

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

Pour l'obtention des diplômes d'Ingénieur d'État

Filière : Travaux publics

Spécialité : Matériaux et structure

Thème

**ÉTUDE DE LA STABILITÉ DU TUNNEL AUTOROUTIER
DE DJEBEL EL OUAHCH PAR ANALYSE INVERSE ET
MODÉLISATION NUMÉRIQUE TRIDIMENSIONNELLE**

Présenté par :

LABED AHMED

Encadré par :

M. HEBIB RAFIK

Promotion 2021/2022

Remerciements

Mes remerciements vont tout premièrement à DIEU tout puissant pour la volonté, la patience qu'il m'a donnée durant toutes les années d'études.

Je souhaite avant tout remercier Monsieur, HEBIB RAFIK

Je lui suis aussi reconnaissante de m'avoir fait bénéficier tout au long de ce travail de sa grande compétence, de sa rigueur intellectuelle, de son dynamisme, et de son efficacité certaine que je n'oublierai jamais. Soyez assuré de mon attachement et de ma profonde gratitude.

Je tiens aussi à remercier mon cher papa et ma chère maman pour leur soutien, leur aide et leur sacrifice.

Je tiens à remercier mes chères sœurs IMEN et CHAIMA pour leurs aides précieuses.



Dédicace

À mes anges gardiens mon cher père, ma chère mère

À mes chères sœurs

À mes chers frères SALAH et SID ALI

À la mémoire de mon cher ami d'enfance SEIF EDDINE ALAH yarhmou

À mes chers amis intimes : KARIM, YASSER, OUSSAMA, ISSAM,

LOTFI

À mes chers amis de l'école : MOUAD, YUCEF,

YOUNES, SOFIANE, SOHAIB

Je dédie ce mémoire

ملخص

الهدف من هذا العمل هو دراسة سلوك نفق جبل الوحش بمدينة قسنطينة الذي عانى من ظاهرة الانهيار، الدراسة تتم عن طريق جمع المعلومات الجيوتقنية وادخالها في البرنامج المستعمل MIDAS GTS و ROCSCIENCE PHASE 2 NX لنمذجة النفق ت 1 واستخراج التشوهات والتحركات التي طرأت على النفق ومقارنتها مع نظيرتها في الحقيقة مع اقتراح حلول ونمذجتها للحد من هذه التشوهات والتحركات.

وأخيرا حساب كمية الخرسانة المسلحة اللازمة للنفق ت 1 انطلاقا من السيناريو الأخير باستعمال البرامج ROBOT EXPERT و SOCOTEC

كلمات بحث: نفق، عدم الاستقرار، ثلثي الأبعاد، الدعم المؤقت، مراقبة، تشوه، تقارب الجدران، حفر، الماسح الضوئي ثلثي الأبعاد، التحركات، الجيوتقنية، الجبل، تمثيل.

Abstract

The main objective of this work is to study the behavior of the T1 tunnel of Djebel el-Ouahch in the city of Constantine, which suffered a phenomenon of collapse. The study is carried out in collecting geotechnical information and modelling the tunnel in the MIDAS GTS NX software, and the ROCSCIENCE PHASE 2 software. The modelling was carried out by simulating the different scenarios proposed along the course of the project. The results were then analyzed. Namely the deformations generated and the internal forces developed.

Finally for the last scenario, namely the consolidation of the works, a dimensioning of the final coating was carried out with the software ROBOT EXPERT and SOCOTEC.

Key words: Tunnel, Instability, 3D, Lining, Auscultation, Displacement, Convergence, Ground movement, Geotechnical, mountain, Monitoring, Modelling.

Résumé

L'objectif principal de ce travail est d'étudier le comportement du tunnel T1 de Djebel el-Ouahch dans la ville de Constantine, qui a subi un phénomène d'effondrement. L'étude est réalisée en collectant des informations géotechniques et en modélisant le tunnel dans le logiciel MIDAS GTS NX, et le logiciel ROCSCIENCE PHASE 2. La modélisation a été effectuée en simulant les différents scénarios proposés le long du déroulement du projet. Les résultats ont par la suite été analysés. A savoir les déformations engendrées et les efforts internes développés.

Enfin pour le dernier scénario, à savoir la consolidation des travaux, un dimensionnement du revêtement définitif a été effectué avec les logiciels ROBOT EXPERT et SOCOTEC.

Mots clés : Tunnel, Instabilité, 3D, Soutènement, Auscultation, Déformation, Convergence, Mouvement des terres, Géotechnique, Massif, Instrumentation, Modélisation numérique.

Table des matières

<i>Introduction générale</i>	1
<i>Chapitre I: Recherche bibliographique</i>	3
I-1-Introduction :	4
I-2- Les principales causes des effondrements dans les tunnels.....	4
I.2.1. Les causes géologiques :	4
I.2.2. Le choix de soutènement.....	10
I-3. Conclusion	11
<i>Chapitre II: Description du projet</i>	12
II-1. Introduction	13
II-2. Présentation Du Projet Autoroute Est-Ouest (Lot Est).....	13
II-2-1. Présentation Générale	13
II-2-2. Caractéristique du Projet.....	14
II-3. Tunnel De Djebel El Ouahche II-3-1. Présentation du Tunnel	14
II-3-1-1. Cadre Géographique	14
II-3-1-2. Cadre Topographique et Morphologique du Monticule de Djebel El Ouahche	14
II-3-1-3. Caractéristiques Hydrographiques Des Terrains Avoisinants Le Tunnel Et Leurs Impacts	15
II-3-1-4. Cadre Géologique General.....	16
II-3-1-5. Cadre Géologique Local	17
II-3-1-6. Conditions climatiques et végétarienne	17
II-3-2. Le tunnel : (T1)	18
II-4-1. L'état d'avancement du tunnel avant l'éboulement	21
II-4-2. Description de l'éboulement survenu.....	22
II-5. Conclusion.....	25
<i>Chapitre III: Analyse des résultats d'instrumentation (Monitoring)</i>	26
III-1. Introduction.....	27
III-2. Définition	27
III-3. Les types d'auscultations	27
III-4. Avantage de l'auscultation	29
III-5. Auscultation dans le tunnel étudié T1	30
III-5-1. Manipulation de l'opération.....	30
III-5-3. Interprétations des résultats	32
III-5-4. Analyse et commentaires sur les résultats	36

III-6. Conclusion	37
Chapitre IV: Analyse géotechnique des terrains du projet.....	38
IV-1. Introduction.....	39
IV-2. Investigation géotechnique	39
IV-2-1. Campagne d'investigation.....	39
IV-2-1-1. Campagne d'investigation avant l'éboulement	39
IV-2-1-2. Campagne d'investigation après l'éboulement	43
IV-3. Résultats d'investigation géotechnique.....	47
IV-3-1. La nature du Sol.....	47
IV-3-2. Condition Géologique Locale.....	48
IV-3-3. Conditions hydrogéologiques locales	48
IV-3-4. Résultats et interprétations des essais	48
IV-3-4-1. Compression uni-axiale.....	48
IV-3-4-2. L'essai de compression triaxiale	51
IV-3-4-3. Les essais d'identification	52
IV-3-4-3. Essai pressiométrique.....	54
IV-3-4-4. Résistivité électrique	54
IV-3-4-5. Diagraphie microsismique.....	55
IV-3-4-6. RQD (rock quality designation).....	58
IV-3-5. Valeurs intrinsèques du tunnel	59
IV-4. Conclusion	60
Chapitre V: Modelisation Numérique.....	61
V-1. Introduction.	62
V-2. Objectif du chapitre.....	62
V-3. Modélisation.....	62
V-3-1. Présentation du logiciel.....	62
V-3-2. Les matériaux utilisés dans le modèle	63
V-3-3. Modélisation du massif.....	65
V-3-3-1. Phase 1 : importation du levé topographique du massif.....	65
V-3-3-2. Phase 2 : Importation des cordonnées convertie sur MIDAS.....	67
V-3-4. Modélisation du tunnel	69
V-3-4-1. Phase 1 : création de la section du tunnel.....	69
V-3-4-2. phase2 : modélisation de tube.....	70
V-3-5. Modélisation du pas de creusement	71
V-4. Le maillage.....	71

