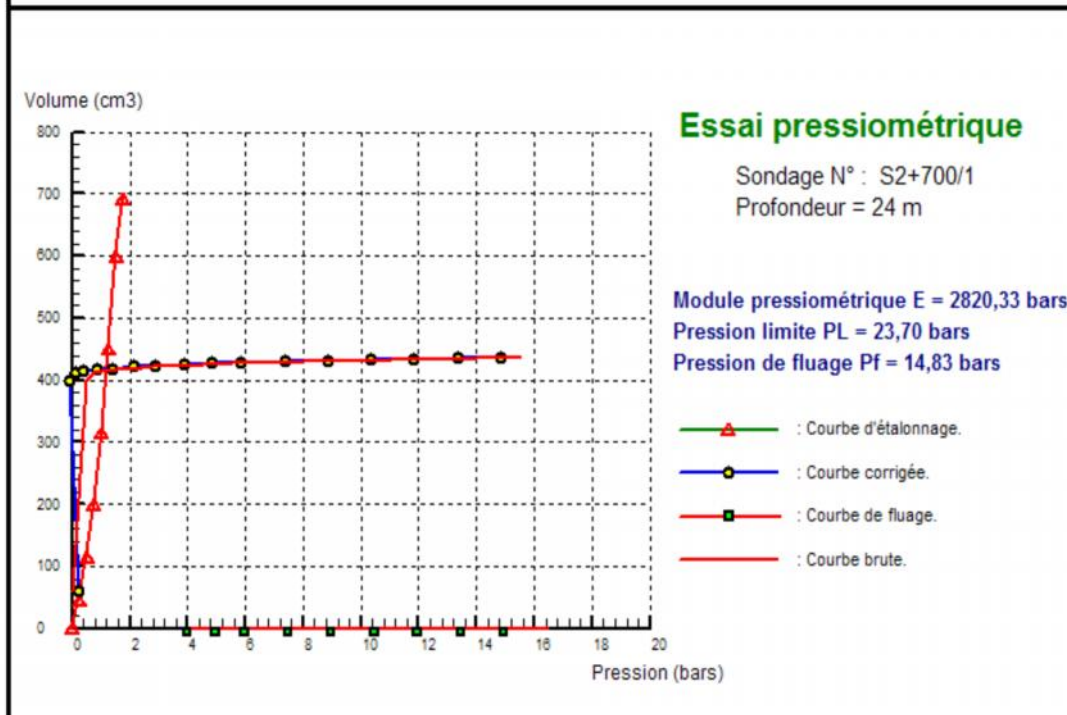
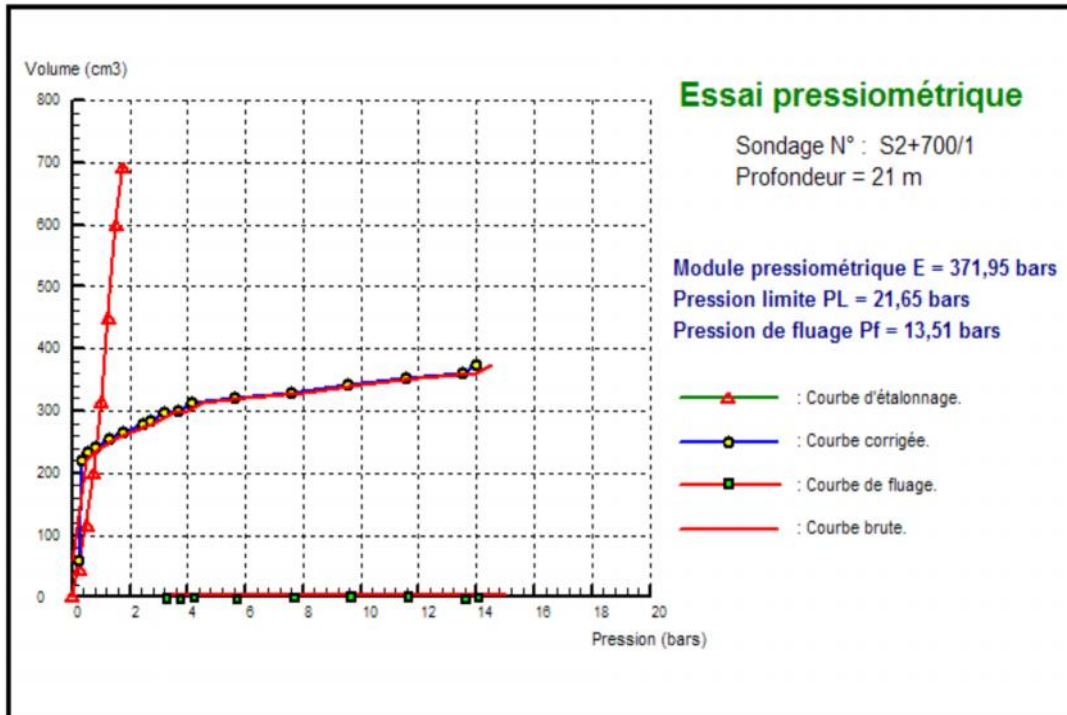
Norme : NF P 94-110

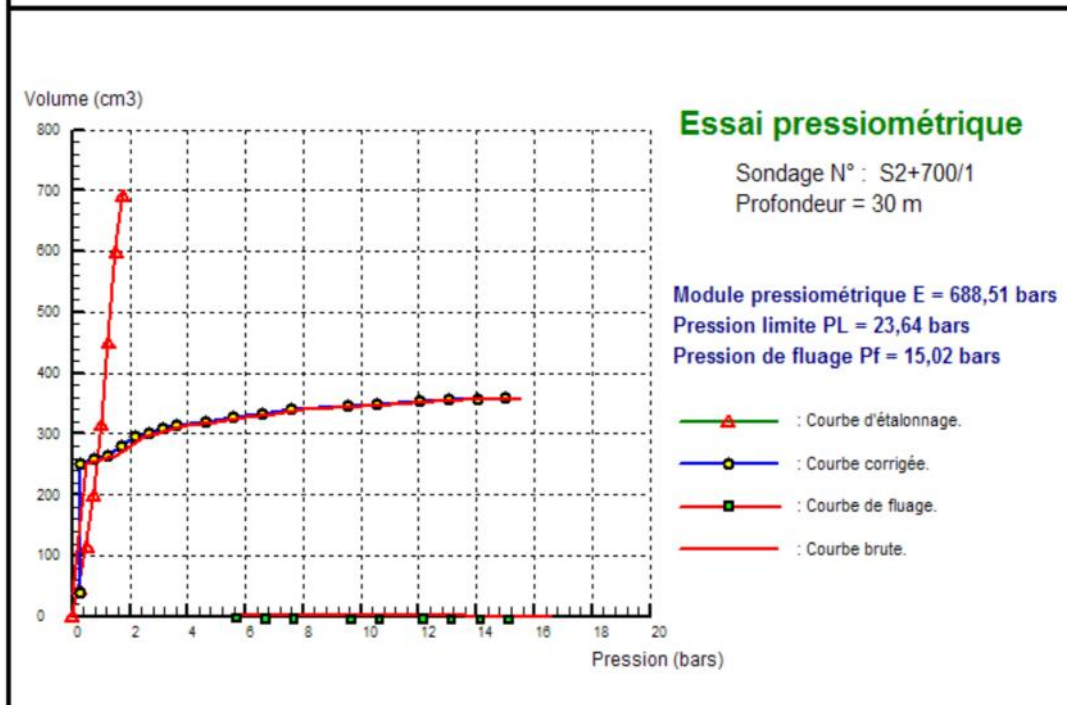
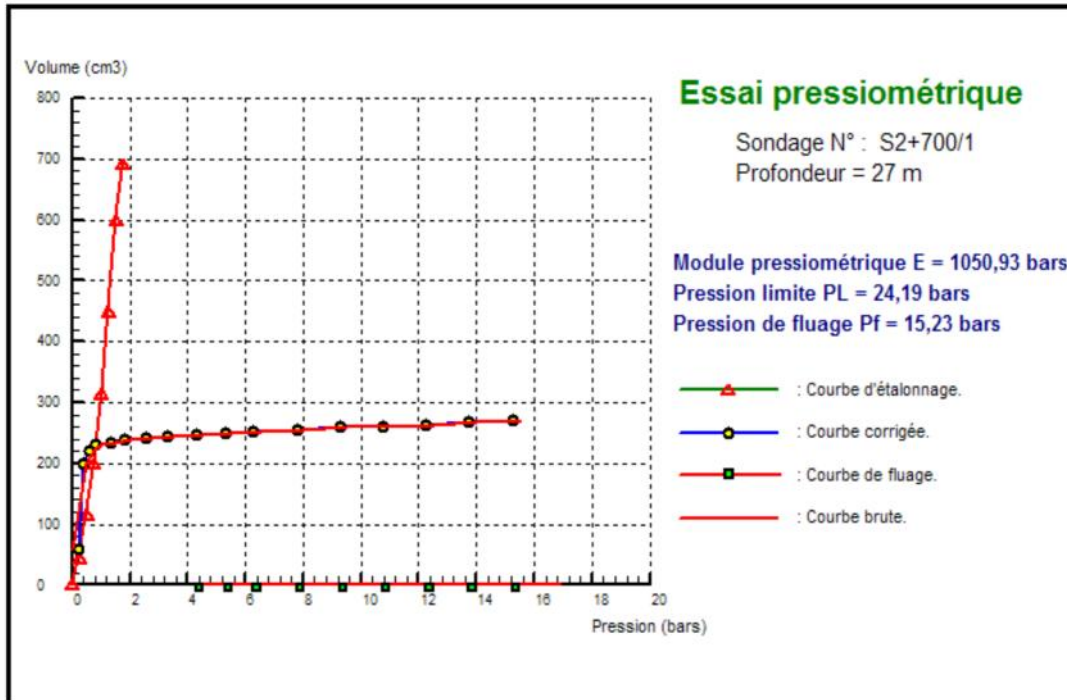
Projet : Reconnaissance Géotechnique Complémentaire
 N°Dossier :
 Lieu : Hai El Badr-Ain Naadja Ligne 1 Métro d'Alger
 Client : GAAMEX
 Sondage N°: S2+700/1

Type d'appareil:

Date essai : 19 01 2011
 Volume de la sonde <Vo> (cm3) : 535
 Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 1
 Profondeur nappe / TN (m) : 4,1







Sondage	Profondeurs	N1	N2	N3
S2+700/1	6,00-6,45	40	50	50
S2+700/1	10,00-10,45	13	21	33
S2+700/1	16,00-16,45	4	6	22
S2+700/1	19,00-19,45	22	34	40
S2+700/1	25,50-25,95	19	22	34
S2+700/1	29,00-29,45	6	18	21
S2+700/1	33,00-33,45	13	21	35
S2+700/2	3,55-4,00	8	11	15
S2+700/2	7,00-7,45	8	11	17
S2+700/2	13,00-13,45	9	15	24
S2+700/2	17,00-17,45	11	19	26
S2+700/2	33,00-33,45	12	18	35

Tableaux des Résultat SPT

Sondage	Profondeur (m)	Module préssiométrique E bars	Pression limites (P _L) Bars	Pression de fluage (P _f) bars
S2+700/1	3	33.03	7.06	4.26
S2+700/1	6	65.85	5.07	3.21
S2+700/1	9	74.22	8.64	5.42
S2+700/1	12	92.59	11.82	7.40
S2+700/1	15	297.19	17.17	10.66
S2+700/1	18	197.80	18.52	11.56
S2+700/1	21	371.95	21.65	13.51
S2+700/1	24	2820.33	23.70	14.83
S2+700/1	27	1050.93	24.19	15.23
S2+700/1	30	688.51	23.64	15.02

Tableaux des Résultat des essais préssiométrique

Sondage	Profondeurs (m)	Description
S2+700/1	0.00 - 6.00	Remblais argileux ocre à débris de galeté divers
S2+700/1	6.00 - 12.50	Argile conglomératique (intercalations et éparses) a petite galets mm à cm divers dans une matrice argileuse ocre
S2+700/1	12.50 - 13.00	Argile compacté ocre chocolat
S2+700/1	13.00 - 14.00	Argile sableuse
S2+700/1	14.00 - 21.50	Argile ocre à taches grises
S2+700/1	21.50 - 25.50	argile sableuse (produits de l'itération de la moulasse)
S2+700/1	21.50 - 26.00	Argile ocre à taches grises
S2+700/1	26.00 - 32.50	Argile sableuse
S2+700/1	32.50 - 35.00	Argile ocre à taches grises
S2+700/2	0.00 - 6.00	Remblai argileux
S2+700/2	6.00 - 8.00	Argile ocre a galets
S2+700/2	8.00 - 9.50	Conglomérat a galets (3-4cm) à matrice argileuse
S2+700/2	9.50 - 10.50	Argile ocre à galets épars
S2+700/2	10.50 - 11.50	Conglomérat a galets (3-4cm) à matrice argileuse
S2+700/2	11.50 - 15.50	Argile ocre rouge à petits galets (mm) et concrétions
S2+700/2	15.50 - 20.00	Argile ocre rouge à petits galets (mm) épars
S2+700/2	20.00 - 20.50	Argile ocre rouge à petits galets (mm) épars
S2+700/2	20.50 - 33.00	Conglomérat a galets cm dans une matrice sablo-argileuse
S2+700/2	33.00 - 35.00	Argile ocre à taches grises

Tableaux des Résultat des Sandage carotté

A N N E X E « B »

ESSAIS AU LABORATOIRE

Tableau. Valeurs de facteur de portance k_p [16]

Nature des terrains		Éléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Éléments mis en œuvre avec refoulement du sol
Argiles Limos	A	1,1	1,4
	B	1,2	1,5
	C	1,3	1,6
Sables Graves	A	1,0	4,2
	B	1,1	3,7
	C	1,2	3,2
Craies	A	1,1	1,6
	B	1,4	2,2
	C	1,8	2,6
Marnes Marno-calcaires		1,8	2,6
Roches altérées (1)		1,1 à 1,8	1,8 à 3,2

(1) La valeur de k_p pour ces formations est prise égale à celle de la formation meuble du tableau à laquelle le matériau concerné s'apparente le plus. Le calcul proposé ici n'affranchit, en aucun cas, d'avoir recours aux méthodes spécifiques de la mécanique des roches.

Tableau. Définition des catégories conventionnelles des sols [16].

Classe de sol			Préssiomètre p_i (Mpa)
Argiles Limons	A	Argiles et limons mous	< 0,7
	B	Argiles et limons fermes	1,2 à 2,0
	C	Argiles et limons fermes	> 2,5
Sables Graves	A	Sables et graves lâches	0,5
	B	Sables et graves moyennement compacts	1,0 à 2,0
	C	Sables et graves compacts	2,5
Craies	A	Craies molles	0,7
	B	Craies altérées	1,0 à 2,5
	C	Craies compactes	3,0
Marnes Marno-calcaires	A	Marnes, marno-calcaires tendres	1,5 à 4,0
	B	Marnes, marno-calcaires compacts	4,5
Roches altérées (1)	A	Roches (1) altérées	2,5 à 4,0
	B	Roches fragmentées	4,5
<p>(1) L'appellation de roches altérées ou fragmentées peut regrouper des matériaux calcaires, schisteux ou d'origine granitique. S'il est difficile parfois de fixer des limites précises avec les sols meubles qui constituent leur phase finale d'évolution, on réservera toute fois cette classification aux matériaux qui présentent des modules préssiométrique supérieurs à 50 à 80 Mpa</p>			

Tableau. Choix des courbes pour le calcul de frottement latéral.

Type de pieu	Argiles, Limons			Sables, Graves			Craies			Marnes		Roches
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Foré simple	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽¹⁾	Q ₁ , Q ₂ ⁽¹⁾				Q ₁	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₆
Foré à boue	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽¹⁾		Q ₁	Q ₂ , Q ₁ ⁽²⁾	Q ₃ , Q ₂ ⁽²⁾	Q ₁	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₆
Foré tubé (tube récupéré)	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽³⁾		Q ₁	Q ₂ , Q ₁ ⁽²⁾	Q ₃ , Q ₂ ⁽²⁾	Q ₁	Q ₂	Q ₃ , Q ₄ ⁽³⁾	Q ₃	Q ₄	
Foré tubé (tube perdu)	Q ₁			Q ₁	Q ₂		(4)			Q ₂	Q ₃	

(1) : réalisation et rainurage en fin de forage.

(2) : pieux de grandes longueur (>30m).

(3) : forage à sec, tube non louvoyé.

(4) : dans le cas des craies, le frottement peut être très faible pour certains types de pieux, il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas

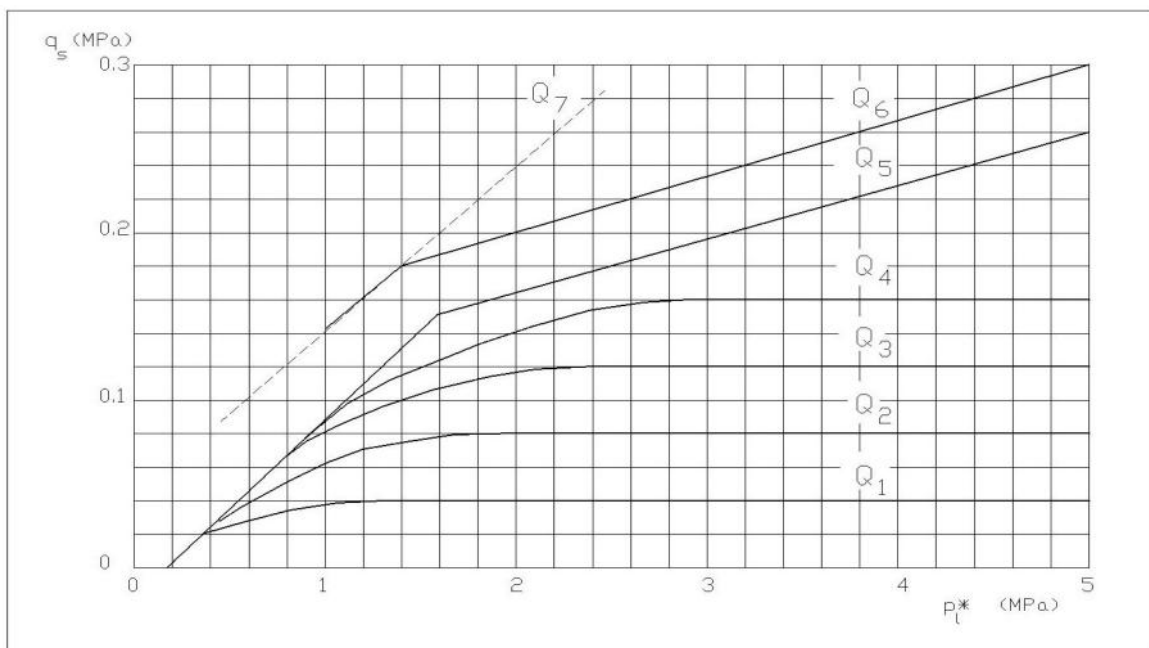
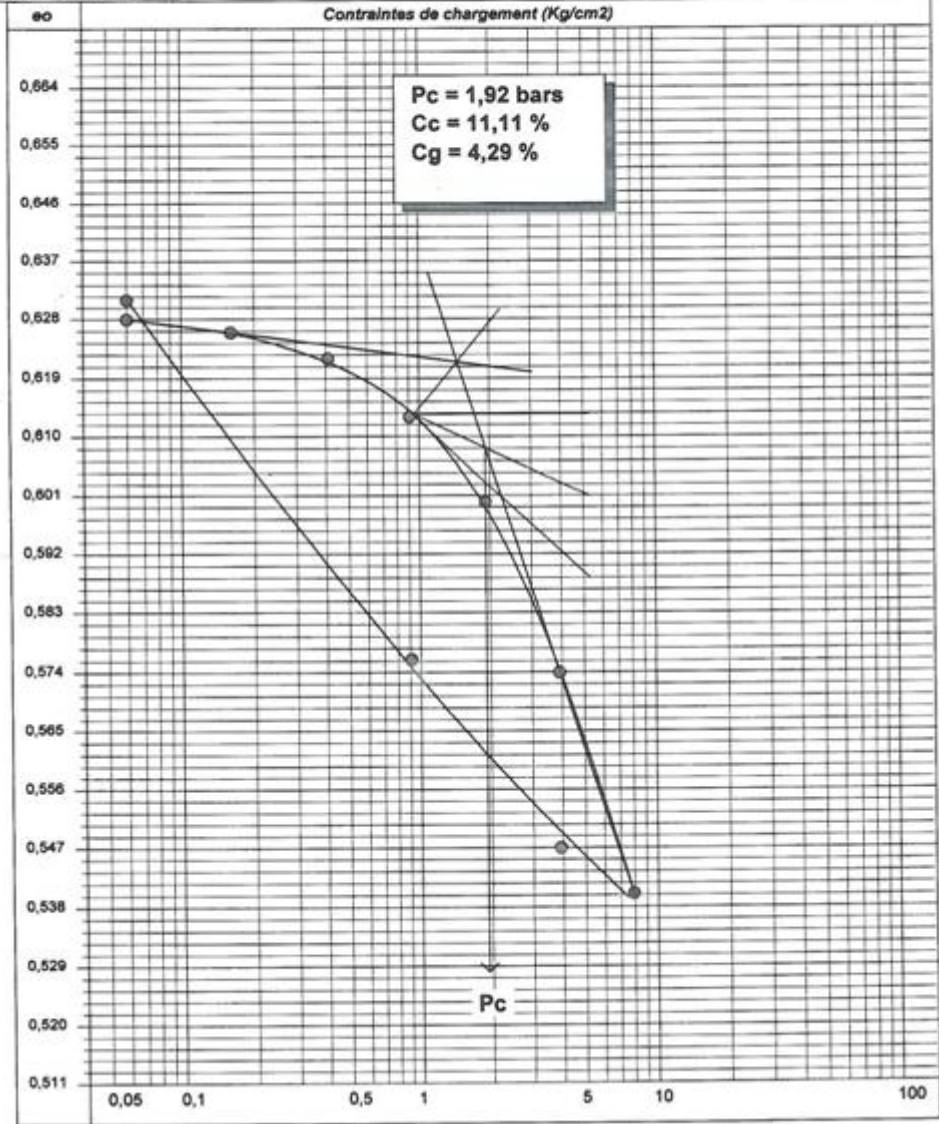


