

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET
POPULAIRE**
**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE**
UNIVERSITE M'HAMED BOUGARA-BOUMERDES



Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme Master

Filière : Génie Civil

Option : Géotechnique

Thème

Modélisation numérique du creusement du tunnel du metro d'Alger
avec PLAXIS 2D et 3D avec l'application de la méthode de
convergence-confinement

Réalisé par :

Mme GHAZI Ouissam

Mme BENMAHDI Soumaya

Encadré par :

MESSAFER Tahar

Promotion 2021/2022

REMERCIEMENTS

Enfin, nous y voilà !!

La rédaction de ces quelques lignes, en guise de remerciements, signifie que nous sommes arrivées à la fin de cette aventure. Un objectif atteint parmi tant d'autres et la liste est encore longue. Quel beau et difficile moment à la fois quand on passe à l'écriture des « Remerciements », les sentiments sont inexprimables en pensant à toutes les personnes qui ont fait ce voyage avec nous dès le début.

En effet, ce travail n'a pas été un parcours en solitaire. Nous n'aurons sûrement pas pu faire parvenir ce projet de la même manière, sans les conseils avisés, et les encouragements de chacun d'entre vous.

« Nous remercions en premier Dieu pour tout ».

Nous remercions nos parents qui ont sacrifiés leur vie pour notre bien.

Nos sincères remerciements s'adressent au Professeur « MESSAFER Taher », notre encadrant pour avoir accepté de diriger notre projet fin d'étude, Nous ne trouvons pas les mots pour t'exprimer nos reconnaissances, nos gratitude, nos admirations. Tu as toujours été disponible pendant les moments de doute qui n'ont pas manqués durant notre travail, et tu nous as énormément poussé à prendre du recul pour ne jamais renoncer, ne jamais abandonner. Ta rigueur scientifique, ta patience, ton sens de la perfection, ta réactivité, tes réflexions, tes précieux conseils, nous ont aidé à mieux cerner notre sujet jusqu'à son aboutissement. Merci pour la confiance que tu as eue en nous, merci pour tes directives, tes encouragements, tes critiques constructives, merci pour toutes les discussions enrichissantes nous sommes vraiment contentes et fières de travailler avec lui. Nous te témoignons ici tous nos reconnaissances.

Nous tenons à adresser nos vifs remerciements aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à ce travail et pour avoir accepté d'évaluer ce mémoire nous avons l'honneur que notre travail a été jugé par eux.

Nous n'oublions pas de remercier aussi l'ensemble du corps enseignement, trouvent ici nos reconnaissances et nos gratitude.

Tous nos camarades, pour les moments partagés durant notre formation et tous ceux dont les noms n'ont pas été cités et qui ont contribué à la réalisation de ce mémoire, nous adressons notre profonde gratitude.

Dédicace

Au début je commence à rendre grâce à Dieu et sa bonté, pour la patience et le courage qu'il m'a donné pour arriver à ce stade.

Je dédie ce modeste travail :

A celle qui m'as transmis la vie, le courage, l'amour, à toi chère maman. Tu représentes pour moi le symbole de la bonté et la source de la tendresse et l'exemple de dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi ...

A mon très cher père que nul mot puisse exprimer mes sincères sentiments, pour votre patience, votre aide, votre encouragement, en témoignage de mon profond amour et respect pour vos grands sacrifices...

A mon petit frère Salim je te remercie pour votre précieux soutien et patience.

A ma grande famille maternelle spécialement mes chères cousines : Sabah, Asmaa et Mounira ...je vous adore ...

A ma très chère amie intime Souad, merci pour ton encouragement et le bon repas à chaque fois qu'on se rencontre...

A mes chères amies « Amel, Asmaa, Maria, Ilham » je vous remercie pour votre support et je vous souhaite une bonne continuation et une longue vie pleine de succès ...

A l'âme de ma chère tante Nacera qu'ALLAH t'accueille dans son vaste paradis....

A tous les membres de groupe « Hawas -Mania »

A ma très chère binôme Ouissam, qui m'a accompagné tout au long de ce chemin comme une amie. Elle m'a soutenue et m'encouragé sur tous les niveaux que son avenir soit aussi brillant qu'elle...

Soumaya

Dédicace

Avec un grand plaisir je dédie ce travail qui est le résultat de plus que 17 années de travail durent, aux personnes les plus chères dans ma vie :

À l'homme le plus spécial qui était avec moi toute ma vie, qui m'a appris tout, celui qui m'a encouragé à toujours être la meilleure version de moi, il était mon idole mon école, mon soutien continu. Il était et il sera toujours mon idole, à mon cher père aucune dédicace ne serait exprimée mes respects et mon profond d'amour.

À ma chère mère, parce que ce travail est le fruit de ses sacrifices qu'elle a consentis pour mon éducation : Maman, aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que tu mérites. Tu n'as jamais cessé de m'encourager et de prier pour moi... ta prière et ta bénédiction m'ont été d'un grand secours pour mener à bien mes études. Je te dédie ce travail en témoignage de mon profond amour, puisse Dieu te préserver et t'accorder santé, longue vie.

À mes sœurs source de motivation et d'encouragement « Karima & Nassima & Ibtissem » et à mes frères « Imed & Marwan & Youcef », pour leurs encouragements.

À ma chère nièce « Aya » un spécial dédicace à toi ma princesse.

À mes chères neveux « Akram, Chems-eddine & Mohamed ».

À mes meilleures amies « Chaima, Sihem, Maroua, Maria, Ghizlane, Amel, Fayrouz, Yasmine, Asma, Ilhem, Rym, Wafa ».

À « CHAMA Fatima » qui, a répondu toujours favorable et avec patience à mes préoccupations tout au long de mon mémoire... Merci.

A l'âme de ma chère amie Meriem qu'ALLAH t'accueille dans son vaste paradis....

À celle qui m'a collaboré dans la réalisation de ce mémoire, à toi ma chère binôme Soumaya pour ton entente, ton soutien, et ta sympathie.

À moi-même, je ne pouvais pas être plus fier de moi, de moi et de moi, d'avoir survécu à ces années avec succès, pour avoir géré toutes les journées douloureuses et stressantes. Et c'est la fin de mon parcours universitaire.

À la fin, à toute personne qui avait dit un jour que je ne peux pas être ingénieur, Merci pour votre confiance je suis là.

Ouissam

Principales notations et abréviations.

<p>λ: Taux de déconfinement.</p> <p>K : Facteur de l'état de contrainte dans le massif.</p> <p>R : rayon du tunnel.</p> <p>E : module de Young.</p> <p>S_{max}: Tassement maximale en surface.</p> <p>V_s : volume de la cuvette.</p> <p>V_t : volume théorique du tunnel.</p> <p>V_L : volume perdu.</p> <p>i: Largeur de la cuvette.</p> <p>z: Profondeur du tunnel.</p> <p>H_p: Hauteur de la surcharge de terrain uniformément répartie suivant l'horizontal.</p> <p>B: Largeur de la galerie.</p> <p>H_t: Hauteur de la galerie.</p> <p>RQD : Rock quality designations.</p> <p>RMR : Rock mass Rating.</p> <p>K_p : coefficient de butée.</p> <p>u_d: Déplacement radial.</p> <p>MC : Mohr Coulomb.</p> <p>HSM : hardening soil model.</p> <p>σ_{ci} : La résistance en compression simple de la roche saine.</p> <p>PK : point kilométrique.</p> <p>SC : sondage carotté.</p> <p>CN : coefficient de normalisation.</p> <p>$(NSPT')_{60}$: nombre de coups normalisé et corrigé pour un appareil non standard.</p> <p>γ_h : Poids volumique humide.</p> <p>φ': Angle de frottement effectif.</p> <p>EI : rigidité de flexion.</p>	<p>Q : indice de qualité.</p> <p>J_n : Est l'expression du nombre de familles principales de discontinuités.</p> <p>J_r : Caractérise la rugosité des faces des joints.</p> <p>J_a : Définit le degré d'altération des joints.</p> <p>J_w : Spécifie les conditions hydrogéologiques.</p> <p>SRF: Stress Reduction Factor.</p> <p>D_e: Dimension équivalente de l'ouvrage.</p> <p>ESR : Excavation Support Ratio.</p> <p>MCC : méthode de convergence confinement.</p> <p>σ_0: Contrainte initiale.</p> <p>ϑ: Coefficient de poisson.</p> <p>φ : Angle de frottement.</p> <p>R_c: La résistance en compression simple des terrains.</p> <p>MEF : méthode des éléments finis.</p> <p>ϕ : Angle de dilatance.</p> <p>C : la cohésion.</p> <p>S : Un paramètre définissant le degré de fissuration.</p> <p>APD : étude avant-projet définitif.</p> <p>CPC : Compagne de prospection complémentaire.</p> <p>$\sigma_{v'}$: la contrainte verticale effective.</p> <p>a_{max} : Coefficient d'accélération.</p> <p>SP : sonde pressiométrique.</p> <p>γ_d : Poids volumique sec.</p> <p>S_u: Cohésion non-drainé.</p> <p>K_0 : coefficient des terres au repos.</p>
---	---

EA : rigidité à la compression. UY : déplacement vertical. PLAXIS 3D : geotechnical finite element software three dimensional.	UT : déplacement total. PLAXIS 2D : geotechnical finite element software two dimensional.
--	--

Résumé

Dans le cadre d'exécution de projet métro d'Alger extension El-Harrach-Bab Ezzouar – Aéroport international d'Alger, un tunnel constitué de 10 tronçons sera creusé dans une zone urbaine selon la méthode de construction au tunnelier (TBM).

Notre travail consiste à l'étude du comportement lors de la construction du tunnel dans un sol multicouche par le biais des logiciels PLAXIS 2D et 3D.

Dans un premier temps nous avons utilisé PLAXIS 2D version 8.6 pour modéliser le sol et le tunnel. Ensuite nous avons appliqué la méthode de convergence confinement au model en utilisant le logiciel Plaxis 2D. La méthode convergence-confinement (MCC) est une méthode d'analyse simplifiée de l'interaction entre le terrain et le soutènement et permet d'échapper à la complexité d'un modèle à trois dimensions.

Les résultats ont montré que le déplacement final a diminué après l'application de la MCC. La valeur obtenue avec la MMC est plus logique car elle tient compte du comportement réel du sol et du tunnel lors du creusement. Cependant en comparant les résultats de PLAXIS 3D avec celles obtenus avec PLAXIS 2D on remarque que le déplacement maximal a augmenté avec plaxis 3D.

Les résultats confirment que pendant le creusement du tunnel des mouvements verticaux influent sur le terrain et l'ouvrage. Ces mouvements sont surtout représentés par tassements qui ne sont pas uniforme, influencés par l'existence surcharges des bâtiments et surtout par les phases du creusement et installation de soutènement induit par le TBM.

Mot clés : Tunnelier, tunnel, creusement, analyse numérique, tassement, PLAXIS2D, Plaxis 3D, MEF, méthode de convergence confinement.

Abstract

As part of the implementation of the Algiers metro project extension El-Harrach-Bab Ezzouar – Algiers International Airport, a tunnel consisting of 10 sections will be excavated in an urban area according to the tunnelling machine (TBM) construction method.

Our work consists in the study of the behaviour during the construction of the tunnel in a multilayer soil through the PLAXIS 2D and 3D software.

First we used PLAXIS 2D version 8.6 to model the ground and the tunnel. Then we applied the confinement convergence method to the model using the Plaxis 2D software. The convergence-confinement (MCC) method is a simplified method of analysing the interaction between the ground and the supports and allows us to escape the complexity of a three-dimensional model.

The results showed that the final displacement decreased after the application of ACM. The value obtained with the MMC is more logical because it takes into account the actual behaviour of the soil and the tunnel during drive. However, when comparing the results of PLAXIS 3D with those obtained with PLAXIS 2D, we notice that the maximum displacement has increased with 3D plaxis. The results confirm that vertical movements influence the terrain and the structure during tunnel development. These movements are mainly represented by settlements which are not uniform, influenced by the existence of overloads of buildings and especially by the phases of drive and support installation induced by the TBM.

Keywords: Tunnelling, tunnel, drive, numerical analysis, settlement, PLAXIS2D, Plaxis 3D, MEF, confinement convergence method.

المخلص

كجزء من تنفيذ مشروع مترو الجزائر الحراش باب الزوار - مطار الجزائر الدولي، سيتم حفر نفق مكون من 10 أقسام في منطقة حضرية وفقاً لطريقة بناء آلة حفر الأنفاق.

PLAXIS 2D 3 و D. يتكون عملنا من دراسة السلوك أثناء بناء النفق في تربة متعددة الطبقات من خلال برنامج

الإصدار 8.6 لنمذجة الأرض والنفق. ثم طبقنا طريقة تقارب الحبس على النموذج باستخدام PLAXIS 2D أولاً استخدمنا هي طريقة مبسطة لتحليل التفاعل بين الأرض والدعائم وتسمح (MCC) طريقة التقارب والحصر. Plaxis 2D برنامج لنا بالهروب من تعقيد نموذج ثلاثي الأبعاد.

هي أكثر MMC القيمة التي تم الحصول عليها مع ACM. وأظهرت النتائج أن التشريد النهائي انخفض بعد تطبيق مع PLAXIS 3D منطقية لأنها تأخذ في الاعتبار السلوك الفعلي للتربة والنفق أثناء القيادة. ومع ذلك، عند مقارنة نتائج ، نلاحظ أن الحد الأقصى للإزاحة قد زاد باستخدام البلاكسيس ثلاثي PLAXIS 2D تلك التي تم الحصول عليها باستخدام الأبعاد.

تؤكد النتائج أن الحركات الرأسية تؤثر على التضاريس والبنية أثناء تطوير النفق. وتتمثل هذه التحركات في المقام الأول في مستويات غير موحدة، تتأثر بوجود أعباء زائدة من المباني وخاصة بمراحل القيادة وتركيب الدعم التي تسببها الإدارة القائمة على النتائج.

، طريقة تقارب MEF، D ، PLAXIS2D3 الكلمات الرئيسية: حفر الأنفاق، النفق، القيادة، التحليل العددي، التسوية، الحبس.

Sommaire

REMERCIEMENTS

Dédicace

Principales notations et abréviations.

Résumé

الملخص

Chapitre I : Généralités sur les ouvrages souterrains

1	Introduction.....	1
2	Qu'est-ce qu'un ouvrage souterrain	2
2.1	Importance des ouvrages souterrains.....	2
2.2	Problèmes majeurs liés à la construction des ouvrages souterrains	2
2.3	Classification des tunnels	3
2.4	Principaux et différents types d'ouvrages souterrains	3
3	Facteurs influençant la conception des tunnels.....	5
3.1	Description d'un tunnel.....	5
4	Définition géométrique d'un tunnel	6
5	Techniques de creusement des tunnels.....	7
5.1	Creusement dans les terrains meubles	7
5.2	Creusement dans les terrains rocheux.....	8
6	Méthodes de soutènement.....	11
6.1	Classification des modes de soutènement.....	11
6.2	Les différents types de soutènement.....	12
6.2.1	Soutènement métallique.....	12
6.3	Renforcement de la voute d'un tunnel	14
7	Conclusion	15
 <i>Chapitre II : Mouvements engendrés par le creusement d'un tunnel et leur impact sur le bâti</i>		
1	Introduction.....	15
2	Description générale des mouvements du sol	16
3	Déplacement du terrain lié au creusement	17

4	Désordre rencontré en travaux de creusement du tunnel	18
5	Exemples de désordres au niveau de la surface	19
6	Source de tassement	21
6.1	Mouvements avant et au passage du bouclier	21
6.2	Mouvements au passage de la jupe du tunnelier	22
6.3	Mouvements à l'échappement de la jupe.....	22
6.4	Mouvements liés à la déformation du soutènement et consolidation du coulis	23
7	Méthodes de prédiction du tassement.....	25
7.1	Méthodes numériques	25
7.2	Méthodes empiriques	25
7.2.1	Estimation de <i>S_{max}</i>	26
7.3	Méthodes analytiques.....	27
8	Conclusion	33

Chapitre III : Méthodes de dimensionnement d'un tunnel

1	Introduction.....	35
2	Méthodes de classification d'un tunnel	35
2.1	Méthode de Karl von Terzaghi	35
2.2	Méthode de Lauffer	37
2.2.1	Principe.....	37
2.3	Méthode de Bieniawski.....	38
2.4	Méthode de Barton	41
2.4.1	Généralités	42
2.4.2	Calcul de l'indice de qualité.....	42
	La valeur de ce coefficient Q est déterminée par 06 paramètres de façon suivante :	42
2.5	Classification de l'AFTES	44
2.5.1	Principe.....	44
	• Les dimensions et la forme de la cavité.	45
2.5.2	Recommandations.....	45
	Pour chacun de critères énumérés ci-dessus, L'AFTES fournit des recommandations propres à orienter le choix du soutènement : béton projeté, boulons à ancrage ponctuel ou ancrage réparti, cintres, voussoirs.....	45
2.6	Méthode de l'indice de résistance géologique (Geological strength index, GSI)	47

2.7	Corrélation entre les différentes méthodes de classification	48
2.8	Méthode de convergence- confinement	48
2.8.1	Convergence.....	48
2.8.2	Confinement-déconfinement.....	49
2.8.3	Principe de la méthode	49
2.8.4	Effet de confinement de soutènement	49
2.8.5	Courbe de convergence.....	50
2.8.6	Méthodes fondées sur la convergence du tunnel non soutenu	50
➤	Comportement élastique du massif.....	50
	On peut écrire les relations suivantes :.....	50
2.8.7	Méthodes fondées sur la convergence du tunnel soutenu.....	52
3	Conclusion	53

Chapitre **IV** : Présentation de l’outil de modélisation numérique « PLAXIS 2D » et « PLAXIS **3D** »

1	Introduction.....	54
2	Méthode des éléments finis.....	54
3	Modélisation du creusement d’un tunnel.....	56
3.1	La modélisation 2D en déformation planes	57
3.2	Le modèle 2D axisymétrique	57
3.3	La modélisation tridimensionnelle 3D.....	57
4	Présentation du logiciel PLAXIS	58
4.1	Code de calcul PLAXIS.....	58
4.2	Modèles de comportement des sols utilisé en PLAXIS	59
4.2.1	Modèle élastique linéaire.....	59
4.2.2	Modèle plastique.....	59
4.2.3	Elastique linéaire parfaitement plastique (Mohr coulomb).....	60
4.2.4	Hook-Brown.....	61
4.2.5	Hardening Soil Model (HSM)	62
4.2.6	Modèle pour les roches fracturées (Jointed Rock model)	62
5	Les points forts du logiciel PLAXIS	62
6	Procédure de simulation numérique	62
6.1	Conditions aux limites	63
6.2	Définition des paramètres des matériaux.....	63
6.3	Maillage	63
6.4	Les conditions initiales	64

6.5	Phases de calcul.....	64
6.6	Visualisation des résultats.....	65
7	Définition de PLAXIS 2D.....	65
7.1	Les sous-programmes de PLAXIS 2D	66
7.2	Le programme d'entrée de données (Input).....	66
7.3	Le programme de calcul (calculations).....	66
7.4	Le programme de résultats (output).....	68
7.5	Le programme courbes (curves).....	68
8	Définition de PLAXIS 3D.....	69
9.	Conclusions.....	70
Chapitre V : Présentation du projet		
1	Introduction.....	70
2	Situation du projet.....	71
3	Présentation de l'ouvrage	74
4.	Géologie-géotechnique	76
4.1	Cadre géologique.....	76
4.2	Géologie du tracé	78
4.3	Cadre sismique	78
5.	Reconnaitances géotechniques	79
5.1	Essais in - situ.....	80
5.2	Essais de laboratoire.....	89
6	Méthodologie adoptée dans le paramétrage effectué	90
7	Application.....	91
4	Résumé des paramètres.....	94
9	Agressivité du sol sur les bétons	95
10	Conclusion	96

*Chapitre VI : Modélisation numérique et application de la méthode de convergence
confinement*

1	Introduction.....	97
2	Paramètres des couches du sol et du soutènement	98
3	Les étapes de modélisation du terrain.....	1000
3.1	Entrée des donnés.....	1000
3.2	Caractéristiques du sol	101
3.3	Définition de tunnel	101
3.4	Conditions aux limites	102

3.5	Eléments de revêtement	102
3.6	Maillage	103
3.7	Contraintes initiales.....	114
4	Calculs.....	105
4.1	La première phase.....	105
4.2	La deuxième phase.....	505
4.3	La troisième phase	107
5	Résultats	107
5	5.1 Présentation des résultats.....	109
	5.2 Résultats de la section SC47.....	114
6	Application de la méthode de convergence confinement en PLAXIS 2D.....	114
	6.1 Convergence :.....	114
	6.2 Confinement-déconfinement :.....	114
	6.3 Applications de la méthode en PLAXIS 2D	114
	6.4 Présentation de nos résultats après l'application de la méthode de convergence confinement :	118
6.1	Comparaison des résultats.....	
7	Discussion et interprétation des résultats	
8	Conclusion	122

Chapitre VII : La modélisation numérique avec PLAXIS 3D

1	Introduction.....	124
2	Processus de modélisation.....	124
2.1	La géométrie.....	124
2.2	Caractéristique du sol.....	125
2.2.1	La pression de jointoiement (Grout pressure)	125
3	Mesh generation	136
4	Résultats de calcul.....	
5	Discussion et interprétation des résultats	138
6	Conclusion	140

CONCLUSION GENERALE

BIBLIOGRAPHIE

Annexe

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Généralités sur les ouvrages souterrains

Figure 1-1: Les différents types de tunnel de communication	3
Figure 1-2: Galeries de canalisations	4
Figure 1-3: Tunnel d'égout Les tunnels et cavités de stockage	4
Figure 1-5 : Section transversale d'un tunnel	5
Figure 1-5 : Cycle de travail avec utilisation d'explosif.....	8
Figure 1-6 : Machine à attaque ponctuel	9
Figure 1-7 : Tunnelier.....	10
Figure 1-8 : Schéma des boulons à ancrage ponctuel	12
Figure 1-9 : Boulon à scellement réparti	12
Figure 1-10 : Schéma d'un boulon auto forant	13
Figure 1-11 : Profil type de soutènement avec voute parapluie	14
Figure 1-12 : Pré-confinement par boulonnage au front de taille	15

ChapitreII : Mouvements engendrés par le creusement d'un tunnel et leur impact sur le bâti

Figure 2-1: Schéma de mécanisme de tassement (SERRATRICE et Magnan 2002)	17
Figure 2-2: Déplacement des contours de l'excavation.....	17
Figure 2-43: Effondrement de la station de métro Sao Paulo 01-2007	20
Figure 4: Effondrement du métro de Paris 02-2003.....	20
Figure 2-5: Source majeure des mouvements des sols.....	22
Figure 2-6: Tassement en surface - tunnel Grimsby	24
Figure 2-7: Tassement en surface - tunnel Wellington Quay.....	24
Figure 2-8: Schéma de la cuvette de tassement.....	29
Figure 2-9: Mouvements de sol perte de volume	30
Figure 2-10: Variation du paramètre de cuvette de règlement en fonction de la géométrie du tunnel (Peck 1969 cité par Mahmoud Ahmed 2011)	33
Figure 2-11: Profils transversaux de la cuvette du tassement	34

Chapitre III : Méthodes de dimensionnement d'un tunnel

Figure 3-1: Zone décomprimé au-dessus d'une cavité (K. Terzaghi 1946).....	36
Figure 3-3 : Relation entre (Q-De) et les catégories de soutènement (Barton, Al 1974).....	44
Figure 3-4: Choix du type de soutènement en fonction de la valeur des paramètres décrivant les discontinuités (d'après L'AFTES, groupe n°07,1974.	47
Figure 3-5 : Estimation du GSI à partir d'une description géologique de la masse rocheuse d'après Hoek (1955)	48
Figure 3-6: Principe de similitude (BERNAUD CORBETTA et NGUYEN MINH).....	52

Chapitre IV : Présentation de l'outil de modélisation numérique « PLAXIS 2D » et
« PLAXIS 3D »

Figure 4-1: Modèle de maillage	55
Figure 4-2: Comportement élastique : (a) : idéal – (b) : réel.....	59
Figure 4-3: Comportement plastique.....	60
Figure 4-4: Détermination de paramètres du modèle de base de Mohr-Coulomb	61
Figure 4-5: Fenêtre principale du programme d'entrée des données (Input).....	66
Figure 4-6: Fenêtre principale du programme du calcul	67
Figure 4-7: Fenêtre de calcul.....	67
Figure 4-8: Barre d'outils de la fenêtre principale du programme Output.....	68
Figure 4-9: Barre d'outils de la fenêtre principale du programme Curves	69
Chapitre V : Présentation du projet	
Figure 5-1 : Carte situation du métro d'Alger.....	74
Figure 5-2: La ligne des 09 stations	75
Figure 5-3: Vue du tunnelier utilisé	76
Figure 5-4: Emplacement du site d'étude	77
Figure 5-5: Tracé en plan et en long.....	78
Figure 5-6: Carte géologique de l'Algérie	79
Figure 5-7: Carte morpho-géologique du bassin de la Mitidja et ses environs	80
Figure 5-8 : Carte du zonage sismique du territoire national	82
Figure 5-9: Implantation des sondages sur site	83
Figure 5-10: Profil en log du tronçon 5 qui montre la lithologie du site.....	88
Figure 5-11: Présentation graphique des résultats des essais SPT sondages 20, 22, 42 et 43 .	89
Figure 5-12: Présentation graphique des résultats des essais SPT sondages 44, 46, 47 et 48 .	90
Figure 5-13: Présentation graphique des essais de pressiomètre	91
Figure 5-14: Les résultats de "Cu" obtenu par plusieurs essais.....	94
Figure 5-15:(à gauche) résiduel calculés pour la ligne de régression ;(à droite) histogramme de même résiduel.....	95

Figure 5-16: Lignes moyennes caractéristiques à travers les données (ligne rouge) comparées à la moyenne réelle (ligne en pointillés)95

Figure 5-17: (à gauche) résiduel calculés pour la ligne caractéristique;(à droite) histogramme de même résiduel

96

Chapitre VI : Modélisation numérique et application de la méthode de convergence

Figure 6-1 : Exemple de traçage des confinement couches de premier terrain (SC47)	101
Figure 6-2: Les caractéristiques des différentes couches	102
Figure 6-3: Affectation des matériaux.....	103
Figure 6-4: Générateur de tunnel.....	103
Figure 6-5: Propriétés mécaniques et physiques du revêtement du tunnel	104
Figure 6-6: Maillage du modèle du sol et du tunnel.....	105
Figure 6-7: Nappe phréatique générale	105
Figure 6-8: Phase 01 de modélisation	106
Figure 6-9: La nappe phréatique générale (en haut), et la nappe phréatique particulière	107
Figure 6-10: Les deux clusters sont secs	108
Figure 6-11: La contraction d'un tunnel	109
Figure 6-12: Maillage déformé (phase 1).....	109
Figure 6-13 : Maillage déformé après creusement du tunnel (Phase 2).....	110
Figure 6-14 : Maillage déformé (phase 3).....	110
Figure 6-15 : Le déplacement total de première phase	111
Figure 6-16: Le déplacement vertical UY de la première phase	112
Figure 6-17 : La valeur de la contrainte en première phase	112
Figure 6-19 : Le déplacement vertical UY de la 2ème phase.....	113
Figure 6-20 : la valeur de contrainte totale en 2ème phase	113
Figure 6-22 : La valeur de déplacement vertical UY en 3ème phase.....	114
Figure 6-23 : La valeur de la contrainte totale en 3ème phase.....	114
Les résultats des autres sections (SC42, SC43, SC45, SC46) seront donnés en annexe.....	115
Figure 6-24 : Phase 1 de la MCC	116
Figure 6-25: Phase 2 avec changement de $\lambda=40\%$	117
Figure 6-26 : Phase 2 de la MCC	117
Figure 6-27 : Phase 03 activation du soutènement avec $\lambda=100\%$	118
Figure 6-28 : Phase 3 activations du soutènement	118
Figure 6-29 : Déplacement total après l'application de la MCC.....	119

Figure 6-30 : Déplacement vertical après l'application de MCC en phase 2	120
Figure 6-31 : Contraintes totales après l'application de la MCC en phase 2.....	120
Figure 6-32 : Déplacements totales après l'application de la MCC en phase 3 ..	121
Figure 6-33 : Déplacements verticales UY après l'application de MCC en phase 3	121
Figure 6-34 : Contraintes totales après l'application de la MCC en phase 3.....	122
Chapitre VII : La modélisation numérique avec PLAXIS 3D	
Figure 7-1 : La géométrie du projet.....	124
Figure 7-3: Les caractéristiques des couches	125
Figure 7-4: Les caractéristiques du tunnel et sa contraction	126
Figure 7-5 : Grout pressure	127
Figure 7-6 : Face tunnel pressure	128
Figure 7-7 : La trajectoire du tunnel.....	129
Figure 7-8 : Step 1-1 : Face excavation.....	130
Figure 7-9 : Step1-2 TBM with conicity	131
Figure 7-10 : Step 1-3 to step 1-5.....	132
Figure 7-11 : Tail of the shield.....	132
Figure 7-12 : Grouting and jack thrusting.....	133
Figure 7-13: Step1-8 Final lining	134
Figure 7- 14: Forme du tunnel.....	135
Figure 7-15 : Mesh generation	135
Figure 7-22 : Phase 21 - deformed mesh.....	136
Figure 7-23 : Phase 21- total displacements	137
Figure 7-24 : Phase 21 - total principal stresses.....	137

Liste des tableaux

Chapitre II : Mouvements engendrés par le creusement d'un tunnel et leur impact sur le bâti	
Tableau 2-2 : Accidents rencontrés au cours des travaux d'excavation	20
Tableau 2-3 : Estimation de «Smax» à partir des relations empiriques	26
Tableau 2-4 : Valeur de paramètres VI	29
Tableau 2-5 : Valeurs de paramètres K.....	30
Tableau 2-6 : Relation empirique permettant l'estimation de $i=$	31
Chapitre III : Méthodes de dimensionnement d'un tunnel	
Tableau 3-1 : Hauteur du terrain décomprimé au-dessus d'une cavité (d'après Terzaghi 1946).....	39
Tableau 3-2: Classification de la roche	40
Tableau 3-3: Note d'ajustement pour l'orientation des joints.....	40
Tableau 3-4: Classe de rocher RMR	41
Tableau 3-5: recommandation d'avant-projet sommaire du soutènement d'après Bieniawski	42
Tableau 3-6: Classification de qualité de la roche	43
Tableau 3-7 : le coefficient ESR pour divers ouvrages souterrains	44
Chapitre V : Présentation du projet	
Tableau 5-1: Géologie du tracé	80
Tableau 5-2: Coefficient d'accélération en zone A	81
Tableau 5-3 : Sondages carottés-Tronçon 5	83
Tableau 5-4 : Unité QA	84
Tableau 5-5: Unité QS.....	85
Tableau 5-6: Unité QM	87
Tableau 5-7: Unité QMsg.....	88
Tableau 5-9: Tronçon 5 - Paramètres géotechniques de calcul-sols	98
Tableau 5-10: Résultats des analyses chimiques réalisés sur les échantillons du tronçon 5.....	99
Chapitre VI : Modélisation numérique et application de la méthode de convergence confinement	
Tableau 6-1: Caractéristiques mécaniques du soutènement.....	99
Tableau 6-2 : Profondeurs de différentes couches	99
Chapitre VII : La modélisation numérique avec PLAXIS 3D	
Tableau 7-2 : Caractéristiques du béton armé projeté.....	134

INTRODUCTION GENERALE

L'augmentation de la densité de population et la présence des obstacles naturels dans la ville, sont des facteurs principaux qui conduisent à la saturation des réseaux de transport et entravent le déplacement dans la ville ou entre les villes. Les ingénieurs ont compris que pour raccourcir les distances et éviter les obstacles en surface le moyen le plus directe était de passer sous terre.

Ces dernières années, l'évolution des techniques de construction des tunnels a permis un développement soutenu par une série d'innovations technologiques. Les civilisations modernes ont élargi le génie des souterrains afin de répondre aux besoins croissants de communication et de transport.

Parmi les problèmes liés à l'exécution de tunnel en faible profondeur et en présence d'un terrain à propriétés médiocre, est l'instabilité du front taille, le tassement provoqué en surface par suite du creusement du tunnel.

De ce fait et afin prédire les effets induits dans le terrain, par la réalisation et l'exploitation des ouvrages souterrains, l'ingénieur à recours à des études et des analyses approfondies pour assurer leur sécurité en minimisant les risques d'instabilités tout en tenant compte des caractères propres des ouvrages souterrains et les caractéristiques des terrains traversés par l'ouvrage (contexte géologiques, hydrogéologiques et géotechniques... etc.)

Grâce au développement des moyens informatiques, il est possible de faire une modélisation qui aide à prévenir et à améliorer de tels comportements (terrains et ouvrages), les effets induits par l'excavation et à assurer la sécurité de ces ouvrages dès le début de creusement.

Rentrant dans ce cadre, la ville d'Alger a connu une croissance démographique importante, ce qui rendu la circulation et le déplacement très difficiles, d'où la nécessité de créer une soupape dans le but de désengorger la ville. L'espace restreint disponible a fait des tunnels le mode de construction adéquat, apte à répondre aux exigences d'un tissu urbain algérois très dense.

Notre projet consiste en la conception d'un tronçon de tunnel (5ème tronçon) de la ligne l'extension Oued Smar- université Houari Boumediene traversant une zone urbaine renfermant des structures et des infrastructures dense.

Pour ce faire, le présent mémoire suivra le plan présenté ci-dessous :

Chapitre I : donne une généralité sur les travaux souterrains.

Chapitre II : porte sur les mouvements du sol induit par les excavations souterraines et leur impact sur le bâti.

Chapitre III : dans ce chapitre on a présenté les méthodes principales du calcul et du dimensionnement des tunnels à partir de classifications des massifs rocheux

Chapitre IV : ce chapitre est consacré au calcul numérique et présentation d'un aperçu sur l'utilisation de logiciel Plaxis 2D.

Chapitre V : ce chapitre est destiné à la présentation de projet et à la présentation des résultats de l'investigation géotechnique.

Chapitre VI : dans ce chapitre on fera la modélisation 2D avec Plaxis de la construction du tunnel avec la méthode TBM. Ensuite la méthode de convergence confinement sera appliqué au model et les résultats seront comparés er discutés.

Chapitre VII : La modélisation avec Plaxis 3D est implémentée et les résultats seront discutés et comparés avec la modélisation 2D.

Nous terminerons ce travail par une conclusion générale qui passera en revue tout ce qui a été abordé dans ce mémoire.

Chapitre I :

***Généralités sur les ouvrages
souterrains***

1 Introduction

Les ouvrages souterrains constituent un domaine important et en plein développement de la géotechnique. En effet, l'extension des voies de communication (routes, autoroutes et voies ferrées) imposent souvent des franchissements difficiles, qui conduisent généralement à la construction des tunnels.

De même, l'encombrement de la surface du sol des villes rend nécessaire la construction en souterrain des nouvelles voies de circulation (voiries, métro) et de nouveaux équipements urbains (parkings, réseaux d'assainissement, etc.) ces derniers ouvrages sont généralement construits à faible profondeur. L'utilisation de cavités souterraines pour le stockage de différents produits constitue également un domaine d'activité conséquent. Les ouvrages souterrains sont donc de type d'usages et de dimensions très divers.

Ce chapitre présente les objectifs des tunnels, leurs classifications et les normes de conception ainsi que les méthodes et les techniques de creusement et de soutènement.

2 Qu'est-ce qu'un ouvrage souterrain

Un ouvrage souterrain est une construction réalisée sous le sol. La réalisation de celle-ci nécessite des travaux de déblais.

Ces ouvrages sont souvent destinés :

- À la circulation des personnes, des véhicules et des marchandises (tunnels routiers et autoroutiers, tunnels ferroviaires, métro, ...).
- Au stockage des déchets dangereux ou différents produits, en particulier des hydrocarbures.
- À la production d'énergie (central nucléaire, central thermique.).
- A l'évacuation des eaux usées ou l'approvisionnement en eau potable (aqueduc).

Un tunnel est un ouvrage d'art souterrain percé à travers une montagne, colline ou établies sous une rivière, livrant passage à une voie de communication, chemin de fer, canal, route ou chemin piétonnier.

2.1 Importance des ouvrages souterrains

Les ouvrages souterrains constituent la solution la mieux adaptée à la création de nouvelles infrastructures en zone urbaine et au franchissement des zones montagneuses. En zone urbaine, le sous-sol devient une alternative quasi incontournable aux problèmes d'occupation et d'encombrement de surface.

La réalisation des travaux en souterrain permet de s'affranchir des obstacles, d'utiliser au maximum l'espace souterrain quasi illimité et de libérer la surface au sol.

2.2 Problèmes majeurs liés à la construction des ouvrages souterrains

Les problèmes rencontrés dans la construction du tunnel sont :

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

2.3 Classification des tunnels

Les tunnels peuvent être classés selon plusieurs possibilités nous avons choisi les suivants :

- Selon les conditions naturelles dans lesquelles ils sont réalisés :
 - Sol meuble ou rocher.
 - Faible ou forte couverture.
 - Terrain hots nappe ou aquifère.
 - Contraintes naturelles normales (poids de la couverture) ou élevées (contraintes résiduelles).
- Selon le mode d'exécution :
 - A ciel ouvert ou en mine.
 - En pleine section ou section devisé.
 - A l'explosif, attaque ponctuelle, ou en bouclier.
- Selon la forme de la section transversale :

Chapitre I : Généralités sur les ouvrages souterrains

- Tunnel de forme circulaire.
- Tunnel de forme fer à cheval.
- Tunnel de forme elliptique.

2.4 Principaux et différents types d'ouvrages souterrains

On peut distinguer plusieurs types de tunnels :

- Les tunnels de communication parmi lesquels :
 - Les tunnels ferroviaires.
 - Les tunnels routiers.
 - Les tunnels de navigation.



Figure 1-1: Les différents types de tunnel de communication

- Les tunnels de transport :
 - Adductions d'eau.
 - Galeries hydrauliques.
 - Egouts.
 - Galeries de canalisations.



Figure 1-2: Galeries de canalisations

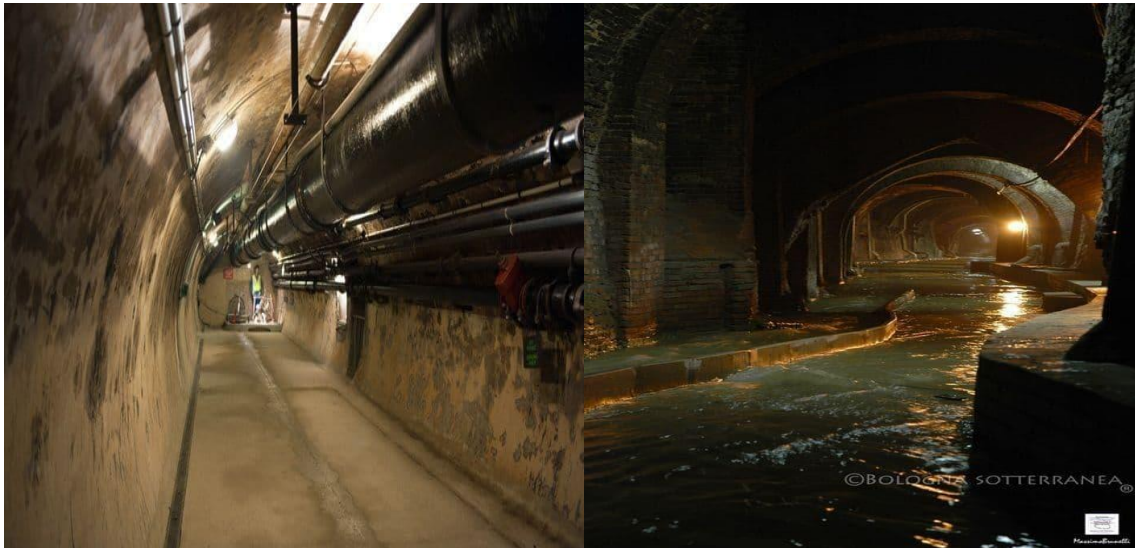


Figure 1-3 : Tunnel d'égout

➤ Les tunnels et cavités de stockage :

- garages et parkings,
- stockages liquides ou gazeux,
- dépôts.

Si l'on se réfère à leur mode d'exécution, on peut distinguer :

- Les tunnels ou cavités construits à ciel ouvert.
- Les tunnels construits en souterrain à faible ou forte profondeur.
- Les tunnels construits par éléments immergés.

3 Facteurs influençant la conception des tunnels

Les projets de tunnels peuvent être différents par leurs profondeurs, leurs géométries, la nature du terrain et la méthode d'excavation.

Le type de tunnel et la nature de terrain dans lequel la construction doit être réalisée, sont les principaux facteurs dont le projeteur doit tenir compte. Ces facteurs ont une influence notamment sur le choix des techniques de construction (excavation des terrains et type de soutènement) et sur la manière de conduire de calculs.

3.1 Description d'un tunnel

Lorsque l'on creuse un tunnel, on parle de l'excavation. Lors de l'excavation, le terrain se déforme à deux endroits (dû aux pressions exercées) :

- Au front de taille, on parle d'extrusion.
- En parois, on parle de convergence.

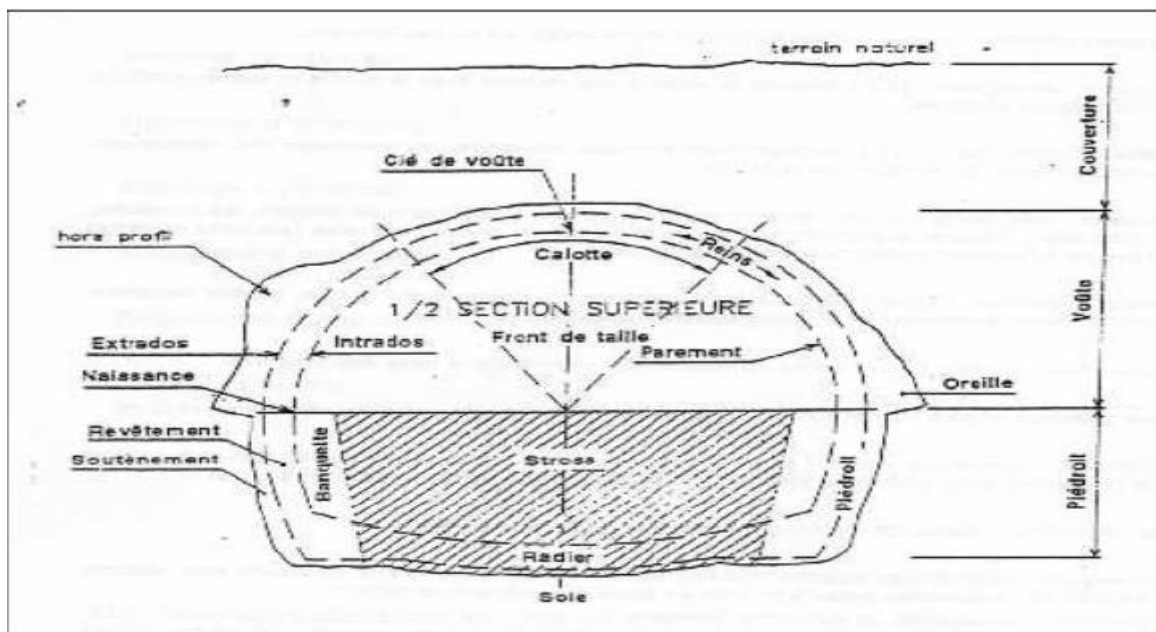


Figure 1-5 : Section transversale d'un tunnel

- **Front de taille** : est une surface plane dont le contour forme le profil du tunnel.
- **Voûte** : Paroi supérieure cintré du tunnel appuyant sur les piédroits.
- **Clé de voûte** : section de la voûte située dans son plan de symétrie.
- **Piédroits** : parties verticales de la section transversale du tunnel, comprises entre la voûte et le sol de fondation de l'ouvrage.

- **Extrados** : face supérieure de la voûte.
- **Intrados** : face inférieure de la voûte.
- **Radier** : partie inférieure du tunnel située entre les deux piliers, Le radier peut être constitué par une dalle ou un arc en béton.

4 Définition géométrique d'un tunnel

Dans un projet de tunnel, l'un des premiers choix à effectuer est celui de ses caractéristiques géométriques (tracé en plan, profil en long, et profil en travers) qui aident à l'implantation de l'ouvrage.

➤ Tracé en plan

Tracé en plan représente la projection, à une échelle réduite, du tunnel sur un plan horizontal. Il caractérise par une succession de courbes et d'alignements droits séparés par des raccordements progressifs ou des raccordements circulaires.

➤ Profil en long

Le profil en long est une coupe verticale passant par l'axe du tunnel, développée et représenté sur un plan à une certaine échelle. Il précise les longueurs (en abscisse) et les hauteurs (en ordonné). Il précise les longueurs et les valeurs des pentes ou des rampes, ainsi que les rayons courbure des sommets de côtes et des points bas aux raccordements.

La déclivité maximale doit rester, autant que possible, telle qu'elle permette de maintenir la capacité de service de la route : jusqu'à 4 à 6% dans les tunnels urbains de courte longueur, mais seulement 2 à 3 % sauf exception sur les longs tunnels autoroutiers. Il est recommandé de ne pas descendre au-dessous d'une pente de 0.25% pour éviter la stagnation des eaux de ruissèlements.

➤ Profil en travers

Les profils en travers est une coupe transversale perpendiculaire à l'axe de tunnel. Il précise, pour une position donnée, la forme géométrique de la section du tunnel (circulaire, rectangulaire) ainsi que les largeurs des voies routables, trottoirs, largeurs de bande d'arrêt d'urgence et tous les détails qui peuvent exister.

5 Techniques de creusement des tunnels

En ingénierie il existe plusieurs techniques de creusement de tunnel, le choix de la technique de creusement adopté est déterminé selon la nature du terrain, en s'appuyant sur ce

critère, on distingue deux modes de creusement : creusement dans les terrains meubles, creusement dans les terrains rocheux.

5.1 Creusement dans les terrains meubles

Le développement des agglomérations, souvent situées dans des vallées, a conduit à réaliser plus d'ouvrages souterrains dans des terrains meubles. Parmi les technologies conçues pour excaver le sous-sol on peut citer :

- **La pelle hydraulique**

C'est un engin mécanique constitué d'un bras mobile pouvant se déplacer aisément sur le front de taille et les parois latérales.

Dans le cas où l'on rencontrerait des passages de terrains durs on peut prévoir un changement de la pelle à un marteau piqueur.

- **Le bouclier mécanisé**

Un bouclier est un système de protection constitué d'une structure métallique complète ou partielle à l'abri de laquelle s'effectuent les opérations de terrassement. Le soutènement ou le revêtement peuvent également être mis en œuvre à l'abri de bouclier.

Le bouclier joue un rôle de soutènement provisoire, sa progression est assurée par des vérins prenant appui sur le revêtement posé à l'arrière. Il convient de différencier les boucliers non pressurisés et les boucliers pressurisés. On distingue deux types de bouclier : le bouclier non pressurisé et le bouclier pressurisé.

5.2 Creusement dans les terrains rocheux

Parmi les techniques du creusement en terrain rocheux, on peut distinguer :

- **Creusement à l'explosif**

L'abattage avec emploi des explosifs est généralement utilisé pour l'exécution des tunnels situés dans les roches pour lesquels un abattage manuel ou un terrassement mécanique n'est plus envisageable, du point de vue technique ou économique.

L'abattage à l'explosif s'effectue pour chaque volée d'avancement de manière cyclique selon les opérations suivantes :

- Traçage et perforation du plan de tir.

Chapitre I : Généralités sur les ouvrages souterrains

- Chargements des trous de mines et tir de la volée.
- Ventilation et purge de l'exécution.
- Evacuation des déblais du front de taille.

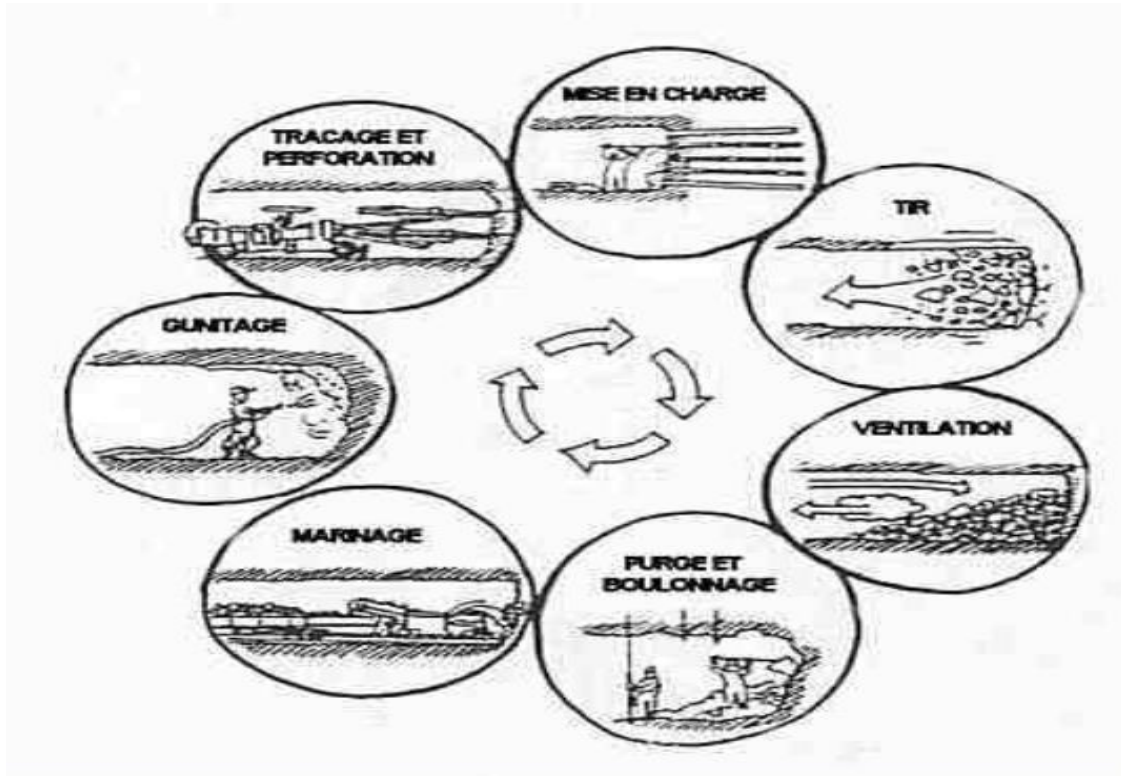


Figure 1-6 : Cycle de travail avec utilisation d'explosif

- **Creusement avec des machines à attaque ponctuel**

Dans les roches tendres, l'usage de l'explosif est efficacement remplacé par l'emploi des machines à attaque ponctuel. Elles s'inspirent directement du travail du mineur : un bras articulé vient « gratter » et abattre le terrain du front.

Progressivement l'engin excave la section entière par un cheminement adapté. Elles sont en général montées sur un châssis automoteur à chenilles, il supporte un bras mobile éventuellement télescopique équipé d'une tête fraiseuse capable de balayer une surface de front plus ou moins importante autour de sa position moyenne.

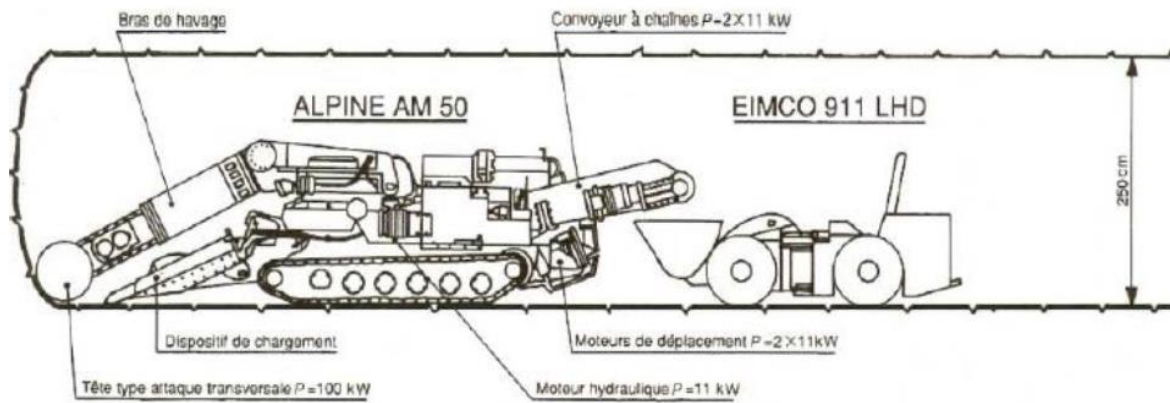


Figure 1-7 : Machine à attaque ponctuel

- **Creusement avec des machines à attaque globale (tunnelier)**

Afin de faire face aux contraintes liées au creusement des tunnels, notamment réduire les tassements en surface, assurer la stabilité du front de taille ou encore réduire la durée de gêne occasionnée aux riverains, les ingénieurs de projet choisissent de plus en plus souvent le recours à des machines à attaque globale ce qu'on appelle un tunnelier.

Le front est dit à pression de terre si l'unique confinement est issu de la compression des déblais sur le front de taille par la machine.



Figure 1-8 : Tunnelier

6 Méthodes de soutènement

L'excavation d'un tunnel produit une altération dans l'état du terrain. Ceci entraîne des mouvements de la masse du terrain vers l'excavation afin de rétablir l'équilibre.

Pour assurer la sécurité du chantier contre les éboulements lors des travaux souterrains, on a généralement recours à l'utilisation d'un soutènement provisoire qui s'écoule entre le début de l'excavation et la mise en place du soutènement définitif, afin de pallier aux problèmes causés par la décompression du terrain. Ceci permet d'assurer la stabilité des parois, mais participe aussi à la stabilité définitive de l'ouvrage en réduisant les efforts supportés par le revêtement qui est mis ensuite à l'intérieur.

6.1 Classification des modes de soutènement

Si l'on entend par soutènement tout dispositif permettant d'assurer la stabilité des parois d'une cavité souterraine pendant la période qui s'écoule entre le début de son excavation et la mise en place du revêtement définitif, on peut en fait distinguer quatre classes principales de soutènement suivant leur mode d'action par rapport au terrain, qui sont :

a. Les soutènements agissent par confinement

Le soutènement développe le long des parois une contrainte radiale de confinement généralement faible, c'est le terrain qui joue le rôle essentiel. On a généralement :

- Le béton projeté seul.
- Le béton projeté associé à des cintres légers.
- Le soutènement agissant à la fois par confinement et comme armatures :

Il s'agit du boulonnage sous ses diverses formes, qu'il soit ou non associé au béton projeté, aux cintres légers ou aux deux dispositifs simultanément :

- Boulons à ancrage ponctuel.
- Boulons à ancrage réparti.

b. Les soutènements agissant par supportage

C'est le soutènement seul qui doit résister aux différents efforts, dans le cas où le terrain est de mauvaise tenue, nous citerons :

- Cintres lourds ou légers.
- Plaques métalliques assemblés.

- Voussoirs en béton.
- Tubes perforés.
- Bouclier.

c. Les soutènements agissant par consolidation

Dans ce cas il s'agit de modifier les caractéristiques géotechniques du terrain afin de lui permettre de se stabiliser par lui-même. Ils rentrent dans le cadre des traitements des terrains, ces sont essentiellement : Injection, Congélation, Drainage, Jet grouting.

6.2 Les différents types de soutènement

6.2.1 Soutènement métallique

C'est le premier type de soutènement utilisé dans les ouvrages souterrains, il comprend deux catégories principales : soutènement par boulonnage et par cintres.

- **Soutènement par boulonnage**

On appelle boulonnage le renforcement du terrain encaissant au moyen de barres généralement métalliques de longueur comprise entre 5 à 10 m, placées à l'intérieur du terrain à partir de la surface libre.

Les boulons agissent également comme armatures en améliorant la résistance au cisaillement du terrain fracturé et en lui conférant une sorte de cohésion fictive. Ceux-ci sont de deux types :

- **Les boulons à ancrage ponctuel**

Est plus rapidement mis en place et moins coûteux, nécessite un terrain suffisamment résistant au niveau de l'ancrage.

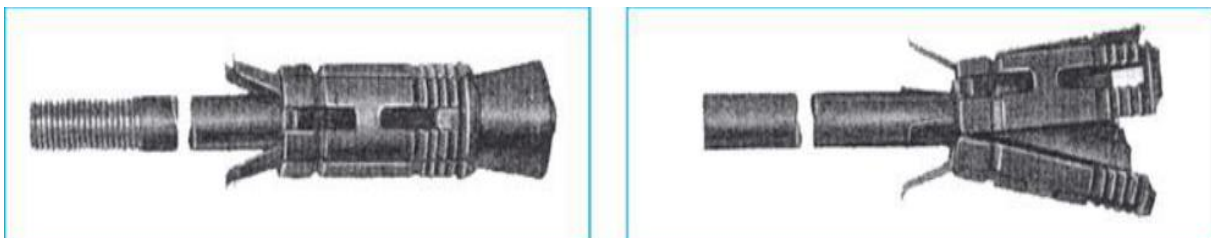


Figure 1-9 : Schéma des boulons à ancrage ponctuel

▪ **Les boulons à ancrage réparti**

Ils sont ainsi nommés parce que la transmission des efforts entre le boulon et le terrain est assurée sur toute la longueur par l'intermédiaire d'un produit de scellement qui peut être une résine ou un mortier de ciment.

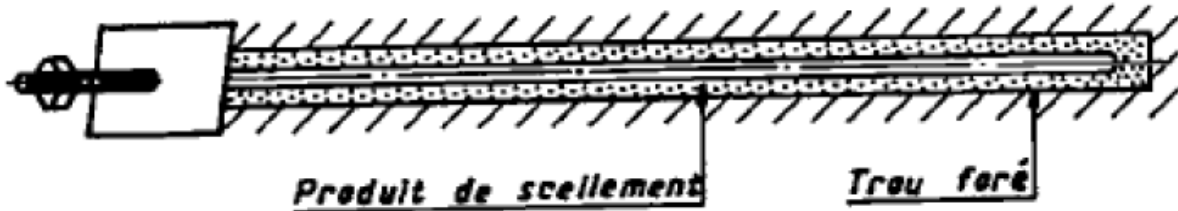


Figure 1-10 : Boulon à scellement réparti

• **Système d'ancrage auto forant**

Un système d'ancrage auto forant permettant une exécution dans des terrains instables sans tubage. il consiste à utiliser la barre d'ancrage comme barre de forage en rotation ou roto-percussion. L'extrémité est équipée d'un taillant perdu adapté au terrain rencontré et au diamètre de forage.

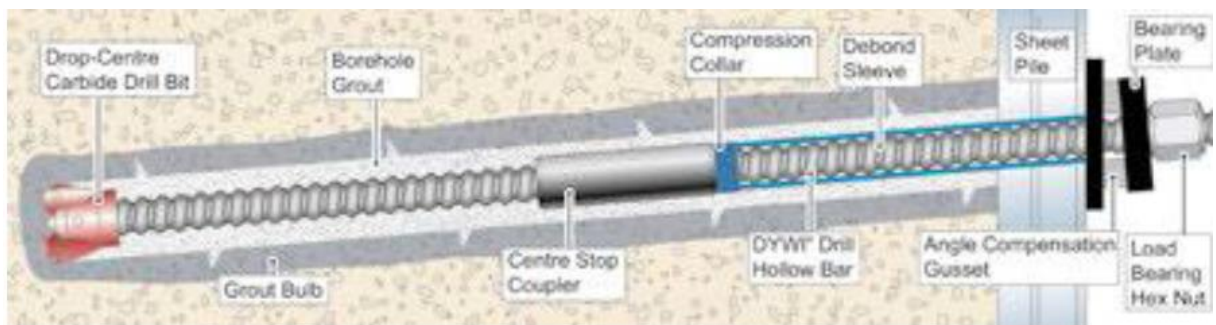


Figure 1-11 : Schéma d'un boulon auto forant

• **Les micropieux**

Ce type de système a été largement utilisé au métro d'Alger pour stabiliser les parois des tunnels spécialement au niveau des stations.

Le micropieu peut être réalisé dans des zones d'accès difficile. Contrairement aux systèmes de pieux battus, le forage à roto-percussion cause très peu de vibrations au sol.

Ce qui permet de renforcer et stabiliser les ouvrages existants.

- **Tirants d'ancrages**

Ce sont des barres forées simplement sans tubage dans des sols instables. La longueur libre de ce système comporte une gaine lisse et un anneau de compression.

6.3 Renforcement de la voûte d'un tunnel

- **La voûte parapluie**

Consiste à mettre en place des barres ou des tubes métalliques longitudinaux, à périphérie du front. Dans la pratique et pour tenir compte des déviations lors de la perforation, la longueur des tubes métalliques ne dépassera pas 12 à 15 m, en outre le recouvrement dépend de la hauteur de la section et de la nature des terrains.

Elle est utilisée généralement pour le soutènement des tunnels en terrains hétérogènes, instables tendres ou sujets à effondrement ainsi qu'au percement dans des zones de failles.

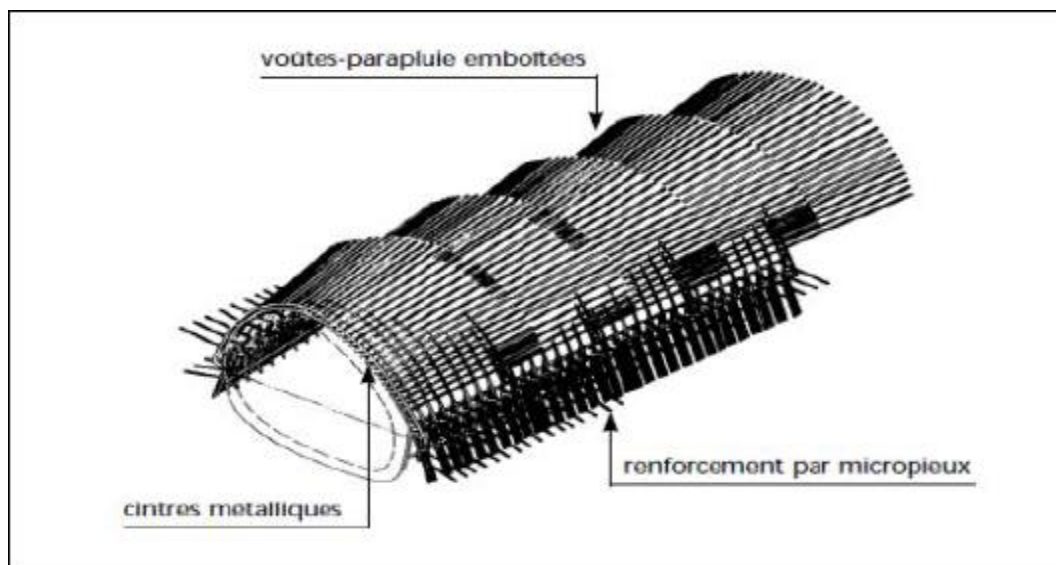


Figure 1-12 : Profil type de soutènement avec voûte parapluie

- **Boulonnage du front de taille**

D'après (Jean P., 2012) cette méthode consiste à renforcer le front de taille d'une excavation souterraine à l'aide de barres beaucoup plus raides que le massif environnant. Ces boulons sont en fibre de verre ayant une forte résistance en traction (200 à 800 MPa) et au même

moment une faible résistance au cisaillement. Ceci leur permet d'être facilement détruits par les engins de terrassement [13].

Le boulonnage de front permet de réduire le déconfinement du noyau en augmentant les caractéristiques de résistance et déformabilité du massif à l'avant du front.

Ceci conduit à une augmentation de la stabilité du front et ainsi à une nette amélioration de la sécurité sur le chantier. Le phénomène d'extrusion est significativement réduit et par conséquent le développement des mouvements du sol vers la surface également.

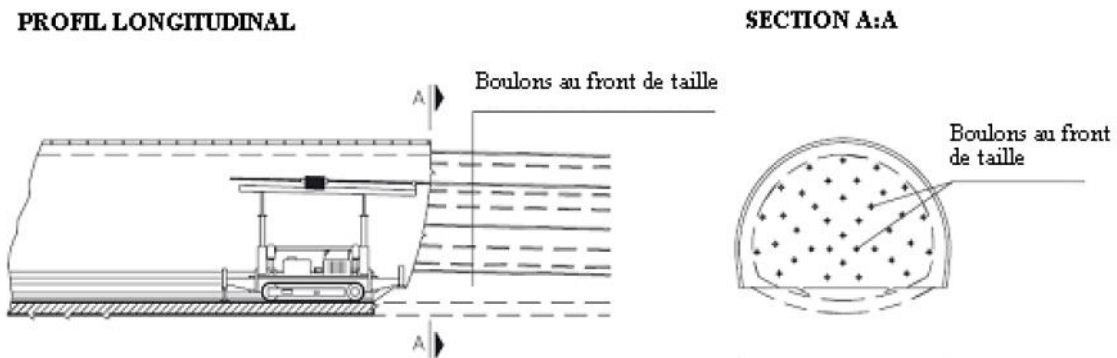


Figure 1-13 : Pré-confinement par boulonnage au front de taille

7 Conclusion

Nous avons décrit dans ce chapitre les différentes technologies de creusement, de soutènement et de renforcement des tunnels.

La stabilité des excavations est très importante pour éviter tout désordre possible. Ces désordres sont la conséquence des mouvements liés au creusement.

Le rôle du soutènement provisoire et permanent dans l'augmentation de stabilité est important. Leur surveillance et investigations sont obligatoires pour s'assurer de la validité des choix opérés et leur bon fonctionnement.

Chapitre II :

***Mouvements engendrés par le
creusement d'un tunnel et leur impact
sur le bâti***

1 Introduction

Le creusement des tunnels engendre des perturbations plus ou moins importantes dans l'équilibre interne du massif environnant, créant ainsi des déformations et des déplacements de sol. En zones urbaines, les tassements résultant de ce phénomène peuvent affecter la stabilité des ouvrages avoisinants. En profondeur d'autres ouvrages peuvent se trouver dans la zone d'influence du tunnel en construction, notamment quand on construit des tunnels jumeaux, ou le second interagit avec le premier, ou des fondations profondes, qui n'ont pas forcément été dimensionnées pour résister au creusement d'un tunnel dans leur voisinage.

Ces désordres peuvent avoir des conséquences humaines et économiques non négligeables. Plusieurs approches sont ainsi utilisées pour chercher à étudier et prévoir l'évolution de ces mouvements dans le massif.

Ce chapitre présente les méthodes habituellement utilisées pour étudier et prédire le champ de déplacement dû à l'excavation de tunnels peu profonds dans des sols meubles. Dans un premier temps, la phénoménologie des mouvements induits par le creusement des tunnels est décrite. Ensuite, une présentation de méthodes empiriques, et numériques communément pour prédire les déplacements est exposée.

2 Description générale des mouvements du sol

L'excavation d'un tunnel modifie localement l'état des contraintes dans le sol, qui s'accompagne inévitablement de mouvements de terrain autour de l'excavation lorsque la hauteur de recouvrement au-dessous de l'excavation est peu importante les mouvements se répercutent jusqu'à la surface et se traduisent par des tassements. Ce problème a suscité une attention particulière au cours des dernières décennies avec le fort développement des travaux en milieu urbain où l'on construit de plus en plus des tunnels dans un contexte géotechnique et un environnement bâti sensible.

Toute excavation modifie l'état des contraintes dans le massif autour de la zone excavée et si cette dernière est proche de la surface un tassement en surface peut avoir lieu. La conséquence directe des mouvements et des perturbations associées au creusement est un double mécanisme d'interaction sol-structure, l'interaction entre tunnel et le massif d'une part, et l'interaction entre le massif et le bâti environnant d'autre part. La transmission des

déplacements vers la surface s'effectue avec une amplitude et un décalage dans le temps qui dépend des critères géotechniques, géologiques et géométriques du projet.

L'origine des tassements est complexe comme le précise D, LEBLAY (1991) dans une recommandation du groupe de travail N°16 de l'AFTES. En effet la relation entre les tassements générés en surface et la profondeur de l'ouvrage n'est pas simple à déterminer [14].

Les mouvements de surface et la profondeur sont liés à une de phénomènes qui se produisent dans le court terme.

- Perte de sol au front de taille.
- Déplacement de sol vers le vide laissé, soit par le bouclier lors de sa progression ou la distance de pose du soutènement en arrière de front de taille.
- Déplacement de sol vers les vides latéraux créés par le bouclier.
- Déformation du soutènement du tunnel qui vient d'être exécuté suite à sa mise en charge.

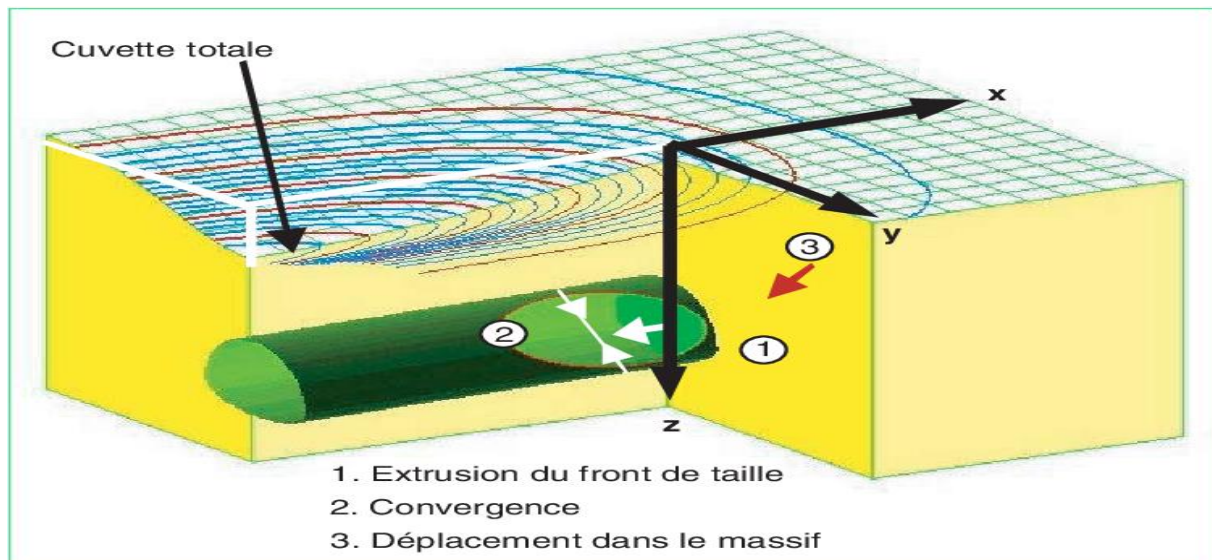


Figure 2-1: Schéma de mécanisme de tassement (SERRATRICE et Magnan 2002)

3 Déplacement du terrain lié au creusement

Le creusement d'un tunnel perturbe le champ initial des contraintes dans le terrain ainsi que les conditions hydrogéologiques. Cette modification des contraintes s'accompagne, en général, d'un déplacement instantané du front vers l'excavation ainsi que d'une convergence des parois du tunnel.

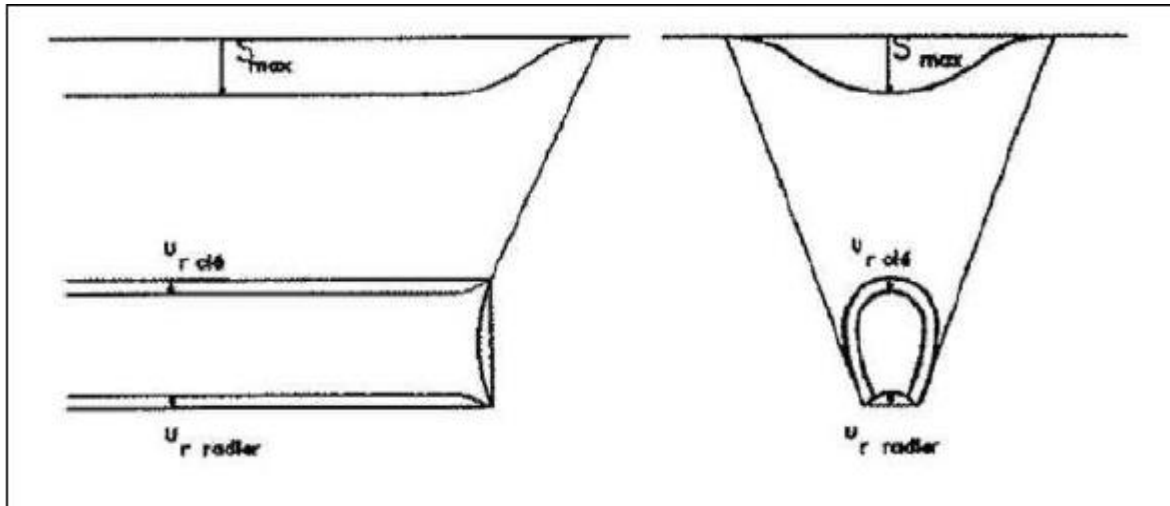


Figure 2-2 : Déplacement des contours de l'excavation

L'amplitude, l'orientation et la localisation des déplacements des points des massifs autour du tunnel dépend des caractéristiques mécaniques des terrains, des contraintes géostatiques, des surcharges en surface, des conditions hydrauliques, et des méthodes d'excavation et de soutènement. Lorsqu'il y'a dépassement local des capacités mécaniques du massif, les déplacements devient très importants et sont souvent le signe de l'apparition des zones de rupture. Cette situation est prédictible, tant pour le soutènement, que pour la limitation des déplacements.

4 Désordre rencontré en travaux de creusement du tunnel

Les principales pathologies susceptibles d'apparaître pour les tunnels sont présentées dans le tableau suivant :

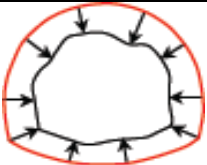



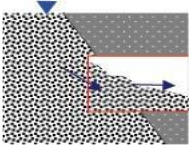

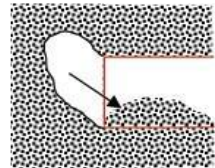

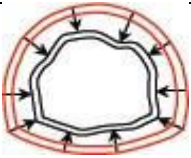

Illustration	Exemples	Intitule et périodes occurrence	Origine principale de problème
		Forte convergence initiales construction	Forte déformabilité du massif et faible résistance entraînent une plastification
		Instabilité de blocs de constructions	Structure du système de fissuration résistance relative de joints et de la matrice
		Débouffrage construction	Faible résistance dumassif pression d'eau importantes, zones de contact géologique
		Autres instabilités du front de taille construction	Faible résistance dumassif pression d'eau importante
		Fortes convergences différés construction et service	Fluage, gonflement rééquilibrage des pressions interstitiels

Tableau 2-1 : Principales instabilités rencontrées dans les tunnels

5 Exemples de désordres au niveau de la surface

La figure suivante présente l'effondrement d'une station à ciel ouvert de métro de Sao Paulo au cours de sa réalisation.