V-4-1. Le principe de fonctionnement	72
V-4-2. Le maillage du massif.	72
V-4-3. Maillage du sol.....	72
V-4-4. Maillage du béton projeté et du cintre métallique.....	73
V-5. Etapes de calcul.....	77
V-5-1. La pose de poids propre et les conditions aux limites :	79
V-5-2. Interprétation des résultats :	80
V-5-2-1. Analyse du scénario de l'APD :	80
V-5-2-2. Analyse du scénario proposé par Cojaal avant la survenue de l'effondrement :	81
V-5-2-3. Analyse du scénario après l'effondrement :	84
V-5-2-4. Le scénario proposé par Cosider après la survenue de l'effondrement.....	85
V-6. Conclusion	86
Chapitre VI: Calcule de revêtement définitif.....	88
VI-1. Introduction :.....	89
VI-2. Ferrailage du revêtement définitif :	89
VI-2-1. Ferrailage Longitudinal :	89
VI-2-2. Ferrailage Transversal	89
VI-2-2. Ferrailage secondaire :	91
VI-3. Etude sismique	91
VI-3-1. Classification des zones sismique en Algérie :	91
VI-3-2. Classification des tunnels selon le RPOA 2008	92
VI-3-3- Classification des sites :	92
VI-3-4-Activité sismique sur le tunnel :	93
VI-3-5.Calcul de ferrailage Dynamique :	96
VI-4.Conclusion :	97
Conclusion Generale.....	98
Conclusion générale	99

Liste De Figures

Chapitre I : Recherche Bibliographique	2
Figure I. 1 : Présence d'une faille dans une masse rocheuse.....	5
Figure I. 2:Exemple de creusement de tunnel dans une zone de Karst.	5
Figure I. 3:altération du granite.....	7
Figure I. 4:gonflement des argiles.	8
Figure I. 5:Plissement dans une mass rocheuse.....	9
Figure I. 6:Glissement du terrain au voisinage du portail du tunnel.	10
Chapitre II: Description du projet	11
Figure II. 1 : Autoroute A1 qui relie l'Est et l'Ouest.....	13
Figure II. 2 : Position géographique du massif de Djebel el Ouahche.	14
Figure II. 3: Présentation de la topographie du monticule.	15
Figure II. 4: Présentation de l'hydrographie du monticule.....	16
Figure II. 5: Carte géologique el ARIA présente les formations géologiques du massif.	16
Figure II. 6: La zone géologique locale traversée par le tunnel (T1).	17
Figure II. 7 : Carte de précipitation en l'Algérie durant l'année 2003.	18
Figure II. 8 : Le tracé du tunnel (T1).....	19
Figure II. 9: Profil longitudinal du tunnel (T).	20
Figure II. 10: coupe transversale du tunnel (T).	21
Figure II. 11 : L'état du tube gauche après l'éboulement.....	22
Figure II. 12: État du tube droit après l'éboulement.....	23
Figure II. 13: Éboulement du front de tube gauche.....	23
Figure II. 14: Soulèvement de la surface en haut de tunnel.	24
Chapitre III: Analyse des résultats d'instrumentation (Monitoring)	25
Figure III. 1: La cible topographique.	28
Figure III. 2: Mesure de convergence absolue avec extensomètre.....	28
Figure III. 3: Position d'inclinomètre avant et après déformation.	29
Figure III. 4: Jauge de contrainte montée sur le béton.	29
Figure III. 5: Cible de mesure dans un cercle noir.	30
Figure III. 6: Tableau Excel d'état de déplacement PK 206+169 après le traitement.....	31
Figure III. 7: Position des cibles topographiques et des distances par rapport à la section.	31
Figure III. 8: État de convergence PK 206+174.....	33
Figure III. 9: État de convergence PK 206+246.....	33
Figure III. 10: État de convergence PK 206+259.....	34
Figure III. 11: État de tassement PK 206+174.	35
Figure III. 12: État de tassement PK 206+178.	35
Figure III. 13: État de tassement PK 206+210	36
Chapitre IV: Analyse géotechnique des terrains du projet	37

Figure IV. 1: Profile longitudinal présentant la position des sondages.....	45
Figure IV. 2: Plan de position des sondages.....	46
Figure IV. 3: Deux caisses de sondage V-4 de profondeurs différentes (19m-26m).et (73.8m-79.5m) ..	47
Figure IV.4 : deux caisses de sondage V-6 de profondeurs déferents (83.6m-89m) et (112m-118m)..	47
Figure IV. 5: La géologie locale du tunnel T1.	48
Figure IV.6 :Condition de realitation de l'essai uni-axial.....	49
Figure IV. 7: éprouvette des échantillons avant et après la compression.....	49
Figure IV.8 :Condition de realitation de l'essai tri-axial.....	51
Figure IV. 9:Conditions de réalisation de l'essai tria-axial.	51
Figure IV. 10:Échantillon de V-1 pour calcul de RQD.....	58
Chapitre V:Modelisation Numérique	60

Figure V. 1: Quelques fonctions du logiciel.....	63
Figure V. 1: Etape du choix des matériaux	64
Figure V. 3: Étape d'affectation des propriétés.....	65
Figure V. 4: Balayage de la zone du tunnel T1	66
Figure V. 5: Étape d'importation du fichier KML et la conversion vers CSV Excel.....	66
Figure V. 6: Opération d'importation des points.....	67
Figure V. 7: la surface créée.....	68
Figure V. 8(a,b) : Étape de modélisation du massif	68
Figure V. 9: Modélisation de la section de tunnel avec les boulons d'ancrage.....	70
Figure V. 10: Obtention des deux tubes de tunnel.	70
Figure V. 11: Modélisation du contour de confortement.	71
Figure V. 12: Modélisation du pas de creusement.	71
Figure V. 13 :Etape de maillage du massif	72
Figure V. 14: Le maillage du sol.....	73
Figure V. 15 (a,b) : Le passage à un modèle equivalent	74
Figure V. 16:Maillage de béton projeté+ cintre métallique.	75
Figure V. 17: Maillage de revêtement définitif TD.....	75
Figure V.18 :Phassage de creusement utilisé dans le tunnel T1	76
Figure V. 19:la réduction du modèle.....	78
Figure V. 20:application du poids propre et de la condition aux limites.....	79
Figure V. 21:Variation des contraintes en fonction de la hauteur.....	79
Figure V. 22:Les déplacements obtenus avec le scénario de l'APD. A. Approche avec Axisymétrie. B. C.Approche 3D au sens strict.....	81
Figure V. 23:Les efforts internes obtenus avec le scénario de l'APD. A. Approche 2D avec coefficient. B. Approche 3D au sens strict	81
Figure V. 24: Les déplacements obtenus avec les paramètres de Cojaal. A. Approche 2D avec coefficient de déconfinement. B. Approche 3D au sens strict.....	83
Figure V. 25:Les efforts internes obtenus avec les paramètres de Cojaal. A. Approche 2D avec coefficient de deconfinement. B.Approche 3D au sens strict.....	84
Figure V. 26:Les déplacements obtenus avec le scénario de l'effondrement. A. Approche 3D au sens strict. B. Approche 2D avec Axisymétrie.....	84
Figure V. 27:Les déplacements obtenus avec le scénario de lCosider. A. Approche 2D avec coefficient de déconfinement. B. Approche 3D au sens strict.....	86