Figure. IV.6. Module FONDPROF - Frottement latéral unitaire limite le long du fût du pieu

ESSAI OEDOMETRIQUE

Dossier N° : 04G/11	Réf Sondage : S2+ 700/2
Etude : Metro D'alger Ex 'C' Hal El Badr Aln Naadja,Alger	Profondeur : 6,20 - 6,50
Lieu :	Date essai :
Client : GAAMAX	



ESSAI OEDOMETRIQUE

Dossier N° : 04G/11

Ref Sondage : S2+ 709/2

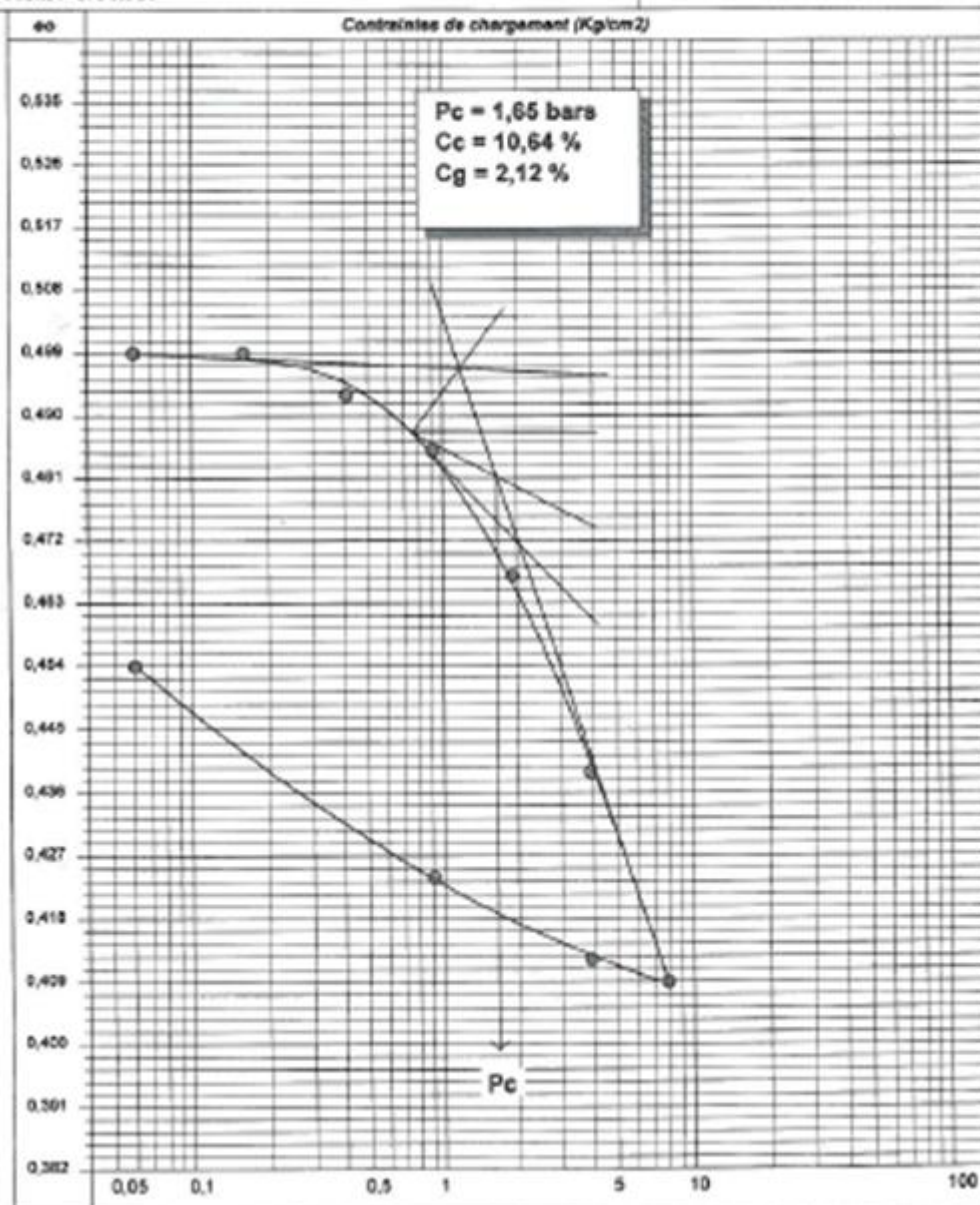
Etude : Metro D'alger Ex 'C' Hal El Badr Ain Nasdja, Alger

Profondeur : 11,00 - 11,20

Lieu :

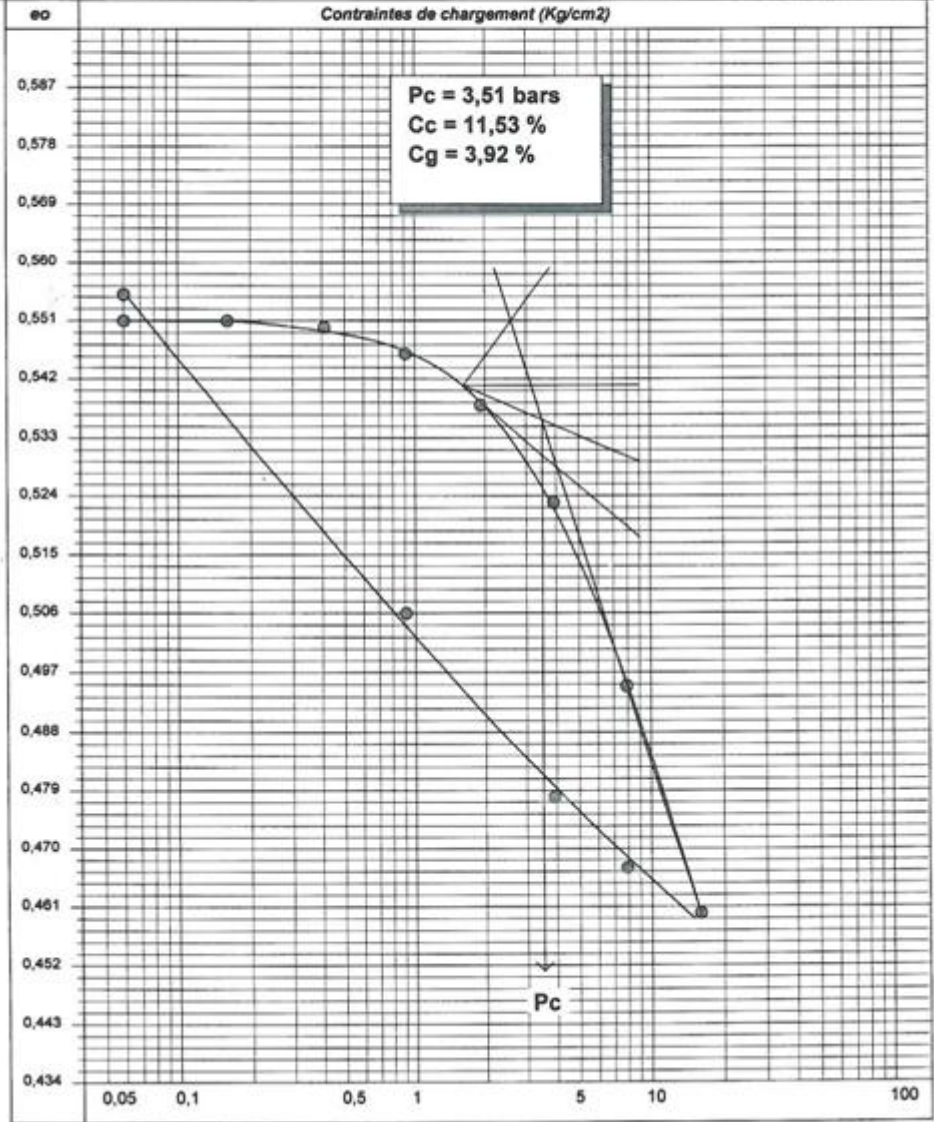
Date essai :

Cliant : GAAMAX



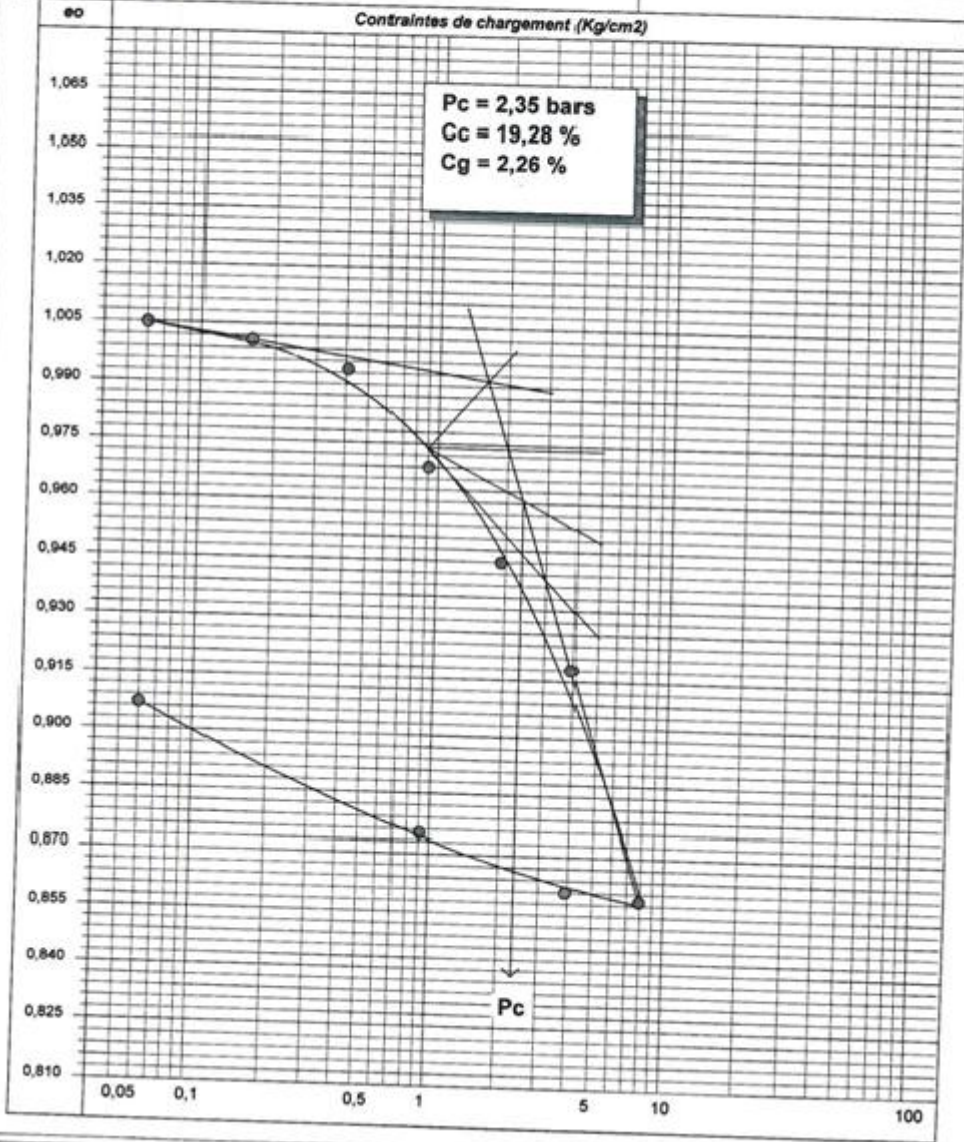
ESSAI OEDOMETRIQUE

Dossier N° : 04G/11	Réf Sondage : S2+ 700/2
Etude : Metro D'alger Ex 'C' Hai El Badr Ain Naadja,Alger	Profondeur : 16,50 - 16,85
Lieu :	Date essai :
Client : GAAMAX	



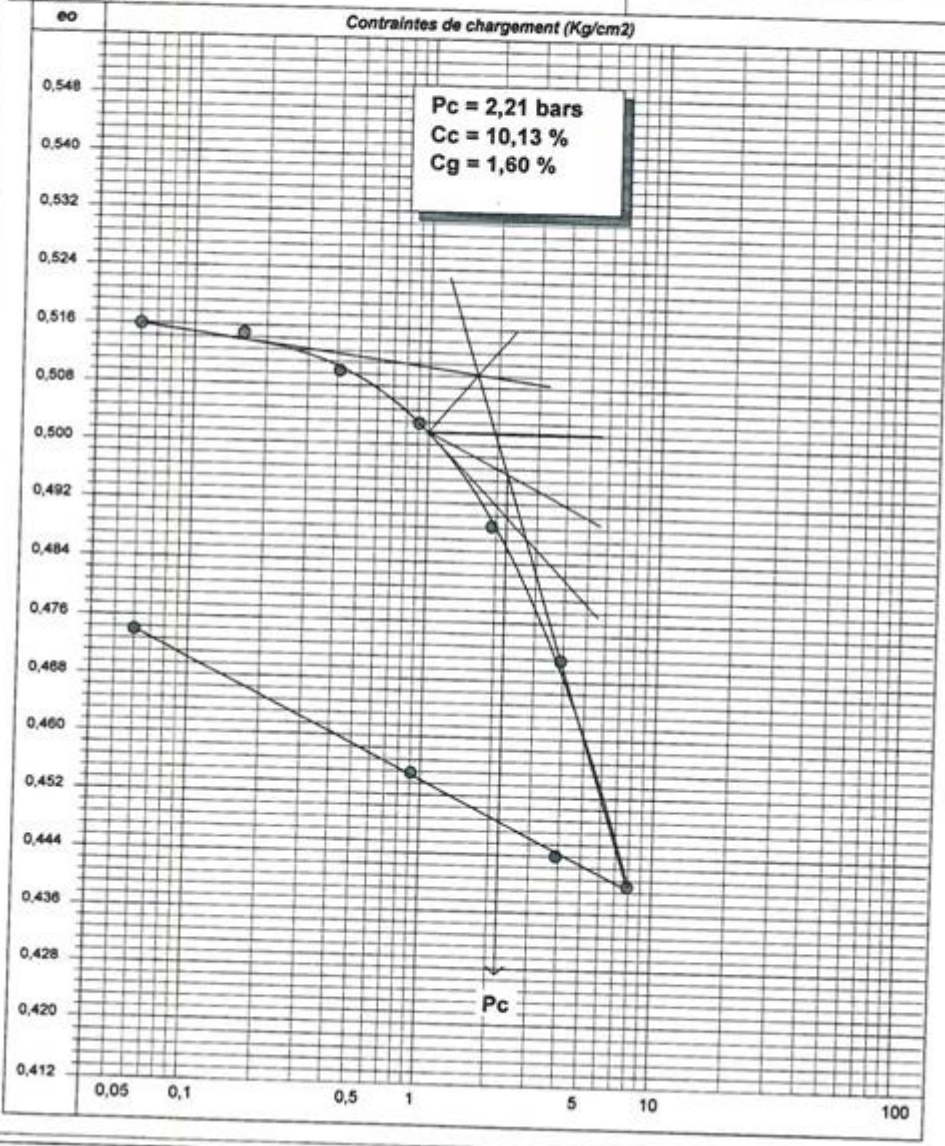
ESSAI OEDOMETRIQUE

Dossier N° : 07G/11	Réf Sondage : S2+ 700/1
Etude : Metro d'Alger Ex 'C' Hal El Badr Ain Naadja	Profondeur : 9,00 - 9,50
Lieu :	Date essai :
Client : GAAMAX	



ESSAI OEDOMETRIQUE

Dossier N° : 07G/11	Réf Sondage : S2+ 700/1
Etude : Metro d'Alger Ex 'C' Hal El Badr Ain Naadja	Profondeur : 17,50 - 17,80
Lieu :	Date essai :
Client : GAAMAX	



CISAILLEMENT RECTILIGNE

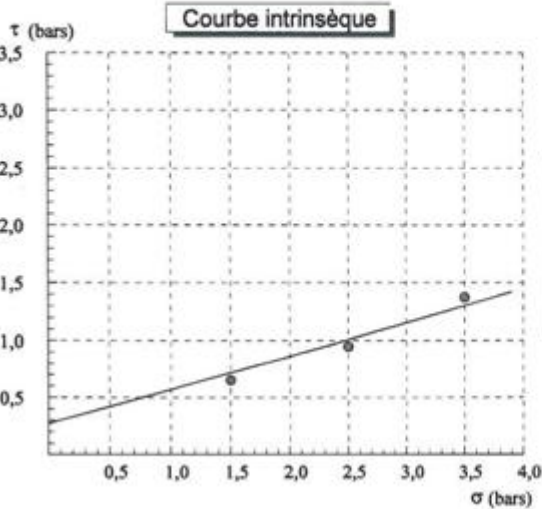
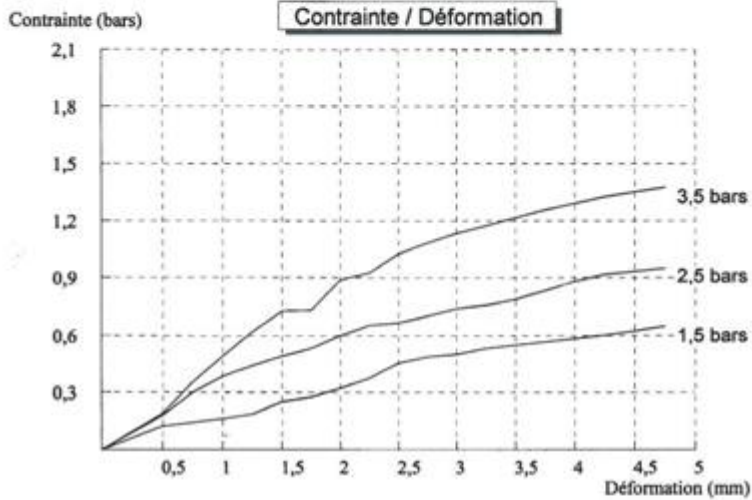
Etude : Metro d'Alger Ex 'C' Hai El Badr Ain Naadja Type d'essai : CU

Dossier N° : 04G/11

Coefficient de l'anneau $\langle K \rangle$: 0,3

N° Sond : S2+ 700/2 Prof : 6.20 - 6.50

Vitesse de cisaillement : 0,500 mm/mn



RESULTATS :

Cohésion = 0,27 bars

Frottement = 16,4 degrés

CISAILLEMENT RECTILIGNE

Etude : metro d'AlgerExCHal El Badr Ain Naadja

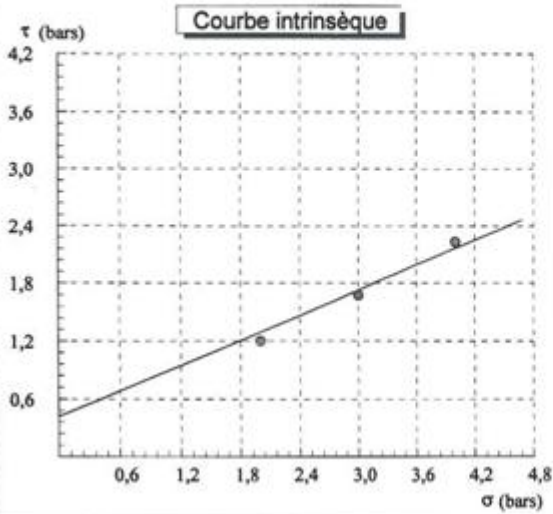
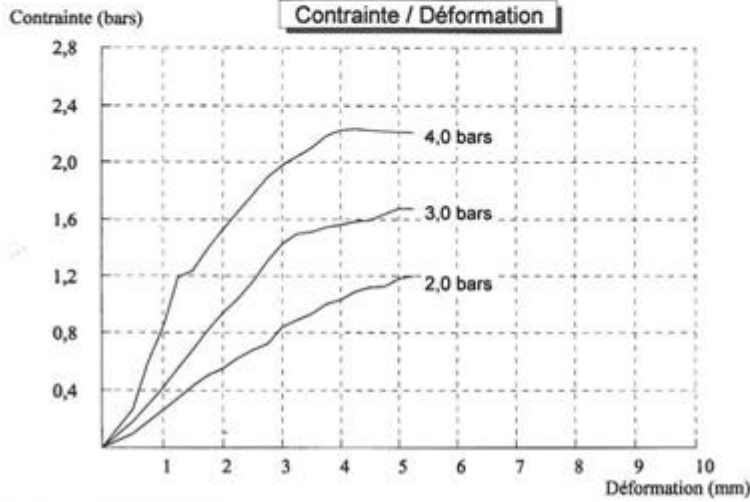
Type d'essai : CU

Dossier N° : 04G/11

Coefficient de l'anneau <K> : 0,3

N° Sond : S2+ 700/2 Prof : 11.00 - 11.20

Vitesse de cisaillement : 0,500 mm/mn



RESULTATS :