Figure 2-3 : Effondrement de la station de métro Sao Paulo 01-2007

Et cette figure représente l'affaissement de la route au-dessous du tunnel de métro Paris en 02-2003 :



Figure 2-4 : Effondrement du métro de Paris 02-2003

Le tableau suivant présente les accidents rencontrés durant les travaux d'excavations de plusieurs chantiers à travers le monde :

Année	Place	Type d'accident
1973	Paris	Railway tunnel (France), collapse
1981	São Paulo	Metro (Brazil), instabilité
1984	Landrücken	Tunnel Germany, collapse
1985	Richthof	Tunnel Germany, collapse
1986	Krieberg	Tunnel Germany, collapse
1987	Munich	Metro Germany, 5 collapses
1988	Michaels	Tunnel Germany collapse (pilote tunnel enlargement)
1989	Karawanken	Tunnel Germany, collapse
1991	São Paulo	Metro Itaquera (Brazil), collapse
1992	Funagata	Tunnel Japan (collapse)
1993	Toscana	Italy, severe, deformation (collapse)
1994	Montemor	Road tunnel (Portugal), 2 collapse
1995	Motor way tunnel	TURKEY, collapse
1996	Los Angeles	Usa, collapse
1997	Athens	Metro (Greece), collapse
1998	Carvalho Pinto	Metro (Brazil), collapse

Tableau 2-2 : Accidents rencontrés au cours des travaux d'excavation

6 Source de tassement

De manière général, les mouvements dans l'axe de l'excavation commencent à partir d'une certaine distance en avant du front et se poursuivent jusqu'au blocage du revêtement contre le terrain, de ce fait on considèrera que les tassements sont liés à plusieurs facteurs. Globalement, le tassement en surface a plusieurs sources. A travers la figure suivante, nous allons parler des sources les plus importantes qui la provoquent, qui doivent être prises en considération. Les mouvements de surface engendrés par le creusement apparaissent en fait comme liés une série de phénomène et qui peuvent se regroupés en cinq sources principales qui sont résumés dans la figure suivante :

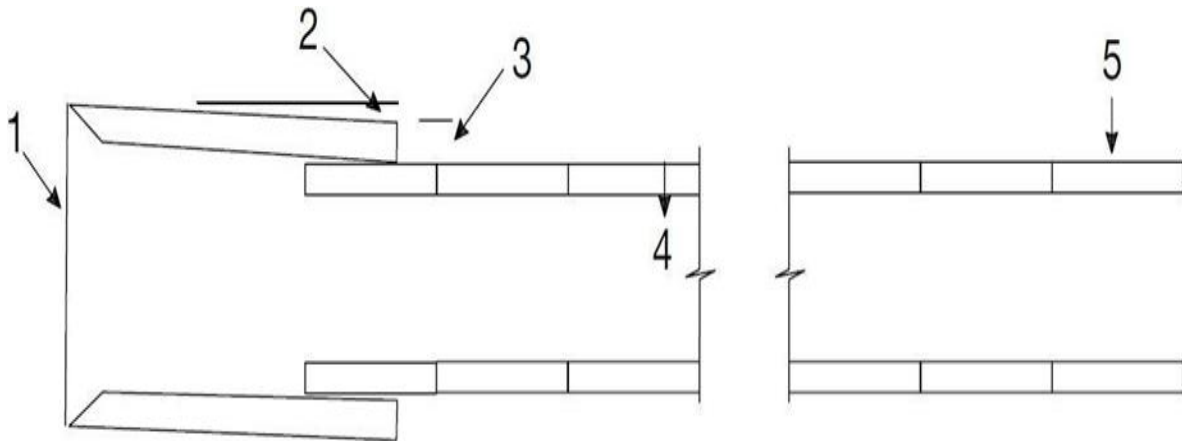


Figure 2-5 : Source majeure des mouvements des sols

- Mouvements avant et au passage du bouclier.
- Mouvements au passage de la jupe du tunnelier.
- Mouvements à l'échappement de la jupe.
- Mouvements associés à la déformation des voussoirs.
- Mouvements après le passage du tunnelier (à long termes).

6.1 Mouvements avant et au passage du bouclier

Les mouvements de sol relatifs au passage du front sont importants dans le cas des boucliers à front ouvert. Cependant, dans le cas des boucliers à front pressurisé (à pression de terre ou de boue), ces mouvements peuvent être négligés si la pression au front est bien contrôlée. Chapeau (1991) constate un soulèvement millimétrique correspondant à la mise en pression de l'air du front à chaque progression sur le chantier à Bordeaux. Dans les recommandations accordées par l'AFTES (Leblay & al. 1995) [14], le tassement correspondant au passage du front de taille est de 10% à 20%. Les tassements de cette phase ne dépassent pas 2mm sur le chantier de Vaise (Bernat.1996).

6.2 Mouvements au passage de la jupe du tunnelier

Les mesures in-situ indiquent que les mouvements de sol sont rarement stabilisés au passage de la jupe. D'après Bernat (1996) ces tassements sont provoqués par :

- L'effet de la conicité de la jupe. Afin de limiter le frottement et faciliter le guidage le diamètre de la queue du tunnelier est souvent inférieur par rapport au diamètre de la tête.

- L'effet de la surcoupe (surépaisseur de la trousse coupante).
- L'effet des vibrations.
- L'effet de la déformation du tunnelier.
- L'effet de la rugosité de la jupe. Le sol est mis en déplacement par l'avancement des paroislatérales.

6.3 Mouvements à l'échappement de la jupe

L'échappement de la jupe est souvent lié à l'existence d'un vide annulaire, le sol converge vers le revêtement par un mouvement radial et a tendance à remplir les vides existants entre la section excavée et la section revêtue. L'injection du coulis dans les vides annulaires peut provoquer une recompressions du sol autour du tunnel.

Le comportement du sol dépend essentiellement du mode d'injection et de la qualité du coulis. Si la pression d'injection est supérieure à la pression initiale on peut avoir un refoulement, en revanche si la pression et la rigidité du coulis sont trop faibles on provoque une augmentation du tassement.

6.4 Mouvements liés à la déformation du soutènement et consolidation du coulis

Lorsque le bouclier s'éloigne, le coulis injecté à l'arrière de la jupe entre les voussoirs et le sol excavé se consolide, le tassement de cette phase est donc lié à la consolidation du coulis et déplacement du sol. Le revêtement est mis en contact avec le terrain, et peut être la cause d'une source de tassement supplémentaire en surface dans le cas d'un revêtement flexible. Glossop (1977) présente le profil du tassement mesuré à long terme sur le chantier du tunnel de Wellington Quay (Figure 2.7) Les mesures sont faites au 23^{ème} et au 504^{ème} jour après la fin des travaux. Le tassement observé au 504^{ème} jour est plus profond et plus large.

O'Reilly (1982) a étudié le développement du tassement à long terme pendant les dernières onze ans dans le tunnel de Grimsby, construit dans l'argile molle. Figures 2.6 présente le tassement en surface pendant la période de onze ans.

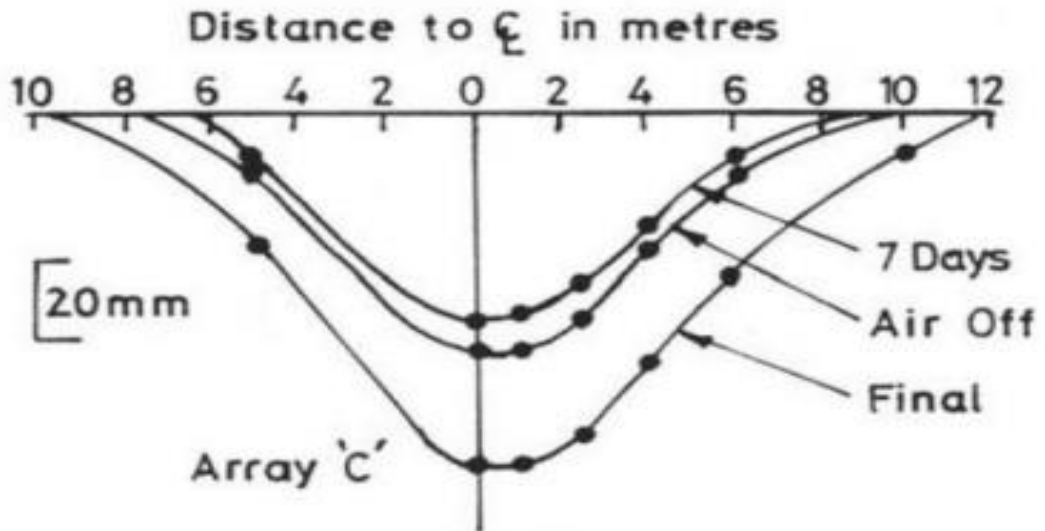


Figure 2-6 : Tassement en surface - tunnel Grimsby

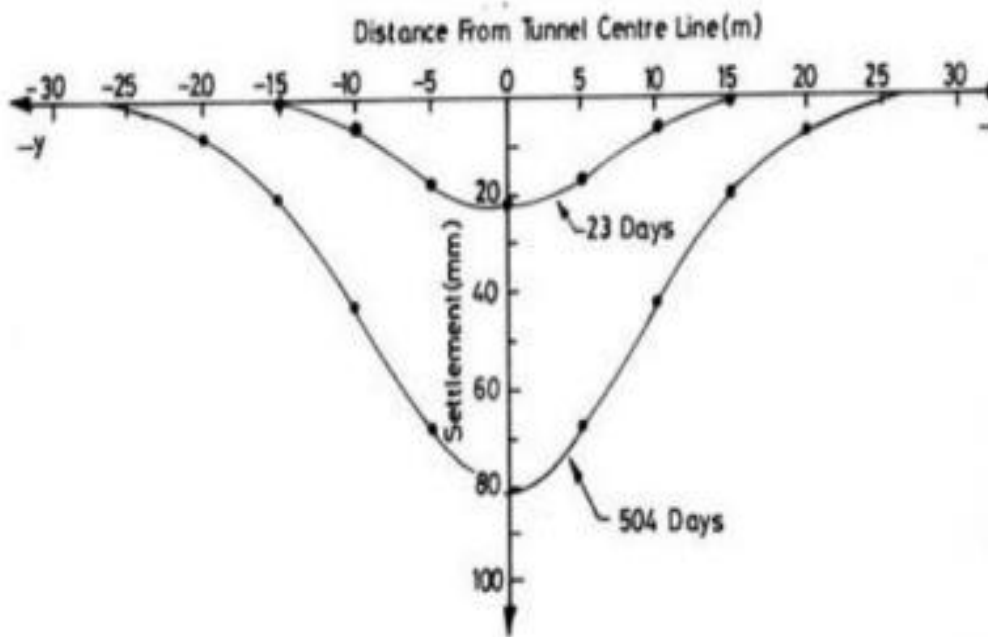


Figure 2-7 : Tassement en surface - tunnel Wellington Quay

Les recommandations de l'AFTES (1999) proposent une répartition des tassements en surface à court terme, le tassement est donné en pourcentage du tassement total en surface :

- 10 à 20% dus au front.
- 40 à 50% dus au vide annulaire créé le long du bouclier.

- 30 à 40% dus à l'échappement de la jupe.

Les mesures de tassement ont été réalisées par Kanayasu (1994) au Japon à l'aide d'un bouclier, et donnent la répartition suivante (d'après Dias. 1999) :

- 34% au front.
- 38% dus au passage du tunnelier.
- 28% dus à l'échappement de la jupe.

Pendant la construction du métro de Lille (d'après Mroueh. 1999) les tassements en surface ont été observés pour trois phases de creusement :

- 15-35% au front.
- 20-65% dus au passage du tunnelier.
- 9-55% dus à l'échappement de la jupe.

Les différences entre les trois citations sont liées aux différents modes de creusement et ~~au~~ au phénomène de surcoupe.

7 Méthodes de prédiction du tassement

Il existe plusieurs méthodes permettant d'estimer et calculer les tassements en surface du sol engendrés par le creusement d'un tunnel :

7.1 Méthodes numériques

Ces méthodes visent à obtenir les déplacements en tout point du massif autour de l'excavation, et permettant de tenir compte des caractéristiques de l'ouvrage et du terrain.

Les méthodes numériques du type élément finis permettent en revanche la prise en compte d'hétérogénéités des couches, de lois de comportement plus sophistiquées et des conditions initiales et aux limites plus proches des conditions réelles. Elles sont en particulier très efficaces dans l'étude des milieux continus, surtout pour des problèmes non linéaires et les géométries et phasages complexes, toutefois les calculs tridimensionnels sont encore lourds et le recours à des représentations bidimensionnelles trop simplificatrices peut parfois réduire cette efficacité.

Pour le cas des tunnels, ces méthodes permettent de tenir compte des facteurs suivants :

- Géométrie complexe (interaction de tunnels, tunnels non circulaires, ... etc.).
- Forces de gravité.
- Prise en compte de l'eau interstitielle.
- Interaction sol/structure.
- Comportement non-linéaire du sol et du soutènement (lois élasto-plastiques, Visco-plastiques, ou élasto-visco-plastiques).
- Anisotropie des terrains et de l'état de contraintes initial.
- Charges de surfaces etc...

7.2 Méthodes empiriques

Les méthodes empiriques consistent à estimer les tassements à surface du sol à partir d'un faible nombre de paramètres, prenant en compte :

- La dimension et la profondeur de l'excavation.
- La perte de volume ou la convergence engendrée par le creusement.

La plus simple d'entre elles consiste à effectuer un calcul pseudo-élastique, elle conduit à exprimer le tassement maximal en surface S_{max} sous la forme :

$$S_{max} = k \times \lambda \cdot \frac{\lambda R^2}{E} \quad (1)$$

K : facteur de l'état de contrainte dans le massif

λ : Taux de déconfinement

R : Rayon de l'excavation , E : Module élastique moyen du massif

7.2.1 Estimation de S_{max}

Le tassement maximum S_{max} a été également déterminé en fonction des données expérimentales, le tableau suivant présente des formules existantes dans la littérature.

Chapitre II : Mouvements engendrés par le creusement d'un tunnel et leur impact sur le bâti

Auteur	Formule proposée	Remarques
Famer-Attewel (1977)	$S_{max} = \frac{D}{1000} \times \left(\frac{KD}{H}\right)^{\frac{1}{n}}$	K voisin de 10 et n de 0.67
Atkinson & Al (1977)	$S_{max} = S_{clé} \times 1 - k \times \frac{n}{D}$	K=0.13 argile sur consolidée K=0.4 sable sous forte contrainte K=0.57 sable dense
Sagaseta (1980)	$S_{max} = \gamma \times \frac{D^2}{E} 0.85 - \mu$	E : module de Young μ : coefficient du poisson γ : poids volumique du sol
Oteo & Al (1982)	$S_{max} = \frac{1}{1 + k \frac{H}{D}} \times S_{clé}$	Confirmé par chapeau (1991) : K=0.25 à 0.5 sol argileux K=0.7 à 0.8 sol maintenu sans rupture K=1 à 2 sols granulaires frottant
Poupelloz (1984)	$S_{max} = D \times \frac{R}{1000} \times \frac{KD^{\frac{1}{n}}}{H}$	K= 9.35 n=0.41 argile raide plastique K=3.22 n=0.078 argile plastique saturée K=2.325 n=0.0574 sol granuleux
CETU (1993)	$S_{max} = k \times \frac{D}{2H} \times S_{clé}$ $S_{max} = 1.5 \times \left(\frac{2H^{0.6}}{D}\right) S_{clé}$	K=0.3 si 0.1 < D/2H < 0.25 K=2 si 0.33 < D/2H < 0.5
Mair & al (1993)	$S_{max} = 0.313 \frac{v_l D^2}{0.5H}$ $S_{max} = \frac{v_s}{i\sqrt{2\pi}}$	Ou $v_l = \frac{4 v_s}{\pi D^2}$ la perte de volume en % de volume excavé du tunnel v_s Le volume de la cuvette de tassement en surface par mètre linéaire de tunnel.
AFTES (1999)	$S_{max} = k\lambda \frac{\lambda R^2}{E}$	K dépend de l'état de contrainte dans le sol et de sa nature ($k \approx 2$), λ taux de déconfinement.

Tableau 2-3 : Estimation de « S_{max} » à partir des relations empiriques

7.3 Méthodes analytiques

Ces méthodes reposent souvent sur une démarche comportant les étapes suivantes :

- Evaluation des pertes de volume générées par le creusement du tunnel V_e (pertes due à l'extrusion du front de taille, à la convergence des parois, à un mauvais remplissage du vide annulaire derrière la jupe d'un tunnelier).
- Evaluation de la part de ces pertes se répercutant en surface V_s .
- Choix de la forme de la cuvette de tassement et détermination de sa largeur à partir des caractéristiques géométriques du tunnel et de la nature du terrain.
- Calcul de la profondeur de cette cuvette pour retrouver en surface un volume égal à celui des pertes prises en compte (S_{max}).

Dans le paragraphe suivant on donne un exemple de la détermination de la forme générale de la cuvette par la méthode du volume loss (pertes du volume) :

- **Forme générale de la cuvette de tassement (méthode du volume loss) :**

La méthode de la perte de volume est une méthode semi-empirique fondée en partie sur des bases théoriques. La méthode introduit bien qu'indirectement, les paramètres de base de l'excavation dans l'analyse (ceux-ci incluent les paramètres mécaniques d'un milieu, les effets technologiques de l'excavation, le revêtement de l'excavation, etc.) à l'aide de deux paramètres complets « coefficient K pour la détermination du point d'inflexion et un pourcentage de perte de volume ». Ces paramètres définissent de manière unique la forme de la cuvette de tassement et sont déterminés empiriquement à partir d'années d'expériences.

Le profil de la cuvette de tassement en surface s'apparente à une forme gaussienne. Peck rapproche le volume de la cuvette V_s du volume théorique du tunnel V_t . Le « Volume loss » est le rapport :

$$V_l = \frac{V_s}{V_t}$$

La largeur de la cuvette est caractérisée par le paramètre i , distance à l'axe du point d'inflexion de la gaussienne. La constante K caractérise le rapport entre i et la profondeur Z du tunnel. K est lié à la nature du terrain encaissant avec :

$$i = k \times z \quad (2)$$

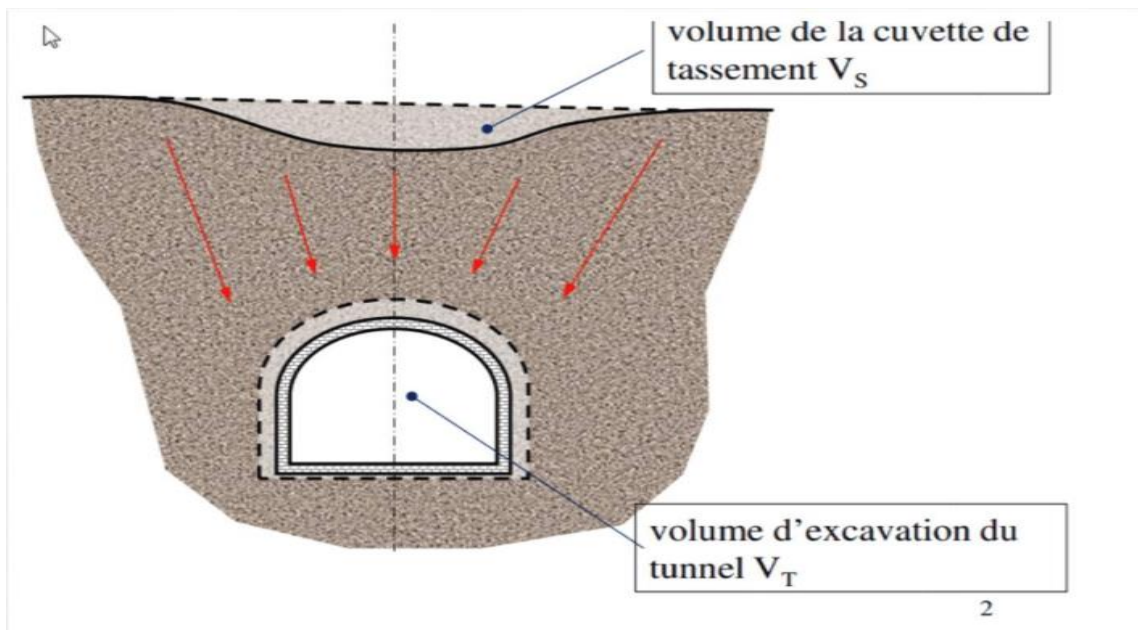


Figure 2-8 : Schéma de la cuvette de tassement

L'ampleur de la perte de volume dépend de plusieurs paramètres tel que :

- Le type de sol.
- La présence d'eau.
- La méthode de la construction.
- Le rythme d'avancement du tunnel.
- Le diamètre et profondeur de la cavité.

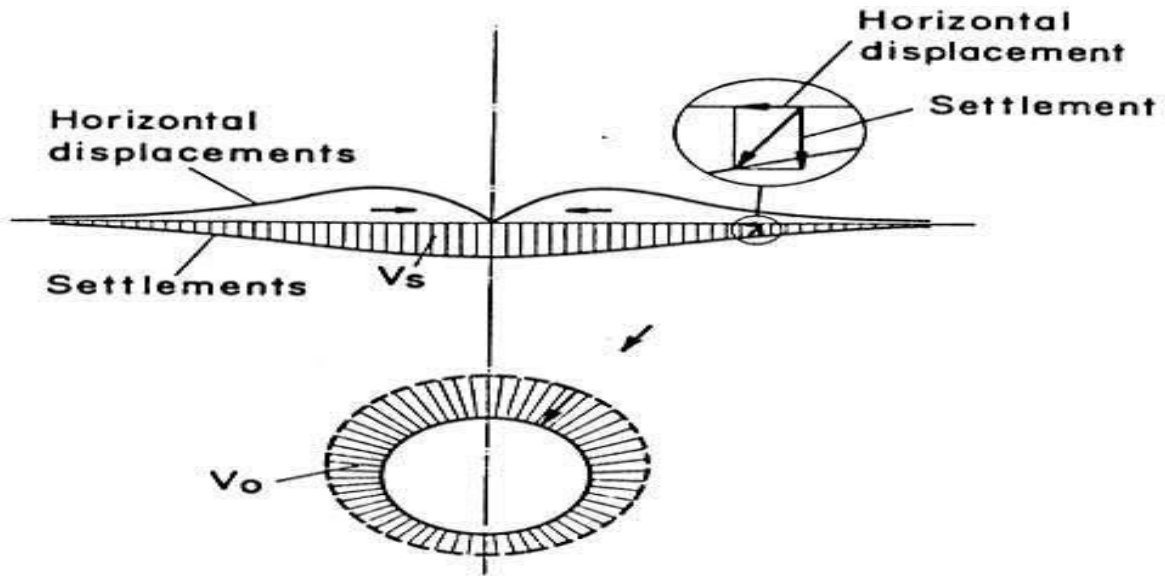


Figure 2-9 : Mouvements de sol perte de volume

▪ **Exemples des paramètres K et VI**

Technologie	$v_l = \frac{v_s}{v_t}$
Traditionnel	0.8%-1.5%
Tunnelier	-
Ouvert	0.6%-1.2%
Pression de terre	0.4%-0.8%
Pression de boue	0.2%-0.6%

Tableau 2-4 : Valeur de paramètres VI

Nature de terrain	$k = \frac{i}{Z}$
<i>Sol sans cohésion</i>	0.3
<i>Argile normalement consolidée</i>	0.5
Argile sur consolidée	0.6-0.7
Schiste argileux	0.6-0.8
Quartzite	0.8-0.9

Tableau 2-5 : Valeurs de paramètres K

- **Estimation de « i »**

La relation définissant la cuvette de tassement ne fait intervenir que les deux paramètres S_{max} et i , lesquels suffisent en général à recaler la courbe de Gauss sur des mesures expérimentales.

Peck (1969) a estimé la valeur de i par la formule :

$$\frac{i}{R} = \left(\frac{H}{2R}\right)^n$$

Auteur	Type de sol	Expression proposé
Attwel (1977)	Argiles	$I=0.5H$
Atkinson & Potts (1977)	Sable lâches sans surcharge	$I=0.25(C+D)$ $I=0.25(1.5C+D)$
Clought & Shmidt (1981)	Argiles	$I=0.5H^{0.8} \times D^{0.2}$
Oteo & Sagaseta (1982)	Facteur correctif de 0.7 à 1.3 selon la nature de terrain	$I=0.525H-0.42R$
Sagaseta (1987)	Argiles	$I=0.575H$
Rankin (1987)	En première approximation	$I=0.5H$
Chapeau (1991)	Argiles sable	$I=0.45H- i=0.2H$
Mair & Taylor (1993)	Sols argileux	$I=0.175+0.325H(1-h/H)$
O Reilly (1982)	Sols granulaires sols argileux	$I=0.25H$ ou $i=0.28H-0.1$ $I=0.5H$ ou $i=0.43H+1.1$

Tableau 2-6 : Relation empirique permettant l'estimation de i

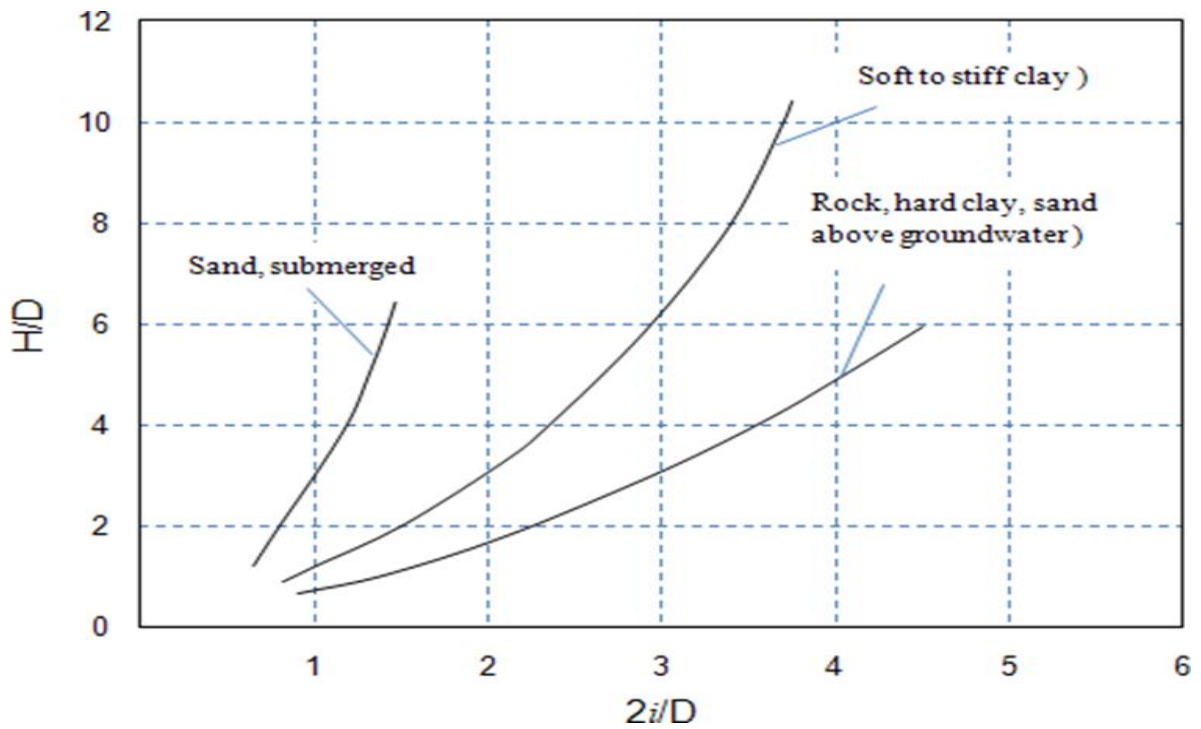


Figure 2-10 : Variation du paramètre de cuvette de règlement en fonction de la géométrie du tunnel
(Peck 1969 cité par Mahmoud Ahmed 2011)

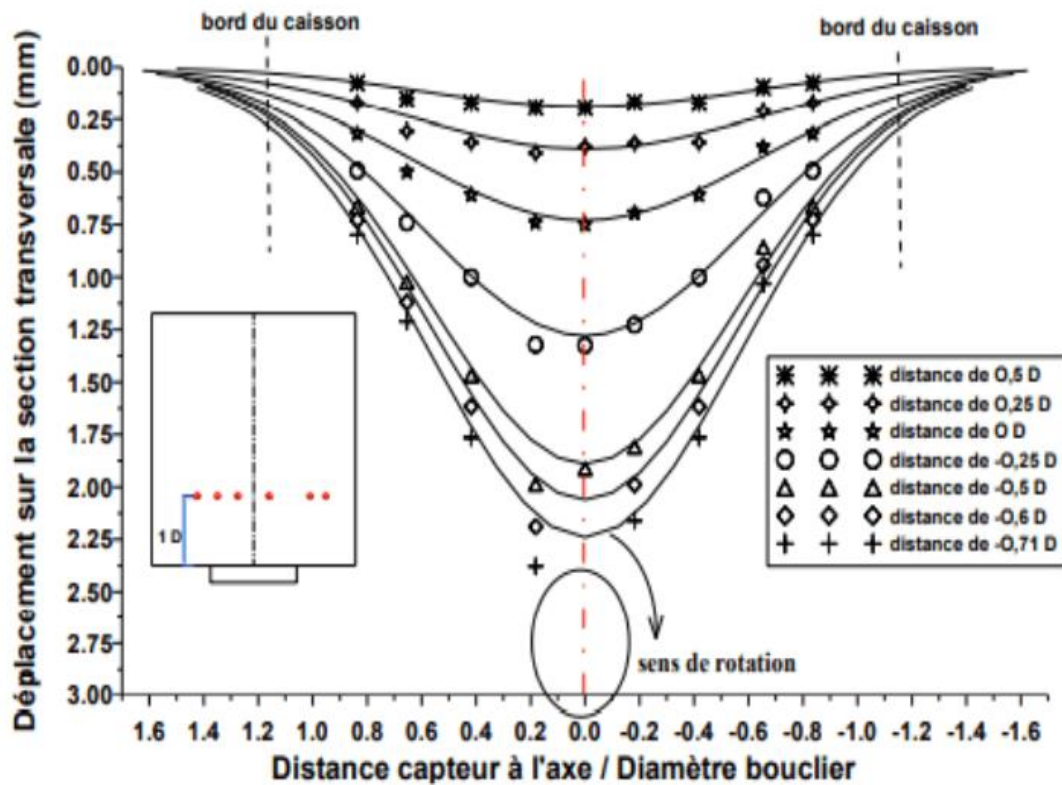


Figure 2-11 : Profils transversaux de la cuvette du tassement

8 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons conclu que les mouvements engendrés par le creusement d'un tunnel sont liés à un phénomène complexe qui dépend de la nature du sol, des méthodes de creusement et de la géométrie de l'ouvrage à réaliser.

La connaissance de ces mouvements permet de contrôler et limiter leurs dégâts, d'où le but de ce chapitre, était de présenter ce comportement dans les sols meubles.

Nous avons constaté que la cuvette transversale de tassement peut être généralement très bien décrite par la courbe de Gauss.

La courbe de Gauss est basée sur deux paramètres, i et S_{max} , qui varient significativement en fonction de plusieurs facteurs qui dépend entre autres de la stratigraphie du massif, de la méthode de creusement et de la forme de la galerie.

Chapitre III :

***Méthodes de
dimensionnement d'un tunnel***

1 Introduction

Parmi les problèmes qui se posent au projecteur du tunnel sont la détermination des caractéristiques du soutènement et la vérification de sa stabilité. L'absence de règles dans le domaine est souvent compensée par le jugement et l'appréciation de l'ingénieur.

Dans ce cas-là, des méthodes de dimensionnements des ouvrages souterrains ont enregistré de grand progrès durant les deux dernières décennies. Ces méthodes ont pour objet d'évaluer les caractéristiques de soutènement et dimensionner les tunnels. Passant du stade purement empirique à celui où l'on fait appel à des modèles numériques très développés qui permettent la prise en compte de la complexité du problème traité, notamment grâce au développement des moyens informatiques.

Cependant aucune de ces méthodes ne peut prétendre résoudre l'infinité des cas qui s'offrent au projecteur. Néanmoins, il est possible de définir des domaines préférentiels d'utilisation pour chaque méthode de calcul.

Cette partie évoque les méthodes principales de calcul des tunnels et leur développement. On peut classer les méthodes de calcul des tunnels dans plusieurs catégories selon les hypothèses qui définissent le cadre d'utilisation de chaque méthode.

2 Méthodes de classification d'un tunnel

2.1 Méthode de Karl von Terzaghi

En 1946, Terzaghi a proposé une classification simple des massifs rocheux en vue d'estimer les charges agissantes sur les cintres en acier dans les tunnels. Cette méthode et ses développements ultérieurs furent pendant de nombreuses années la base de dimensionnement aux Etats-Unis. Pour l'estimation de la charge, Terzaghi suppose que la hauteur de la roche ou de sol décomprimé pesant sur le soutènement est donné par la formule générale suivante :

$$H_p = k \times (B + H_t)$$

H_p : Hauteur de la surcharge de terrain uniformément répartie suivant l'horizontal (Figure 3.1 et Tableau 3.1).

B : largeur de la galerie.

H_t : Hauteur de la galerie.

Chapitre III : Méthodes de dimensionnement d'un tunnel

K : représentant un coefficient multiplicateur dont la valeur dépend de la catégorie de terrain rencontrée.

La formule est théoriquement applicable aux tunnels à moyenne profondeur pour lesquels la hauteur de couverture H est supérieur à $1.5 \times (B + H_t)$.

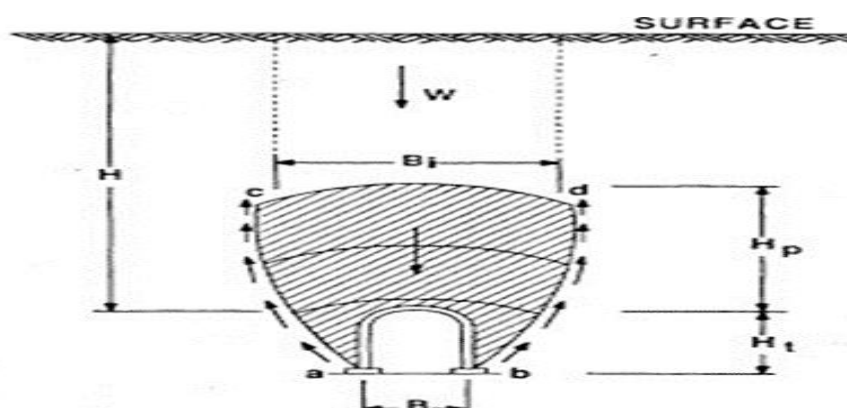


Figure 3-1: Zone décomprimé au-dessus d'une cavité (K. Terzaghi 1946)

Nature de la roche.	Charge H_p .	Remarques.
Dure et intacte.	0 à 0.25 B	Quelques ancrages s'il y a une chute de pierres.
Dure et stratifiée.	0 à 0.5 B	Soutènement léger.
Massives avec quelques joints.	0 à 0.25 B	La charge peut changer brusquement d'un point à l'autre.
Modérément éboulée.	0.25 à 0.35 $(B+H_t)$.	Pas de pression latérale.
Très éboulée.	0.35 à 1.1 $(B+H_t)$.	Peu ou pas de pression latérale.
Complètement broyée chimiquement inerte.	1.1 $(B+H_t)$.	Pression latérale considérable.
Roche fluente à grande profondeur.	2.1 à 4.5 $(B+H_t)$.	Grande pression latérale cintres circulaires recommandés
Roche gonflante.	Jusqu'à 75 m indépendant de $(B+H_t)$.	Cintres circulaires dans les cas extrêmes, cintres coulissants.

Tableau 3-1: Hauteur du terrain décomprimé au-dessus d'une cavité (d'après Terzaghi 1946)

Pour l'effet de voûte, Terzaghi a étudié également l'influence des conditions de la roche et l'accroissement après que le soutènement soit mis en place. Pour ce faire, il définit la période d'effet de voûte comme étant le laps de temps entre l'excavation et la chute de la partie non supportée de la voûte. Celles-ci varient de quelques heures pour les roches gonflants à quelques jours pour d'autres types de roches voir infini pour les roches saines.

Remarque : cette classification n'est valable que pour les tunnels de section rectangulaire et supporté par des cintres.

2.2 Méthode de Lauffer

2.2.1 Principe

En 1958, Lauffer apporta une amélioration importante vu qu'il propose de considérer deux paramètres fondamentaux dans la classification du terrain qui servira pour la conception d'un ouvrage souterrain à savoir :

- La portée active, c'est-à-dire la plus petites des longueurs suivantes que l'on peut laisser sans soutènement.
- Soit la dimension maximale de l'excavation.
- Soit la distance entre le front de taille et le soutènement.
- Le temps de tenue de terrain sur cette portée.

Le type de soutènement est donné en fonction du RQD et de la portée du tunnel (Figure 3.2), RQD désigne 'Rock Quality Designation' qui est donné par l'expression suivante (Deere et al 1967).

$$RQD = \frac{\sum \text{des longueurs de carottes de longueur} > 10\text{cm}}{\text{longueur de la passe de carottage}} \times 100 \dots \dots \dots \text{Équation 3-1}$$

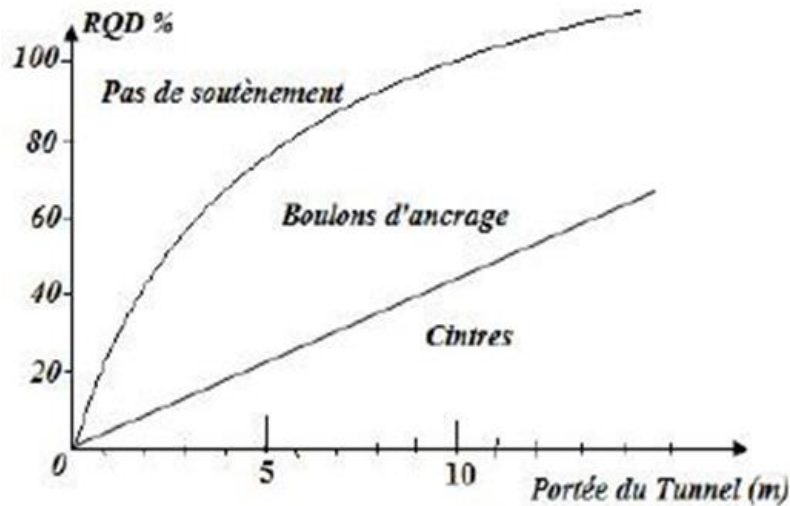


Figure 3-2: Type de soutènement en fonction de R.Q.D et la portée du tunnel (d'après Lauffer)

2.3 Méthode de Bieniawski

Bieniawski a publié en 1976, les détails d'une classification des masses rocheuses intitulée RMR (the rock mass rating), depuis la version originale certaines modifications ont été apportées. Les versions 1976 et 1989 sont les plus couramment utilisées.

La classification de Bieniawski prévoit l'évaluation de différents paramètres, puis une note est abordée pour chaque paramètre en fonction de sa valeur (Tableau 3.2). La somme de ces notes doit être ajustée pour tenir compte de l'orientation de la fracturation (Tableau 3.3). La note globale détermine la valeur du RMR, qui peut varier entre 0 à 100.

Pour classer les roches il a utilisé les cinq paramètres suivants :

- La résistance de la matrice rocheuse.
- La qualité de la roche via RQD.
- L'espacement de discontinuité de la roche.
- La qualité des discontinuités de la roche.
- Les conditions hydrologiques.
- Orientation des discontinuités.

Chapitre III : Méthodes de dimensionnement d'un tunnel

Paramètres				Coefficients						
1	Résistance de la roche	Indice Franklin	Résistance à la compression	> 8MPa	4-8 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	Indice Franklin non utilisable		
			> 200MPa	100-200 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	10 - 25 MPa	3 - 10 MPa	1 - 3 MPa	
	Note	15	12	7	4	2	1	0		
2	RQD			90-100	75-90	50-75	25-50	< 25		
	Note			20	17	13	8	3		
3	Espacement des joints			>3 m	1-3 m	0.3-1 m	50-300 mm	<500m		
	Note			30	25	20	10	5		
4	Nature des joints.			Surface très rugueuses non continues épontes en contacte épontes non altérés	Surface légèrement rugueuses épaisseur <1mm Epontes non altérés.	Surface légèrement rugueuses épaisseur <1mm Epontes altérés	Surface lustrés ou remplissage <5mm ou joint ouvert 1 à 5 mm joints continus.	Remplissage mou > 5 mm ou joints ouverts >5mm joints continus		
	Note			25	20	12	6	0		
5	Venues d'eau		Débit sur 10 m	Aucune venue d'eau	<25 L/min	25-125 L/min	>25 L/min			
			Pression d'eau contrainte principale	0	0.0-0.2	0.2-0.5	> 0.5			
			Hydrologie	Complètement sec	Suintement (eau inertielle)	Pression d'eau modéré	Problèmes sérieux de venues d'eau.			
	Note		10	7	4	0				

Tableau 3-2: Classification de la roche

Chapitre III : Méthodes de dimensionnement d'un tunnel

Direction perpendiculaire à l'axe de tunnel.				Direction parallèle à l'axe de tunnel.		
Creusement du tunnel dans le sens du pendage.		Creusement du tunnel dans le sens inverse du pendage.		Pendage 45°-90°	Pendage 20°-45°	Pendage 0°-20°
Pendage 45°-90°	Pendage 20°-45°	Pendage 45°-90°	Pendage 20°-45°	Très défavorable	Moyen	Défavorable
Très favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Défavorable	Très défavorable.	
Orientation des joints	Très favorable	Favorable	Moyen	-10	-12	
Note d'ajustement	0	-2	-5			

Tableau 3-3: Note d'ajustement pour l'orientation des joints

-On utilise le tableau 3.4 pour connaitre :

- La classe de la roche.
- Le temps pendant lequel une excavation est stable sans soutènement.

Note globale RMR	100-81	80-61	60-41	40-21	<20
Classe de rocher et description	1 Très bon rocher	2 Bon rocher	3 Rocher moyen	4 Rocher médiocre	5 Rocher très médiocre
Temps de tenues moyen	10 ans pour 5m de portée	6 mois pour 4m de portée	1 semaine pour 3m de portée	5 heures pour 1.5m de portée	10 min pour 0.5m de portée.

Tableau 3-4: Classe de rocher RMR

Pour chaque classe de rocher, Bieniawski propose des recommandations sur le soutènement à mettre en place (Tableau 3-5).

Chapitre III : Méthodes de dimensionnement d'un tunnel

Classe de la roche	Type de soutènement.						
	Boulons d'ancrages.		Béton projeté.			Cintres métalliques.	
	Espacement	Complément d'ancrage	Voute	Piédroits	Complètement de soutènement	Type	Espacement
I	Généralement pas nécessaire						
II	1.5-2m	Occasionnellement treillis soudé en voute	50mm	Néant	Néant	Non rentable	
III	1-1.5m	Treillis soudé + 30mm de béton projeté en voute si nécessaire.	100mm	50mm	Occasionnellement treillis et boulons si nécessaire	Cintres légères	1.5-2.0m
IV	0.5-1m	Treillis soudé + 30mm à 35mm de béton projeté en voute et piédroits	150mm	100mm	Treillis et boulons de 1.5 à 3m d'espacement	Cintres moyens+50mm de béton projeté	0.7à 1.5m
V	Non recommandé		200mm	150mm	Treillis soudés boulons et cintres légers	Immédiatement 80mm de béton projeté puis cintres lourds à l'avancement	0.7m

Tableau 3-5: recommandation d'avant-projet sommaire du soutènement d'après Bieniawski

2.4 Méthode de Barton

La méthode de Barton est une classification empirique des massifs rocheux. Le principe de cette classification est le même que celui de la classification de Bieniawski c'est-à dire « noter la qualité du massif rocheux par l'intermédiaire de paramètres ».

La qualité du massif rocheux est représentée par l'indice Q, calculé à partir de six paramètres.

2.4.1 Généralités

A partir de l'analyse de plus de 200 cavités souterraines (principalement des tunnels routiers et hydroélectriques), Barton, Lien, et lunde du Norwegian Geotichnical institue (NGI), ont proposé un indice pour la détermination de la qualité d'un massif rocheux en vue du percement d'un tunnel.

2.4.2 Calcul de l'indice de qualité

La valeur de ce coefficient Q est déterminée par 06 paramètres de **façon suivante** :
Hoek et Brown, 1980, Baroudi,1988, Bouvard et Al 1988 :

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$

- ✓ RQD : Rock quality designations.
- ✓ J_n : Est l'expression du nombre de familles principales de discontinuités.
- ✓ J_r : Caractérise la rugosité des faces des joints.
- ✓ J_a : Définit le degré d'altération des joints.
- ✓ J_w :Spécifie les conditions hydrogéologiques.
- ✓ SRF : Stress Reduction Factor, il est représentatif de l'état de contrainte dans le massif

L'indice Q peut se varie entre 0.001 à 1000, les Q sont regroupés en 09 classes, chaque classe correspond à une qualité de massif rocheux (tableau ci-dessous).

Les classes de Q sont représentent sur une échelle logarithmique.

Valeurs	Qualité du massif.
40-1000	Exceptionnellement bonne.
10-400	Extrêmement bonne.
40-100	Très bonne.
10-40	Bonne.
4-10	Moyenne.
1-4	Mauvaise.
0.1-1	Très mauvaise.
0.01-0.1	Extrêmement mauvaise.
0.001-0.01	Exceptionnellement mauvaise.

Tableau 3-6: Classification de qualité de la roche

Chapitre III : Méthodes de dimensionnement d'un tunnel

Afin de pouvoir relier l'indice Q a des recommandations de soutènement dans les ouvrages souterrains, Barton et Al (1974) ont défini une grandeur supplémentaire qui est la dimension équivalente :

$$D_e(m) = \frac{B}{ESR} \dots\dots\dots\text{Équation 3-2}$$

- ✓ De : dimension équivalent à l'ouvrage.
- ✓ ESR : excavation support ratio.
- ✓ B : largeur du tunnel.

Nature de l'ouvrage.		ESR	Note
A	Galeries temporaires de mines.	Environ 3.5	2
B	Puits verticaux : - section circulaire-rectangulaire- section carré.	Environ 2.5	0
C	Galerie permanentes de mines, galerie hydraulique d'aménagement hydro-électrique. (À l'exclusion des galeries à forte charge). Galeries pilotes.	1.6	83
D	Salles de stockages, usine de traitement d'eau, tunnels secondaires routiers et ferroviaires, cheminées d'équilibre, galerie d'accès.	1.3	25
E	Usines électriques, principaux tunnels routiers et ferroviaires, abris atomiques, entrée en galerie.	1	79
F	Usines nucléaires, gares ferroviaires, aménagement sportifs ou public, installations industrielles.	Environ 0.8	2

Tableau 3-7 : le coefficient ESR pour divers ouvrages souterrains

Remarque : Après avoir établi l'indice de qualité Q du rocher, les dimensions et la destination de l'ouvrage, la Figure 3.3 nous renvoie à l'un des 38 numéros de catégorie de soutènement :

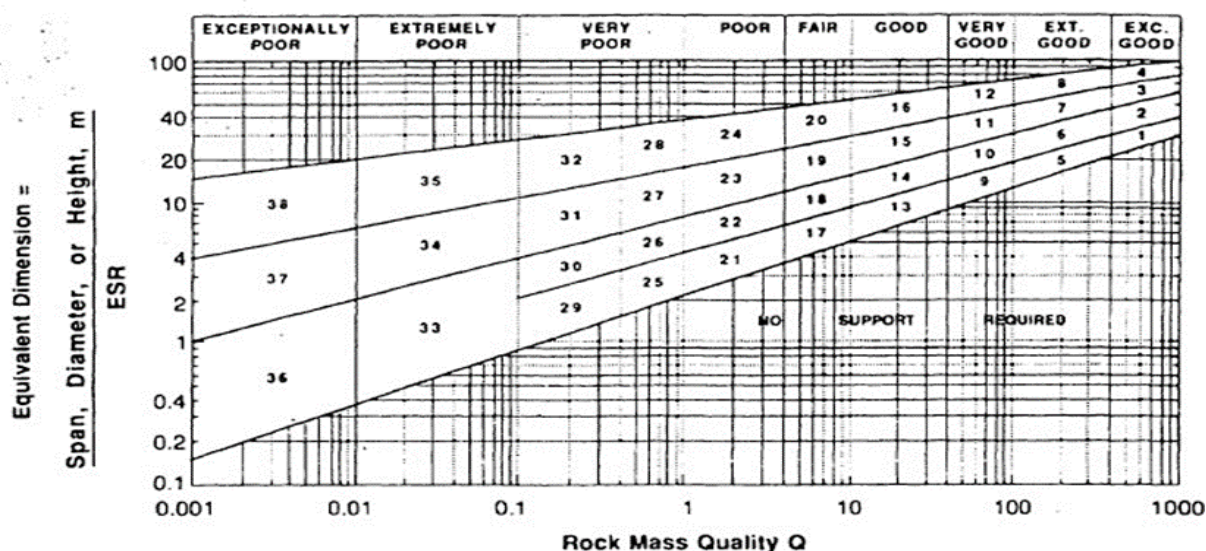


Figure 3-3 : Relation entre (Q-De) et les catégories de soutènement (Barton, AI 1974)

Les soutènements proposés s'appliquent avant tout au soutènement permanent du toit. Néanmoins, Barton propose d'évaluer le soutènement des piédroits et les soutènements provisoires de la même façon en utilisant les indications ci-dessous :

➤ **Soutènement définitif des piédroits**

Le plus souvent et pour des conditions moyennes de rocher on applique le dispositif prévu pour la voûte en multipliant par 1.5 la maille des ancrages et par 2/3 l'épaisseur de béton projeté. Si la roche est mauvaise, le même dispositif sera appliqué aux piédroits et même au radier. Les parois de grandes hauteurs seront à considérer en particulier.

Une méthode empirique consiste aussi à multiplier l'indice Q d'une valeur 5 si $Q > 10$, et d'une valeur de 2.5 si Q est compris entre 0.1 et 10 et de conserver la valeur de Q si $Q < 0.1$.

➤ **Soutènement provisoire**

Barton, pense que l'on obtient une estimation réaliste en remplaçant :

- ESR par 1.5 ESR.
- Q (voûte) par 1.5 voûte.
- Q_p (piédroit) Par 5 Q_p (piédroit).

2.5 Classification de l'AFTES

L'Association Française des Travaux en Souterrain (AFTES) a été créée en janvier 1972 pour répondre aux recommandations de la Conférence Internationale sur les travaux souterrains

tenue à Washington en 1970 qui préconisaient la mise en place dans chaque pays d'un organisme regroupant les différents acteurs intervenants, à des titres divers, dans les travaux souterrains.

La principale activité de l'AFTES consiste à diffuser des recommandations techniques dans le domaine des travaux souterrains. Ces recommandations sont préparées au sein de Groupes de Travail qui ont permis de constituer une classification, dite de l'AFTES.

2.5.1 Principe

Plutôt que d'attribuer au massif une « note » globale déterminant les conditions de creusement d'un ouvrage, l'AFTES a préféré préciser clairement les divers facteurs qu'il faut s'efforcer de connaître pour la conception d'un projet souterrain dans un massif rocheux :

- Les conditions géologiques générales.
- Les conditions hydrogéologiques.
- Les discontinuités du massif rocheux.
- Les caractéristiques mécaniques du terrain.
- Les contraintes naturelles et la hauteur de couverture de l'ouvrage.
- La déformabilité du massif.

En plus de ces critères relatifs au massif rocheux, l'AFTES prend en considération :

A. Des critères relatifs à l'ouvrage à son mode d'exécution

- Les dimensions et la forme de la cavité.
- Le procédé d'excavation, qui peut être soit à l'explosif en utilisant ou non la technique de prédécoupage, soit purement mécanique.

B. Des critères relatifs à l'environnement

- La sensibilité de l'environnement aux tassements.
- Les effets d'une modification de l'équilibre hydrologique.

2.5.2 Recommandations

Pour chacun de critères énumérés ci-dessus, L'AFTES fournit des recommandations propres à orienter le choix du soutènement : béton projeté, boulons à ancrage ponctuel ou ancrage réparti, cintres, voussoirs.

En effet, divers tableaux ont été élaborées afin d'indiquer, en fonction de la valeur des paramètres qui caractérisent les différents critères en question, si le soutènement considéré est :

Chapitre III : Méthodes de dimensionnement d'un tunnel

- Soit particulièrement recommandé.
- Soit possible à condition que d'autres critères soient particulièrement favorables (plutôt favorable).
- Soit très mal adapté bien qu'éventuellement possible (plutôt défavorable).
- Soit en principe défavorable.

Discontinuités (cas où l'excavation est faite à l'explosif avec découpage)			Pas de soutènement	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes préforée	Procédés spéciaux						
				Béton projeté	Ancrage ponctuel	Ancrage réparti	Barres lancées	lourds	Légers coulissants	Plaques métalliques assemblée		béton	Bouclier ou pousse tube	injection	Air comprimé	congélation		
N° de familles	orientation	Espacement (1)																
N1			●				⊗			×	×	⊗	⊗	⊗	⊗	⊗	⊗	
N2	Or2 ou Or3	S1 à S3	●				⊗			×	×	⊗	⊗	⊗	⊗	⊗	⊗	
N2	quelconque	S1		●			⊗			×	×	⊗	⊗	⊗	⊗	⊗	⊗	
N3		S2		●	●		⊗			×	×	⊗	⊗	⊗	⊗	⊗	⊗	
Ou		S3		●	Gr	●		⊗				×	⊗	⊗	⊗	⊗	⊗	×
		S4	×	●	Gr- Bp	●		⊗	●	●			⊗	⊗	⊗	⊗	⊗	×
N4		S5	⊗	●	×	Bp		⊗	●	●			×		⊗	⊗	×	
N5			●	⊗	Bp		⊗	●	●	●		×	●	⊗	⊗	⊗	×	

Nota : (1) pour la famille la plus dense
 (2) scellement au mortier de préférence à la résine lorsque les fissures sont ouvertes

LEGENDE

- Gr = avec grille continue
- Bp = avec béton projeté
- Bl = avec blindage bois ou métallique
- particulièrement recommandé (Nettement favorable)
- Possible à condition que d'autres cintres soient particulièrement favorables (plutôt favorable)
- ⊗ Très mal adapté bien qu'éventuellement possible (plutôt défavorable)
- ⊗ En principe impossible

Figure 3-4: Choix du type de soutènement en fonction de la valeur des paramètres décrivant les discontinuités (d'après L'AFTES, groupe n°07, 1974).

2.6 Méthode de l'indice de résistance géologique (Geological strength index, GSI).

Introduit par HOEK (1955) et HOEK ? KAISER et BADWEN (1955), le GSI est un nombre sans dimension, déterminé empiriquement, qui varie entre 5 et 85, et qui peut être estimé à partir d'un examen de la qualité de la masse rocheuse in situ. La méthode GSI s'appuie donc sur une observation directe de la structure du massif rocheux.

La figure (d'après HOEK (1955)) présente les 20 codes qui permettent d'identifier chaque catégorie de masses rocheuses, et d'estimer la valeur du GSI à partir des conditions de surface de discontinuités et de leur structure.

Par définition les valeurs proches de 5 correspondent à des matériaux de très mauvaise qualité, tandis que les valeurs proches de 85 décrivent des matériaux d'excellente qualité (pour lesquelles la résistance de la masse est égale à celle de la matrice rocheuse).

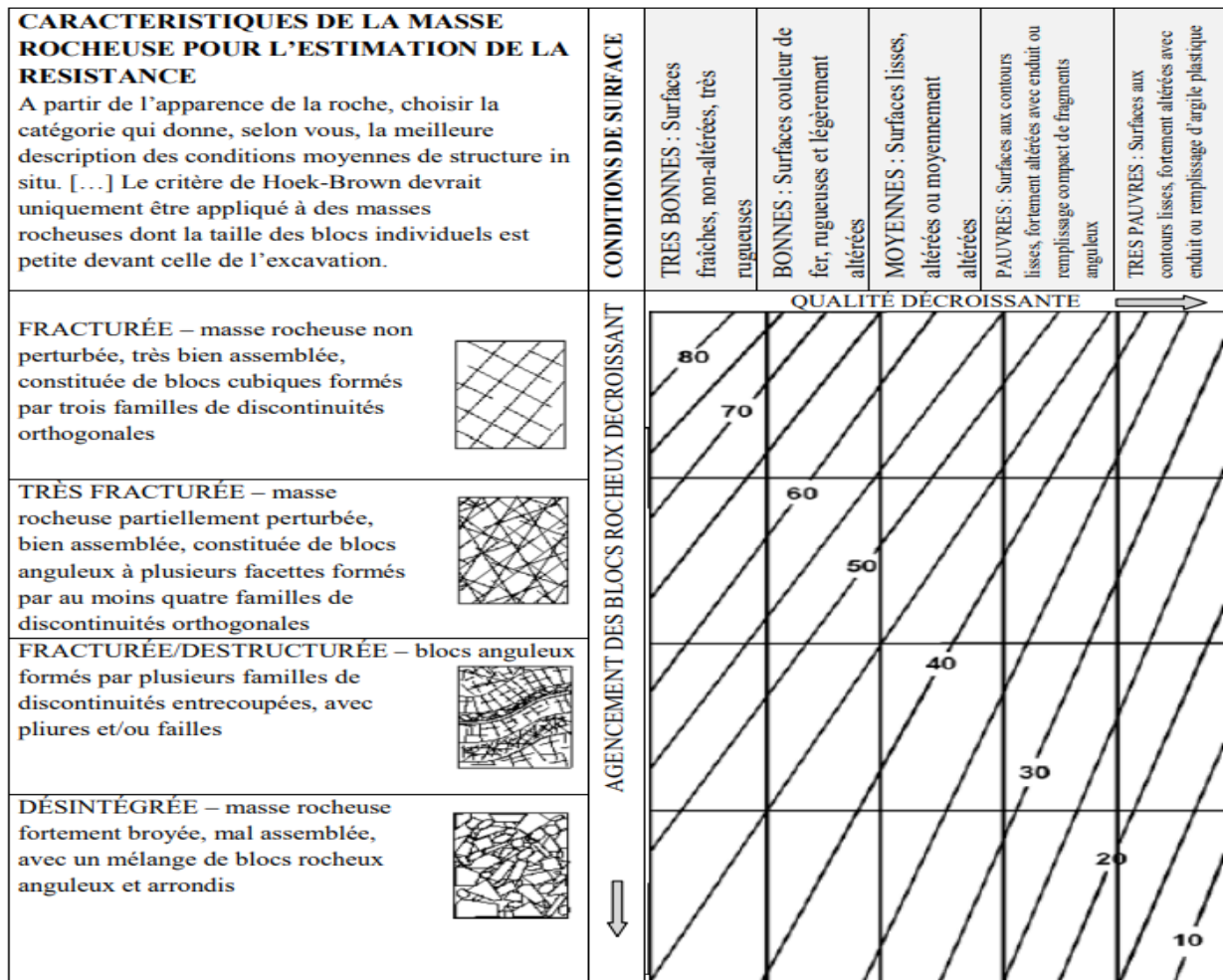


Figure 3-5 : Estimation du GSI à partir d'une description géologique de la masse rocheuse d'après Hoek (1955)

2.7 Corrélation entre les différentes méthodes de classification

Des relations empiriques existent entre ces différents indices. BIENIAWSKI propose de relier le Rock Mass Rating (RMR), et le (Tunneling Quality Index Q) de Barton :

$$RMR = 9 \log Q + 44.$$

Pour des roches de bonnes (GSI > 25), la valeur de GSI peut également être estimée directement à partir de la version 1976 du RMR de BIENIAWSKI :

$$GSI = RMR76$$

Avec une note pour les eaux souterraines de 10 (humide), et un ajustement pour l'orientation des discontinuités égal à 0 (très favorable).

De même, si la version 1989 de la classification RMR de BIENIAWSKI est utilisée, alors on peut estimer un GSI correspond :

$$GSI = RMR89 - 5$$

Avec une note pour les eaux souterraines de 15 (sec) et un ajustement pour l'orientation des discontinuités égal à 0.

2.8 Méthode de convergence- confinement

L'introduction de la méthode convergence-confinement (MCC), a permis d'améliorer les moyens de calcul, en autorisant une simulation plus fidèle du processus d'interaction sol-structure associé au creusement d'un tunnel. Cette méthode qui peut être mise en œuvre de manière analytique pour le cas idéal d'un tunnel circulaire dans un massif de comportement linéaire élastique, nécessite l'usage de moyens plus élaborée tels que la méthode des éléments finis pour le calcul de situations plus complexes.

Le champ de contraintes existant initialement dans le sol au niveau du futur extradors du tunnel est dans une première étape réduite d'un certain taux λ , puis dans une deuxième phase complètement relâchée (déconfinement totale), après mise en place du tunnel. Le taux λ est en générale déterminé à partir d'une campagne de mesure.

2.8.1 Convergence

La convergence d'une section du tunnel suivant une direction quelconque « a » est le déplacement relatif de deux points radialement opposés du parement dans cette direction au fur et à mesure de l'avancement du front de taille.

2.8.2 Confinement-déconfinement

Un terrain qui sera traversé par un tunnel est considéré confiné avant le passage du tunnel, ou plus précisément lorsqu'il est situé à une distance suffisante du front d'excavation de manière à ne pas être perturbé par l'effet de creusement de tunnel.

La perte de ce confinement, est dite déconfinement du terrain, il sera donc directement lié au passage du tunnel ou d'une manière plus précise le rapprochement du front d'attaque de la zone du terrain.

2.8.3 Principe de la méthode

On peut les résumer comme suit :

Le principe fondamental de la méthode de CC réside dans la considération de l'auto portance de terrain. Cette considération se base sur l'hypothèse qui stipule que le processus de déconfinement ne se produit pas de manière instantanée, mais plutôt de manière progressive après le creusement.

Une notion est alors mise en évidence qui s'appelle « le coefficient de déconfinement λ ».

Le coefficient de déconfinement (λ) est fonction de :

- Caractéristiques mécaniques de terrain (module de Young E et coefficient de Poisson ν).
- Caractéristiques géométriques de la section de tunnel : plus on augmente le rayon « r » plus le déconfinement augmente.
- La distance entre la section de mesure et le front de taille « x » : plus on s'éloigne du front plus le déconfinement augmente.
- De temps « t » le déconfinement augmente avec le temps y compris pour une distance au front qui est fixe.

2.8.4 Effet de confinement de soutènement

Le deuxième principe de la MCC réside dans la considération que la mise en place du soutènement permet d'apporter un confinement à l'excavation qui est en cours de déconfinement. C'est-à-dire la résistance apportée par un soutènement permet de bloquer le déconfinement.

Le confinement de soutènement dépend de :

- Caractéristiques mécaniques (module et limite d'élasticité, comportement au-delà de la limite élastique, résistance ultime).
- Caractéristiques géométriques des structures constituant le soutènement (aire, l'inertie).

2.8.5 Courbe de convergence

La courbe de convergence est la courbe donnant la valeur du déplacement en paroi en fonction de la pression fictive P_i , et en l'absence de soutènement. Il s'agit d'une courbe μ paramétrique (de paramètre (x)) qui représenté sur un graph (P_i, u).

Les données :

R : Rayon de l'excavation.

E : Caractéristiques de rupture du terrain.

ν : Coefficient de poisson.

C : Caractéristiques de rupture du terrain (ou R_c et K_p).

φ : Angle de frottement.

γ : Poids volumiques du rocher dans la zone décomprimée.

σ_0 : Contrainte initiale de massif ($\sigma_0 = \sum \gamma h + q$).

Tels que :

R_c : la résistance en compression simple des terrains.

$$R_c = \frac{2C \times \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

K_p : Coefficient de butée.

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

2.8.6 Méthodes fondées sur la convergence du tunnel non soutenu

➤ Comportement élastique du massif

On peut écrire les relations suivantes :

$$u_\infty = \frac{\sigma_0 R}{2G}$$

$$\mathbf{u}_0 = \alpha_0 \mathbf{u}_\infty$$

Où : $\alpha_0 = 0.25$ $m=0.75$ $\xi=1$. Donc λ_d est déterminé comme :

$$\lambda_d = 1 - 0.75 \left[\frac{0.75R}{0.75R + d} \right]^2$$

En réalité le taux de déconfinement au front de taille dépend du coefficient de Poisson. Pour $0,2 < \nu < 0,5$, il varie quasi linéairement entre 0,2 et 0,3.

Mais pour $d/R > 0.25$, le taux de déconfinement est pratiquement indépendant du coefficient de poisson.

➤ **Comportement élasto-plastique du massif**

Le principe consiste à obtenir la courbe $u_r = (x)$ dans le cas élasto-plastique comme la transformée de la courbe correspondante en élasticité par l'homothétie de centre O et de rapport $1/\xi$.

Le déplacement radial final du tunnel non soutenu est écrit sous la forme :

$$\mathbf{u}_\infty = \frac{1}{\xi} \frac{\sigma_0 R}{2 G}$$

Et a_d devient :

$$\mathbf{a}_d = 1 - \left[\frac{0.75R}{0.75R + \xi d} \right]^2$$

Donc le déplacement radial à la distance non soutenue d, est déterminé par :

$$u_d = u_\infty \left[1 - \left[\frac{0.75R}{0.75R + \xi d} \right]^2 \right]$$

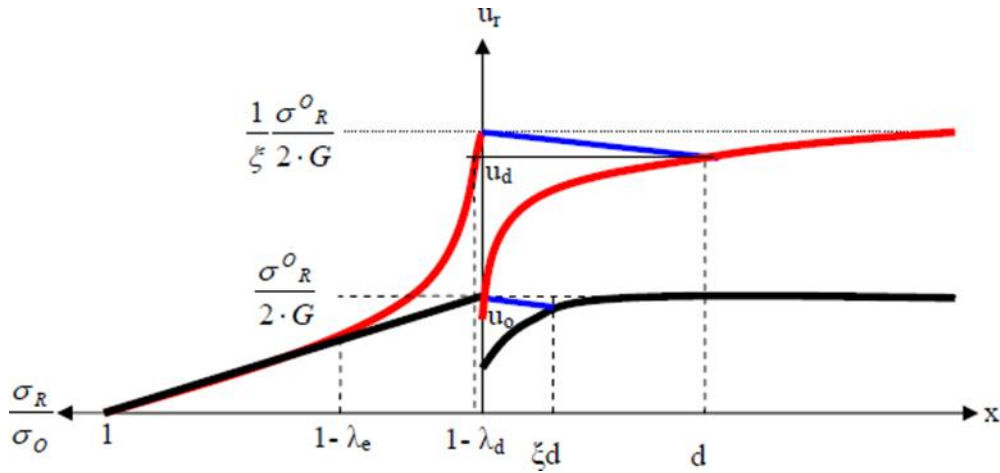


Figure 3-6 : Principe de similitude (BERNAUD CORBETTA et NGUYEN MINH)

2.8.7 Méthodes fondées sur la convergence du tunnel soutenu

Ces méthodes tiennent compte du fait que la rigidité du soutènement limite la convergence en avant et en arrière du front de taille. Par conséquent le coefficient λ_d est inférieur à celui déterminé par les méthodes décrites ci-dessus. Cet effet est évidemment d'autant plus important que le soutènement soit plus rigide et est mis en place plus près du front de taille.

Des méthodes dites implicites ont été mises au point, d'une part, par Bernaud et Rousset et, d'autre part par Nguyen Minh et Guo. Ces méthodes donnent des résultats voisins.

Nguyen Minh et Guo définissent deux paramètres :

$$A = - \frac{u_\infty}{u_{ns\infty}} \quad \text{et} \quad B = 1 - \frac{u_d}{u_{nsd}}$$

Où $u_{ns\infty}$ et u_{nsd} sont respectivement les valeurs de u_∞ et u_d dans le cas du tunnel non soutenu.

Ils ont alors établi la relation générale :

$$B = A[0.45 + 0.42 A^2]$$

Les deux équations précédentes permettent alors de déterminer u_∞ et u_d . Dans le cas du comportement élastique linéaire, ils ont donné la valeur du taux de déconfinement λ_d en

fonction de d/R et du module de rigidité normale du soutènement rapporté au module de cisaillement du massif élastique :

$$K_{sn} = \frac{K_{sn}}{2 \cdot G}$$

Dans le cas du comportement élastique non linéaire ou élasto-plastique du massif, il n'y a pas de solution explicite et il faut faire appel à des méthodes itératives pour déterminer λ_d . Des itérations successives sur A et B sont faites à partir de la valeur obtenue dans le cas du tunnel non soutenu et on les fait jusqu'à ce que l'on obtienne une précision satisfaisante entre deux itérations successives.

3 Conclusion

Dans ce chapitre, on a abordé les méthodes principales du calcul et du dimensionnement des tunnels à partir de classifications des massifs rocheux. Ces méthodes de calcul reposent sur des considérations théoriques, empiriques et numériques. Les méthodes empiriques globales telle que la classification de l'AFTES permettent d'orienter le choix du type de soutènement, mais ne suffisent pas à vérifier la stabilité du tunnel. Les méthodes analytiques, telle que la méthode de convergence-confinement, servent souvent d'approche pour l'utilisation ultérieure de méthodes numériques plus précieuses, telles que la méthode des éléments finis par exemple.

Dans la méthode convergence-confinement le passage de l'aspect tridimensionnel à l'aspect bidimensionnel du problème du creusement d'un tunnel est basé sur le concept du taux de déconfinement λ . Cependant sa valeur est choisie généralement de façon plus ou moins arbitraire à cause de la difficulté de comprendre l'influence de la multiplicité des facteurs qui caractérisent un projet réel, tels que le type de sol, la technique de creusement, les pré-soutènements mis en place.

Chapitre IV :

***Présentation de l'outil de modélisation
numérique « PLAXIS 2D » et
« PLAXIS 3D »***

1 Introduction

Les méthodes numériques sont basées sur la discrétisation du problème en éléments tout en supposant un modèle de comportement. Ces méthodes permettent de calculer le champ de déplacements et de contraintes en tout point du massif et de prendre en compte divers facteurs :

- Hétérogénéité des terrains.
- Etat mécanique et hydraulique initiale.
- Dimension et profondeur de l'ouvrage creusé.
- Technique d'exécution adopté et succession des étapes de construction.
- Comportement non linéaire du sol et du soutènement.
- Géométrie complexe.

Les codes de calcul les plus utilisés dans le domaine géotechnique sont basés sur des éléments finis ou sur des différences finis. On pourra citer comme exemple des codes de calculs qui sont actuellement utilisés : les codes CESAR et PLAXIS basés sur une formulation en éléments finis, et le code FLAC basé sur les différences finis.

Cependant, les plus utilisés sont les codes de calcul basé sur les éléments finis, elles permettent de traiter les problèmes de tunnels en modèle bidimensionnel ou tridimensionnel. Ce dernier type d'analyse permet, en effet de s'affranchir des limitations imposées par les modèles bidimensionnels tels que la modélisation de la proximité du front de taille dans le cas de la déformation plane ou la géométrie complexe de l'ouvrage dans le cas axisymétrique.

Ce chapitre comporte les principes du code PLAXIS 2D qui ont été utilisé lors de nos simulations bidimensionnels.

2 Méthode des éléments finis

Parmi les méthodes numériques les plus utilisées, la méthode des éléments finis (MEF), est une technique récente à caractère pluridisciplinaire car elle met en œuvre les connaissances de trois disciplines de base :

-La mécanique des structures : élasticité (déformation plane, axisymétrique et tridimensionnelle), résistance des matériaux, dynamique, plasticité.

-L'analyse numérique : méthodes d'approximations, résolution des systèmes linéaires, des problèmes aux valeurs propres, le calcul des milieux jointifs ou discontinus.

-L'informatique appliquée : techniques de développement et de maintenance de grands logiciels.

La méthode des éléments finis est une méthode très puissante, puisqu'elle permet une étude correcte des structures ayant des propriétés géométriques et des conditions de chargement très compliquées. C'est une méthode qui nécessite des calculs itératifs, s'adaptant aux problèmes complexes qui ne peuvent pas être résolus analytiquement. On remplace un problème continu par un problème approché en discrétisant la structure.

La méthode des éléments finis consiste à discrétiser un milieu continu en le remplaçant par un assemblage d'éléments. On simplifie les équations du problème en vérifiant les équations en un nombre limités de points. On obtient alors un système d'équations linéaires dont la taille dépend de la finesse de la discrétion. Elle fait partie des méthodes qui, par approximation des variables inconnues, transforment les équations aux dérivées partielles en équations algébriques. La structure est décomposée en plusieurs éléments de nœuds (Figure 4.1).

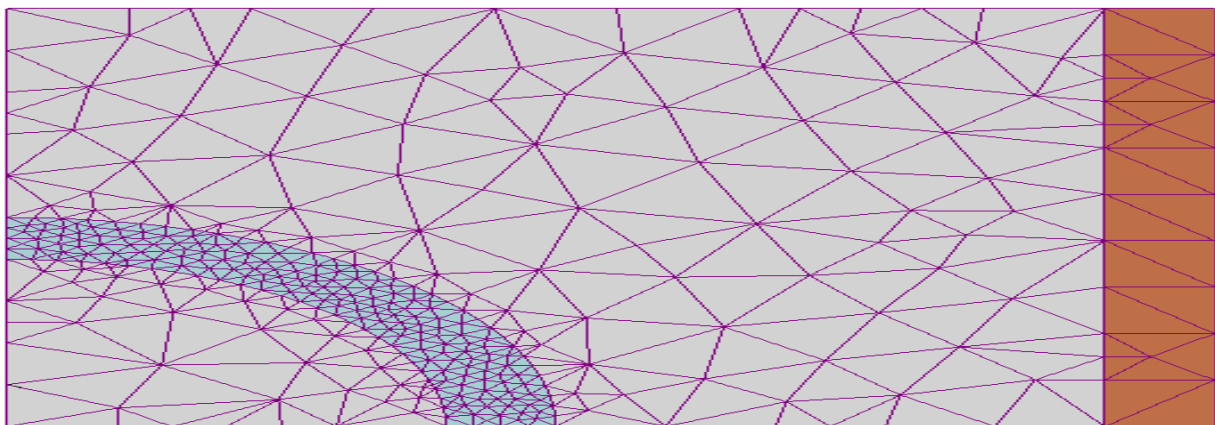


Figure 4-1: Modèle de maillage

La MEF selon l'approche déplacement a pour but de transformer les équations décrivant le phénomène physique étudié qui sont de type équations aux dérivées partielles en un système d'équation algébriques linéaires de type :

- (K) : matrice de rigidité de toute la structure.
- (F) : vecteur forces nodales.

- (U) : vecteur de déplacement nodaux.

Une fois déterminer la matrice de rigidité (K) du système, tout problème consiste donc généralement à résoudre le système linéaire : avec :

Matrice de raideur de la structure.

Vecteur des forces équivalentes au chargement externe appliqué à la structure.

Après avoir modélisé et discrétisé la structure à étudier en éléments finis on suit les étapes suivantes :

- Etablir pour chaque élément dans son repère local.
- La fonction d'approximation en éléments finis.
- Les relations entre : déformations, contraintes et déplacement.
- Les relations efforts déplacement nodaux.
- Déduire la matrice de rigidité dans le repère global pour chaque élément.
- Déduire la matrice de rigidité globale dans le repère global en assemblant toutes les matrices élémentaires.
- Faire intervenir les conditions aux limites (pour éviter le cas d'une matrice de rigidité singulière)
- Résoudre le système

Pour le calcul d'un tunnel, la déterminer des sollicitations auxquelles est soumis le soutènement ou le revêtement d'un tunnel est un problème hyperstatique dont les paramètres suivants peuvent être pris- en compte par la méthode des éléments finis :

- La bi ou tridimensionnelle du problème.
- L'état d'équilibre naturel du milieu.
- La géométrie de l'excavation.
- Les propriétés de déformation du terrain.
- Les caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments de soutènement et revêtement.

3 Modélisation du creusement d'un tunnel

La modélisation du creusement d'un tunnel peut se réaliser à partir de 3 approches différentes :

3.1 La modélisation 2D en déformation planes

Les calculs en déformation planes, dans le profil en travers d'une section de tunnel, représentent 98% des calculs numériques réellement effectués en bureau d'étude.

Ils utilisent les concepts des pressions fictives et de déconfinement élaboré pour la méthode **convergence-confinement**.

Ils apportent d'ailleurs de nombreux avantages par rapport à cette dernière : section quelconque, état de contrainte anisotrope, calculs en section divisés.

3.2 Le modèle 2D axisymétrique

Les modèles axisymétriques représentent le tunnel selon son axe longitudinal. Les hypothèses d'axisymétrie sont celles de la méthode **convergence-confinement** : section circulaire, matériau isotrope, état de contrainte isotrope. Mais ils ont le gros avantage de pouvoir étudier l'état mécanique du terrain autour du front de taille. C'est par cette modélisation que l'on approche la fameuse loi d'évolution du coefficient .

Les outils numériques permettent donc, notamment de traiter les problèmes de tunnels en modèle tridimensionnel. Ce type d'analyse permet, en effet, de s'affranchir des limitations imposées par les modèles bidimensionnels tels que la modélisation de la proximité du front de taille dans le cas de la déformation plane ou la géométrie de l'ouvrage dans le cas axisymétrique. De plus, seul un calcul 3D permet de déterminer les contraintes et les déformations de manière réaliste dans le massif et dans le soutènement

3.3 La modélisation tridimensionnelle 3D

C'est le seul type de modélisation qui permet de traiter le problème réel par la prise en compte partielle de la technologie du creusement, et de l'ensemble des phénomènes mis en jeux.

Toutefois, cette modélisation 3D exige la création d'un maillage très compliqué dans le cas d'étude d'un terrain stratifié et le phasage des travaux de réalisation. Le calcul devient vite exorbitant, d'autant plus que l'initialisation nécessite plusieurs calculs successifs avant d'atteindre un état d'équilibre.

Par ces causes, ce type d'approche est d'ailleurs peu pratiqué, sauf dans le domaine de la recherche.