Figure V. 28:Les efforts internes obtenus avec le scénario de Cosider. A. Approche 2D avec coefficient de déconfinement. B. Approche 3D au sens strict.....	86
Chapitre VI: Calcule de revêtement définitif.....	88
Figure VI. 1: opération du ferrailage avec logicielle ROBOT EXPERT	89
Figure VI. 2:carte de zonage de zonage sismique de L'Algérie	92
Figure VI. 3:modélisation d'une interaction sol-structure.....	95

Chapitre I : Recherche Bibliographique	2
Tableau I. 1: quelques Tunnels qui ont eu un phénomène d'éboulement.....	4
Chapitre II: Description du projet	11
Tableau II. 1: Variation de la température durant l'année 2003.....	18
Tableau II. 2 : Position et longueur du tunnel T1.....	18
Chapitre III: Analyse des résultats d'instrumentation (Monitoring)	24
Tableau III. 1: Les valeurs maximales des déplacements et de tassements.....	36
Chapitre IV: Analyse géotechnique des terrains du projet	37
Tableau IV. 1: Investigations géophysiques le long du tracé.	40
Tableau IV. 2: Investigation par sondage avant l'éboulement.	40
Tableau IV. 3: Essais d'identification(I).....	41
Tableau IV. 4 : Essais d'identification (II).....	41
Tableau IV. 5 : Essais d'identification (III).	42
Tableau IV. 6: Essais mécaniques(I).....	43
Tableau IV. 7: 5-6. Essais mécaniques (II)	43
Tableau IV. 8: Investigation par sondages verticaux depuis le sol de surface.	44
Tableau IV. 9: Investigation par sondages verticaux depuis le Tube droit.	45
Tableau IV. 10 (a,b,c) : Résultats d'essai compression uni axiale-	50
Tableau IV. 11 (a,b) : Résultats d'essai tri axial.	52
Tableau IV. 12(a, b): Résultats d'essai pressiométrique.	53
Tableau IV. 13(a,b,c): Résultats d'essai résistivité électrique.....	54
Tableau IV. 14: Résultats de RQD.....	55
Tableau IV. 15: Les valeurs caractéristiques du tunnel T1	58
Tableau IV. 16: paramètres géotechniques du tunnel T1.....	59
Chapitre V: Modélisation Numérique	61
Tableau V. 1: paramètres utilisés dans le modèle.	64
Tableau V. 2 : Les paramètres du confortement.	72
Tableau V. 3: Paramètres des doubles cintres.	73
Tableau V. 4: Paramètres des doubles cintres et béton projeté.	74
Tableau V. 5: Paramètres de simple cintre et béton projeté.	74
Tableau V. 6: Les valeurs obtenues pour le scénario de l'APD.....	80
Tableau V. 7: Les valeurs du scénario de Cojaal « simple cintre ».....	82
Tableau V. 8: Les valeurs du scénario de Cojaal « double cintre »	82
Tableau V. 9: Les valeurs obtenues pour le scénario de Cosider après l'éboulement.....	85
Chapitre VI: Calcul de revêtement définitif	88
Tableau VI. 1: ferraillage longitudinal du tunnel T1.....	89
Tableau VI. 2: vérification de la condition du ferraillage transversal.	90
Tableau VI. 3: résumé de ferraillage transversal.....	91
Tableau VI. 4: résumé du ferraillage secondaire.....	91
Tableau VI. 5 : paramètres de calcul pour le tunnel T1	93
Tableau VI. 6: récapitulation des efforts du cas dynamique	96

Liste des abréviations :

E : module de déformation.

C : cohésion à long terme

Ø : Angle de frottement à long terme

ν : Coefficient de poisson.

γ_d : Poids volumique sèche.

γ_h : Poids volumique humide.

W : teneur en eau.

Em : Module pressiométrique.

Pl : Pression limite.

Pf : Pression fluage.

Rc : résistance à la compression.

G : Module de cisaillement.

ρ : Masse volumique.

Vp : Vitesse d'onde P.

Vs : Vitesse d'onde S.

2D : Deux dimensions

3D : Trois dimensions

RQD : Rock quality Designation.

PK : point kilométrique.

CP : Cross passage.

ADA : Algérienne des autoroutes.

DEX : dossier d'exécution

APD : Avant projet détaillé

C.O.J.A.A.L : Consortium Japonais pour l'autoroute Algérienne

ANAS : Agence nationale italienne des routes et des autoroutes

Introduction Générale

Introduction générale

La réalisation d'ouvrages souterrains a connu un essor important dans les dernières décennies. La densification des agglomérations urbaines et l'embouteillage conduisent à une demande croissante de construire des ouvrages.

L'un des problèmes majeurs liés à ces ouvrages est constitué par les mouvements du sol induits par les travaux surtout à faible profondeur. Ce problème est d'autant plus important en présence des formations géologiques très médiocres telles que les schistes et l'argilite fortement altérée, le tassement dans ce cas se développe au cours du temps, parfois pendant de longues périodes après la fin des travaux.

Ce travail a pour but d'étudier le phénomène d'effondrement qui avait le tunnel T 1 de Djebel el Ouahche de l'autoroute est-ouest en utilisant un modèle 3 dimensions.

Le présent mémoire est composé de cinq chapitres.

- Le premier chapitre présentera une recherche bibliographique concernant le phénomène d'éboulement des tunnels dans le monde, en citant les causes qui provoquent ce phénomène avec analyse.
- Le second chapitre sera consacré à une description du projet, on va parler sur les conditions naturelles, la géologie, hydrogéologie, topographie ...etc., et la géométrie d'état du tunnel avant et après l'éboulement.
- Le troisième chapitre développera une étude générale et détaillée sur l'auscultation faite dans le tunnel T1 avec interprétation et analyse des résultats.
- Le quatrième chapitre explique la géotechnique : récupération des données, classement selon les essais, comparaison des résultats obtenus et leurs interprétations
- Le cinquième chapitre est consacré à la modélisation en 3D à travers ces différentes approches (3D, 2D axisymétrie, 2D avec coefficient de déconfinement), en définissant l'outil utilisé, les étapes de modélisation, le calcul des déformations et des efforts, récupération des résultats et leurs interprétations. Plusieurs seront vérifiés (APD, solution Cojaal avant effondrement, Consolidation après effondrement).
- Le dernier chapitre sera consacré au dimensionnement de la structure définitive du tunnel selon les scénarios étudiés

À la fin, ce travail est clôturé par une conclusion générale qui résume les différents grands points étudiés, précédemment.

Chapitre I

Recherche

Bibliographique

I-1-Introduction :

Un tunnel est une galerie souterraine qui peut être un tunnel autoroutier, ferroviaire, passage de réseau d'assainissement ou bien d'alimentation avec l'eau potable.

Les tunnels sont construits par des méthodes de tranchées couvertes, en longs tronçons préfabriqués coulés sur place, par forage et dynamitage, par des moyens mécanisés tels que des tunneliers.

Concernant la section, elle peut être sous forme circulaire, demi-circulaire... etc.

Mais la réalisation de cet ouvrage peut être dans de mauvaises conditions, par exemple des conditions techniques, on peut résumer la problématique dans les conditions géologiques et géotechniques.

Dans ce chapitre, nous allons traiter le phénomène d'éboulement des tunnels (ou tunnels collapse) que nous pouvons rencontrer dans chaque réalisation d'un tunnel, et les causes principales qui provoquent ce phénomène, et l'analyse de ces causes pour avoir une idée détaillée sur la catastrophe.