Cohésion = 0,42 bars

Frottement = 23,56 degrés

CISAILLEMENT RECTILIGNE

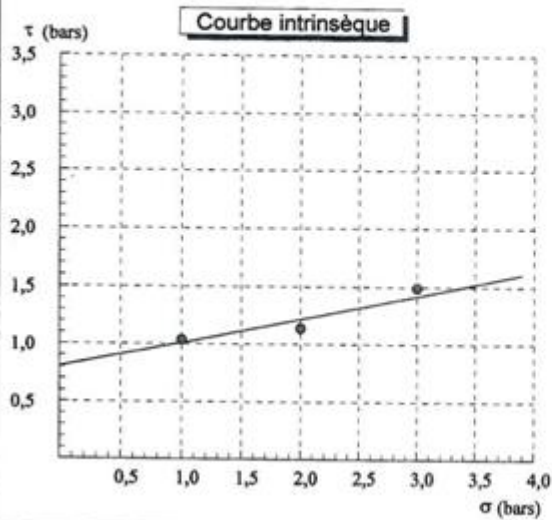
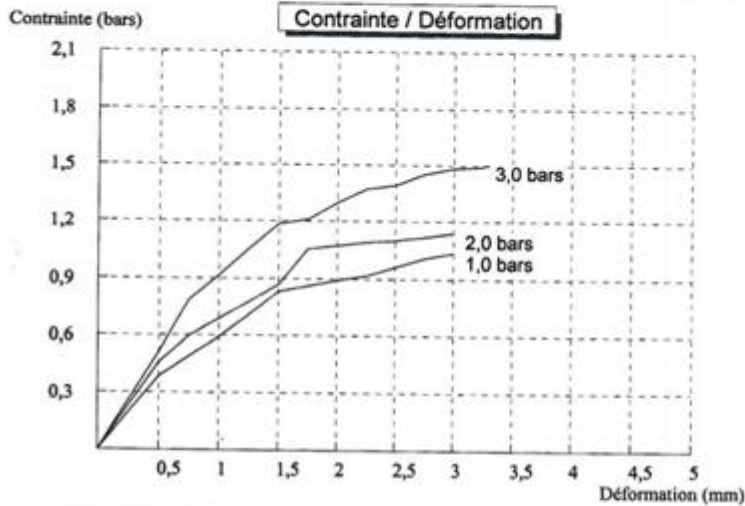
Etude : Metro d'Alger Ex C Hai El Badr Hain Naadja Type d'essai : UU

Dossier N° : 07G/11

Coefficient de l'anneau $\langle K \rangle$: 0,33

N° Sond : S2+ 700/1 Prof : 6.00 - 6.30

Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn



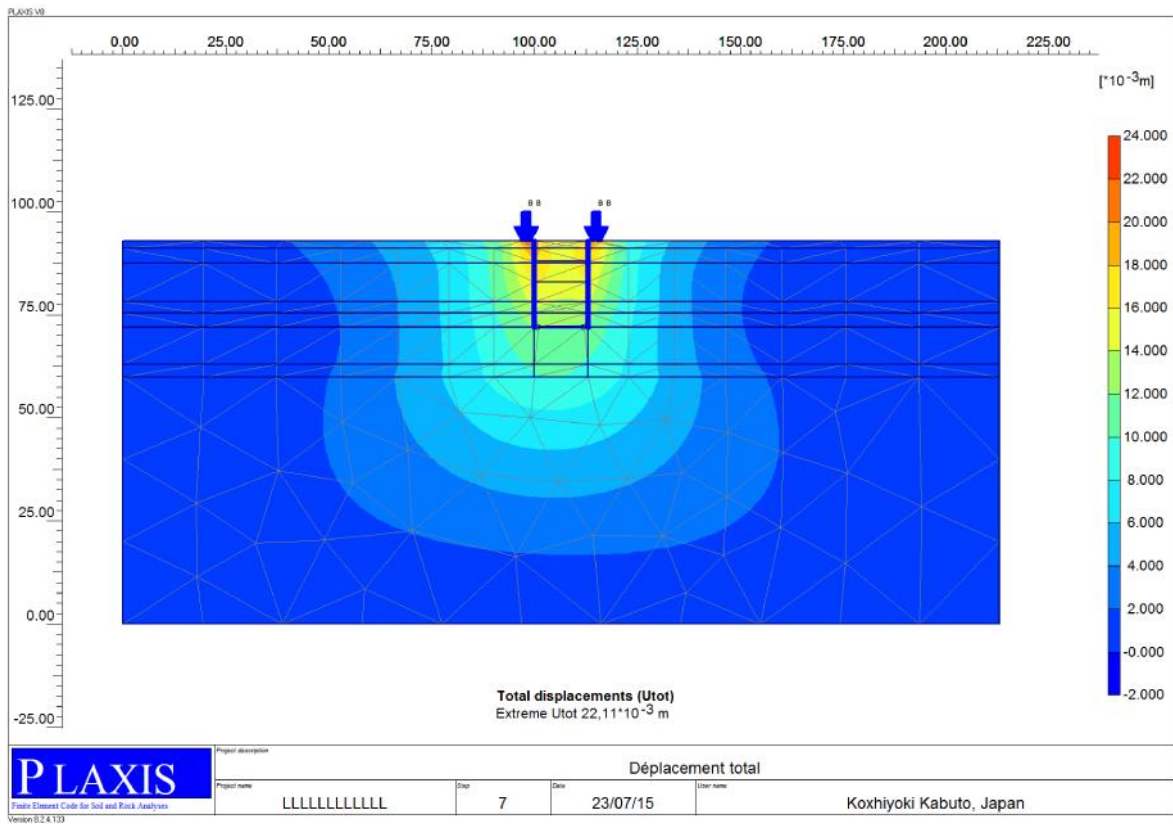
RESULTATS :