4 Présentation du logiciel PLAXIS

Le logiciel PLAXIS est le logiciel d'éléments finis de référence en géotechnique à deux dimensions dont le développement commença en 1987 à l'initiative du ministère de travaux publics et d'hydrologie des Pays-Bas.

Son but initial était de créer un code d'éléments finis facilement utilisables en 2D pour analyser l'effet de l'implantation d'une digue fluviale sur les argiles molles des Pays-Bas. En quelque années, PLAXIS a été étendu à d'autres domaines de la géotechnique.

En 1998 la première version de PLAXIS pour Windows est développée, durant la même période une version 3D du logiciel a été développée. Après quelques années de développement le logiciel 3D PLAXIS tunnel program est sorti en 2001. PLAXIS 2D est donc un programme en deux dimensions spécialement conçues pour réaliser des analyses de déformations et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan (déformation plane) ou axisymétrique. L'algorithme général de code PLAXIS consiste à résoudre un système d'équations algébriques non linéaires selon un processus itératif pour déterminer les valeurs de déplacement aux différents nœuds du maillage, le champ de contraintes et les états de rupture du sol.

Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

4.1 Code de calcul PLAXIS

L'utilisation de lois de comportement complexes dans des modèles éléments finis pour l'ingénierie est délicate. Elle demande pour la détermination des paramètres des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie. L'intégration de telles lois dans des codes éléments finis est difficile. Le coût de ces calculs est généralement important et peu de codes sont actuellement opérationnels.

Cependant en utilisant un modèle de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale, différents modèles de comportement, ont été implémentés dans PLAXIS comme le modèle élastique-linéaire, Mohr-coulomb, modèles de sols avec écoulement ou spécifique aux sols mous.

4.2 Modèles de comportement des sols utilisés en PLAXIS

La description du comportement du sol a un rôle très important dans l'étude d'un matériau pour cela il faut comprendre certaines notions comme critères, loi de comportement, fonction de charges, endommagement etc.

En calcul géotechnique le choix du modèle de comportement associé au massif étudié est primordial et tous les résultats issus de ce calcul (contrainte, déformation etc.) sont subordonnés à ce choix qu'il doit être fondé sur des résultats fiables issus des essais disponibles sur le massif. Le code de calcul PLAXIS met à la disposition de l'utilisateur plusieurs lois de comportements selon la nature de massif étudié.

4.2.1 Modèle élastique linéaire

Si la courbe de décharge coïncide avec la courbe de charge, et ceci quelle que soit la vitesse de déformation, l'élasticité est dite parfaite. Cependant, rigoureusement le comportement idéal ne se rencontre jamais.

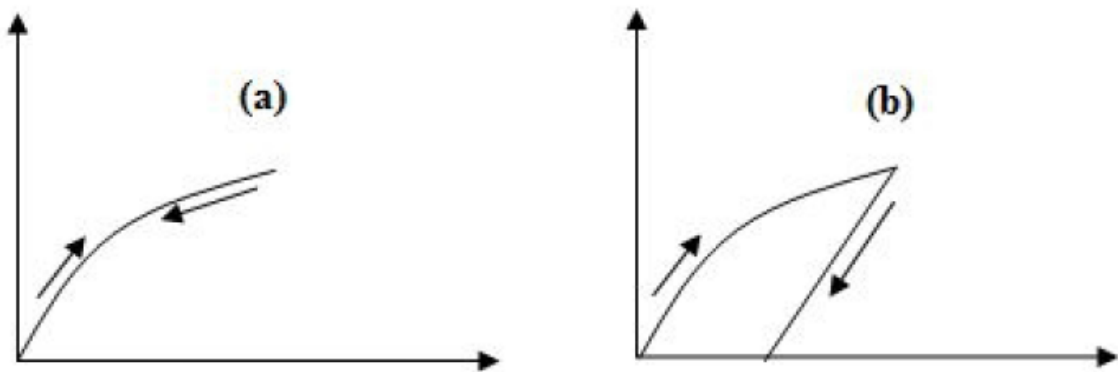


Figure 4-2: Comportement élastique : (a) : idéal – (b) : réel

4.2.2 Modèle plastique

Le comportement plastique est celui d'un corps solide qui prend des déformations permanentes sans se fissurer, c.-à-d. sans disparition de la cohésion le long de certaines surfaces. On admet en générale que ces déformations permanentes se produisent à partir d'un certain seuil de contrainte, dit seuil de plasticité ou limite d'élasticité.

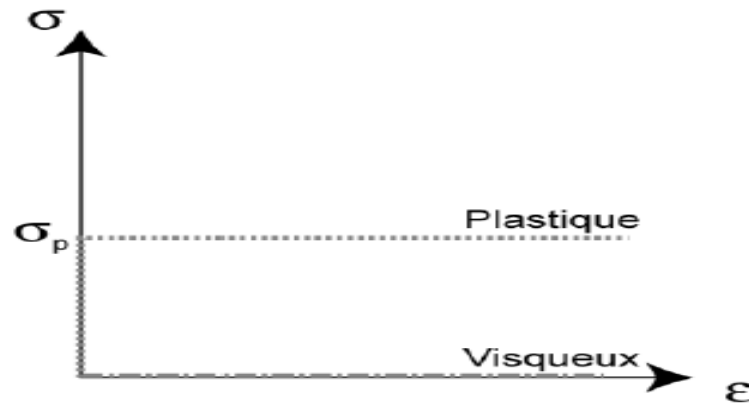


Figure 4-3: Comportement plastique

4.2.3 Élastique linéaire parfaitement plastique (Mohr coulomb)

C'est la loi de comportement la plus utilisée dans les calculs de projet de tunnel et en mécanique des sols en général.

Ce type de comportement (élastique linéaire parfaitement plastique avec un critère de rupture de type Mohr-Coulomb) présente l'avantage de définir le comportement du sol par le biais de seulement 5 paramètres : deux paramètres pour définir la phase élastique, le module de Young (E) et Trois paramètres pour définir le critère de plasticité, la cohésion (c), l'angle de dilatance

Ces paramètres sont identifiés à partir d'essais expérimentaux. Le module d'Young (E) correspond à la pente de la courbe contrainte déviatorique déformation axiale.

La pente initiale de la courbe déformation volumique-déformation axiale conduit à la détermination du module de poisson et la pente plastique de cette courbe détermine l'angle de la dilatance . Les deux paramètres plastiques se déterminent à partir du seuil plastique atteint (Figure 4-4).

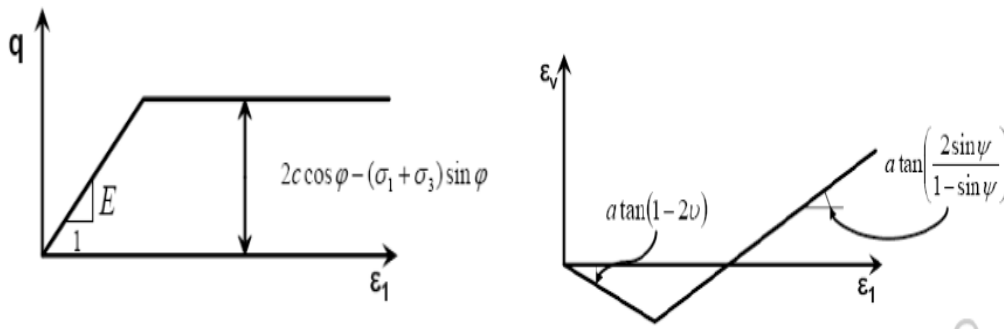


Figure 4-4: Détermination de paramètres du modèle de base de Mohr-Coulomb

4.2.4 Hook-Brown

C'est un critère de plasticité adapté aux roches qui a été présenté en 1980 par Hook et Brown. Il s'écrit sous la forme :

$$\sigma_1 - \sigma_3 - \sigma_{ci} \left(mb \times \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a = 0$$

Avec : σ_{ci} : résistance en compression simple de la roche saine.

s : Paramètre définissant le degré de fissuration il s'écrit :

$$s = \exp \left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D} \right)$$

(1 pour un échantillon intact et 0 pour un matériau complètement granulaire).

mb : Paramètre lié à la nature de la roche s'écrit :

$$mb = \exp \left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right)$$

(Notion de cohésion, typiquement de 0.1 à 5).

a : terme sans dimension permettant de définir la forme du critère il s'écrit :

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left[\exp \left(\frac{-GSI}{15} \right) - \exp \left(\frac{-20}{3} \right) \right]$$

Il est usuellement pris égal à 0.5.

4.2.5 Hardening Soil Model (HSM)

Ce modèle s'appuie sur les modèles à double écrouissage développée par Schanz et al. (cité par Jean-Pierre JANIN 2012). Le critère plastique adopté est celui de Mohr Coulomb (MC). Un écrouissage plastique avant la rupture est pris en compte au lieu du comportement purement élastique supposé dans le modèle MC [13].

4.2.6 Modèle pour les roches fracturées (Jointed Rock model)

C'est un modèle élasto-plastique anisotrope, pour lequel le cisaillement plastique peut se produire seulement dans un nombre limité de directions de cisaillement. Ce modèle peut être utilisé pour simuler le comportement des roches stratifiés ou fracturés qui doivent être parallèles.

5 Les points forts du logiciel PLAXIS

PLAXIS est un logiciel très souple qui possède les capacités suivantes :

- La convivialité de l'interface pour la saisie des données et pour l'interprétation des résultats.
- Générateur automatique de maillage.
- Jeu complet de loi de comportement de sol et la possibilité de définir ses propres lois de comportement.
- Couplage avec les calculs d'écoulement et de consolidation.
- Prise en compte des éléments de structure et de l'interaction sol-structure.
- Calcul de coefficient de sécurité.

6 Procédure de simulation numérique

La première étape sous PLAXIS est la définition de la géométrie. Un certain nombre de propriétés disponibles :

- Les lignes géométriques qui sont là pour dessiner l'organisation du sol.
- L'outil « plates » permet de dessiner et de définir des structures élancées qui possèdent une résistance en traction, compression et une résistance en flexion.

Cet outil est principalement utilisé pour modéliser des murs, des poutres, des coques,

Des plaques pour modéliser les murs et les zones rigides. Principalement les éléments ayant une forte extension selon l'axe perpendiculaire au plan de modélisation.

- « Anchor » qui sert à modéliser les liaisons entre les éléments. Ce sont des ressorts, qu'on utilise pour modéliser les batardeaux ou plus exactement la liaison entre les différents éléments d'un batardeau.
- L'outil « géogrid » sert à dessiner des structures élancées avec une résistance en compression ou traction mais qui ne possèdent aucune résistance en flexion. Cet outil est généralement utilisé pour modéliser les ancrages.
- Sur PLAXIS, il y a également un outil « tunnel » qui permet de modéliser un tunnel.

6.1 Conditions aux limites

Une fois la géométrie définie, il faut entrer les conditions limites, c'est-à-dire des déplacements et les contraintes imposées aux limites extérieurs de la géométrie. Si aucune condition limite n'est fixée sur un tronçon, par défaut le logiciel considère que l'élément n'est soumis à aucune force extérieure et est libre de se déplacer dans toutes les directions.

Les conditions limites pouvant être imposées sont celles qui imposent un déplacement dans une direction donnée ou celle qui impose une force dans une direction donnée.

6.2 Définition des paramètres des matériaux

Ensuite, il convient de définir les différentes propriétés des différents matériaux selon son type, le modèle de comportement et les différents paramètres permettant de le définir. Pour les sols, en plus de la définition des caractéristiques mécaniques, leurs interfaces avec les autres types d'éléments peuvent être définies, il faut également définir le comportement hydraulique du sol.

Une fois les propriétés des différents matériaux sont définies, on peut générer le maillage.

6.3 Maillage

Le maillage est généré automatiquement, ce qui est un point fort de PLAXIS. L'opérateur peut paramétrer la finesse du maillage entre différents options (très grossier, grossier, moyen, fin, très fin), l'opérateur peut également décider de mailler plus finement une certaine région du sol et le voisinage d'un élément grâce aux options « refine » dans le « mesh menu ».

Une fois le maillage effectué, il convient de paramétrer les conditions initiales du sol, cette procédure passe généralement par la définition d'un coefficient des terres au repos.

6.4 Les conditions initiales

La définition des conditions initiales se fait en deux étapes distinctes :

Tout d'abord lorsque la fenêtre des conditions initiales s'ouvre, seul le sol est activé. L'opérateur active les éléments constructifs (déplacements et contraintes imposée, ancrage, plaque) qui correspond à l'instant initial. il désactive les éléments de sol qui ne correspond pas à cet instant initial.

Un « Switch bouton » permet d'accéder à deux fenêtres différentes chacune représentant la géométrie de la modélisation :

La première qui s'appelle « initiale pore pressure » permet de définir un niveau de nappe phréatique initial (si besoin), et de générer les pressions interstitielles correspondantes.

La deuxième fenêtre permet de générer les contraintes initiales à l'intérieur du massif (poids propre et sous pression).

6.5 Phases de calcul

Après avoir effectué l'ensemble de ces paramétrages, on peut accéder aux calculs par le bouton poussoir « calculation ». L'interface « input » de « PLAXIS » se ferme et laisse la place à une nouvelle interface « calculation ». Une phase 0 est déjà calculée, cette phase correspond à l'état initial de la structure. Cette interface permet de définir le phasage de la modélisation de la construction. De nouvelles phases de calcul peuvent être créées basées sur une phase existante.

Pour chaque phase on peut modifier la géométrie par l'intermédiaire de la même interface qui a servi à définir les conditions initiales. On peut donc effectuer des changements uniquement en activant ou désactivant des éléments. Le niveau de la nappe phréatique peut être modifié.

Ainsi que certaines propriétés des matériaux, des éléments autres que le sol comme le niveau d'intensité et la position des conditions limites des chargements en déplacement et en contrainte peuvent également être modifiées.

Cependant, aucun nouvel élément ne peut être créé à ce niveau que ce soit une charge, un déplacement, une condition aux limites ou une plaque, un ancrage etc...

D'autres types de phase peuvent être créées autre que la simple activation ou désactivation d'élément. Un certain nombre de type de calcul peuvent être simulés.

Une fois le phasage de l'étude terminée, des points caractéristiques peuvent être placés. Les courbes de résultats de PLAXIS seront calculées en ces points. Après avoir appuyé sur

« calculate » les calculs se lancent. Une fois terminée, les résultats sont visionnables grâce à la touche « output ».

6.6 Visualisation des résultats

PLAXIS permet la sortie des résultats suivants :

- La déformée de maillage.
- Les déplacements (verticaux, horizontaux, totaux).
- Les déformations.
- Les vitesses et les accélérations (quand on effectue un travail en dynamique).
- Les contraintes totales.
- Les contraintes effectives.
- Le coefficient de sur consolidation.
- Les points de déformation plastique.
- Le degré de saturation.
- Le champ d'écoulement.
- Le niveau de l'eau.
- L'incrément des déformations et des contraintes dues aux différentes phases par rapport à la situation d'origine.

Ces valeurs sont visibles sous trois formes :

- De vecteurs.
- D'iso-valeur par zone « shading ».
- Courbe contour des différentes zones.

7 Définition de PLAXIS 2D

C'est un programme en éléments finis à deux dimensions dont le but utilisé est d'effectuer l'analyse de déformation, de stabilité et de flux pour différents types d'application géotechnique.

Des situations réelles peuvent être modélisées par une déformation plane ou un modèle axisymétrique.

Le programme utilise une interface graphique pratique qui permet aux utilisateurs de rapidement générer un modèle de géométrie et de maillage en éléments finis.

7.1 Les sous-programmes de PLAXIS 2D

L'interface d'utilisation de PLAXIS 2D se compose de quatre sous-programmes (input, calculations, Output, curves).

7.2 Le programme d'entrée de données (Input)

Le programme contient tout ce qui est nécessaire pour créer et modifier un modèle géométrique, pour générer le maillage d'éléments finis correspondant et pour générer le maillage d'éléments finis correspondant et pour générer les conditions initiales.

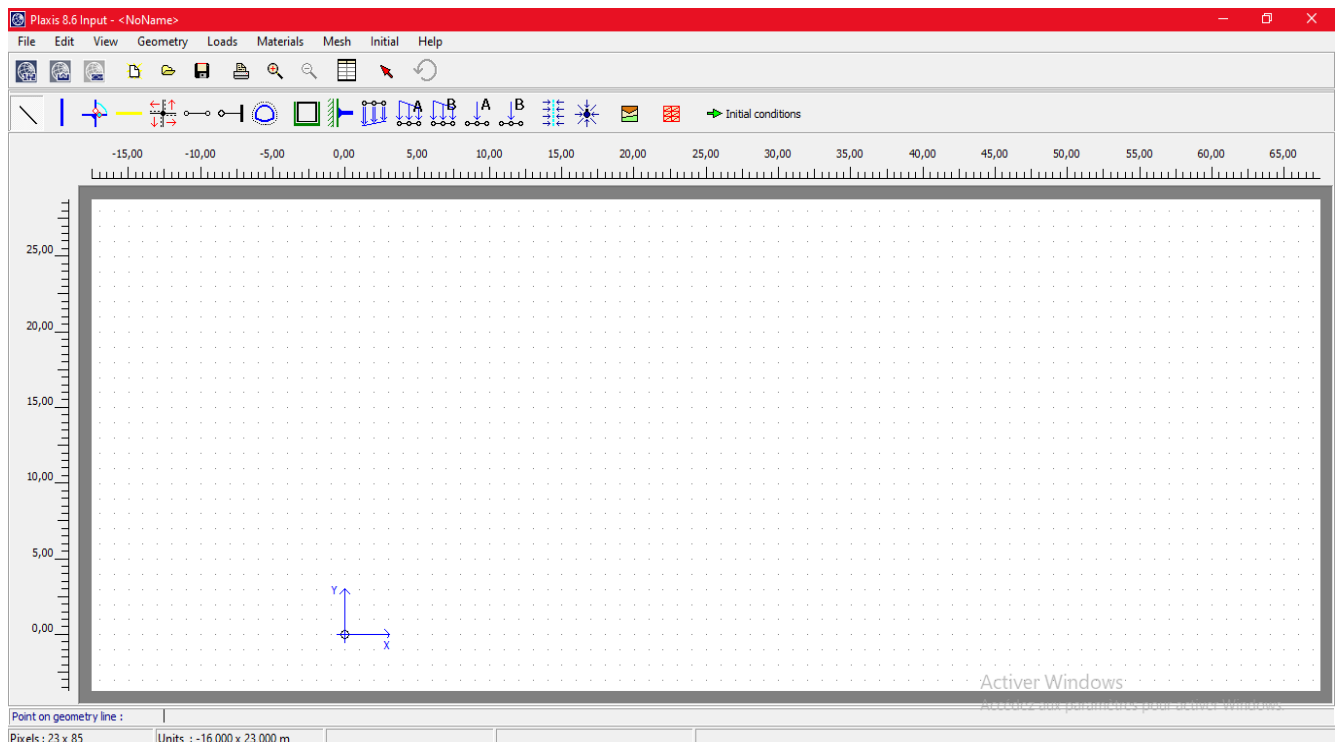


Figure 4-5: Fenêtre principale du programme d'entrée des données (Input)

7.3 Le programme de calcul (calculations)

Ce programme contient tous les éléments pour définir et amorcer un calcul par la méthode des éléments finis. Au début du programme de calcul, l'utilisateur doit choisir le projet pour lequel les calculs vont être définis.

Chapitre IV : Présentation de l'outil de modélisation numérique « PLAXIS 2D » et « PLAXIS 3D »

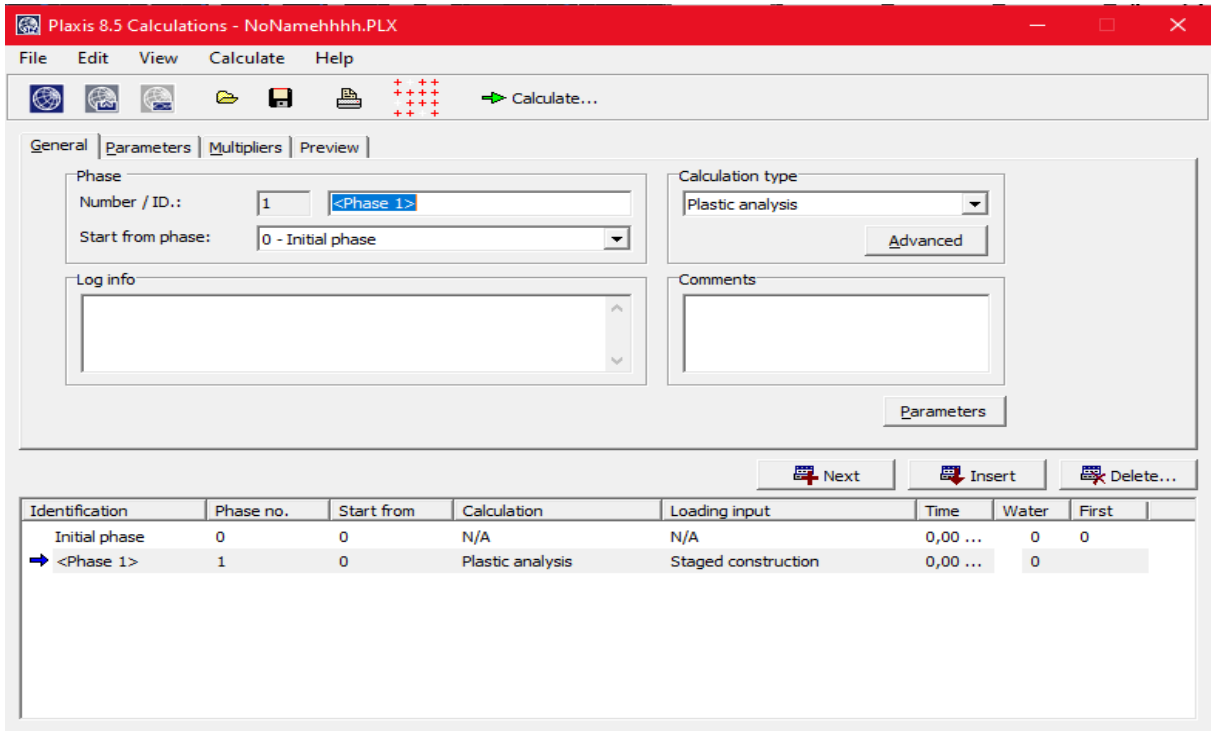


Figure 4-6: Fenêtre principale du programme du calcul

Pas de calcul et itérations en cours (Step and iteration numbers)

Les valeurs current step et iteration indiquent respectivement le pas de calcul en cours et le numéro d'itération. La valeur maximum steps indique le numéro du dernier pas possible pour la phase de calcul en cours suivant le paramètre Additionnel steps, la valeur maximum itérations correspond au paramètre maximum itérations des réglages de la procédure itérative.

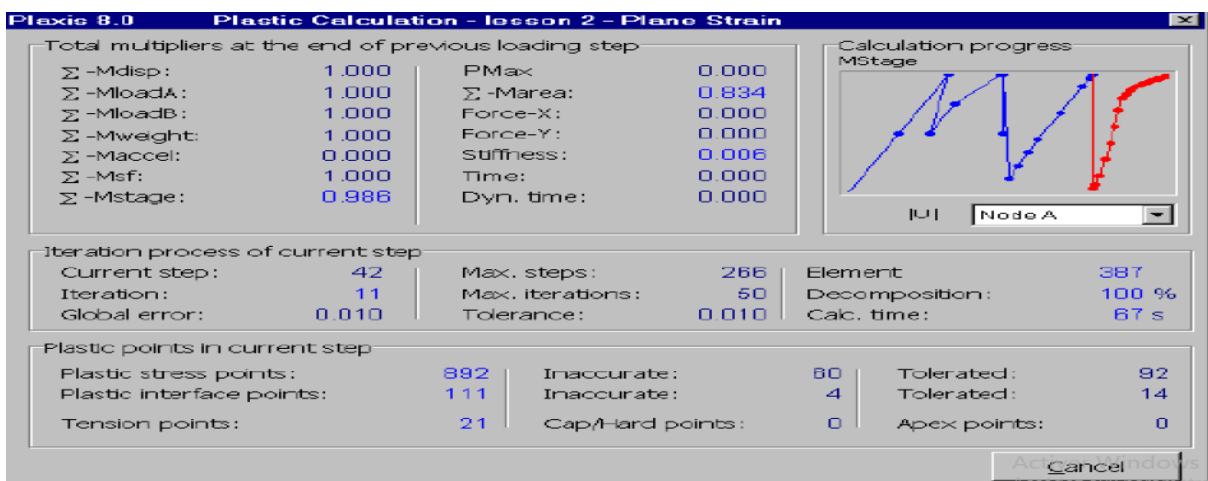


Figure 4-7: Fenêtre de calcul

Les principaux résultats d'un calcul d'éléments finis sont les déplacements aux nœuds et les contraintes. De plus, lorsqu'un modèle d'éléments finis inclut des éléments de structure, des efforts sont calculés dans ces éléments. Une vaste gamme d'outils est offerte par PLAXIS pour afficher les résultats d'une analyse aux éléments finis.

7.4 Le programme de résultats (output)

Ce programme contient tous les éléments qui permettent de voir les résultats des données générées et des calculs d'éléments finis. Au début du programme de résultats, l'utilisateur doit choisir le modèle et la phase de calcul appropriée ou le numéro du pas pour lequel les résultats seront affichés.



Figure 4-8: Barre d'outils de la fenêtre principale du programme Output

7.5 Le programme courbes (curves)

Ce programme contient tout le nécessaire pour générer des courbes charges déplacements, des chemins de contrainte et des courbes contraintes déformations.

La réalisation d'une modélisation avec PLAXIS se traduit en général, par l'enchaînement des étapes suivantes :

- Utilisation du préprocesseur « PLAXIS Input », pour la génération des données (Maillage, jeu des données et contraintes initiales).
- Lancement du code de calcul éléments finis « PLAXIS Calculate », pour effectuer la résolution numérique du problème étudié.
- Utilisation de post-processeur « PLAXIS Output », pour l'interprétation des résultats sur écran graphique.
- Utilisation de post-processeur « PLAXIS Curve », pour l'interprétation des courbes (courbe de consolidation, chemin des contraintes, etc.).

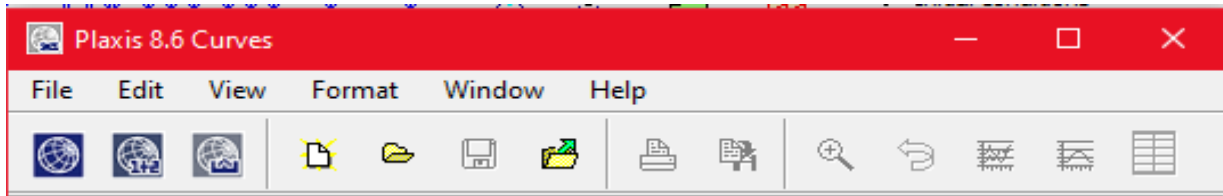


Figure 4-9: Barre d'outils de la fenêtre principale du programme Curves

8 Définition de PLAXIS 3D

PLAXIS 3D est un logiciel puissant et conviviale pour la modélisation et l'analyse aux éléments finis des problèmes géotechniques 3D « déformation, stabilité, en mécanique des sols et mécanique des roches », il est utilisé dans plusieurs domaines, ses applications sont nombreuses et couvrent les projets d'excavation, tunnels, fondation, remblai et barrage.

PLAXIS 3D peut s'accompagner de deux modules complémentaires pour étendre ses applications : Dynamics et plaxflow.

- Dynamics : le sol et les structures sont souvent soumises à des chargements dynamiques, qui peuvent causer des dommages lorsqu'ils sont importants, comme lors de séismes par exemples. En milieu urbain, ces vibrations sont par exemples générées lors du battage de pieux, du déplacement de véhicules ou de machines lourdes.
- Plaxflow : l'utilisateur peut définir des conditions variables dans le temps de flux ou de niveaux d'eau de manière à modéliser des situations hydrogéologiques complexe. Les données temporelles sont basées sur des harmoniques, linéaires ou tabulées. Parmi les applications de ce module : la modélisation des variations saisonnières des cours d'eau derrière un barrage et l'analyse de l'effet sur la stabilité global, la prise en compte des précipitations, la définition de puits et drains etc...

a. Les sous programmes de PLAXIS 3D

PLAXIS 3D se compose de plusieurs sous programmes qui sont :

- Le programme d'entrée « PLAXIS Input » : est un préprocesseur, utilisé pour définir la géométrie du problème, pour créer le maillage d'éléments finis et pour définir les phases de calcul.

- Le programme « PLAXIS Calculation » : ou le processing programme contient les facilités utiles à la définition des phases et la procédure de calcul des éléments finis.
- Le programme de sortie « PLAXIS Output » est un post-processeur, utilisé pour inspecter les résultats des calculs dans une vue tridimensionnelle ou en coupe, et pour tracer des graphiques des points géométriques sélectionnés.
- Le programme « PLAXIS Curves » : permet de présenter les résultats sous forme de courbes, par exemple, des courbes de déplacements

9. Conclusions

Dans ce chapitre, nous nous sommes intéressés à la formulation de lois de comportement et les différents modèles numériques utilisées en PLAXIS. Ensuite nous avons détaillé la procédure de modélisation du logiciel Plaxis pour analyser les problèmes en 2 dimensions et aussi en 3 dimensions vu que ces 2 programmes seront utilisés dans les chapitres suivants.

Un modèle numérique des éléments finis est encore très complexe à cause de la géométrie variable et le nombre des paramètres géotechniques considérés.

Le critère choisi pour un matériau devrait représenter parfaitement le comportement de ce dernier quel que soit leur état.

L'utilisation des méthodes numériques est primordiale en calcul géotechnique car ils permettent de calculer le champ de déplacements et de contraintes en tout point du massif et de prendre en compte divers facteurs en basant sur la discrétisation du problème en éléments finis, contrairement aux méthodes analytiques qui sont des outils d'analyse utiles mais présentent des limitations d'application à cause des hypothèses restrictives sur lesquelles les formulations se basent.

Chapitre V :

Présentation du projet

1 Introduction

La connaissance de la nature du sol et la prévision de son comportement vis-à-vis du tunnel, définiront les conditions avec lesquelles le creusement sera procédé. La reconnaissance regroupe un certain nombre d'essais qui caractériseront la géologie, la géotechnique, et l'hydrogéologie des différentes couches de sol que le tunnel devra traverser. Il est donc impératif d'envisager la réalisation préalable d'études géologiques, géotechniques, et hydrogéologiques tout le long du tracé de l'ouvrage. Celles-ci étant validées ou corrigées ensuite par des observations faites à tous les stades des travaux.

Dans ce chapitre on va décrire le projet et ensuite nous allons présenter la campagne géotechnique qui a été effectuée dans la zone d'étude.

2 Situation du projet

Le métro d'Alger est un réseau ferroviaire de transport urbain desservant la ville d'Alger depuis 2011. Dix stations sont en exploitation depuis 2015 et 4 stations en réalisation, le réseau a 14 trains de 6 wagons chacun fabriqués par l'entreprise espagnole CAF.

A l'heure actuelle, la ligne-1 du métro d'Alger et ses diverses extensions (A, B et C) sont en cours d'exploitation.

La ligne-1 du métro d'Alger en service s'étend sur une longueur de 8,2km allant de

« Tafourah Grande Poste » jusqu'à « Haï El Badr » en comportant 10 stations.

- **L'extension-A** se déploie sur une longueur de 1,6km entre « Emir Abdelkader » et « Place des Martyrs » en comportant 2 stations.

- **L'extension-B** se déploie sur une longueur de 3,6 km entre « Haï El Badr » et « El Harrach centre » en comportant 4 stations.

- **L'extension-C** se déploie sur une longueur de 3,6 km entre « Haï El Badr » et « Aïn Naadja-2 » en comportant 3 stations.

A part ces extensions, les autres extensions (LOT-1, 2, 3) sont en cours de réalisation.

- Extension LOT-1 : à partir de « El Harrach Centre », terminus de l'extension B, une nouvelle extension LOT1 commence avec une longueur totale de 9,5km jusqu'à

Chapitre V : Présentation du projet

« Aéroport International d'Alger » en comportant 9 stations.

- Extension LOT-2 : depuis « Aïn Naadja 2 » terminus de l'extension C, une autre extension commence avec une longueur de 6km jusqu'à Baraki, en comprenant 6 stations implantées le long du tracé.

Les autres prolongements du projet, à savoir LOT-3 et 4 sont en phase d'élaboration.

- L'extension LOT-3 commence depuis « Place des Martyrs », dernière station de l'extension A, jusqu'à « Chevalley ». La longueur totale du LOT-3 est de 9,5km et 8 stations sont implantées le long du tracé.
- L'extension LOT-4 est élaborée en deux tronçons séparés : l'un allant de « Chevalley » à « Draria » et l'autre de « Stade du 05 Juillet » à « Ouled Fayet ». Avec une longueur totale de 16,70km, le LOT4 comporte 16 stations.



Figure 5-1 : Carte situation du métro d'Alger

Le projet objet de notre étude concerne « le lot 1 » de l'extension B de la ligne 1 du métro d'Alger reliant le centre-ville d'El-Harrach à l'aéroport international Houari Boumediene. Sur un linéaire de 9.5 km et 9 stations et 10 puits de ventilation, cette ligne desservira des quartiers denses en population tel que : Beaulieu, oued Smar, cité 05 juillet,

Chapitre V : Présentation du projet

Babzouar, le pôle universitaire d'El-Harrach, le centre des affaires de Babzouar et l'université Houari Boumediene. Elle relira le Tramway au carrefour de l'université Houari Boumediene.

■ Les 9 stations sont :

- (ST01) Hacén Badi.
- (ST02) Pôle universitaire.
- (ST03) Beaulieu.
- (ST04) Oued Smar.
- (ST05) université Houari Boumediene.
- (ST06) Rabia Tahar.
- (ST07) Smail Yefssah.
- (ST08) centre des affaires.
- (ST09) Aéroport.



Figure 5-2: La ligne des 09 stations

Cosider l'entreprise des grands travaux d'ouvrages est le responsable pour la réalisation des opérations d'extension de la ligne du Métro d'Alger. Cosider a choisi l'Italien Seli Overseas pour mettre à disposition un TBM-EPB pour percer le tunnel. L'extension B1 est la première application à Alger de l'excavation mécanisée pour une ligne de métro creusé dans une zone urbaine et traversant des structures très sensibles.



Figure 5-3: Vue du tunnelier utilisé

3 Présentation de l'ouvrage

Notre ouvrage étudié est un tunnel sous des bâtiments faisant partie des tunnels de métros en communiquant deux stations : station Oued Smar et station universitaire Babzouar. Il fait partie du 5ème tronçon et se trouve dans un piquetage de **PK 3+872.00** au **PK 4+ 740.5** et d'une longueur totale de 866.60m et d'un diamètre de 10.5m.



Figure 5-4: Emplacement du site d'étude

▪ **Station Oued Smar**

C'est une station de la ligne 1 du métro d'Alger actuellement en travaux et qui doit être mise en service à l'horizon 2023. La station est située près du rondpoint d'Oued Smar au cœur la commune de même nom, au croisement de la zone industrielle d'Oued Smar, le quartier résidentiel Beaulieu et l'école nationale supérieure d'informatique.

-Longueur de la station : 130 m.

-largeur de la station : 21 m.

-Profondeur de la station : 22 m.

- 02 accès.

- 02 escaliers de secours.

▪ **Station université Houari Boumediene**

C'est une station de la ligne 01 du métro d'Alger, actuellement en construction, il est prévu qu'elle soit en service en janvier 2023. La station est située à l'entrée nord du campus de l'université de sciences et technologies Houari Boumediene, elle doit également desservir le quartier commercial d'El djorf.

- Longueur de la station : 130 m.

-Largeur de la station : 16 m.

-Profondeur de la station : 20 m.

- 02 accès.

- 02 escaliers de secours.

a. Description du tracé en plan

Le tracé en plan représente la projection à une échelle réduite du tunnel sur un plan horizontal. Il est caractérisé par une succession de courbes et d'alignements droits ou en courbe séparés par des raccordements. Une reconnaissance de l'environnement permet un choix judicieux du tracé du tunnel. Ce choix va tenir compte, avant tout, des intérêts de la circulation de transport de la région en question, son implantation va dépendre ensuite des conditions géographiques et hydrogéologiques.

b. Description du profil en long

Le profil en long est une coupe verticale passant par l'axe du tunnel, développée et représentée sur un plan à certaine échelle, il précise les longueurs et les hauteurs, ainsi que les valeurs des pentes, des rampes et les rayons de courbures.

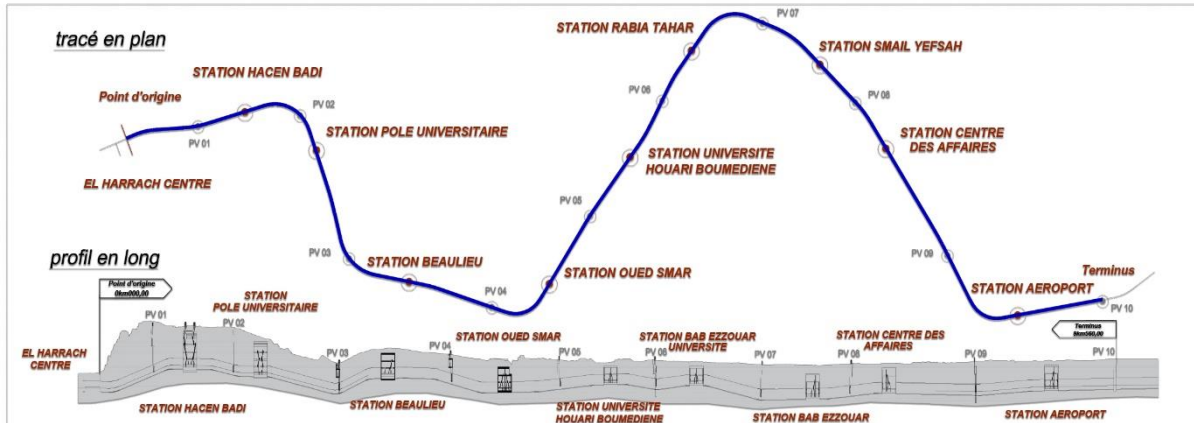


Figure 5-5: Profil en plan et en long

4. Géologie-géotechnique

4.1 Cadre géologique

La reconnaissance géologique c'est l'identification du sol par observation visuelle des différentes couches, confirmées par l'examen des cartes géologiques.

L'Algérie par le fait de son étendue, comprend quatre larges domaines géologiques allant du nord vers le sud :

- L'atlas tellien.
- Les hauts plateaux.
- L'atlas saharien.
- Le Sahara.

Chapitre V : Présentation du projet

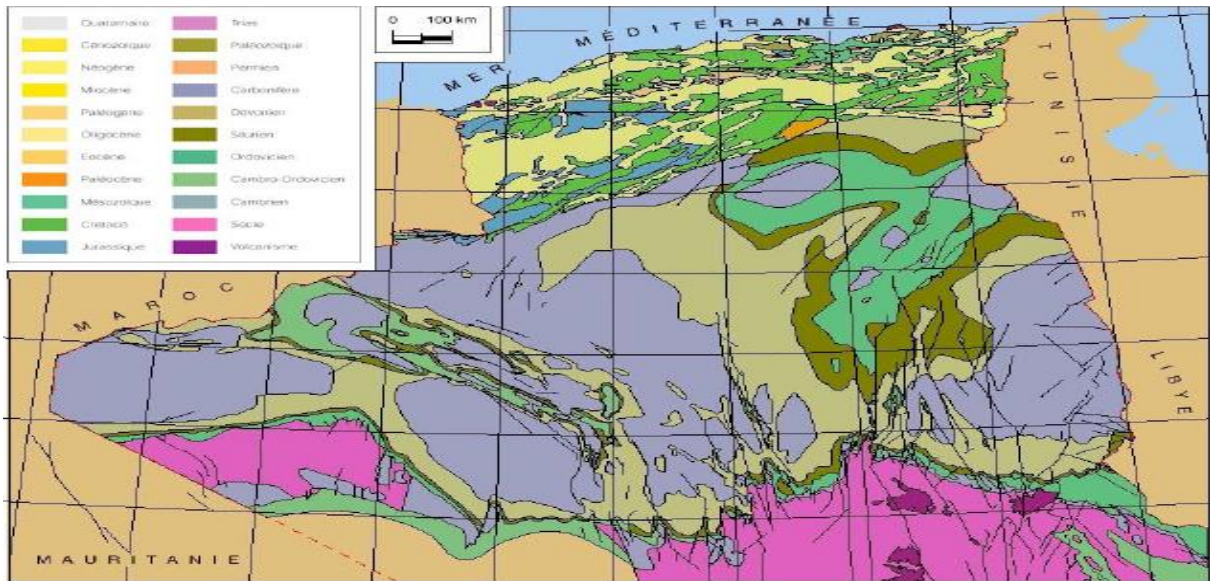


Figure 5-6: Carte géologique de l'Algérie

Le tracé en étude est situé dans la partie orientale de la plaine de la Mitidja qui s'étend sur une superficie de 1300 km² soit 100 km de long et une largeur qui varie entre 8 et 18 km. La plaine de la Mitidja correspond à une dépression plane orientée WSW-ENE entourée de reliefs. Au sud, la plaine est dominée par les massifs de Blida représentant l'Atlas tellien et constituent une barrière orographique ne permettant dans des passages vers le sud qu'en de rares endroits (Oued chiffa). La plaine de Mitidja est limitée à l'est par l'oued Boudouaou, à l'ouest par l'oued Nador.

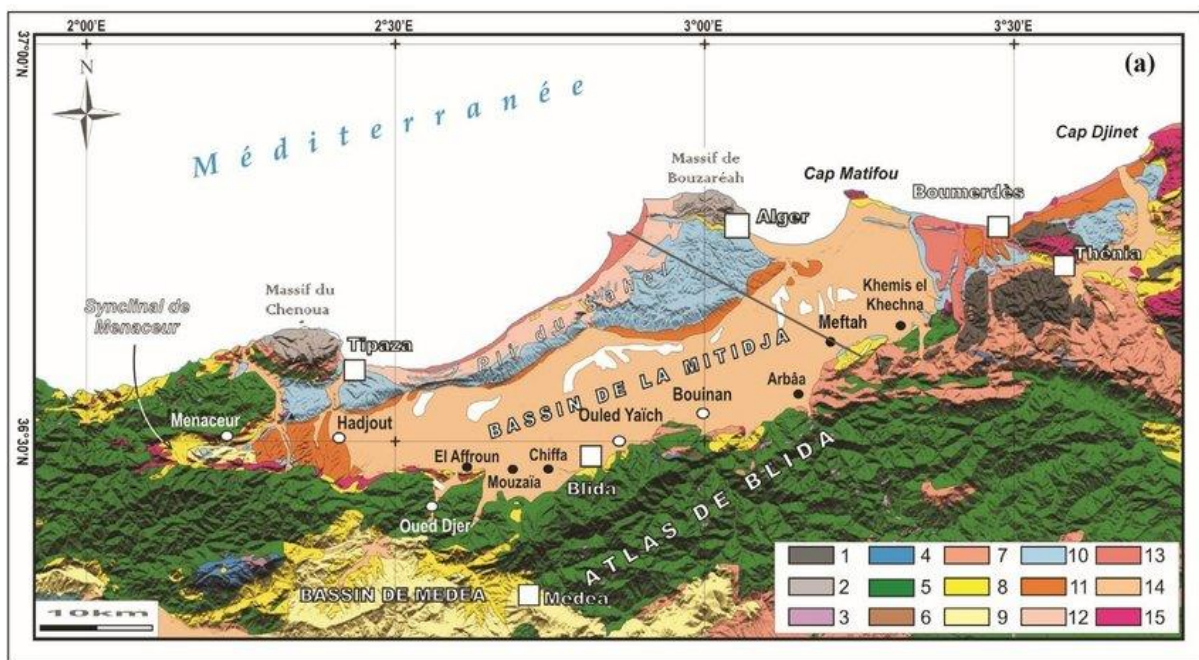


Figure 5-7: Carte morpho-géologique du bassin de la Mitidja et ses environs

La plaine de la Mitidja est formée de terrains tertiaire et comblée par du Quaternaire.

- **Quaternaire**

Après la sédimentation de l'Astien, l'érosion de l'Atlas Tellien a entraîné le dépôt du quaternaire dans les zones basses et dans le littoral marin. Celui-ci englobe une multitude de faciès, essentiellement détritiques et qui sont discordantes sur les couches plus anciennes. Les principaux faciès ont été considérés au cours de l'étude géologique du tronçon du tunnel comme unités QM, QS, QA.

-Unité QM. Marnes jaunes d'EL Harrach

Une dernière transgression d'âge Calabrien est le résultat des variations climatiques et des procès d'eustatisme au début du Quaternaire, se traduisant en dépôts d'argiles et marnes jaunes, dites d'el Harrach et de grès sableux jaunes à stratification entrecroisée, avec parfois des niveaux de galets et des lumachelles témoignant d'un milieu littoral agité, avant que la mer reprenne son retrait généralisé.

-Unité QS

Le Quaternaire continental Calabrien-villafranchien, contemporain du Calabrien marin, repose sur le Pliocène continental avec lequel il présente d'étroites analogies de faciès qui rendent leur délimitation très délicate. Il se compose d'un ensemble détritique correspond au démantèlement des reliefs en voie de surrection, constitué aussi bien de faciès argileuses, sableuses et à galets.

-Unité QA

Il se compose d'un ensemble détritique correspondant à une importante sédimentation Fulvio-continentale qui se poursuit dans les plaines alluviales, en complète continuité des phénomènes antérieurs. Ils sont constitués de faciès argileux de couleur rougeâtre et marron formé d'argiles, et d'argile sableux avec cailloux, qui peuvent facilement être confondus avec les remblais anthropiques présents dans la zone.

4.2 Géologie du tracé

Les principales unités excavées à l'intérieur du tunnel, le long du tronçon 5 sont présenté dans le tableau suivant :

Chapitre V : Présentation du projet

Tunnel	Pk début	Pk fin	Extension (m)	Profondeur (m)	Unité (intérieur)	Unité (extérieur)
T_5	3+872.00	4+740.50	868.5	[10 – 25]	QS-QM-QMSG	QA-QS-QM-QMSG

Tableau 5-1: Géologie du tracé

Ce type de formations sédimentaires avec des variations latérales et en profondeur de faciès sableuses peut causer un risque d’effondrement local du terrain ou des fontis au creusement des tunnels.

4.3 Cadre sismique

▪ Classification des zones sismiques

Le territoire algérien est divisé en cinq zones de sismicités croissantes :

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

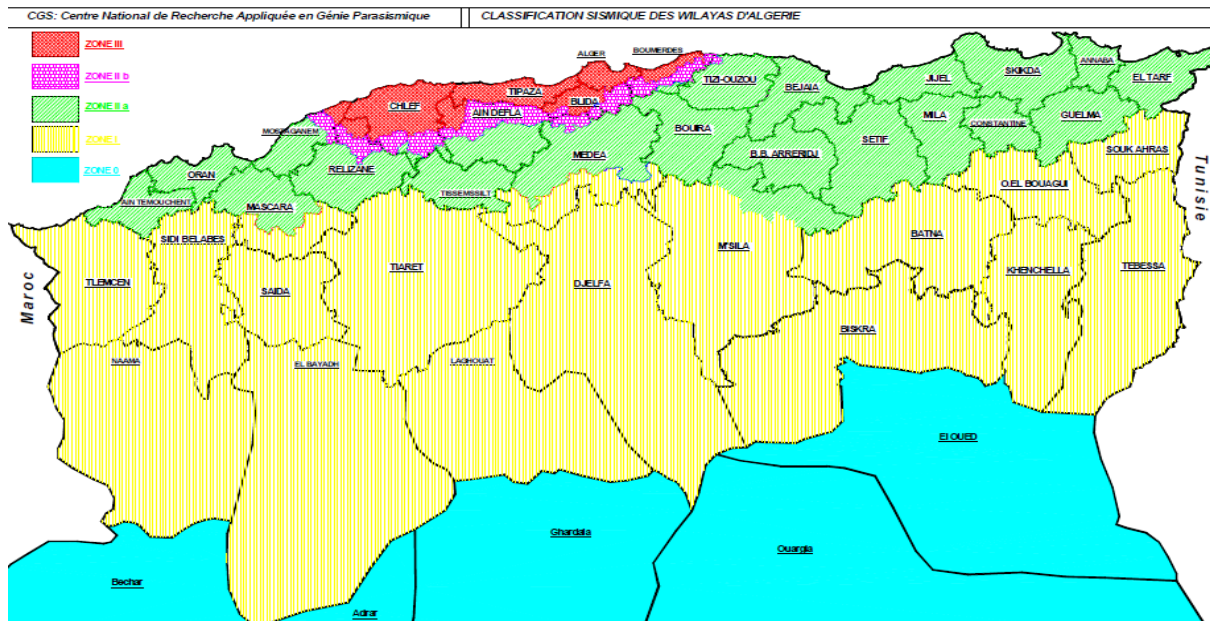


Figure 5-8 : Carte du zonage sismique du territoire national

Chapitre V : Présentation du projet

▪ Coefficient d'accélération de zone

Le coefficient d'accélération de zone A est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du projet indiqué dans le tableau suivant :

Groupe	Zone sismique			
	I	II a	II b	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

Tableau 5-2: Coefficient d'accélération en zone A

Le tunnel de cette extension, est classé en tant que zone sismique III, et tous les ouvrages doivent être considérés comme ouvrages d'importance stratégique qui correspond au groupe 1, donc le coefficient d'accélération est égal à $A=0.40g$.

5. Reconnaissances géotechniques

Les études géotechniques ont pour but de déterminer les caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques des terrains en place. Pour l'obtention de ces paramètres on a recours à des essais in-situ et au laboratoire.

5.1 Essais in - situ

Le programme géotechnique in situ réalisé dans le tronçon 5 durant plusieurs études est composé par les types de reconnaissances suivants :

Phase	Sondages	Essais SPT	Essai pressiométrique
APD	2	2	-
CPC	7	7	6

Avec : - **APD** : Etude avant-projet définitif.
 - **CPC** : Compagne de prospection complémentaire.

5.1.1 Implantation des essais in-situ

Le programme de reconnaissance géotechnique est réalisé afin d'avoir le maximum d'information sur le sol au voisinage et les terrains d'emprise du rameau avant la phase de creusement et afin d'établir un zonage en profondeur, selon les caractéristiques géotechniques et les paramètres géomécaniques de chaque horizon (formation).



Figure 5-9: Implantation des sondages sur site

5.1.2 Sondages carottés

Les sondages carottés fournissent les renseignements les plus précieux, car ils permettent de voir la perméabilité du sol, de prélever des échantillons pour les soumettre aux essais géotechniques et de poser des piézomètres pour préciser les niveaux des nappes. Les logs géotechniques réalisés comprennent en parallèle une description géologique des carottes de sondages et le taux de résistance du sol par nombre de coup (essai SPT).

Chapitre V : Présentation du projet

Phase	Sondage	Pk	Profondeur (m)
APD	S20	4+092	33,00
	S22	4+576	31,00
CPC	SC41	3+866	52 ,40
	SC42-SP28	3+973	43,50
	SC43-SP29	4+205	39,00
	SC44-SP30	4+323	34,00
	SC46-SP31	4+480	34,00
	SC47-SP32	4+654	41,50
	SC48-SP33	4+742	41,80

Tableau 5-3 : Sondages carottés-Tronçon 5

➤ **Registre des sondages carottés tronçon 5**

Les tableaux 2, 3, 4 et 5 indiquent les profondeurs et épaisseurs auxquelles les différentes unités sont détectées en diverses sondages exécutée au long du tronçon 5 du tunnel :

Unité QA					
Sondage	Localisation Pk	Début (m)	Fin (m)	Epaisseur (m)	Description lithologique
S20	4+092	1 ,00	5,00	4,00	Argile limoneuse peu sableuse par endroit
SC42-SP28	3+973	2,00	11,5	9,50	Argile limoneuse peu sableuse par endroit
SC43-SP29	4+205	1,50	3,00	1,50	Argile limoneuse peu sableuse par endroit
SC44-SP30	4+323	1,50	6,00	4,50	Argile limoneuse peu sableuse par endroit

Tableau 5-4 : Unité QA

Chapitre V : Présentation du projet

Unité QS					
Sondage	Localisation Pk	Début (m)	Fin (m)	Epaisseur (m)	Description lithologique
S20	4+092	5,00	7,60	2,60	Sable limono-argileux. Parfois plus ou moins mêlés de cailloux, avec présence de grés et conglomérat.
S22	4+576	0,50	16,00	15,50	Sable limono-argileux. Parfois plus ou moins mêlés de cailloux, avec présence de grés et conglomérat.
SC41	3+866	4,60	1500	10,40	Sable limono-argileux. Parfois plus ou moins mêlés de cailloux, avec présence de grés et conglomérat.
SC42- SP28	3+973	11,50	19,50	8,00	Sable limono-argileux. Parfois plus ou moins mêlés de cailloux, avec présence de grés et conglomérat.
SC44- SP30	4+323	6,00	7,00	1,00	Sable limono-argileux. Parfois plus ou moins mêlés de cailloux, avec présence de grés et conglomérat.
SC46- SP31	4+480	2,30	19,70	17,40	Sable limono-argileux. Parfois plus ou moins mêlés de cailloux, avec présence de grés et conglomérat.
SC47- SP32	4+654	0,80	15,80	15,00	Sable limono-argileux. Parfois plus ou moins mêlés de cailloux, avec présence de grés et conglomérat.
SC48- SP33	4+742	1,80	10,90	9,10	Sable limono-argileux. Parfois plus ou moins mêlés de cailloux, avec présence de grés et conglomérat.

Tableau 5-5: Unité QS

Chapitre V : Présentation du projet

Unité-QM					
Sondage	Localisation Pk	Début (m)	Fin (m)	Epaisseur (m)	Description lithologique
S20	4+092	7,60	12,80	5,20	Argiles marneuses et marnes jaunâtres a grisâtre parfois sableuses, avec intercalations importants mais irréguliers de conglomérat et grés.
		16 ,00	33,00	17,00	Argiles marneuses et marnes jaunâtres a grisâtre, parfois sableuses, avec intercalations importants mais irréguliers de conglomérat et grés.
S22	4+576	16,00	31,00	15,00	Argiles marneuses et marnes jaunâtres a grisâtre, parfois sableuses, avec intercalations importants mais irréguliers de conglomérat et grés.
SC41	3+866	15 ,00	52,40	37,40	Argiles marneuses et marnes jaunâtres a grisâtre, parfois sableuses, avec intercalations importants mais irréguliers de conglomérat et grés.
SC42- SP28	3+973	19,50	43,50	24,00	Argiles marneuses et marnes jaunâtres a grisâtre, parfois sableuses, avec intercalations importants mais irréguliers de conglomérat et grés.
SC43- SP29	4+205	3,00	15,70	12,70	Argiles marneuses et marnes jaunâtres a grisâtre, parfois sableuses, avec intercalations importants mais irréguliers de conglomérat et grés.
SC44- SP30	4+323	7,00	15,00	8,00	Argiles marneuses et marnes jaunâtres a grisâtre parfois sableuses, avec intercalations importants mais irréguliers de conglomérat et grés.
		17,00	22,50	5,50	
SC46- SP31	4+480	19,70	34,00	14,30	Argiles marneuses et marnes jaunâtres a grisâtre, parfois sableuses, avec intercalations importants mais irréguliers de conglomérat et grés.
SC47- SP32	4+654	15,80	41,50	25,70	Argiles marneuses et marnes jaunâtres a grisâtre, parfois sableuses, avec intercalations importants mais irréguliers de conglomérat et grés.
SC48- SP33	4+472	10,90	41,80	30,90	Argiles marneuses et marnes jaunâtres a grisâtre, parfois sableuses, avec intercalations importants mais irréguliers de conglomérat et grés.

Tableau 5-6: Unité QM

Chapitre V : Présentation du projet

Unité – QMSG					
Sondage	Localisation Pk	Début (m)	Fin (m)	Epaisseur (m)	Description lithologique
S20	4+092	12,80	16,00	3,20	Sables limono-argileux avec présence de cailloux.
SC43-SP29	4+205	15,70	39,00	23,30	Sables limono-argileux avec présence de cailloux.
SC44-SP30	4+323	15,00	17,00	2,00	Sables limono-argileux avec présence de cailloux.
		22,50	34,00	11,50	Sables limono-argileux avec présence de cailloux.

Tableau 5-7: Unité QMsg

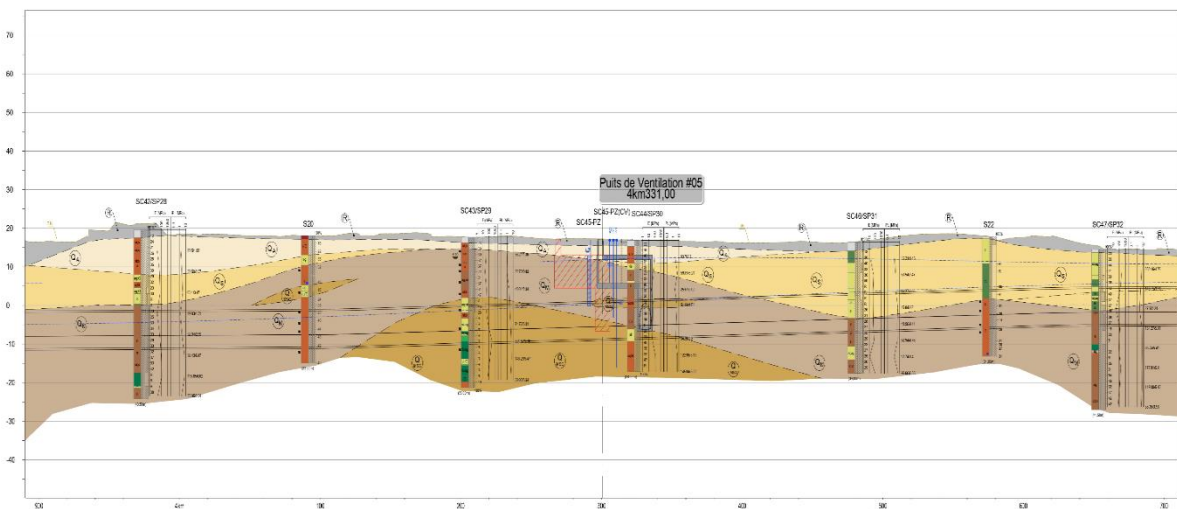


Figure 5-10: Profil en log du tronçon 5 qui montre la lithologie du site

5.1.3 Résultats des essais in-situ

➤ Essais SPT

Dans les forages carottés, des essais de pénétration au carottier (SPT) sont exécutés à intervalles fixes de 1.5m. Ces essais servent à déterminer la compacité des différentes unités lithologiques. Les valeurs de NSPT ont été corrigées pour atteindre les pertes d'énergie au cours de l'essai, en utilisant les recommandations de la norme française NF EN ISO 22476-3. Selon cette norme, il y a 3 corrections à faire :

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

- La correction (CE) est obtenue tenant en compte de l'équation suivante : $CE = E_r \cdot 60$
Avec E_r est le rapport d'énergie de l'appareillage spécifique de l'essai ($E_r = 55\%$)
- La correction liée aux pertes d'énergie due à la longueur des tiges (λ) est appliquée uniquement jusqu'aux 10 m de profondeur. Pour des profondeurs supérieures, elle n'est pas appliquée ($\lambda = 1$). Les valeurs à utiliser pour cette correction, suggérées par la norme mentionnée ci-dessus, sont présentées dans le Tableau 2.
- Le facteur de correction à utiliser pour tenir en compte de l'effet de la contrainte due au poids des terres dans les sables (CN) peut être obtenu selon l'équation suivante :

$$CN = \frac{2\sqrt{89}}{\sqrt{\sigma_{v'}}$$

Où $\sigma_{v'}$ (kPa) est la contrainte verticale effective. Selon la norme NF EN ISO 22476-3, il n'est pas recommandé d'utiliser des facteurs correctifs de CN plus grands que 1,5. Finalement, en considérant les facteurs correctifs antérieurs, les valeurs de NSPT corrigées, désignées comme N60 et (N1)60, sont données par :

- N60 = CE · λ · NSPT – pour les argiles
- (N1)60 = CE · λ · CN · NSPT – pour les sables

Les résultats des essais SPT développés par sondage dans plusieurs études et leur correspondance avec l'unité géotechnique sont présentés dans les graphes suivants :

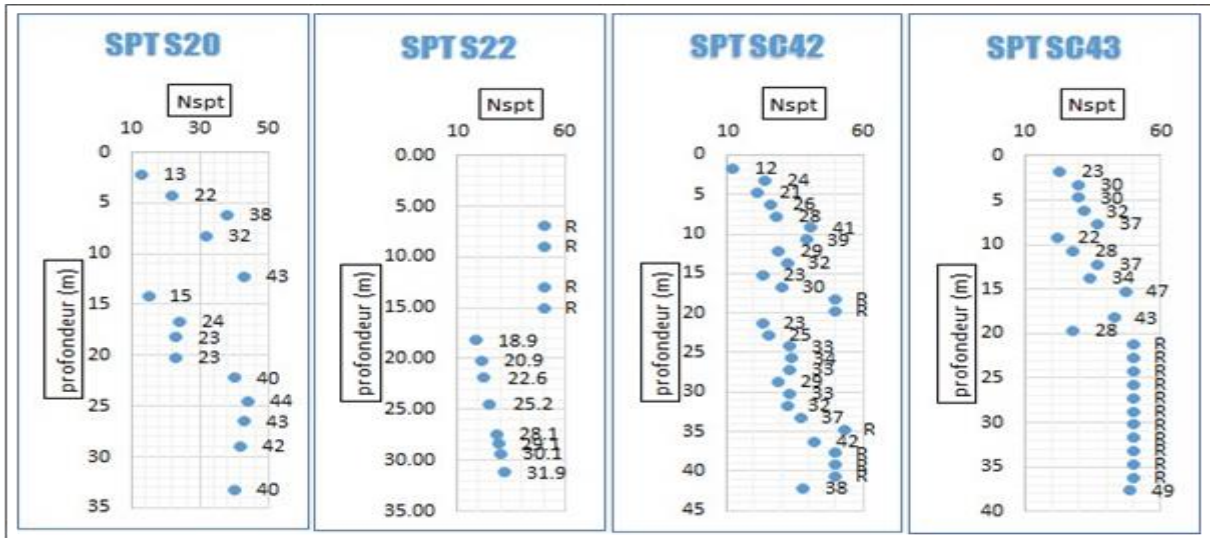


Figure 5-11: Présentation graphique des résultats des essais SPT sondages 20, 22, 42 et 43

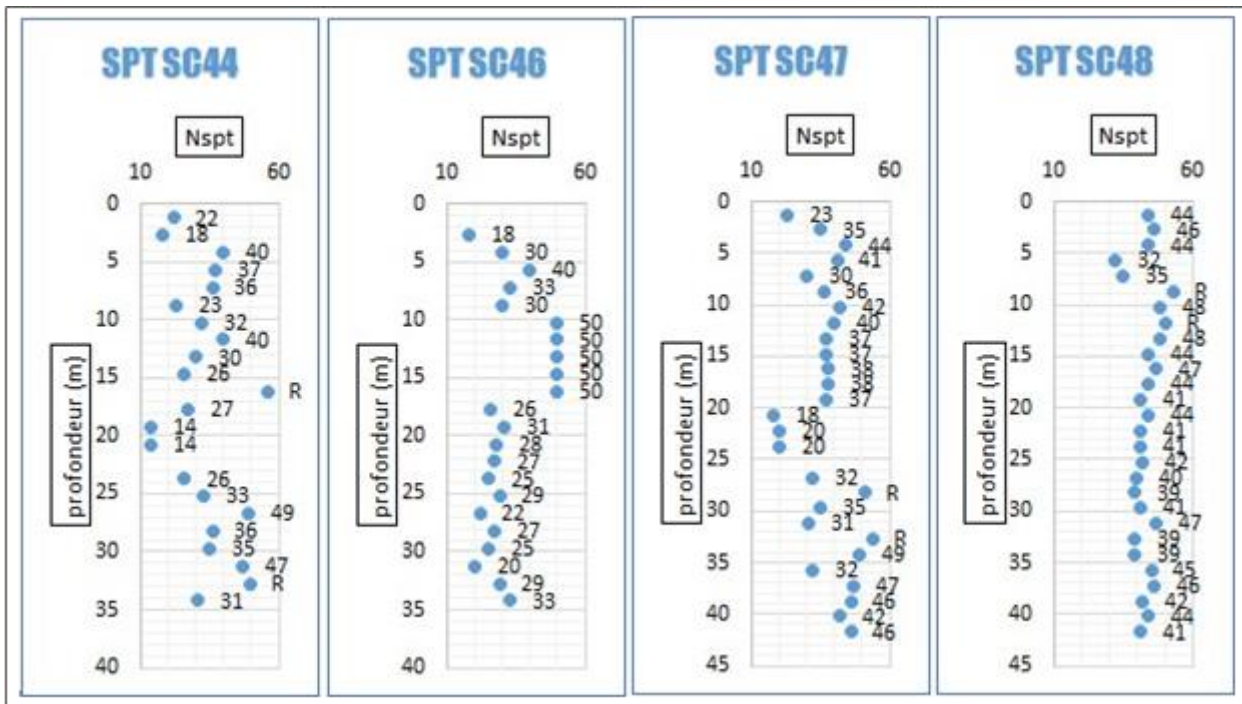


Figure 5-12: Présentation graphique des résultats des essais SPT sondages 44, 46, 47 et 48

➤ **Essais pressiométriques**

Afin de déterminer le module d'élasticité ainsi que le module de déformation du sol, des essais par sonde pressiométriques du type Menard sont exécutés. Ces essais comprennent la réalisation d'une dizaine de paliers de pressions, jusqu'à la rupture de la formation afin d'établir la pression limites des matériaux à chaque essai. Le relevé des déformations devra

Chapitre V : Présentation du projet

être fait à chaque palier de pression toutes les 15, 30 secondes et 1 minute après l'application de chacun des paliers de pression.

Cinq essais pressiométriques SP28-SP33 ont été effectués dans les sondages SC42-SC56. L'analyse des résultats permet d'obtenir, pour une profondeur donnée, les caractéristiques géomécaniques du sol. Les résultats sont présentés dans les figures suivantes



Figure 5-13: Présentation graphique des essais de pressiomètre

➤ Essais piézométriques

Pendant l'exécution des campagnes géotechniques complémentaires, il a été installé des piézomètres de corde vibrante et tube ouvert dans certains sondages exécutés le long du tracé. Dans le tableau ci-dessus, nous présentons les mesures à piézomètre de corde vibrante et tube ouvert et les profondeurs piézométriques

Piézomètre	Profondeur d'installation (m)	Unité	Date	Pression (Bar)	Profondeur du NP (m)	Date	Pression (Bar)	Profondeur du NP (m)
SC45-PZTPO	4.17 Percée	QA/QM/QMSG	-	-	4.90	-	-	-
SC45-PZ 1	33	QMSG	30/	1.59	16.77	-	1.65	16.18
SC45-PZ 2	20	QM	10/	1.26	7.14		0.62	13.17
SC45-PZ 3	11	QM	2016	0.44	6.46		0.22	8.77
SC48-PZ 1	30	QM	24/	2.10	8.50	21/	2.15	8.03
SC48-PZ 2	20	QM	10/	1.61	3.60	06/	1.60	3.70
SC48-PZ 3	6	QS	2016	0.35	2.44	2017	0.37	2.27

Tableau 5-8 : Les mesures à piézomètre de corde vibrante et tube ouvert et les profondeurs piézométriques

En résumé l'excavation du tunnel est influencée, par l'existence de deux niveaux piézométriques : un niveau superficiel et un autre, plus profond. A court terme ces 2 niveaux ne semblent pas communiquer entre eux, expliqués par la présence des matériaux de caractéristiques argileuses.

5.2 Essais de laboratoire

Sur une sélection représentative des échantillons obtenus dans les sondages, on effectuera des essais au laboratoire pour leur classification, pour déterminer leur état (granulométries, limites d'Atterberg, humidité, densité, agressivité, etc.), ainsi que l'obtention des paramètres de résistance et de déformabilité. La demande d'essai en laboratoire a été réalisée une fois les reconnaissances in-situ réalisées et une fois la coupe stratigraphique des sondages mise à disposition.

Les essais les plus utilisés pour les ouvrages souterrains sur les sols peuvent être limités aux essais suivants :

Chapitre V : Présentation du projet

➤ Essais d'identification physique : la granulométrie (37 essais), les limites d'Atterberg (34 essais), la valeur de bleu de méthylène (28 essais), la densité de sol (39 essais), la teneur en eau (37 essais), le degré de saturation (29 essais), avec une totalité de 204 essais pour l'identification des paramètres physiques de sol.

➤ Caractéristiques mécaniques du sol et déformation de surface : essais de compression simple (24 essais), essais de cisaillement à la boîte (UU) (8 essais), essais de cisaillement à la boîte (CU) (3 essais), essais œdométriques (3 essais), essais de gonflement (5 essais) et l'essai de perméabilité (1 essais), avec une totalité de 46 essais pour l'identification des paramètres mécaniques de sol.

6 Méthodologie adoptée dans le paramétrage effectué

Les paramètres géotechniques ont été établis en se basant sur les données des essais in situ et en laboratoire provenant de l'APD et de la campagne de prospection complémentaire (CPC).

Étant donné la variation fréquente des faciès lithologiques en profondeur, avec un comportement drainé/non-drainé à court terme aussi variable en profondeur, nous avons déterminé les valeurs caractéristiques de résistance et déformabilité pour chaque horizon géotechnique en utilisant la méthodologie proposée par Schneider (1997) et aussi la méthodologie proposée par Bond et Harris (2008).

En suivant la méthode propos par Bond et Harris (2008), nous avons procédé comme suit :

1) Présenté graphiquement les valeurs de (X) en fonction de sa profondeur (z) et enlève les valeurs irréalistes.

2) Calculer la ligne de meilleur ajustement utilisant une régression linéaire, cette ligne correspond aux valeurs de (X) avec une probabilité de 50% d'être dépassé localement à la même profondeur.

3) Déterminer la courbe de la valeurs caractéristiques (X_k) qui correspond aux valeurs avec une probabilité de 95% d'être dépassé par la moyenne des valeurs de (C_u).

Chapitre V : Présentation du projet

$$X_K = m_X + \left[\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - m_X) \times (Z_i - m_Z)}{\sum_{i=1}^n (Z_i - m_Z)^2} \right] \times (Z - M_Z) \pm \varepsilon_n$$

4) Déterminé la valeur caractéristique (X_k) pour ($n > 10$) selon Schneider 1997

$$X_{,K} = X_{,m} \times (1 \pm 0.5 \times V_x)$$

- pour estimer la cohésion, la valeur recommandée de V_x est 0.4

7 Application

➤ Détermination de la valeur caractéristique de C_u

Pour montrer un exemple sur la méthodologie décrite, nous avons déterminé les valeurs de résistance non-drainé (C_u) pour l'unité géotechnique QM, de tronçon 5.

Pour le paramétrage de cette unité, nous avons utilisé les résultats des essais in situ SPT et PMT et les essais de laboratoire RCU et cisaillement direct. Après la présentation graphique des résultats et interprétation des valeurs enregistrées, les valeurs de (C_u) ont été limitées entre 54 et 299 KPa.

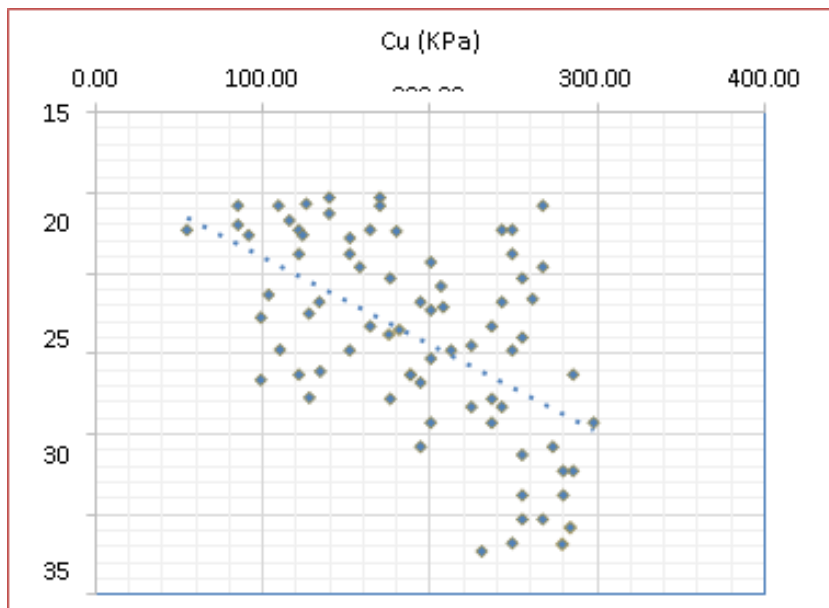


Figure 5-14: Les résultats de " C_u " obtenu par plusieurs essais

La ligne de régression linéaire est obtenue par l'équation suivante : $C_u = f(z)$ avec le coefficient de corrélation ($R^2=0,28$)

Chapitre V : Présentation du projet

Le résiduel c'est la différence entre chaque donnée de Cu et la valeur estimé par la ligne de régression qui présente la séparation horizontale entre les valeurs de Cu et les valeurs estimé à une même profondeur pour chaque point.

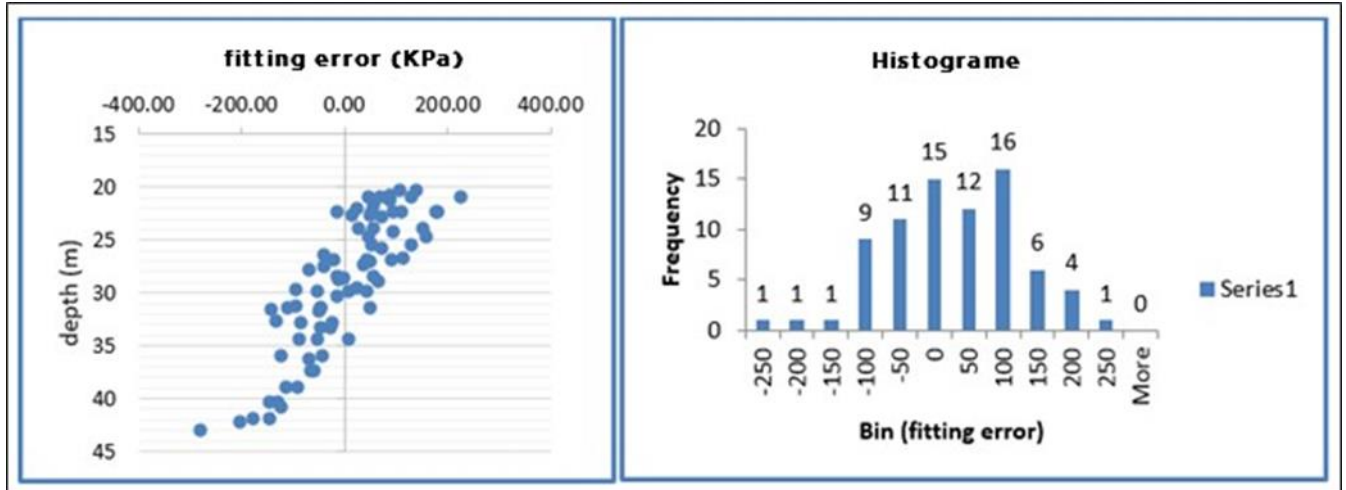


Figure 5-15:(à gauche) résiduel calculés pour la ligne de régression ;(à droite) histogramme de même résiduel

En remarque que la tendance du résiduel est positive entre les profondeurs [20-30 m] puis elle devient négative aux profondeurs [30-40 m], ce qui signifie une mauvaise estimation des valeurs de (Cu), l'historgramme rend cela encore plus apparent car les colonnes ne donnent pas une courbe en forme de cloche et ça veut dire que la distribution n'est pas homogène le long de la ligne de régression, donc on ne peut pas baser sur cette ligne pour estimer les valeurs caractéristiques.

L'étape suivante de la procédure est de calculer la ligne des valeurs caractéristique selon Bond et Harris.