I-2- Les principales causes des effondrements dans les tunnels

I.2.1. Les causes géologiques :

Le facteur de la géologie influence d'une manière directe sur le comportement du tunnel. Il s'agit certainement des causes les plus importantes. Nous citons dans ce sens les types suivants :

a- Les failles

La présence d'une zone de faille provoque une instabilité du tunnel et entraîne des modifications importantes de la structure du massif rocheux plus précisément, le pendage et la largeur de la faille.

D'après les expériences, la zone de faille provoque de fortes contraintes géostatiques et des modifications lithologiques des roches environnantes conduisant à la répartition asymétrique des contraintes dans le tunnel.

Voici un tableau qui présente quelques tunnels qui ont un phénomène d'effondrement à cause de la présence d'une zone de faille.

Tunnels	Type d'effondrement	La géologie du site	Dégâts
Le tunnel de Yezhuping	Effondrement	Une zone de rupture de faille	
Le tunnel de Baiyun	Effondrement	Influencer par la faille	10 morts
Le tunnel de Qixiaying	Effondrement	Une zone de rupture de faille	12 morts
Le tunnel de Liulang	Effondrement de voute	Une zone de rupture de faille	
Le tunnel de Zhipu	Effondrement du front	Influencer par la faille	9 morts
Le tunnel de Manme	Effondrement	Une zone de rupture de faille	

Tableau I. 1:quelques Tunnels montrant un phénomène d'éboulement



Figure I. 1 : Présence d'une faille dans une masse rocheuse.

b- Les formations karstiques :

Le développement du karst est l'apparition de caractéristiques de dissolution dans le calcaire et les roches carbonatées apparentes, et il donne lieu à des cavernes et des dolines naturelles travers lesquelles l'eau peut s'écouler.

La nature de la structure géologique est un facteur de contrôle important sur le développement du karst et est particulièrement rencontré en association avec les zones de faille et les zones de fracture de traction ou l'écoulement de l'eau a permis l'ouverture de plans de joint et de faille. Les zones de cisaillement sont souvent affectées par le développement du Karst, les axes anticlinaux sont également des zones propices au développement karstique et l'apparition de lignes de dolines.

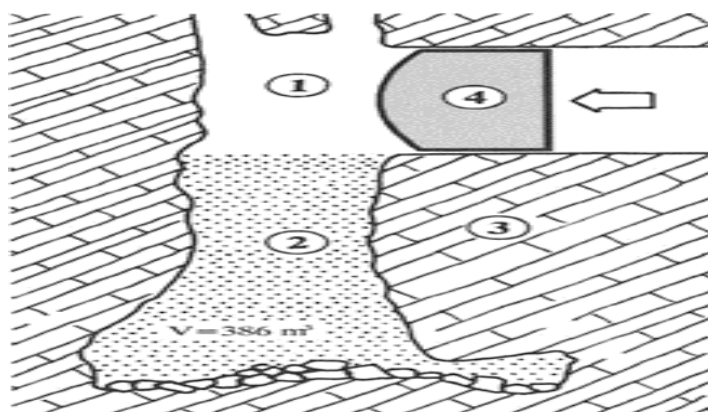


Figure I. 2:Exemple de creusement de tunnel dans une zone de Karst.

Inversement des cavernes horizontales peuvent se développer dans nombres de problèmes de ce type dans le monde produit dans les régions qui reposent sur des formations rocheuses solubles, principalement des calcaires et des abondantes de la croûte terrestre, la percolation de l'eau à travers les fissures de la roche, par ailleurs saine, les agrandit, produisant des cavités de taille, de forme et d'étendue variables dans la roche.

Ce phénomène est suivi par le nivellement et l'érosion du sol dans les cavités de la roche. Des cavités nouvelles et différentes avec sommets en formes de dôme sont générées.

c- Les eaux souterraines :

L'infiltration d'eau et le jaillissement de boue dans les tunnels sont classés en fonction de l'état des roches environnantes et des facteurs météorologiques associés à l'excavation du tunnel (Zhao et al. 2013). Des études antérieures sur le mécanisme de pénétration de l'eau dans la construction de tunnels, telles que l'analyse du mécanisme de pénétration de l'eau dans les sections géologiques défavorables (en particulier dans les zones de failles et les strates karstiques), la détermination de l'état critique de la pénétration de l'eau, et le calcul quantitatif de l'entrée d'eau, ont fournissent des renseignements importants pour les ingénieurs en construction de tunnels.

À l'heure actuelle, il existe peu d'études sur le mécanisme et la prévention de l'effondrement de la couche de sable dans les tunnels de métro.

d- Altération de la roche :

Les processus naturels d'altération produisent des modifications de la roche qui peuvent avoir un impact majeur sur le creusement de tunnels.

L'altération réduit la résistance des roches et peut s'étendre à des profondeurs considérables sous l'action du mouvement des eaux souterraines, les caractéristiques climatiques et topographiques, ainsi que le type et la structure de la roche influencent la profondeur de la roche.

L'érosion élimine souvent les matériaux altérés, mais il reste souvent des chenaux profonds et des vallées étroites où les matériaux altérés sont bien dissimulés à la surface.

Des zones enfouies de roches altérées peuvent exister sous les matériaux de divers glaciaires, les poches de roche fortement altérées contiennent généralement de l'eau et peuvent être soumises à une pression hydrostatique appréciable, elles peuvent donc avoir la capacité de s'écouler rapidement dans une excavation si elles sont perturbées par activité de creusement de tunnel sous-jacent ou adjacent

Les poches d'altération se trouvent dans les roches ignées, métamorphiques et sédimentaires



Figure I. 3:altération du granite.

e- Contrainte élevée sur la roche :

Le risque d'incident augmente lors d'excavation du tunnel a grande profondeur en raison de la variation des propriétés de résistance et de déformations des sols et de manifestations physico-géologiques défavorables telles que les tirs, les chocs rocheux, les explosions soudaines de roches excessivement élevées est également généralement associer aux roches dures et peut se produire lors de l'exploitation minière à grande profondeur ou lorsque de très grandes excavations sont créées à une profondeur raisonnablement faible

Des conditions de contraintes inhabituelles, comme celles que l'on peut rencontrer lors du creusement de tunnels dans des régions montagneuses escarpées, ou des conditions rocheuses exceptionnellement faibles, peuvent également donner lieu à des problèmes d'instabilité.

f- Gonflement du sol :

Le sol qui gonfle se déplace dans l'ouverture du tunnel en raison du changement de volume dû à l'adsorption d'eau et aux effets d'adsorption. En outre, le gonflement du sol est plus lent à agir sur la face du tunnel et peut nécessiter des périodes de temps significatives avant que la déformation ne soit perceptible. Le comportement de gonflement désigne la réponse de la roche à la présence d'eau. Un test simple consiste à immerger un morceau de roche dans un récipient rempli d'eau et à observer sa réaction et s'il se désintègre. Certaines argiles se désintègrent assez rapidement et augmentent leur volume de plus de 25 %.

Les phénomènes de gonflement sont généralement associés aux sols argileux ou aux roches dérivées de ces sols. Les roches qui sont riches en minéraux argileux sont susceptibles de présenter des caractéristiques de gonflement prononcées. Les gouges de failles, les mudstones, les argiles et les roches fortement altérées de type pyroclastiques et micacées possèdent aussi généralement de fortes propriétés de gonflement.