Cohésion = 0,8 bars

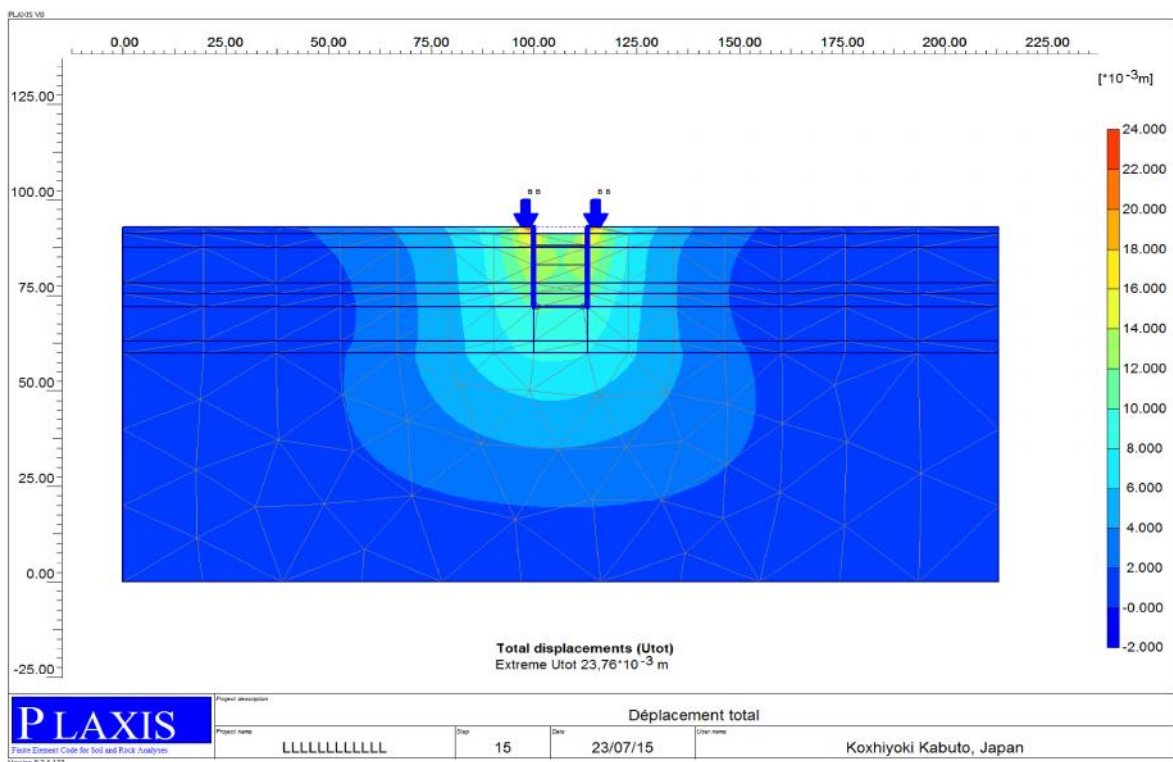
Frottement = 11,63 degrés

Déplacement total

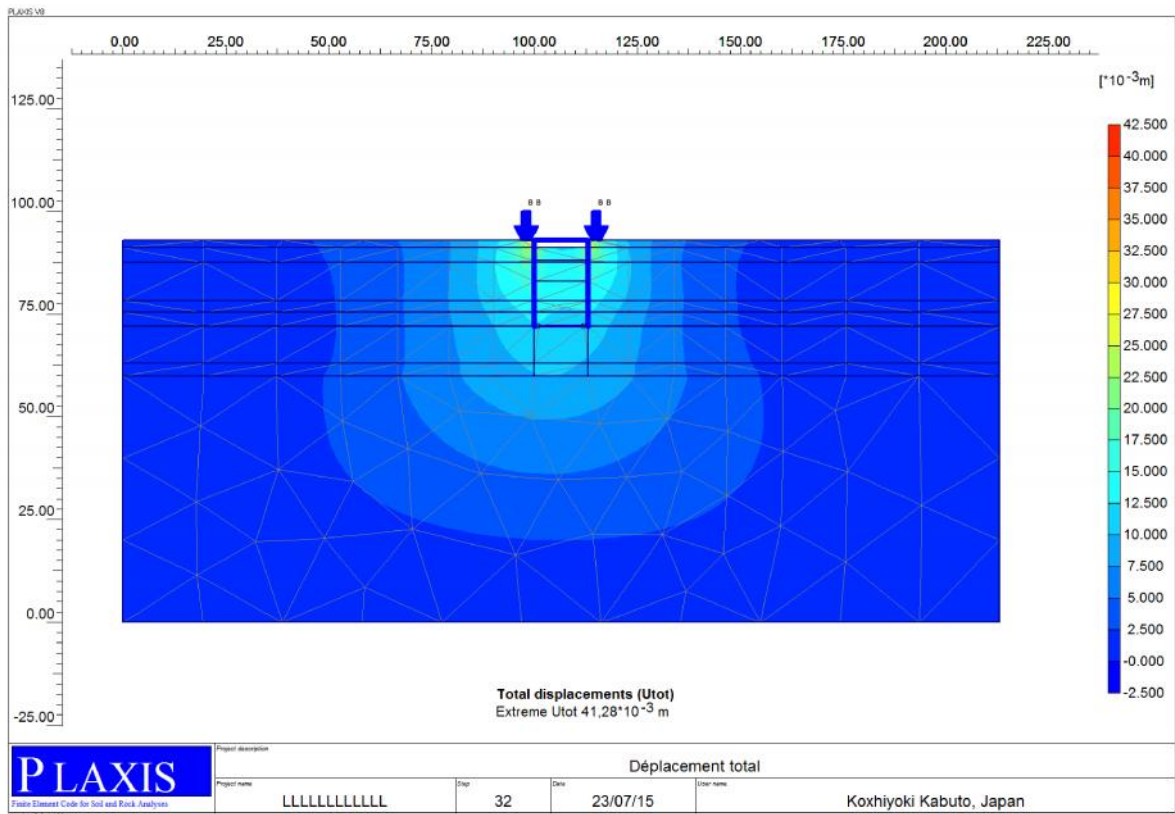
a) Phase 2



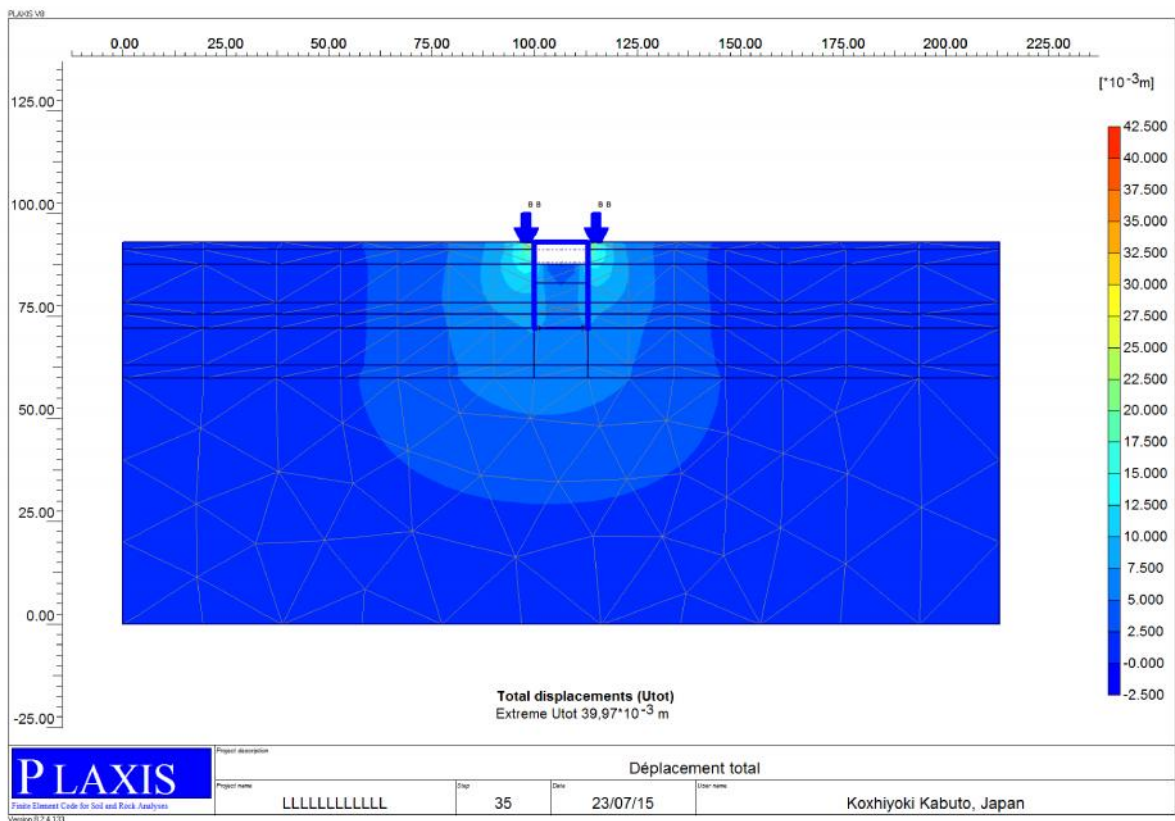
b) Phase 3



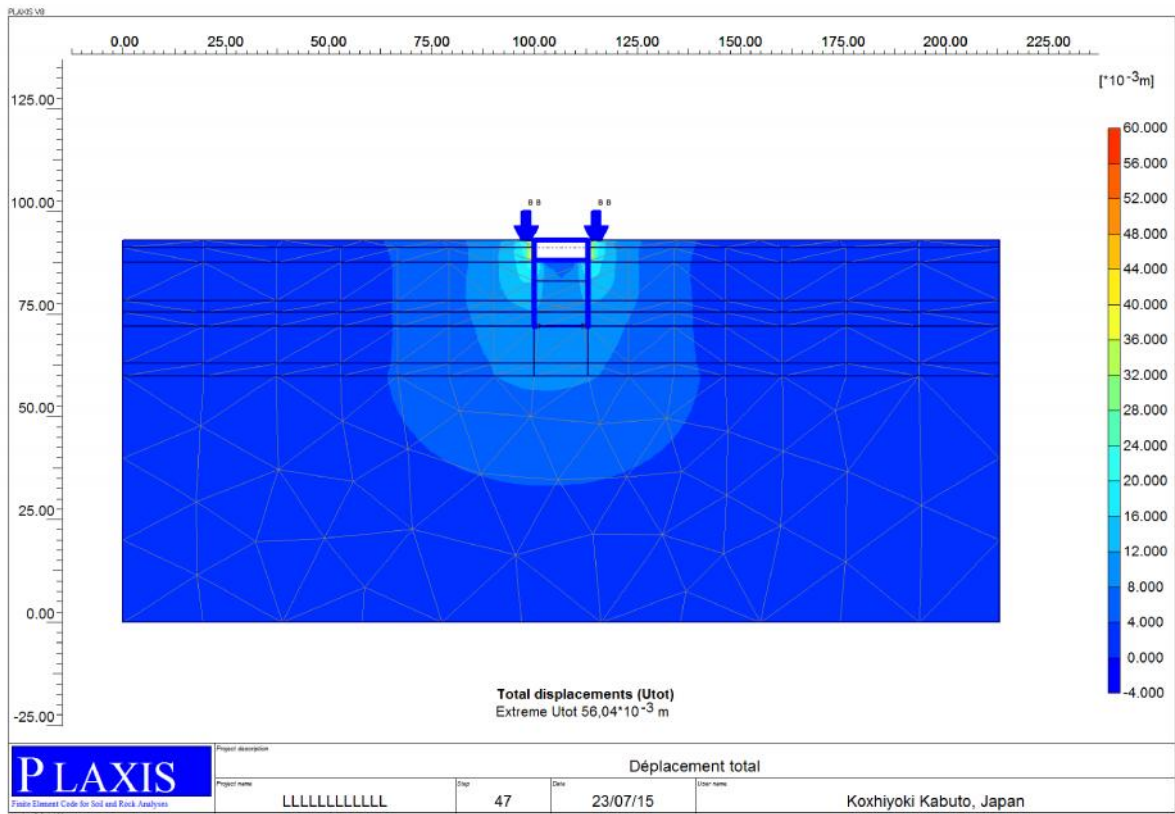
c) Phase 4



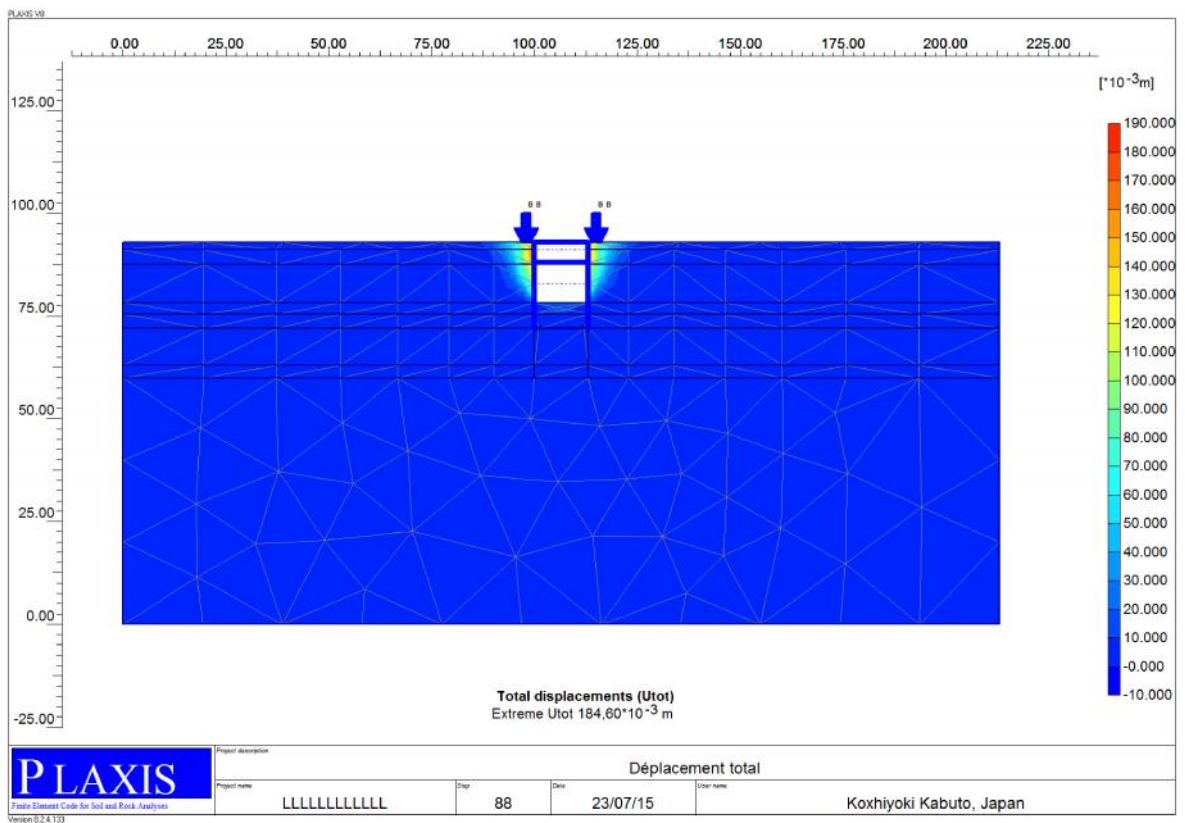
d) Phase 5



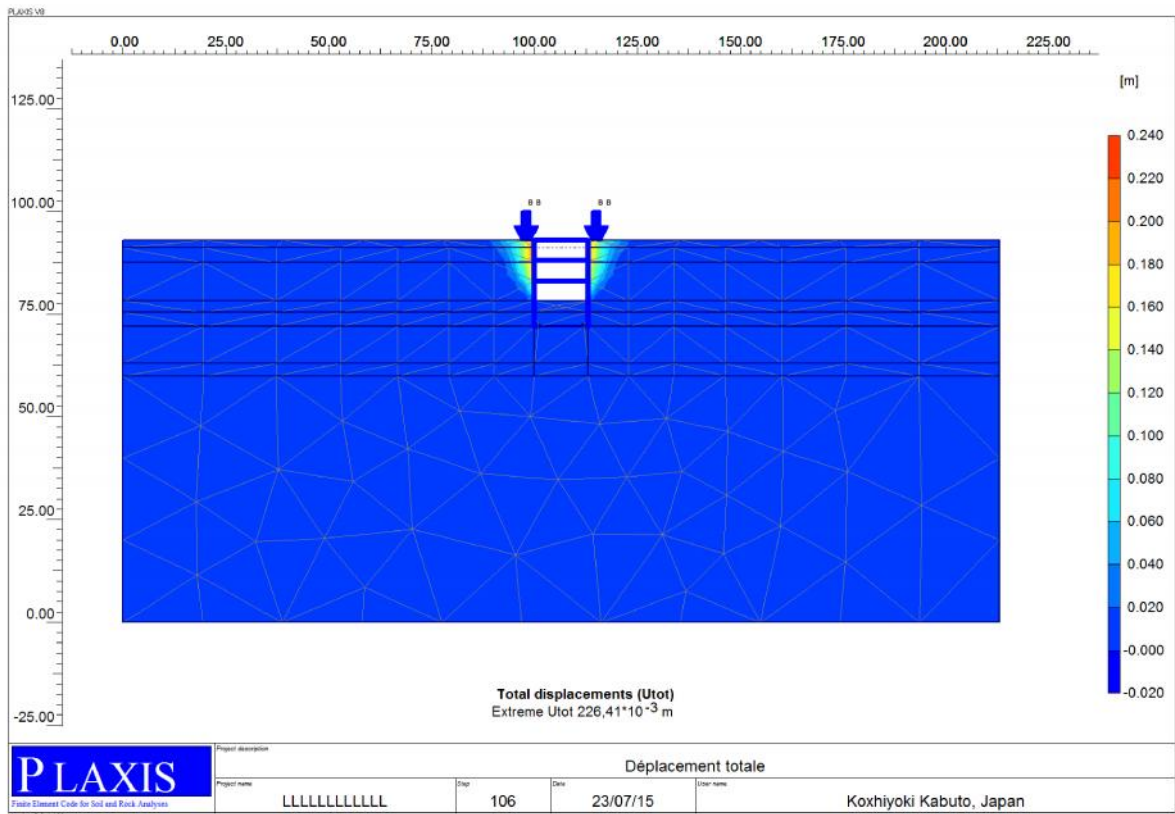
e) Phase 7



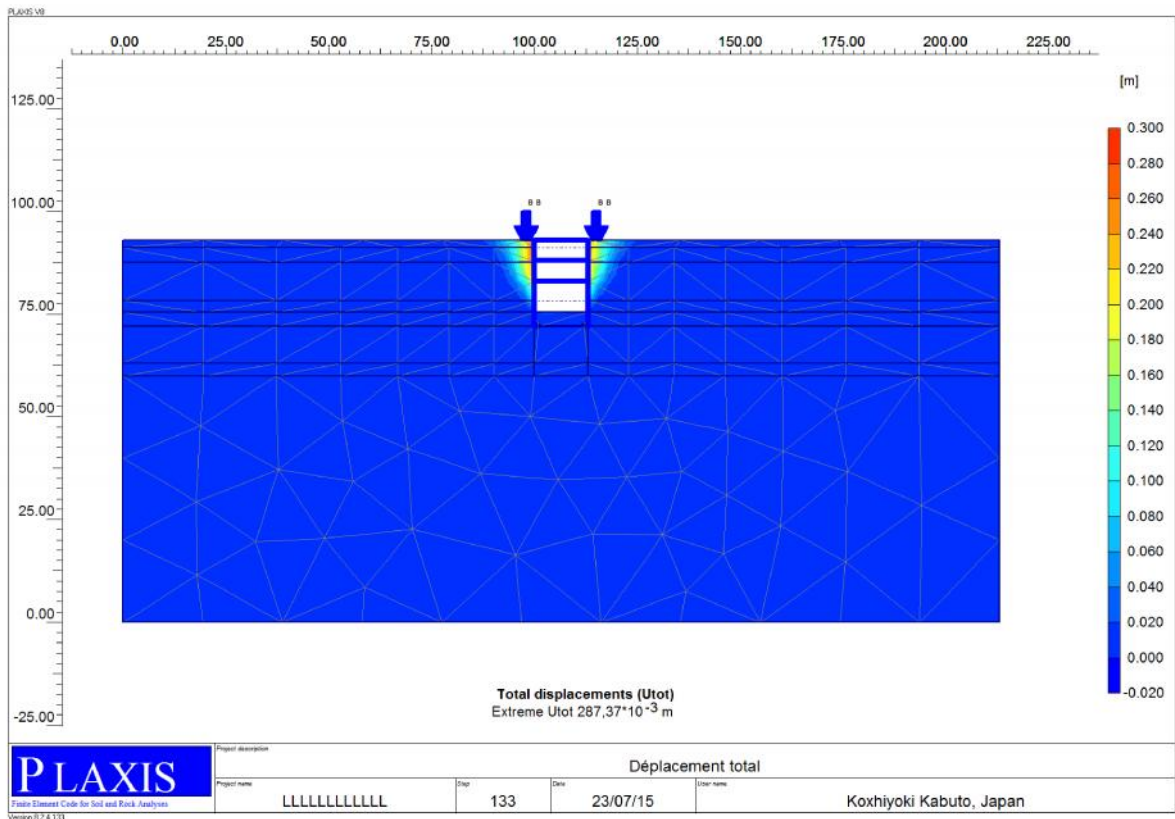
f) Phase 8



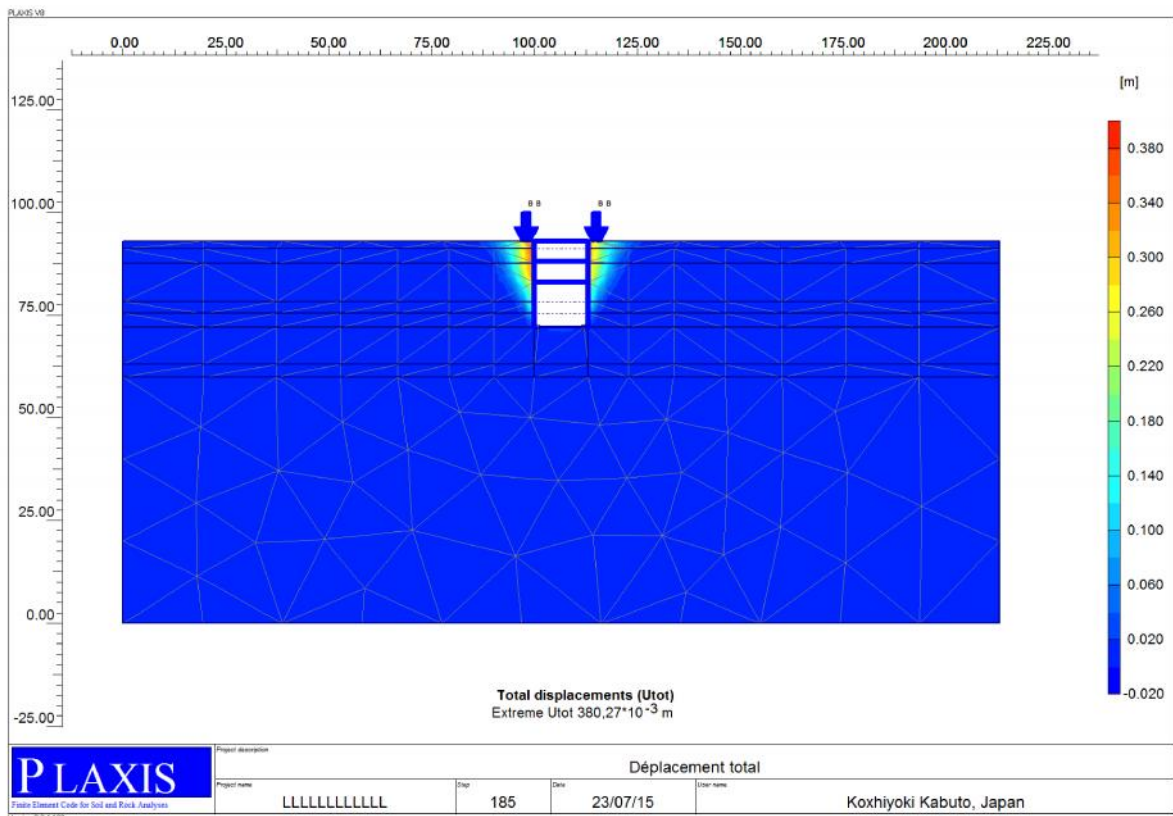
g) Phase 9



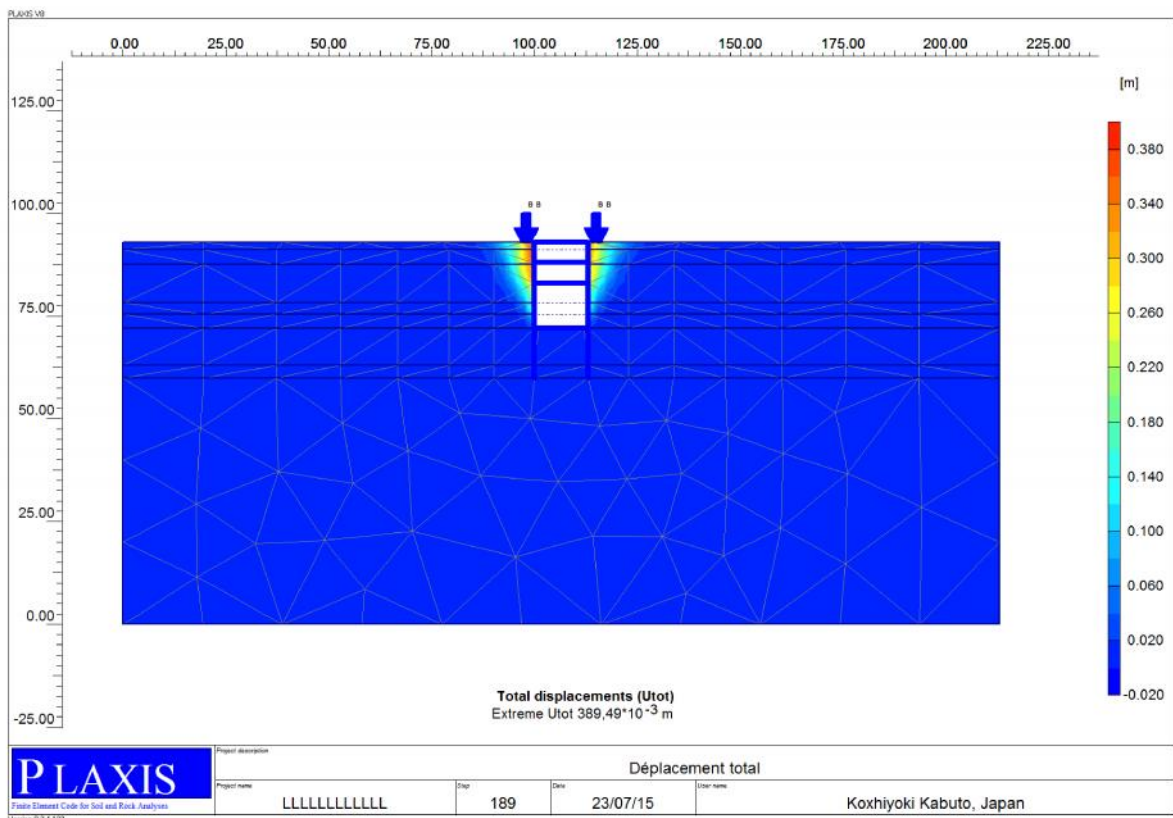
h) Phase 10



i) Phase 11

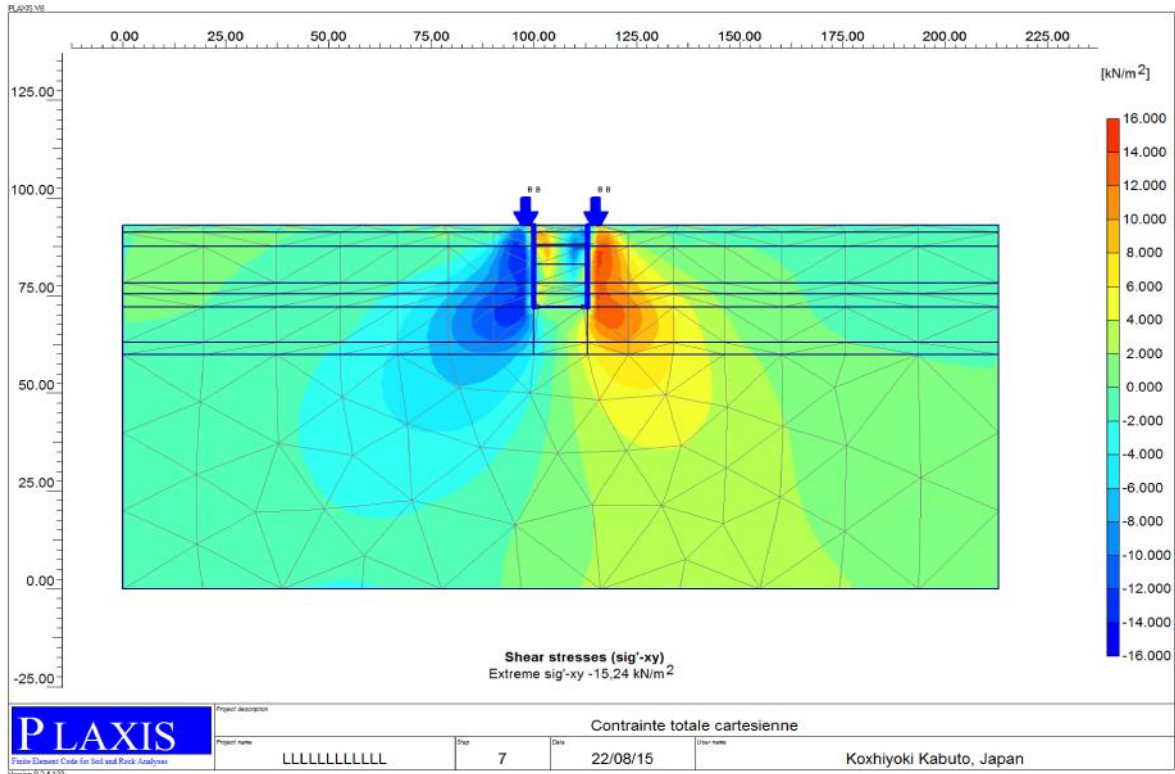


j) Phase 12

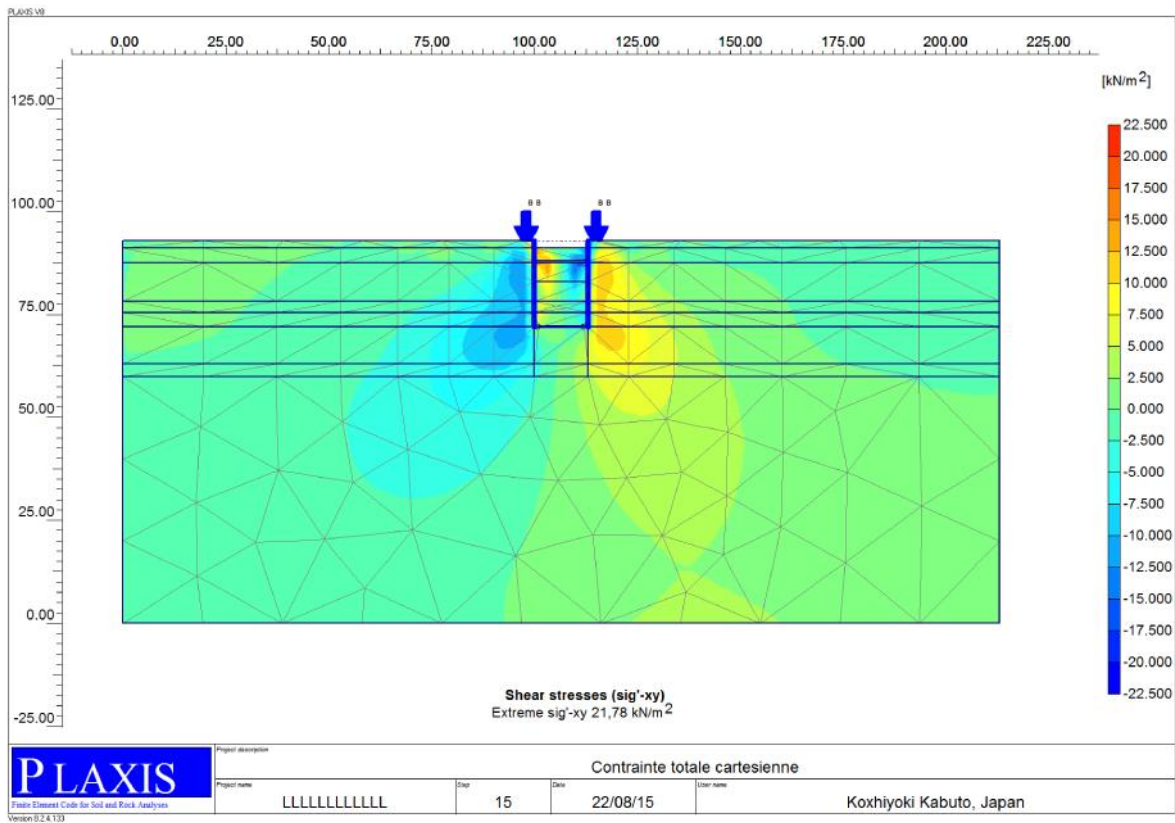


Contrainte totale cartésienne

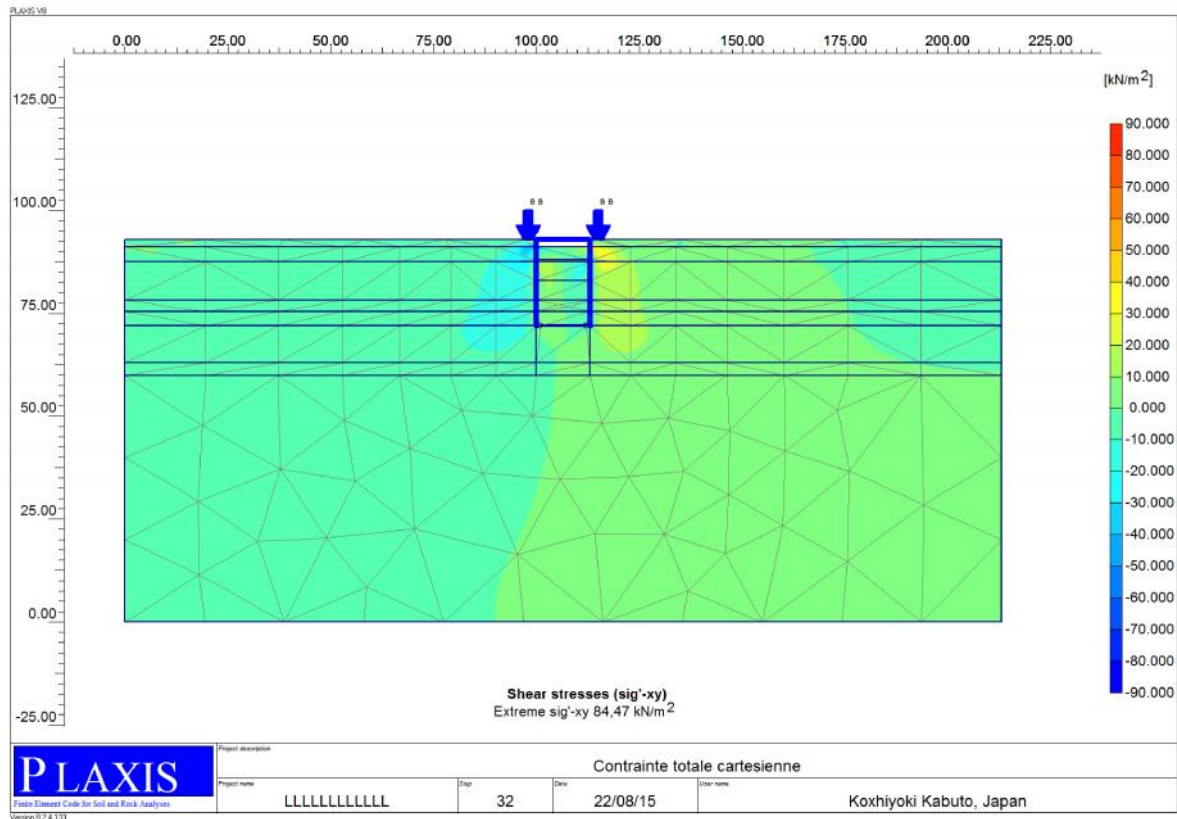
b) PHASES 2



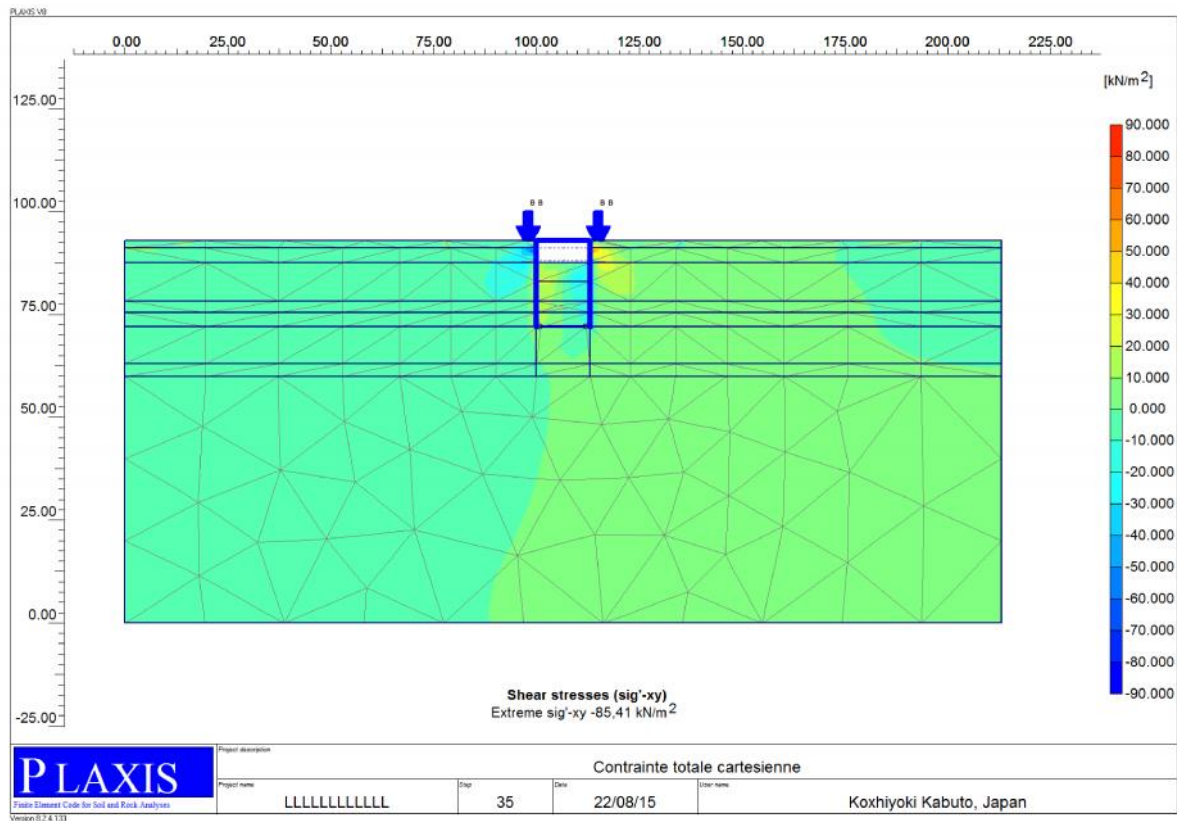
c) PHASES 3



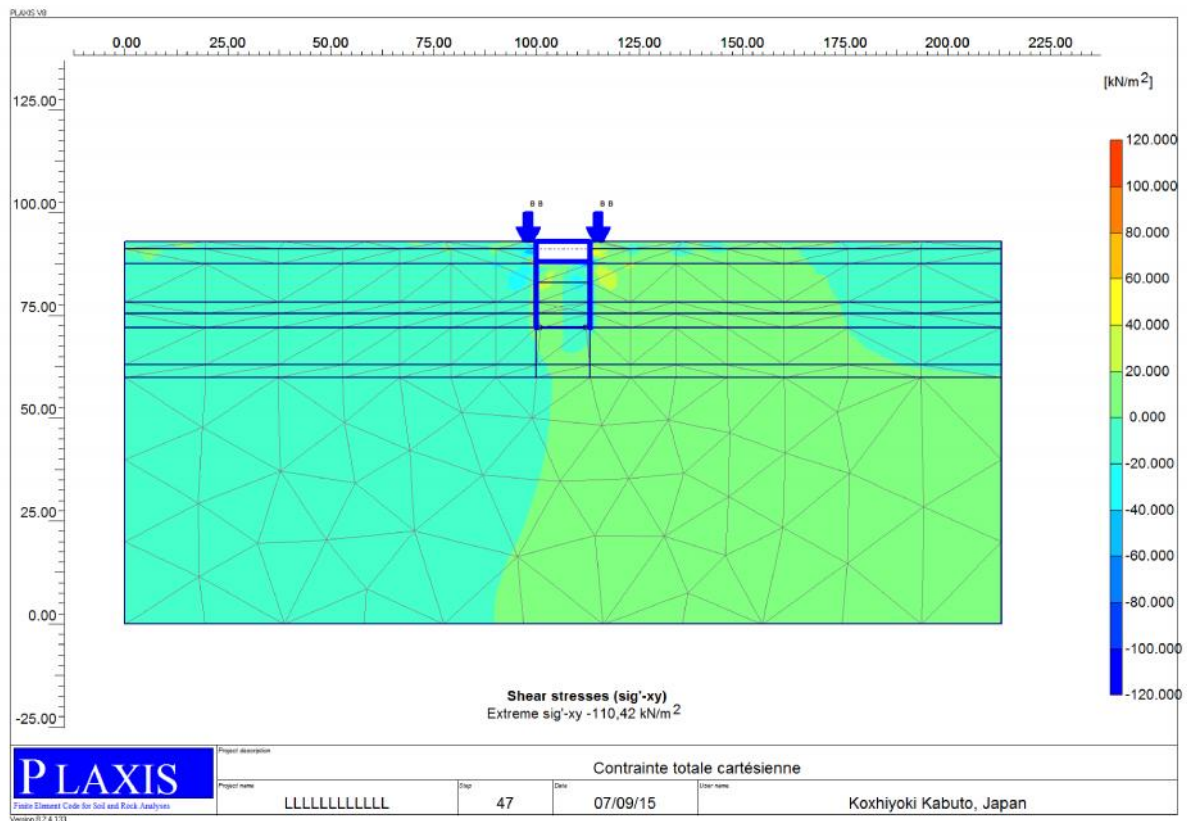
d) PHASES 4



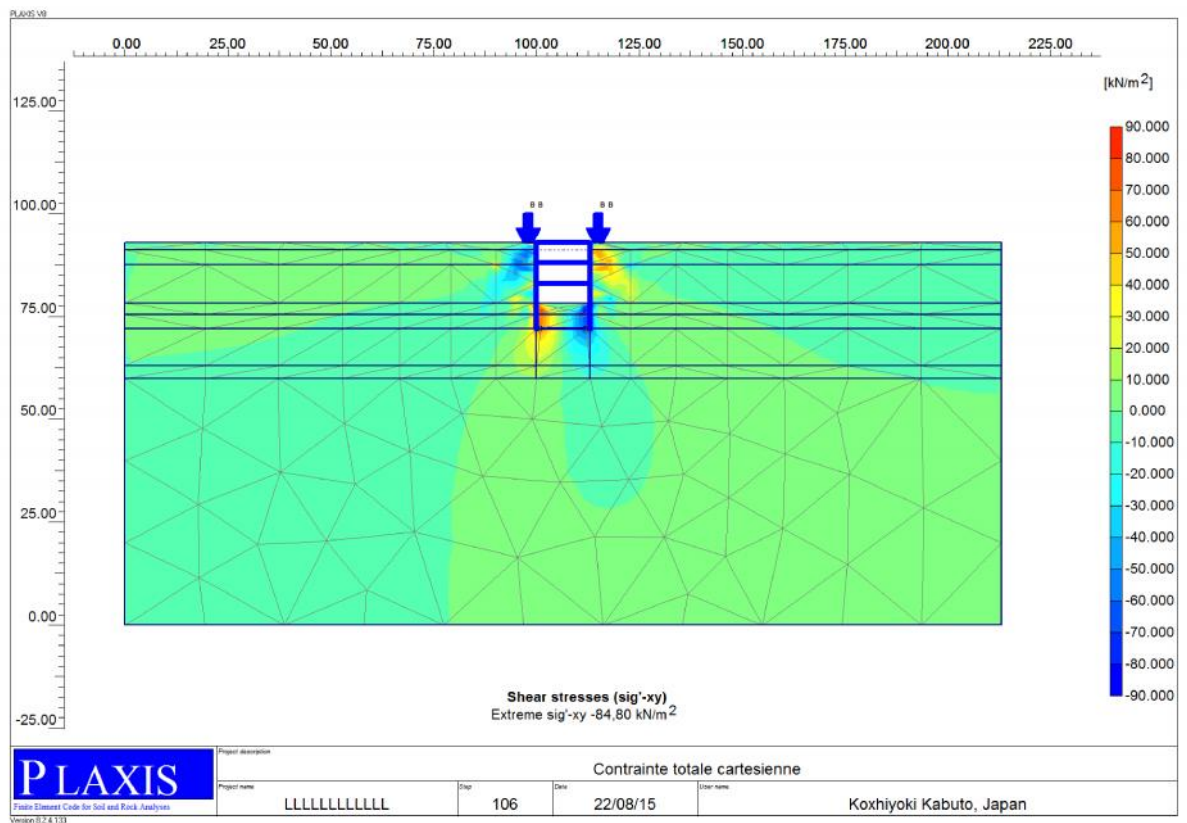
e) PHASES 5



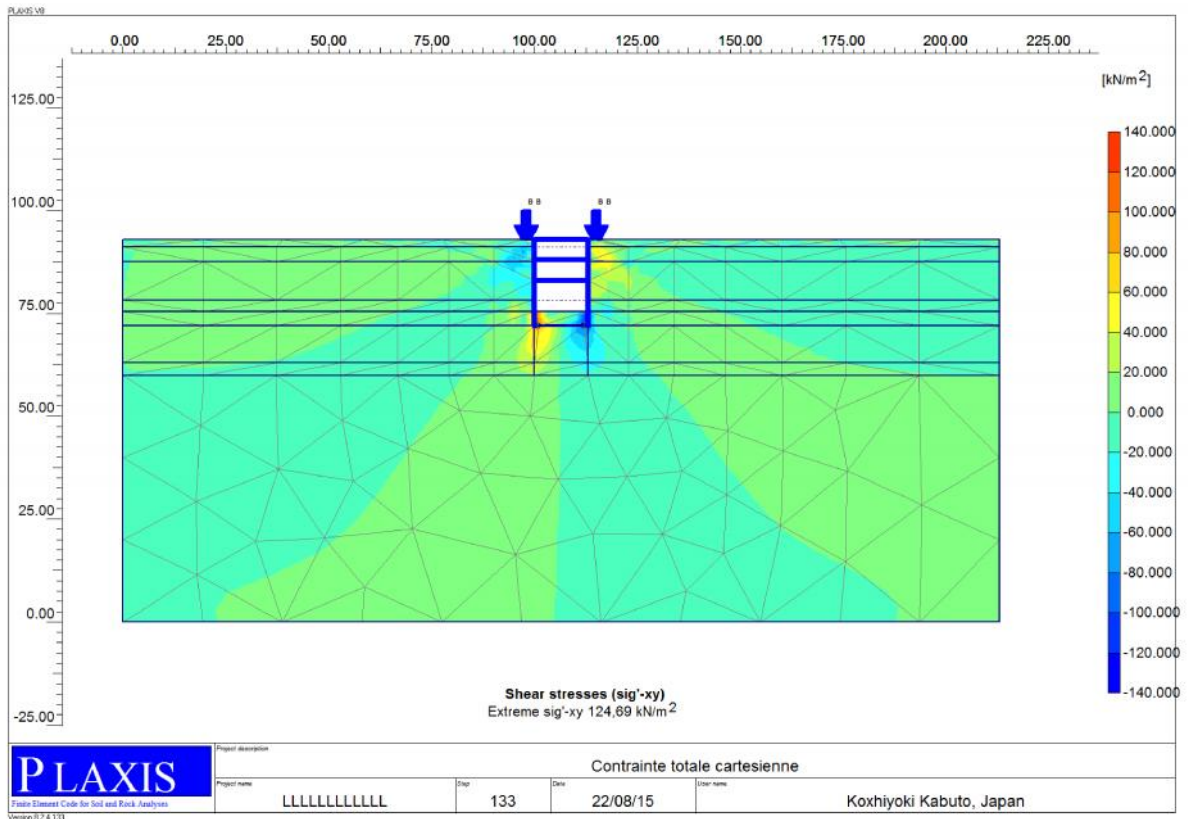
g) PHASES 6



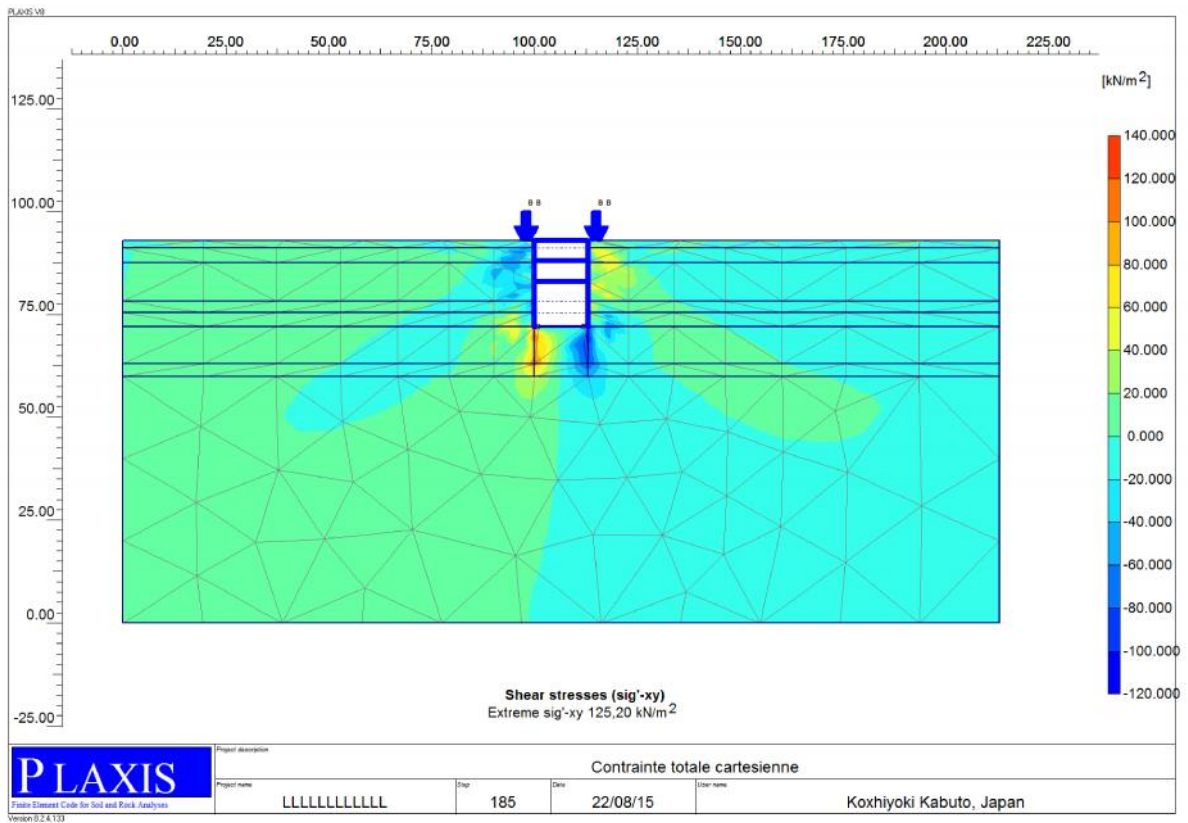
h) PHASES 8



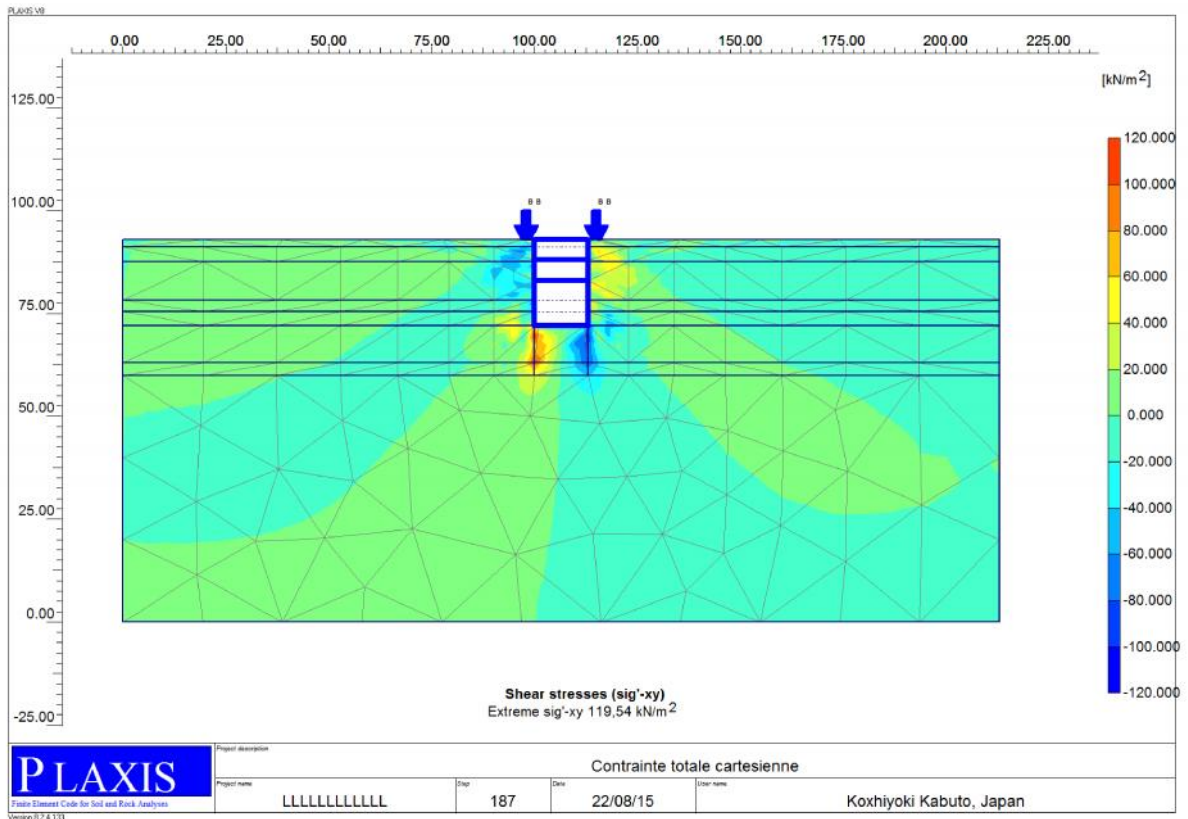
i) PHASES 9