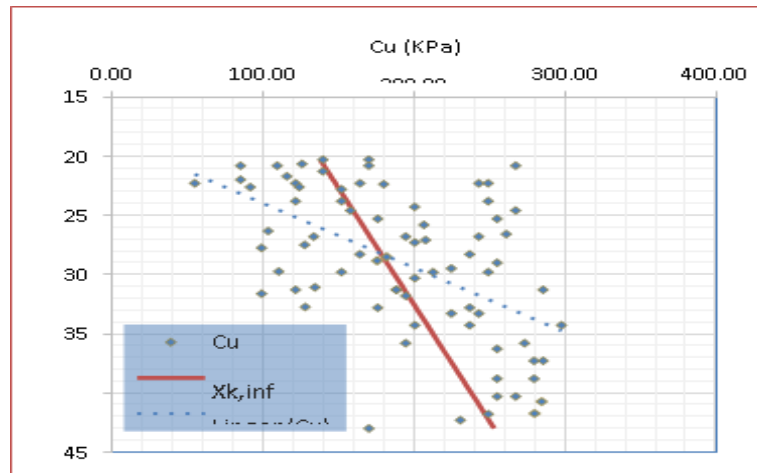


Figure 5-16: Lignes moyennes caractéristiques à travers les données (ligne rouge) comparées à la moyenne réelle (ligne en pointillés)

La figure au-dessus montre les prédictions des valeurs caractéristiques (ligne rouge) et les comparé avec la ligne de régression (lignes pointillées) correspondantes pour l'ensemble de données.

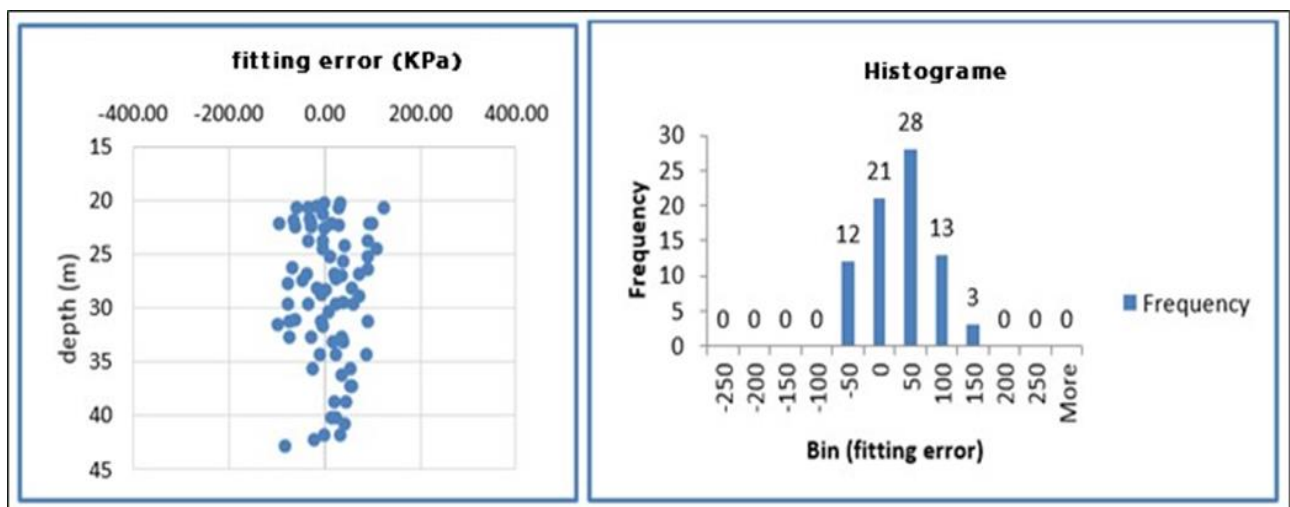


Figure 5-17: (à gauche) résiduel calculés pour la ligne caractéristique;(à droite) histogramme de même résiduel

Le résiduel obtenu par soustraction des valeurs de Cu obtenu par les essais et les valeurs de Cu estimé par la ligne caractéristique apparaissent plus uniformément dispersés autour de la ligne zéro et l'histogramme bien que suivant la courbe en forme de cloche donne un ajustement bien amélioré en comparaison avec les résultats obtenu par la ligne de régression.

Chapitre V : Présentation du projet

La dernière étape de la procédure consiste à estimer la valeur caractéristique de C_u selon la méthode de Schneider, avec une valeur moyenne de 182.28 KPa, la valeur caractéristique sera donc égale à $C_u = 145.82$ KPa, cette valeur est très proche à la valeur donnée par le rapport géotechniques $C_u = 144$ KPa.

➤ Détermination de la valeur caractéristique de ϕ'

Pour la même unité géotechnique (QM) on va déterminer ϕ' sur la base des corrélations avec l'indice de plasticité (Michel Dysli & Walter 2011), I_p est variable entre 15% et 38% et le ϕ' est situé entre $19,3^\circ$ et $2,5^\circ$, aussi avec l'essai de cisaillement à la boîte (CD), ϕ' est variable entre 6.87° et 18° .

Comme l'angle de frottement n'est pas variable en fonction de la profondeur on va passer directement à la méthode de Schneider d'où la valeur recommandée de V_x est égale à 0,1 pour la détermination de l'angle de frottement, la valeur caractéristique obtenue est de $\phi' = 21^\circ$, qui est presque la même valeur donnée par le rapport géotechnique $\phi' = 20^\circ$.

4 Résumé des paramètres

Le tableau suivant présente un résumé des paramètres géotechniques utilisés dans les calculs de dimensionnement pour le tronçon 5 :

Chapitre V : Présentation du projet

Unité géotechnique	Remblais (R)	Argile limoneuse peu sableuse (QA)	Sable limoneux argileux avec présence des grés (QS)	Argile marneuse à Marne (QM)	Limoneux-argileux avec présence de cailloux (QMsg)
Poids volumique humide $\gamma_h(\text{KN}/\text{m}^3)$	20,00	21,00	21,00	20	21
Poids volumique sec $\gamma_d (\text{KN} / \text{m}^3)$	17,00	17,00	18,00	17,00	18,00
Cohésion non-drainé $S_u(\text{Kpa})$	30,00	99,00	-	144,00	101,00
Angle de frottement effectif ϕ'	20°	21°	35°	20°	27°
Cohésion effective $C'(\text{KPa})$	0 ,00	31,00	10 ,00	53 ,00	31,00
Module de déformabilité drainé $E'(\text{MPa})$	10,00	37,00	73,00	76,00	61,00
Coefficient K_0	0,6	0,6	0,5	0,6	0,6
Perméabilité K (m/s)	-	10^{-8}	10^{-4}	10^{-8}	10^{-7}
Module de déformabilité non-drainé E_u (Mpa)	12,00	42,00	-	87,00	70,00

Tableau 5-8: Tronçon 5 - Paramètres géotechniques de calcul-sols

9 Agressivité du sol sur les bétons

Le tableau suivant présente les résultats des analyses chimiques réalisés sur l'échantillon du tronçon 5

Tronçon	Sond.	Prof.	UNITÉ	Analyse Chimique complète des sols																		
				Chlorures %	Gypses %	Sulfates SO ₄ %	Fer et aluminés %	Insolubles %	Perte au feu %	Matère Organique %	PH	CaCO ₃ %	Silice SiO ₂ %	Alumine Al ₂ O ₃ %	Hématite Fe ₂ O ₃ %	Chaux CaO %	MgO %	SO ₃ %	K ₂ O %	Na ₂ O %	P ₂ O ₅ %	TiO ₂ %
T5	Sc39A	19,50 - 19,90	QM	0,0280	-	1,10	-	65,35	16,28	-	-	37,23	40,68	10,75	6,40	22,12	-	-	-	-	-	-
	Sc39A	27,60 - 28,06	QM	0,0250	-	traces	-	71,02	15,26	-	-	20,88	45,19	13,06	10,80	13,72	-	-	-	-	-	-
	Sc39	29,00 - 29,50	QM	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)
	Sc39	51,60 - 52,00	QM	0,0035	-	Traces	-	69,90	18,82	-	-	20,88	50,75	10,84	8,40	8,24	-	-	-	-	-	-
	Sc40	17,80 - 18,20	QM	0,0300	-	1,40	-	69,47	14,47	-	-	10,90	46,22	14,63	8,40	7,84	-	-	-	-	-	-
	Sc41	15,00 - 15,50	QM	0,0300	-	0,13	-	66,10	17,93	-	-	23,15	42,96	15,10	8,00	9,52	-	-	-	-	-	-
	Sc42	23,70 - 24,10	QM	0,76	Néant		8,19	62,19	15,65	3,40	8,0	20,43	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Sc43	23,50 - 24,00	QM _{sg}	0,64	Néant		4,55	75,00	14,90	4,10	8,4	7,67	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Sc44	29,15 - 29,45	QM _{sg}	0,0320	-	Traces	-	53,79	17,41	-	-	34,96	45,80	11,09	7,20	11,44	-	-	-	-	-	-
	Sc45	23,80 - 24,10	QM	0,0210	-	3,00	-	61,70	15,09	-	-	24,06	46,06	10,03	10,00	12,04	-	-	-	-	-	-

Tableau 5-9: Résultats des analyses chimiques réalisés sur les échantillons du tronçon 5

- La teneur en carbonates (0%-10%), reflète que les échantillons des sondages SC43 sont d'argile.
- Le teneur en carbonates (10%-30%), reflète que les échantillons des sondages SC41 et SC45 sont d'argile marneuse.
- Le teneur en carbonates (30 -70%), reflète que les échantillons de sondage SC44 (29,15-29,45) sont de marnes.
- Sol faiblement organique (3%-10%) pour les échantillons des sondages SC 42 et SC43.
- Les chlorures dépassent le seuil maximal admis pour l'attaque des aciers fixé à 100 ppm, dans le cas d'implantation d'ouvrages armés au droit de ces sondages et aux profondeurs indiquées il est nécessaire d'opter pour un béton très compact en adoptant en plus un enrobage suffisant de manière à protéger judicieusement les armatures.

➤ Le contenu en sulfates du sol indique que, selon la norme UNE EN 206-1 2006, le sol n'est pas agressif pour le béton, sauf au sondage SC41 (1300 mg/kg) ainsi qu'au sondage SC45 (30000 mg/kg) ou ces valeurs sont élevés indiquant une contamination possible du sol.

10 Conclusion

Les études géologiques, hydrogéologiques et géotechniques constituent d'une manière générale trois aspects complémentaires de l'étude des terrains dans lesquels doivent être exécutés les ouvrages souterrains. Pour la réalisation de ces derniers, il est nécessaire de décrire les conditions géologiques, hydrogéologiques et sismiques traversée par l'ouvrage.

Le site projet est constitué de 5 unités différentes (Remblais, Argile limoneuse peu sableuse, Sables limoneux argileux avec présence des grés, Argile Marneuse à Marne, Sable limoneux – argileux avec présence de cailloux) qui sont définis par plusieurs paramètres physiques et mécaniques obtenu par des essais en laboratoire et in-situ. Après l'obtention des paramètres, il a fallu arriver aux valeurs caractéristiques de chaque paramètre, lesquelles conduisent aux valeurs à utiliser dans les calculs de dimensionnement. Pour cela, nous avons utilisé les directrices de l'Eurocode 7, qui conseille l'utilisation des méthodes statistiques.

L'ensemble des résultats a permis d'identifier les terrains encaissants du tunnel et d'avoir les paramètres nécessaires pour un bon choix de la méthode de creusement et celle de soutènement.

Chapitre VI :

***Modélisation numérique et application
de la méthode de convergence
confinement***

1 Introduction

La réalisation d'un ouvrage souterrain nécessite l'intervention de plusieurs théories ou bien outils de calcul qui sont basés essentiellement sur des approches empiriques ou par le biais des méthodes analytiques ou numériques, pour la détermination des caractéristiques et d'un bon dimensionnement du soutènement.

La méthode convergence-confinement (MCC) est une méthode d'analyse simplifiée de l'interaction entre le terrain et le soutènement qui se produit à proximité du front de taille. Cette méthode permet d'échapper à la complexité d'un modèle à trois dimensions. Elle est fondée sur l'analyse bidimensionnelle de l'interaction entre le soutènement et le terrain, de ce fait elle est beaucoup plus simple que d'autres méthodes.

Dans ce chapitre nous allons modéliser le tronçon du tunnel en utilisant le logiciel PLAXIS 2D. Le modèle de Mohr coulomb est supposé pour représenter le comportement du sol. La méthode sur laquelle est basé le logiciel dans les calculs numériques est la méthode des éléments finis (MEF). On supposera que l'excavation du tunnel est faite par la méthode du tunnelier (TBM).

Dans un premier temps nous allons supposer que le tunnel est construit sans application de la méthode de Convergence-Confinement. Ensuite les résultats vont être comparés à ceux où la méthode de Convergence-Confinement est appliquée.

2 Paramètres des couches du sol et du soutènement

Le soutènement du tunnel est constitué par des éléments plaques qui sont des éléments de structure utilisés pour modéliser des structures élancées placées dans le sol et ayant une rigidité de flexion EI , et une raideur normale EA significatives.

Dans ce chapitre on va citer les différentes étapes de modélisation Jusqu'à ce que nous arrivions aux résultats.

Après on va appliquer la méthode de convergence confinement en PLAXIS 2D.

Chapitre VI : Modélisation numérique et application de la méthode de convergence confinement

Le soutènement est constitué de plaques en béton armé, les caractéristiques de ce soutènement sont récapitulées dans le tableau suivant :

/	EA (KN/m)	EI (KN.m ² /m)	W	ϑ
Béton armé	4010000	13366,7	7,5	0,3

Tableau 6-1: Caractéristiques mécaniques du soutènement

La simulation de creusement a été réalisée en deux phases selon les étapes d'excavation sur chantier.

Pour modéliser notre cas nous avons choisi :

- ❖ Critère de Mohr Coulomb.
- ❖ La déformation plane.
- ❖ Les matériaux plastiques.

Le tableau suivant représente les profondeurs des différentes couches de sols introduites dans PLAXIS 2D :

Section 01 SC 47		Section 02 SC 46		Section 03 SC 45		Section 04 SC 43		Section 05 SC 42	
Nature de couche	Profondeur (m)	Nature de couche	Profondeur (m)	Nature de couche	Profondeur (m)	Nature de couche	Profondeur (m)	Nature de couche	Profondeur (m)
QS	0-15	QS	0-17,4	QA	0-4,5	QA	0-4	QA	0-11,5
				QS	4,5-6	QM	4-13,5	QS	11,5-17,5
QM	15-40,7	QM	17,4-31,7	QM	6-21,5	/	/	/	
				QMSG	21,5-32,5	QMSG	13,5-37,5	QMSG	17,5-41,5

Tableau 6-2 : Profondeurs de différentes couches

QS : Le Quaternaire continental Calabrien-villafranchien, contemporain du Calabrien marin, repose sur le Pliocène continental avec lequel il présente d'étroites analogies de faciès qui rendent leur délimitation très délicate. Il se compose d'un ensemble détritique correspond au démantèlement des reliefs en voie de surrection, constitué aussi bien de faciès argileuses, sableuses et à galets.

Chapitre VI : Modélisation numérique et application de la méthode de convergence confinement

QM : Quaternaire, se traduisant en dépôts d'argiles et marnes jaunes, dites d'el Harrach et de grés sableux jaunes à stratification entrecroisée.

QA : Il se compose d'un ensemble détritique correspondant à une importante sédimentation Fulvio-continentale qui se poursuit dans les plaines alluviales, en complète continuité des phénomènes antérieurs. Ils sont constitués de faciès argileux de couleur rougeâtre et marron formé d'argiles, et d'argile sableux avec cailloux, qui peuvent facilement être confondus avec les remblais anthropiques présents dans la zone.

QMSG : Pliocène supérieure, quaternaire ancienne (sable limoneux argileux avec présence de cailloux).

3 Les étapes de modélisation du terrain

3.1 Entrée des données

- Premièrement, on va tracer les couches des différentes sections du tracé du tunnel. Nous avons sélectionné 4 sections différentes qui ont chacune une succession de couches différentes.

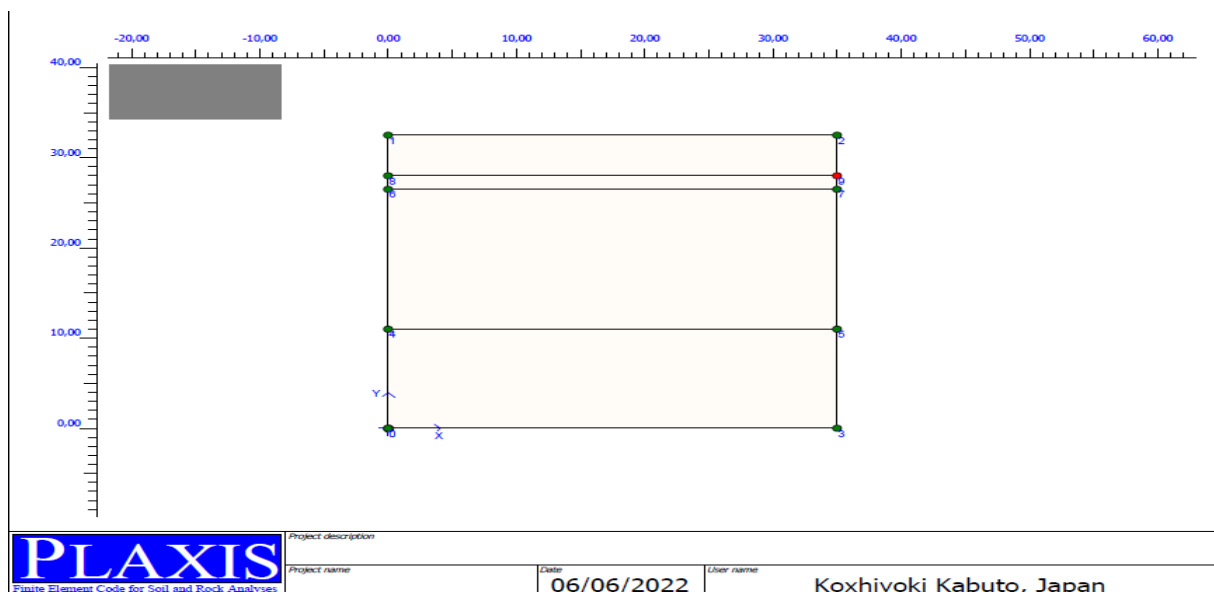


Figure 6-1 : Exemple de traçage des couches de premier terrain (SC47)

3.2 Caractéristiques du sol

Pour chaque section on va introduire les caractéristiques suivantes pour chaque couche : le poids volumique, le module de Young, le coefficient de poisson, la cohésion, l'angle de frottement.

Chapitre VI : Modélisation numérique et application de la méthode de convergence confinement

En utilisant l'icône :



« Material sets » et choisir New : on a alors par défaut le modèle de Mohr Coulomb avec 3 onglets à remplir : general, parameters, et interfaces.

- Parameters

-on peut aussi rentrer les paramètres mécaniques de modèle de Mohr-coulomb tel que : le module de Young, le coefficient de poisson, l'angle de frottement et l'angle de dilatance, la valeur de la cohésion.

Mohr-Coulomb - <NoName>

General | Parameters | Interfaces

Material set

Identification: ARgile QA

Material model: Mohr-Coulomb

Material type: Drained

General properties

γ_{unsat} : 17,000 kN/m³

γ_{sat} : 20,000 kN/m³

Permeability

k_x : 0,000 m/day

k_y : 0,000 m/day

Advanced...

SoilTest Next OK Cancel

Figure 6-2: Les caractéristiques des différentes couches

On finit l'entrer des données par OK, et l'on porte avec le pointeur les dossiers contenant les propriétés du sol dans le dessin. Un changement de couleur indique cette affectation.

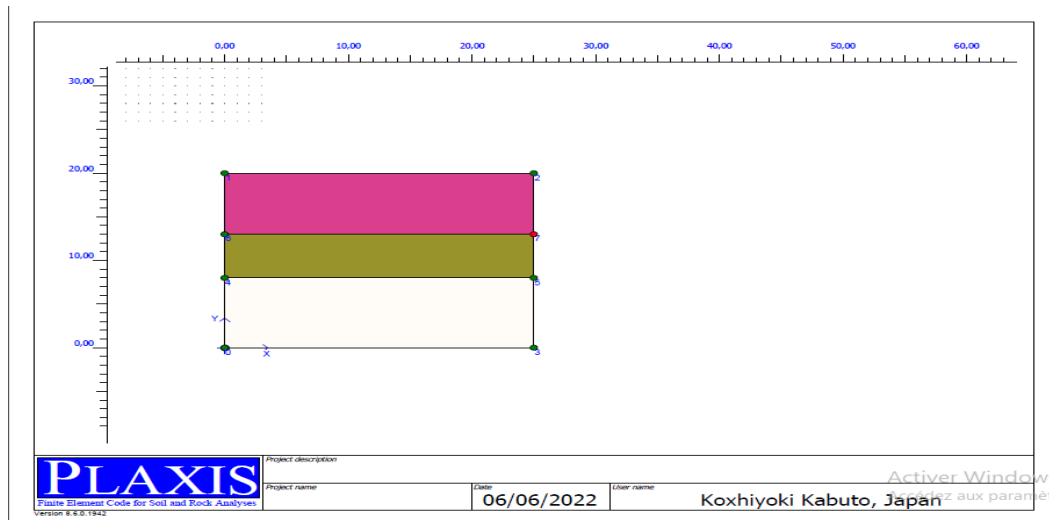


Figure 6-3: Affectation des matériaux.

3.3 Définition de tunnel

Pour définir le tunnel cliquer sur l’icône tunnel dans la barre d’outils. On considère une moitié de section de tunnel circulaire avec une interface sol-structure au contact du sol. Le tunnel est formé de 3 « sections » d’ouvertures respectives 90°, 60° et 30°, toutes de mêmes propriétés mécaniques. Lors de la définition des tunnels circulaires, la boîte de dialogue correspondante permet de définir les 3 sections dans des axes relatifs, puis on fait glisser la figure correspondante sur le modèle en plaçant l’origine relative au point absolu choisi à l’avance.



L’icône utiliser pour modéliser le tunnel.

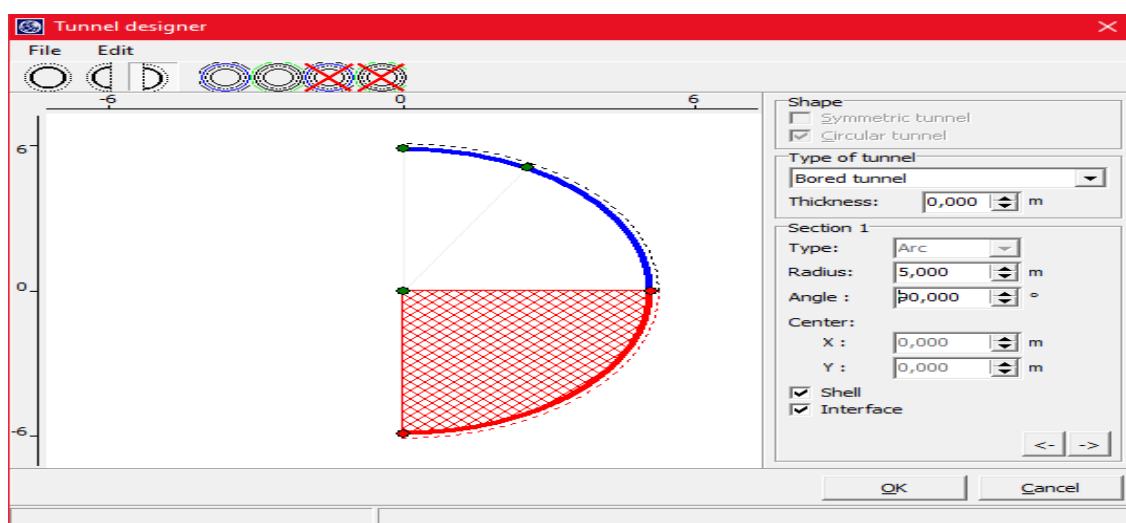


Figure 3-4: Générateur de tunnel

3.4 Conditions aux limites

On choisit l'option de conditions aux limites en déplacements par défauts « Standard fixities », ce qui fixe également le revêtement du tunnel sur la frontière gauche du domaine de sorte qu'aucune rotation ne soit possible (condition de symétrie).



L'icône utilisée pour les conditions limites (Standard fixities).

On réduit les propriétés des interfaces au niveau du contact avec la paroi du tunnel :

-Les interfaces sont moins résistantes et plus flexibles que le sol adjacent. On prend donc comme coefficient de réduction de la résistance par rapport au sol voisin la valeur $R = 0,8$, pour les couches de sol dans lesquelles se trouve l'interface sol-revêtement.

3.5 Eléments de revêtement

En plus des paramètres pour les éléments de sol, on a besoin d'entrer les paramètres de rigidité pour la paroi du tunnel. On définit ces propriétés dans la boîte de dialogue relative aux poutres et revêtements (figure suivante), et on vient l'affecter par glissement de souris au revêtement du tunnel.

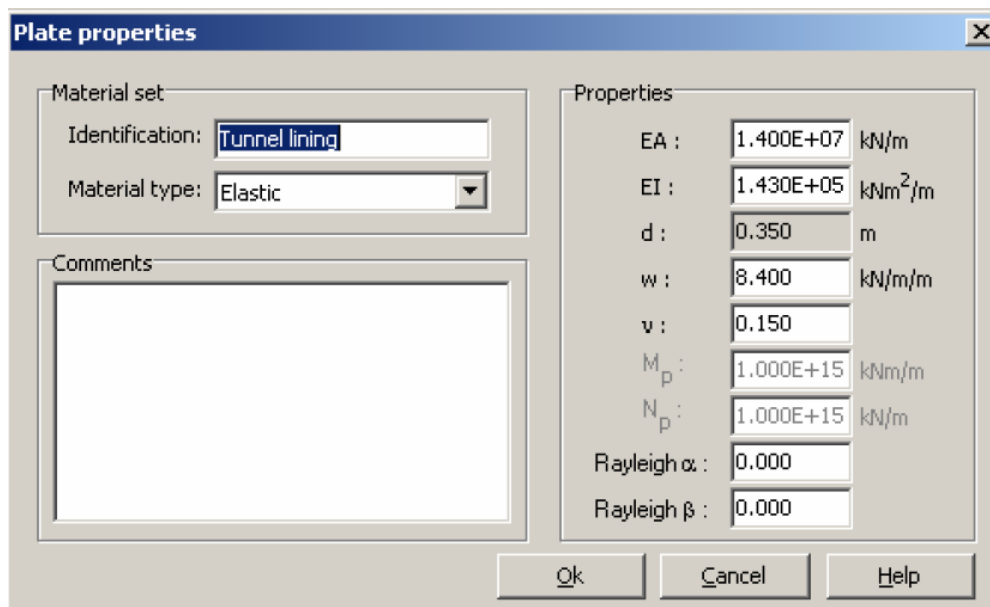


Figure 6-5: Propriétés mécaniques et physiques du revêtement du tunnel

3.6 Maillage

On réalise tout d'abord un maillage médium, qui attribue peu d'éléments au domaine situé dans l'emprise du tunnel. On raffine ensuite ce maillage au voisinage de la ligne géométrique représentant le tunnel et son revêtement et dans un deuxième temps dans les clusters à l'intérieur du tunnel.



On clique sur cette icône « Generate mesh » pour réaliser le maillage.

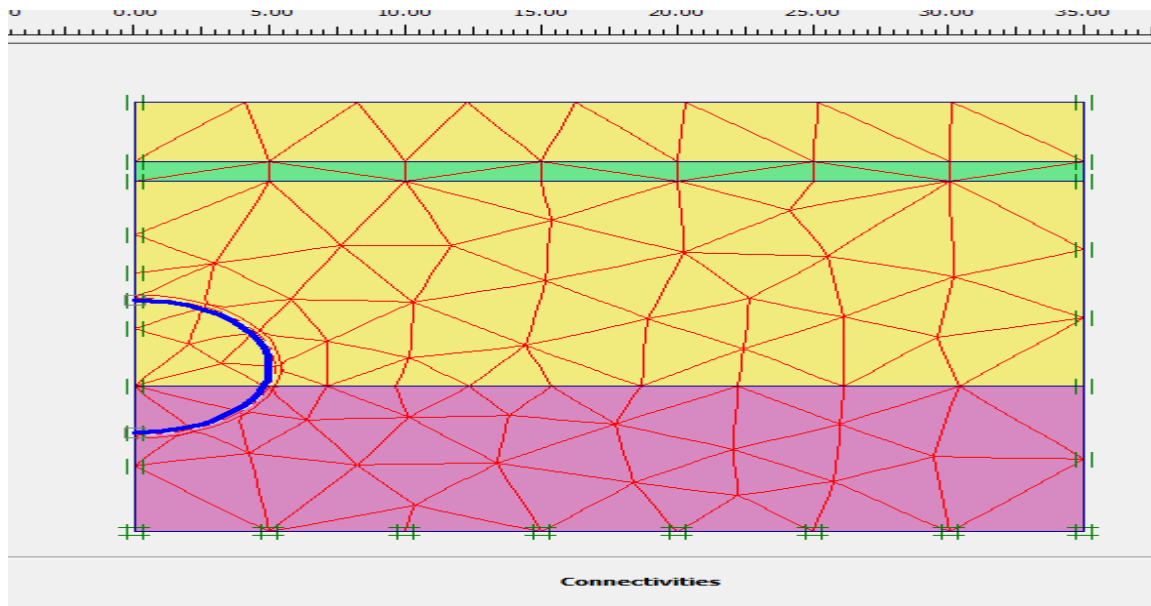


Figure 6-6: Maillage du modèle du sol et du tunnel

Et on clique sur Update, ensuite on va déclarer la nappe phréatique (si on a une nappe).

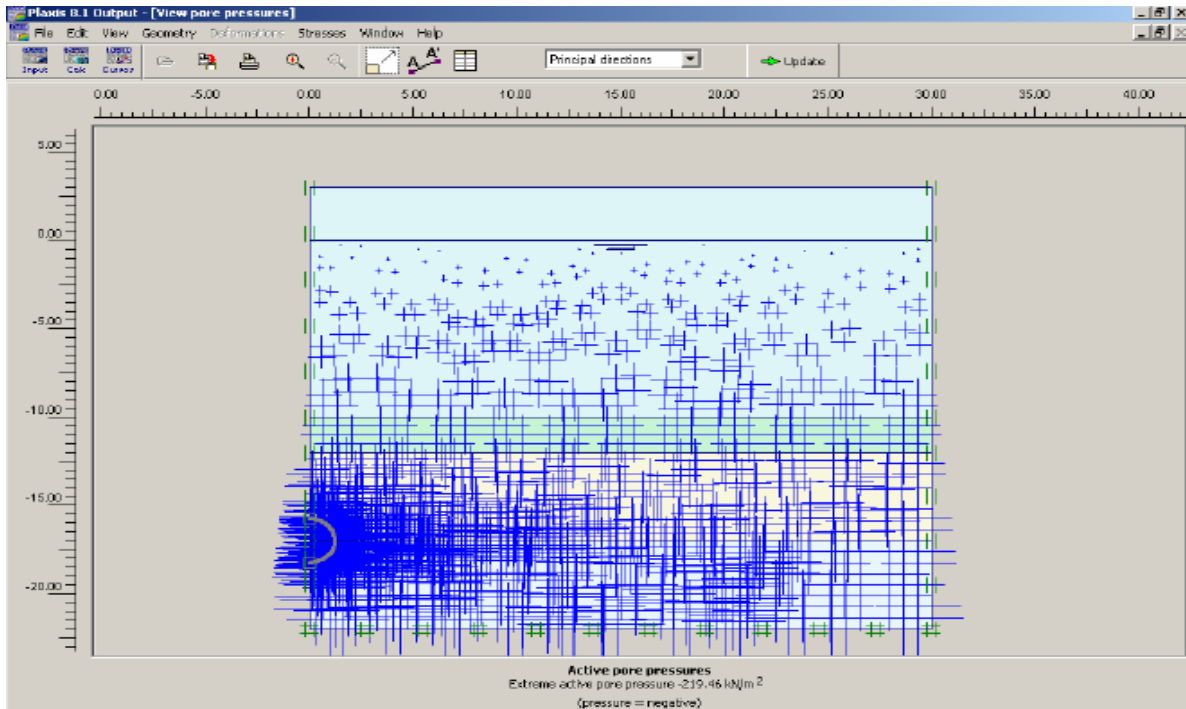


Figure 6-7: Nappe phréatique générale

3.7 Contraintes initiales

On établit les contraintes initiales par l'intermédiaire de la procédure K_0 , puisque les couches de sol sont horizontales, en définissant une valeur du coefficient des terres au repos K_0 pour les couches de sol (on prendra $K_0 = 0.5$). Par défaut, le revêtement été désactivé au préalable ce qui a également pour effet de désactiver les interfaces.

4 Calculs

On choisit un nœud du haut du maillage au-dessus du tunnel pour suivre l'évolution de l'affaissement au-dessus du tunnel.

4.1 La première phase

Dans une première phase on va activer le chargement par un seul clique sur elle puis on clique sur UPDATE.

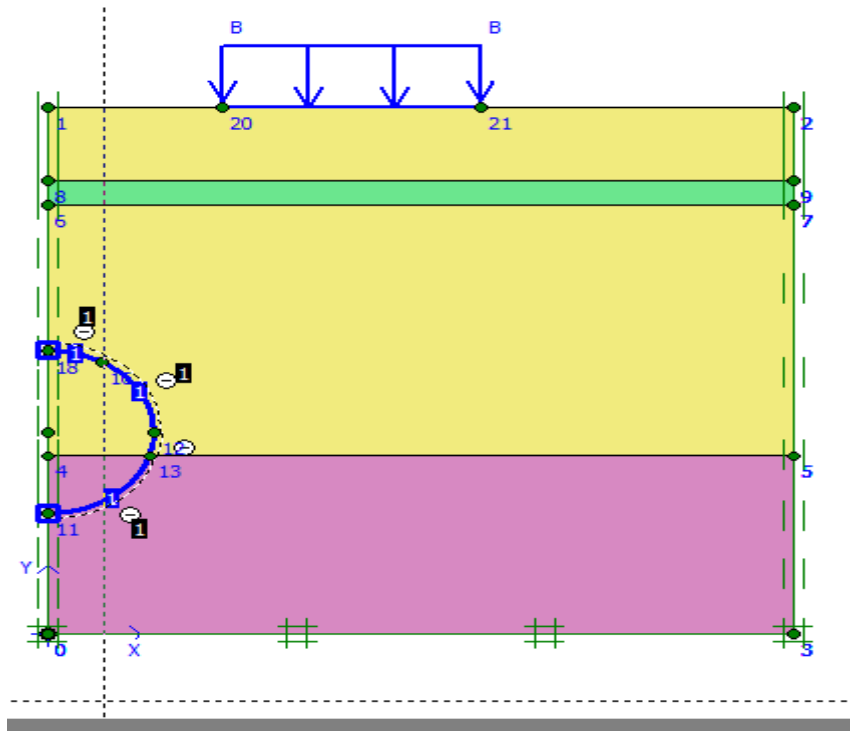


Figure 6-8 : Phase 01 de modélisation

4.2 La deuxième phase

- **Creusement du Tunnel**

Dans une deuxième phase, on désactive les éléments de sol à l'intérieur du tunnel et l'on active (installe) le revêtement. Cette phase est modélisée par un calcul plastique en utilisant l'option « Staged construction ». Mais l'on doit savoir que l'eau située dans l'emprise du tunnel reste à cet emplacement si l'on ne fait rien pour la vidanger (comme sur un chantier). Il importe donc de traiter dans un second temps l'eau et le jeu annulaire entre le sol et le revêtement. On inclut donc dans cette phase la définition d'une nappe phréatique fictive pour le domaine de sol situé dans l'emprise du tunnel (même si ce sol a été excavé, sa pression interstitielle reste active). Sélectionner les deux clusters à l'intérieur du tunnel et de préciser qu'ils sont secs (en cliquant sur le bouton droit de la souris et en sélectionnant l'option. « Cluster dry »). Lancer le calcul hydraulique (option 'Phréatique level').

***Chapitre VI : Modélisation numérique et application de la méthode de convergence
confinement***

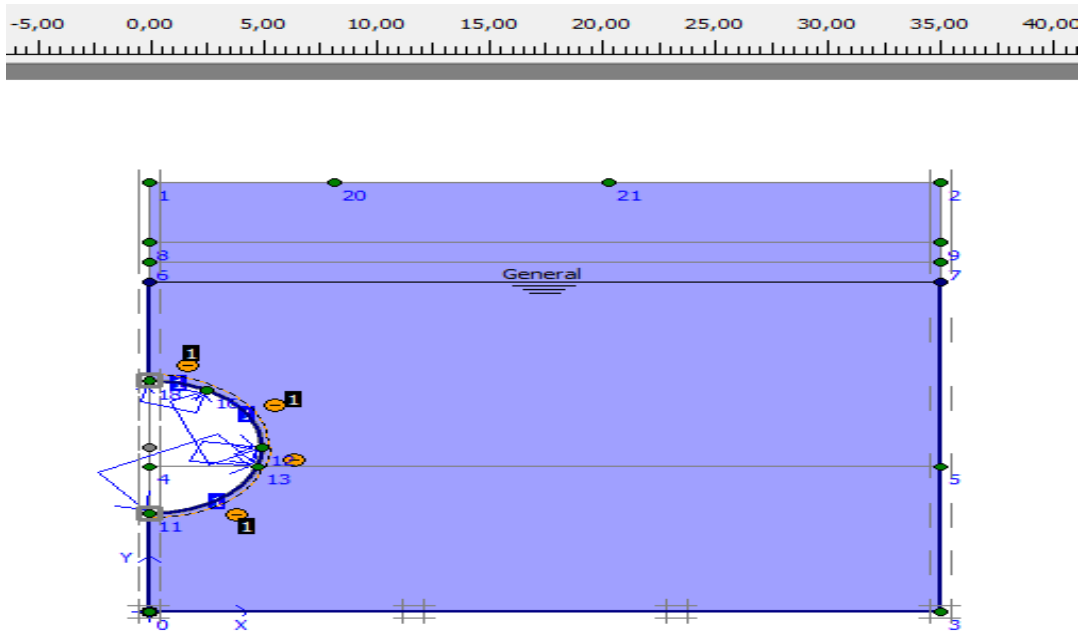


Figure 6-9 : La nappe phréatique générale (en haut), et la nappe phréatique particulière

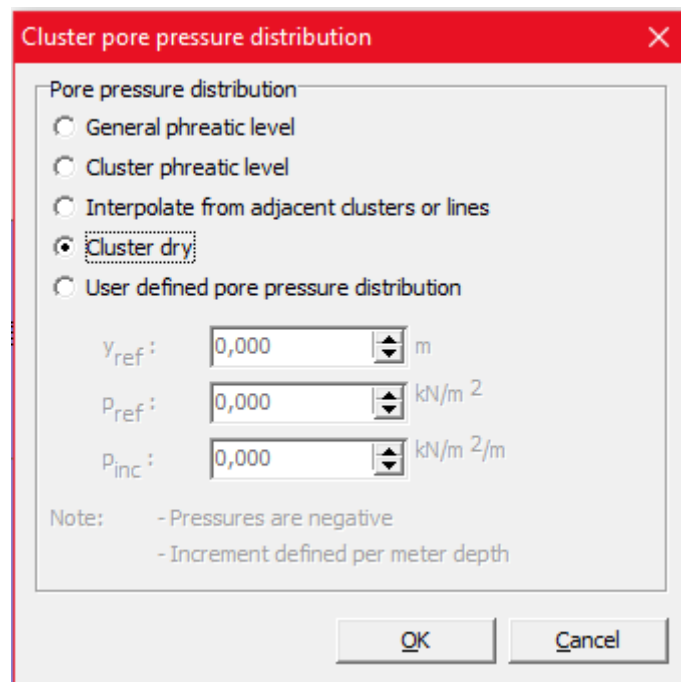


Figure 6-10 : Les deux clusters sont secs

4.3 La troisième phase

Lors de la construction d'un tunnel nécessitant un coffrage, le volume de sol excavé est habituellement plus important que le volume du tunnel. Cette perte de volume peut être simulée en imposant une contraction radiale de la paroi du tunnel. Le volume de sol « perdu » à imposer est défini dans PLAXIS, comme un pourcentage du volume total du tunnel. Dans le cas présent, on choisit 2%. Pour activer la contraction radiale. On choisit un calcul « Staged Construction » et en cliquant sur le centre du tunnel on accède à la fenêtre de définition de la contraction en %. La perte de volume ne peut être imposée que dans le cas où le tunnel possède un revêtement. Cette phase de calcul va nous ramener à la réalité.

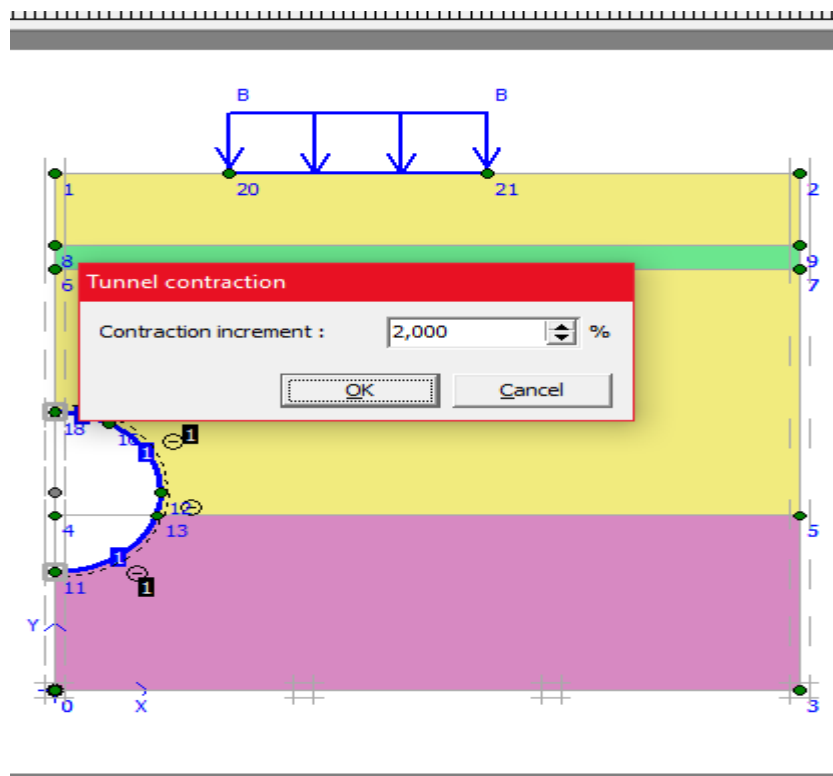


Figure 6-11 : La contraction d'un tunnel

5 Résultats

Le résultat de ces calculs apparaît sur les figures suivantes. Ils donnent une idée des déplacements résultant de l'excavation, et de la mise en charge du revêtement.

***Chapitre VI : Modélisation numérique et application de la méthode de convergence
confinement***

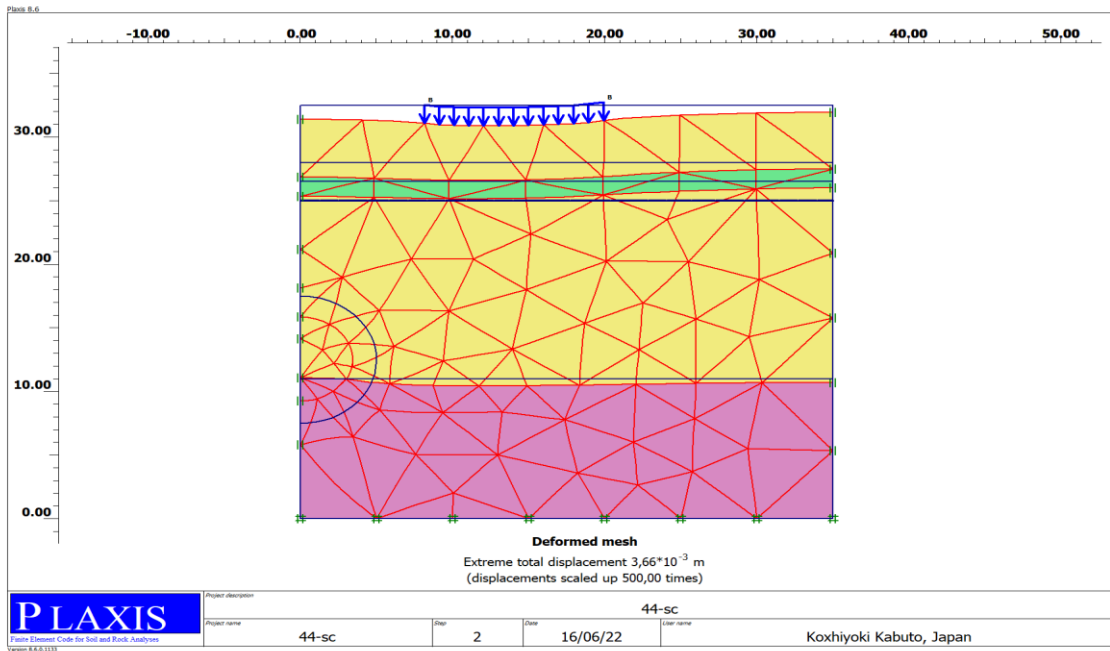


Figure 6-12 : Maillage déformé (phase 1)

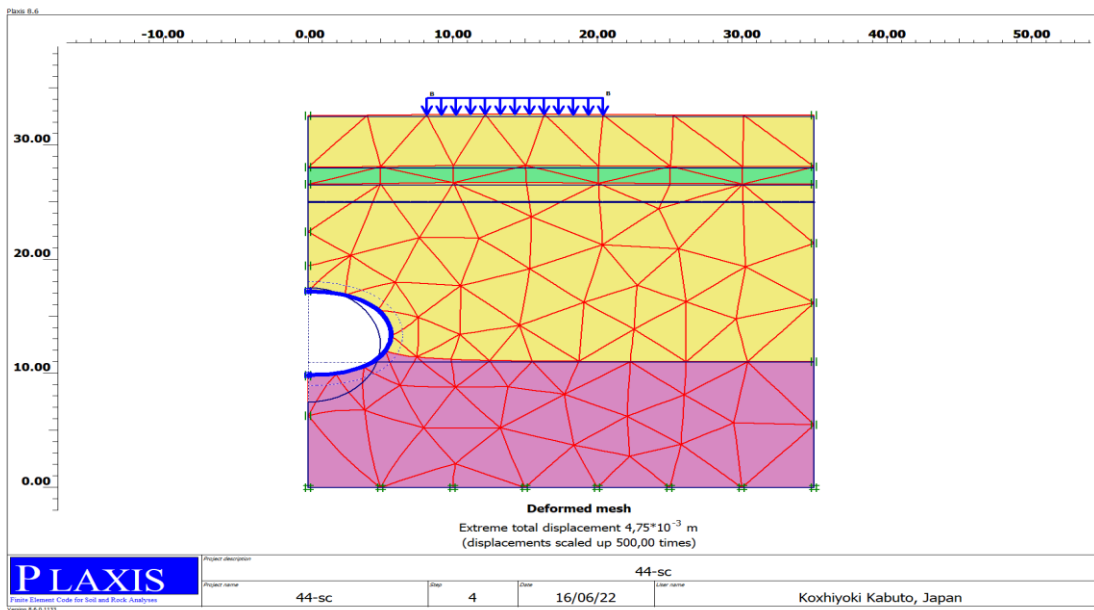


Figure 6-13 : Maillage déformé après creusement du tunnel (Phase 2)

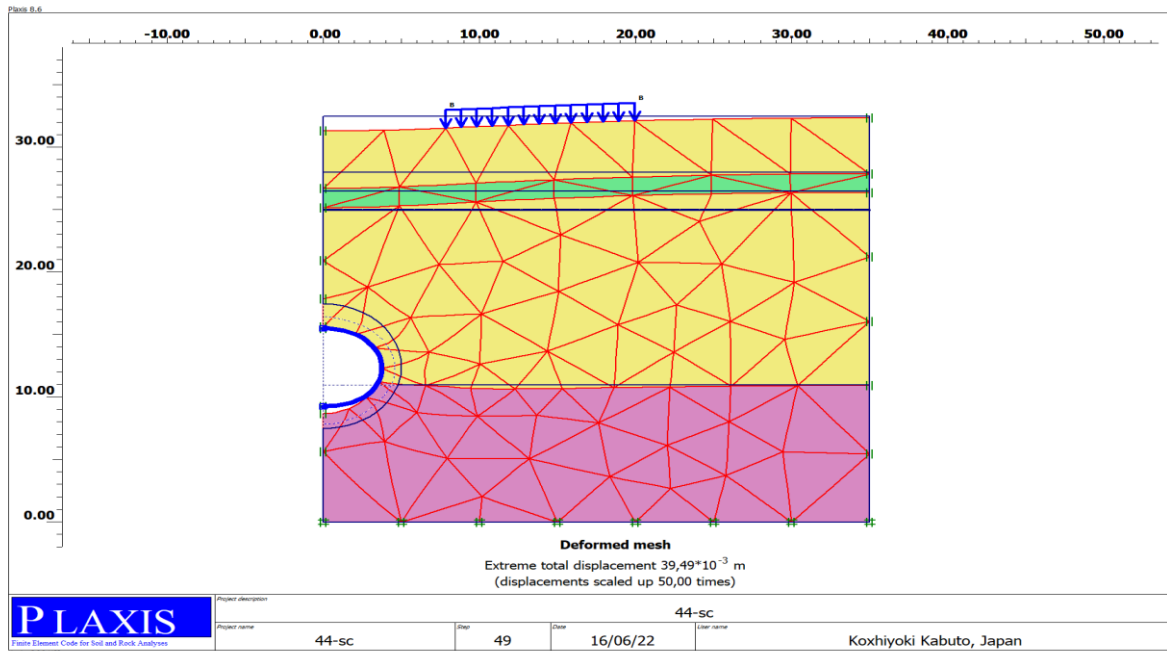


Figure 6-14 : Maillage déformé (phase 3)

On peut voir aussi les efforts dans le revêtement (moment de flexion, effort normal et effort tranchant) et les déplacements.

5 5.1 Présentation des résultats

Les différents résultats obtenus par le logiciel PLAXIS 2D sont comme suit :

- Pour la Section 1 (SC47)
 - **La première phase**
 - Le déplacement total de la première phase :

***Chapitre VI : Modélisation numérique et application de la méthode de convergence
confinement***

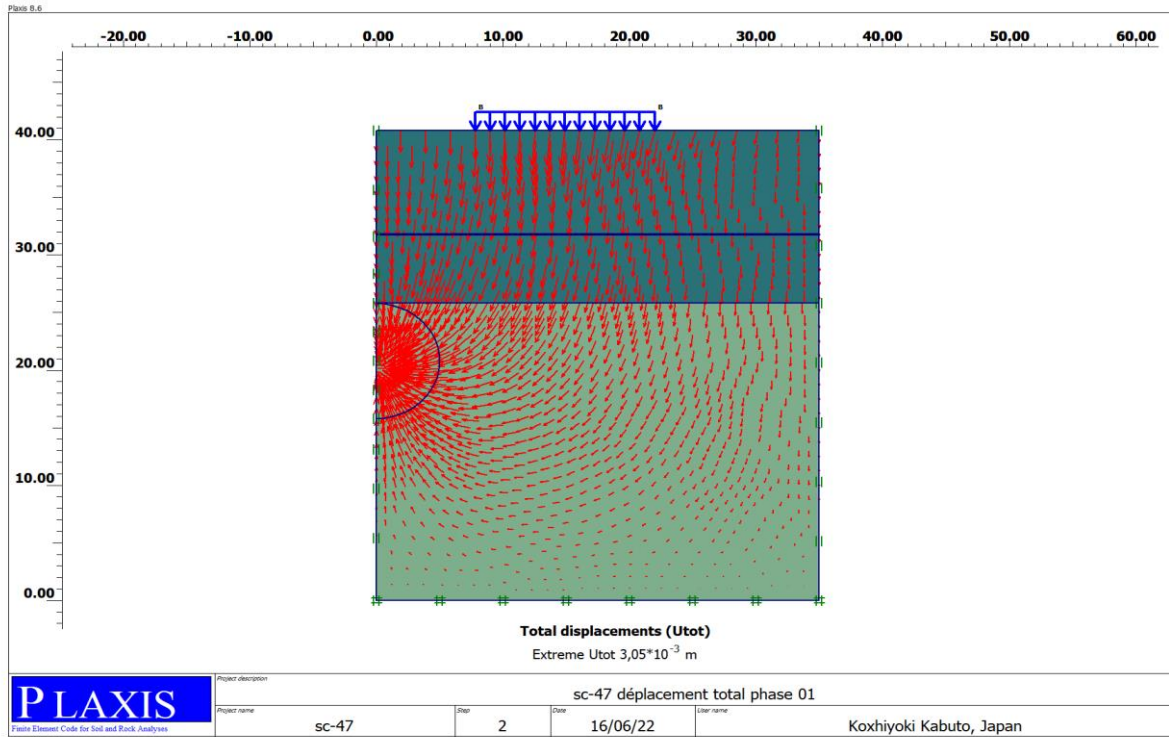


Figure 6-15 : Le déplacement total de première phase

- Le déplacement vertical de la première phase :

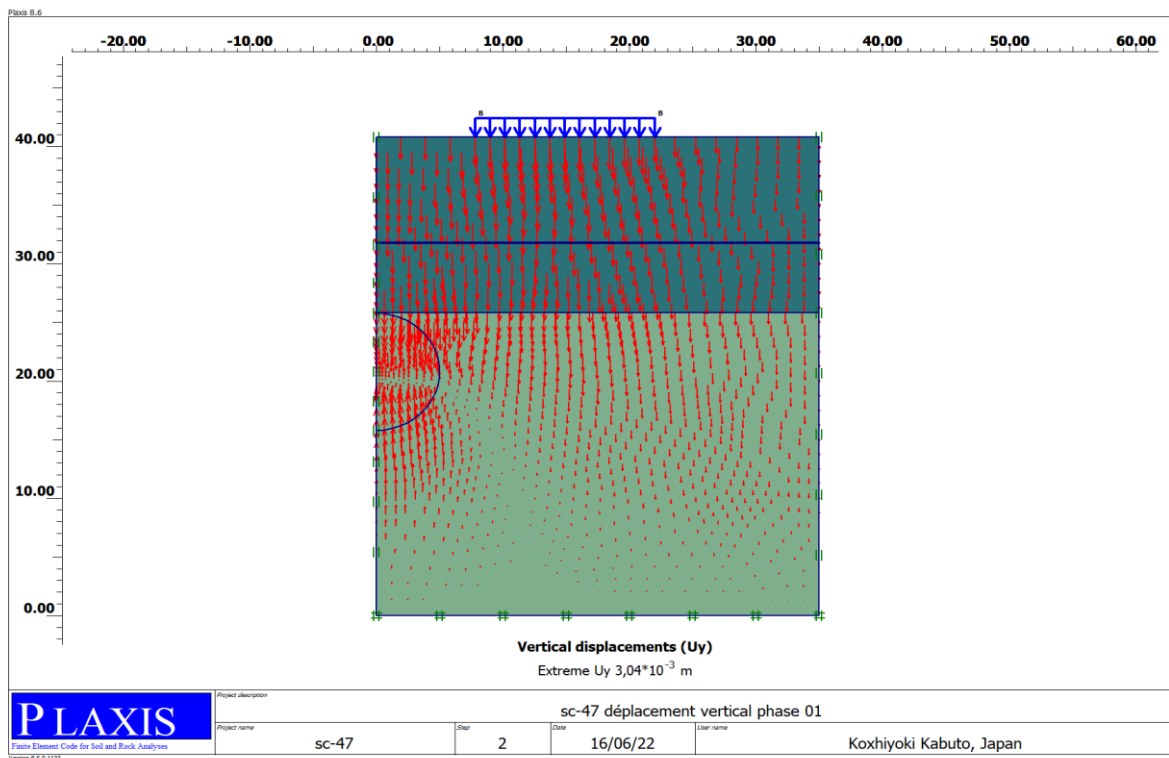


Figure 6-16 : Le déplacement vertical UY de la première phase

Chapitre VI : Modélisation numérique et application de la méthode de convergence
confinement

- La valeur de la contrainte en première phase :

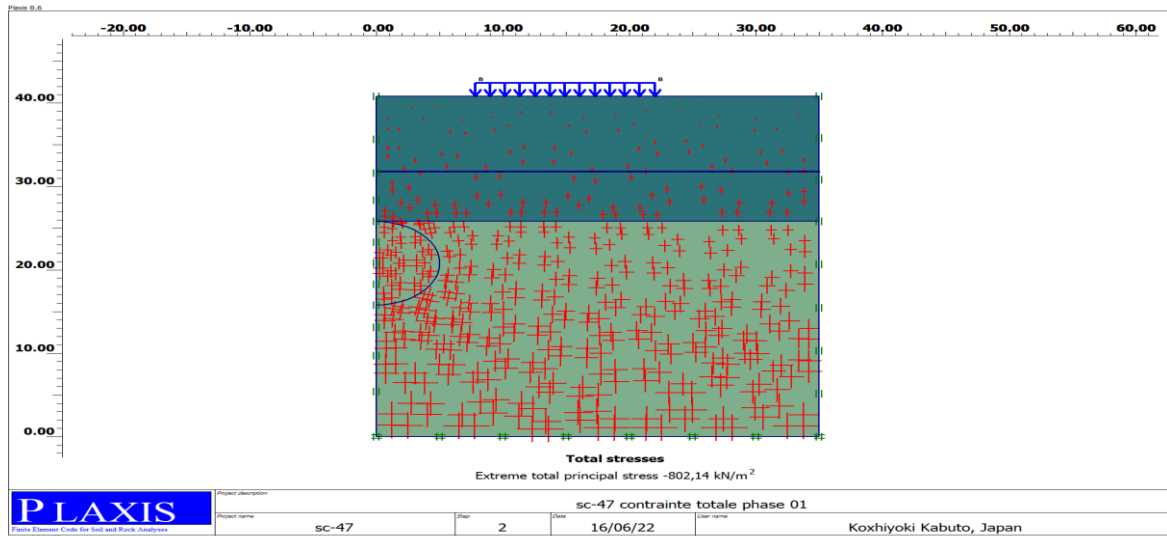


Figure 6-17 : La valeur de la contrainte en première phase

○ **La 2eme phase**

La valeur de déplacement total en deuxième phase :

- La valeur de déplacement vertical UY en 2ème phase :

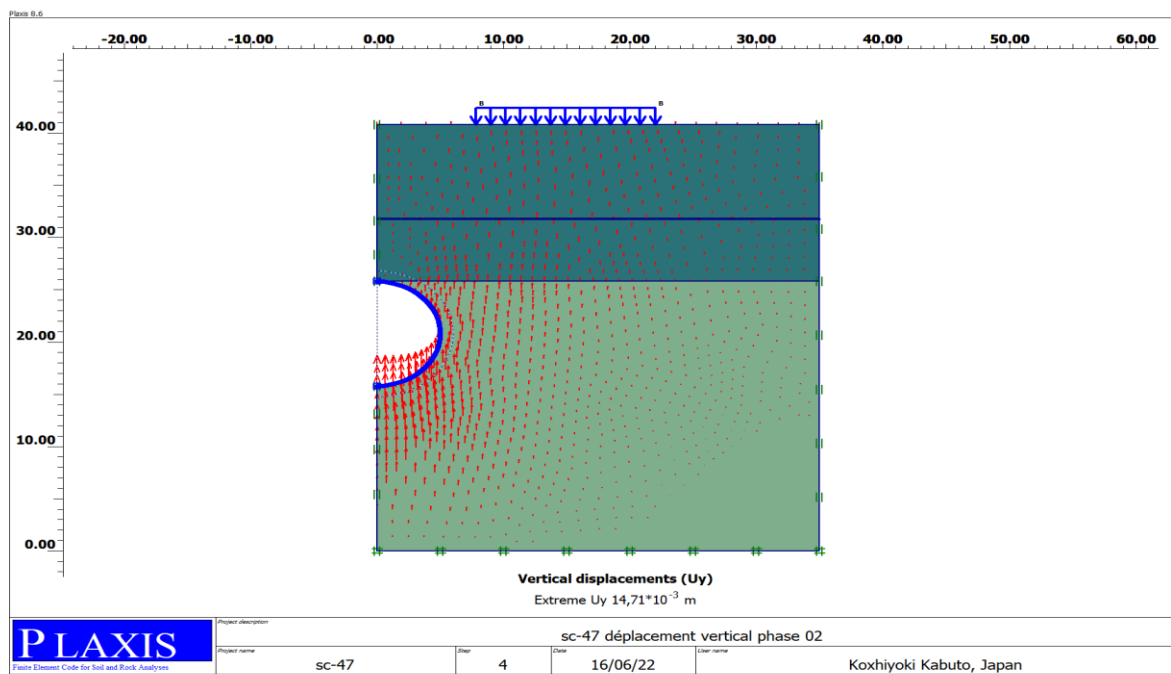


Figure 6-18 : Le déplacement vertical UY de la 2ème phase

- La valeur de contrainte en 2ème phase :

***Chapitre VI : Modélisation numérique et application de la méthode de convergence
confinement***

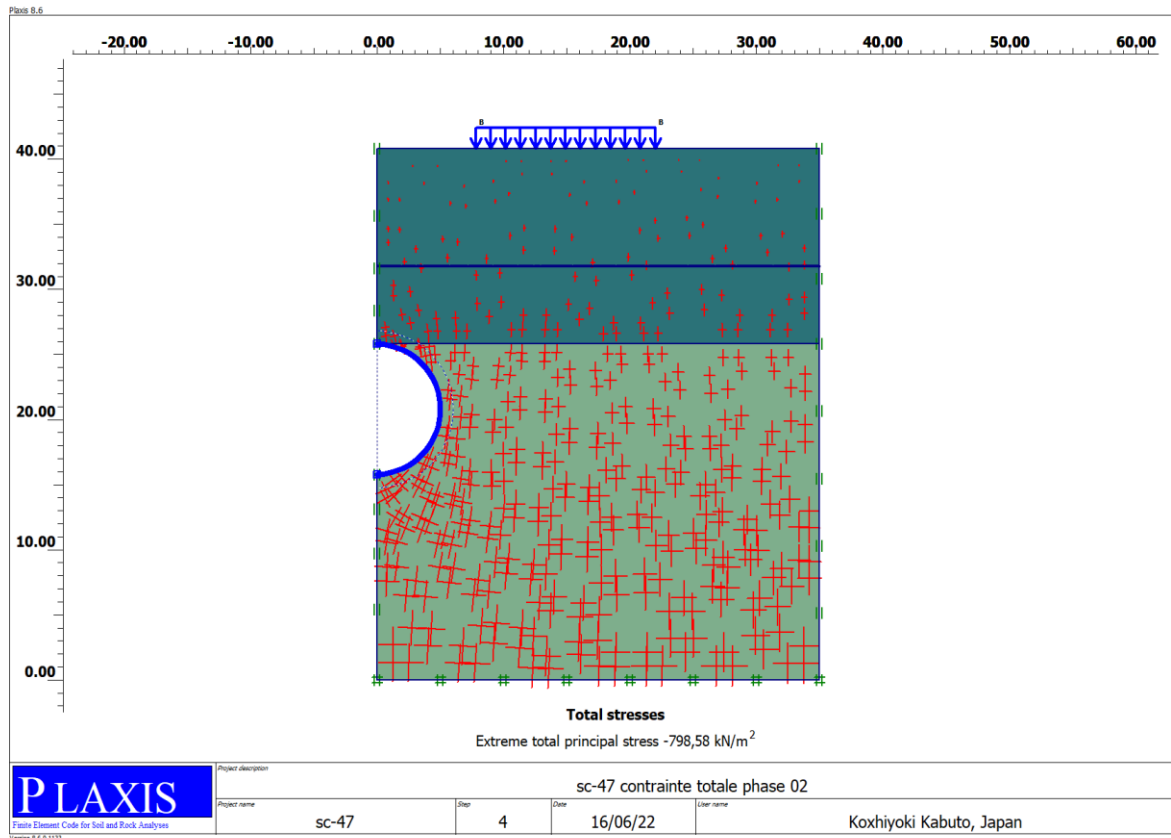


Figure 6-19 : la valeur de contrainte totale en 2^{ème} phase

○ **La 3^{ème} phase**

- La valeur de déplacement total en 3^{ème} phase.
- La valeur de déplacement vertical U_y.

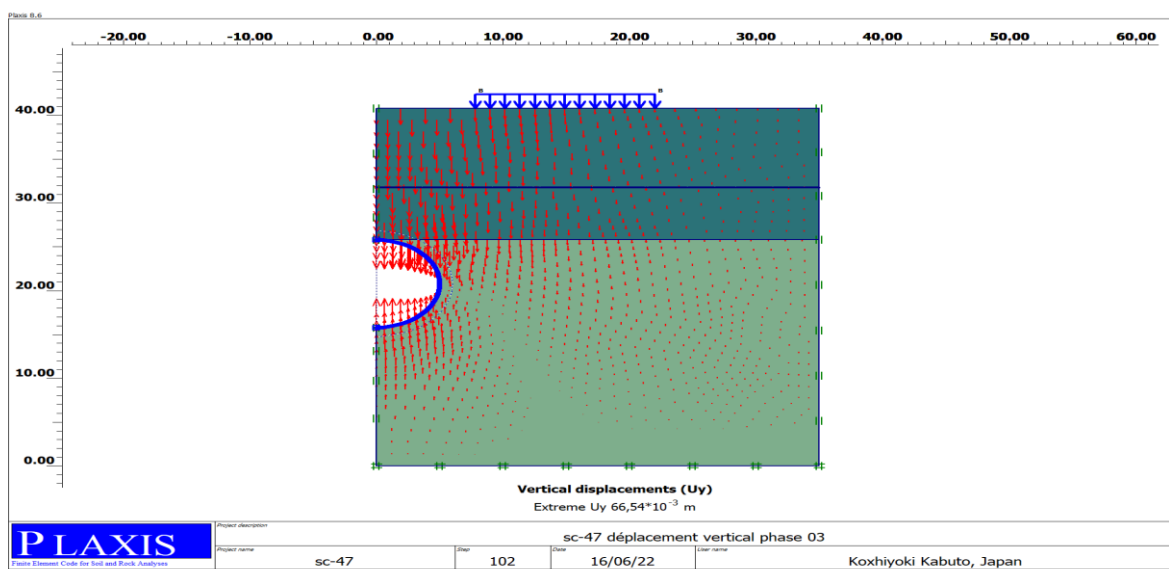


Figure 6-20 : La valeur de déplacement vertical U_y en 3^{ème} phase

**Chapitre VI : Modélisation numérique et application de la méthode de convergence
confinement**

- La valeur de contrainte totale en 3^{ème} phase.

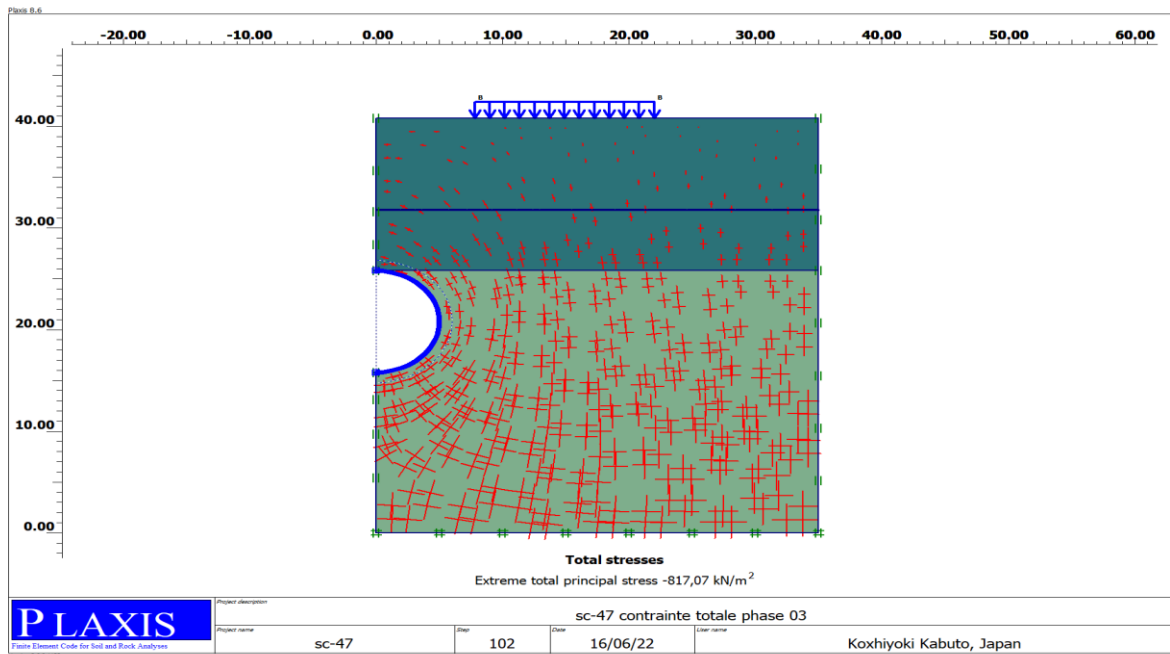


Figure 6-21 : La valeur de la contrainte totale en 3^{ème} phase

Les résultats des autres sections (SC42, SC43, SC45, SC46) seront donnés en annexe.

5.2 Résultats de la section SC47

Résultats des déplacements en surface et au niveau du tunnel ainsi que les contraintes maximales pour la section SC47.

Résultats SC47			
/	Déplacement en surface (mm)	Déplacement au niveau du tunnel (mm)	Contraintes totales KN/m ²
Phase 01	3.05	3.05	-802.14
Phase 02	14.71	16.8	-798.58
Phase 03	66.54	68.6	-817.07

Tableau 6-3 : Résultats SC47

6 Application de la méthode de convergence confinement en PLAXIS 2D

6.1 Convergence :

La convergence d'une section du tunnel suivant une direction quelconque « a » est le déplacement relatif de deux points radialement opposés du parement dans cette direction au fur et à mesure de l'avancement du front de taille.

6.2 Confinement-déconfinement :

Un terrain qui sera traversé par un tunnel est considéré confiné avant le passage du tunnel, ou plus précisément lorsqu'il est situé à une distance suffisante du front d'excavation de manière à ne pas être perturbé par l'effet de creusement de tunnel.

La perte de ce confinement, est dit déconfinement du terrain il sera donc directement lié au passage du tunnel ou d'une manière plus précise le rapprochement du front d'attaque de la zone du terrain.

6.3 Applications de la méthode en PLAXIS 2D

Les mêmes étapes que nous avons fait dans la modélisation précédente ont été suivies sauf que l'on a fait une petite modification aux phases 2 et 3.

✓ **Phase 1 :**

On a juste activé le chargement.

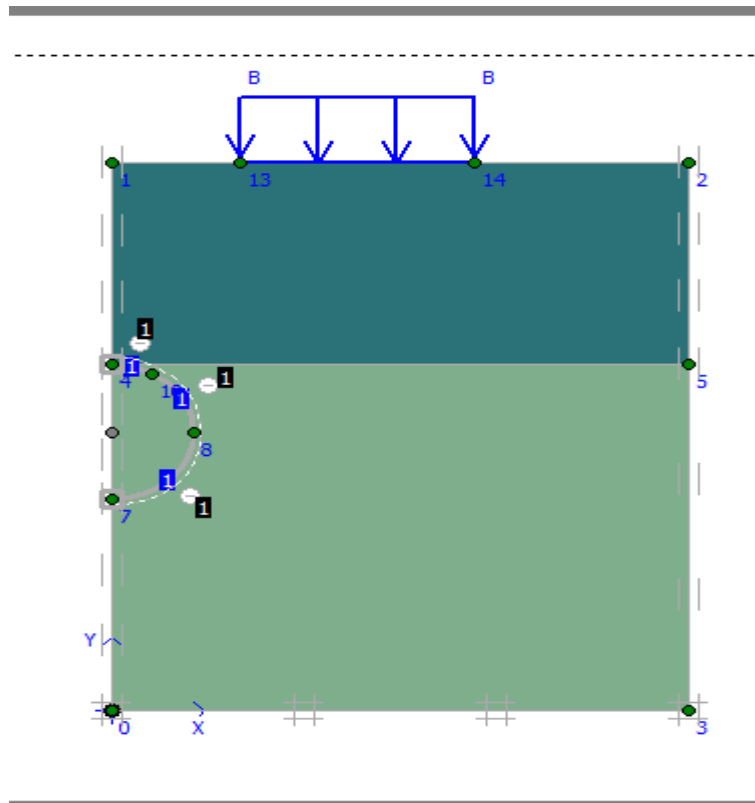


Figure 6-22 : Phase 1 de la MCC

✓ **Phase 2 :**

On a désactivé le sol à l'intérieur du tunnel comme nous avons déjà fait dans la modélisation normale sans l'activation de MCC.

Ensuite nous entamons l'excavation du tunnel avec un déconfinement partiel de 40%. Pour cela appuyez sur Paramètres puis sur Advanced (voir figures suivantes). Après nous avons choisi une valeur (40%), pour le time intervalle (1 day or 2 day selon notre choix) tout en laissant le soutènement désactiver (on n'active pas le tunnel).

***Chapitre VI : Modélisation numérique et application de la méthode de convergence
confinement***

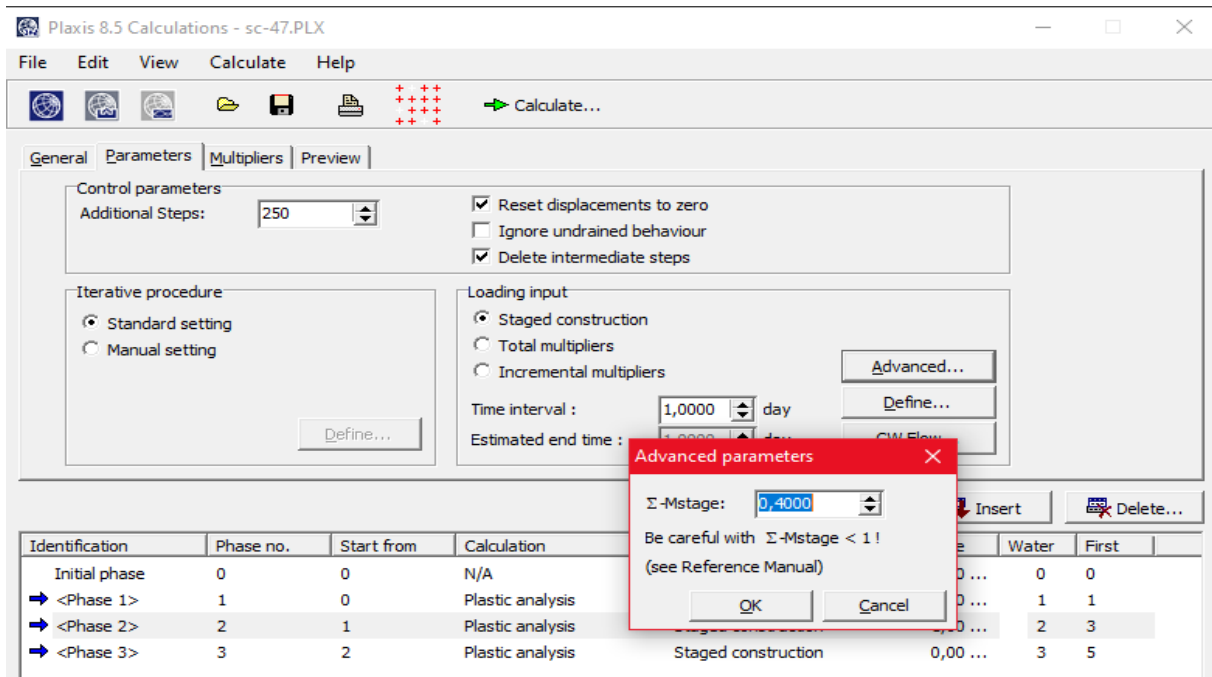


Figure 6-23 : Phase 2 avec changement de $\lambda=40\%$

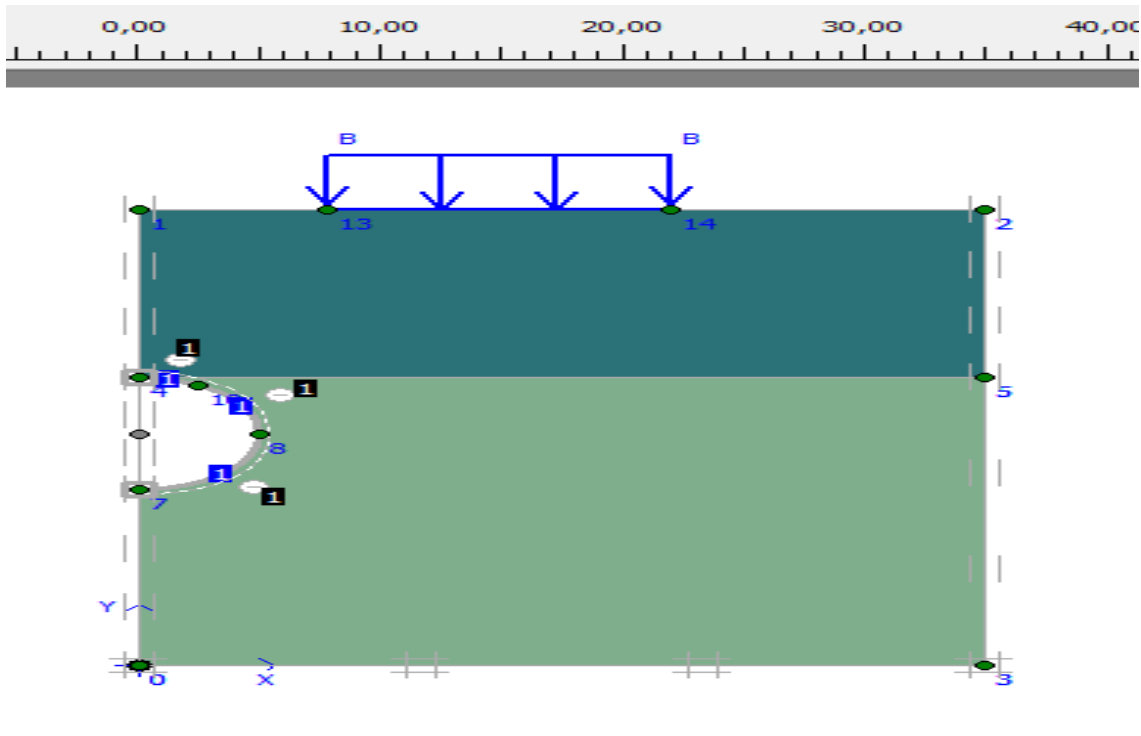


Figure 6-24 : Phase 2 de la MCC

Chapitre VI : Modélisation numérique et application de la méthode de convergence confinement

✓ Phase 3 :

Dans cette phase on a juste changé la valeur de taux de déconfinement $\lambda = 100\%$, et on continue la modélisation avec l'activation du soutènement.