Sur le terrain, il est difficile de faire la distinction entre un sol qui s'écroule et un sol qui gonfle, d'autant plus que les deux conditions sont souvent présentes en même temps. Cependant, sauf dans des conditions extrêmes, le resserrement est presque toujours autolimité et ne se reproduira pas vigoureusement, tandis que le gonflement peut se poursuivre tant que de l'eau libre et des matériaux gonflants sont présents, en particulier lorsque le matériau intrusif a été retiré, exposant ainsi la roche fraîche et non hydratée.



Figure I. 4:gonflement des argiles.

g- Masse rocheuse plissée

La forme la plus courante de déformation des masses rocheuses est celle du plissement et est particulièrement visible dans les structures rocheuses en couches, bien que le plissement se produise dans tous les types de roches (Ramsay et Huber, 1987). Les plis se produisent à des échelles très différentes, allant de longueurs d'onde de l'ordre du centimètre au kilomètre.

L'intensité du plissement reflète le degré de distorsion localisée et de glissement relatif dans différentes parties de la masse rocheuse affectée. Les strates plissées permettent la formation de pièges naturels qui attirent l'accumulation de quantités importantes de gaz naturel et d'eau. Le développement d'un pli est fortement contrôlé par la nature des contacts entre les couches individuelles adjacentes, que les couches soient effectivement soudées ensemble ou que les

couches se détachent mécaniquement et, ce faisant, permettent aux couches individuelles de glisser les unes sur les autres. Les plis fortement déformés s'accompagnent fréquemment d'un comportement plastique des roches, en particulier dans les sédiments plus mous et dans les roches métamorphiques.

Un glissement relatif entre les couches se produit également dans le pliage en flexion des structures fortement stratifiées. Des caractéristiques telles que l'ouverture d'entailles ou de fissures de tension dans des formations rocheuses plus résistantes en plus du développement de cisaillement dans les zones de compression des plis se produisent également. Des concentrations de contraintes localisées se produisent fréquemment en association avec des roches plissées en flexion, et lorsqu'elles sont d'une ampleur suffisante, ces contraintes peuvent provoquer des effets d'action d'éclatement lors de l'excavation dans certains types de roches, à savoir celles des catégories plus fortes et cassantes.

Les roches plissées par flexion représentent essentiellement des zones de compétence réduite dans les tunnels, cela est dû à la probabilité d'une fracturation plus intense et d'un relâchement des contraintes, ce qui accroît le risque de délogement des roches entourant immédiatement les excroissances fraîchement exposées du tunnel

Les formations rocheuses plus solides sont les plus susceptibles de subir une fracturation ainsi qu'un relâchement des contraintes ouvert



Figure I. 5:Plissement dans une masse rocheuse.

h- Condition de surface du sol en pente :

Certains projets de tunnels ont rencontré des instabilités en raison de la nature de la surface du sol en pente recouvrant l'emplacement du tunnel. Ce terrain en pente peut être intrinsèquement instable sans aucune perturbation créée par la construction du tunnel. Dans d'autres situations, cependant, le tunnel peut introduire des changements dans les conditions de stabilité de la pente. Les conditions des eaux souterraines peuvent également changer. L'excavation du tunnel peut s'avérer être une influence affaiblissante significative à proximité d'une zone de glissement de terrain potentiel.

Dans certains cas, des phénomènes naturels tels que des glissements de terrain, des avalanches de neige, des coulées de boue et des chutes de pierres peuvent également être à l'origine d'effondrements. Les sections de tunnel et les portails peuvent être déformés ou détruits sous l'action de ces manifestations si le positionnement des structures du tunnel dans les pentes instables est inadéquat.



Figure I. 6: Glissement du terrain au voisinage du portail du tunnel.

I.2.2. Le choix de soutènement

Une intensité de soutènement insuffisante résulte de divers aspects tels qu'une conception déraisonnable, des mesures de construction inappropriées, un soutènement retardé et l'effet du gonflement de la roche.

La strate est en état d'équilibre avant le creusement d'un tunnel. Après cela, une nouvelle surface libre émerge et un effet de déchargement est généré, rompant l'ancien équilibre de la roche environnante.

Par conséquent, le déplacement vers la cavité est généré et la contrainte de la roche environnante est redistribuée en contrainte secondaire pour atteindre un nouvel équilibre de contraintes.

Lorsque la résistance de la roche environnante est supérieure à la contrainte secondaire, la roche environnante est stable, sinon, la roche environnante est instable. Dans ce dernier cas, des mesures de soutènement sont nécessaires pour assurer la stabilité de la roche environnante. Sinon, la roche environnante se décomposera progressivement de la surface vers la profondeur, formant une zone de ramollissement plastique, une zone de durcissement plastique et une zone élastique dans l'ordre, parmi lesquelles la zone de ramollissement plastique est l'objet de support, tandis que le durcissement plastique et la zone élastique sont les principales sources de capacité portante des roches.

Les mesures de soutien aident à améliorer la résistance et la stabilité de la zone de ramollissement, tandis que ces méthodes aident à augmenter la pression de confinement de la zone de durcissement, améliorant ainsi la capacité portante de celle-ci. Ainsi, en adoptant des mesures de soutien ou de renforcement appropriées, la capacité d'autoportance de la roche environnante peut être améliorée et la stabilité peut être atteinte.

Des conceptions déraisonnables, y compris un choix déraisonnable de paramètres tels que la forme et la taille de la section, une séquence de construction déraisonnable, une mauvaise sélection des méthodes de support, etc. entraîneront une intensité de support insuffisante. De plus, la conception causée par une exploration géologique peu claire n'est pas conforme à l'état de la roche environnante. Les mesures de construction inappropriées se reflètent principalement dans le non-respect de la conception dans la construction, les perturbations excessives causées par un dynamitage excessif, des procédures de construction mal organisées, une gestion chaotique, une mauvaise qualité de construction, etc.

Un soutènement retardé pendant la construction, comme le boulonnage et la pulvérisation d'un soutènement qui n'est pas effectué à temps, entraînera un relâchement de la roche environnante et finira par entraîner des effondrements.

I-3. Conclusion

Avec des conséquences graves allant des défaillances mécaniques et des retards de construction aux dommages matériels et aux pertes de vie. Une étude soignée et rigoureuse est nécessaire lors de la réalisation de ce type d'ouvrages.

Chapitre II

Description du projet

II-1. Introduction

Compte tenu du "système complexe" dans la réalisation des tunnels, on doit commencer par la conception du tracé et de la coupe longitudinale, ce qui n'est pas souvent le cas. C'est aussi à ce stade que l'optimisation technique et financière est la plus importante.

Dans ce chapitre, on va entamer la présentation du projet étudié et toutes ces caractéristiques géologiques, géographiques et hydrographiques ...etc. Ainsi que les caractéristiques géométriques, la notation des portails, le profil en long, et plus précisément le problème de l'éboulement qu'a eu ce tunnel.

II-2. Présentation du Projet Autoroute Est-Ouest (Lot Est)

II-2-1. Présentation Générale

L'autoroute est-ouest de l'Algérie est l'un des plus grands projets d'infrastructure de transport de l'histoire du pays. Traversant l'est vers l'ouest, parallèlement à la côte, avec une longueur totale de 1216 kilomètres. Les autorités algériennes se sont engagées à mettre en œuvre le projet pour décongestionner le réseau routier (RN), réduire les accidents et, surtout, développer l'économie du pays. Les infrastructures reliant les grandes villes d'Algérie d'est en ouest passant par Annaba, Skikda, Constantine, Sétif, Alger, Oran et Tlemcen, affectant au total 20 provinces, et qui est divisé en trois Lots (est-centre-ouest).

Lors de la réalisation de cette infrastructure ; les autorités rencontraient des obstacles naturels, qui n'étaient pas faciles à l'éviter, et qui conduisaient à faire un choix du type D'ouvrages d'art à réaliser (viaducs, ouvrages souterrains...etc.)