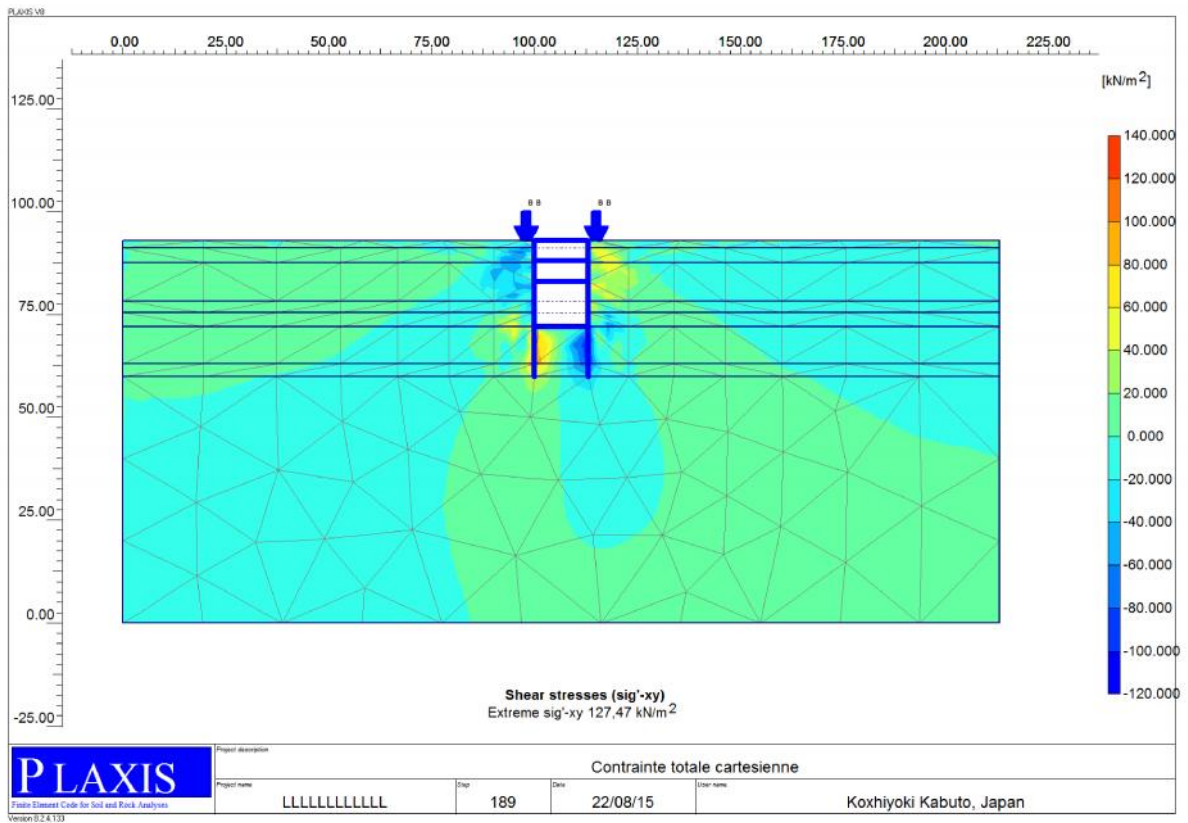
j) PHASES 10



k) PHASES 11

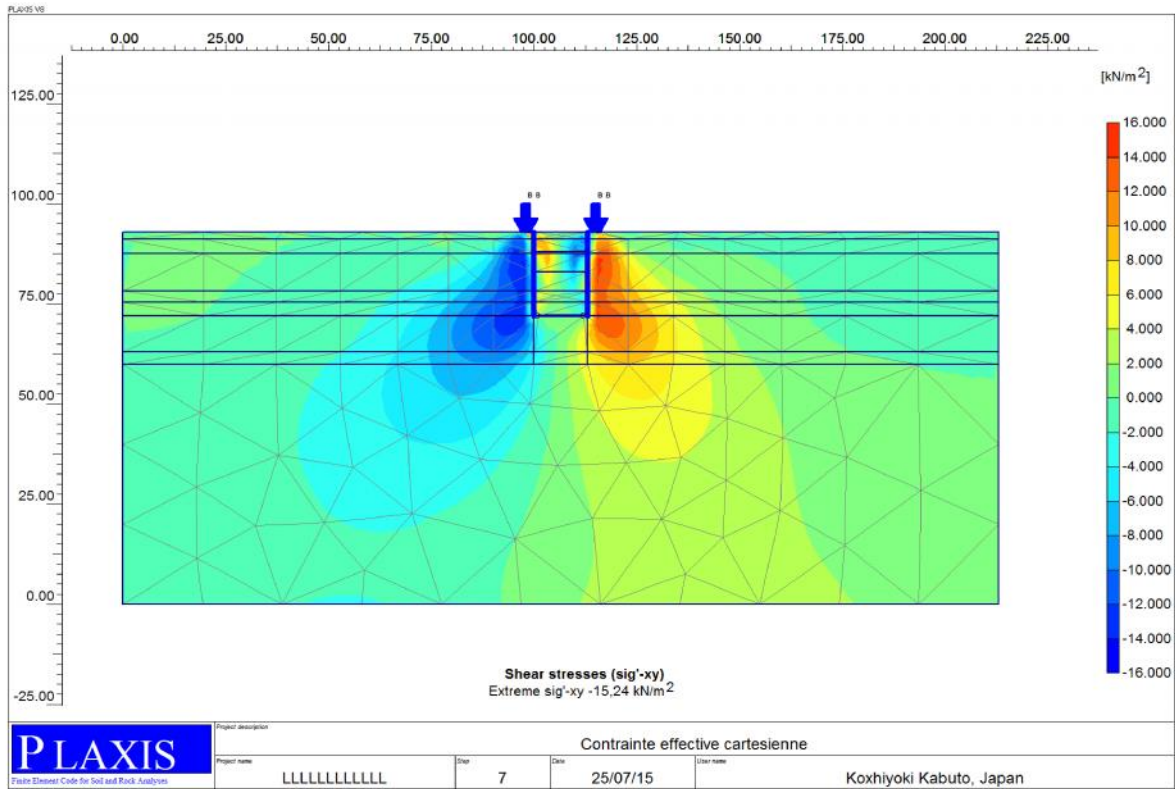


l) PHASES 12

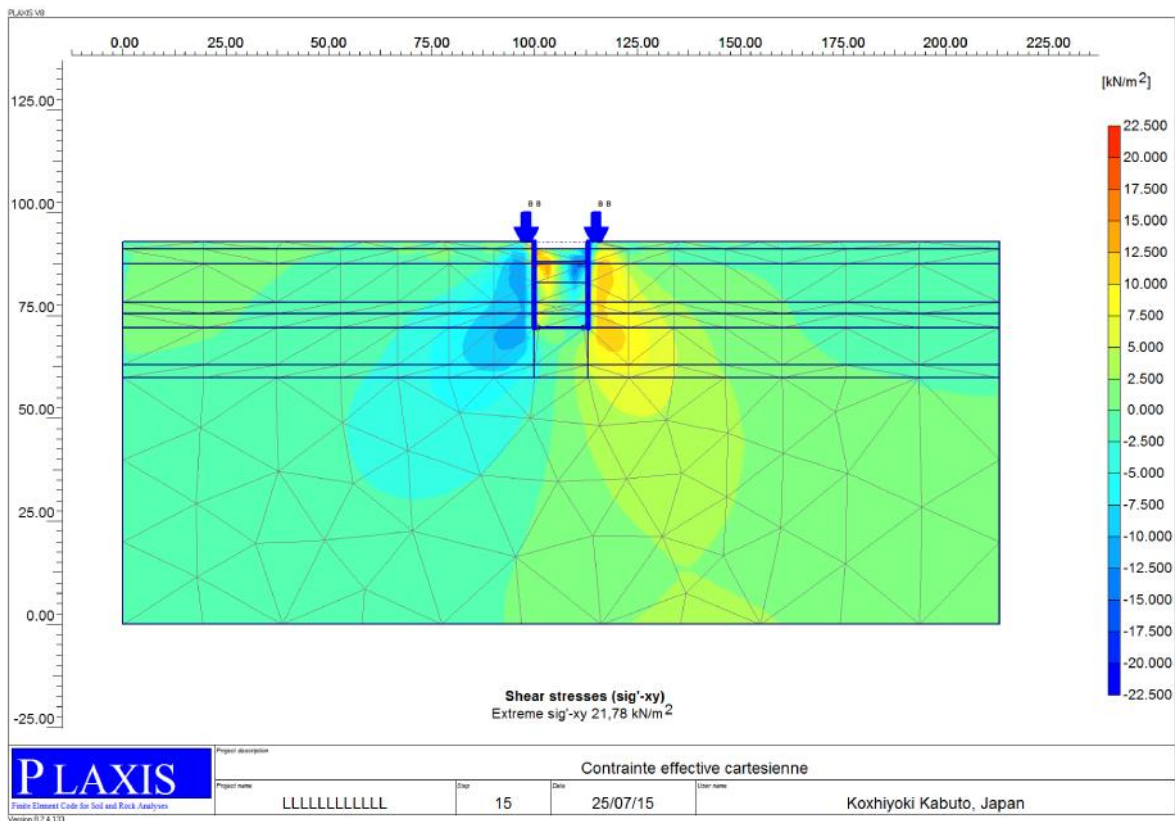


Contrainte effective cartésienne

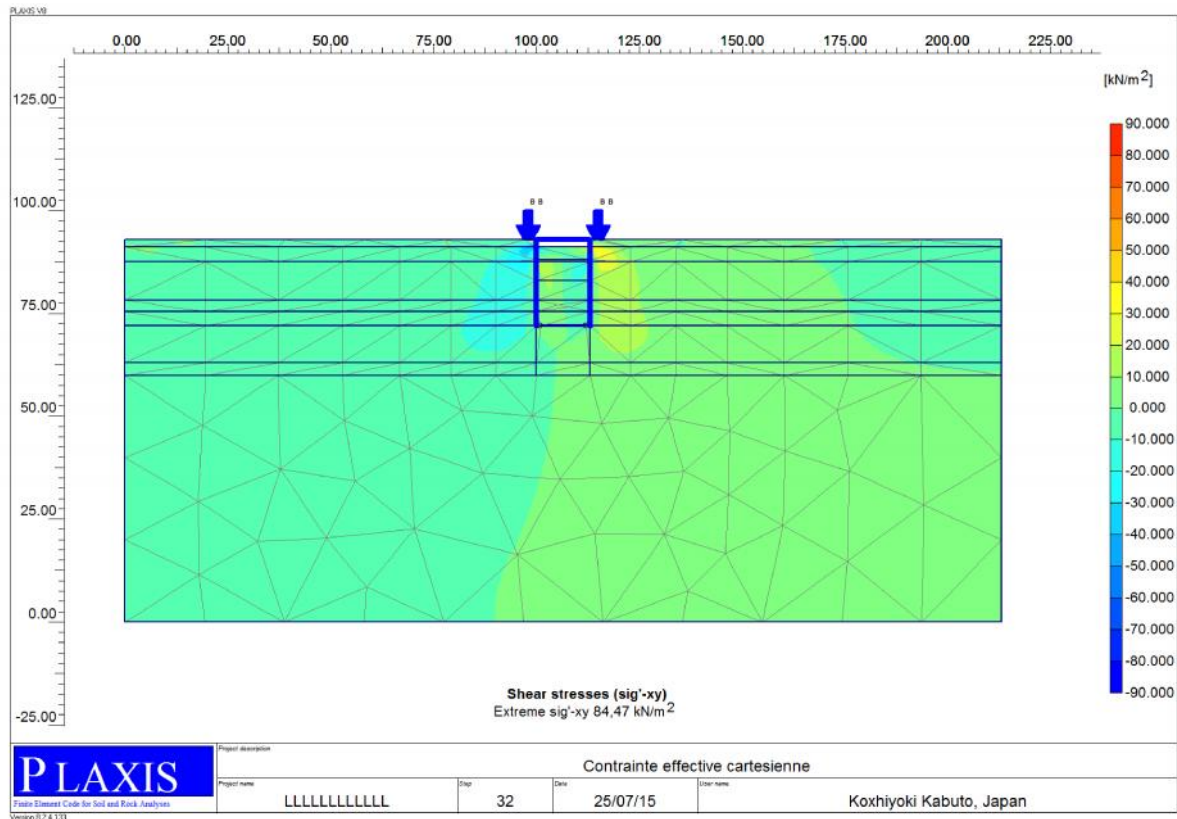
b) PHASES 2



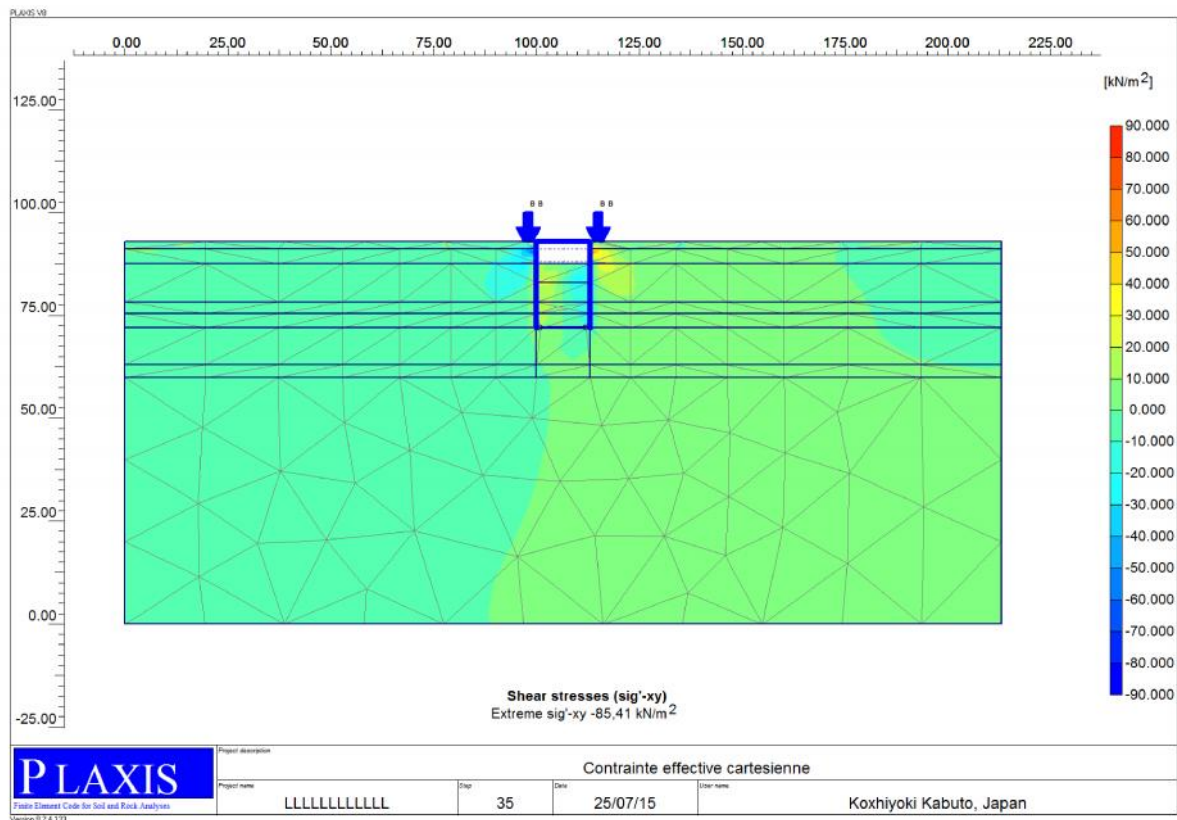
c) PHASES 3



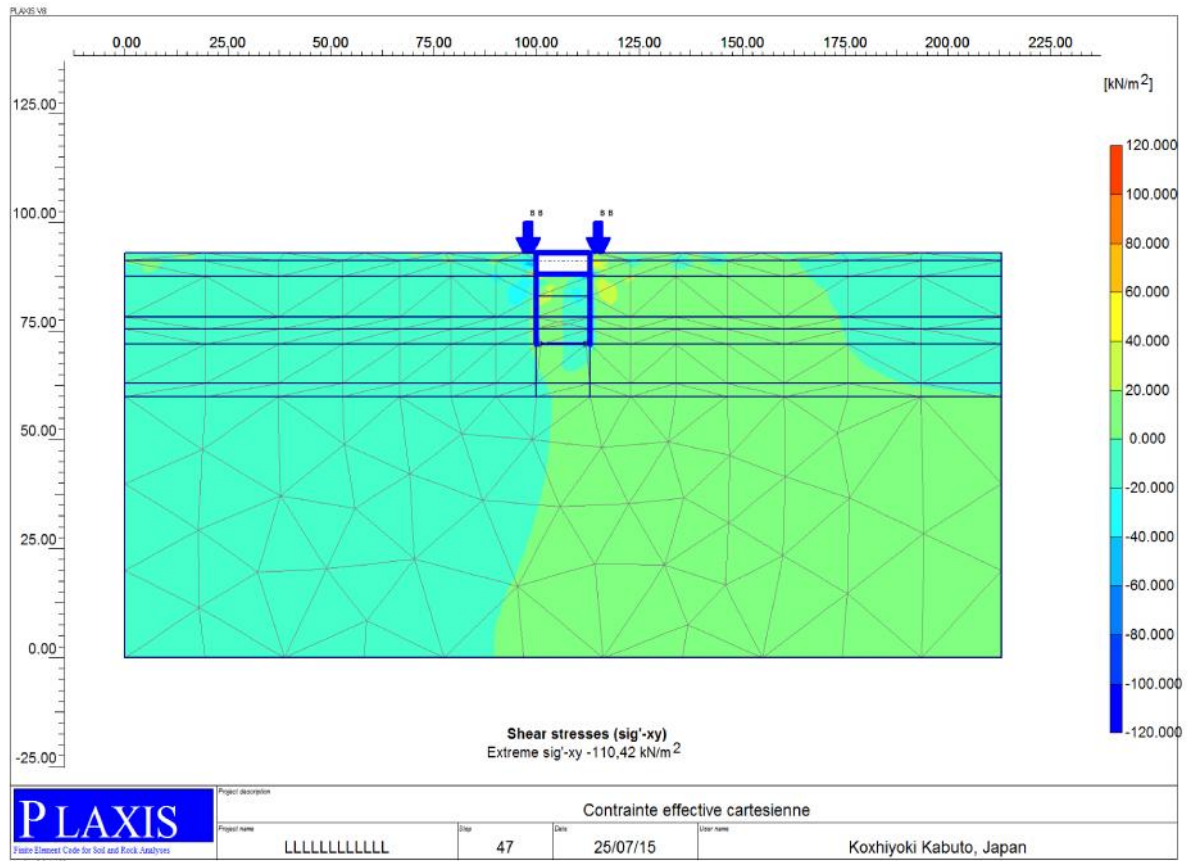
d) PHASES 4



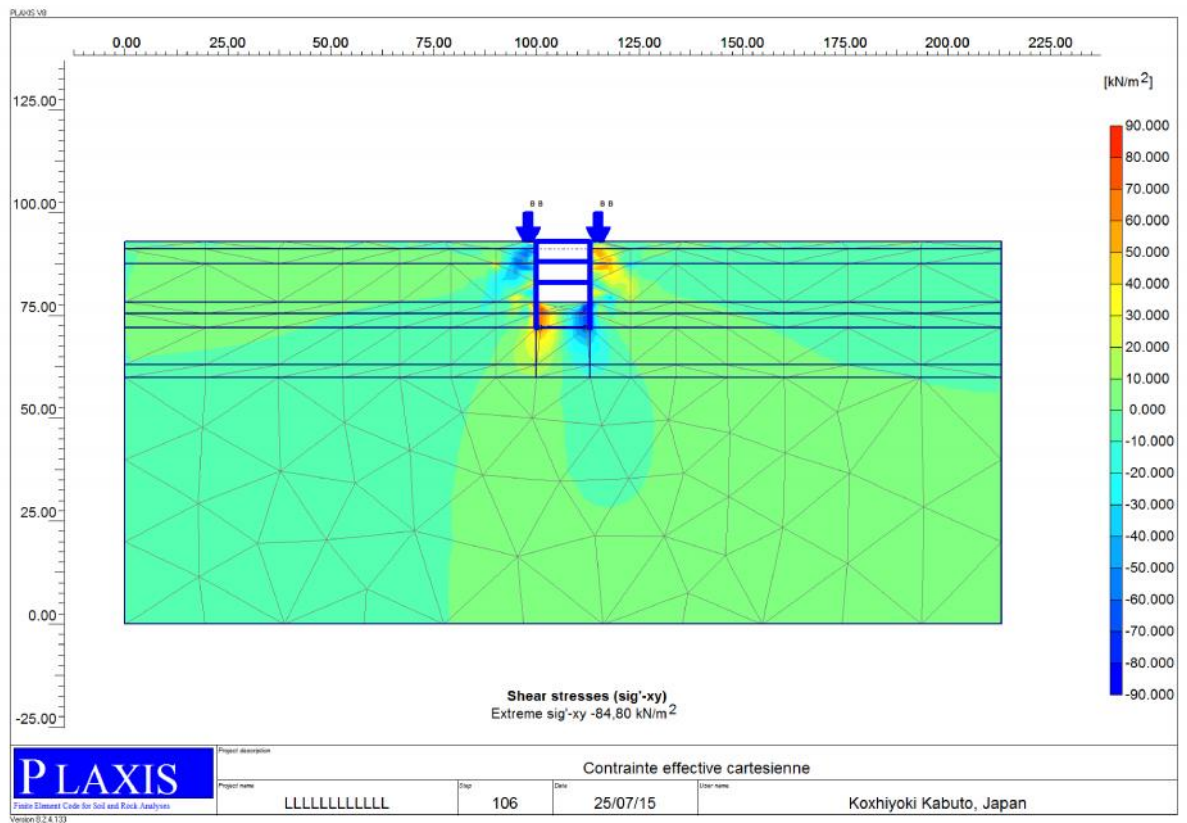
e) PHASES 5



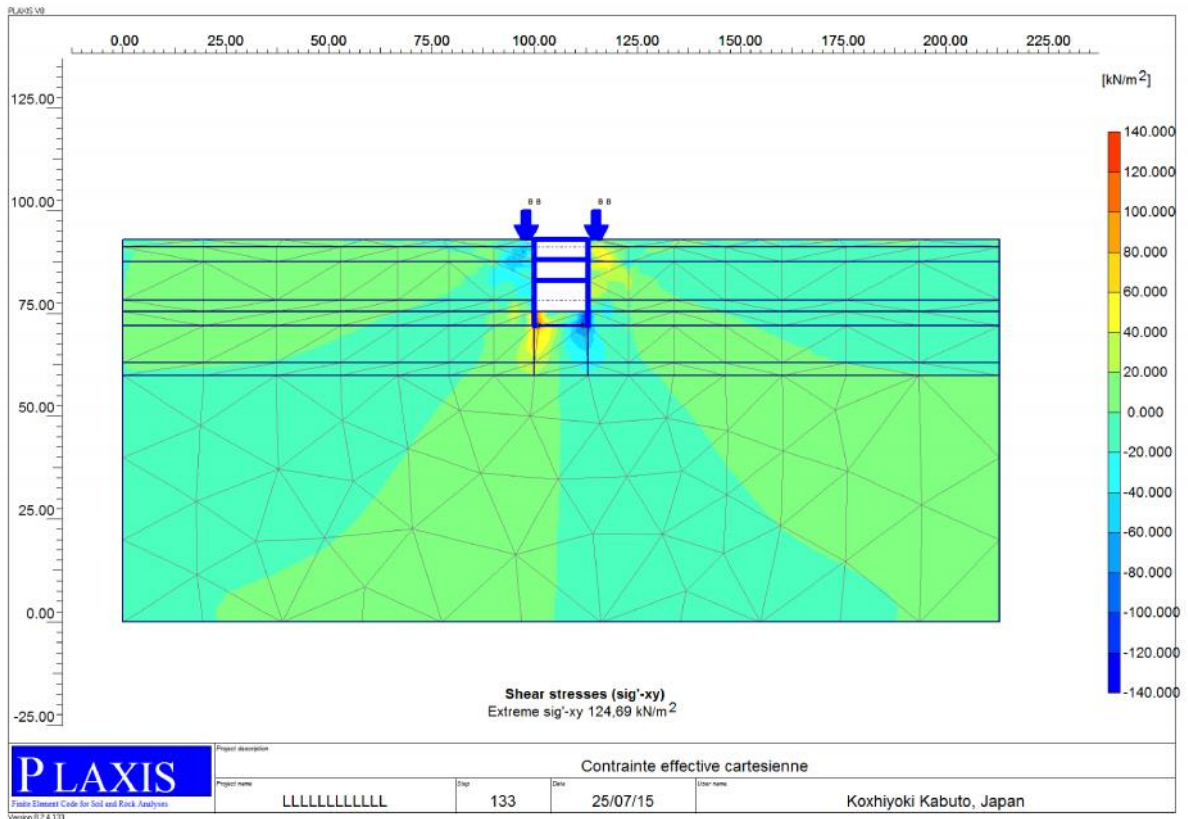
g) PHASES 6



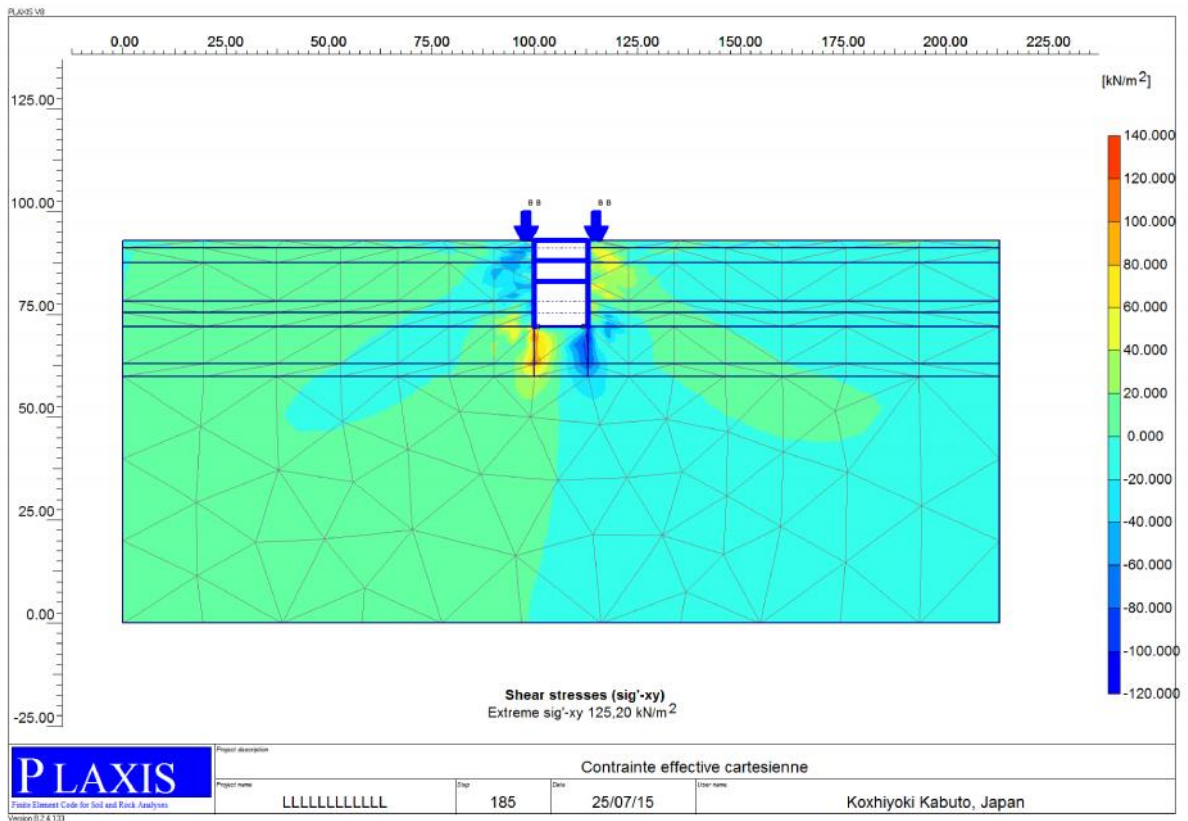
h) PHASES 8



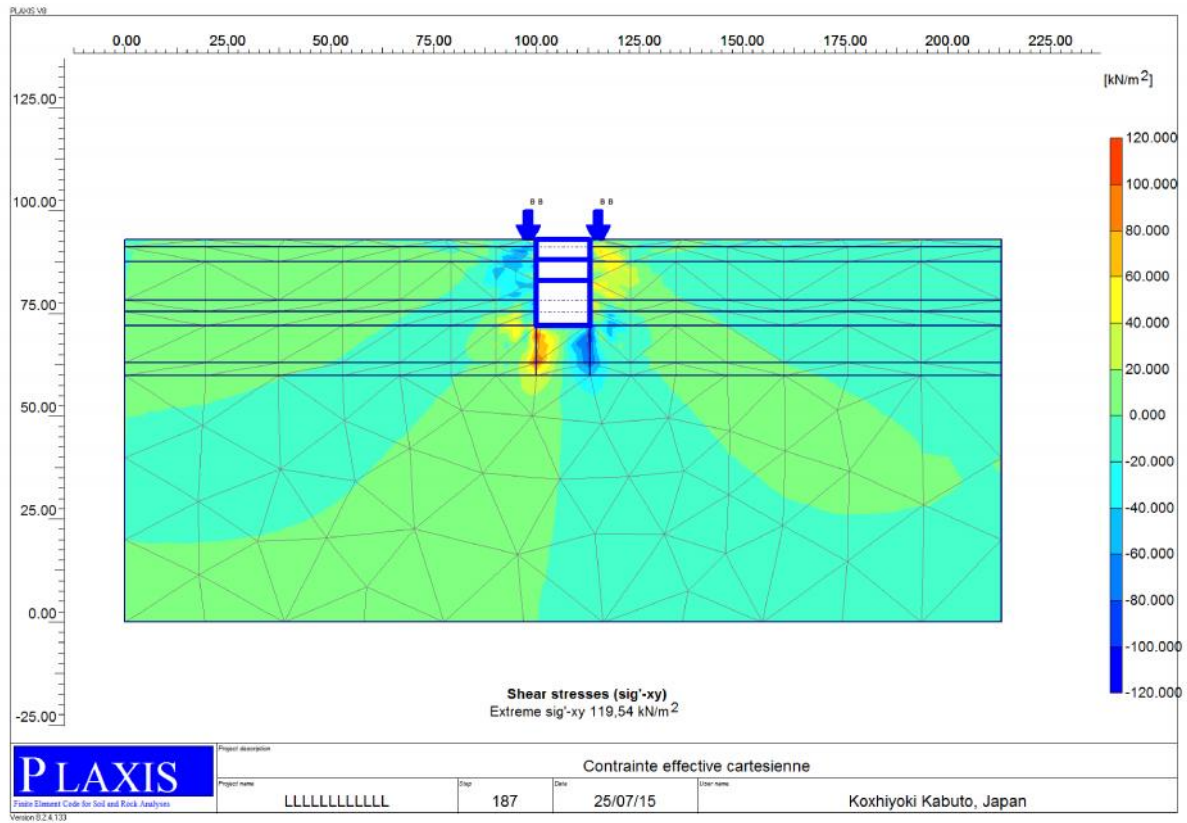
i) PHASES 9



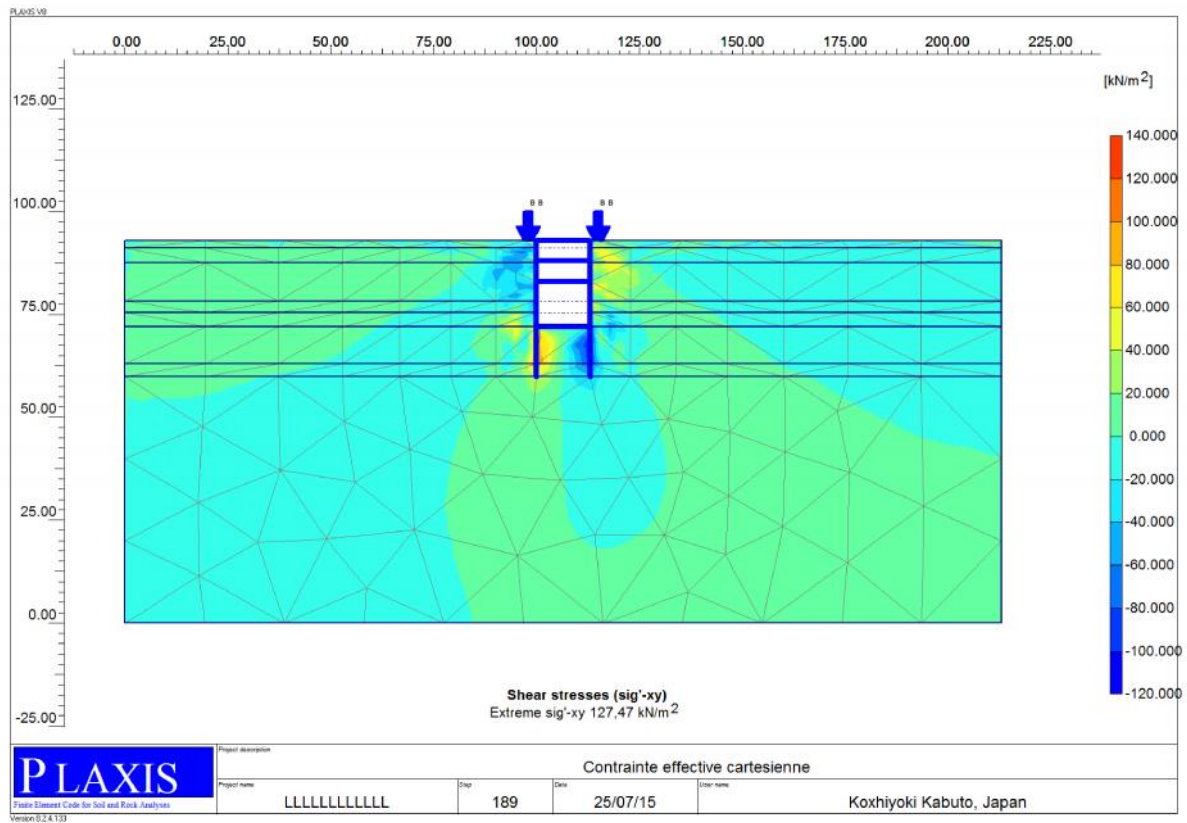
j) PHASES 10



k) PHASES 11



l) PHASES 12



A N N E X E " C "

RESULTAT DE PLAXIS

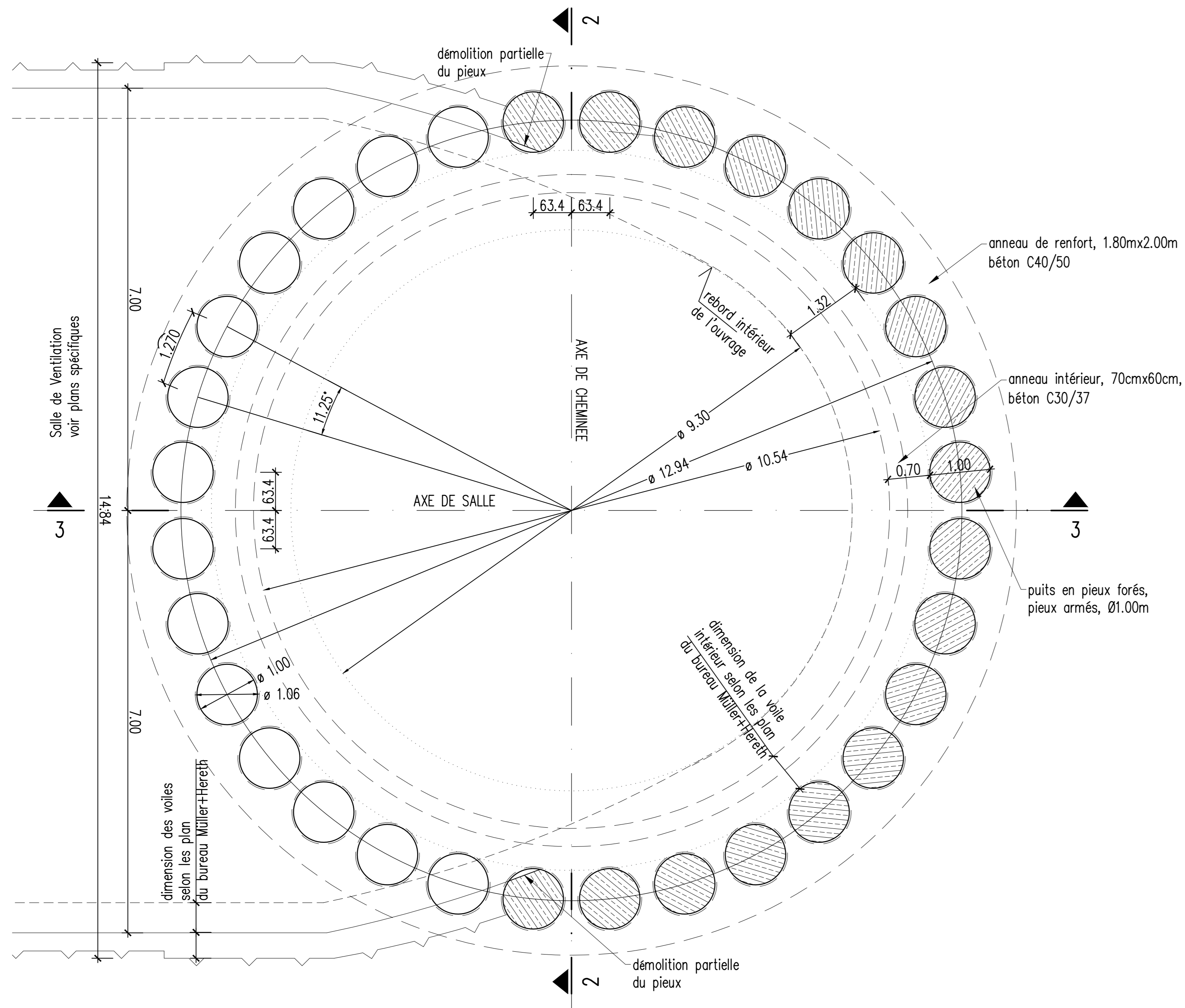
- [1] A. Leonardi, and G. Galli, A. Grimaldi. Three -dimensional modeling of tunnel excavation and lining. Computers and Geotechnics,
- [2] C. Plumelle, C.N.A.M, 2004-2005, Chapitre XV/Pieux -Géotechnique B1/B6
- [3]. cf. Dr K. Széchy: A pneumatikus alapozásról. (Les fondations pneumatiques.) (Vizugyi Kozl, juillet-sept. 1936, pp. 38-42).