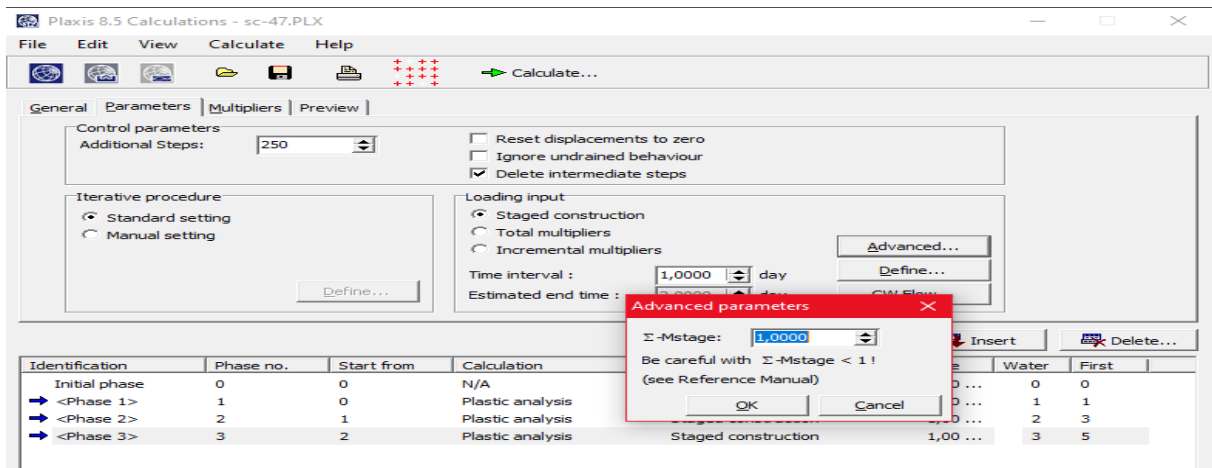


Figure 6-25 : Phase 03 activation du soutènement avec $\lambda=100\%$

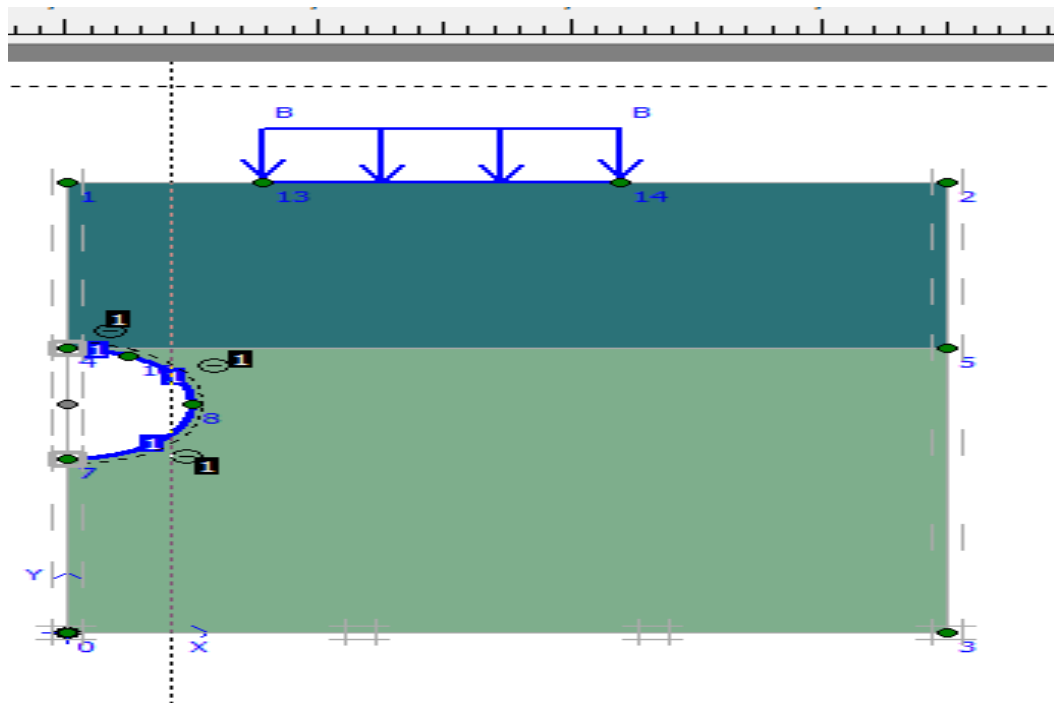


Figure 6-26 : Phase 3 activations du soutènement

6.4 Présentation de nos résultats après l'application de la méthode de convergence confinement :

- ✓ Section 1 (SC47) : (les résultats des autres terrains seront affichés en annexe).
- Phase 1 : c'est les mêmes résultats que les résultats de la modélisation normal.
- Phase 2 :

-Valeurs du déplacement total après l'application de la MCC :

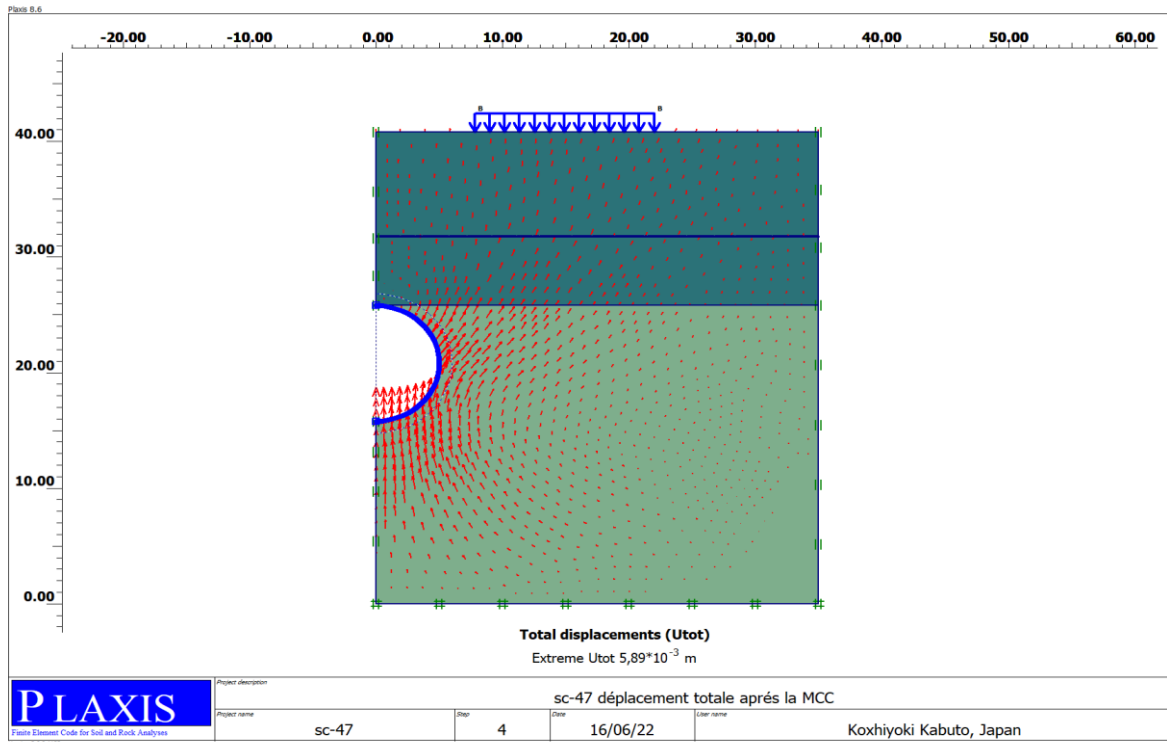


Figure 6-27 : Déplacement total après l'application de la MCC

- Valeurs du déplacement vertical UY après l'application de la MCC :

***Chapitre VI : Modélisation numérique et application de la méthode de convergence
confinement***

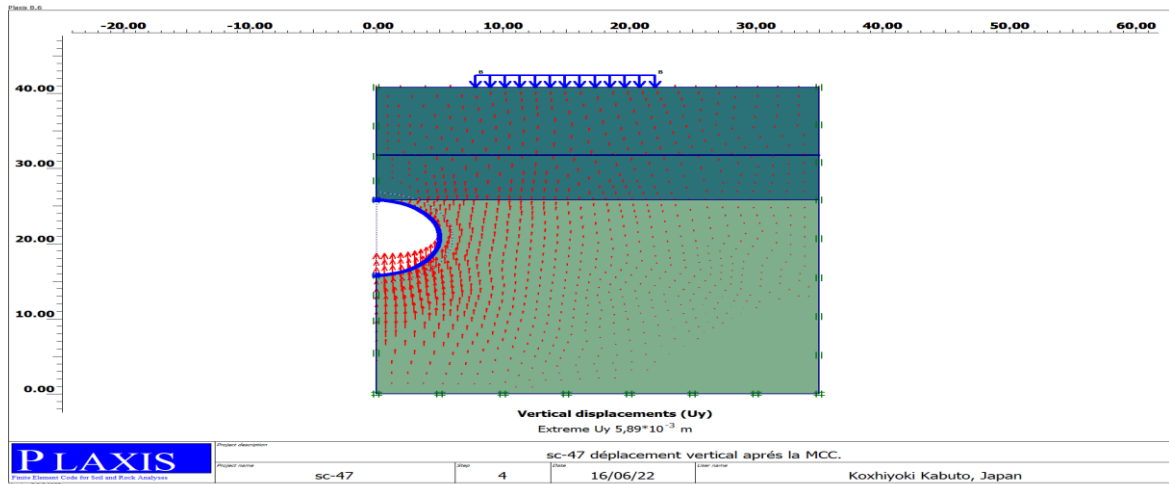


Figure 6-28 : Déplacement vertical après l'application de MCC en phase 2

- Valeurs de contrainte totale après l'application de MCC en phase 2 :

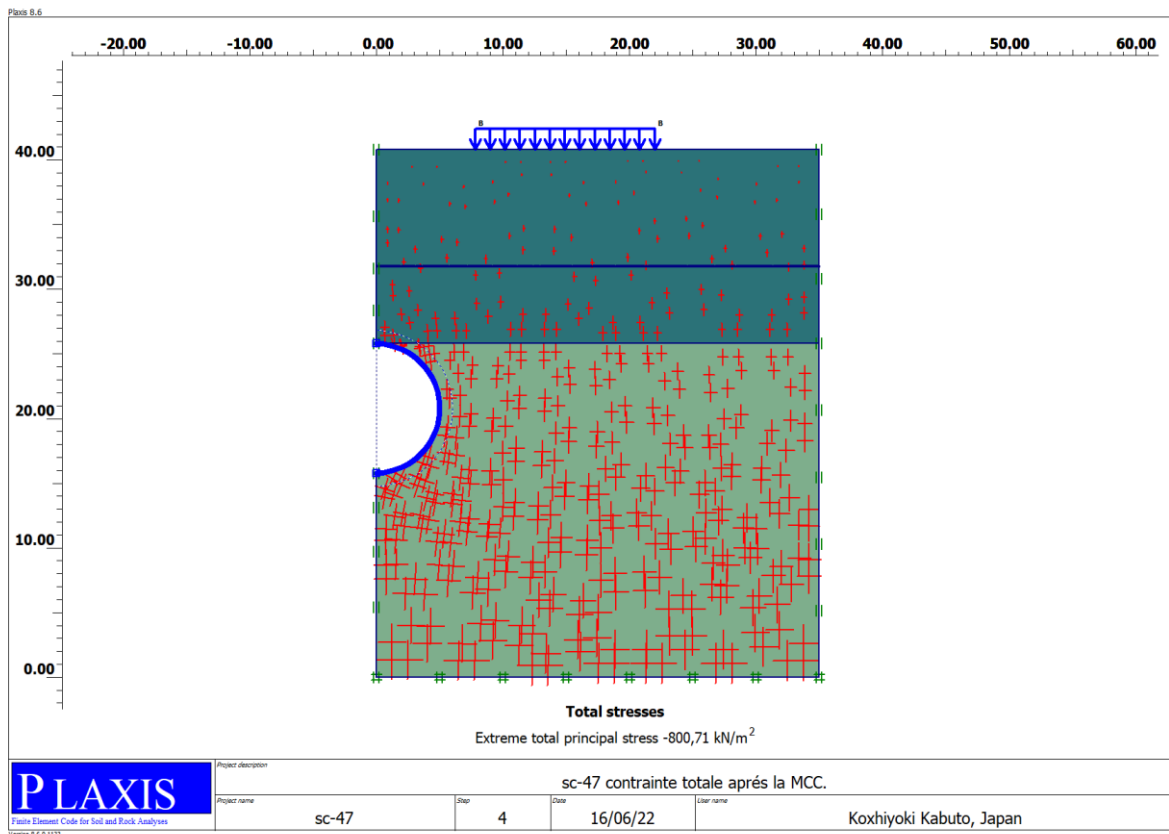


Figure 6-29 : Contraintes totales après l'application de la MCC en phase 2

Chapitre VI : Modélisation numérique et application de la méthode de convergence confinement

- Phase 3 :
 - Valeur du déplacement total après l'application de MCC :

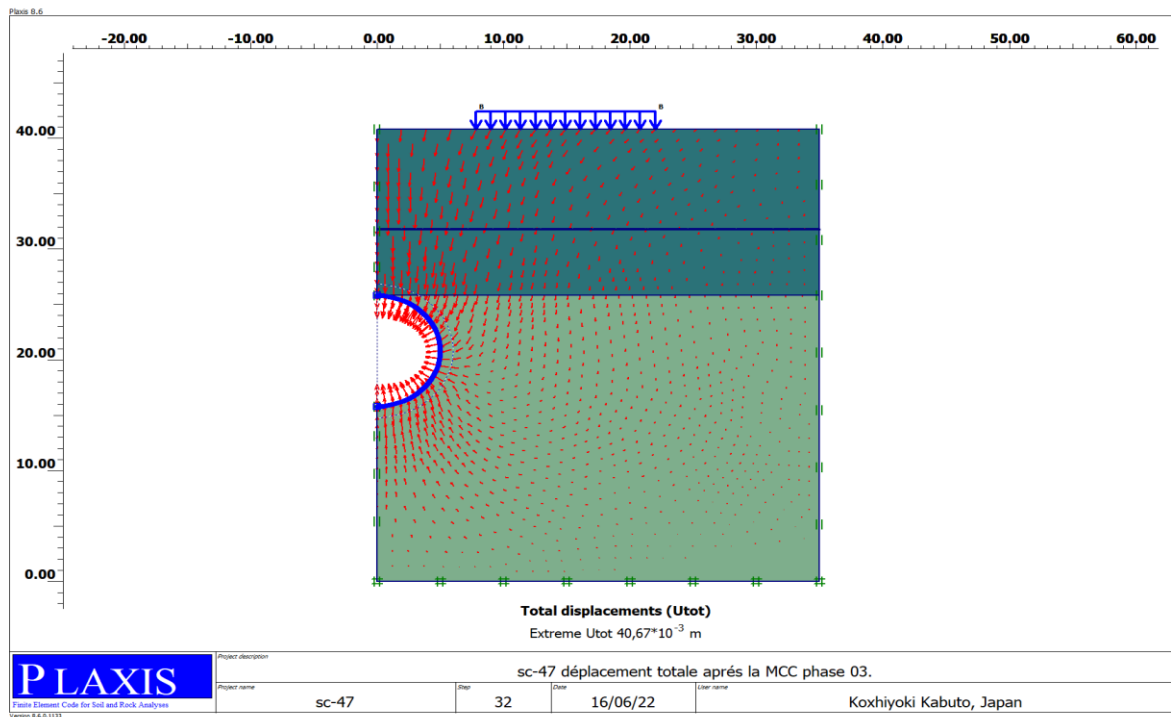


Figure 6-30 : Déplacements totales après l'application de la MCC en phase 3

- Valeurs du déplacement vertical UY après l'application de la MCC :

***Chapitre VI : Modélisation numérique et application de la méthode de convergence
confinement***

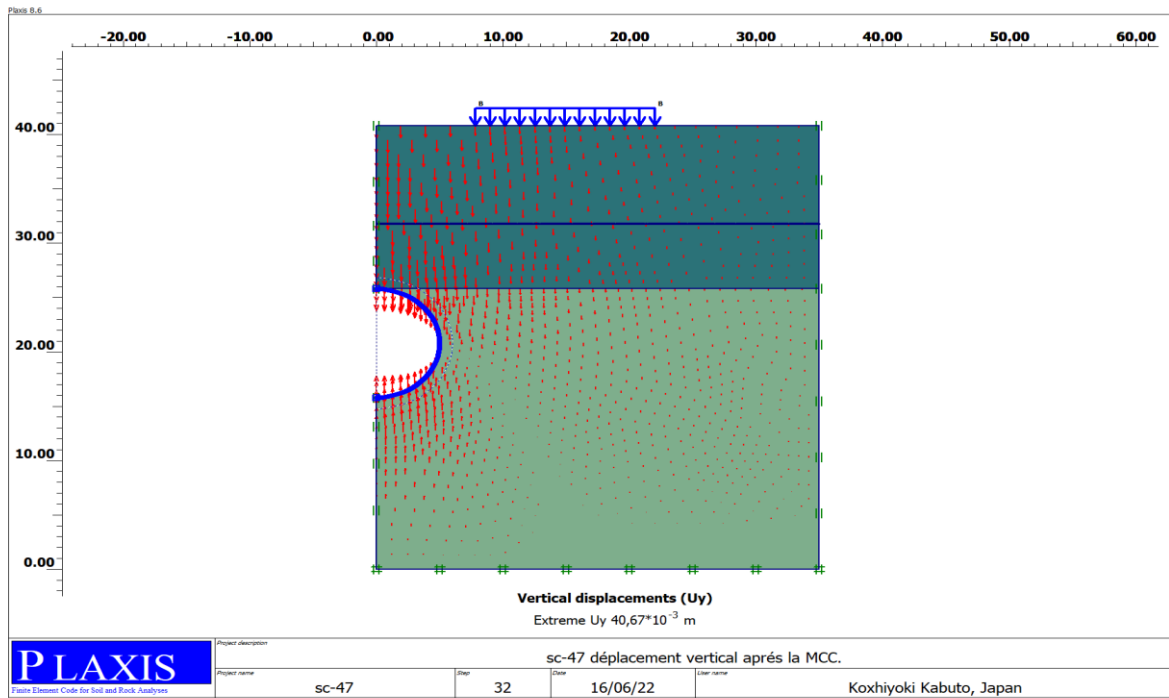


Figure 6-31 : Déplacements verticales UY après l'application de MCC en phase 3

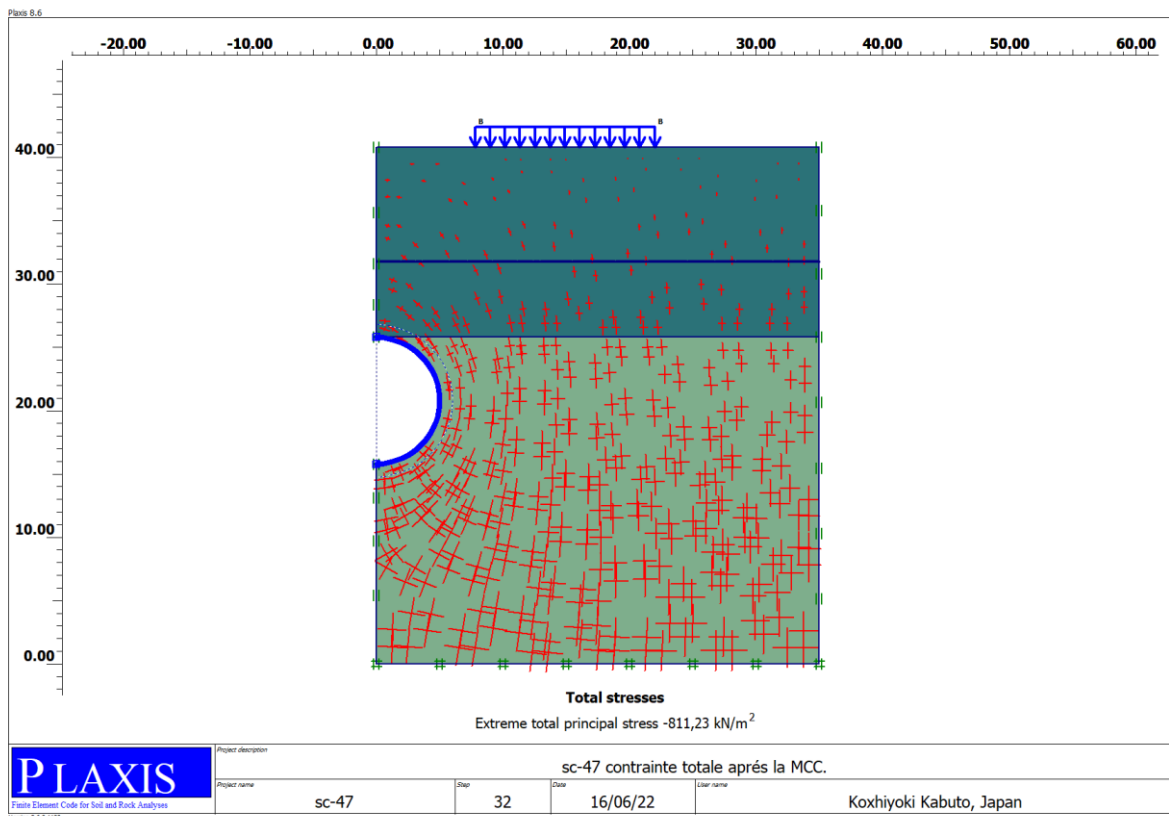


Figure 6-32 : Contraintes totales après l'application de la MCC en phase 3

6.1 Comparaison des résultats

Résultats SC47 sans l'application de La MCC.				Résultats SC47 avec l'application de la MCC.			
/	Déplacement en surface (mm)	Déplacement au niveau du tunnel (mm)	Contraintes totales kN/m ²	/	Déplacement en surface (mm)	Déplacement au niveau du tunnel (mm)	Contraintes totales kN/m ²
Phase 01	3.05	3.05	-802.14	/	3.05	3.05	-802.14
Phase 02	14.71	16.8	-798.58	/	5.89	5.90	-800.71
Phase 03	66.54	68.6	-817.07	/	40.67	43.8	-811.23

Tableau 6-4 : comparaison des résultats avant et après l'application de la MCC

7 Discussion et interprétation des résultats

A partir des résultats on remarque que le déplacement vertical (U_y) augmente à chaque phase de calcul alors que le déplacement total (U_{tot}) il est presque identique dans tous les sondages.

En appliquant la méthode de convergence confinement on remarque que les déplacements verticaux (U_y) sont les mêmes en première et en deuxième phase et augmentent dans la troisième phase (déplacement total).

En comparant entre les résultats obtenus avant et après application de la méthode de convergence confinement on remarque que le déplacement total diminue avec une valeur de 20 mm ce qui montre l'influence de taux de déconfinement sur le tunnel lors la phase d'excavation.

8 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons cité les différentes étapes de modélisation en utilisant le logiciel PLAXIS 2D. Nous avons supposé que le creusement du tunnel va se produire selon 3 étapes de construction. La première étant l'application du chargement des constructions en surface. La seconde étant le creusement du tunnel et drainage des eaux à l'intérieur du tunnel. La 3^{ème} étape est le placement du soutènement.

Nous avons initialement présenté les résultats obtenus en supposant le tunnel est construit sans l'application de la méthode de convergence-confinement. Ensuite nous avons simulé la

Chapitre VI : Modélisation numérique et application de la méthode de convergence confinement

convergence-confinement avec le logiciel et nous avons re-analysé le creusement du tunnel. Les résultats ont été présentés sous formes graphiques pour chaque étape de construction.

Dans notre premier cas de modélisation du tunnel sans l'application de la MCC, nous avons fait la modélisation suivant les étapes citer dans notre chapitre et nous avons trouvé que le déplacement total dans la première phase est de 3.05 mm, ensuite dans la deuxième il est de 14.71 mm et augmente à 66.54 mm pour la 3ème phase.

Après l'application de la MCC nous trouvons 5.89 mm dans la première phase, alors que dans la 2ème et la dernière phase on trouve 40.67 mm et 40.67mm respectivement.

Donc nous pouvons constater que le déplacement final a diminué après l'application de la MCC. La valeur obtenue avec la MMC est plus logique car nous avons modélisé correctement le creusement du tunnel et le placement du soutènement comparé au premier modèle simplifié du tunnel.

Une fois la vérification du creusement a été faite par PLAXIS 2D, nous allons dans le prochain chapitre faire la modélisation avec PLAXIS 3D.

Chapitre VII :

***La modélisation numérique avec
« PLAXIS 3D »***

1 Introduction

Dans ce chapitre on va faire une modélisation de notre tunnel en utilisant le programme PLAXIS 3D qui est basé sur la méthode des éléments finis.

La modélisation par PLAXIS 3D consiste à subdiviser le modèle en élément polygonaux (mailles) et faire en suite des calculs itératifs entre plusieurs phases à partir des données introduites par l'utilisateur. L'influence des contraintes agissants sur le modèle sera observée à partir de la modification de la géométrie des mailles.

Dans notre travail on va utiliser le modèle de Mohr coulomb comme modèle de comportement du sol, sachant que l'excavation du tunnel est faite par la méthode du tunnelier (TBM).

2 Processus de modélisation

2.1 La géométrie

D'abord on va entrer les données géométriques du terrain, le modèle est de 35 m de largeur et s'étend sur 45 m dans la direction -Y.

Lorsque PLAXIS 3D s'ouvre on met les dimensions propres dans la fenêtre de « Project properties », $X_{min}=-35$, $X_{max}=0$, $Y_{min}=0$, $Y_{max}=45$.

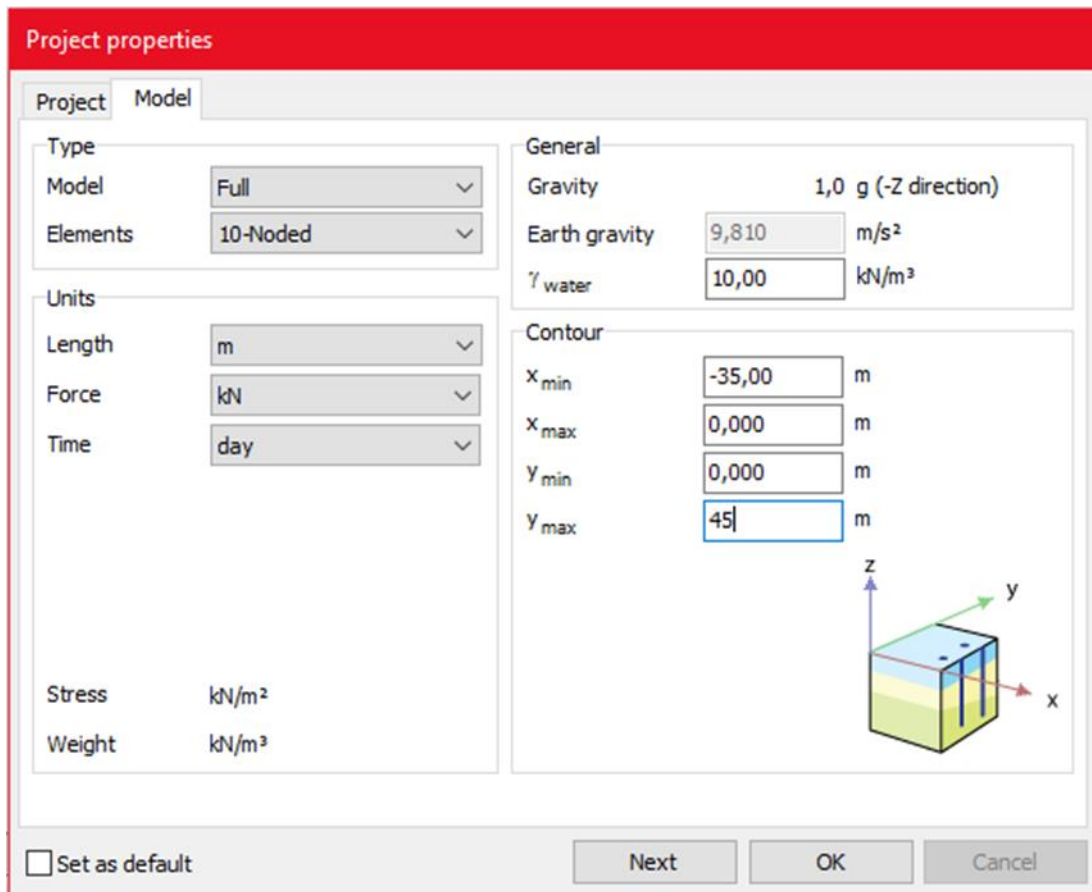



Figure 7-1 : La géométrie du projet

2.2 Caractéristique du sol

On va définir les caractéristiques de chaque couche du sol suivant ces étapes :

- Appuyez sur le bouton  et cliquez sur l'origine des axes la fenêtre pour introduire les caractéristiques du sol sera ouverte.
- Définissez les couches du sol en précisant leurs profondeurs :

SC42	
Nature de couche	Profondeur (m)
QA	0-11.5
QS	11.5-17.5
QMSG	17.5-41.5

Tableau 7-1: Profondeurs des couches SC42

Chapitre VII : La modélisation numérique avec PLAXIS 3D

- Cliquez sur le bouton de matériel et entrez les données des couches (poids volumique sec et saturé, la cohésion, l'angle de frottement, l'angle de dilatance, le module de déformabilité de chaque couche).
- Une fois vous terminez, cliquez sur OK et on passe à la définition du tunnel.

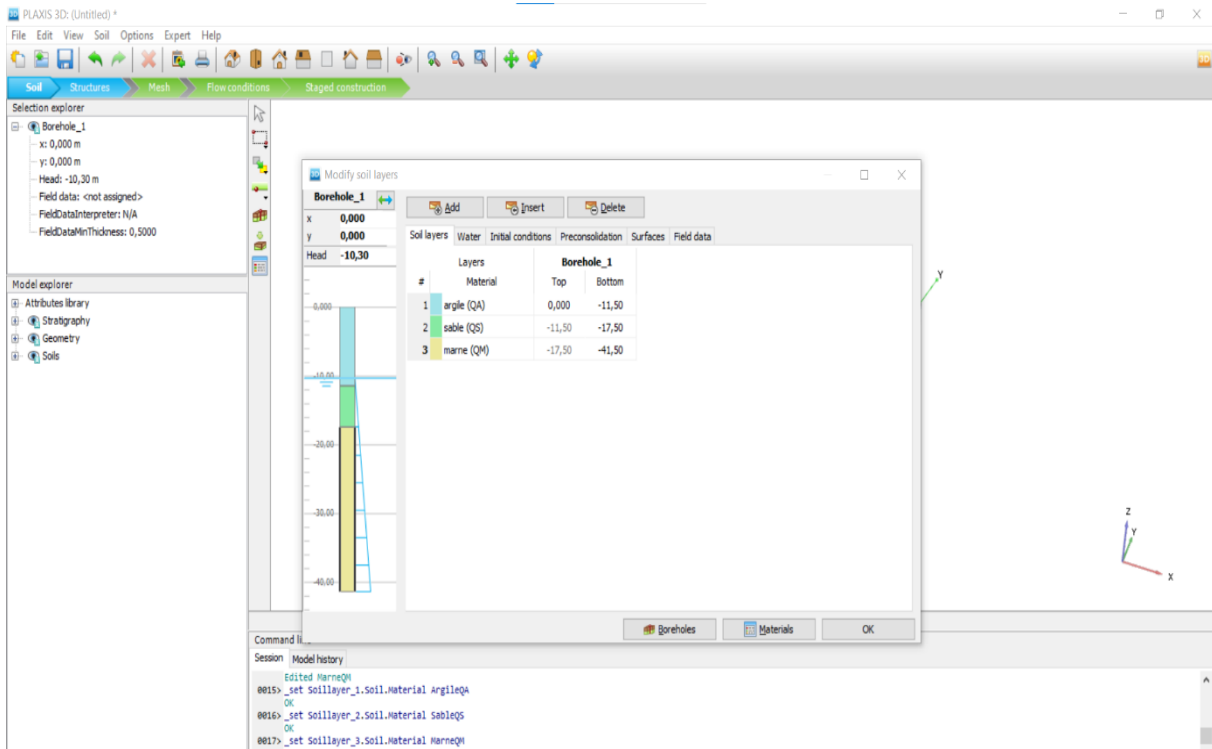




Figure 7-2: Les caractéristiques des couches

2.3 Définition du tunnel

Pour définir le tunnel, on suit les étapes suivantes :

- Cliquez sur le bouton  qui se trouve dans la barre d'outils.
- Cliquez sur le bouton  dans la liste pour créer le tunnel.
- Cliquez n'importe où dans la zone du modèle pour que vous pouvez insérez les coordonnées du tunnel.
- Dans « selection explorer » mettez le point des coordonnées du tunnel (0 0 -20).
- Dans General tabsheet sélectionnez la forme circulaire pour le tunnel et définir « the left half ».
- Cliquez sur « segments tabsheet » et introduisez le rayon du tunnel $R=5\text{m}$.
- Passer à la « Subsection tabsheet » et cliquez sur le bouton de Generate thick lining, introduisez la valeur de 0.25 m et cliquez sur OK.

Chapitre VII : La modélisation numérique avec PLAXIS 3D

- Accédez à « propriétés tabsheet » pour définir les propriétés du tunnel comme « the surface contraction, the grout pressure, the tunnel face pressure et jack force ».
- Dans « slice tabsheet » cliquez avec bouton droit sur la surface extérieure et sélectionnez « create plate » du menu apparente. Puis cliquez sur « material » et introduisez les paramètres du TBM qui sont cités dans le chapitre précédent.
- Cliquez une autre fois avec bouton droit sur la même surface extérieure et sélectionnez « create a negative interface » pour créer une interface négative autour du tunnel.
- La prochaine étape est de créer une contraction surfacique pour le tunnel. Cliquez avec bouton droit sur la surface extérieure et choisissez « create a surface contraction ».
- Dans la boîte des propriétés sélectionnez l'incrément axial pour la distribution de la contraction et définissez $C_{ref}=0.5\%$ et $C_{inc,axial} = -0.0667\%$.

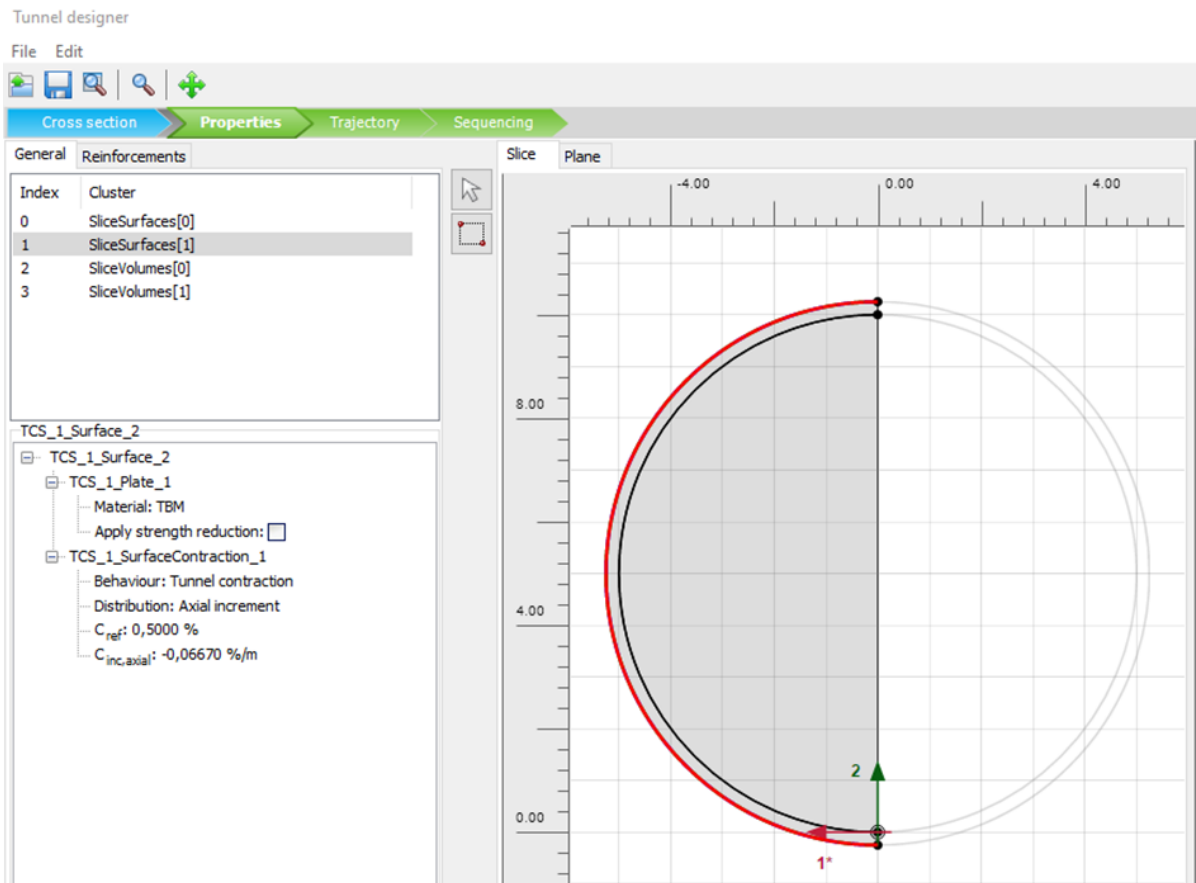


Figure 7-3: Les caractéristiques du tunnel et sa contraction

2.2.1 La pression de jointoiment (Grout pressure)

Maintenant on va introduire le chargement du jointoiment « grout pressure » qui est constant durant la construction du tunnel et pour le définir :

- Cliquez avec bouton droit sur la surface extérieure et choisissez le menu apparent « create a surface load » pour créer un chargement surfacique autour du tunnel.
- Dans la boîte des propriétés, choisissez « perpendicular vertical increment » de la liste de la distribution des charges.
- Mettez $\sigma_{n,ref} = -100$ à $\sigma_{n,inc} = -20$ et définissez (0 0 -4.75) comme point de référence pour le chargement.

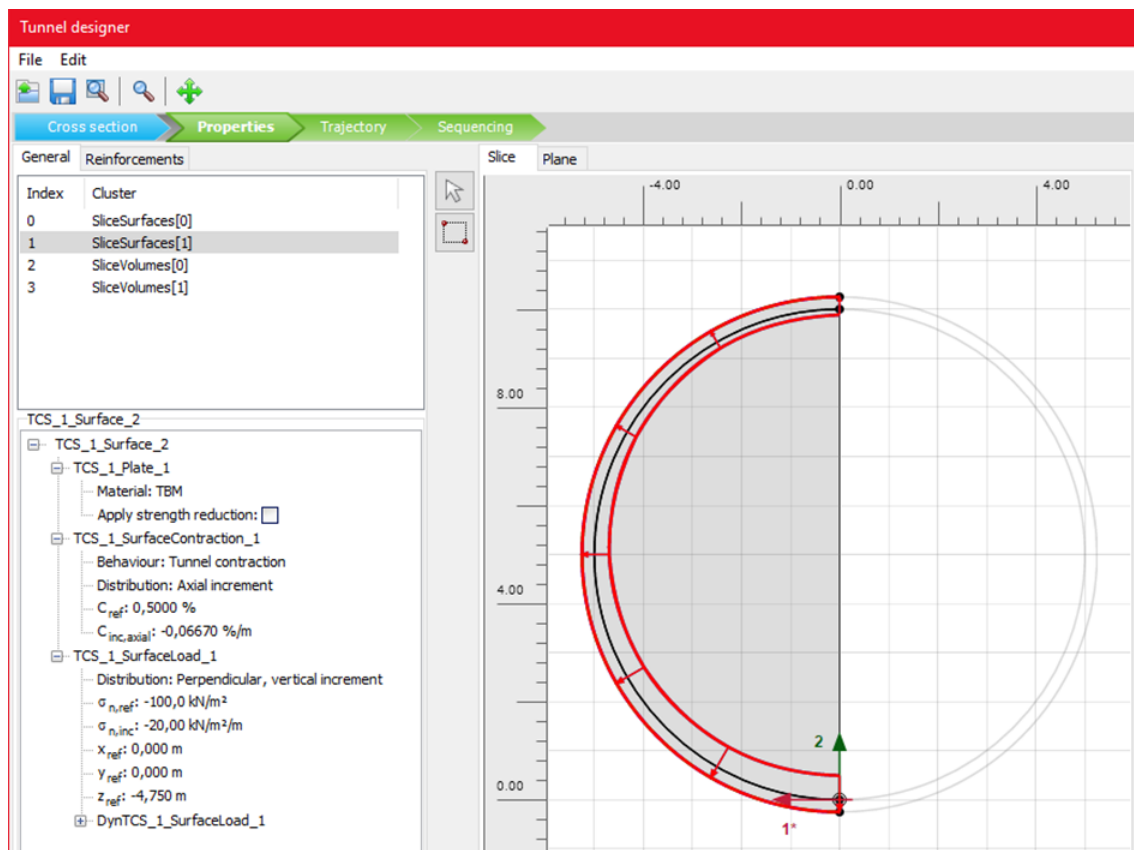


Figure 7-4 : Pression de coulis

2.2.2 La pression de front de taille (face tunnel pressure)

La pression de front de taille est définie comme la pression de bentonite, pour la définir :

- Sélectionnez « plane tabsheet » et multi- cliquer sur les deux surfaces, cliquer avec bouton droit et sélectionnez « create a surface load » de la liste apparente.

- Dans la boîte des propriétés, choisissez « perpendicular vertical increment » de la liste de la distribution des charges.
- Mettez $\sigma_{n,ref} = -90$ à $\sigma_{n,inc} = -14$ et définissez (0 0 -4.75) comme point de référence pour le chargement.

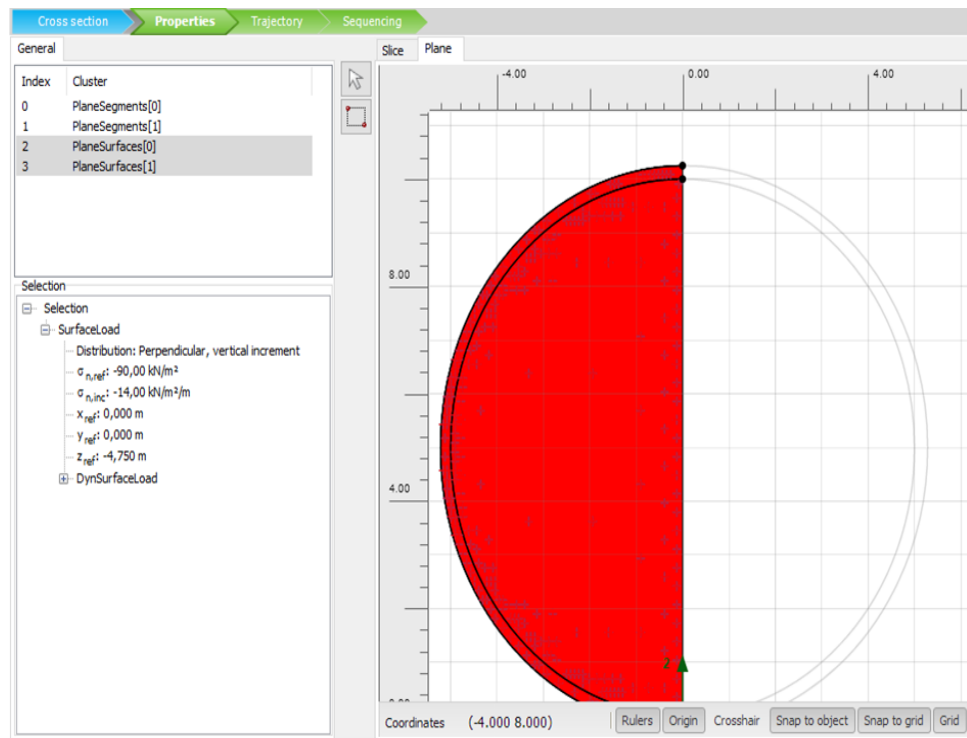


Figure 7-5 : Front de compression du tunnel

2.2.3 La trajectoire du tunnel

La prochaine étape est de créer le chemin du tunnel. Le TBM est déjà avancé de 25 m dans le sol et passe de 25 m à 41.5 m en creusant des tranches de 1.5m.

- Cliquez sur « Trajectory tabsheet »
- Allez au « segments tabsheet » et cliquez sur « add segment » dans la barre d'outils à gauche.
- Dans la boîte de propriétés mettez la longueur 25m.
- Ajoutez le prochaine « segment » et mettez la longueur 16.5.
- Pour créer les tranches, accédez au « Slice tabsheet ».
- Cliquez sur le deuxième « segment » crée et choisissez la longueur avec « slicing method » et mettez la longueur du tranche 1.5m.

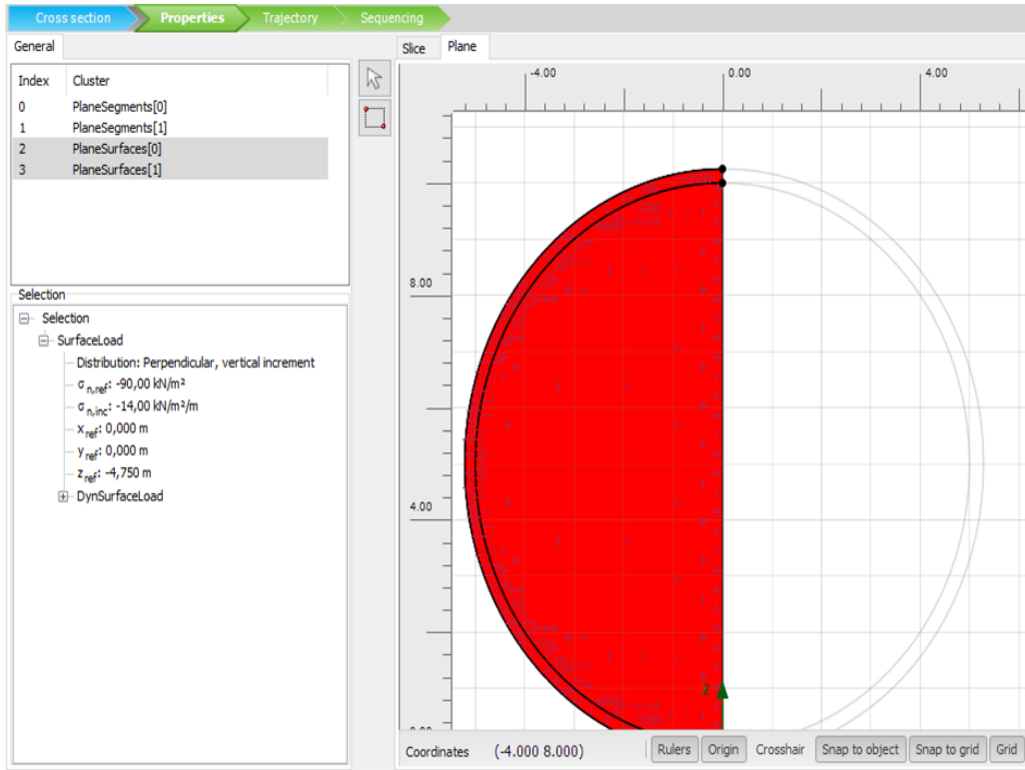


Figure 7-6 : La trajectoire du tunnel

2.2.4 Le séquençage (sequencing)

Pour simplifier la phase du calcul, le séquençage du tunnel est défini :

Step 1-1 : Face excavation

- Appuyer sur « slice tabsheet » et sélectionnez le volume à l'intérieure du tunnel. Dans « selection explorer » désactivez le sol et modifiez les conditions de l'eau en mettant « dry ».
- Sélectionnez la surface extérieure et activez « the negative interface », « the plate » et « surface contraction », et mettez $C_{ref} = 0\%$ pour la contraction de surface.

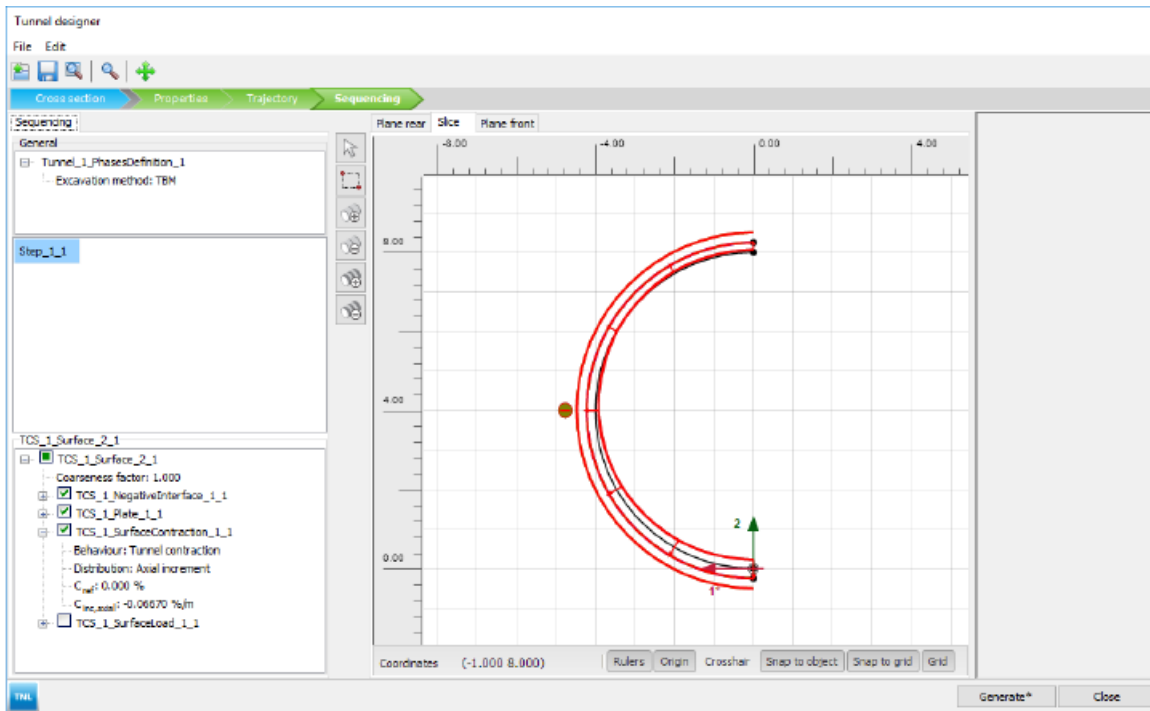


Figure 7-7 : Step 1-1 : Excavation en taille

Allez à « plane front tabsheet » et sélectionnez toutes les surfaces et activez le chargement correspondant au « tunnel face pressure ».

Step1-2 TBM with conicity :

- Cliquez sur « add » pour ajouter une nouvelle étape, allez à « front tabsheet », dans « selection explorer » le chargement correspondant au « tunnel face » sera désactivé par défaut.
- Allez au « slice tabsheet » et mettez $C_{ref}=0.1\%$

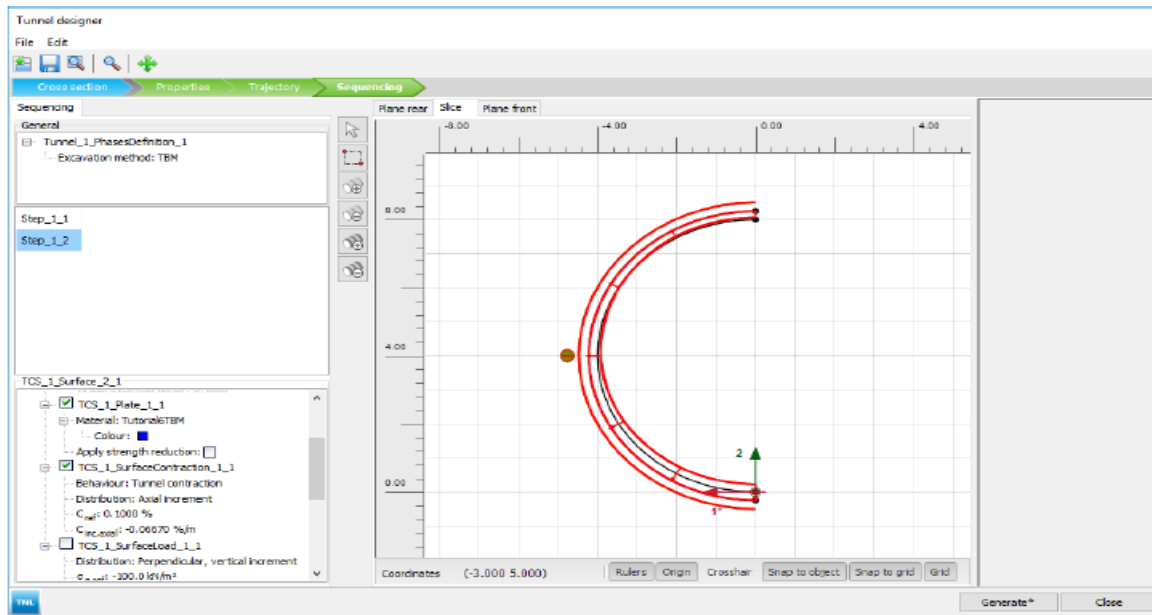


Figure 7-8 : Step1-2 TBM avec conicité

Step 1-3 to step 1-5:

- Cliquez sur « add step » trois fois pour ajouter des nouvelles étapes. Pour chaque étape allez dans « slice tabsheet » et sélectionnez la surface extérieure du tunnel et introduisez les valeurs suivantes :
 - Step 1-3 : 0.2%
 - Step1-4 : 0.3%
 - Step1-5 :0.4%

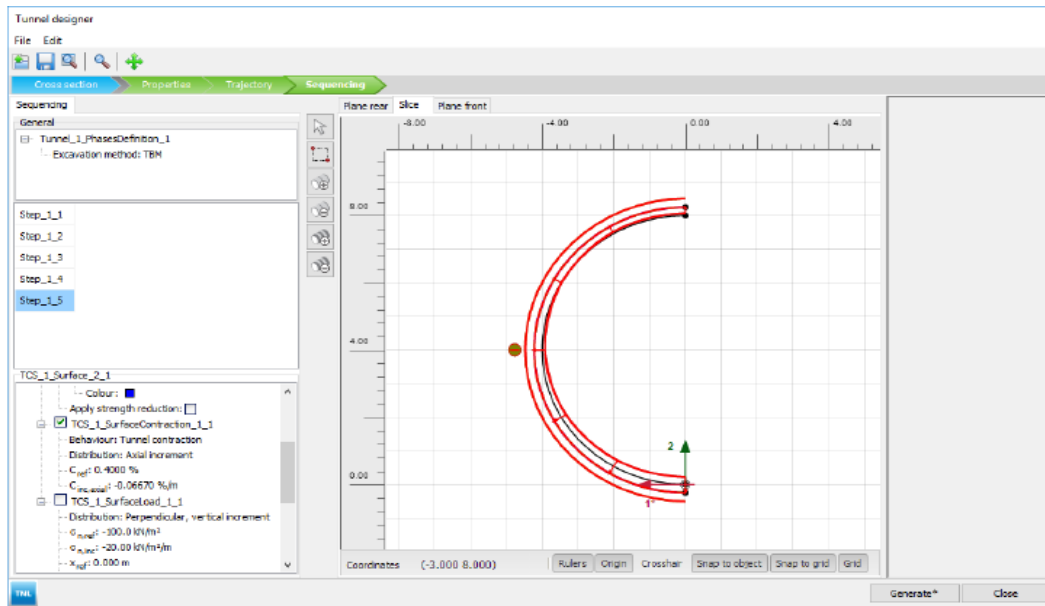


Figure 7-9 : Step 1-3 to step 1-5

Step 1-6: Tail of the shield

A partir « slice tabsheet », sélectionnez la surface extérieure, sélectionnez « surface contraction » et mettez « Uniform » et introduisez la valeur de 0.5%.

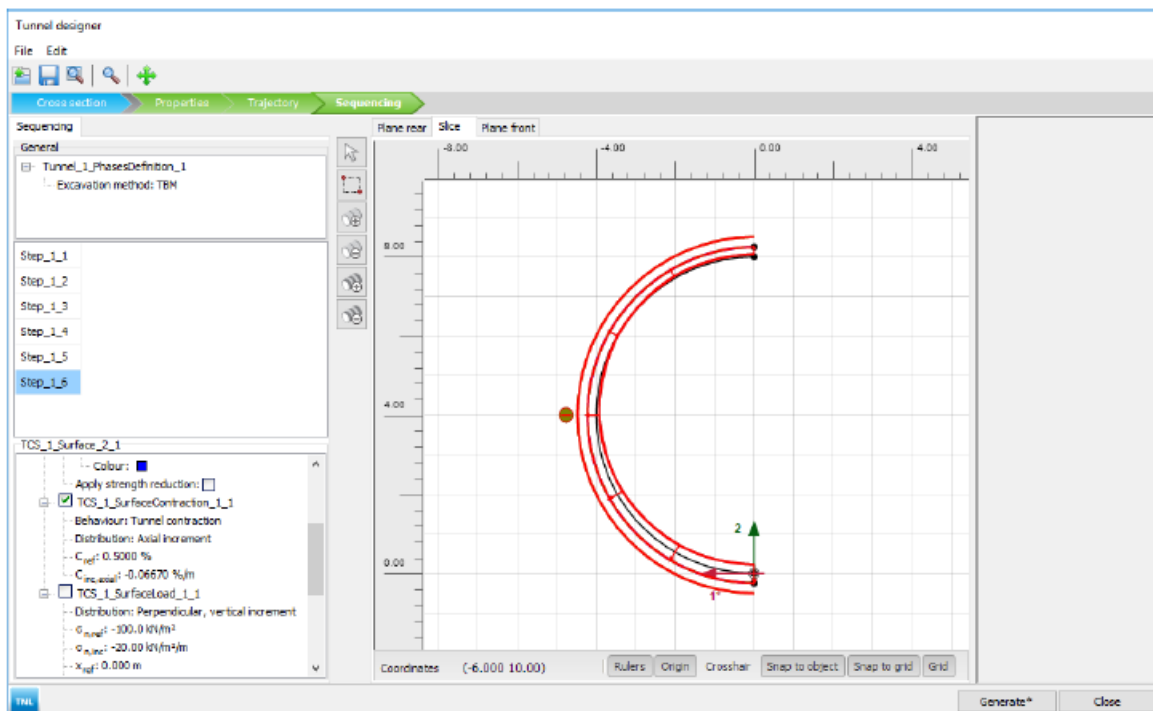


Figure 7-10 : La fin du bouclier

Step 1-7 : Grouting and jack thrusting

- Sélectionnez « slice tabsheet » et cliquez sur la surface extérieure ,désactivez negative interface,plate ,surface contraction et dans « selection explorer » activer le chargement coreespondant à « Grout pressure » .
- Sélectionnez « plane rear tabsheet » et cliquez sur la surface extérieure pour définir « the jack thrusting » .
- Dans « selection explorer », activez le chargement mettez perpendiculaire et entrez la valeur de $\sigma_{n,ref}=635.4$

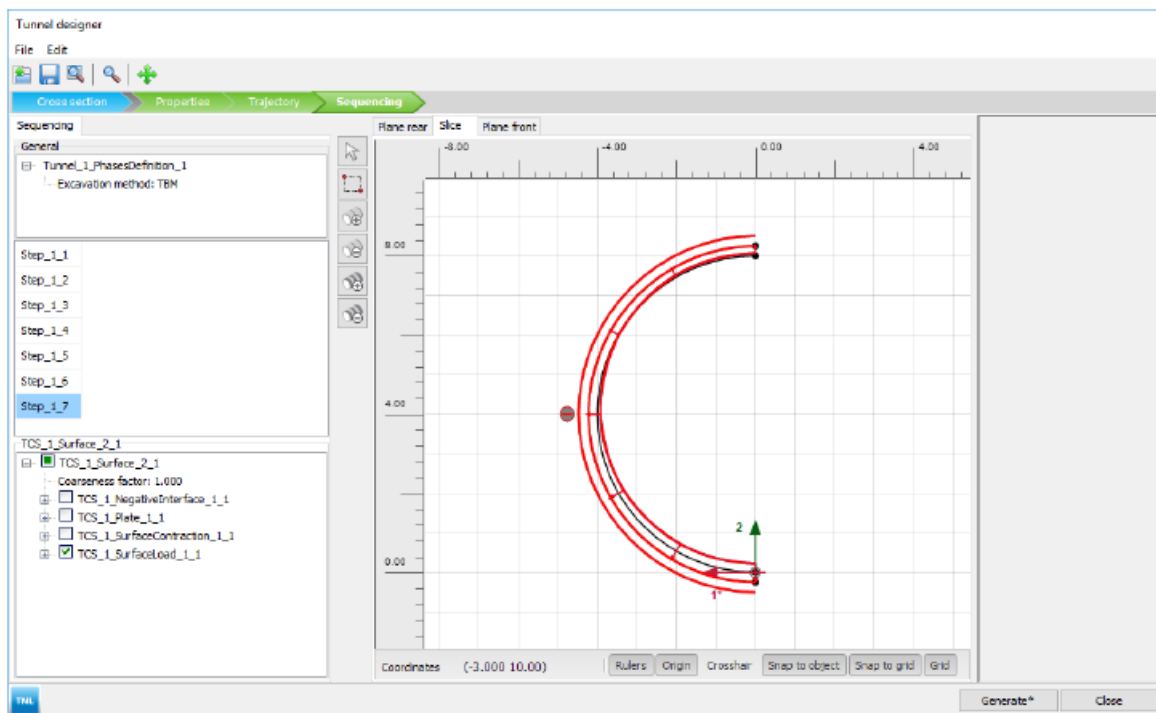


Figure 7-11 : Coulis et prise de prise

Step1-8 : Final lining

- Sélectionnez « slice tabsheet » et la surface extérieure dans « selection explorer » désactivez le chargement « Grout pressure » et activer « negative interface » revenez au « slice tabsheet » et sélectionnez le volume extérieur,puis on l’active.
- Cliquez sur « material » et définir « the concrete » .
Les caractéristiques de la concre (béton armé) sont mentionnées dans le tableau suivant :

Béton armé projeté	
Modèle de comportement	Linéaire-élastique
Type de drainage	Non-porous
Poids volumique (kn/m³)	27
Module du young (kn/m³)	31000000
Coefficient du poison	0.1

Tableau 7-1 : Caractéristiques du béton armé projeté

- Sélectionnez « plan rear tabsheet » et sélectionnez la surface extérieure, allez au « selection explorer » et désactivez le chargement correspondant au « jack thrusting » .

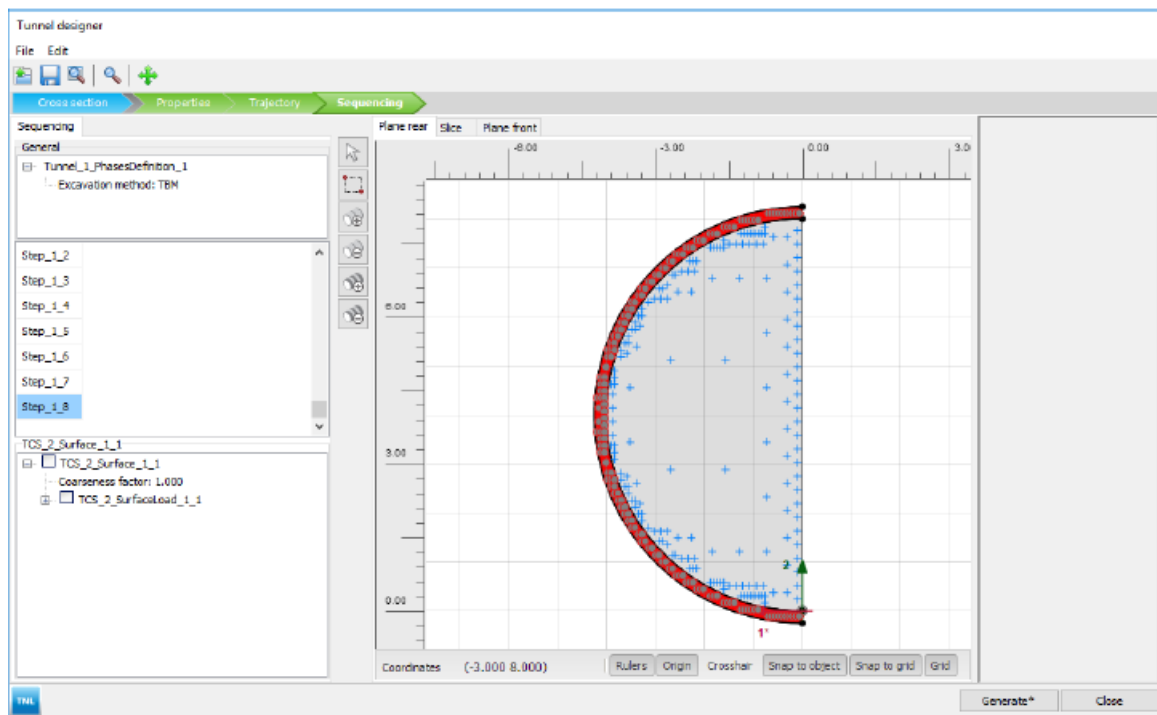


Figure 7-12: Step1-8 Doublure finale

- Cliquez sur Generate pour inclure le tunnel dans le modèle.
- Fermez la fenetre de « Tunnel designer ».

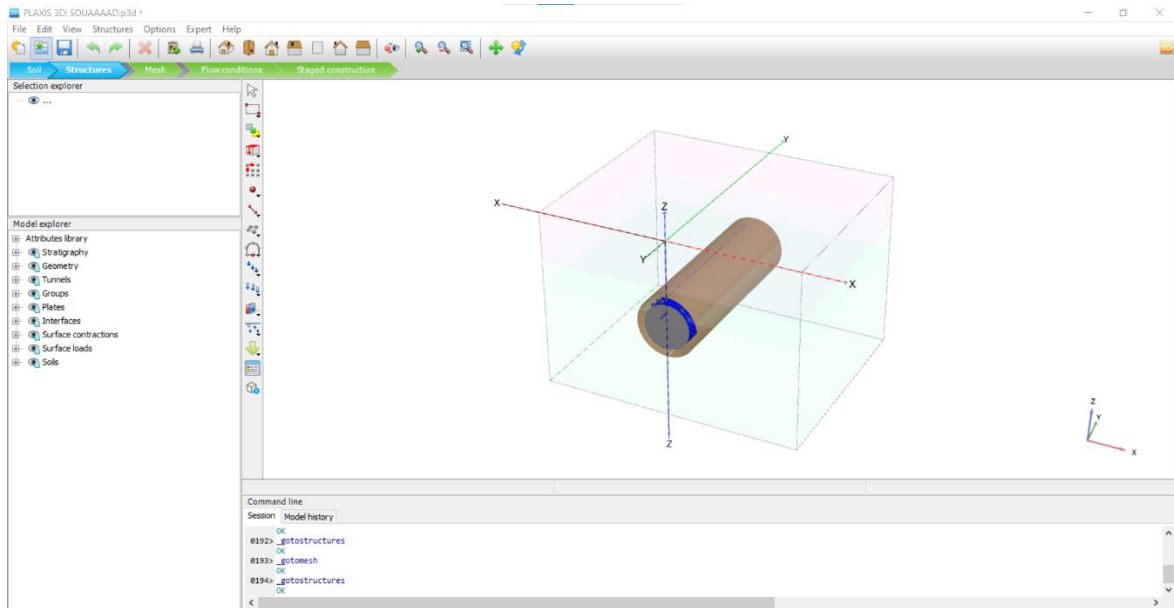




Figure 7- 13 : Forme du tunnel

3 Mesh generation

- Cliquez sur le bouton de « Generation mesh »  .
- Cliquez sur le bouton de « view mesh »  .

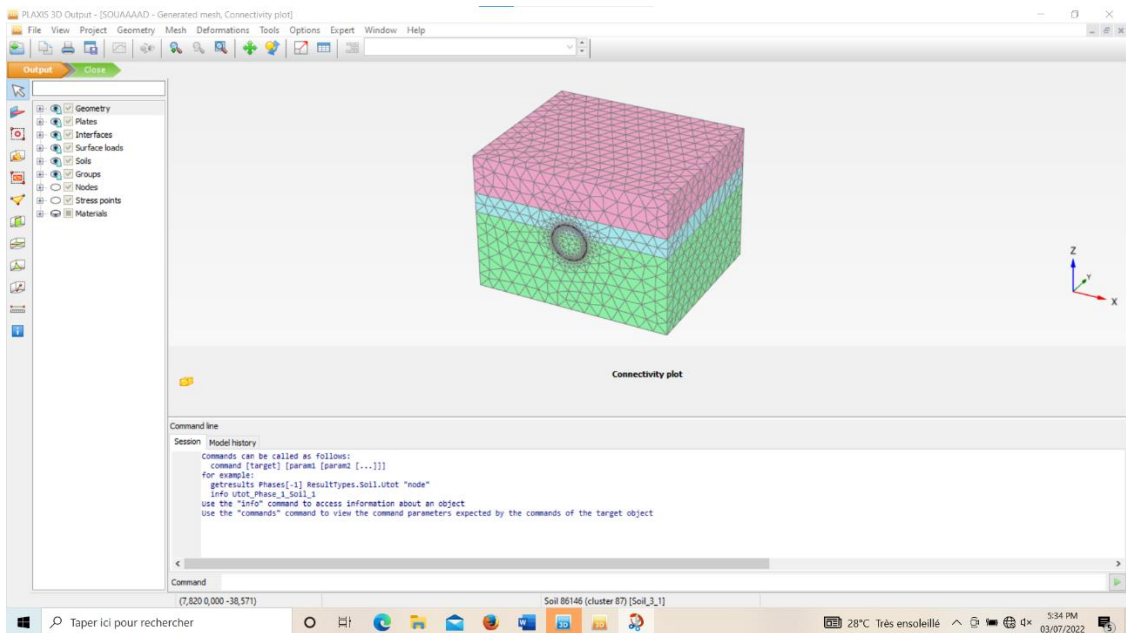


Figure 7-14 : Génération du maillage

4 Résultats de calcul

Le calcul des déformations se fait d'une manière itérative pour chaque pas d'avancement et suivant trois axes (Ox, Oy, Oz) pour qu'on puisse obtenir à la fin le déplacement total.

Dans notre étude nous nous intéressons à étudier l'effet du creusement sur le comportement général du terrain. Nous nous intéressons à présenter les résultats obtenus pour la dernière phase de creusement qui est la phase 21.