Dans ce mémoire on va étudier un ouvrage qui est déjà réalisé : c'est le tunnel de DJEBEL OUAHCH(T1) appartenant au lot est.



Figure II. 1 : Autoroute A1 qui relie l'Est et l'Ouest.

II-2-2. Caractéristique du Projet

- Nom du projet : Autoroute EST-OUEST (Lot Est).
- La longueur : 159 km (lot Est).
- Profile en travers : 2 x 3 voies.
- Les ouvrages : 49.
- Les tunnels : 4.
- Maitre d'ouvrage : *Algérienne des Autoroutes* (ADA)
- Maitre d'œuvre : groupement ANAS-ITALCONSULT-IN.CO-S.T.E.
- Société de réalisation : COSIDER

II-3. Tunnel De Djebel El Ouahche

II-3-1. Présentation du Tunnel

II-3-1-1. Cadre Géographique

Le grand massif de Djebel El Ouahche se situe au Nord-est de la ville de Constantine. Les points culminants qui dominent la région sont le monticule de Djebel Ouahche proprement dit (1018m), Kef sidi Abdallah au Nord (1116m), Djebel Kellal au Nord-Ouest (935m) et le sommet de Ras el Djenane à l'Est (1036m). La position géographique et les altitudes de ces sommets de montagne sont mentionnées sur la carte d'état-major de Constantine à 1/50000 (partie ouest) (Figure II.2). Le monticule de Djebel El Ouahche traversé par le tunnel étudié est limité au Nord et au Nord-Ouest par Djebel Kellal et Oued Ennadja, à l'Est et au Sud-est par la butte de Ras el Djenane et Oued Zaouch.

De façon générale, le relief de la région est caractérisé par une série de monticules escarpés, présentant par endroits des falaises abruptes, et entaillées par des chaabats et des cours d'eau peu profonds. Ce relief présente des affleurements rocaillieux occupant les sommets des montagnes, et des éboulis de pentes caillouteux et conglomératiques s'étalant sur les versants et les flancs des monticules. Enfin, le climat de la région est continental et les lignes des hauteurs du grand massif de Djebel El Ouahche jouent un rôle de barrière très nette à l'égard des précipitations venues de la méditerranée.

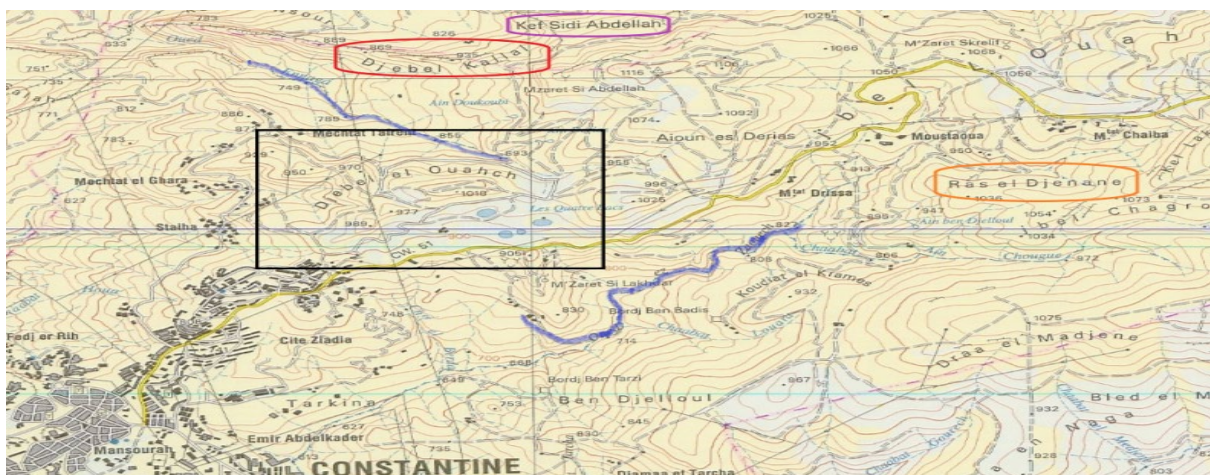


Figure II. 2 : Position géographique du massif de Djebel el Ouahche.

II-3-1-2. Cadre Topographique et Morphologique du Monticule de Djebel El Ouahche

Le tunnel de Djebel El Ouahche correspond à un tronçon de la section autoroutière qui

traverse la wilaya de Constantine. C'est un ouvrage Autoroutier essentiel pour le franchissement de la zone montagneuse qui délimite la ville de Constantine à sa partie Nord et au Nord-est. Djebel Ouahche proprement dit, dans lequel est réalisé le tunnel se présente sous forme d'un monticule ayant un sommet large et des versants moyennement à fortement inclinés et chahutés. De nombreux talwegs entaillent les versants du monticule donnant lieu à des escarpements relativement raides.



Figure II. 3: Présentation de la topographie du monticule.

II-3-1-3. Caractéristiques hydrographiques des Terrains avoisinants Le Tunnel et Leurs Impacts

Le monticule de Djebel El Ouahche, traversé par le tunnel, forme une barrière montagneuse à l'Est et au Nord-est de la ville de Constantine. Du point de vue hydrographique, ce monticule forme une ligne de partage des eaux orientées sensiblement Nord-est et Sud-ouest ; celle-ci sépare deux sous-bassins versants : le sous-bassin versant de la zone Nord est entaillé par de nombreux talwegs peu profonds et drainé par Oued Ennaga, par contre le sous-bassin versant de la zone sud est érodé et drainé par Oued e Zaouch. L'analyse des caractéristiques hydrographiques de ces sous-bassins versants montre que ces derniers ne présentent aucun risque ou effet désagréable vis-à-vis le tunnel et précisément ses portails.

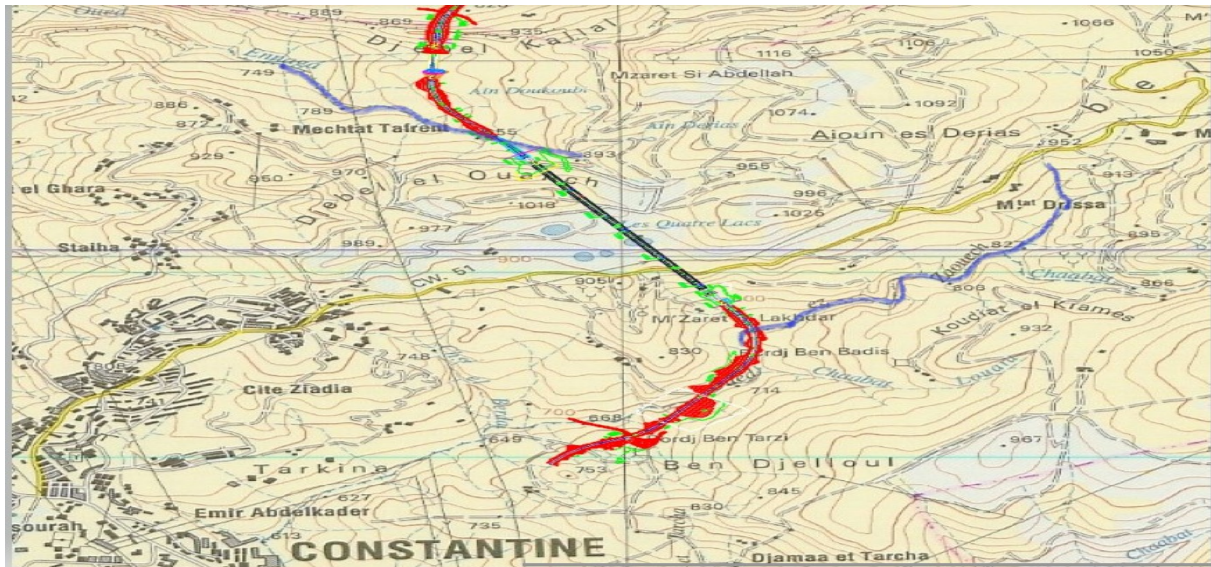


Figure II. 4: Présentation de l'hydrographie du monticule.