- [4]. cf. Dr K. Széchy, 1964, Accidents de fondations ppa. 118. Dunod, Paris.
- [5] Centre d'études des tunnels , Juillet 1998, dossier pilote des tunnels génie civil / section 4 procédés de creusement et de soutènement/ / AVENUE FRANÇOIS-MITERRAND - CASE N°1 - 69674 BRON CEDEX – France .
- [6] Christophe PERSOZ, Patrick GAUTHIER, Réalisation des puits de secours, Directeur du chantier des puits SOCATOP Tunnel, Directeur Travaux Publics de France, CAMPENON BERNARD TP, VINCI CONSTRUCTION France.
- [7] François MARTIN, Janvier 2012, Mécanique des Roches et Travaux Souterrains, Cours et exercices corrigés.
- [8] GUELMAMI Ali, Dimensionnement d'un ouvrage souterrain par la méthode des éléments finis. Cas : Station de métro, thèse.
- [9] Hammadi Younes, Guenouche Mouloud, 2007, Etude et calcul d'un tunnel routier, mémoire de fin d'étude , Université Abderrahmane Mira béjaia.
- [10] Ismail Benamar. 1996, Etude des effets différés dans les tunnels profonds. Applied geology. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, French.
- [11] Janvier 2012, Mécanique des Roches et Travaux Souterrains Cours et exercices corrigés, édition Huitième.
- [12] Kasmia farid, Franchissement des obstacles par les canalisations de transport des hydrocarbures par la méthode des forages dirigés, travaux – SONATRACH / TRC / DIRECTION REPARATION, BETHIOUA, 31210, ALGERIE
- [13] les frères Seguin et Edouard Biot, 1854, entrée d'une des galeries du chemin de fer de Saint-Etienne à Lyon. Extrait du Magasin pittoresque,.
Ci-dessus : tunnel d'Ezéchias, creusé vers 700 avant Jésus-Christ, d'après G. Barkay.
- [14] Le Tunnelier/Rédaction : Thierry Leclercq / Elève ETC 3ème / Ch. Du Clos 12 / 1615 Bossonnens /Date : 12 décembre 2009
- [15] TOUAMRIA SABRI, Modélisation numérique tridimensionnelle de l'effet du creusement d'un tunnel sur le comportement des superstructures sus. Jacentes. Mémoire /

Université de Souk-Ahras, Institut des Sciences et de Technologie Ecole Doctoral en Génie Civil –U. Skikda.

[16] été 2010, du Développement durable et de la Mer, mémoire, revue du ministère de l'Écologie, de l'Énergie,