- **Phase 21 :**

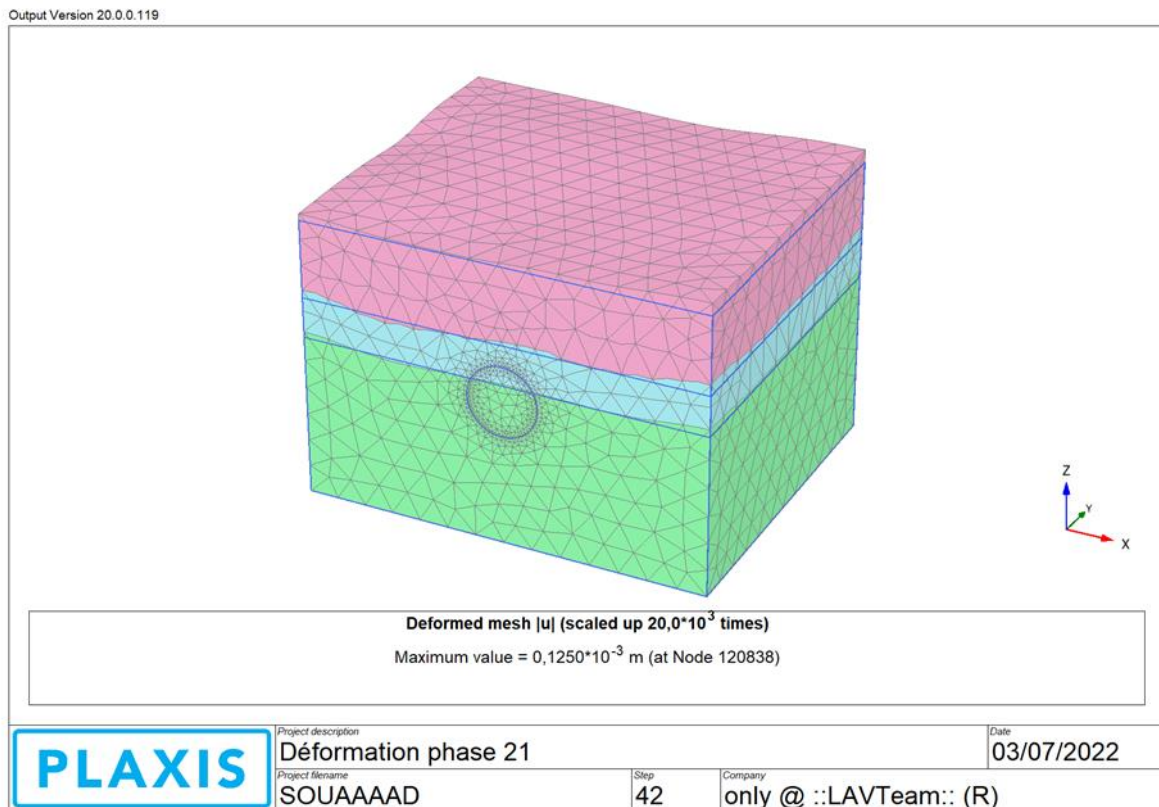


Figure 7-15 : Phase 21 - Maille déformée

Chapitre VII : La modélisation numérique avec PLAXIS 3D

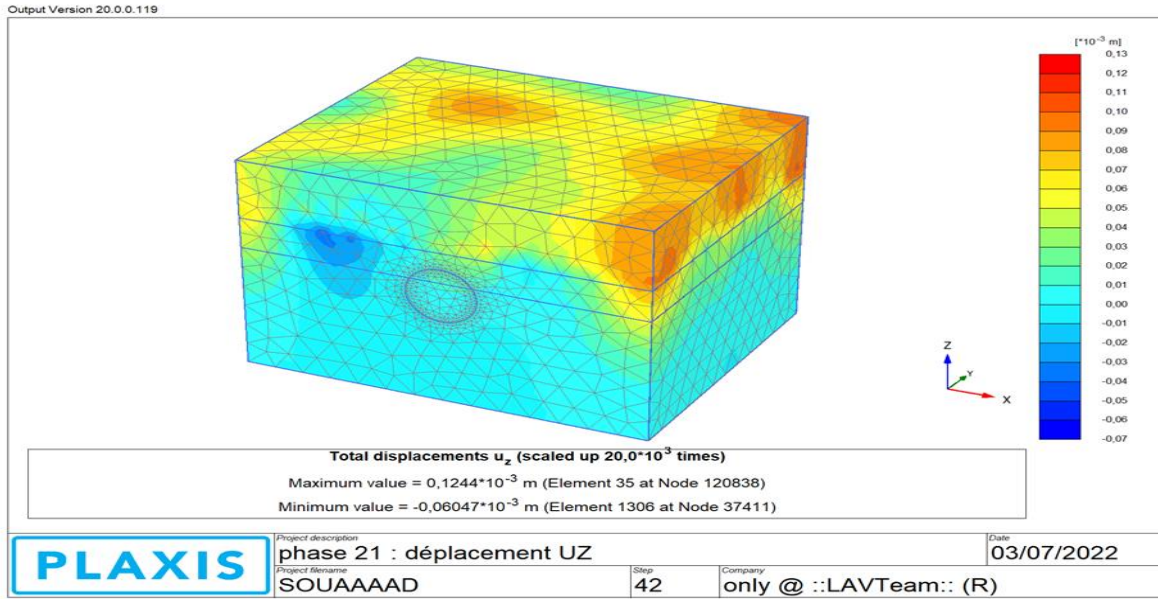


Figure 7-16 : Phase 21- déplacement total

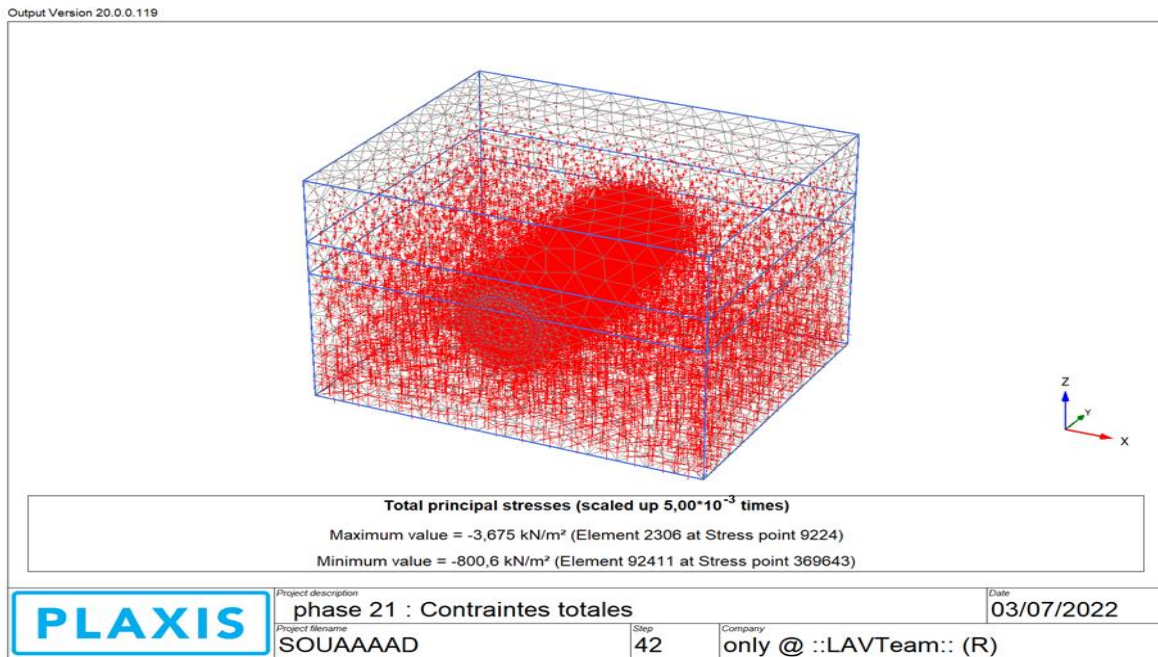


Figure 7-17 : Phase 21 - contraintes principales totaux

5 Discussion et interprétation des résultats

Le déplacement maximal vertical obtenue est de 125mm.

Ce résultat tient compte de plusieurs paramètres comme les pressions exercés sur le TBM et l'avancement de travaux dans le tunnel. Aussi les caractéristiques géotechniques du terrain ont un rôle important dans le comportement général du terrain.

On constate qu'il est important d'utiliser les revêtements et le soutènement durant l'excavation du tunnel surtout dans le cas où la charge des bâtiments est appliquée en surface (milieu urbain) car le tassement est plus grand que le tassement dans un milieu rural.

6 Conclusion

Dans cette partie de notre travail, nous avons modélisé le creusement du tunnel et l'installation du soutènement en utilisant le logiciel PLAXIS 3D qui est lui-même basé sur la méthode des éléments finis.

On a fait notre modélisation suivant 21 phases de calcul, on s'était intéressé aux phases (initiale, intermédiaire et finale) pour mieux comprendre l'avancement de calcul.

En comparant les résultats de PLAXIS 3D avec celles obtenus de PLAXIS 2D on remarque que le déplacement maximal qui se trouve en général en surface a augmenté avec PLAXIS 3D.

Ces résultats doivent être vérifiés par des essais de mesure de tassement en surface et par l'installation des inclinomètres pour confirmer les résultats de la modélisation.

Les résultats d'essai sur place vont probablement indiquer que la modélisation en 3d est plus précise. Et si c'est le cas il sera plus sécurisant de modéliser les ouvrages souterrains en 3d pour réduire les conséquences de tassements en surface.

CONCLUSION GENERALE

En guise de conclusion, on a trouvé des études bibliographiques que le dimensionnement des tunnels se basent sur des formules empiriques. Ces dernières peuvent classifier les roches selon des critères précises pour pouvoir dimensionner l'ouvrage souterrain ainsi que son soutènement.

A part cela, pour qu'il ait plus de précision et qu'on puisse prendre la décision à propos des méthodes de creusement du tunnel, de son soutènement, et surtout son tracé des études géologiques et géotechniques doivent être faites.

Le creusement d'un tunnel emporte une modification de l'équilibre préexistant dans le terrain. Cette modification provoque des mouvements qui sont répercutés en surface et peuvent être la source d'importants dégâts, surtout lorsqu'il s'agit d'un ouvrage réalisé en site urbain comme notre cas. Donc pour tout projet d'excavation d'un tunnel, le problème majeur qui se pose est le contrôle des mouvements qui peuvent affecter la stabilité de l'ensemble- terrain ouvrage-structure. Pour cela il est important de faire une reconnaissance géotechnique sur le site du projet avant la réalisation afin d'estimer les caractéristiques des couches et après faire une estimation des déformations qui peuvent être engendrés.

Le tunnel objet de notre étude se trouve le long de la ligne de métro d'Alger reliant les stations d'Oued Smar et l'Université Houari Boumediene.

Vu que le sol est hétérogène et la profondeur du tunnel est variable, nous avons sélectionné 05 sections géotechniques (SC42, SC43, SC44, SC46, SC47) pour représenter les couches de sol et le tunnel.

Dans un premier temps nous avons utilisé PLAXIS 2D version 8.6 pour modéliser le sol et le tunnel sans tenir compte de la méthode de convergence confinement. Nous avons supposé que le creusement du tunnel va se produire selon 3 étapes de construction. La première étant l'application du chargement des constructions en surface. La seconde étant le creusement du tunnel et drainage des eaux à l'intérieur du tunnel. La 3^{ème} étape est le placement du soutènement.

Ensuite nous avons appliqué la méthode de convergence confinement au model en utilisant le logiciel Plaxis 2D. La méthode convergence-confinement (MCC) est une méthode d'analyse simplifiée de l'interaction entre le terrain et le soutènement qui se produit à proximité du front de taille. Cette méthode permet d'échapper à la complexité d'un modèle à trois dimensions. Le principe de la MCC réside sur l'hypothèse qui stipule que le processus de déconfinement ne se produit pas de manière instantanée, mais plutôt de manière progressive

après le creusement. Le coefficient de déconfinement λ a été introduit qui est fonction des caractéristiques mécaniques du terrain, caractéristiques géométriques de la section de tunnel et de la distance entre la section de mesure et le front de taille et du temps.

Les résultats ont montré que le déplacement final a diminué après l'application de la MCC. La valeur obtenue avec la MCC est plus réaliste car nous avons modélisé correctement le creusement du tunnel et le placement du soutènement comparé au premier modèle simplifié du tunnel.

En principe, les simulations en 3D sont plus réalistes et plus efficaces parce qu'elles donnent des résultats plus exacts.

Cette étude a beaucoup enrichi nos connaissances, surtout dans le domaine des ouvrages souterrains, la géotechnique et la modélisation numérique. Nous espérons qu'avec ce modeste travail, nous sommes parvenus à enrichir ce qui existe déjà sur les ouvrages souterrains.

BIBLIOGRAPHIE

[1-22]

- [1] A. Abu-Krishna, "Analysis of TBM tunnelling in swelling soils," *Tunnelling and Underground Space Technology*, vol. 21, no. 3-4, 2006.
- [2] A. BOUAFIA, "Calcul des ouvrages géotechniques Problèmes résolus," *Polycopié, Université Saâd Dahleb de Blida*, 2018.
- [3] C. H. Saad, "Etude de l'impact de creusement d'un tunnel avec la méthode du tunnelier sur les constructions de voisinage," Université M'hammed Bouagara Boumerdes 2019/2020.
- [4] C. Gaudry, and O. Givet, "Etude de la méthode convergence confinement a faible profondeur pour des excavations non circulaires (Convergence confinement method for shallow and non-circular excavations)." pp. 1-9.
- [5] D. Boudjellal, A. Hafsaoui, and A. Aissi, "Науковий вісник НГУ."
- [6] D. Boudjellal, and A. Hafsaoui, "STuDY on The inTerACtion of The roCK MASSiVe AnD SuPPorT SeTTinG of TunnelS," *Natsional'nyi Hirnychiy Universytet. Naukovyi Visnyk*, no. 5, pp. 41-46, 2019.
- [7] D. Corbetta, D. Bernaud, and N. Minhi, "Contribution à la méthode de convergence confinement par le principe de similitude ", , Laboratoire de Mécanique des Solides, 1991.
- [8] D. Mohamed, H. Mounir, and H. Farid, "Modélisation numérique de l'effet de la construction d'un ouvrage souterrain sur les terrassements en surface. Application au Métro d'Alger," *Nature & Technology*, no. 1, pp. 89, 2009.
- [9] E. H. Nestrine, "CONTRIBUTION À L'ÉTUDE MÉCANIQUE ET HYDRAULIQUE DES TUNNELS EN CONFIGURATION TRIDIMENSIONNELLE," Département de Génie Civil, UNIVERSITÉ ABOU-BEKR BELKAID – TLEMCEM, 2015.
- [10] E. Leca, "Étude du comportement des tunnels creusés en terrains meubles," *Études et recherches des Laboratoires des ponts et chaussées. Série Géotechnique*, 2000.
- [11] F. MARTIN, and A. SAÏTTA, "Mécanique des roches et travaux souterrains, cours et exercices corrigés," *Notes de cours disponibles sur internet*, 2006
- [12] H. Ouabel, "Parametric study of the mechanical re-sponse Around a Tunnel (Example of application: Algiers metro) ", 2013-2014.
- [13] J.-P. Janin, "Tunnels en milieu urbain: Prévisions des tassements avec prise en compte des effets des pré-soutènements (renforcement du front de taille et voûte-parapluie)," INSA de Lyon, 2012.

- [14] L. Redaction, “Association Francaise des Travaux en Souterrain (AFTES),” *GEOLOGUES-PARIS*-, pp. 126-127, 2002.
- [15] M. Prat, P. Bisch, A. Millard *et al.*, *La modélisation des ouvrages*, 1995.
- [16] M. d. l. Fuente, RezaTaherzadeh, JeanSulem *et al.*, “Applicability of the Convergence-Confinement Method to Full-Face Excavation of Circular Tunnels with Stiff Support System
- [17] M. Panet, P. Givet, A. Guilloux *et al.*, “The convergence–confinement method,” *Press ENPC*, 2001.
- ”, 31 août 2020
- [18] P. Oreste, “Analysis of structural interaction in tunnels using the convergence–confinement approach,” *Tunnelling and underground space technology*, vol. 18, no. 4, pp. 347-363, 2003.
- [19] R. Jimenez, A. Serrano, and C. Olalla, “Linearization of the Hoek and Brown rock failure criterion for tunnelling in elasto-plastic rock masses,” *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, vol. 45, no. 7, pp. 1153-1163, 2008.
- [20] T. Kasper, and G. Meschke, “A 3D finite element simulation model for TBM tunnelling in soft ground,” *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, vol. 28, no. 14, pp. 1441-1460, 2004.
- [21] V. Robitaille, and D. Tremblay, *mecanique des sols théorie et pratique* 1997.

➤ **Logiciels utilisés**

- PLAXIS 2D.
- PLAXIS 3D.

BIBLIOGRAPHIE

[1-22]

- [1] A. Abu-Krishna, "Analysis of TBM tunnelling in swelling soils," *Tunnelling and Underground Space Technology*, vol. 21, no. 3-4, 2006.
- [2] A. BOUAFIA, "Calcul des ouvrages géotechniques Problèmes résolus," *Polycopié, Université Saâd Dahleb de Blida*, 2018.
- [3] C. H. Saad, "Etude de l'impact de creusement d'un tunnel avec la méthode du tunnelier sur les constructions de voisinage," Université M'hammed Bouagara Boumerdes 2019/2020.
- [4] C. Gaudry, and O. Givet, "Etude de la méthode convergence confinement a faible profondeur pour des excavations non circulaires (Convergence confinement method for shallow and non-circular excavations)." pp. 1-9.
- [5] D. Boudjellal, A. Hafsaoui, and A. Aissi, "Науковий вісник НГУ."
- [6] D. Boudjellal, and A. Hafsaoui, "STuDY on The inTerACtion of The roCK MASSiVe AnD SuPPorT SeTTinG of TunnelS," *Natsional'nyi Hirnychiy Universytet. Naukovyi Visnyk*, no. 5, pp. 41-46, 2019.
- [7] D. Corbetta, D. Bernaud, and N. Minhi, "Contribution à la méthode de convergence confinement par le principe de similitude ", , Laboratoire de Mécanique des Solides, 1991.
- [8] D. Mohamed, H. Mounir, and H. Farid, "Modélisation numérique de l'effet de la construction d'un ouvrage souterrain sur les terrassements en surface. Application au Métro d'Alger," *Nature & Technology*, no. 1, pp. 89, 2009.
- [9] E. H. Negrine, "CONTRIBUTION À L'ÉTUDE MÉCANIQUE ET HYDRAULIQUE DES TUNNELS EN CONFIGURATION TRIDIMENSIONNELLE," Département de Génie Civil, UNIVERSITÉ ABOU-BEKR BELKAID – TLEMCEM, 2015.
- [10] E. Leca, "Étude du comportement des tunnels creusés en terrains meubles," *Études et recherches des Laboratoires des ponts et chaussées. Série Géotechnique*, 2000.
- [11] F. MARTIN, and A. SAÏTTA, "Mécanique des roches et travaux souterrains, cours et exercices corrigés," *Notes de cours disponibles sur internet*, 2006
- [12] H. Ouabel, "Parametric study of the mechanical re-sponse Around a Tunnel (Example of application: Algiers metro) ", 2013-2014.
- [13] J.-P. Janin, "Tunnels en milieu urbain: Prévisions des tassements avec prise en compte des effets des pré-soutènements (renforcement du front de taille et voûte-parapluie)," INSA de Lyon, 2012.

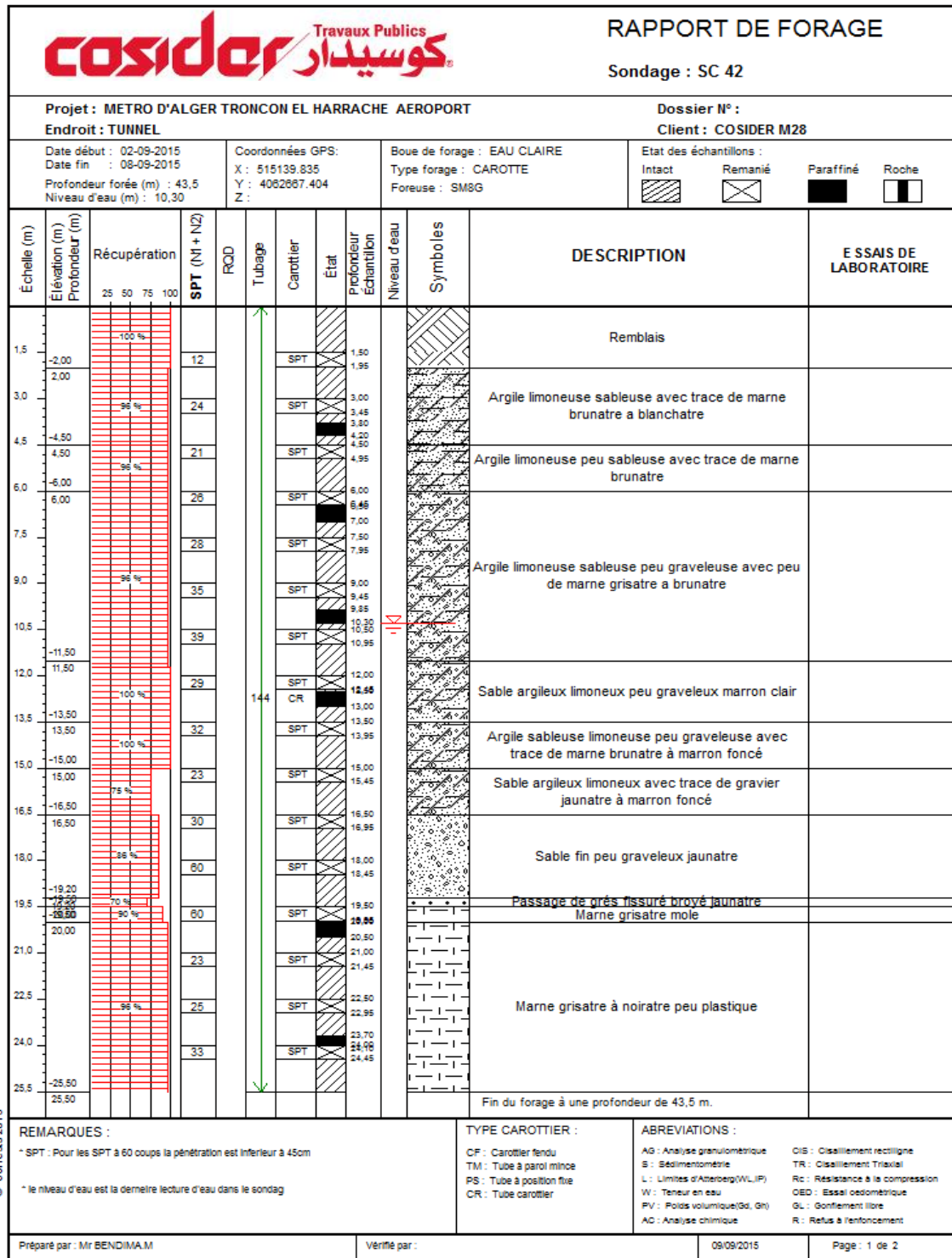
- [14] L. Redaction, “Association Francaise des Travaux en Souterrain (AFTES),” *GEOLOGUES-PARIS*-, pp. 126-127, 2002.
- [15] M. Prat, P. Bisch, A. Millard *et al.*, *La modélisation des ouvrages*, 1995.
- [16] M. d. l. Fuente, RezaTaherzadeh, JeanSulem *et al.*, “Applicability of the Convergence-Confinement Method to Full-Face Excavation of Circular Tunnels with Stiff Support System
- [17] M. Panet, P. Givet, A. Guilloux *et al.*, “The convergence–confinement method,” *Press ENPC*, 2001.
- ”, 31 août 2020
- [18] P. Oreste, “Analysis of structural interaction in tunnels using the convergence–confinement approach,” *Tunnelling and underground space technology*, vol. 18, no. 4, pp. 347-363, 2003.
- [19] R. Jimenez, A. Serrano, and C. Olalla, “Linearization of the Hoek and Brown rock failure criterion for tunnelling in elasto-plastic rock masses,” *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, vol. 45, no. 7, pp. 1153-1163, 2008.
- [20] T. Kasper, and G. Meschke, “A 3D finite element simulation model for TBM tunnelling in soft ground,” *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, vol. 28, no. 14, pp. 1441-1460, 2004.
- [21] V. Robitaille, and D. Tremblay, *mecanique des sols théorie et pratique* 1997.

➤ **Logiciels utilisés**

- PLAXIS 2D.
- PLAXIS 3D.

*Annexe A : campagne géotechnique
complémentaire*

- ❖ Résultats des essais in situ
- ❖ Sondage carotté SC 42



Préparé par : Mr BENDIMAM

Vérifié par :

09/09/2015

Page : 1 de 2

Projet : METRO D'ALGER TRONCON EL HARRACHE AEROPORT
Endroit : TUNNEL

Dossier N° :
Client : COSIDER M28

Date début : 02-09-2015
Date fin : 08-09-2015
Profondeur forée (m) : 43,5
Niveau d'eau (m) : 10,30

Coordonnées GPS:
X : 515139.835
Y : 4062687.404
Z :

Boue de forage : EAU CLAIRE
Type forage : CAROTTE
Foreuse : SM8G

Etat des échantillons :
Intact Remanié Paraffiné Roche

Echelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
27,0	-26,60	96 %	34			SPT		25,95			Marne grisâtre à noirâtre peu plastique	
28,5	-26,60	96 %	33			SPT		27,00			Marne avec trace de limons grisâtre à noirâtre	
30,0	-28,50		29			SPT		27,45				
31,5	-30,50	96 %	33			SPT		28,00			Marne avec trace de sable grisâtre à noirâtre	
33,0	-30,50		32			SPT		28,50				
34,5	-33,00	100 %	37			SPT		28,95			Marne avec trace de limons et trace de sable grisâtre à noirâtre	
36,0	-33,00		53			CF SPT		30,00				
37,5	-37,00	50 %	42			SPT		30,45			Galets	
39,0	-37,00		60			SPT		31,50				
40,5	-40,50	100 %	60			SPT		31,95			Sable moyen à fin marneux grisâtre	
42,0	-40,50		60			SPT		32,50				
43,5	-43,50	100 %	38			SPT		33,00			Marne avec trace de limons grisâtre à noirâtre	
45,0	-43,50							33,45				
46,5	-43,50							34,50			Fin du forage à une profondeur de 43,5 m.	
48,0	-43,50							34,95				
49,5	-43,50							36,00				
51,0	-43,50							36,45				

© SolTrends 2013

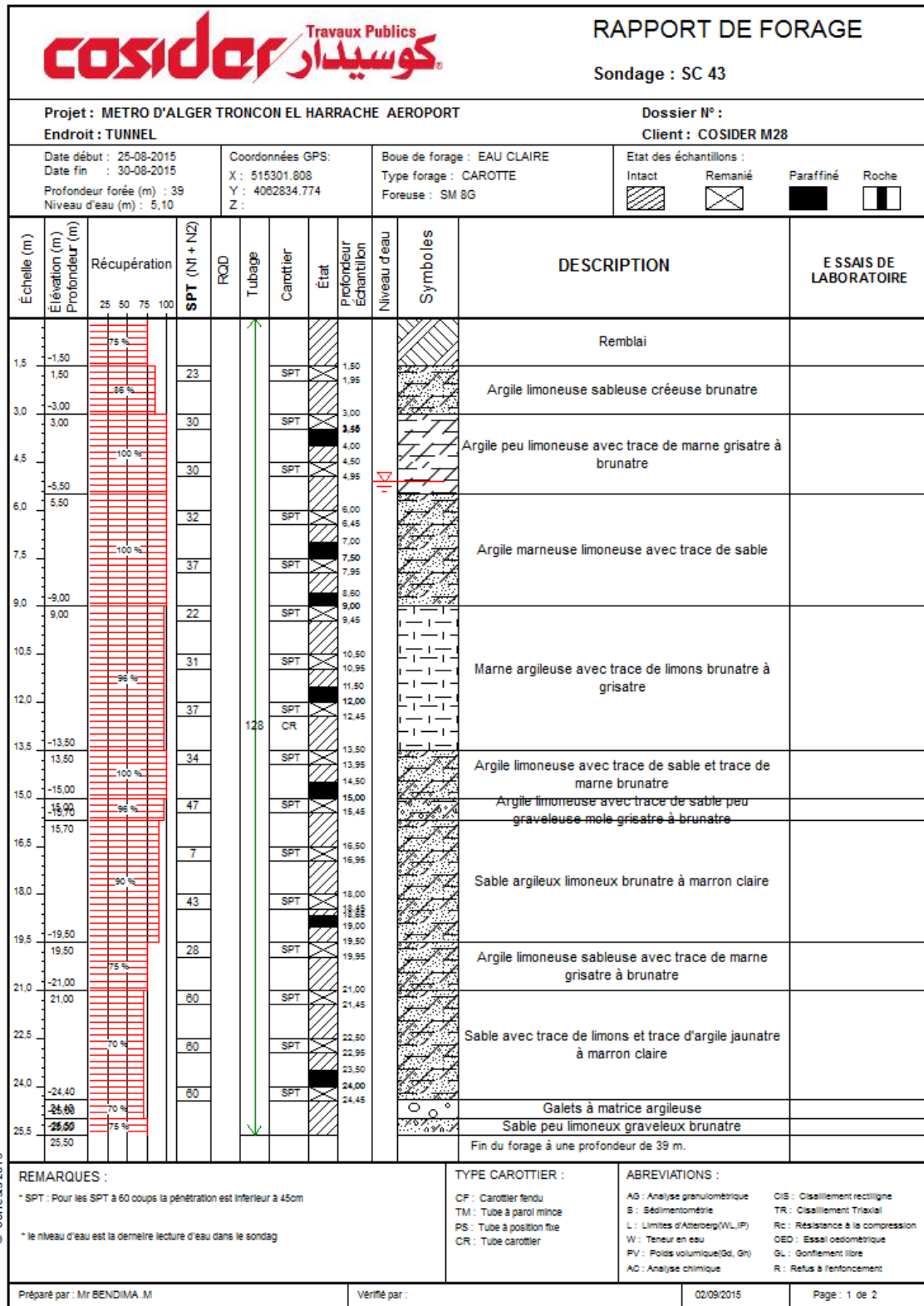
REMARQUES :
 * SPT : Pour les SPT à 60 coups la pénétration est inférieure à 45cm
 * le niveau d'eau est la dernière lecture d'eau dans le sondage

TYPE CAROTTIER :
 CF : Carottier fendu
 TM : Tube à paroi mince
 PS : Tube à position fixe
 CR : Tube carottier

ABREVIATIONS :
 AG : Analyse granulométrique
 S : Sedimentométrie
 L : Limites d'Atterberg(WL,IP)
 W : Teneur en eau
 PV : Poids volumique(Gd, Gt)
 AC : Analyse chimique
 CIS : Cisaillement rectiligne
 TR : Cisaillement Triaxial
 Rc : Résistance à la compression
 OED : Essai oedométrique
 GL : Gonflement libre
 R : Refus à l'enfoncement

Figure 1 : Description lithologique SC42

❖ Sondage carotté SC43



Projet : METRO D'ALGER TRONCON EL HARRACHE AEROPORT
 Endroit : TUNNEL

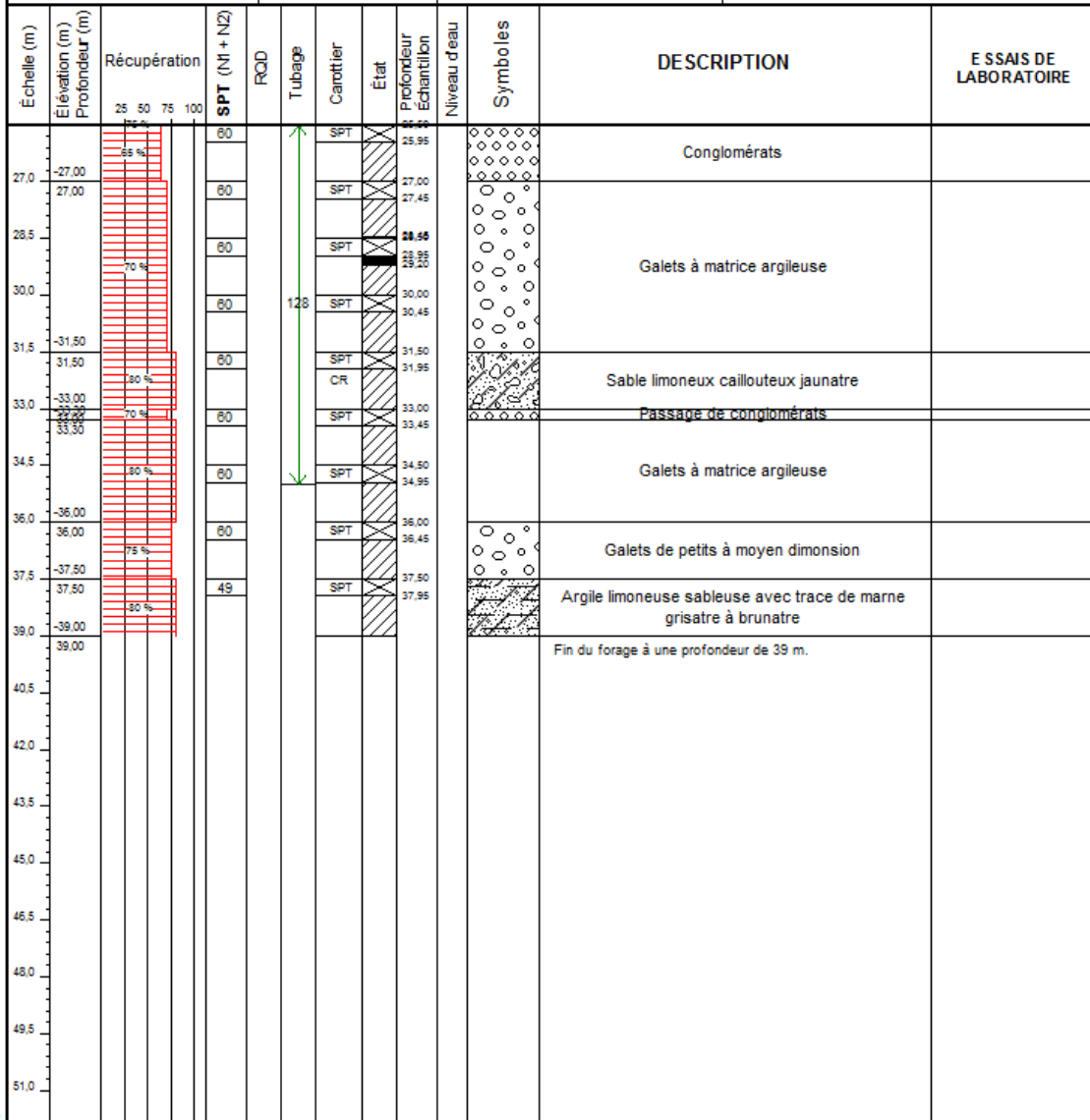
Dossier N° :
 Client : COSIDER M28

Date début : 25-08-2015
 Date fin : 30-08-2015
 Profondeur forée (m) : 39
 Niveau d'eau (m) : 5,10

Coordonnées GPS:
 X : 515301.808
 Y : 4062834.774
 Z :

Boue de forage : EAU CLAIRE
 Type forage : CAROTTE
 Foreuse : SM 8G

Etat des échantillons :
 Intact Remanié Paraffiné Roche



© SolTreats 2013

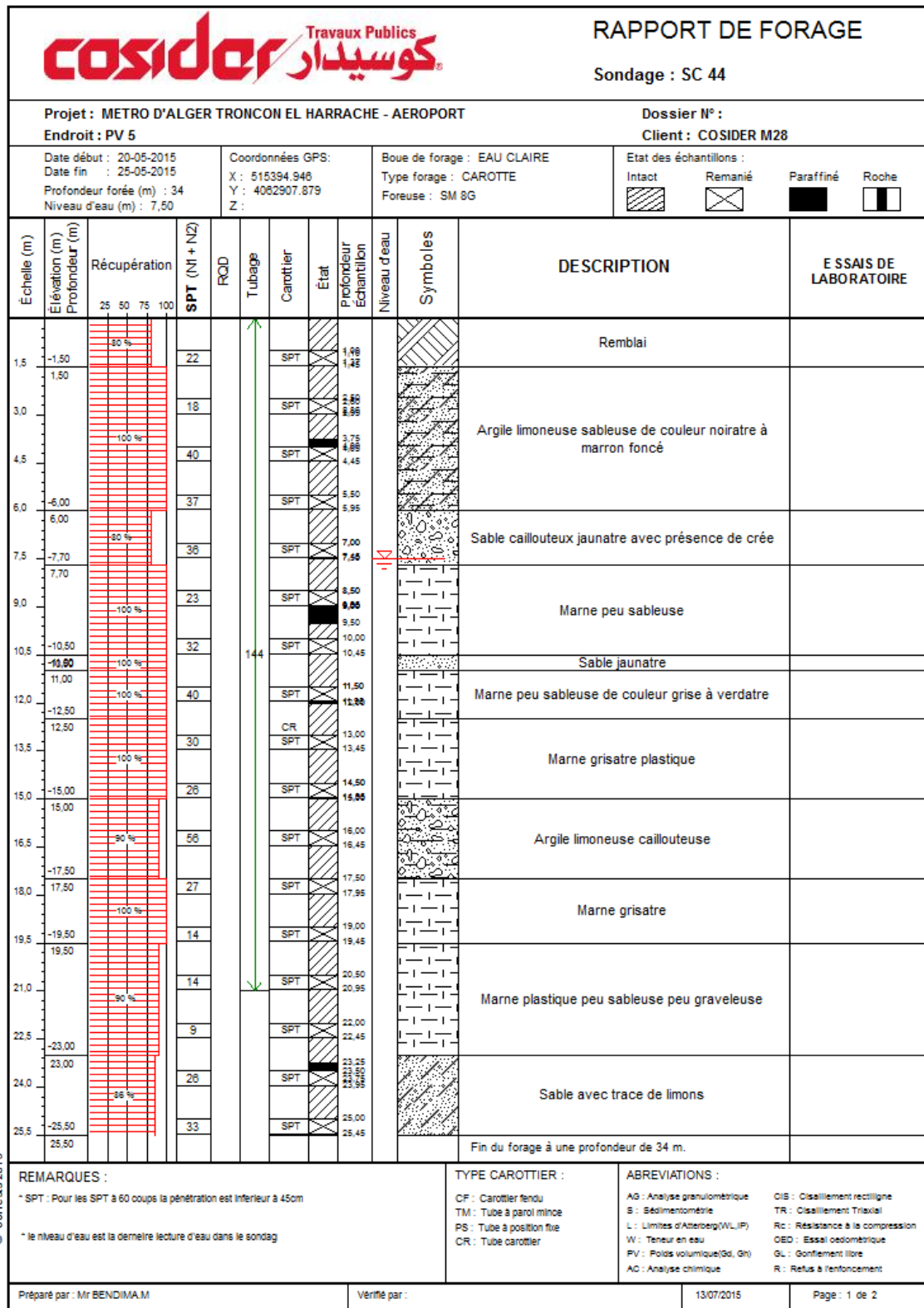
REMARQUES :
 * SPT : Pour les SPT à 60 coups la pénétration est inférieure à 45cm
 * le niveau d'eau est la dernière lecture d'eau dans le sondage

TYPE CAROTTIER :
 CF : Carottier fendu
 TM : Tube à paroi mince
 PS : Tube à position fixe
 CR : Tube carottier

ABREVIATIONS :
 AG : Analyse granulométrique
 S : Sedimentométrie
 L : Limites d'Atterberg(WL,IP)
 W : Teneur en eau
 PV : Poids volumique(Gd, Gk)
 AC : Analyse chimique
 CIB : Cisaillement rectiligne
 TR : Cisaillement Triaxial
 Rc : Résistance à la compression
 OED : Essai oedométrique
 GL : Gonflement libre
 R : Refus à l'enfoncement

Figure 2 : Description lithologique SC43

❖ Sondage carotté SC 44



© SofTests 2013

Projet : METRO D'ALGER TRONCON EL HARRACHE - AEROPORT
Endroit : PV 5

Dossier N° :
Client : COSIDER M28

Date début : 20-05-2015
Date fin : 25-05-2015
Profondeur forée (m) : 34
Niveau d'eau (m) : 7,50

Coordonnées GPS:
X : 515394.946
Y : 4062907.879
Z :

Boue de forage : EAU CLAIRE
Type forage : CAROTTE
Foreuse : SM 8G

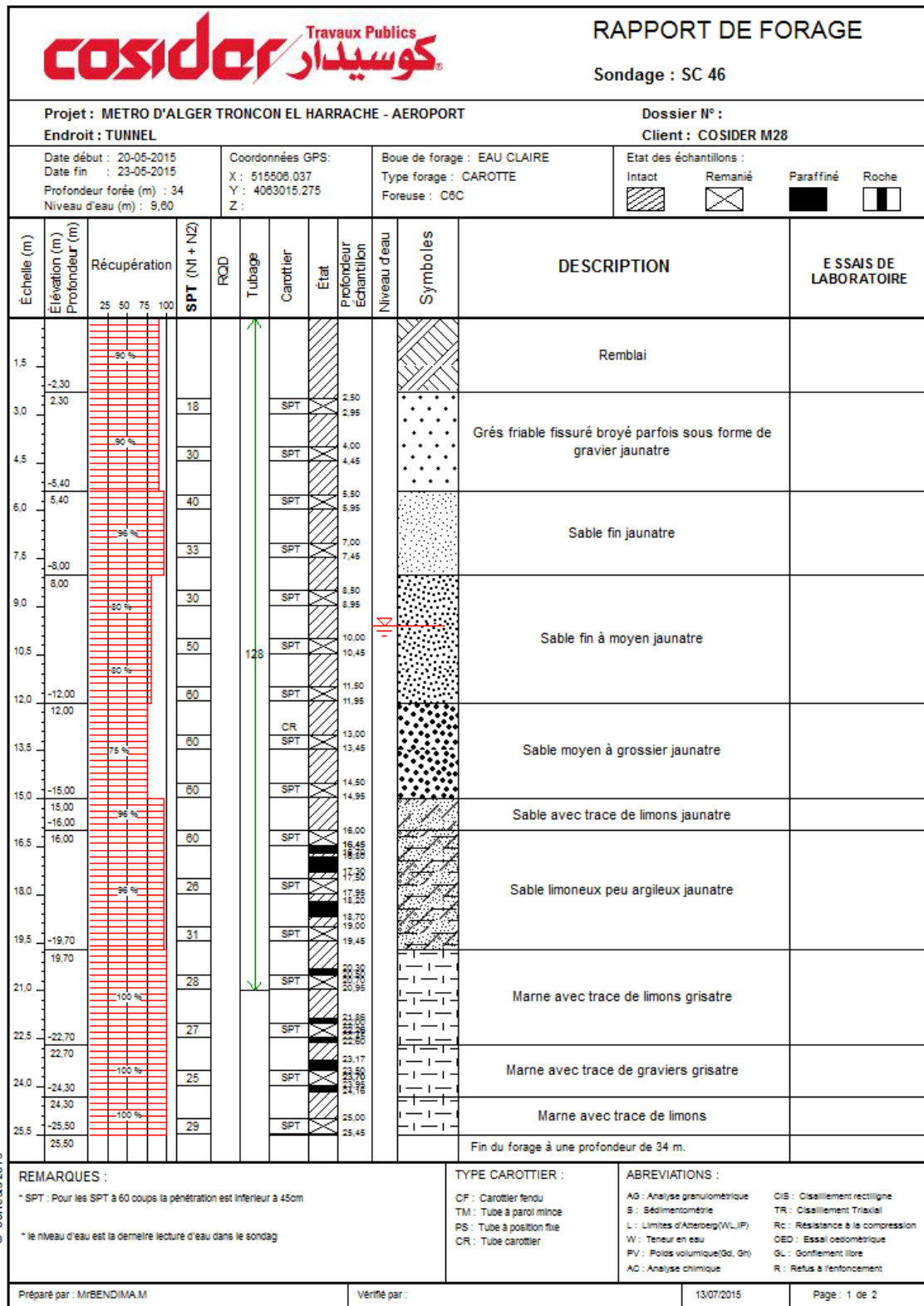
Etat des échantillons :
Intact Remanié Paraffiné Roche

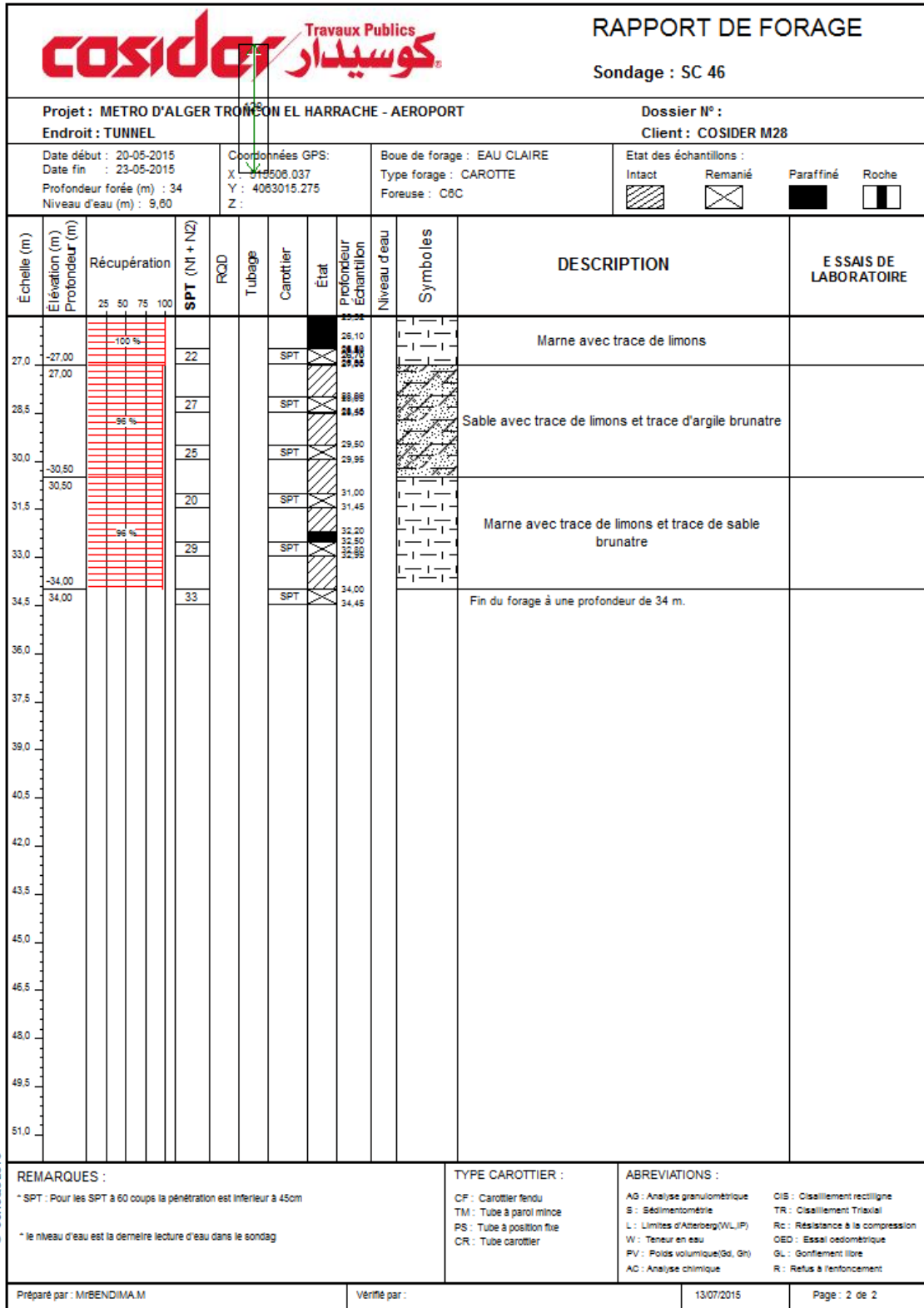
Echelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE		
	-26.15	35 %									Sable avec trace de limons			
27.0	26.15		49			SPT		26.50 26.95			Argile limoneuse caillouteuse			
28.5			38			SPT		28.00 28.45						
30.0		90 %	35			SPT		29.15 29.55						
31.5			47			SPT		31.00 31.45						
33.0			80			SPT		32.50 32.95						
34.5	-34.00 34.00		31			SPT		34.00 34.45			Fin du forage à une profondeur de 34 m.			
36.0														
37.5														
39.0														
40.5														
42.0														
43.5														
45.0														
46.5														
48.0														
49.5														
51.0														
REMARQUES : * SPT : Pour les SPT à 60 coups la pénétration est inférieure à 45cm * le niveau d'eau est la dernière lecture d'eau dans le sondage											TYPE CAROTTIER : CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier		ABREVIATIONS : AG : Analyse granulométrique S : Sedimentométrie L : Limites d'Atterberg(WL,IP) W : Teneur en eau PV : Poids volumique(Gd, Gt) AC : Analyse chimique CIS : Cisaillement rectiligne TR : Cisaillement Triaxial Rc : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique GL : Gonflement libre R : Refus à l'enfoncement	
Préparé par : Mr BENDIMAM						Vérifié par :				13/07/2015		Page : 2 de 2		

© SolTrends 2013

Figure 3 : Description lithologique SC44

❖ Sondage carotté SC46

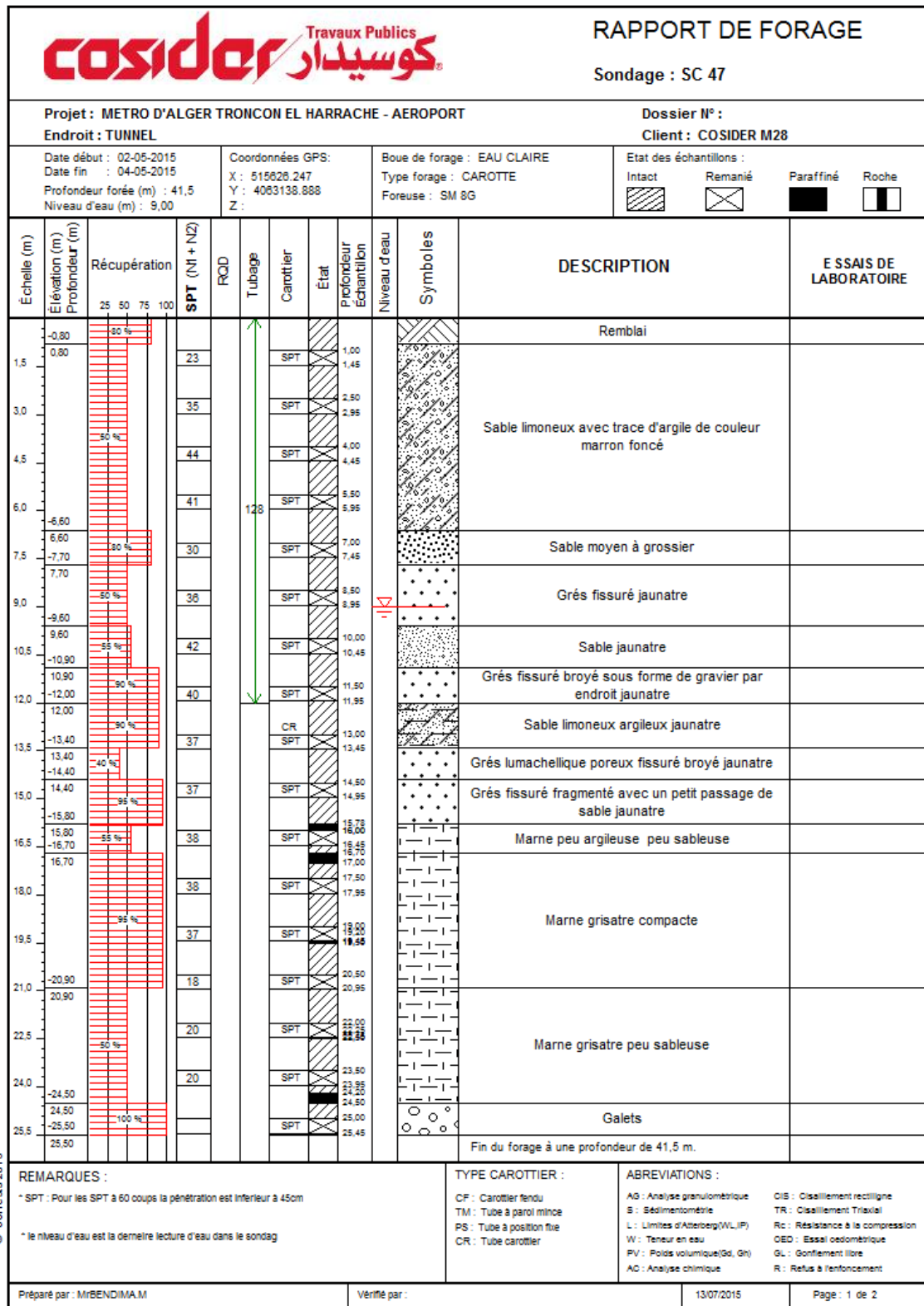




© SolTrends 2013

Figure 4 : Description lithologique SC46

❖ Sondage Carotté SC47



Projet : METRO D'ALGER TRONCON EL HARRACHE - AEROPORT
Endroit : TUNNEL

Dossier N° :
Client : COSIDER M28

Date début : 02-05-2015
Date fin : 04-05-2015
Profondeur forée (m) : 41,5
Niveau d'eau (m) : 9,00

Coordonnées GPS:
X : 515626.247
Y : 4063138.888
Z :

Boue de forage : EAU CLAIRE
Type forage : CAROTTE
Foreuse : SM 8G

Etat des échantillons :
Intact Remanié Paraffiné Roche

Echelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération 25 50 75 100	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
	-25,00										Galets	
	-26,00										Limons argileux	
	-26,80										argile marneuse grisâtre	
27,0	-27,00	100 %	32			SPT	24,85 26,95	27,32			Marne verdâtre compacte	
	-27,45											
28,5	-28,00	100 %	51			SPT	28,00 28,45					
	-29,00	100 %										
30,0	-29,80		35			SPT	29,50 30,80 30,80				Marne argileuse compacte	
	-30,80											
31,5	-31,00	100 %	31			SPT	31,00 31,45					
	-32,00											
33,0	-32,80		54			SPT	32,50 32,95				Marne argileuse peu sableuse	
	-33,70					CR						
34,5	-33,70		49			SPT	34,00 34,45					
	-34,50											
36,0	-35,80	100 %	32			SPT	35,50 36,80 36,80				Fin du forage à une profondeur de 41,5 m.	
	-36,80											
37,5	-36,80		47			SPT	37,00 37,45					
	-37,45											
39,0	-38,80	100 %	46			SPT	38,80 38,95					
	-38,80											
40,5	-40,00		42			SPT	40,00 40,45					
	-40,45											
42,0	-41,50		46			SPT	41,50 41,95					
	-41,50											
43,5												
45,0												
46,5												
48,0												
49,5												
51,0												

© SolTrends 2013

REMARQUES :
 * SPT : Pour les SPT à 60 coups la pénétration est inférieure à 45cm
 * le niveau d'eau est la dernière lecture d'eau dans le sondage

TYPE CAROTTIER :
 CF : Carottier fendu
 TM : Tube à paroi mince
 PS : Tube à position fixe
 CR : Tube carottier

ABREVIATIONS :
 AG : Analyse granulométrique
 S : Sedimentométrie
 L : Limites d'Atterberg(WL,IP)
 W : Teneur en eau
 P.V. : Poids volumique(Gd, Gt)
 AC : Analyse chimique
 CIB : Cisaillement rectiligne
 TR : Cisaillement Triaxial
 Rc : Résistance à la compression
 OED : Essai oedométrique
 GL : Gonflement libre
 R : Refus à l'enfoncement

Figure 5 : Description lithologique SC47

Annexe B :
Plan et profil.



Figure 1 : tracé en plan

Annexe C :

Logiciel (PLAXIS 2D)