II-3-1-4. Cadre Géologique General

Les formations géologiques du massif de Djebel Ouahche sont essentiellement dominées par des recouvrements géologiques connus sous le nom de la nappe numidienne. Ces recouvrements qui s'étendent largement à l'Est et au Nord-est, sur plusieurs kilomètres carrés Km² sont formés de terrains sédimentaires d'âge tertiaire. Le faciès géologique, autrement dit la nature lithologique de la nappe numidienne est représentée par son binôme lithologique classique ; la barre de grès numidiens occupant les sommets des reliefs et la série argileuse de base qui affleure par endroits dans de mauvaises conditions. Dans un contexte géologique régional, la nappe numidienne correspond à une nappe tellienne, celle-ci repose indifféremment sur d'autres nappes telliennes moyennant des contacts tectoniques anormaux qui correspondent à des chevauchements des nappes.

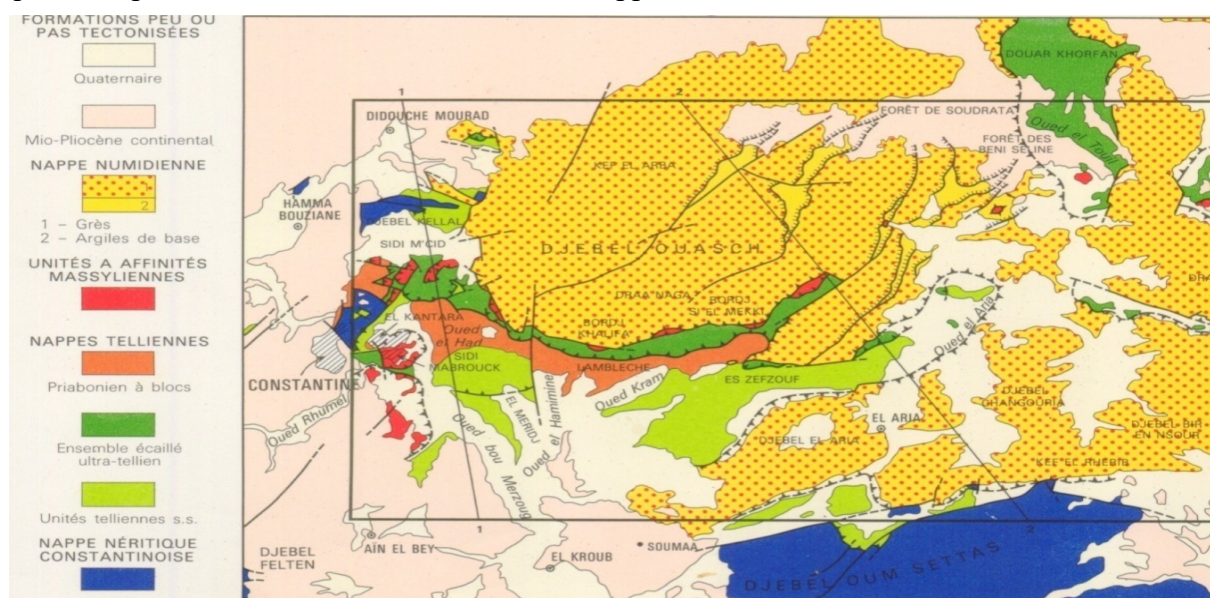


Figure II. 5: Carte géologique el ARIA présente les formations géologiques du massif.

II-3-1-5. Cadre Géologique local

Le tunnel T1 traverse la zone montagneuse boisée du Djebel Ouahche. Ses portails Nord et sud correspondent aux ruptures de pente de déclivité moyenne 50 à 70%, où se développe un manteau d'éboulis argilo-graveleux. Dans le tunnel, on distingue deux types de sols :

- Terrain de recouvrement argilo-sableux.
- Argilite grisâtre.

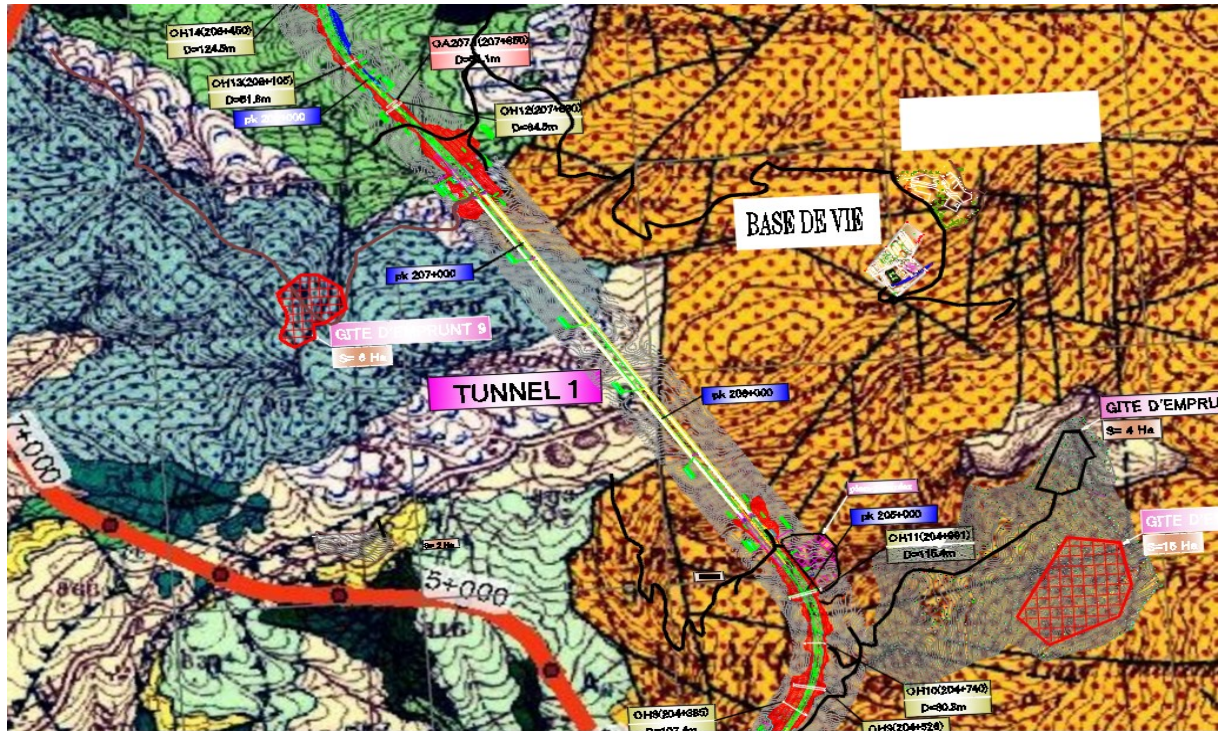


Figure II. 6: La zone géologique locale traversée par le tunnel (T1).

II-3-1-6. Conditions climatiques et végétarienne

La région de Constantine est influencée par le climat méditerranéen en raison des précipitations irrégulières et de la sécheresse prolongée en été, ce climat froid en hiver et chaud en été, principalement en raison du climat continental avec une variation de précipitation annuelle entre 500 et 700 mm.