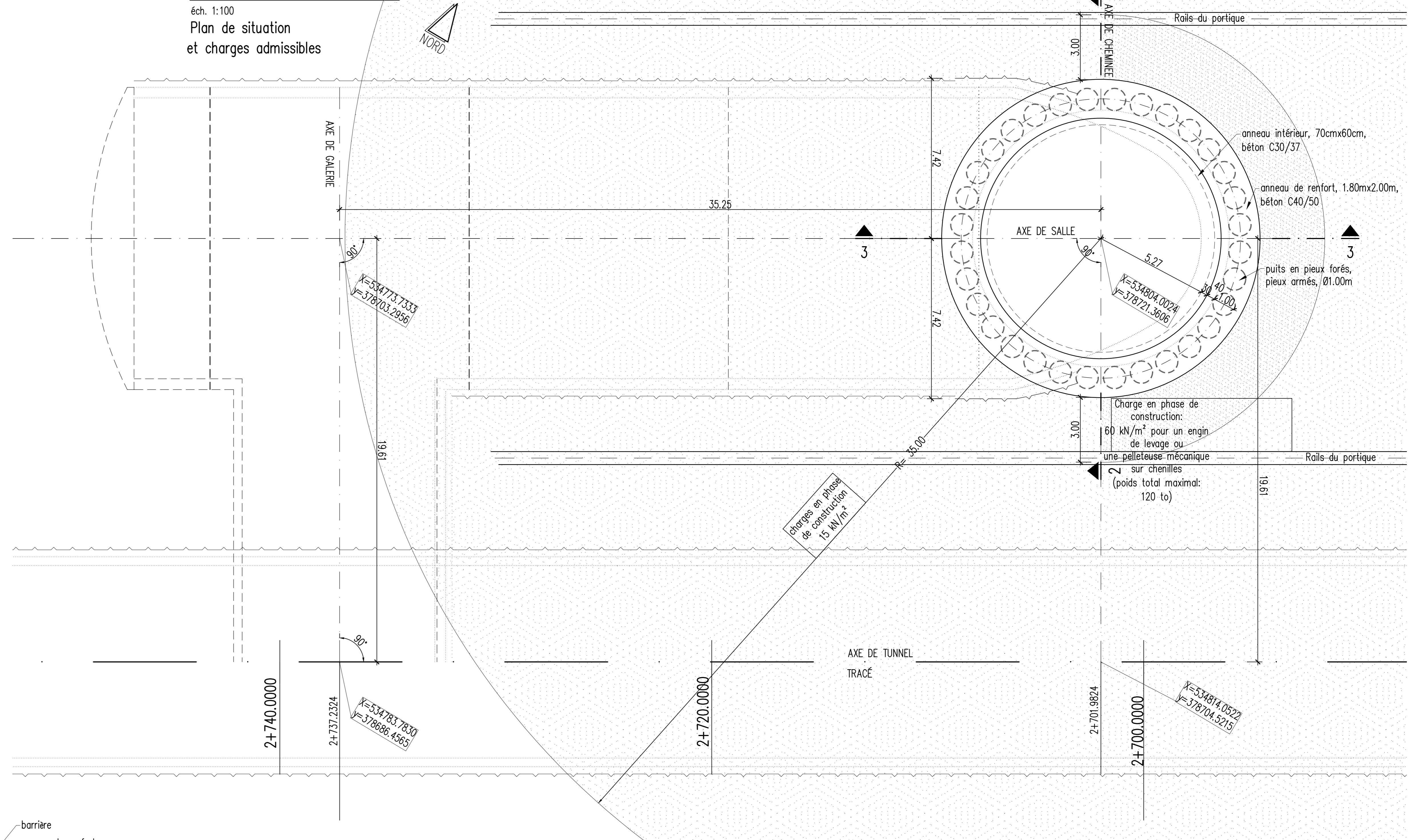
PV 5 – Puits de ventilation

éch. 1:50
Coupe 1-1

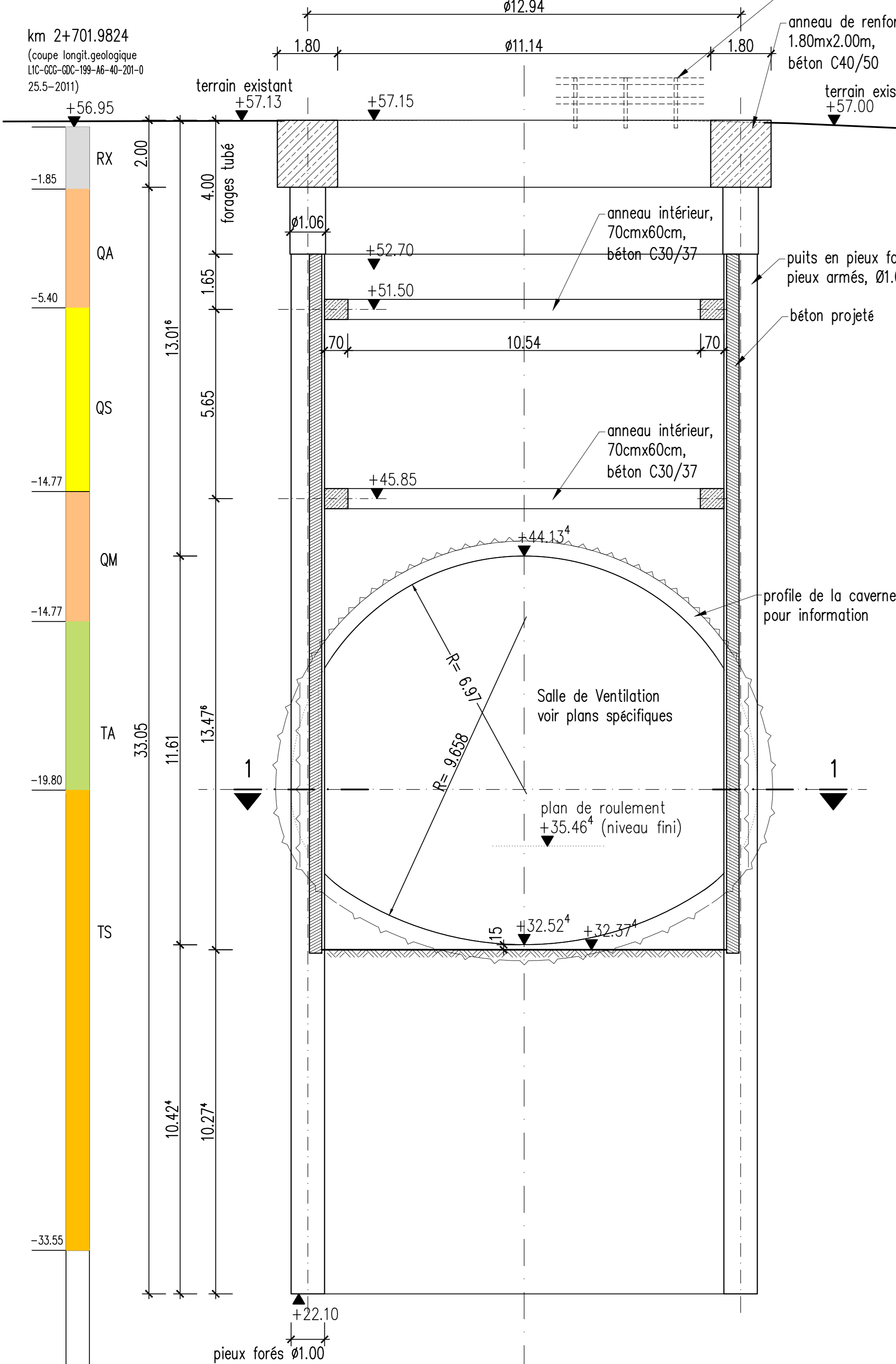


Puits de ventilation PV 5

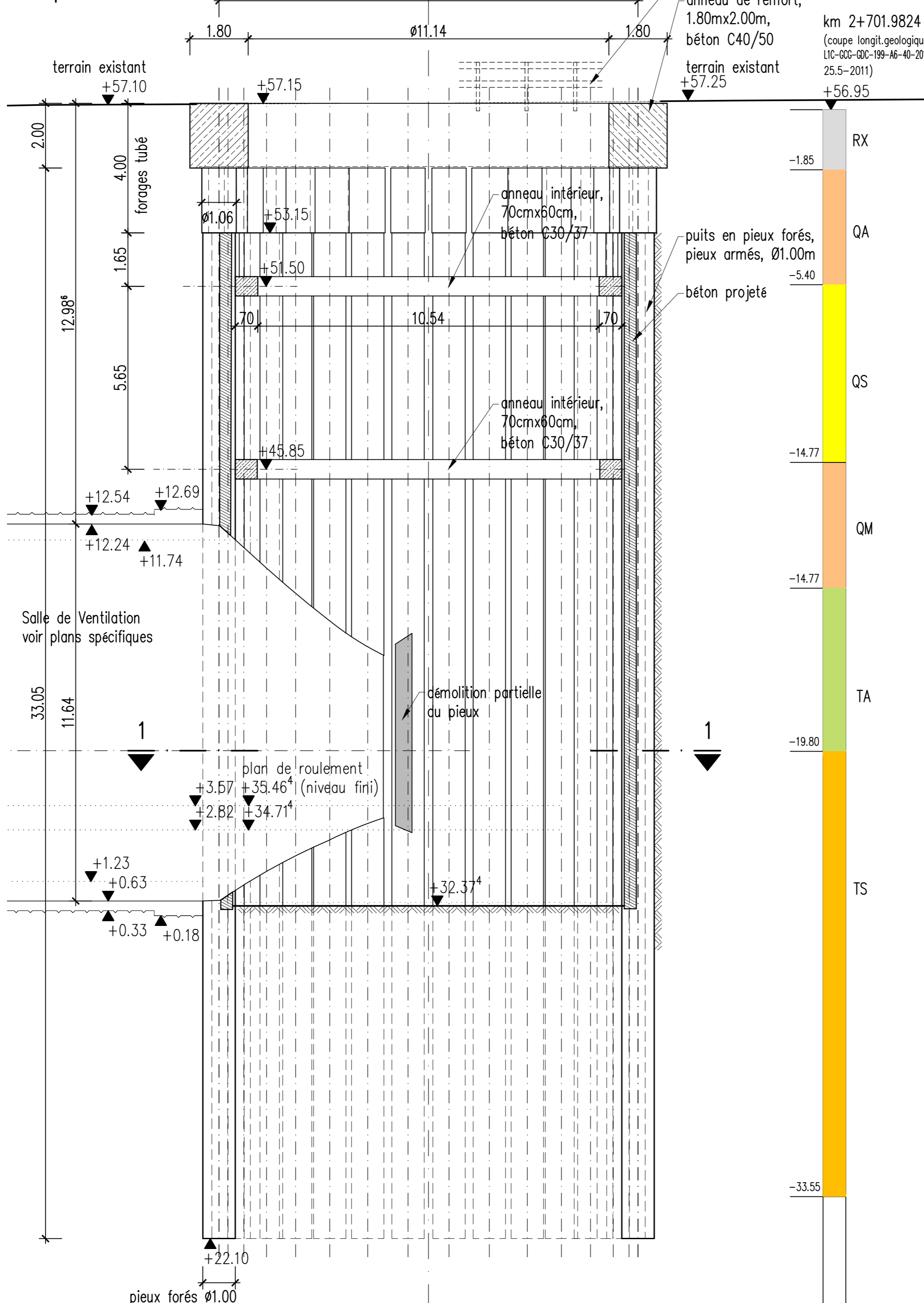
éch. 1:100
Plan de situation
et charges admissibles



PV 5 éch. 1:100
Coupe 2-2

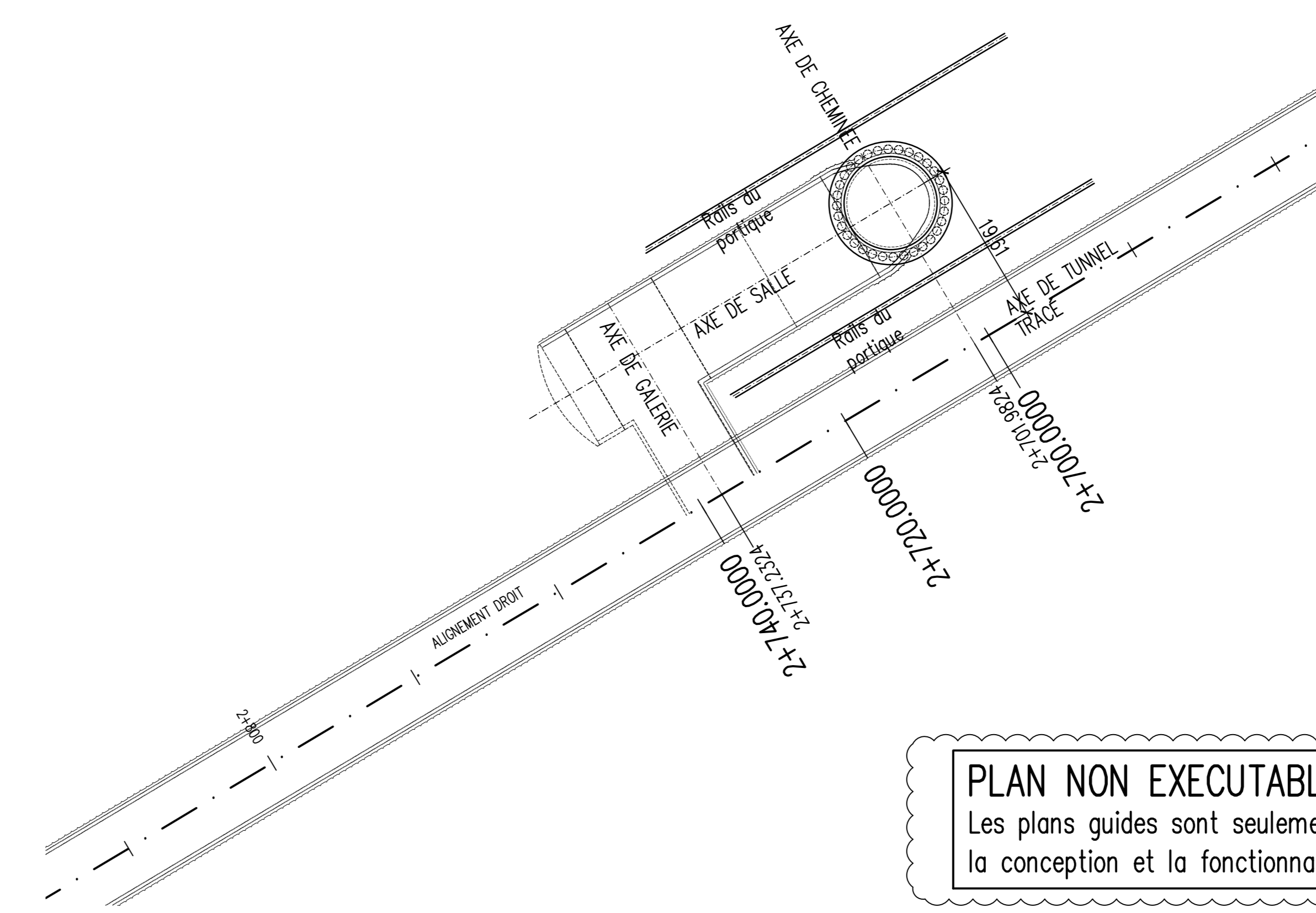


PV 5 éch. 1:100
Coupe 3-3

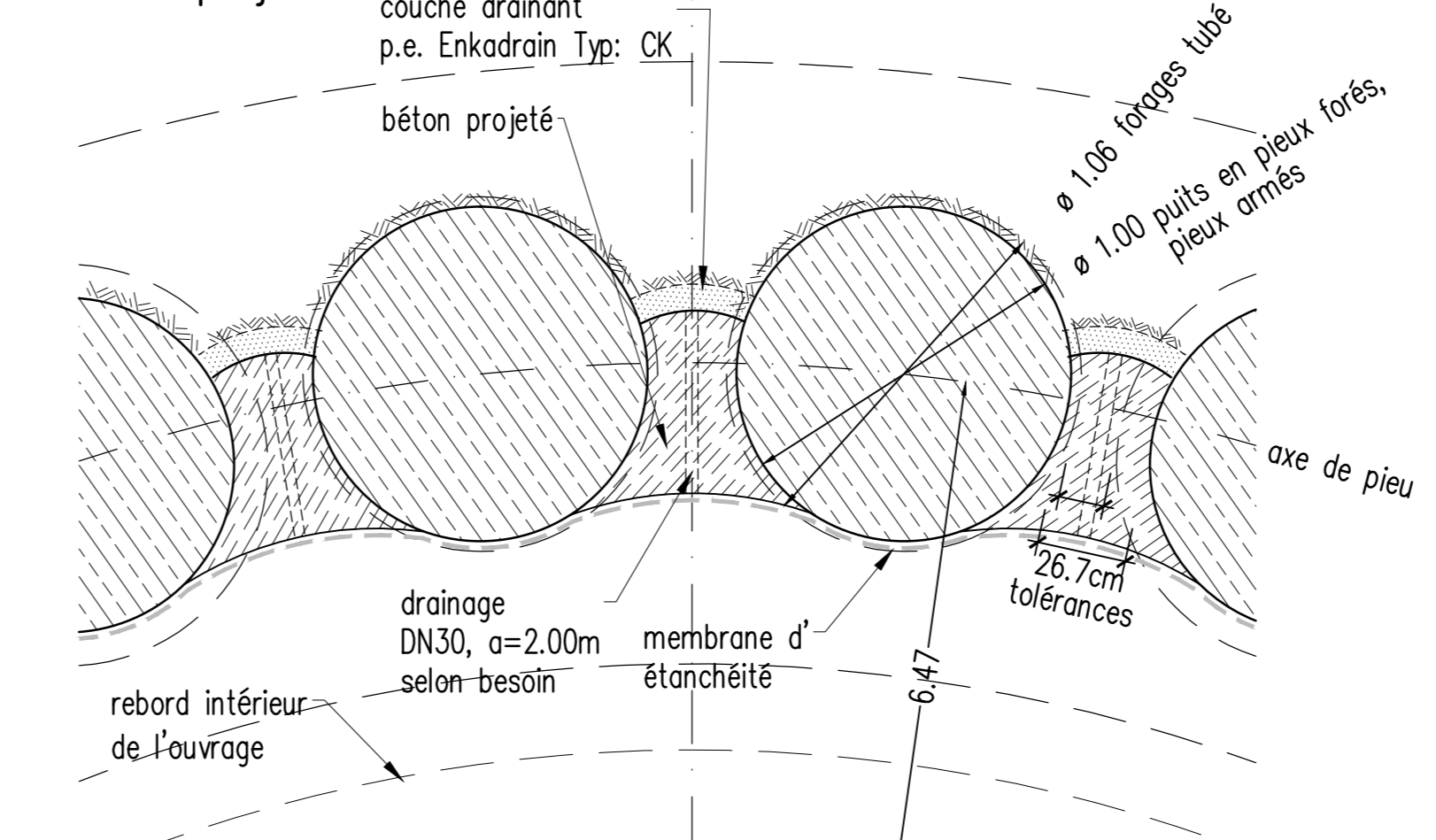


Plan de situation PV5

éch. 1:500



Détail éch. 1:20
béton projeté



Note:

Les charges en phase de constructions prennent en compte un engin de levage sur chenilles (poids max. 120 to) où une pelleuse mécanique (poids max 120 to) où en alternative le portique.

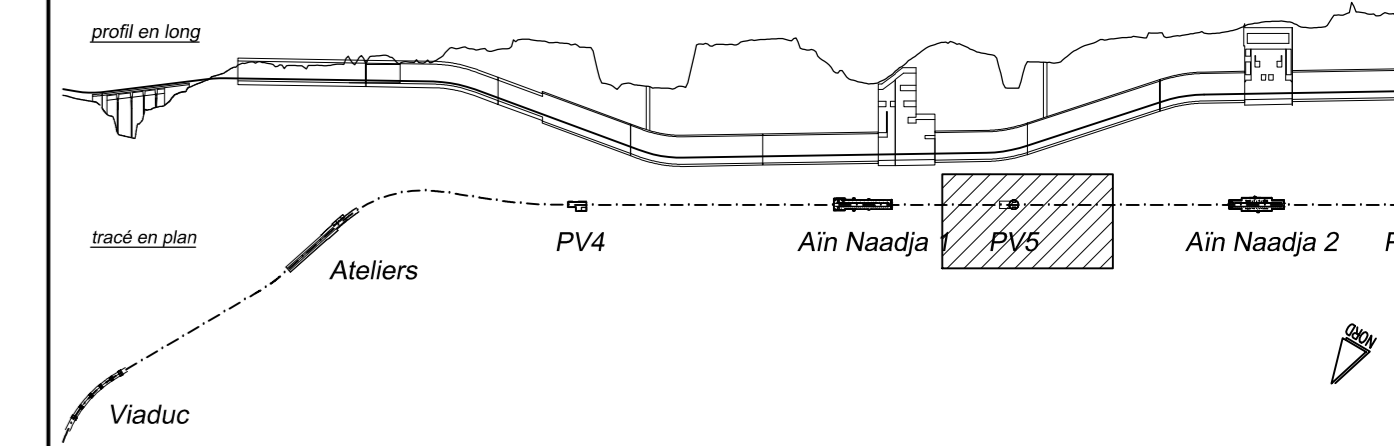
La coverne et la salle de ventilation ne font pas partie de ce plan.

Tolerances pour les forages des pieux:
horizontalement à la tête: ±5 cm
verticalement: ±0,5%

A	31.05.2012	plan BPE selon FdO LIC GCG MOE 262 CE 70 001 0	Boston	Weizenegger
01	09.08.2011	première émission du plan	Münzenm.	Mey
INDICE	DATE	MODIFICATION	ADAPT.	REVIS.

N° du Document:	L1C	GCG	GDC	262	A7	13	001	A
	Ligne	Spéciale	Entreprse	Section	Structure	Travaux	Numero	Indice

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DES TRANSPORTS
مؤسسة ماترو الجزائر
ENTREPRISE DU METRO D'ALGER



Projet: **LIGNE 1 - EXTENSION C**
HAÏ EL BADR - AÏN NAADJA

Section: D6.2
Bureau d'étude: **SSF Ingenieure**

Plan guide du puits de ventilation PV5
vue en plan, coupes

GROUPEMENT DYWIDAG - COSIDER
DYWIDAG **cosider**

Alger, le	Date	Norm	Signature	Format du papier				
	11.07.2011	Münzenmaier	<i>Münzenmaier</i>	A0				
	11.07.2011	Mey	<i>Mey</i>	Echelle				
	11.07.2011	Schleith	<i>Schleith</i>	1:100/50/20				
N° du Document:	L1C	GCG	GDC	262	A7	13	001	A
	Ligne	Spéciale	Entreprse	Section	Structure	Travaux	Numero	Indice

La liste des tableaux

Tableau. I.1. caractéristiques géotechniques générales du site.	14
Tableau. III.1. résultats des essais de densité sèche et humide / Teneurs en eau	29
Tableau. III.2. Résultats des analyses granulométriques.....	30
Tableau III.3. Résultats des essais d'Atterberg	31
Tableau III.4. Résultats des essais de compressibilité	32
Tableau III.5. Résultats des essais de cisaillement à la boîte (essai UU).....	32
Tableau. IV.1. Résulta de calcule des contraintes	38
Tableau. IV.2. Résulta de calcule des forces.....	38
Tableau. IV.3. Résulta de calcule des moments.....	39
Tableau. IV.4. Résulta de calcule des contraintes	40
Tableau. IV.5. Résulta de calcule des forces.....	41
Tableau. IV.6. Résulta de calcule des moments.....	41
Tableau. IV.7. Résultat de calcule des contraintes.....	43
Tableau. IV.8. Résultat de calcule des forces.....	43
Tableau. IV.9. Résultat de calcule des moments.....	44
Tableau. IV.10. la charge limite de pointe a court terme	45
Tableau. IV.11. La charge limite de pointe a longé terme	45
Tableau. IV.12. représentative les valeurs de P_1 , P_0 , K_0 et P_1^* en fonction des couche de sol. .	47
Tableau. V.1. Différents paramètres et unités	53
Tableau. V.2. Les coordonné des points	58

Liste des figure

Figure. I.1. Vue du tracé du métro d'Alger	6
Figure. I . 2. Carte de localisation des grands ensembles du Nord de l'Algérie et principaux gites.	9
Figure. I .3. Carte géologique générale de l'Algérie.	10
Figure. I .4. ouvrage d'extraction d'air PV5- Plan de situation.....	11
Figure .I.5. Localisation des sondages	12
Figure. I.6. Coupe géologique autour de Puits de Ventilation 5	13
Figure. II.1. Voûtain de terrain entre deux cintres. [13].....	25
Figure. II.2.Technique de l'enfilage. [13]	25
Figure.III.1.forage des pieux.....	33
Figure. IV.1.Pieu foré tubé.....	36
Figure. IV.2. Diagrammes des forces et des moments	40
Figure. IV.3.diagrammes des poussé des terre	42
Figure. IV.4.diagrammes des forces horizontale et vertical.	43
Figure. V.1. Maillage du projet.....	58
Figure. V. 2 .Génération de la géométrie du modèle	59
Figure. V.3. Génération de la géométrie du modèle plus claire	59
Figure. V.4. Schéma de la 1 ^{ere} phase	60
Figure. V.5.Schéma de la 2 ^{eme} phase	60
Figure. V.6. Schéma de la 3 ^{eme} phase	61
Figure. V.7. Schéma de la 4 ^{eme} phase	61
Figure. V.8. Schéma de la 5 ^{eme} phase.....	62
Figure. V.9. Schéma de la 6 ^{eme} phase	62
Figure. V.10. Schéma de la 7 ^{eme} phase	63
Figure. V.11. Schéma de la 8 ^{eme} phase	64
Figure. V.12. Schéma de la 9 ^{eme} phase	64
Figure. V.13. Schéma de la 10 ^{eme} phase	65
Figure. V.14.Schéma de la 11 ^{eme} phase	65
Figure. V.15. Schéma de la 12 ^{eme} phase	65
Figure. V.16. Schéma de la 13 ^{eme} phase	66
Figure. V.17. déplacement total.....	67
Figure .V.18.Déplacement total	68
Figure. V.19. Déplacement total.....	69
Figure. V.20. Graphe de déplacement total en fonction de temps on tout les phases	69
Figure .V.21.Contrainte totale cartésienne	70

Liste des figure

Figure. V.22. Contrainte totale cartésienne	70
Figure .V.23. Contrainte totale cartésienne	71
Figure. V.24. Contrainte totale cartésienne	71
Figure. V.25. Contrainte totale cartésienne	72
Figure. V.26. contrainte effective cartésienne	73
Figure. V.27. contrainte effective cartésienne	73
Figure. V.28. contrainte effective cartésienne	74
Figure. V.29. contrainte effective cartésienne	74
Figure. V.30. contrainte effective cartésienne	75
Figure. V.31. Ferrailage des pieux forés	75
Figure. V.32. Schéma Ferrailage des pieux forés	76