➤ *PLAXIS 2D avant l'application de la MCC*

❖ *SC42 sans l'application de la MCC*

- **Phase 01**

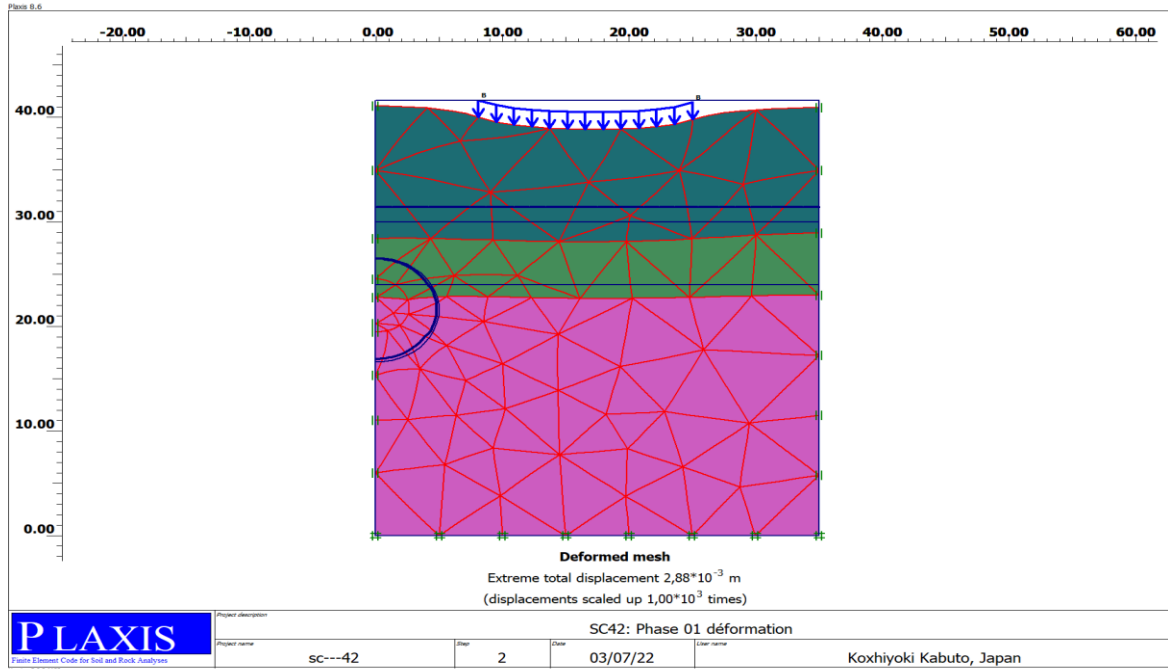


Figure 1 : SC42 phase 01 deformed mesh

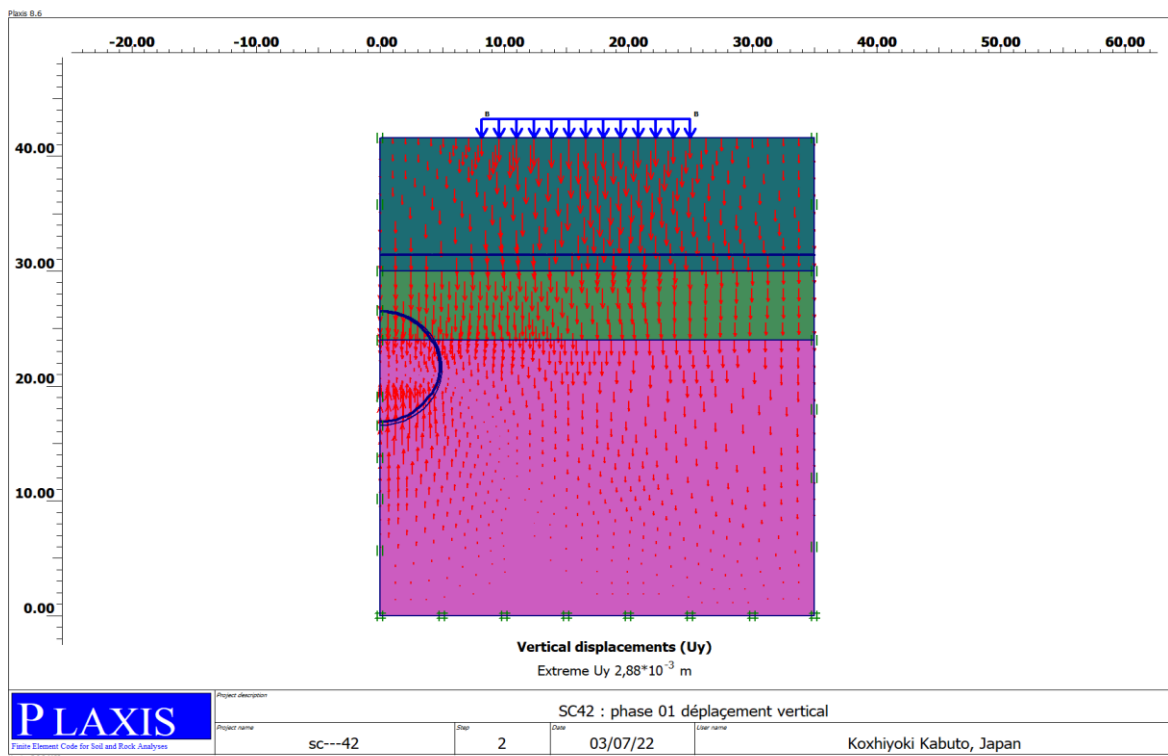


Figure 2 : SC42 phase 01 vertical displacements U_y

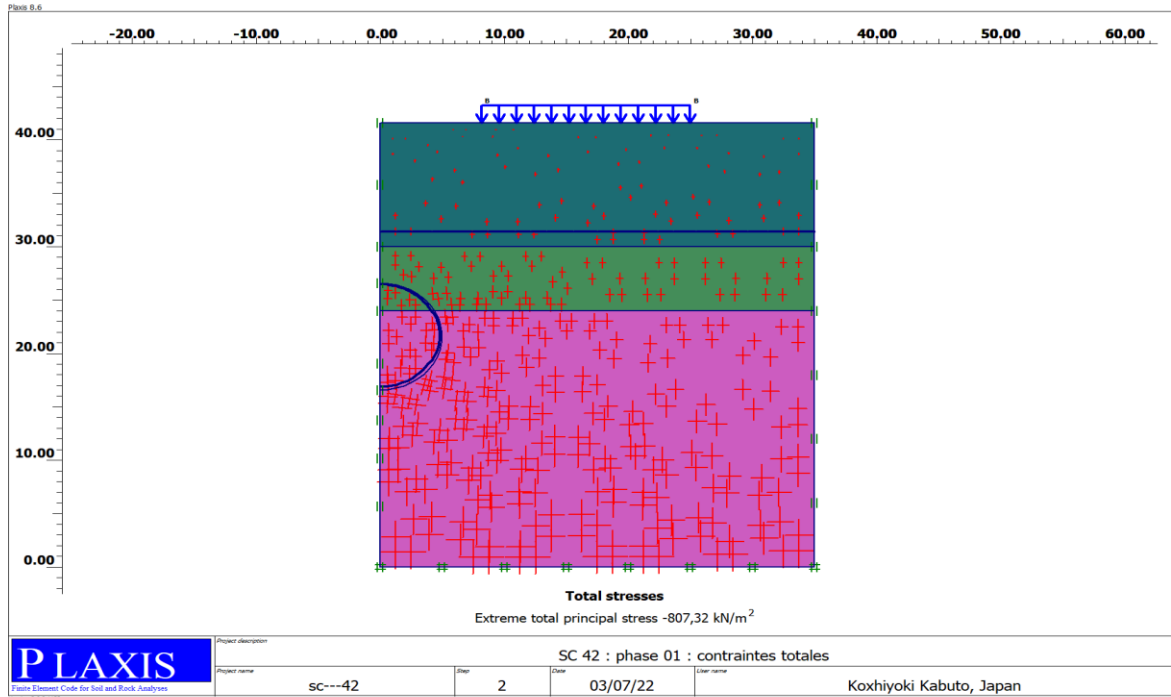


Figure 3 : SC42 phase 01 total stresses

- Phase 02

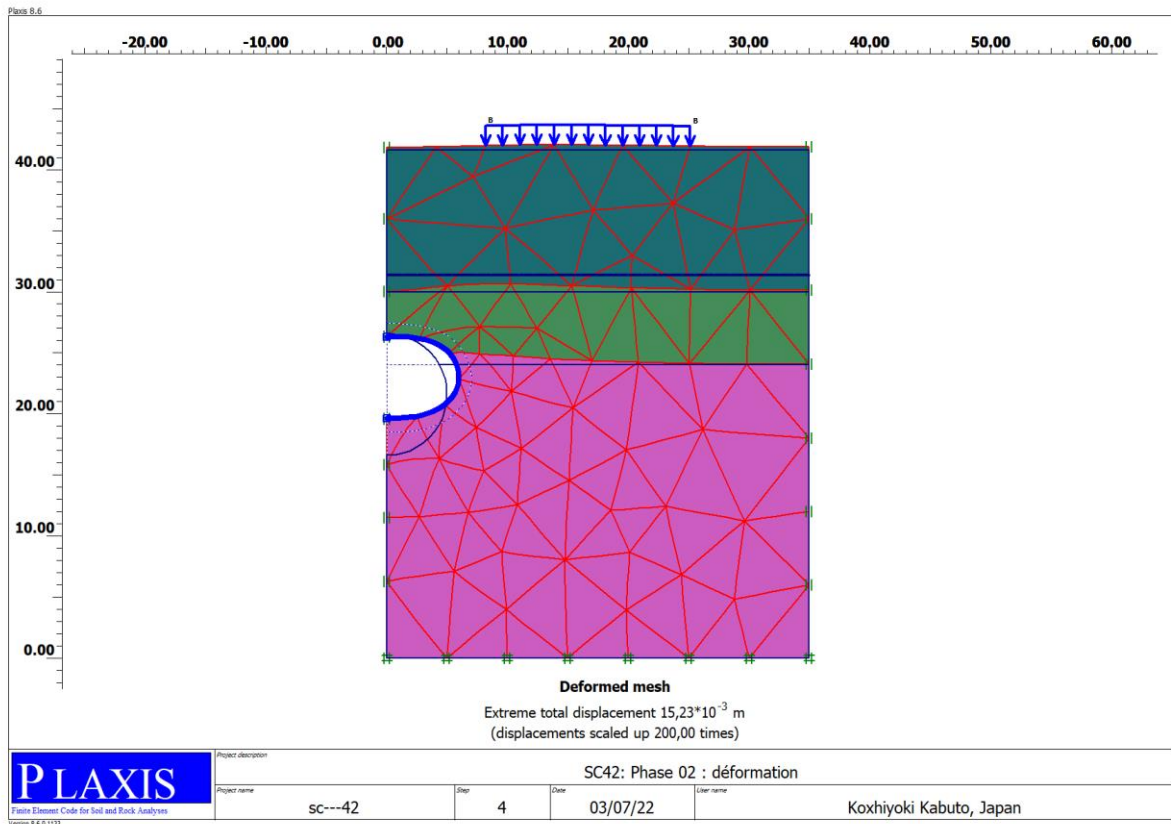


Figure 4 : SC42 phase 02 defomred mesh

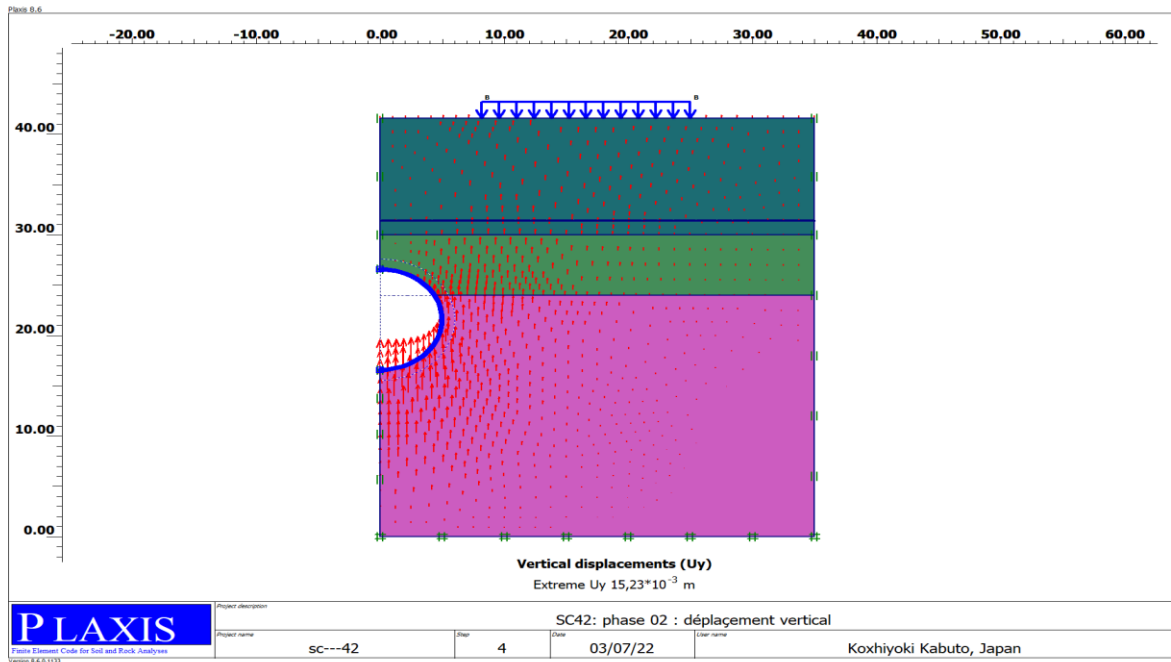


Figure 5 : SC42 phase 02 vertical displacements UY

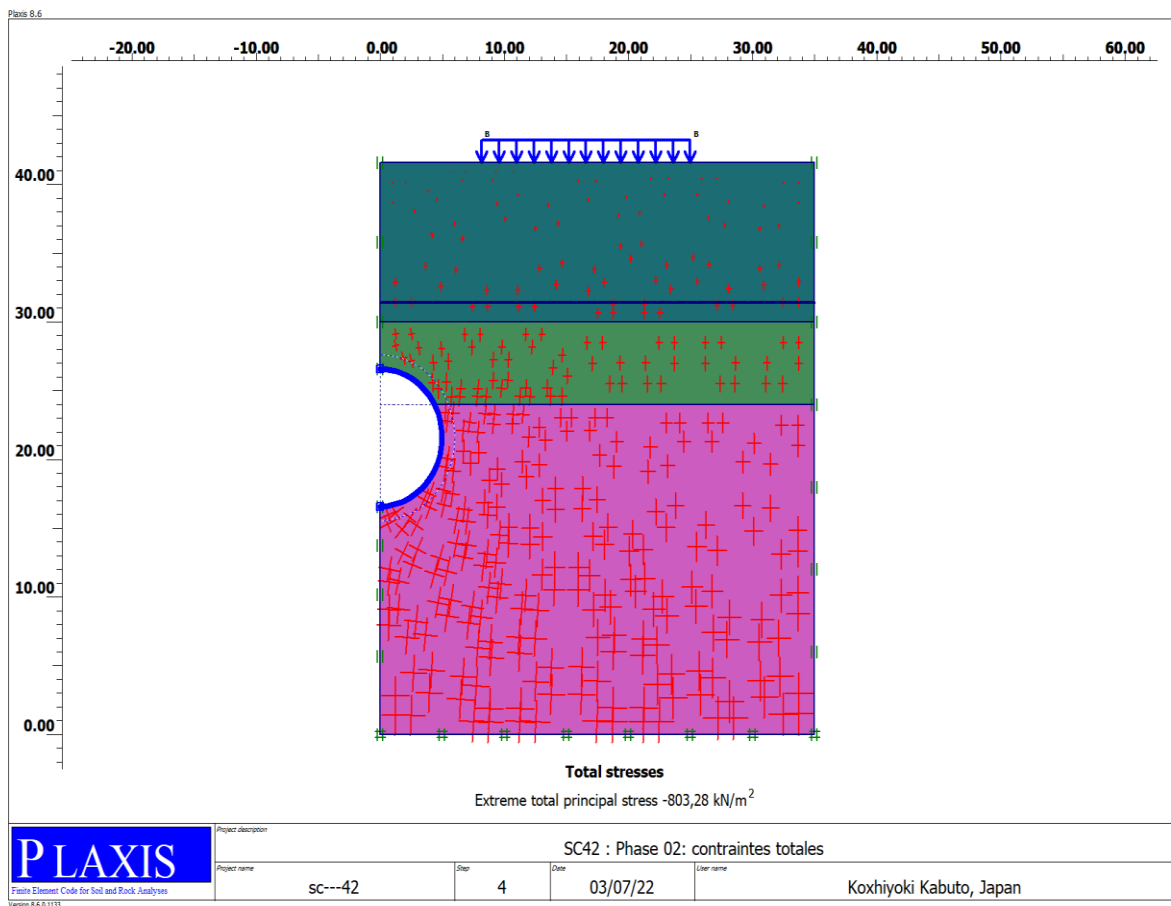


Figure 6 : SC42 phase 02 total stresses

- Phase 03

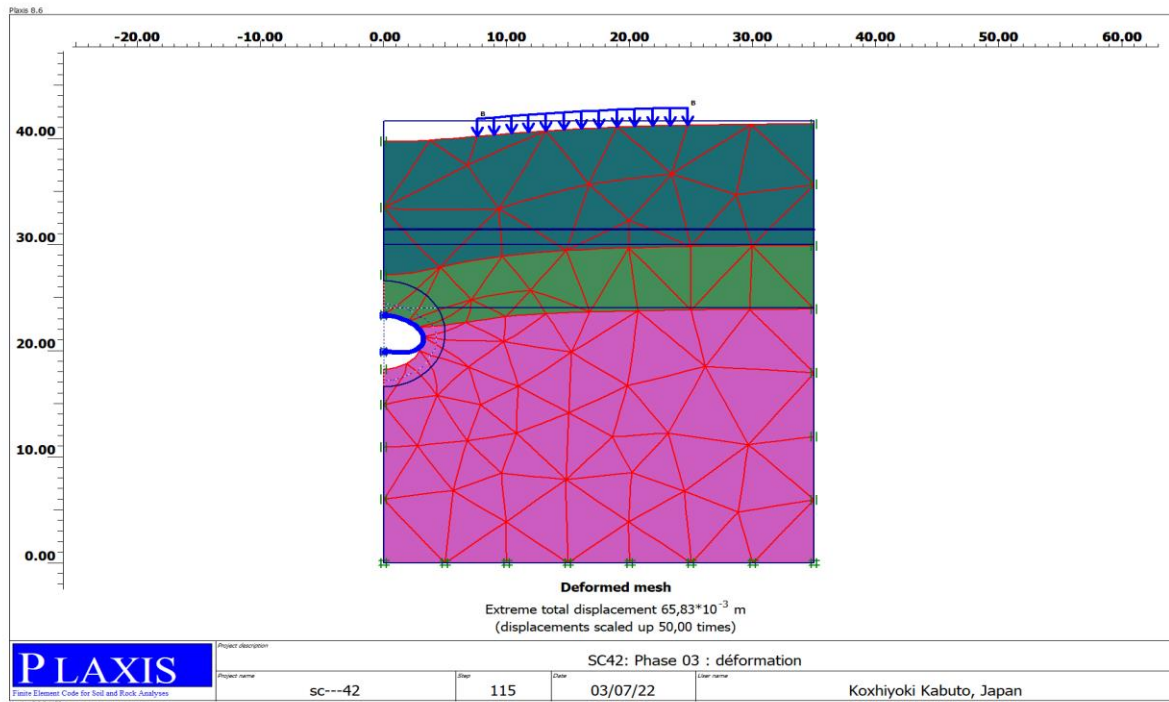


Figure 7 : SC42 phase 03 deformed mesh

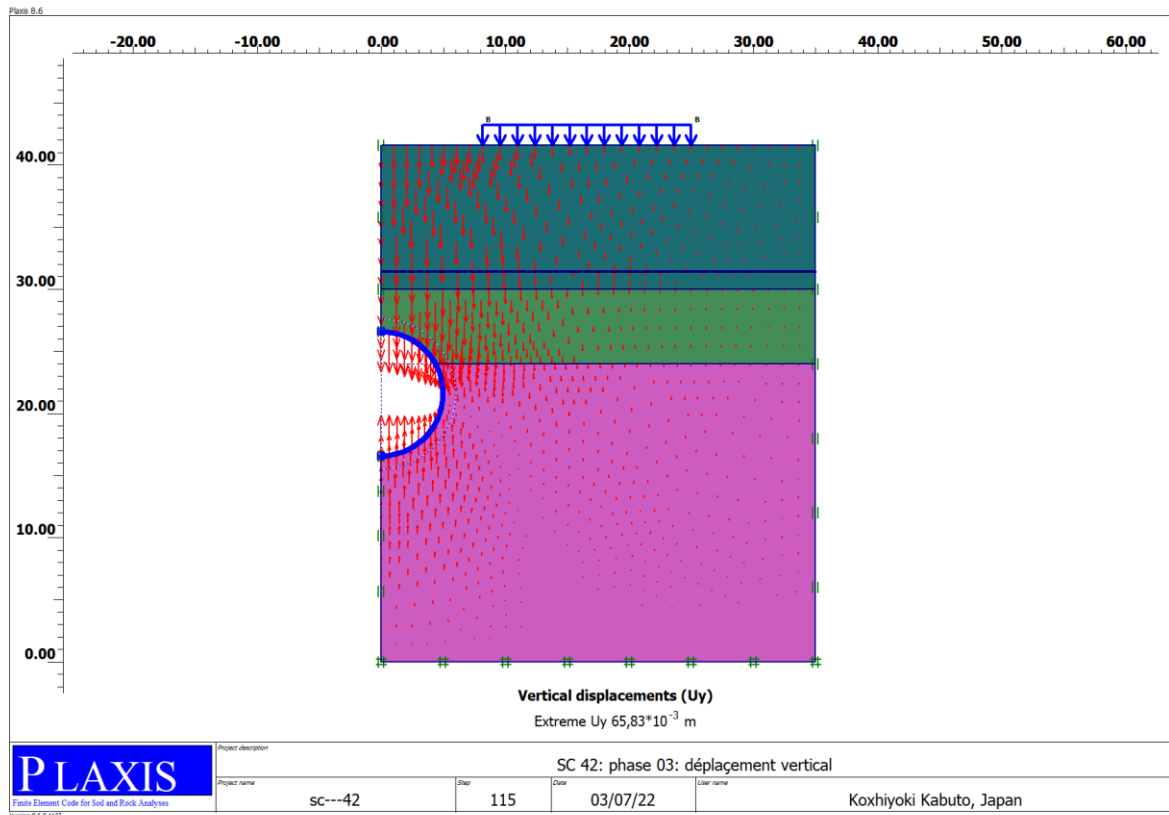


Figure 8 : Phase 03 vertical displacements UY

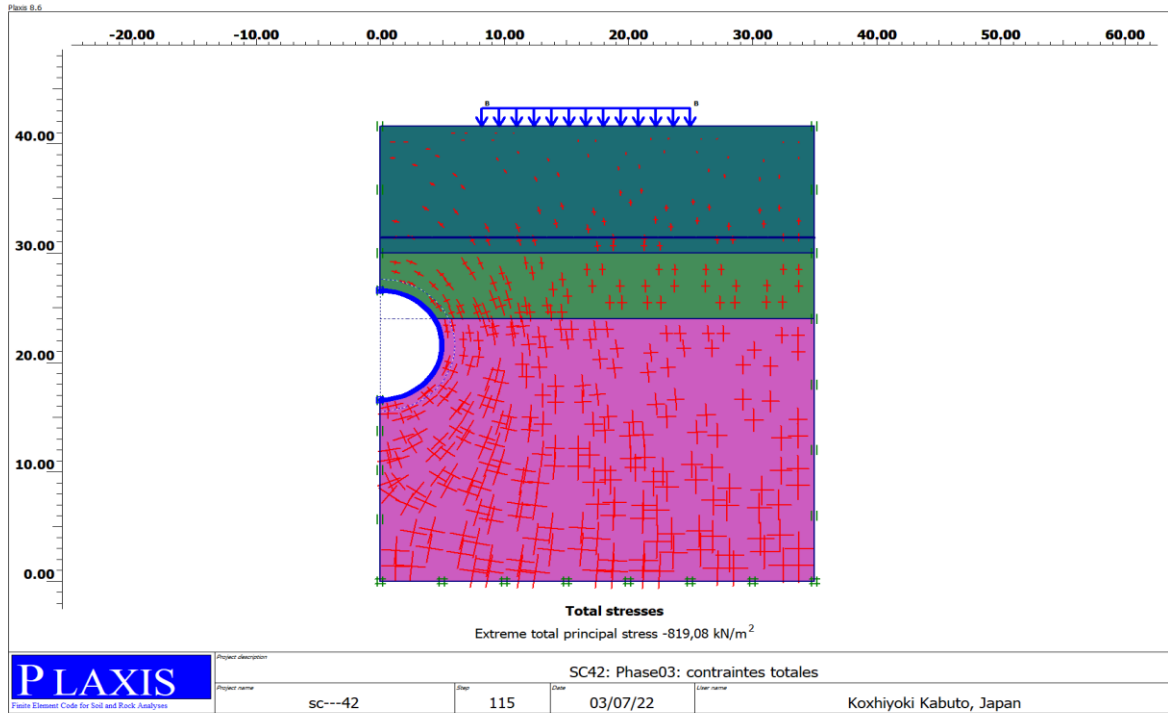


Figure 9 : SC42 phase 03 total stresses

❖ SC42 avec l'application de la MCC

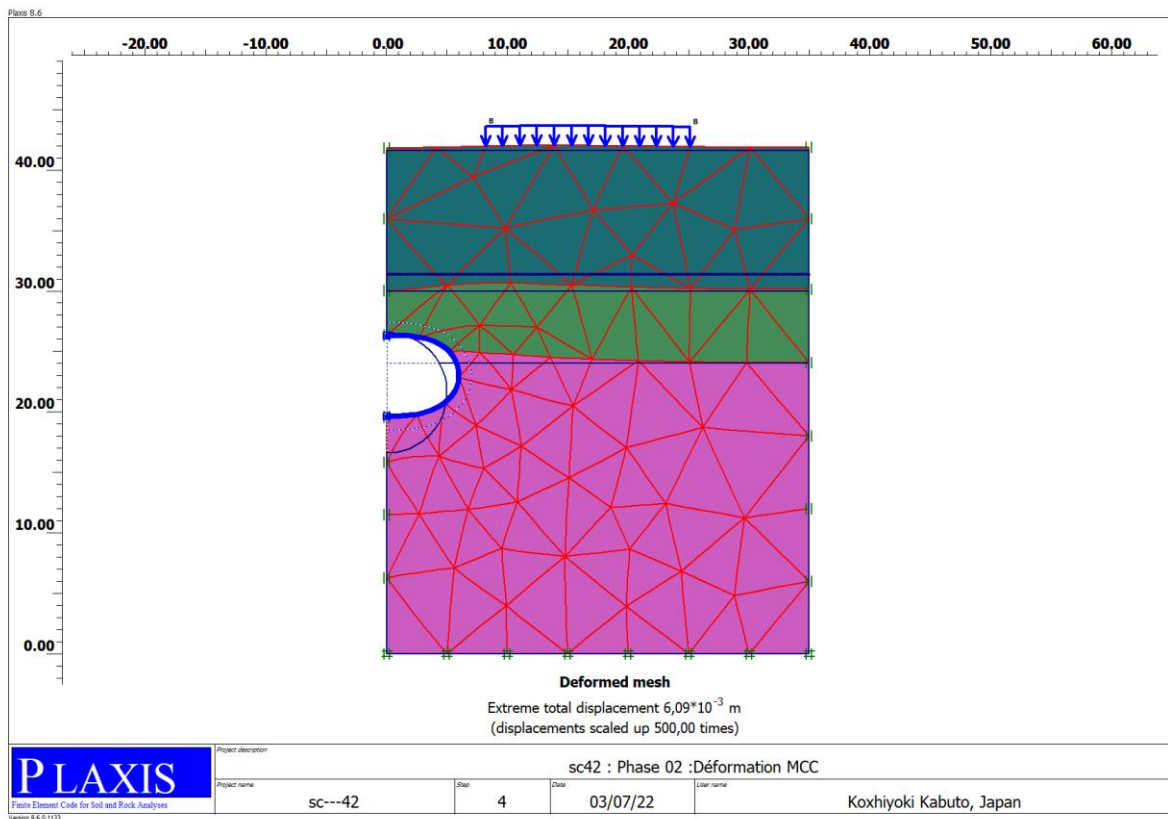


Figure 10 : SC 42 phase 02 doformed mesh MCC

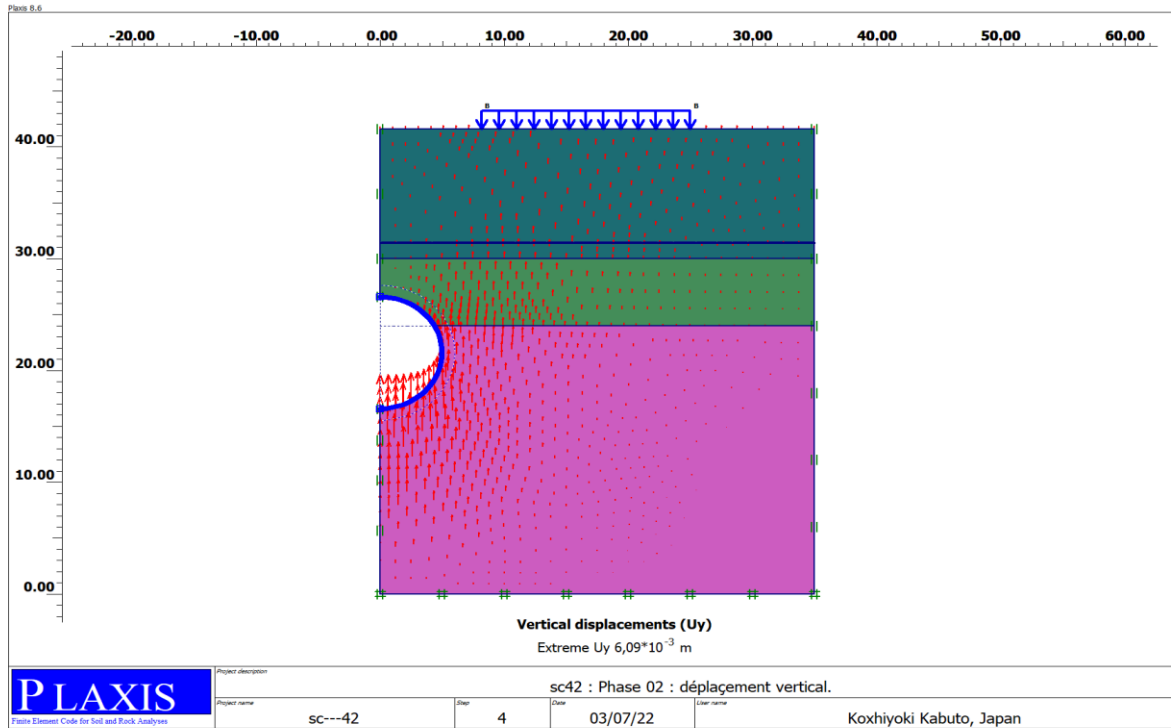


Figure 11 : SC42 phase 02 vertical displacements UY MCC

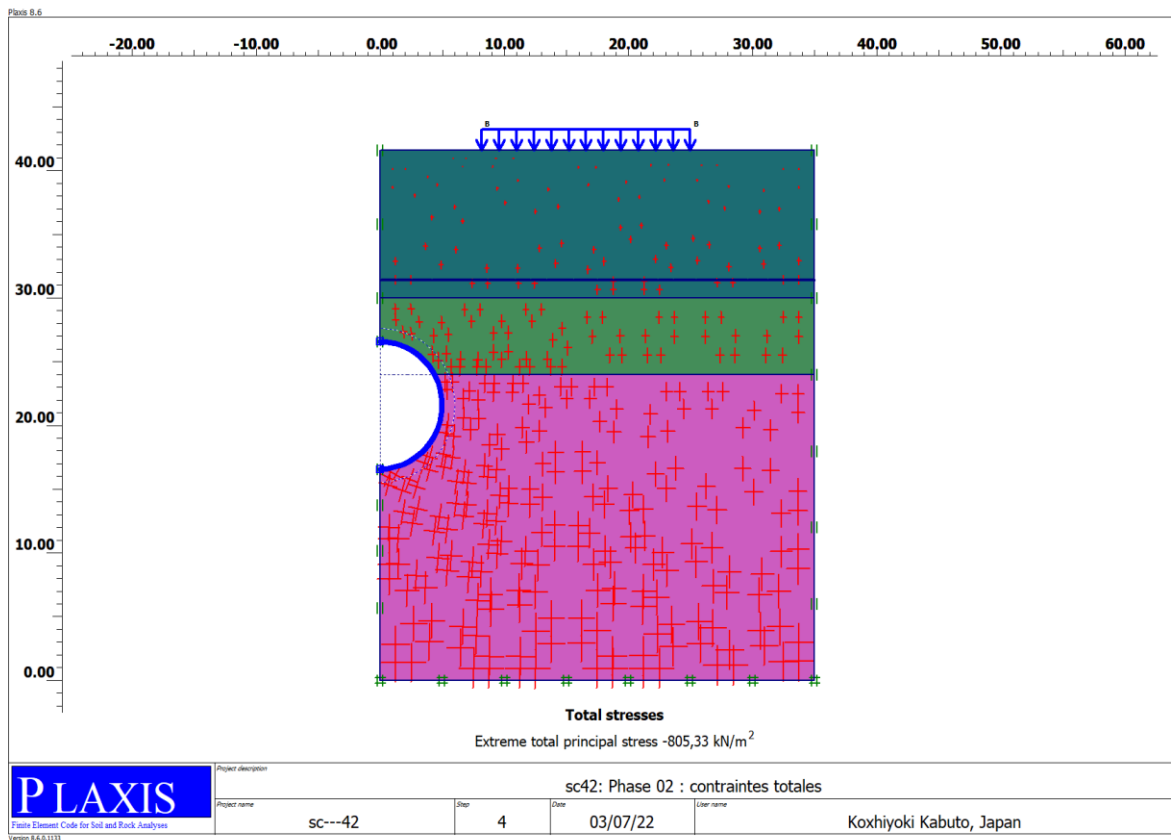


Figure 12 : SC42 phase 02 total stresses MCC

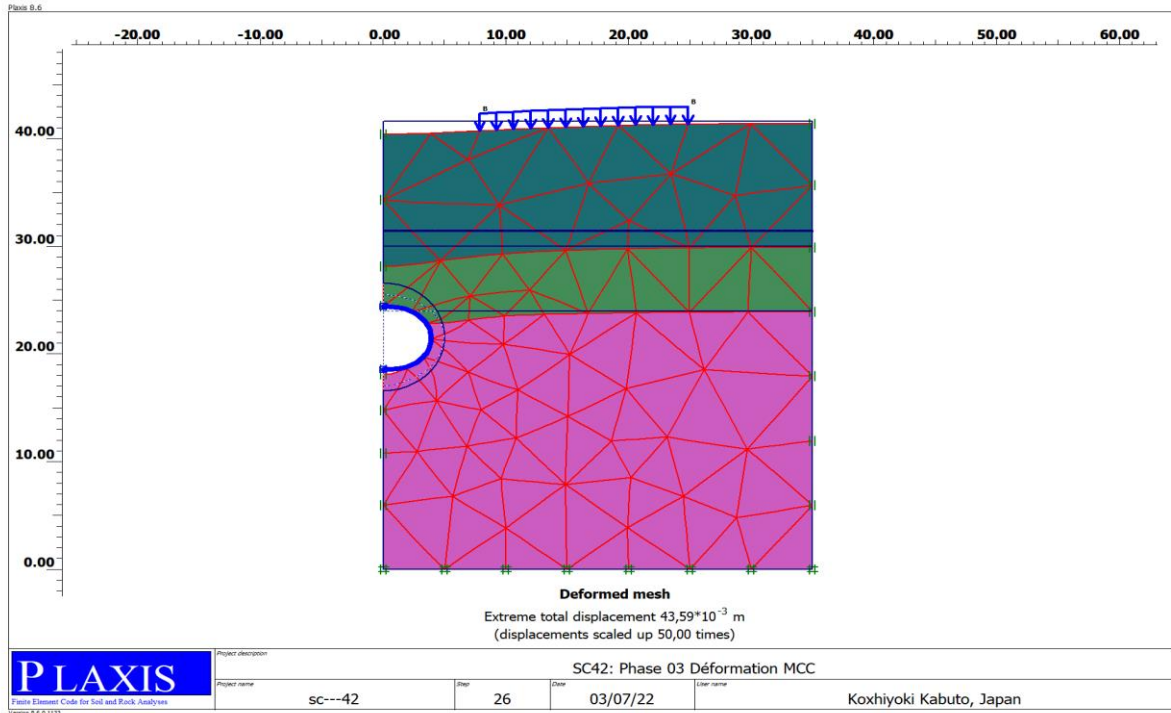


Figure 13 : SC 42 phase 03 deformed mesh MCC

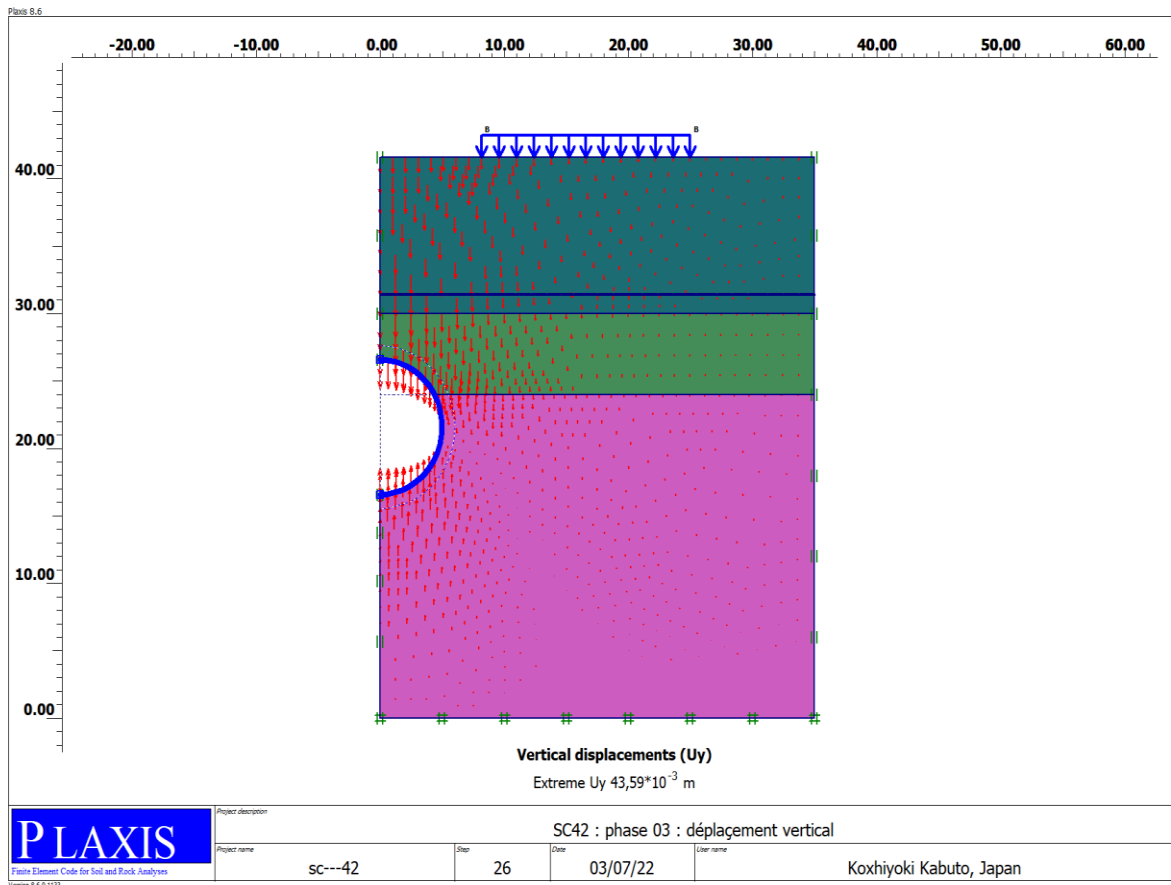


Figure 14 : SC42 phase 03 vertical displacements MCC

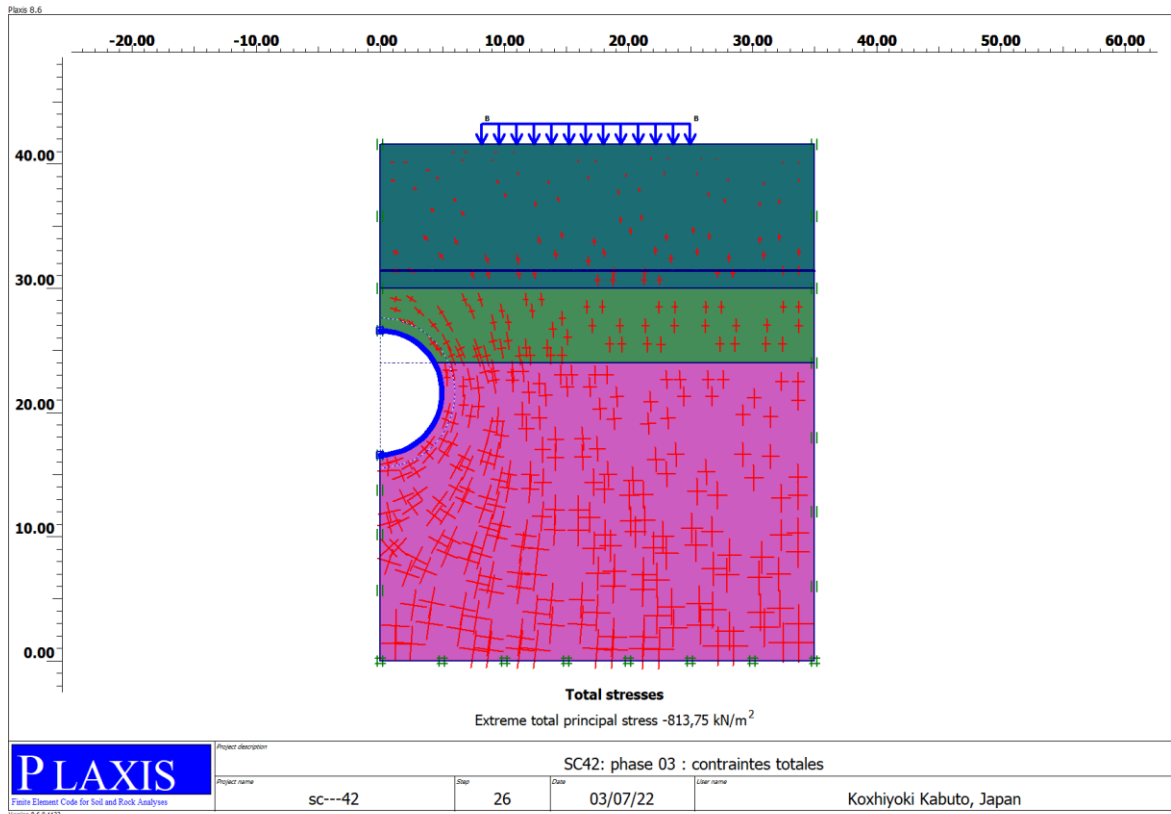


Figure 15 : SC42 phase 03 total stresses MCC

❖ Sc 43

- Phase 01

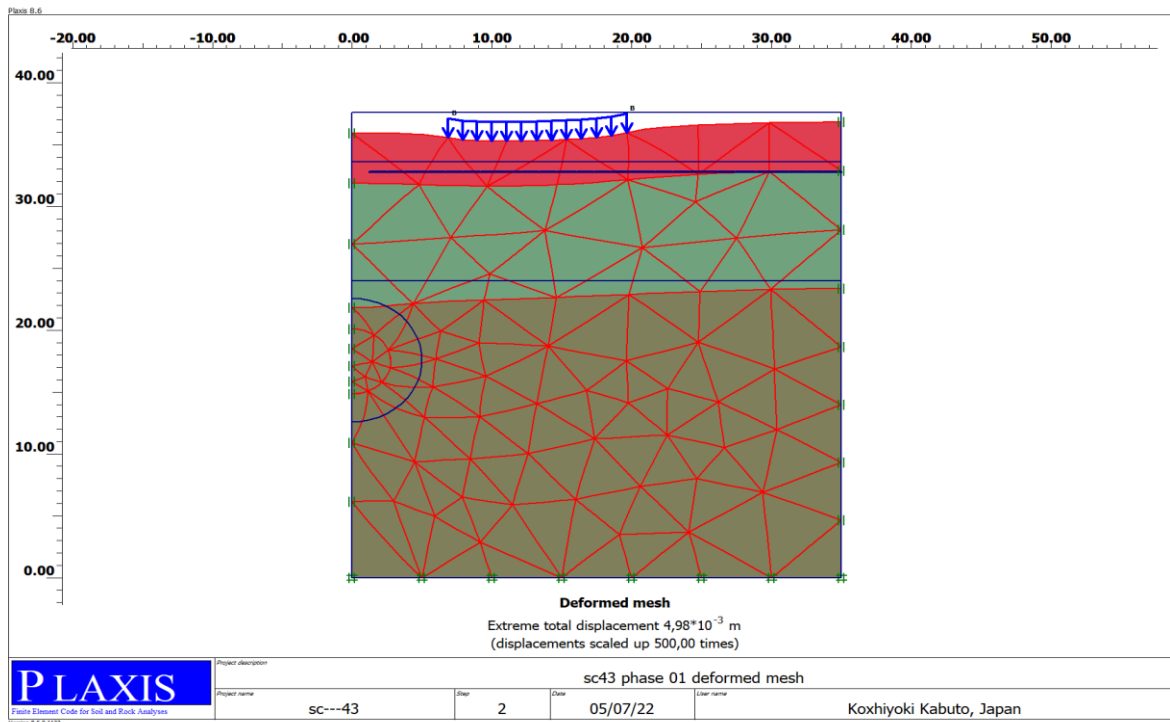


Figure 16 : SC43 phase 01 deformed mesh

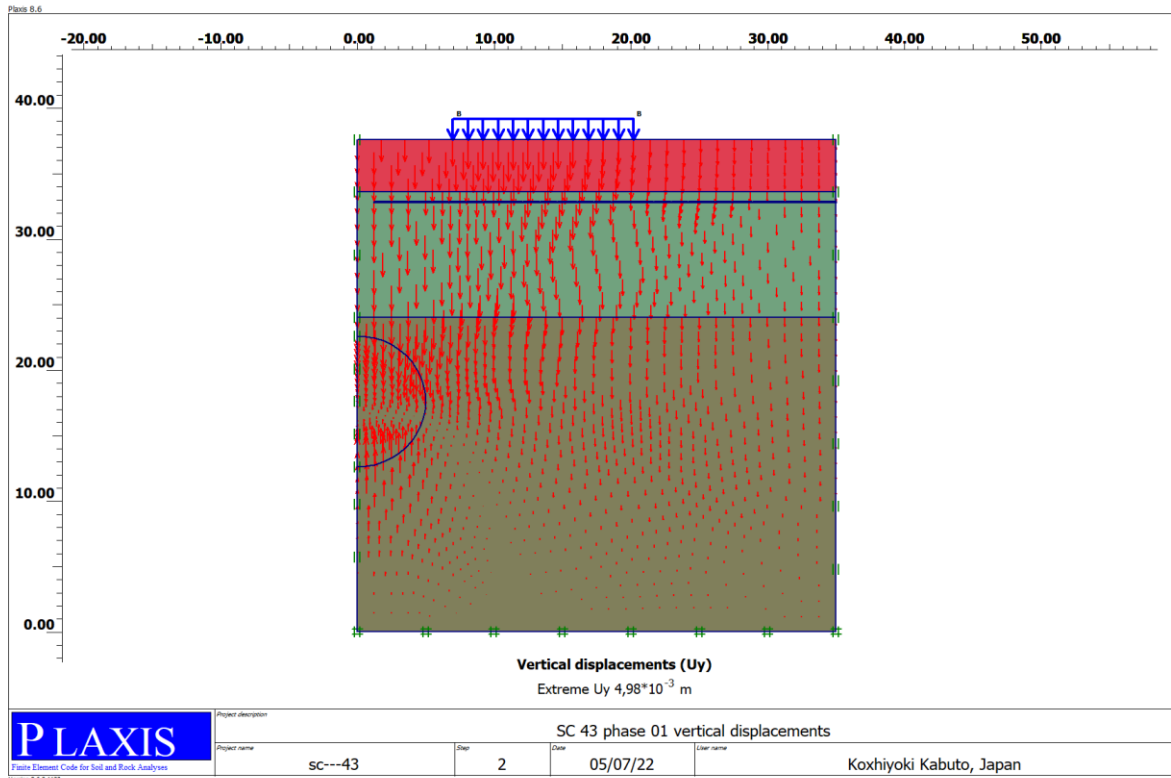


Figure 17 : SC43 phase 01 vertical displacements

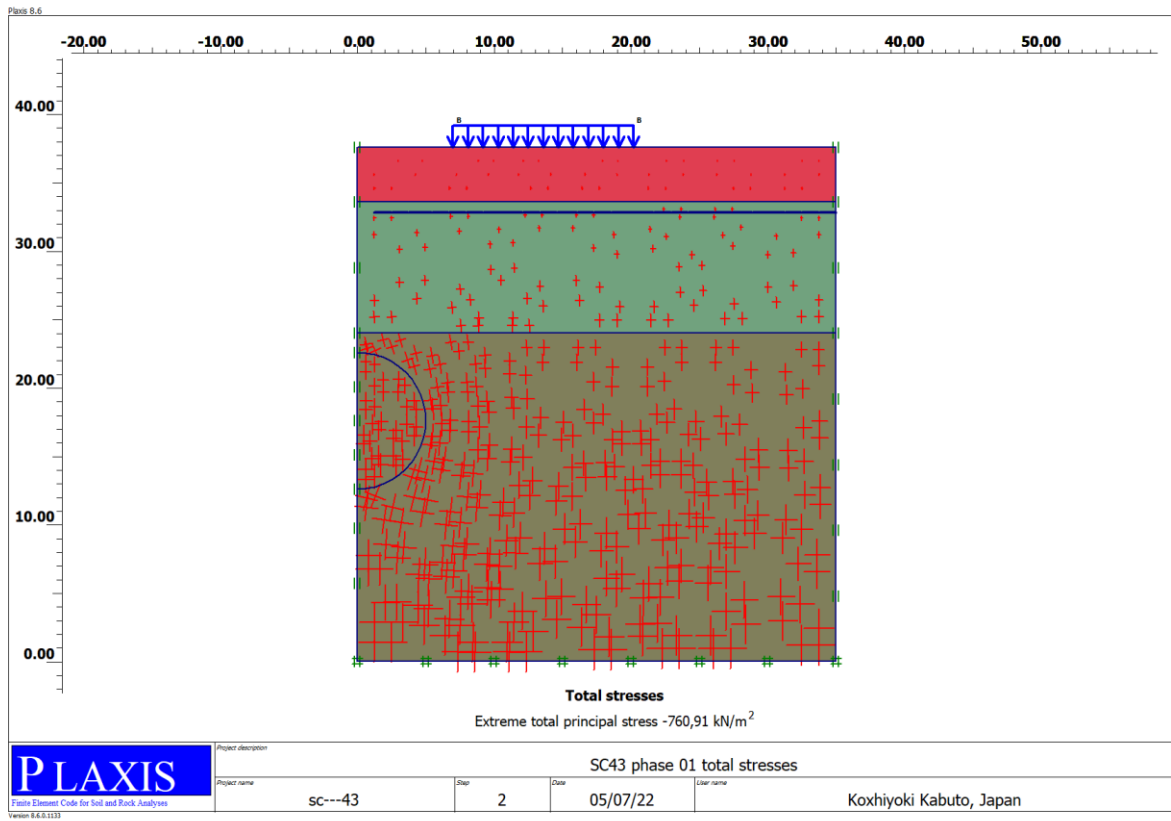


Figure 18 : SC43 phase 01 total stresses

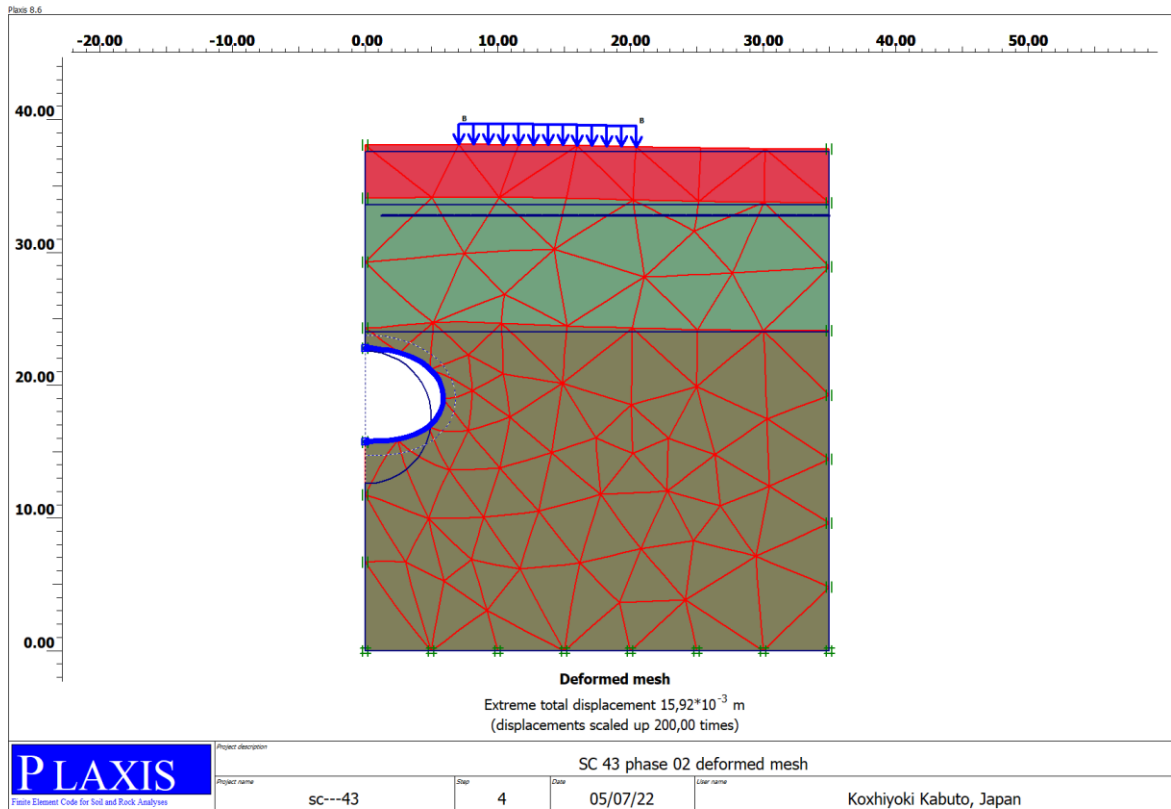


Figure 19 : SC43 phase 02 deformed mesh

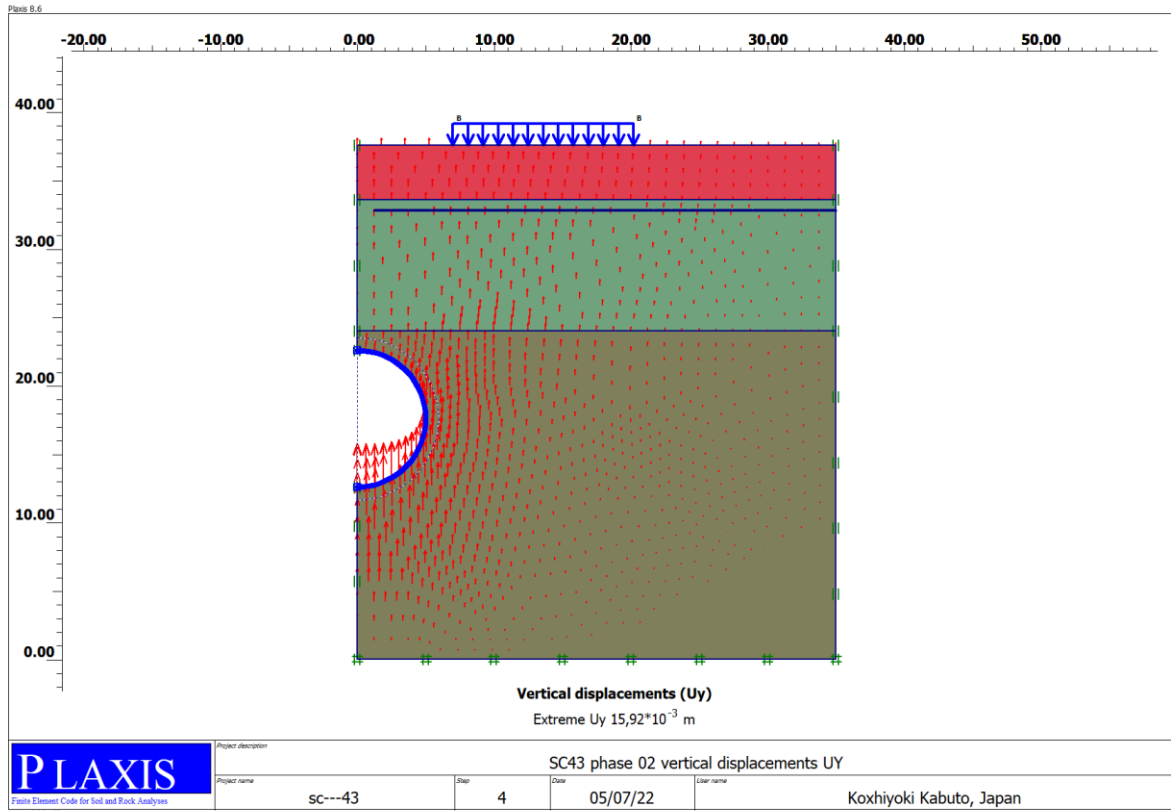


Figure 20 : SC43 phase 02 vertical displacements UY

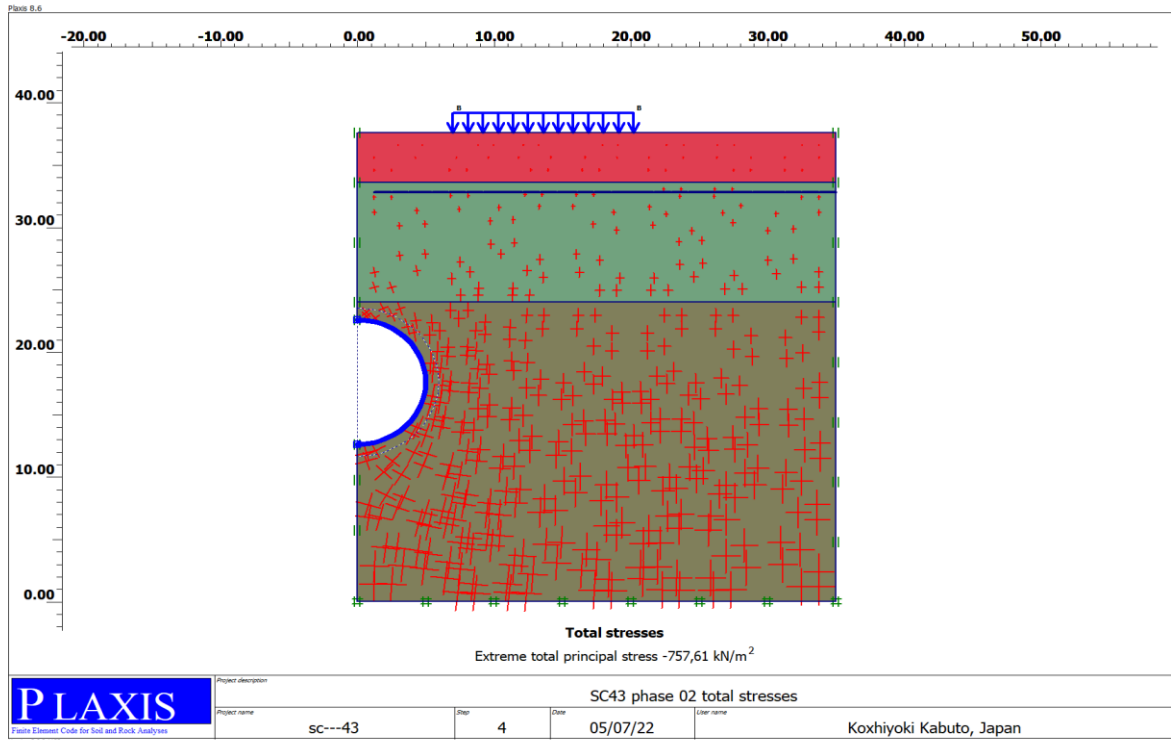


Figure 21 : SC43 phase 02 total stresses

- Phase 03

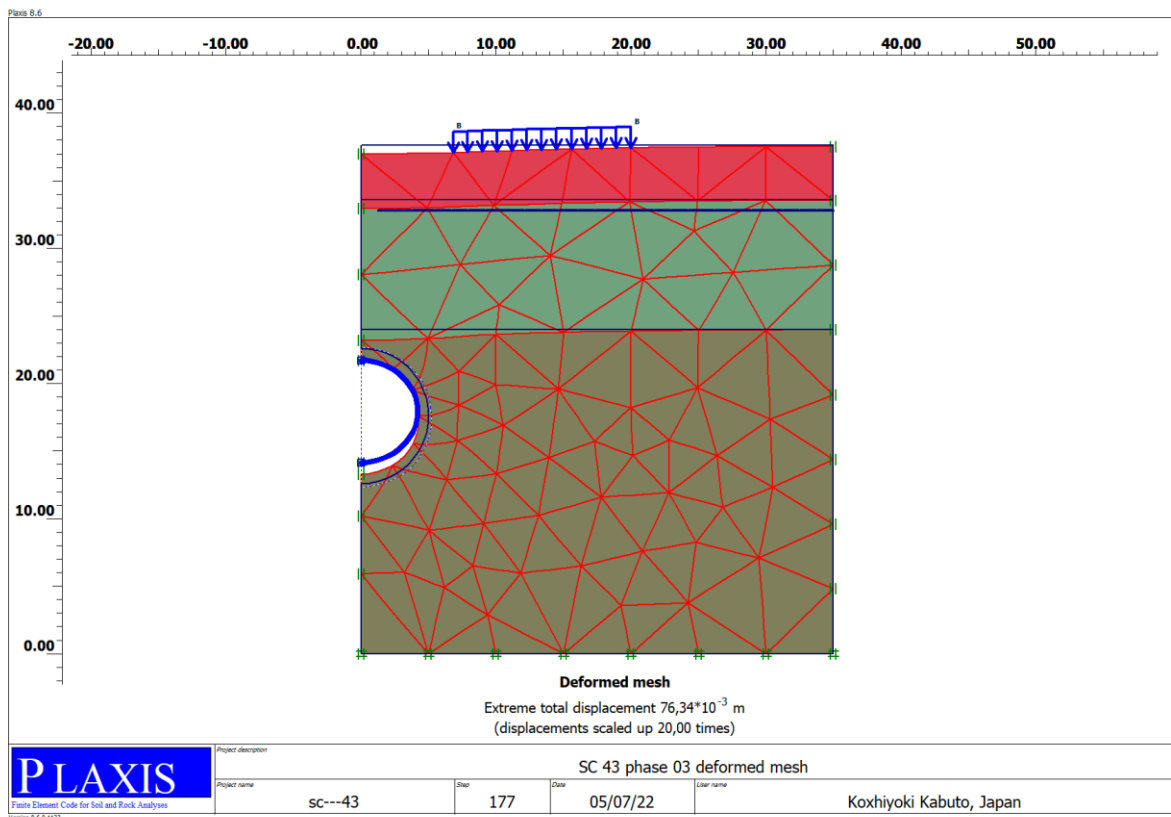


Figure 22 : SC43 phase 03 deformed mesh

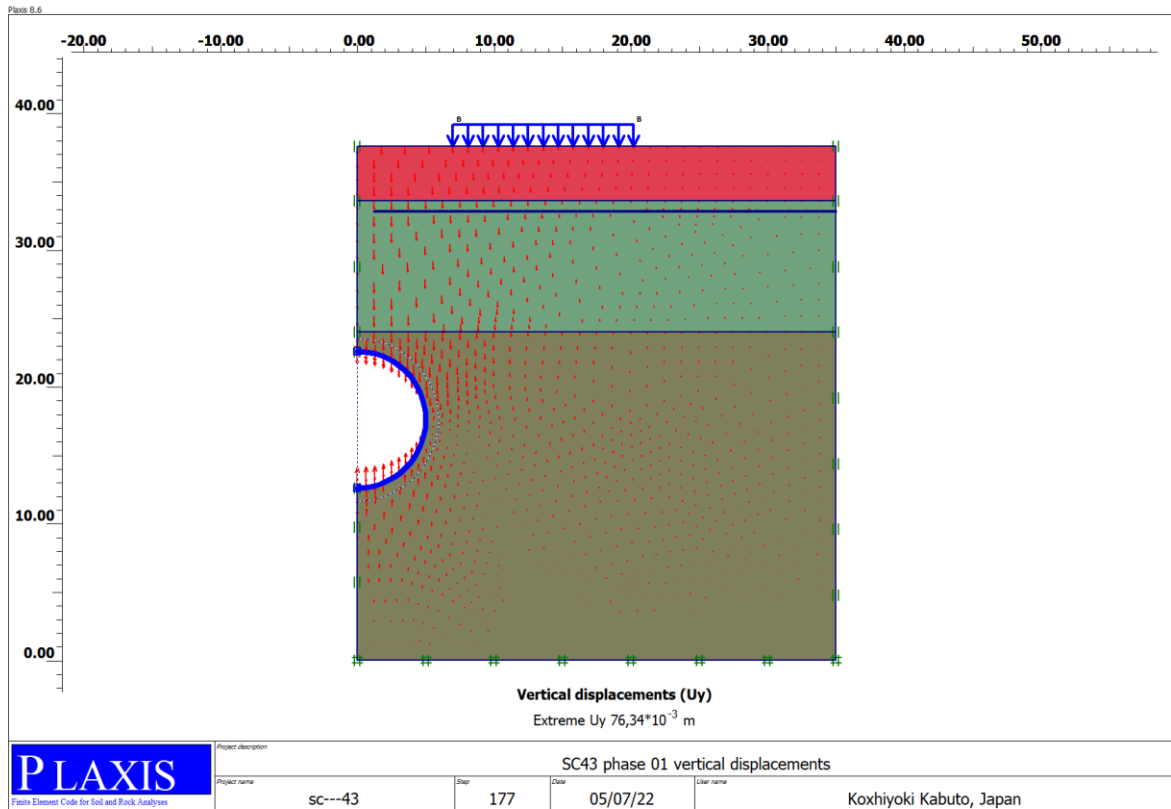


Figure 23 : SC43 phase 03 vertical displacements

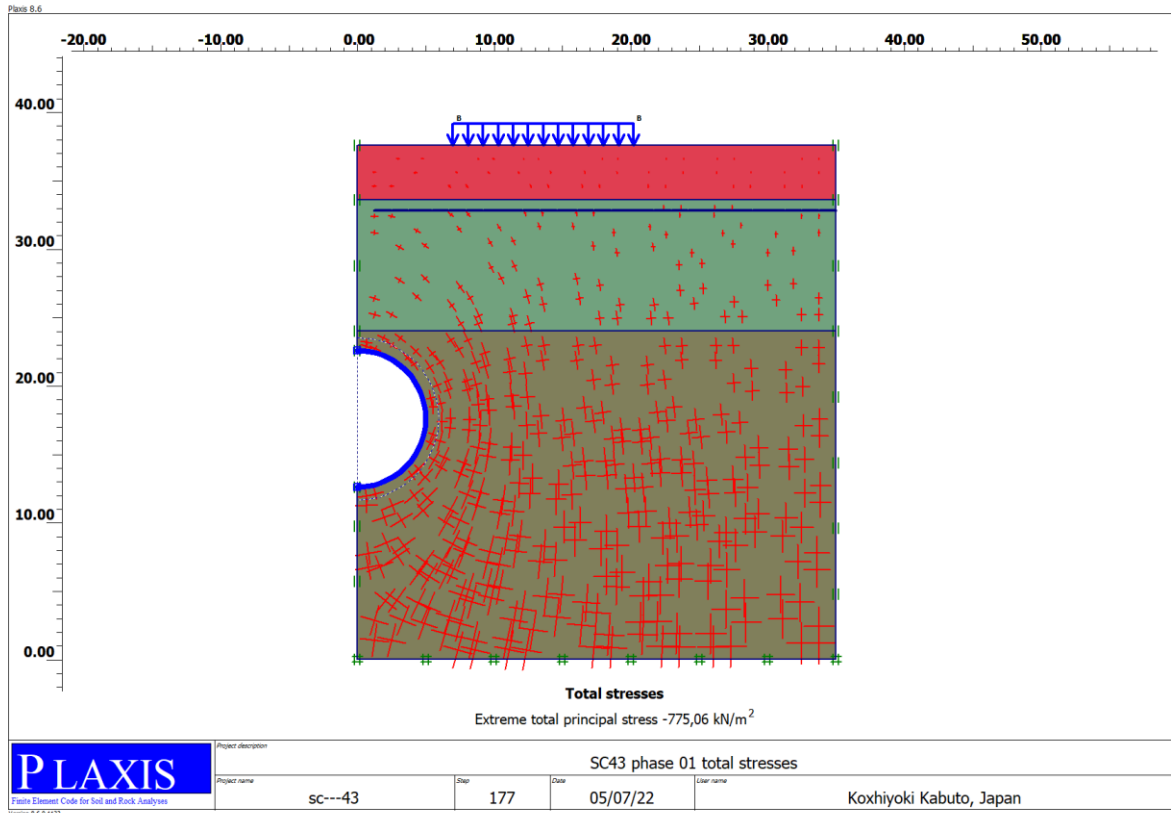


Figure 24 : SC43 phase 03 total stresses

❖ SC43 avec l'application de la MCC

• Phase 01

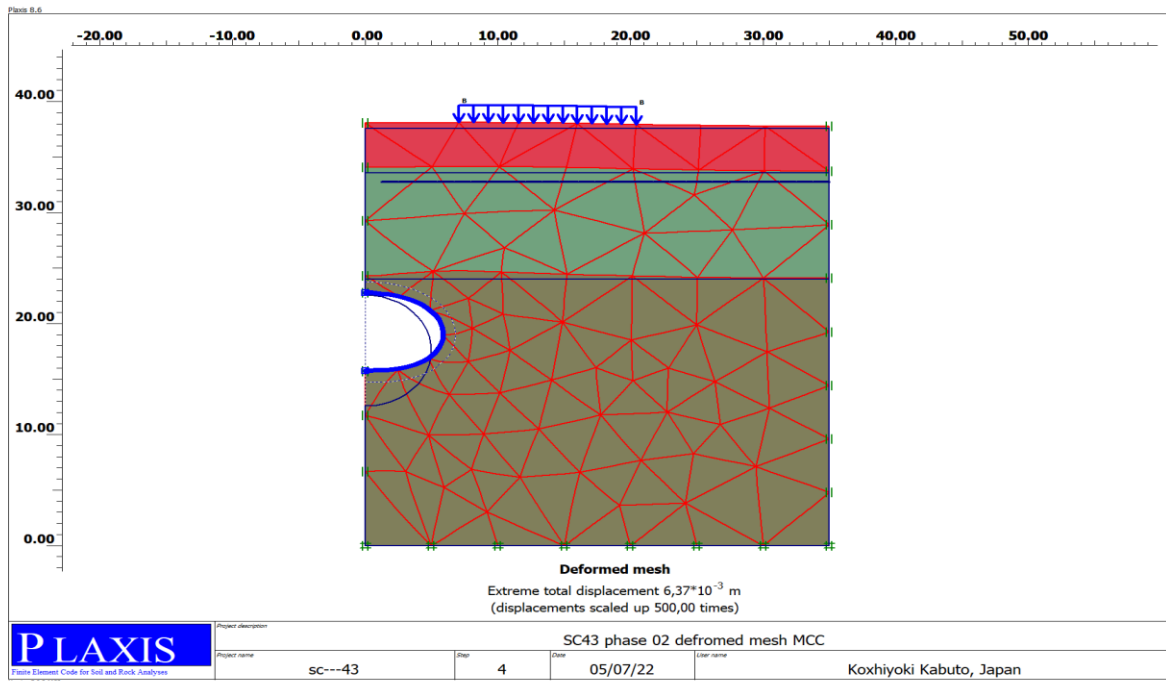


Figure 25 : SC43 phase 02 defromed mesh MCC

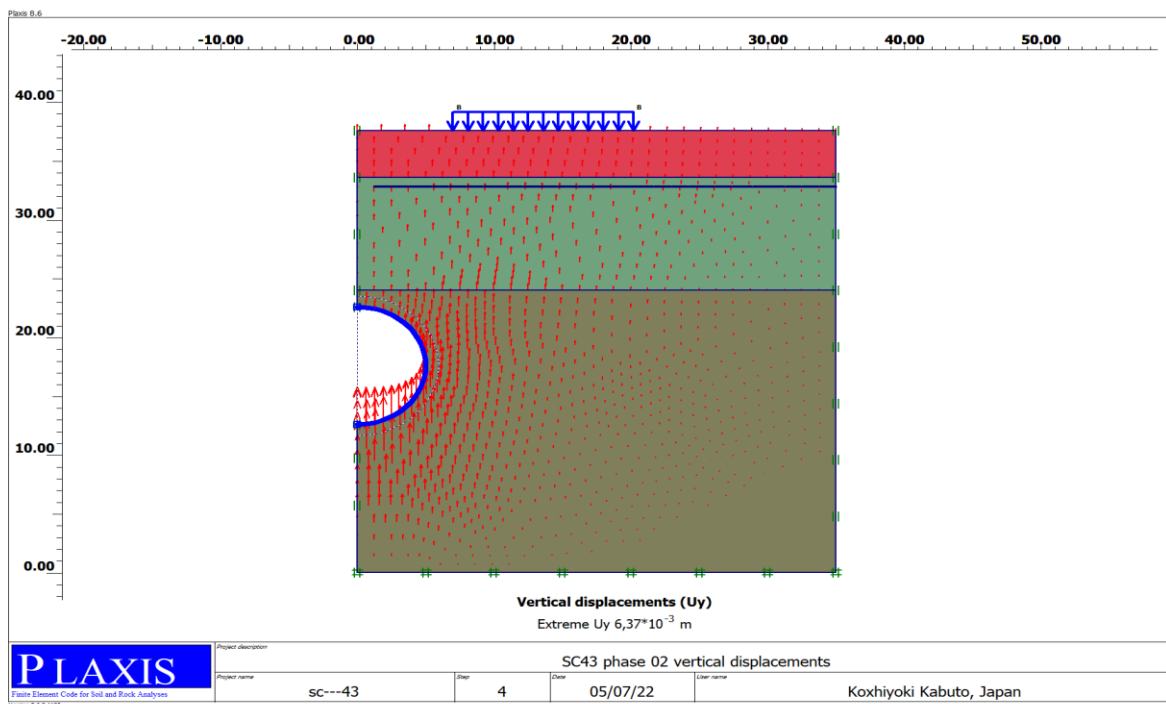


Figure 26 : SC43 phase 02 vertical displacements MCC

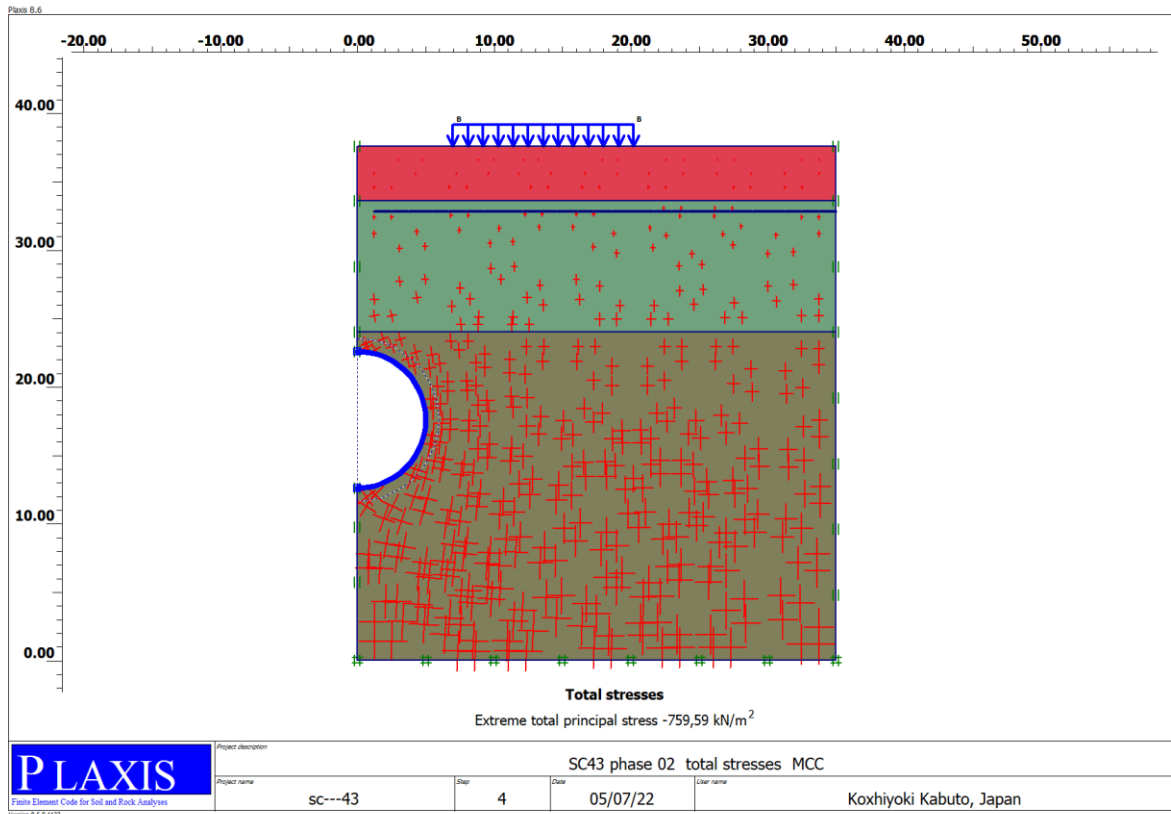


Figure 27: SC43 phase 02 total stresses MCC

- **Phase 03**

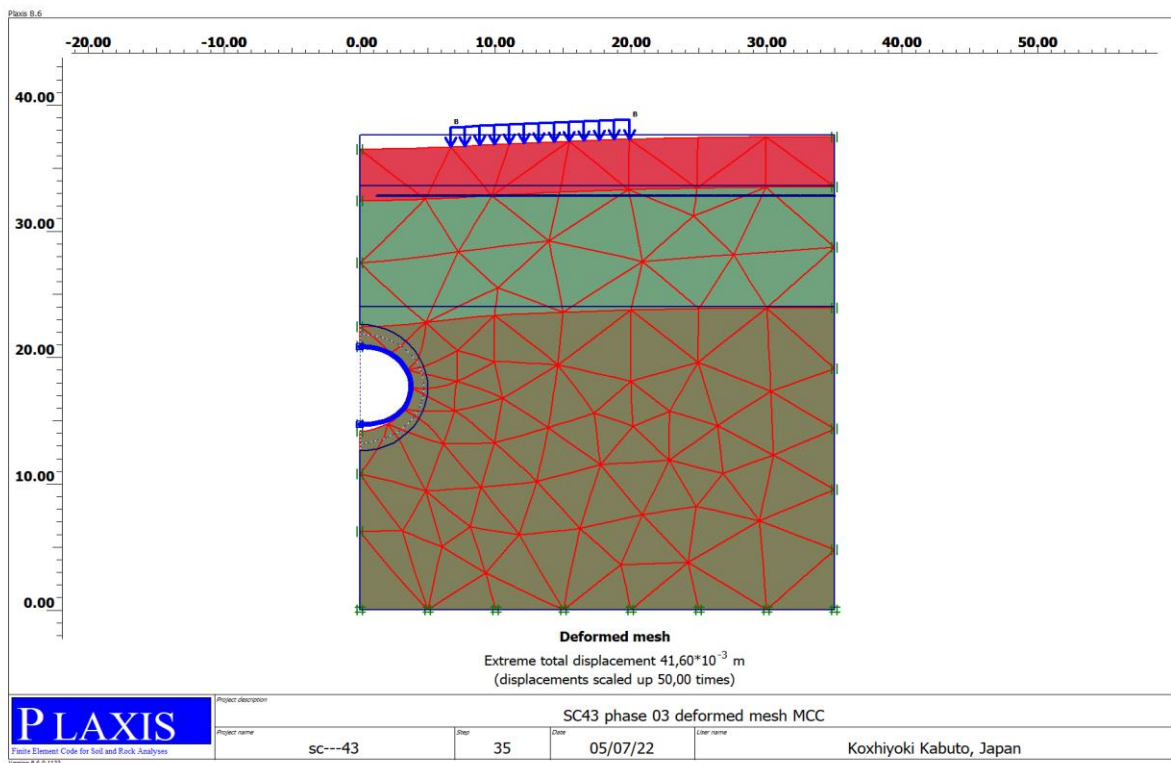


Figure 28 : SC43 phase 03 deformed mesh MCC

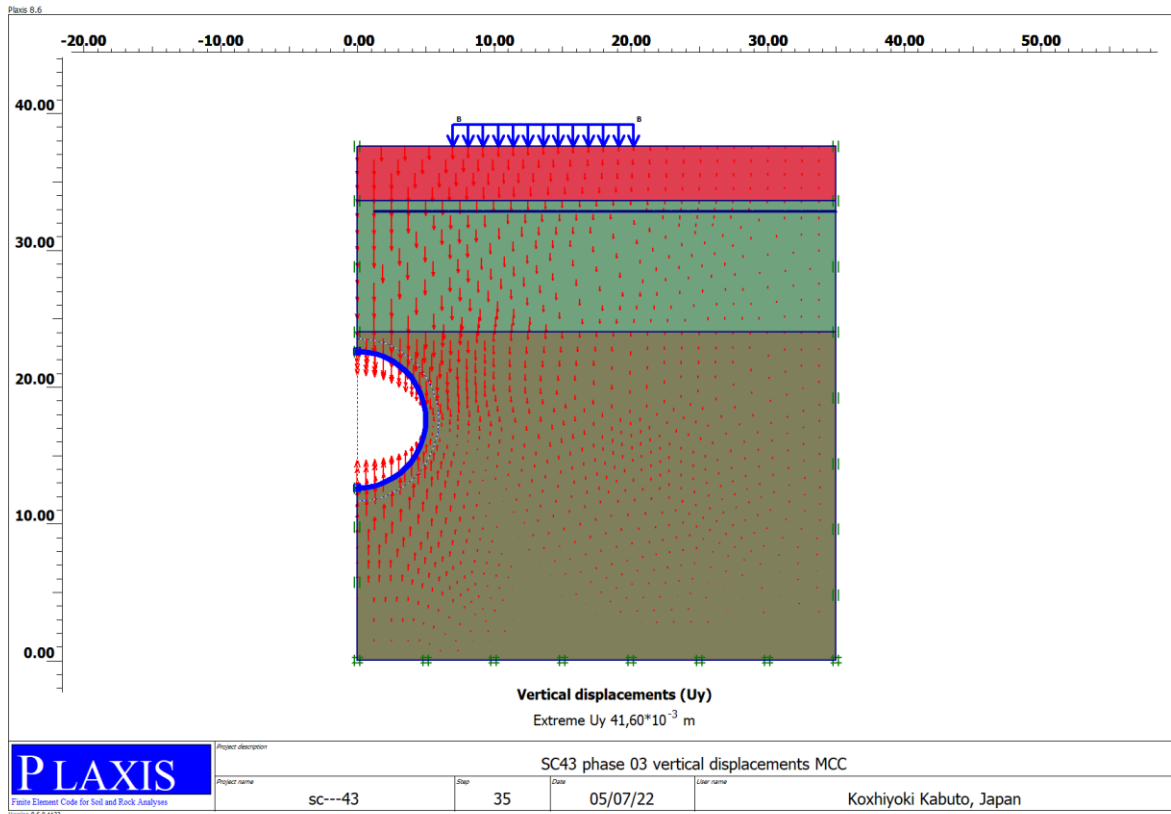


Figure 29 : SC43 phase 03 vertical displacements MCC

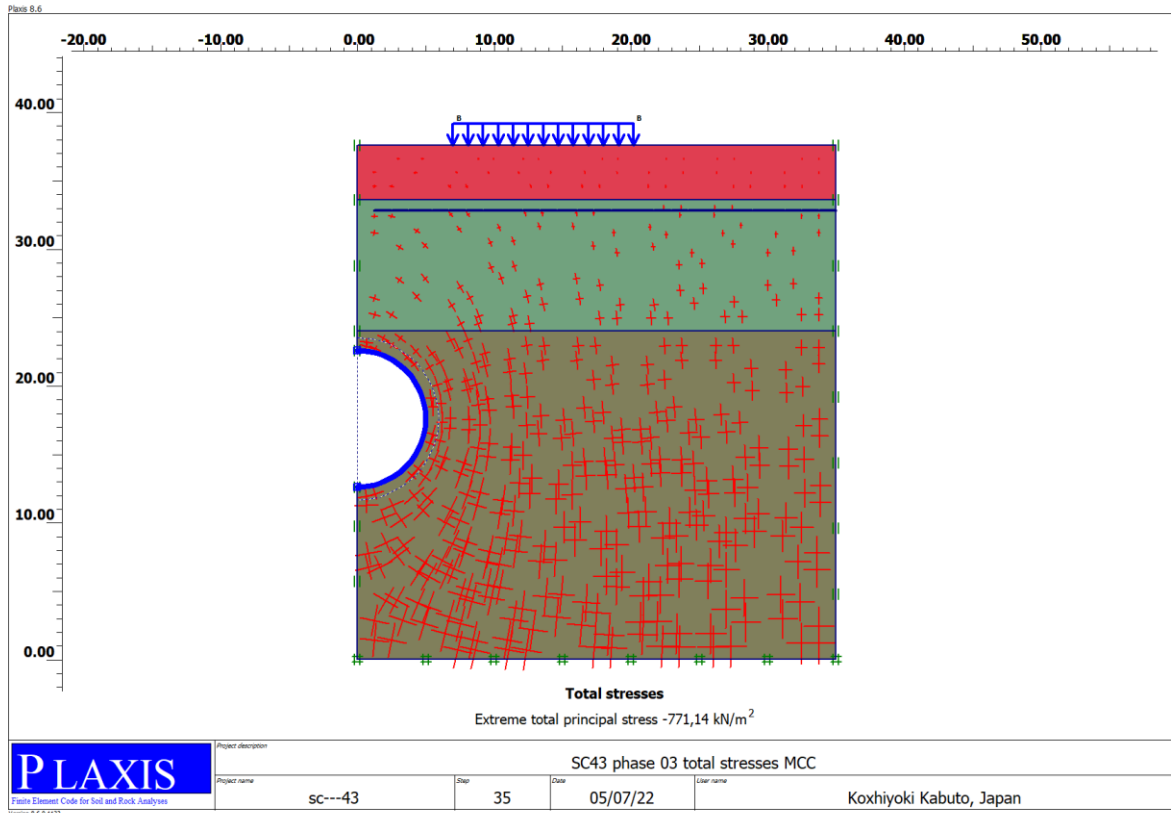


Figure 30 : SC43 phase 03 total stresses MCC

❖ SC44
 • Phase 01

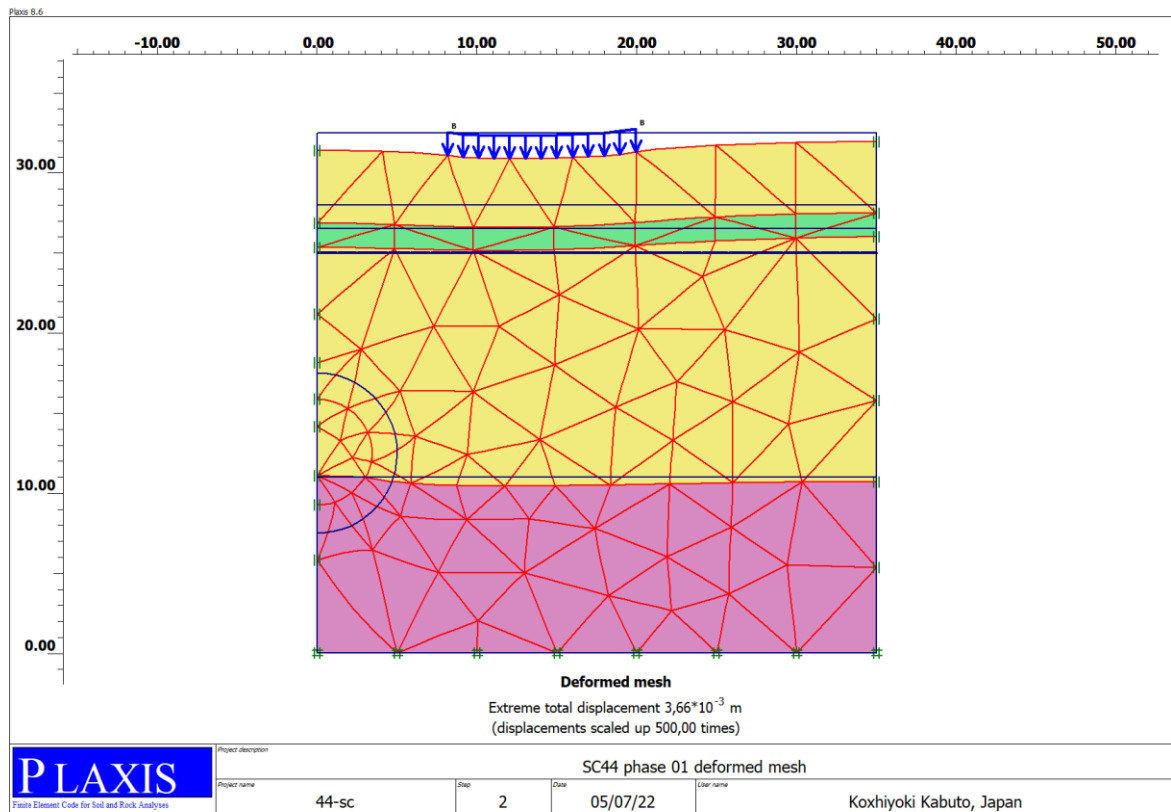


Figure 31 : SC44 phase 01 deformed mesh

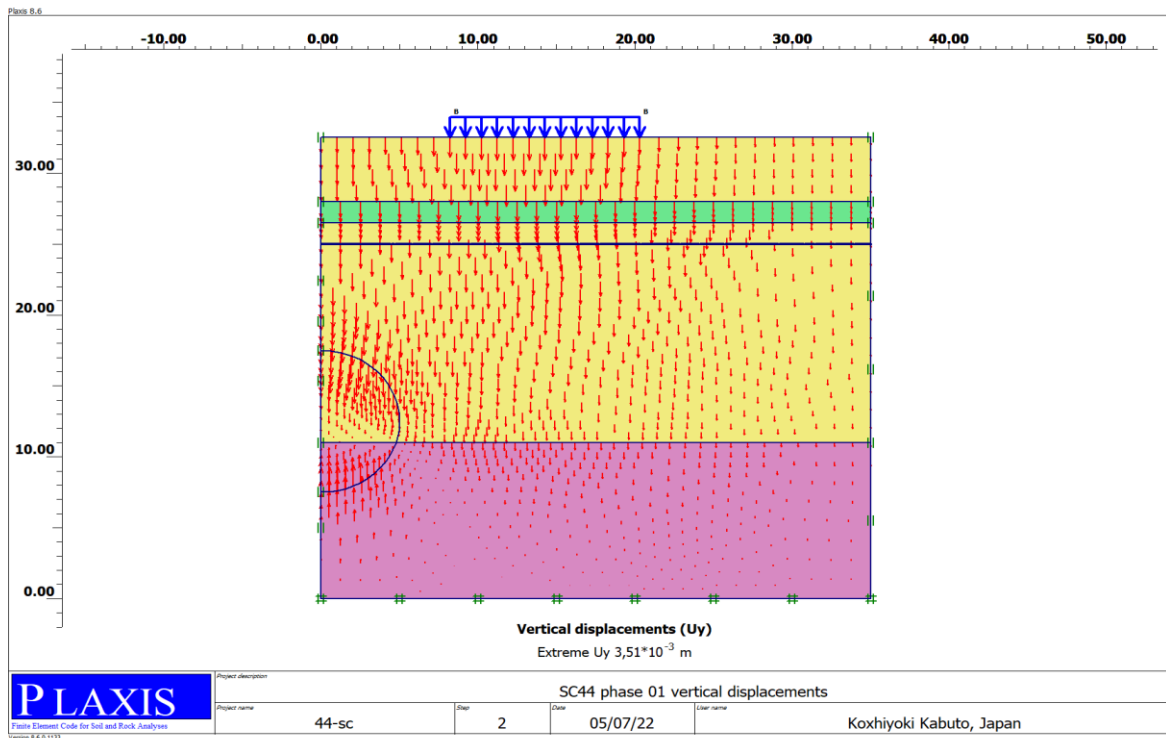


Figure 32 : SC44 phase 01 vertical displacements

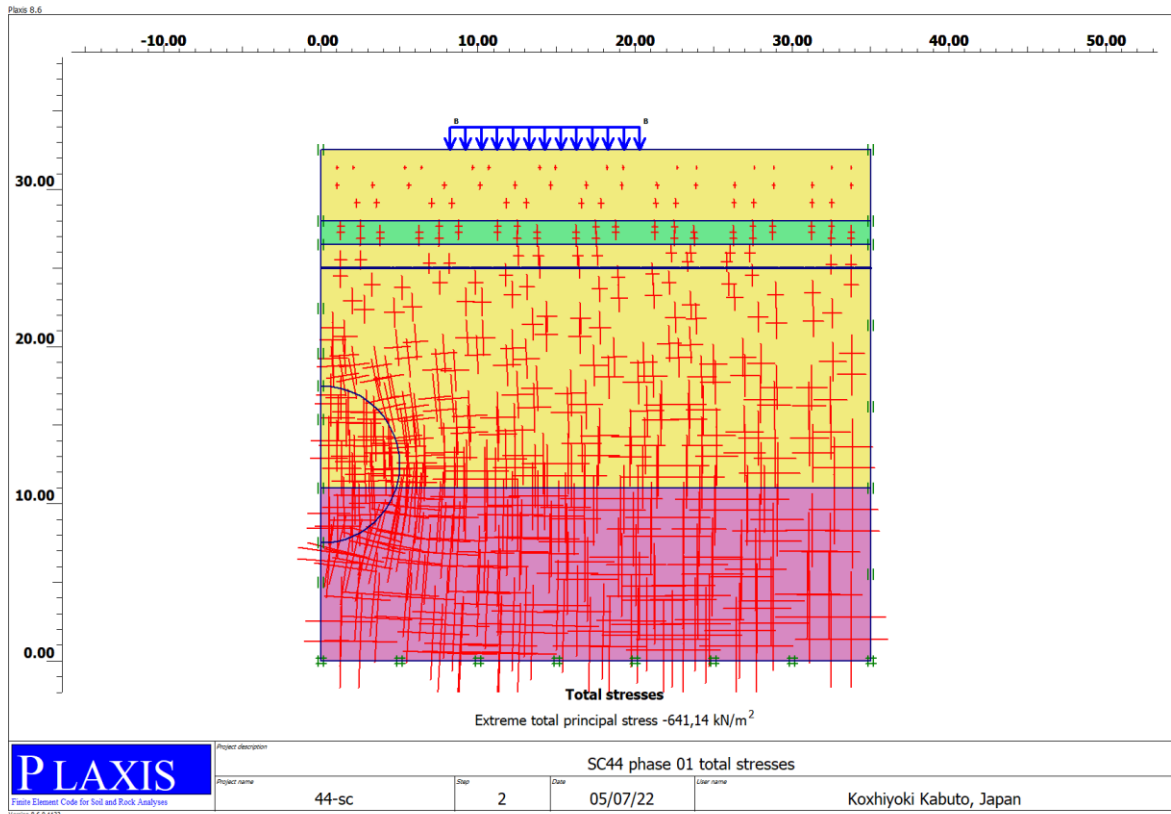


Figure 33 : SC44 phase 01 total stresses

- Phase 02

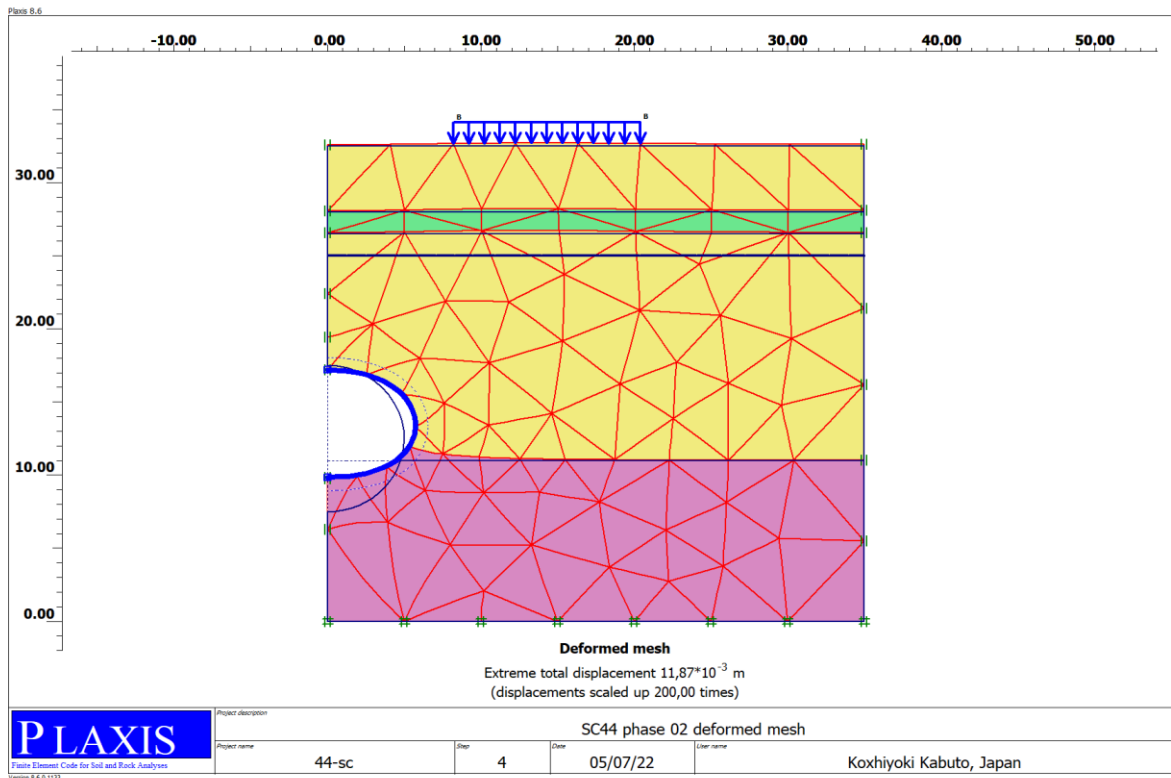


Figure 34 : SC44 phase 02 deformed mesh

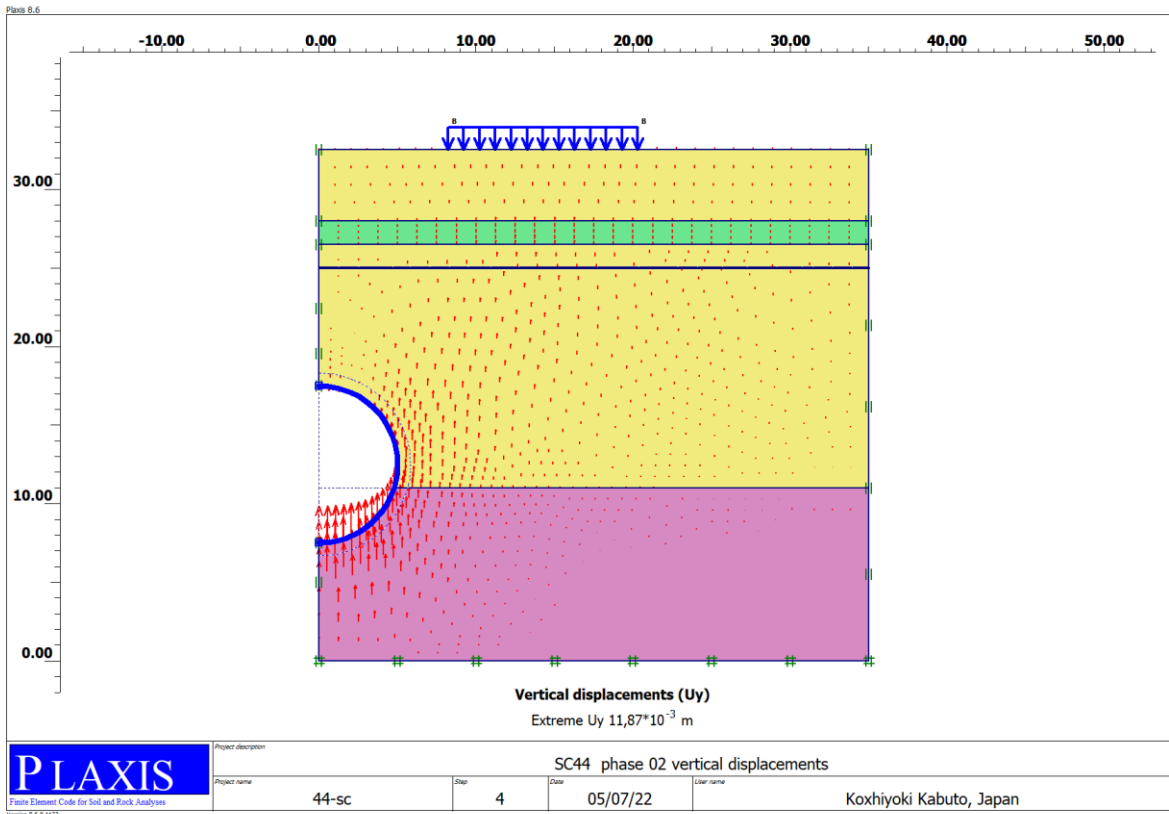


Figure 35 : SC44 phase 02 vertical displacements

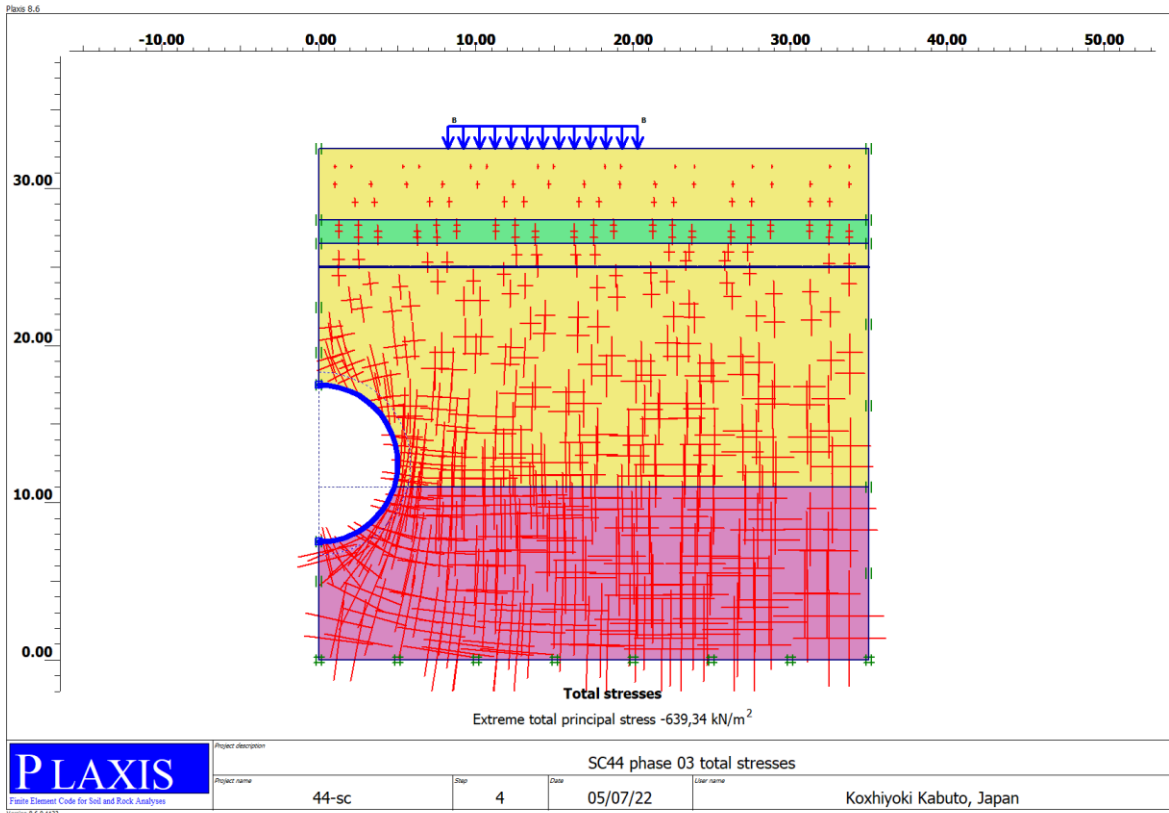


Figure 36 : SC44 phase 02 total stresses

- Phase 03

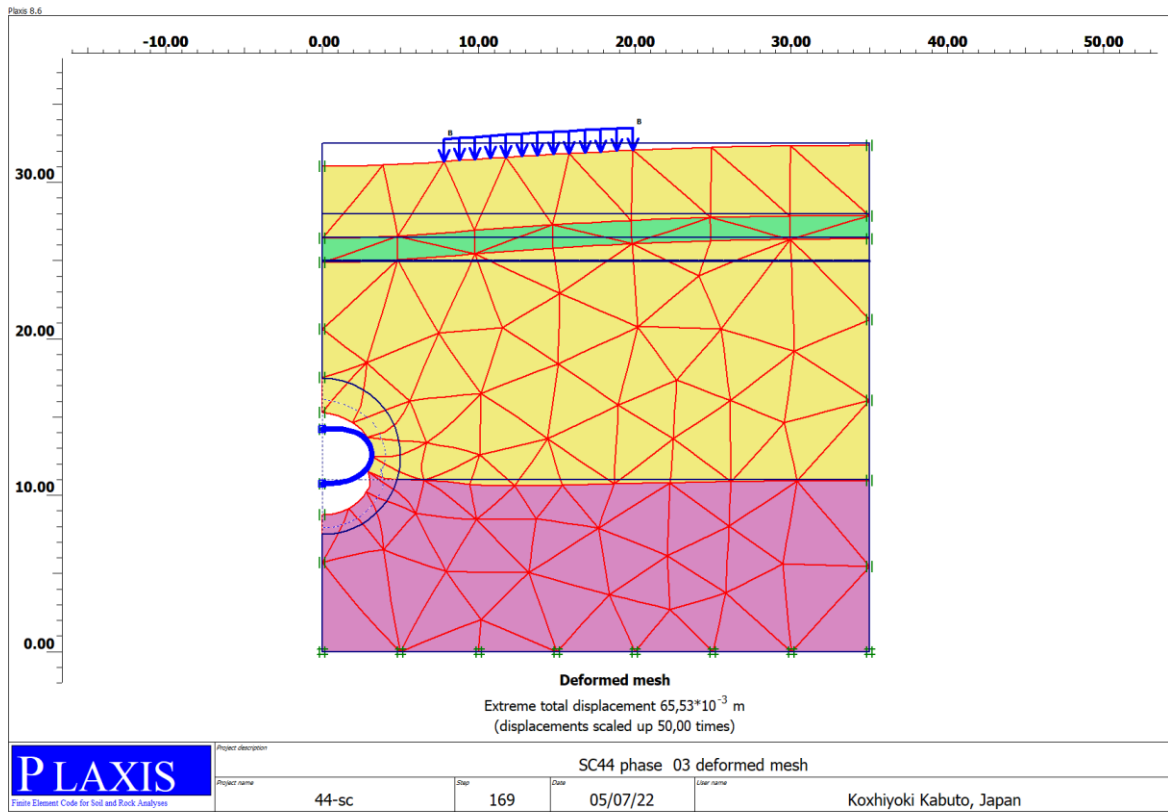


Figure 37 : SC44 phase 03 deformed mesh

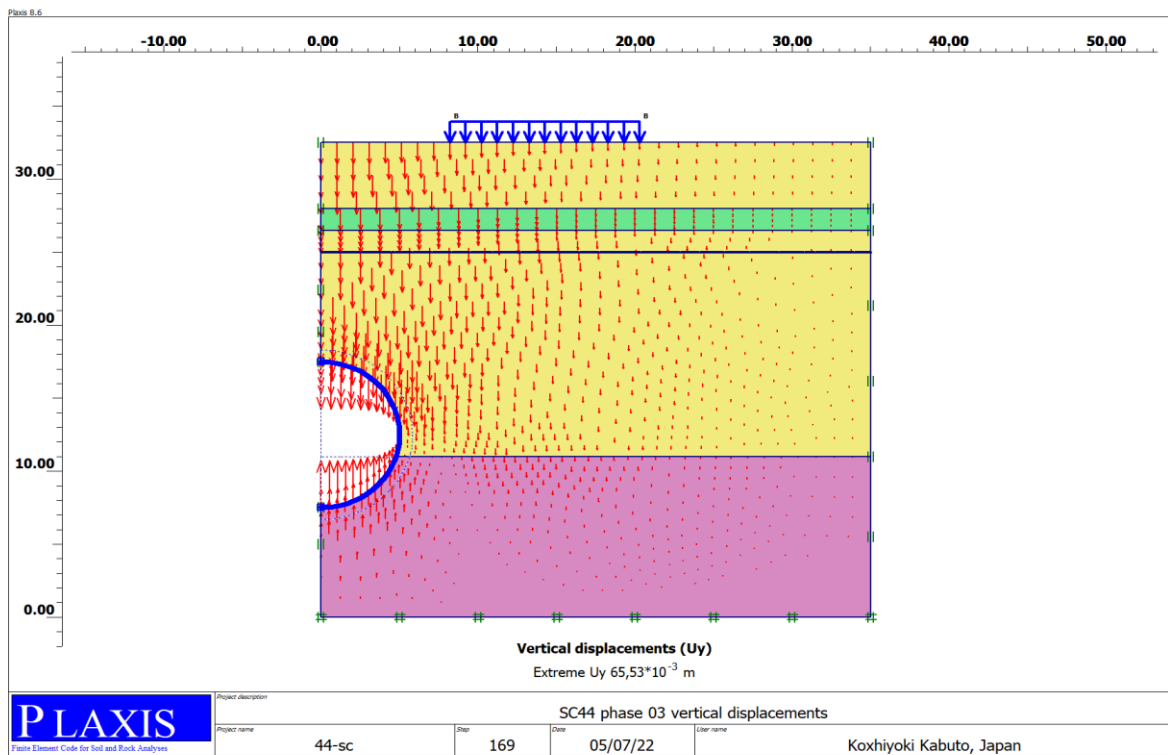


Figure 38 : SC44 phase 03 vertical displacements

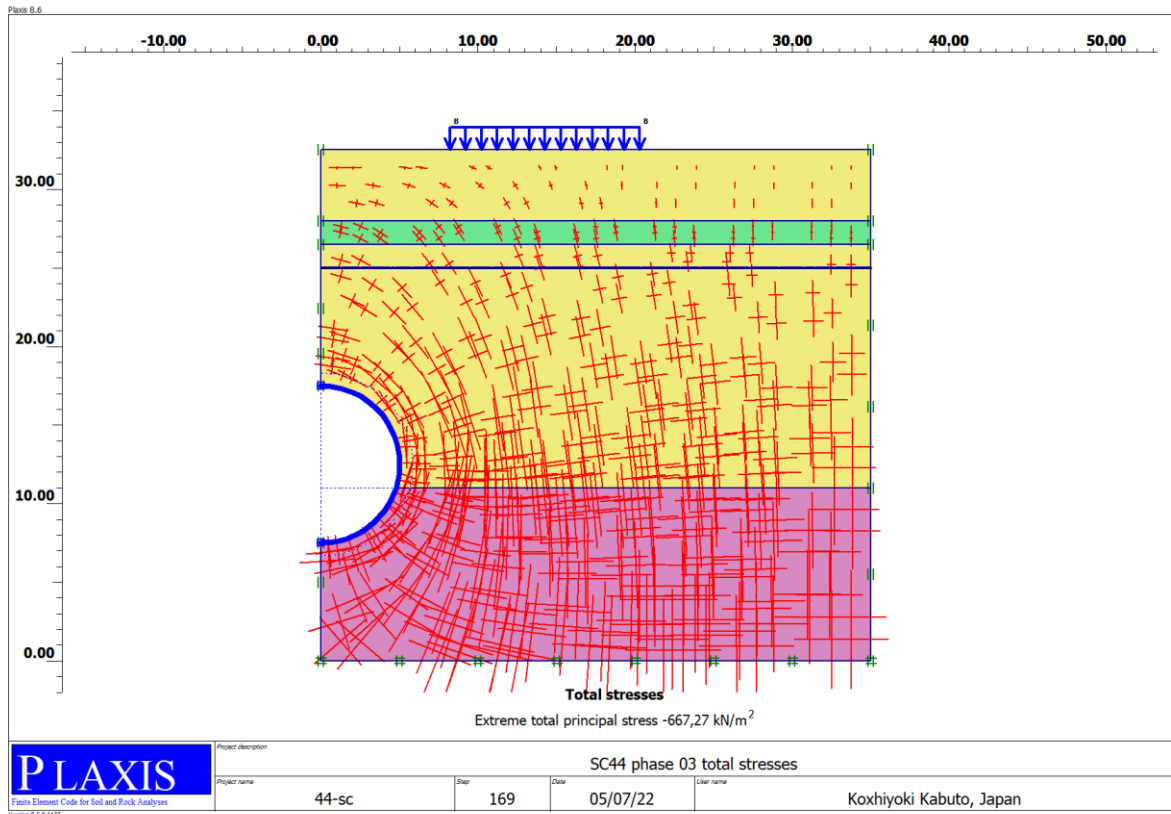


Figure 39 : SC44 phase 03 total stresses

❖ SC 44 avec l'application de la MCC

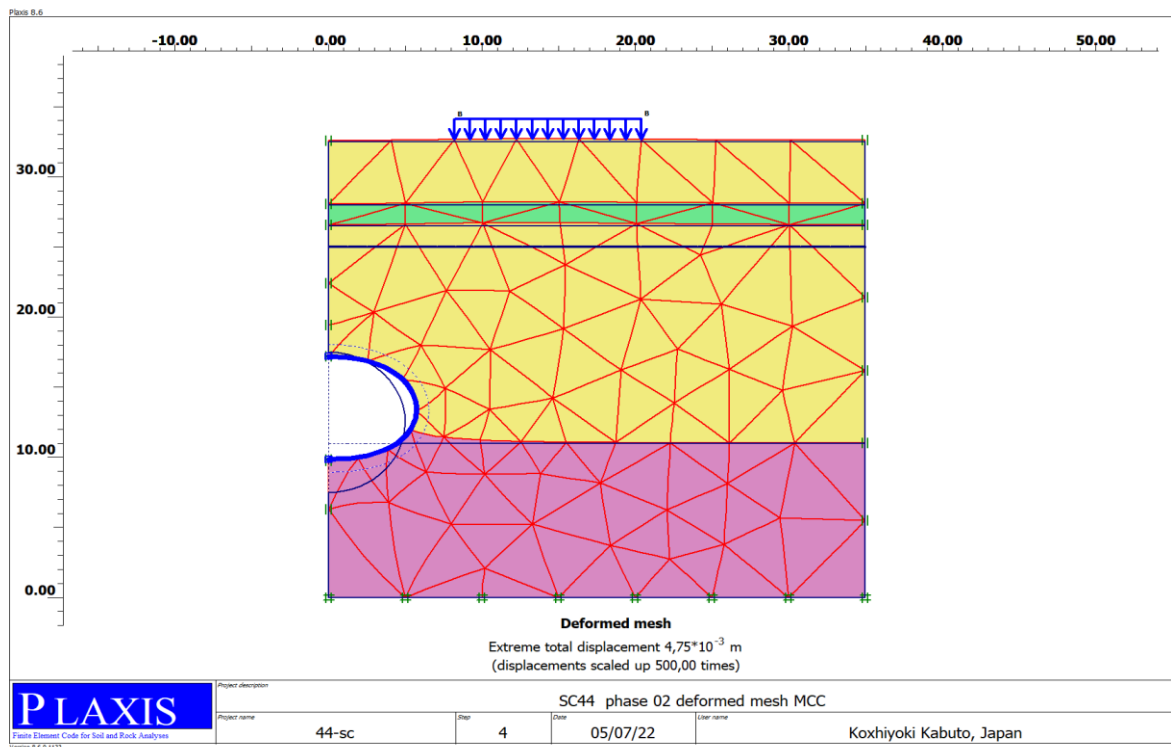


Figure 40 : SC44 phase 02 deformed mesh MCC

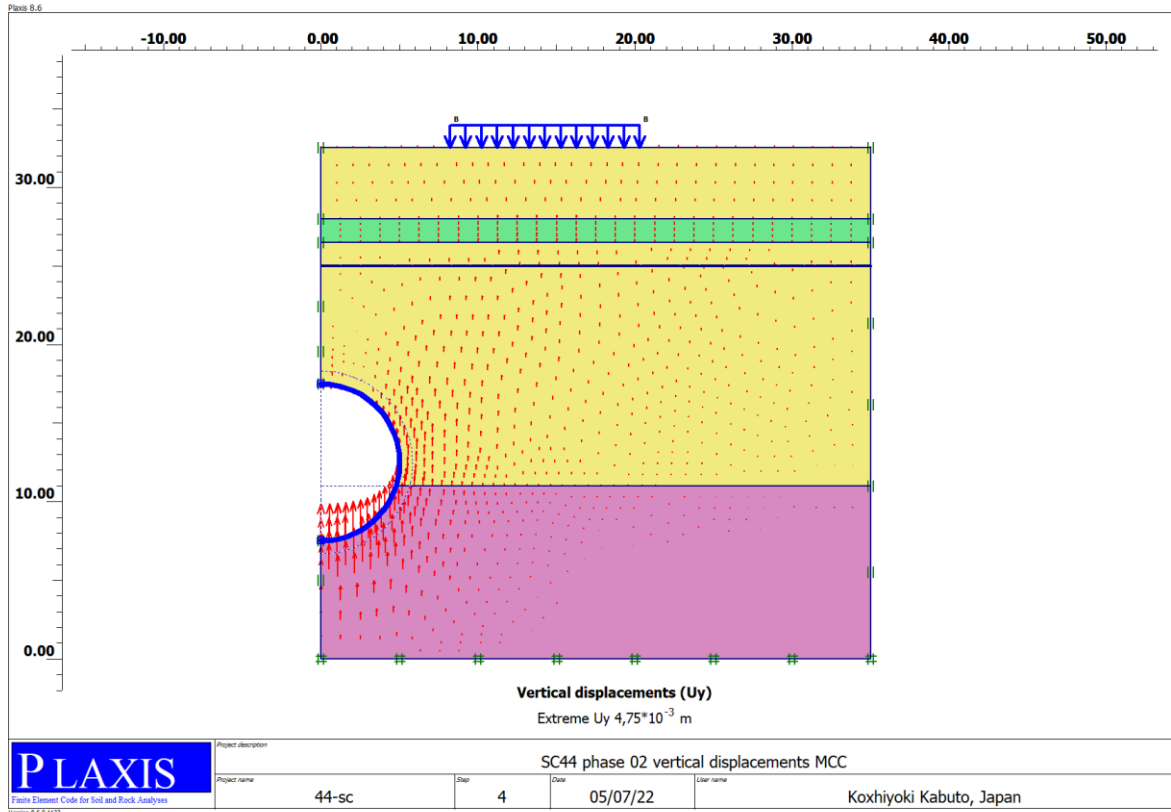


Figure 41 : SC44 phase 02 vertical displacements MCC

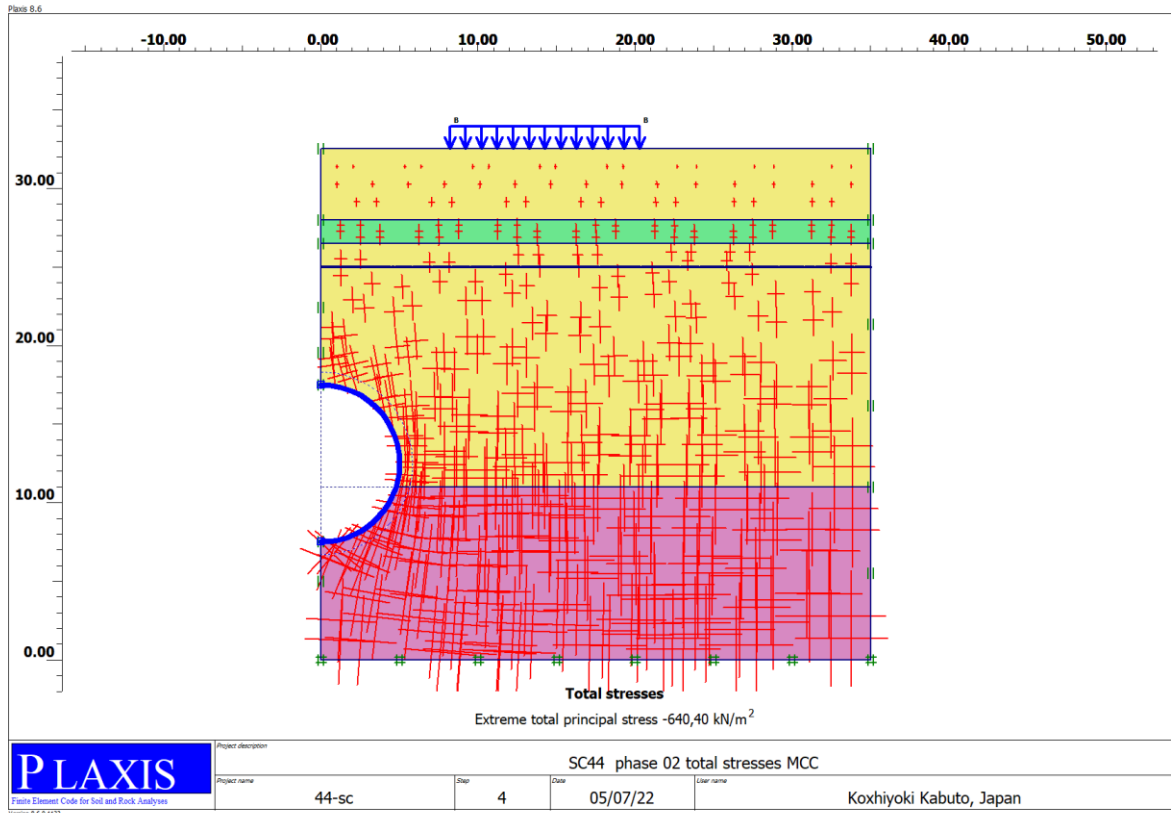


Figure 42 : SC44 phase 02 total stresses MCC

- Phase 03

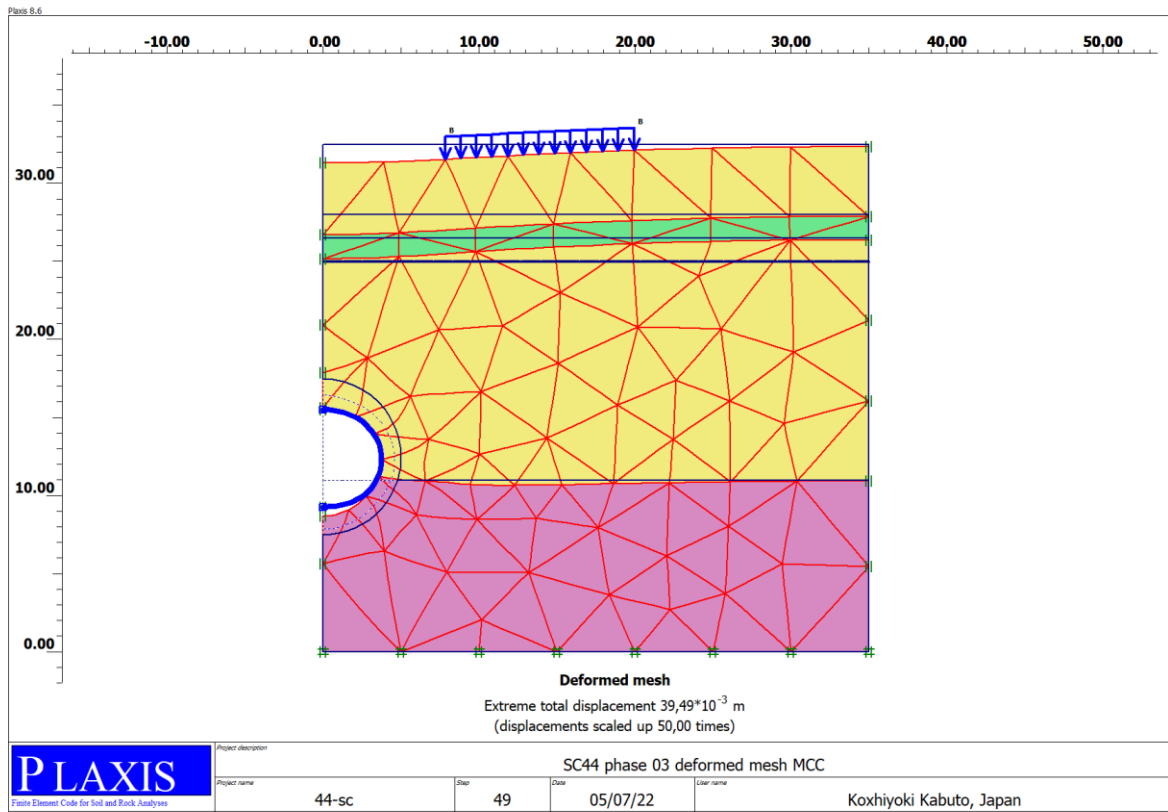


Figure 43 : SC44 phase 03 deformed mesh MCC

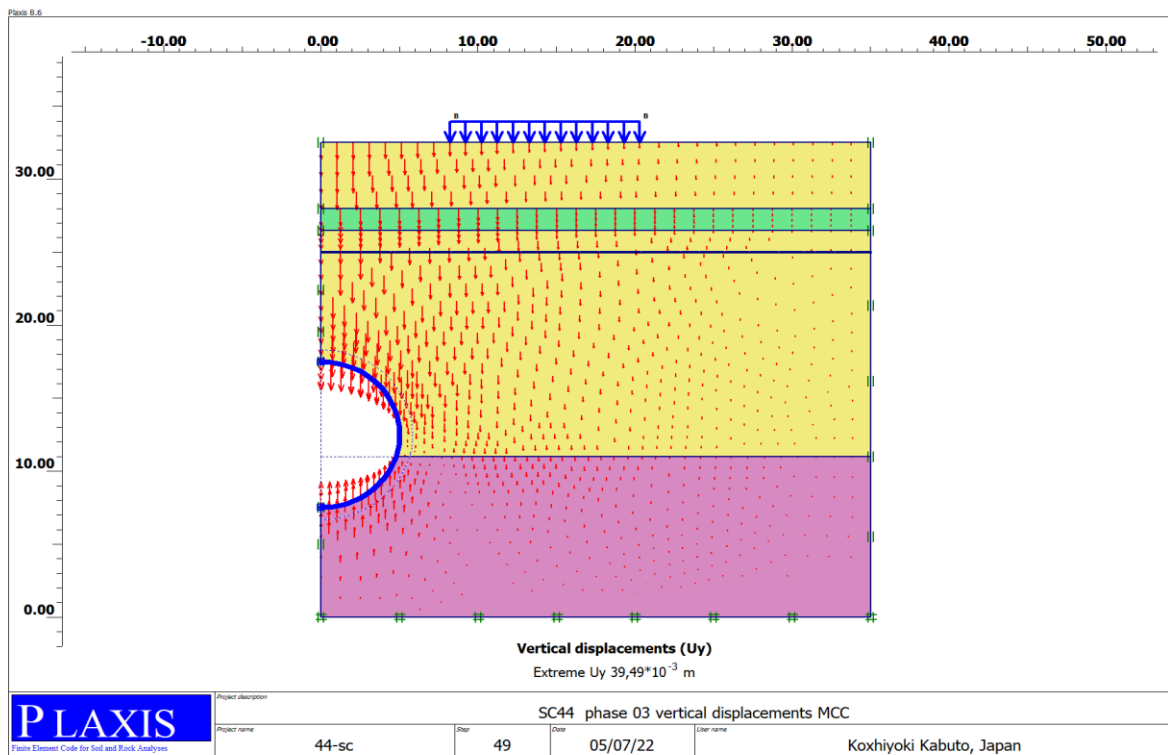


Figure 44 : SC44 phase 03 vertical displacements MCC

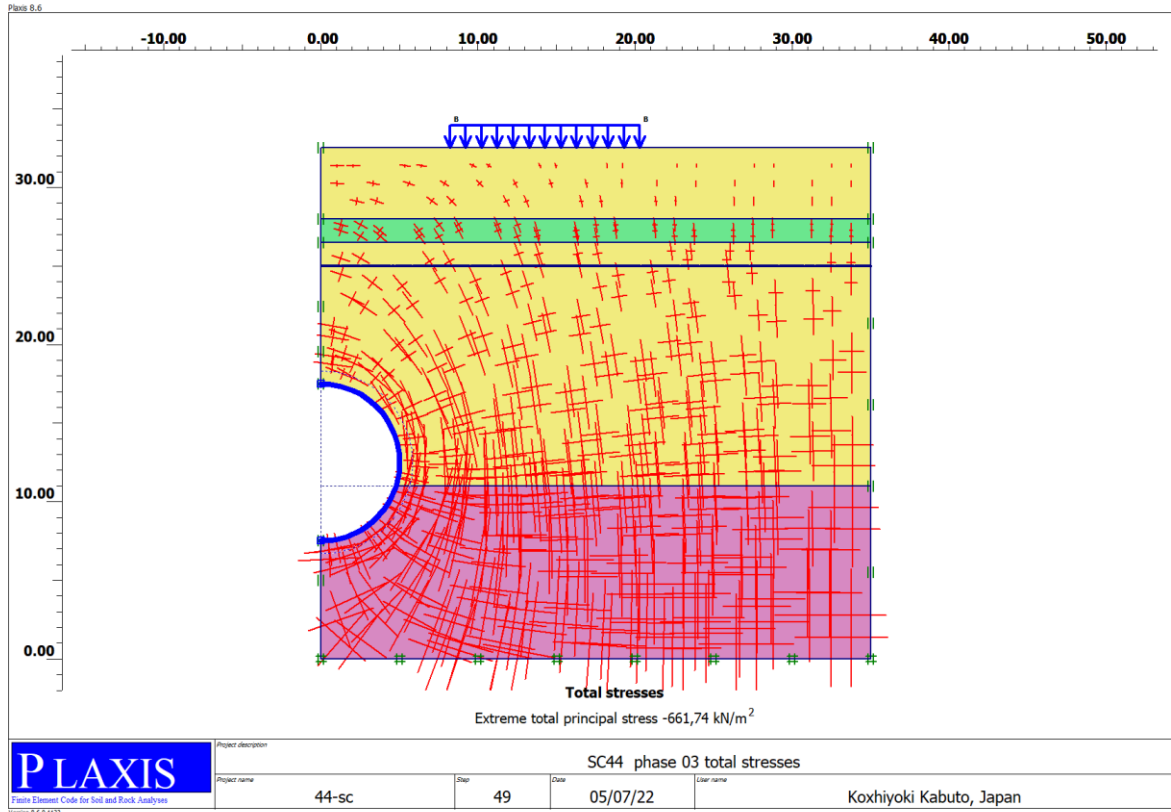


Figure 45 : SC44 phase 03 total stresses MCC

- ❖ SC46
- Phase 01

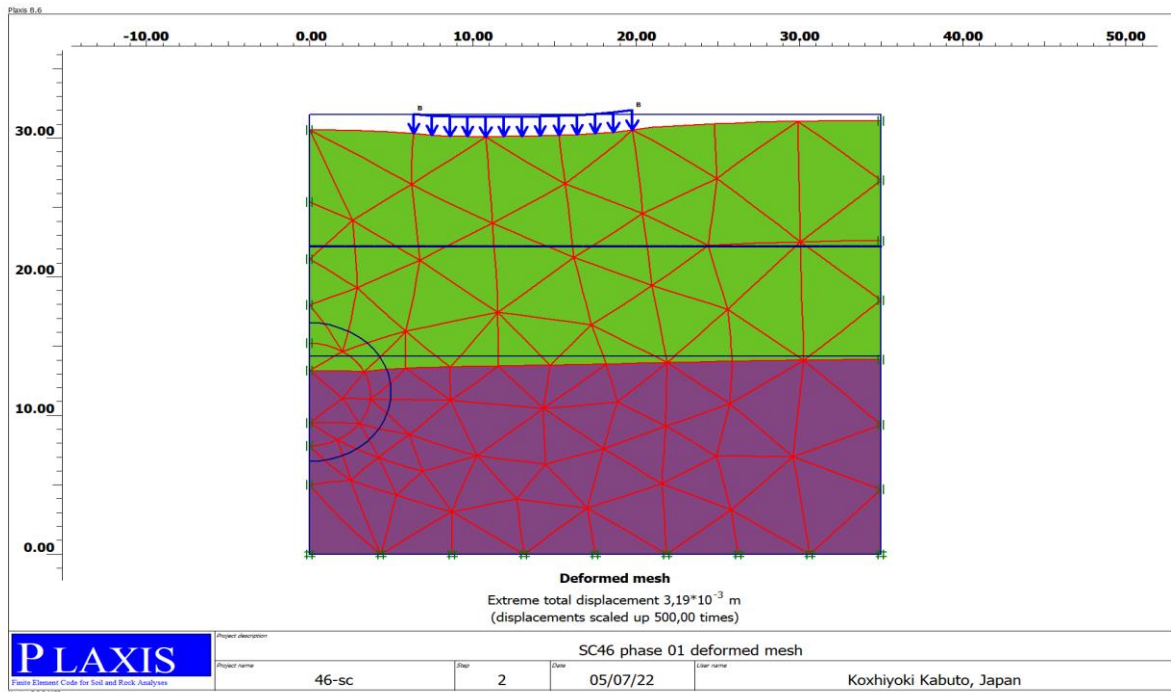


Figure 46 : phase 01 deformed mesh

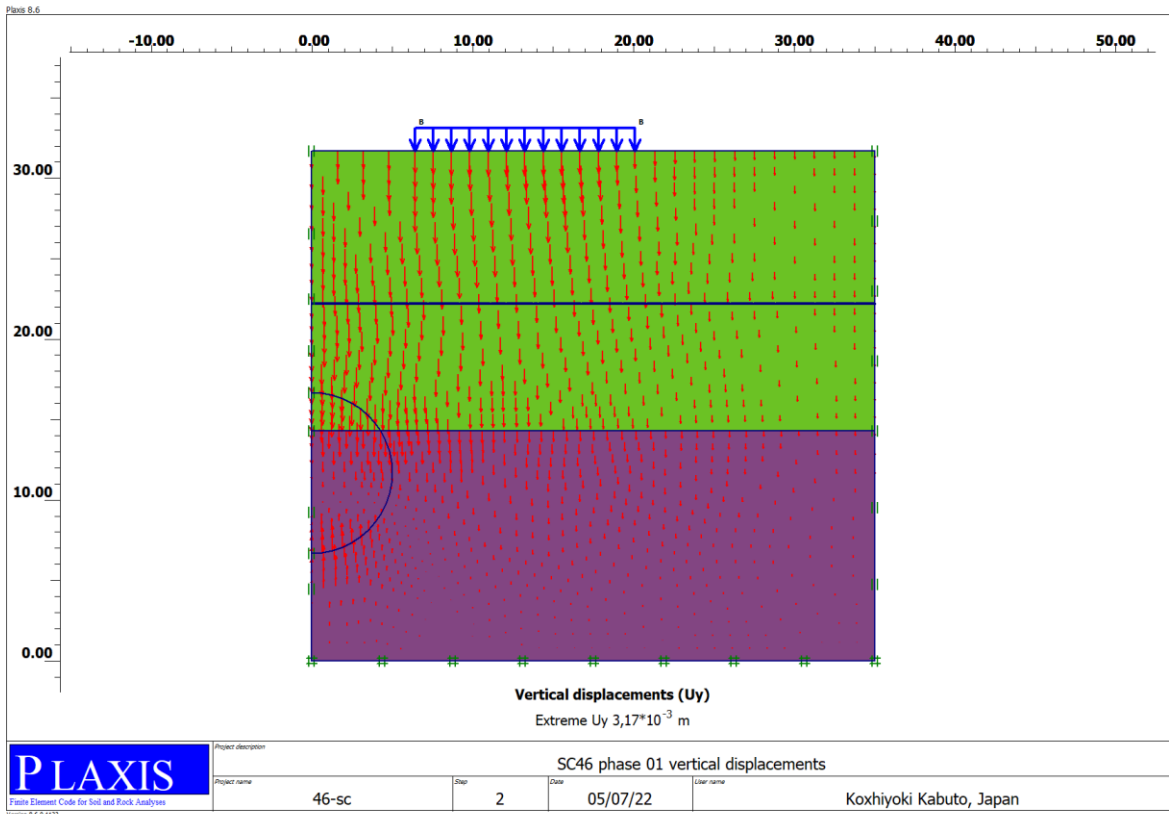


Figure 47 : SC46 phase 01 vertical displacements

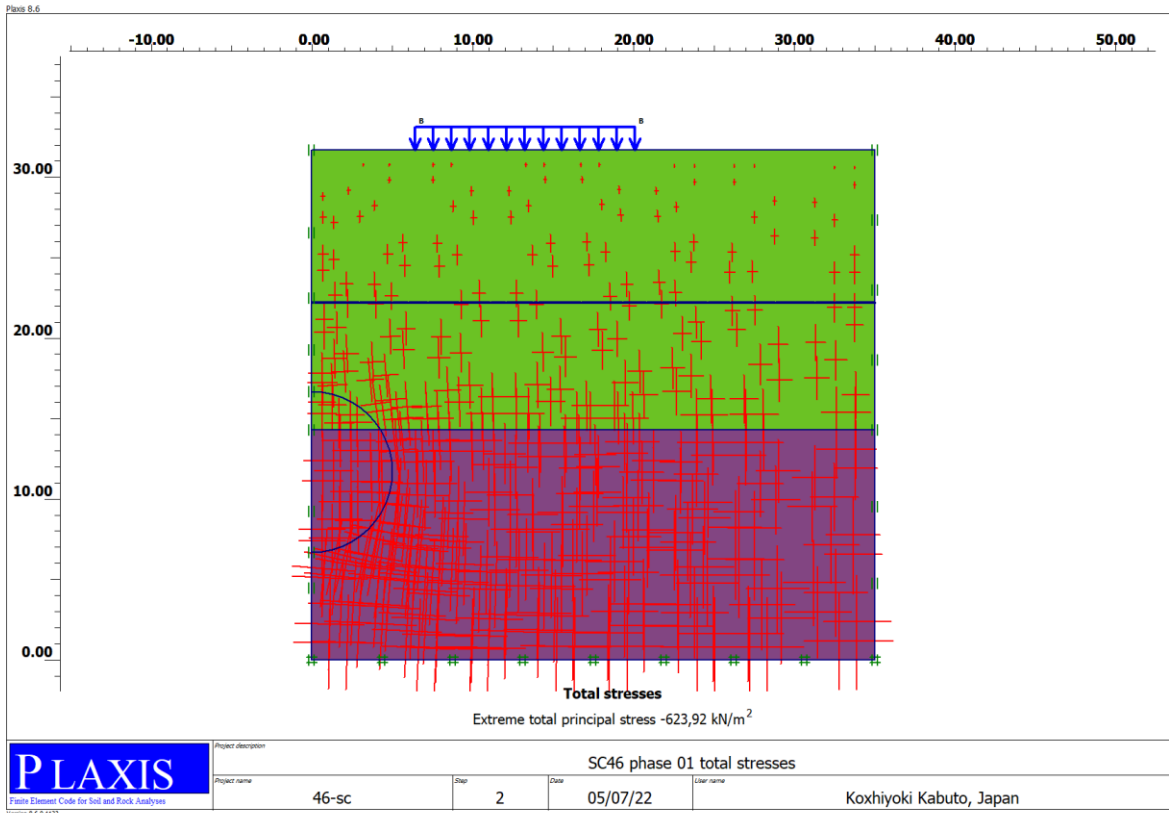


Figure 48 : SC46 phase 01 total stresses

- Phase 02

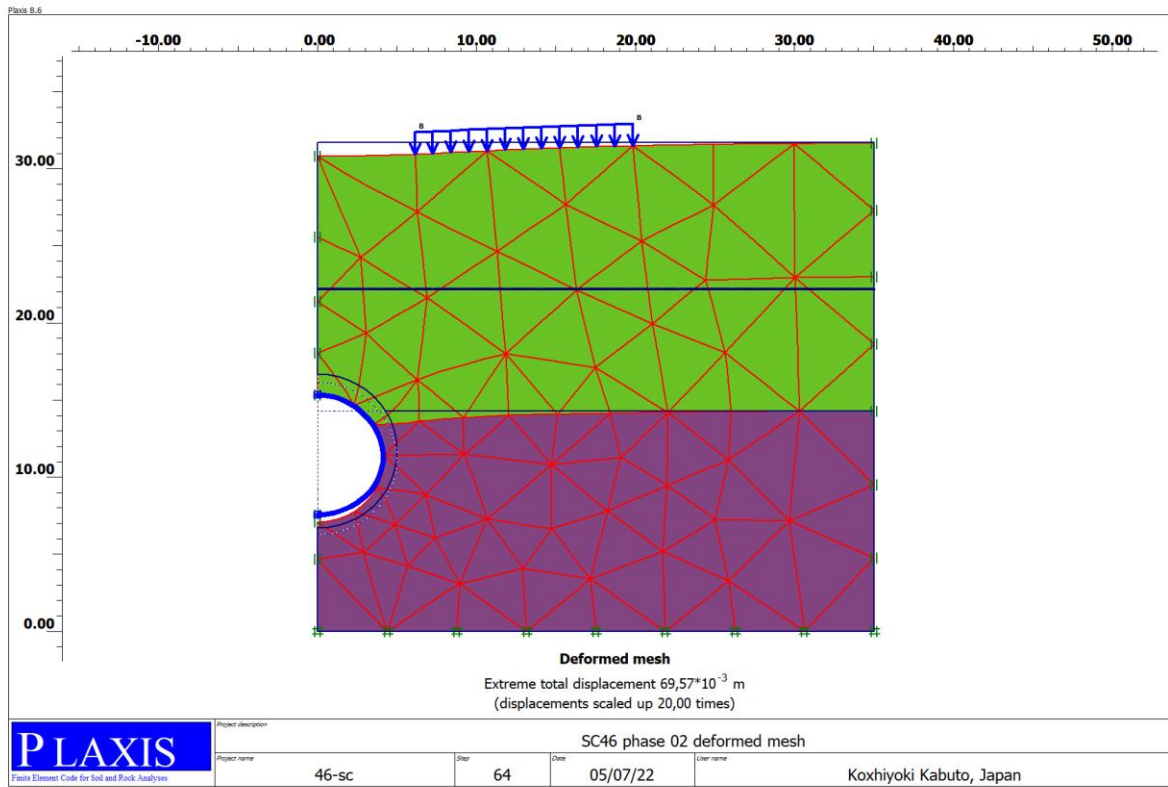


Figure 49 : SC46 phase 02 deformed mesh

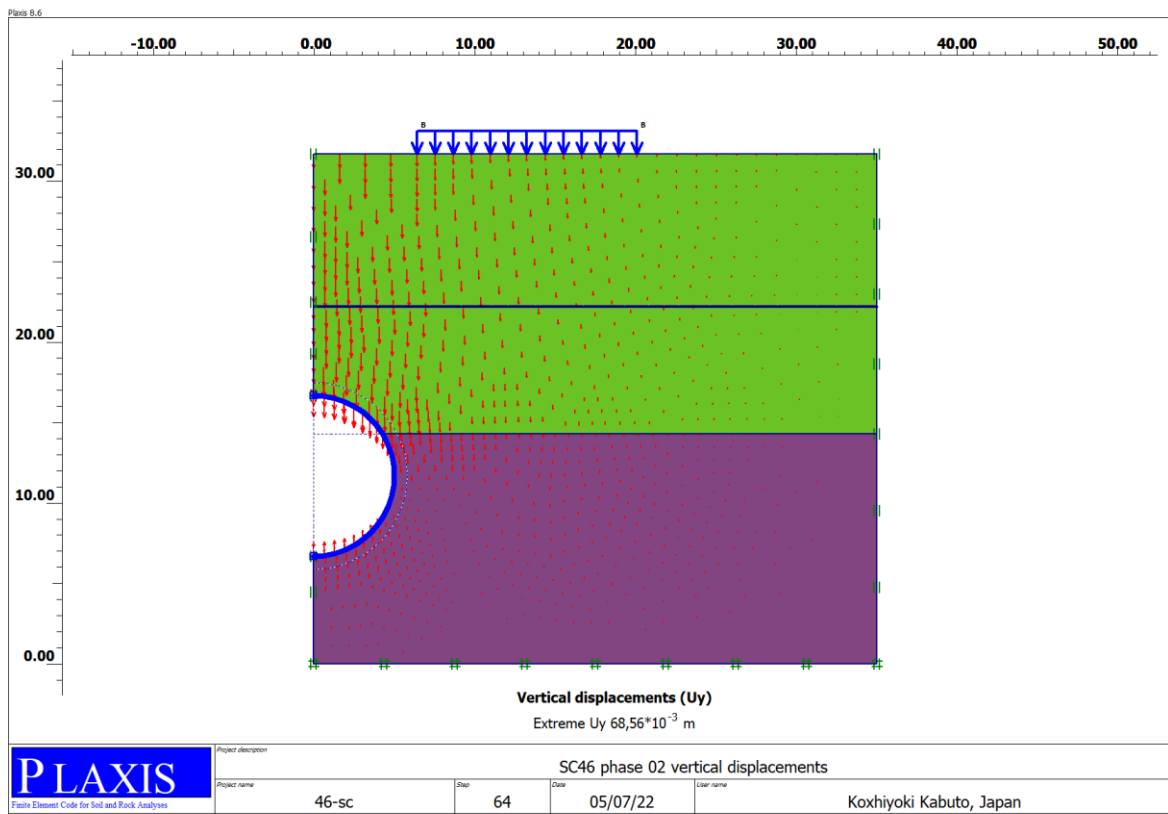


Figure 50 : SC46 phase 02 vertical displacements

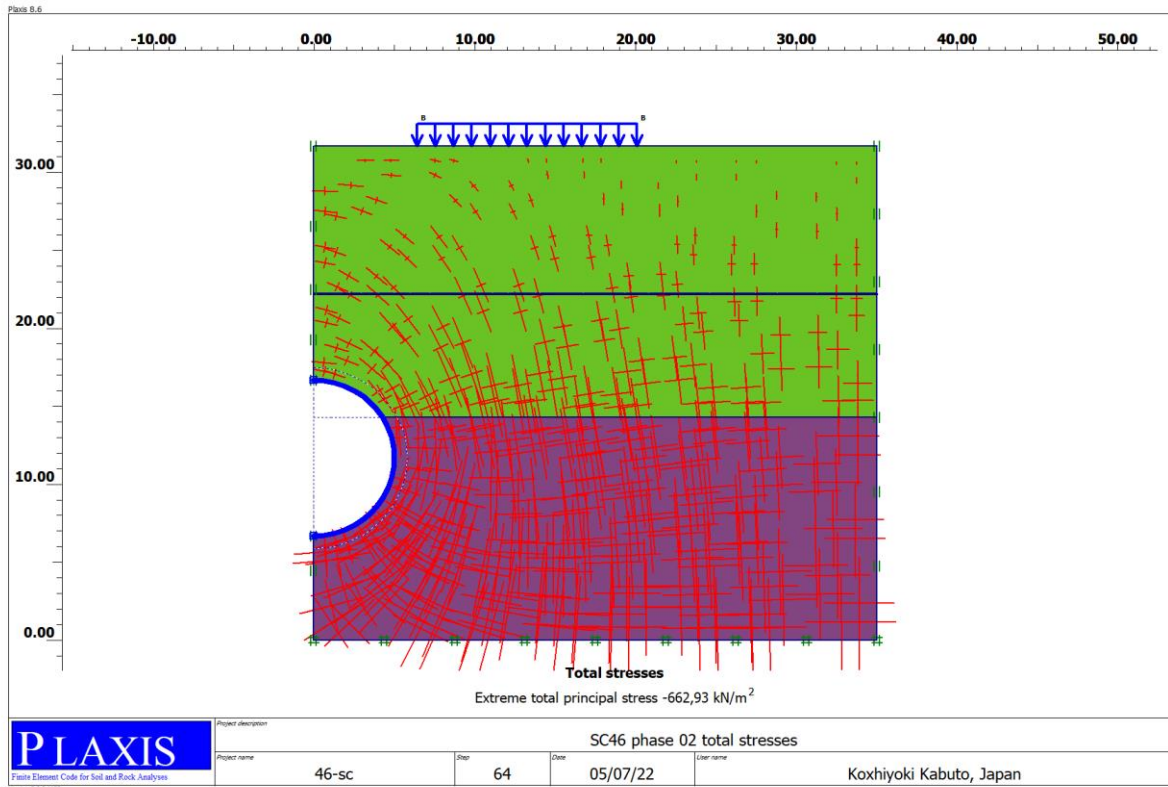


Figure 51 : SC46 phase 02 total stresses

- Phase 03

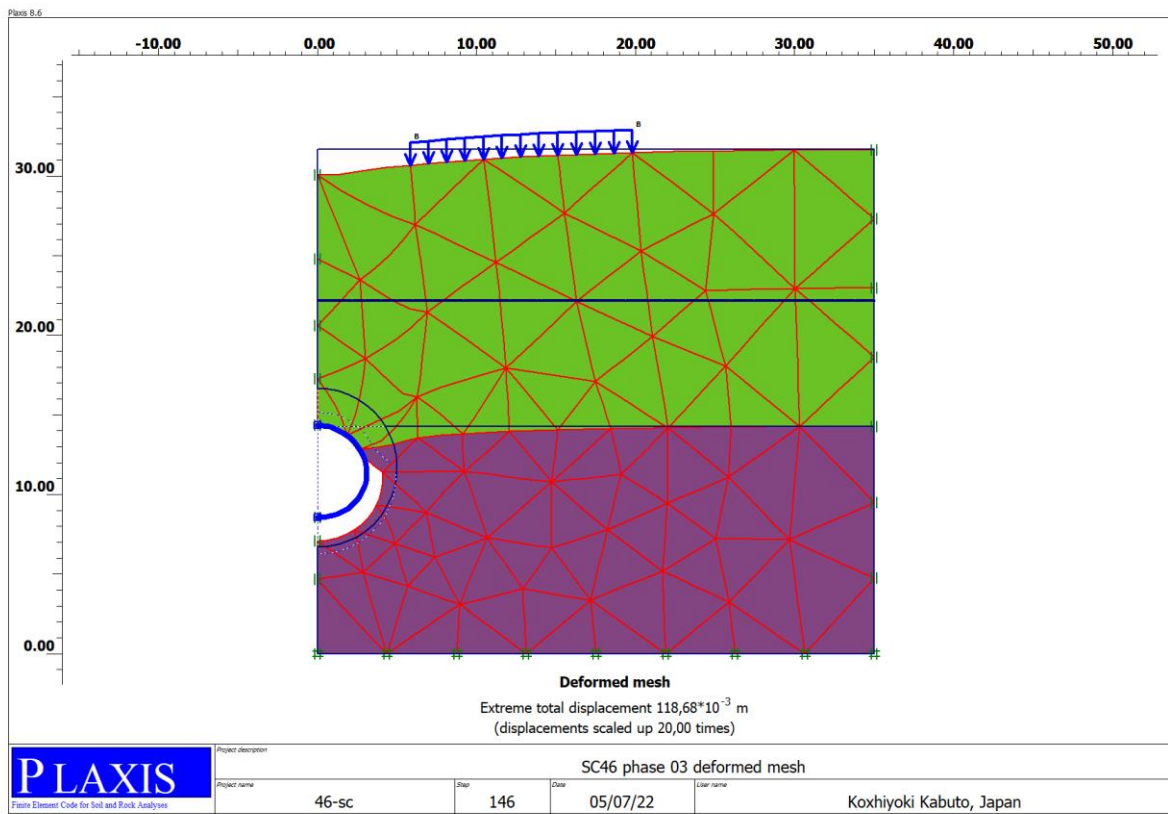


Figure 52 : SC46 phase 03 deformed mesh

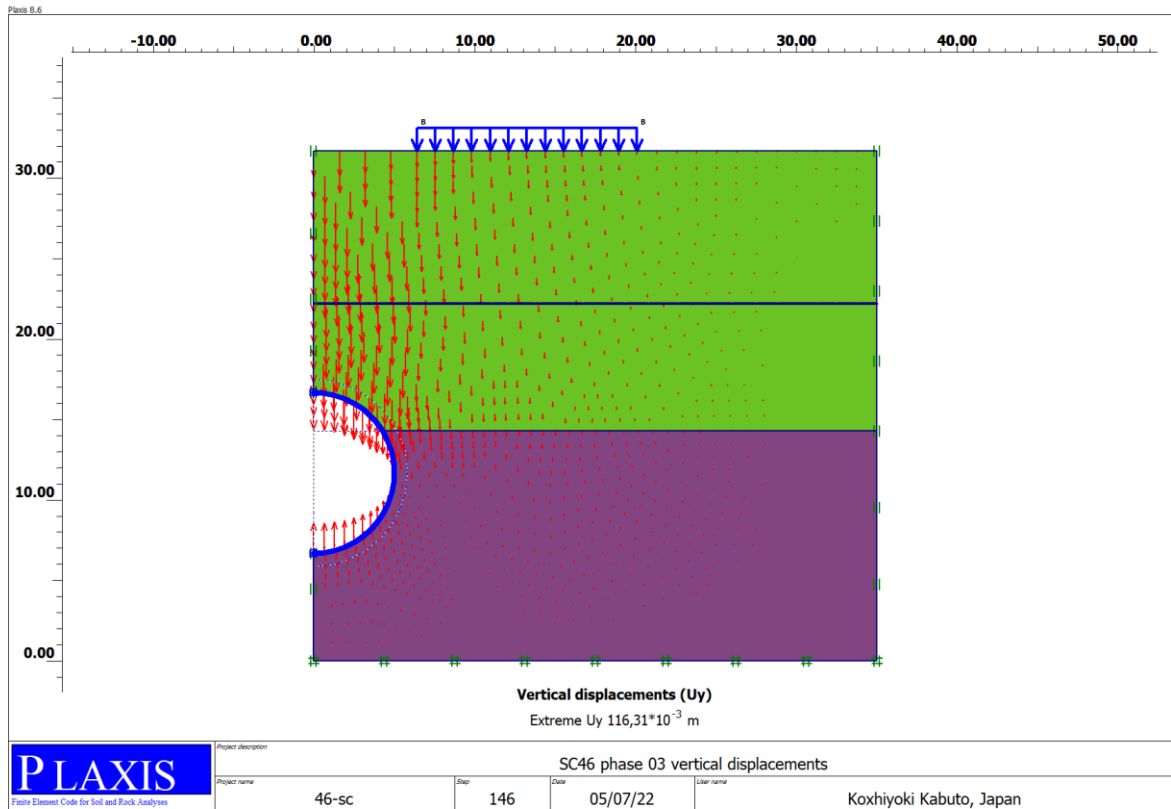


Figure 53 : SC46 phase 03 vertical displacements

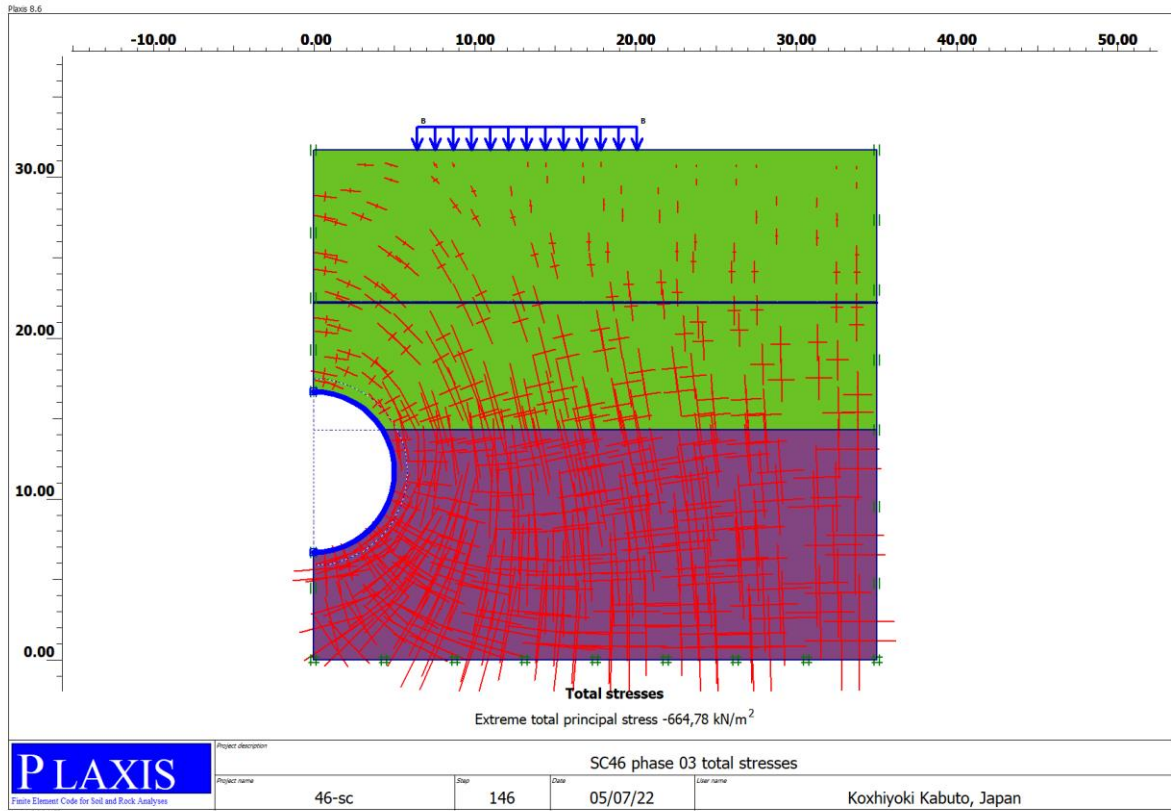


Figure 54 : SC46 phase 03 total stresses

❖ SC46 avec l'application de la MCC

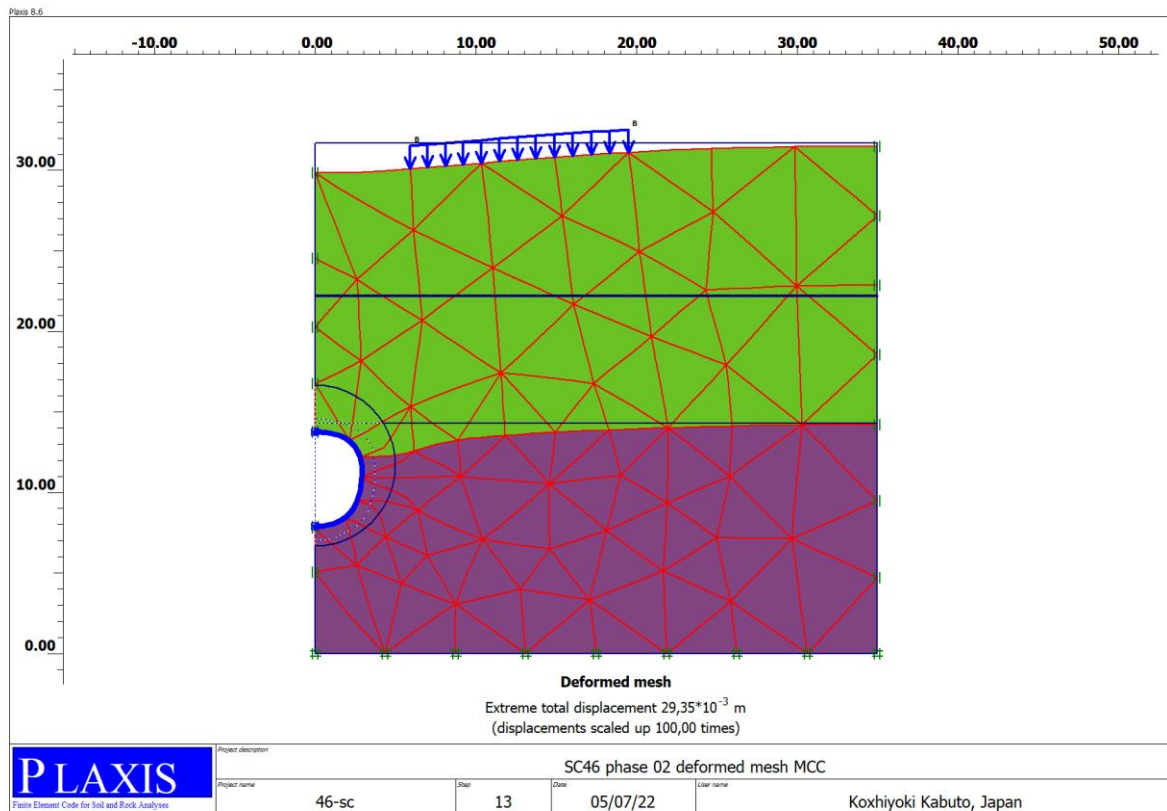


Figure 55 : SC46 phase 02 deformed mesh MCC

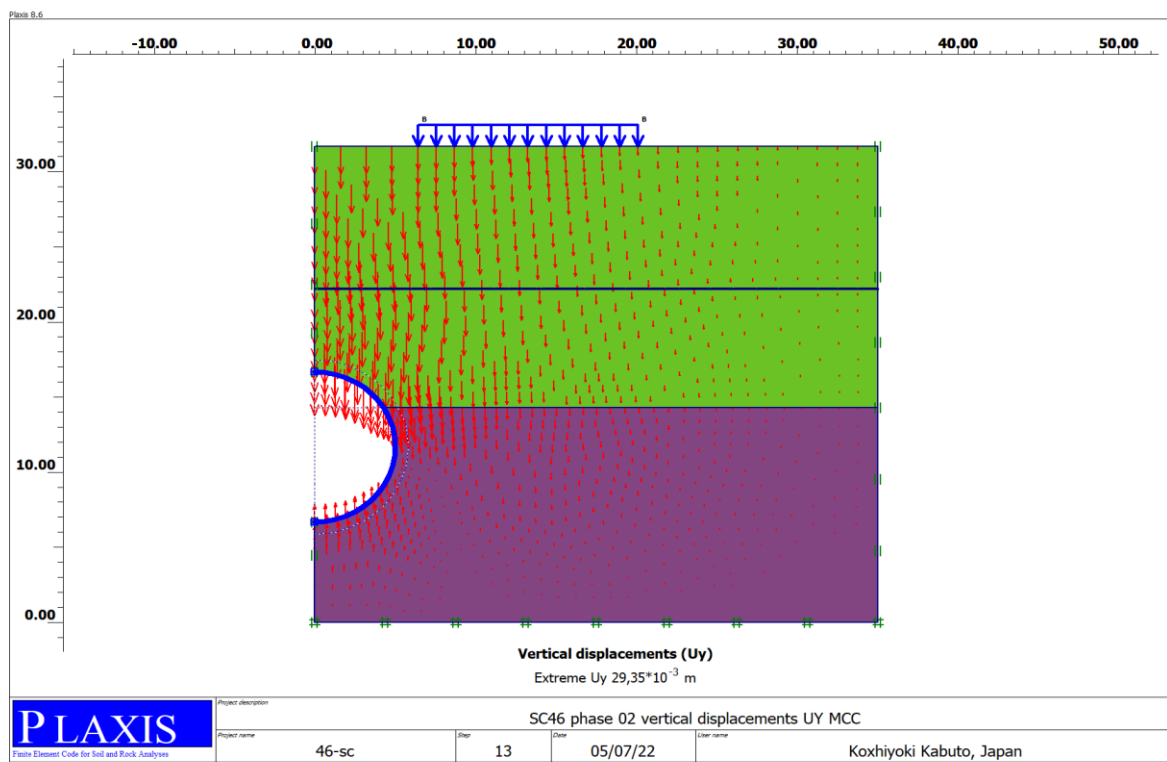


Figure 56 : SC46 phase 02 vertical displacements MCC

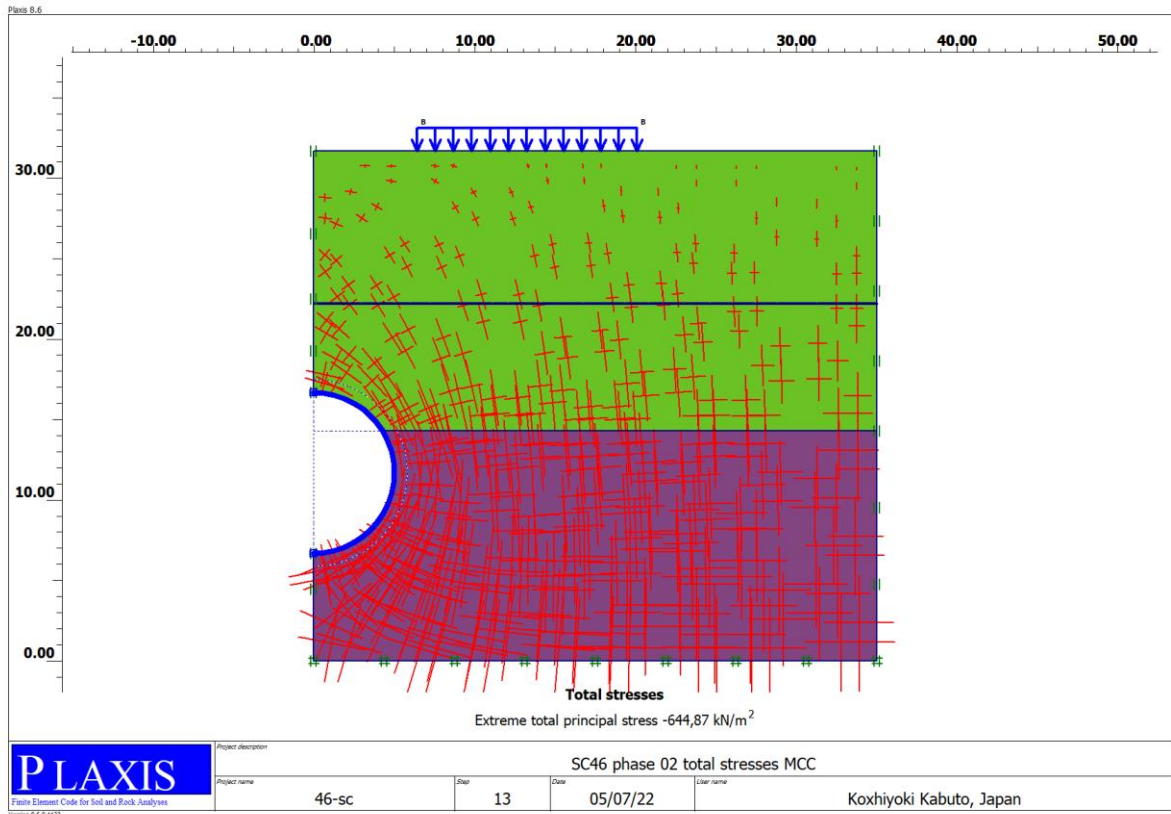


Figure 57 : SC46 phase 02 total stresses MCC

- Phase 03

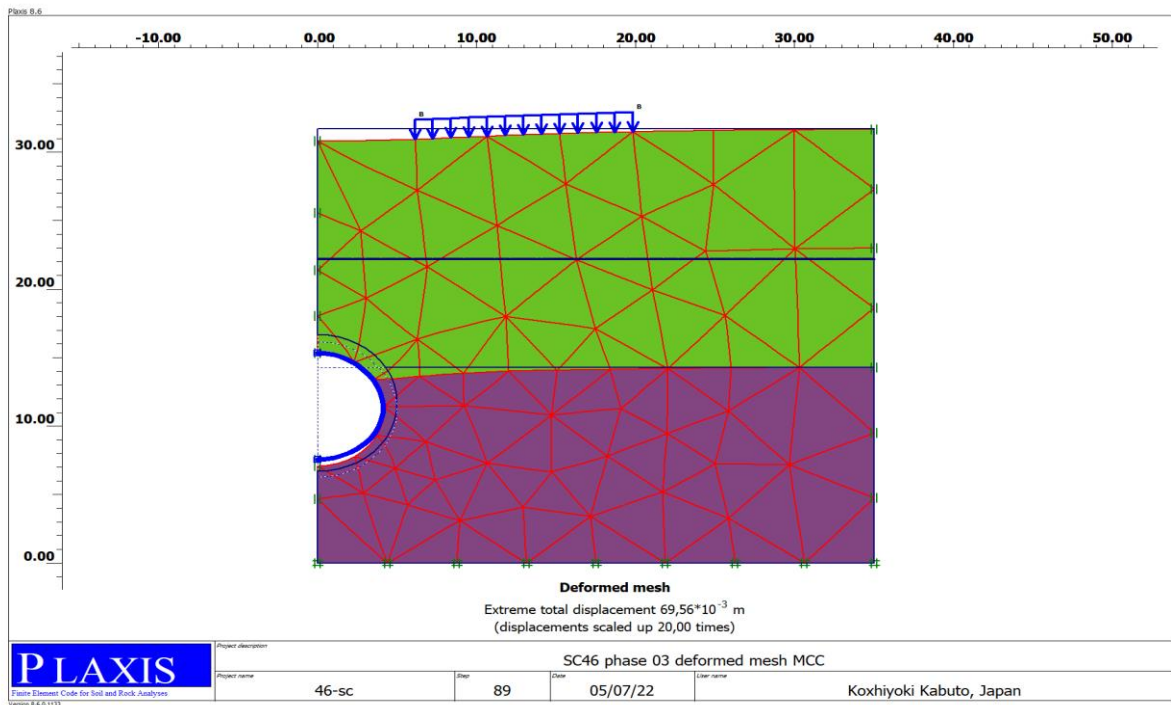


Figure 58 : SC46 phase 03 deformed mesh MCC

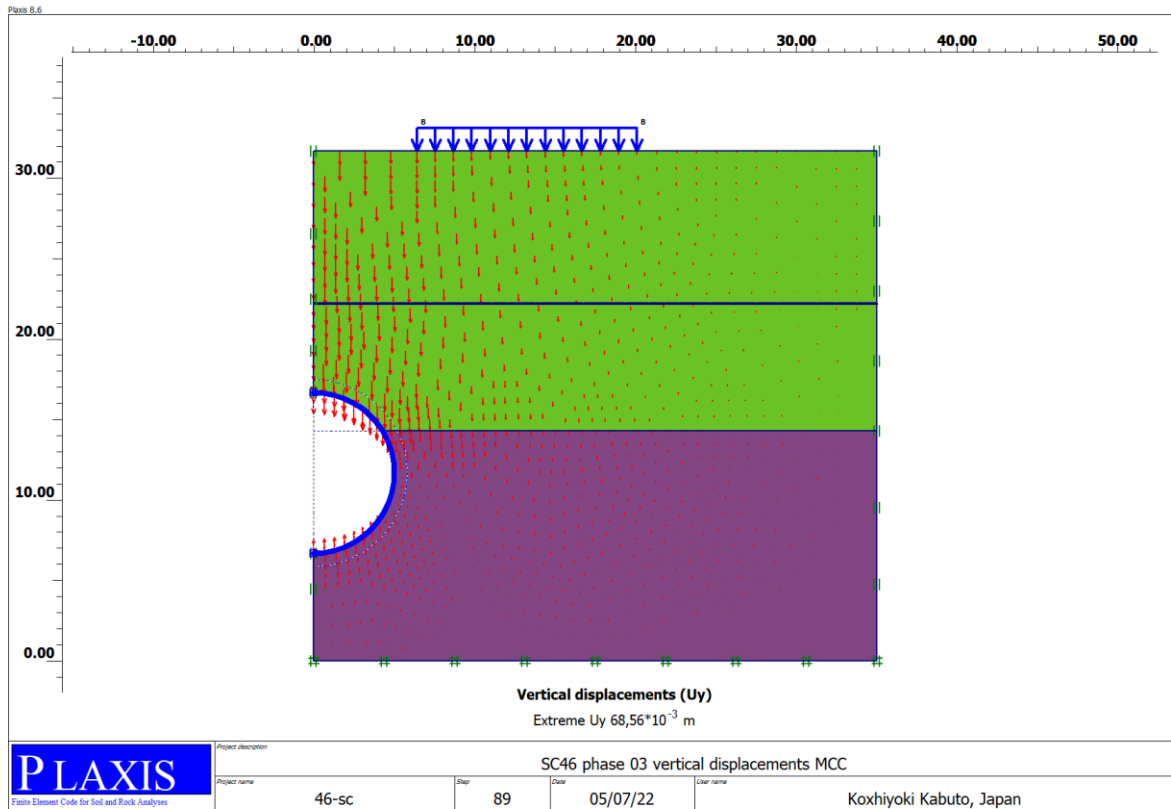


Figure 59 : SC46 phase 03 vertical displacements

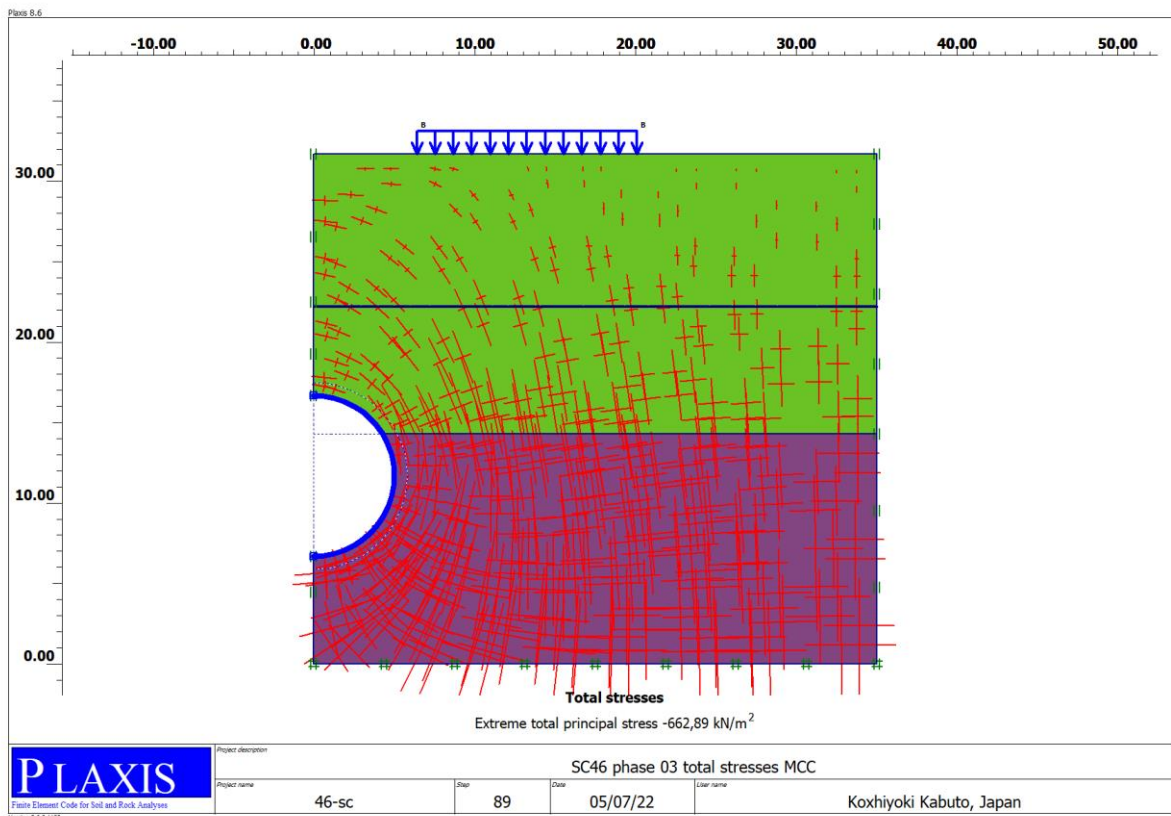


Figure 60 : SC46 phase 03 total stresses MCC