Les valeurs moyennes de température le long de l'année 2003 sont exposées sur le tableau (II.1) (d'après le site ``Climats et voyages-climat du monde``).

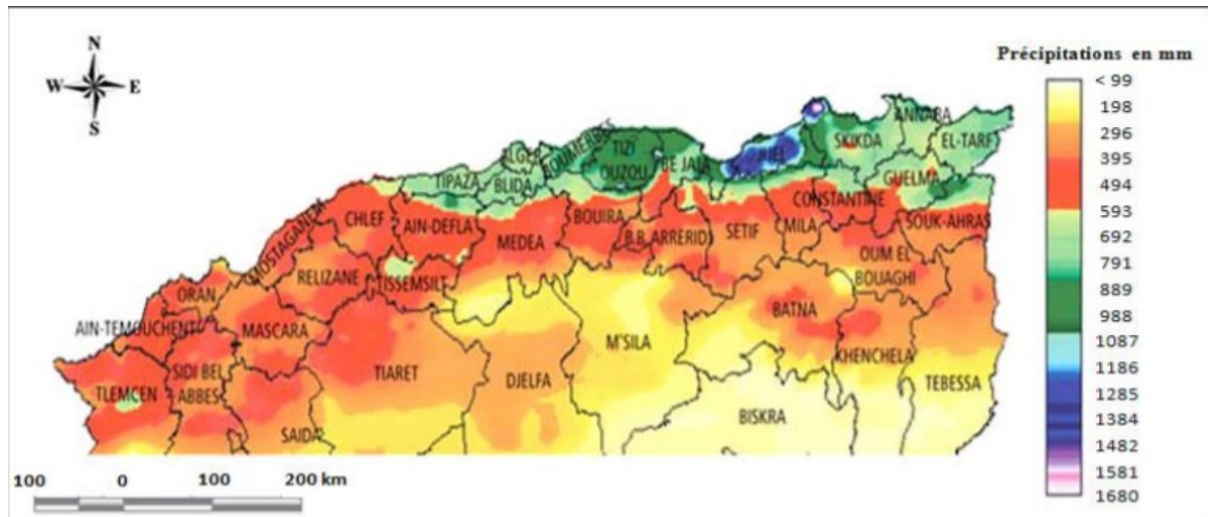


Figure II. 7 : Carte de précipitation en l'Algérie durant l'année 2003.

Mois	Janv	Févr	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Sept	Oct	Nov	dec
T.mi n°C	2	2	5	7	10	15	18	18	15	11	6	3
T.max °C	12	13	17	20	25	31	35	35	29	24	17	13

Tableau II. 1: Variation de la température durant l'année 2003.

II-3-2. Le tunnel : (T1)

Le tunnel est localisé sur l'Autoroute Est-Ouest à hauteur de la ville de Constantine, à l'Est de l'Algérie. L'ouvrage traverse la montagne « Djebel El Ouahche », située au Nord Est de la ville de Constantine. Ce tunnel fait partie de la Section quatre (4) de l'Autoroute Est-Ouest, Lot Est.

En termes dimensionnels, le tunnel est un bitube de longueur (1891m) environ, avec une section en forme de voûte surbaissée avoisinante (190 m²). La couverture maximale du tunnel est de (140m).

La largeur de la section d'excavation est égale approximativement (18m) et celle du pilier central est de (17m) environ. La pente longitudinale du tunnel étant de 4%.

Le tunnel contient quatre galeries d'intersection sur (380m) (CROSS PASSAGE deux pour les voitures et deux pour les personnes en cas d'incendie ou accident).

La position du tunnel T1 et sa longueur sont motionnées sur le tableau suivant :

Tube gauche		Tube droit		Longueur totale(m)	
Pk de début	Pk de fin	Pk de début	Pk de fin	Tube droit	Tube gauche
205+393	207+284.5	205+407.5	207+299	1891.50	1891.50

Tableau II. 2 : Position et longueur du tunnel T1.

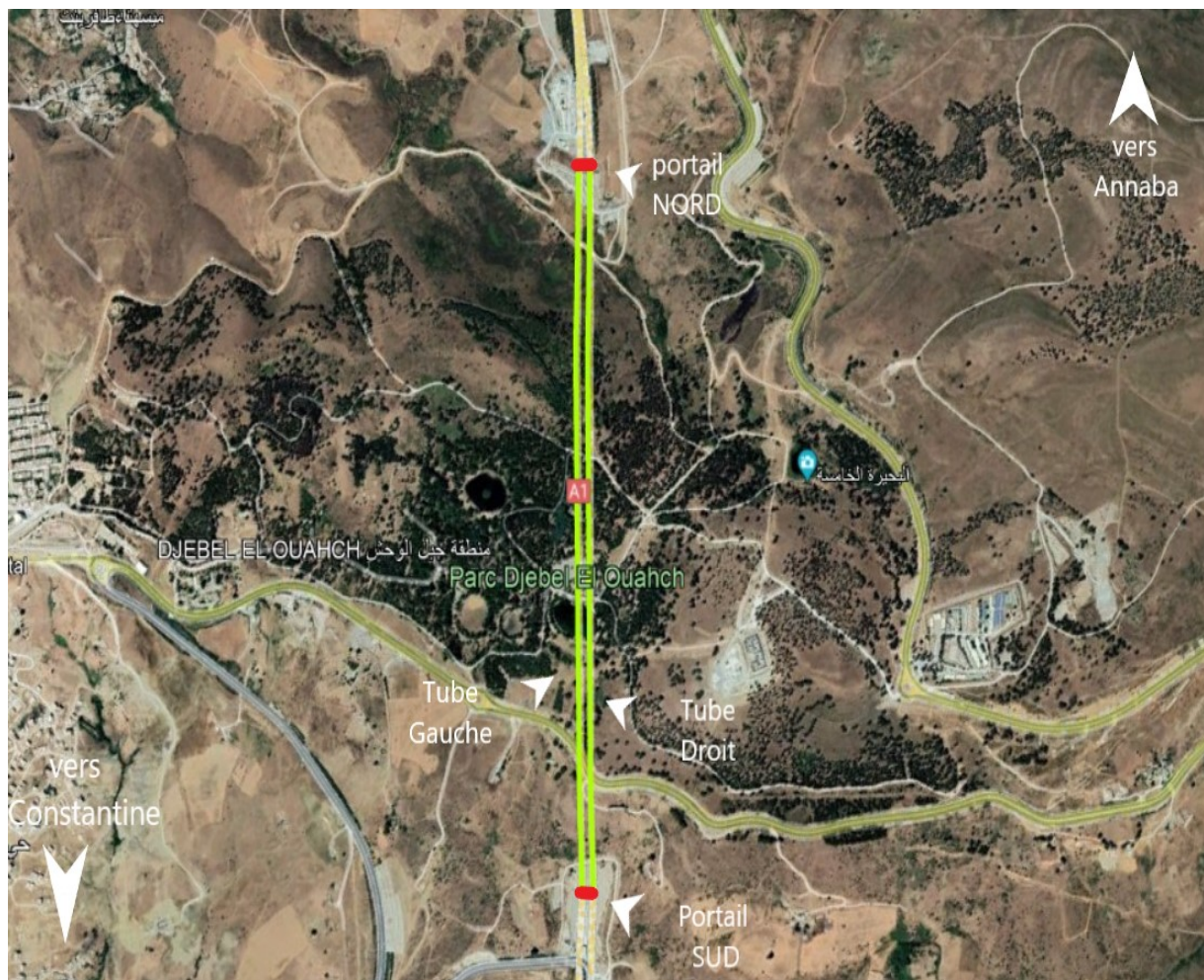


Figure II. 8 : Le tracé du tunnel (T1).

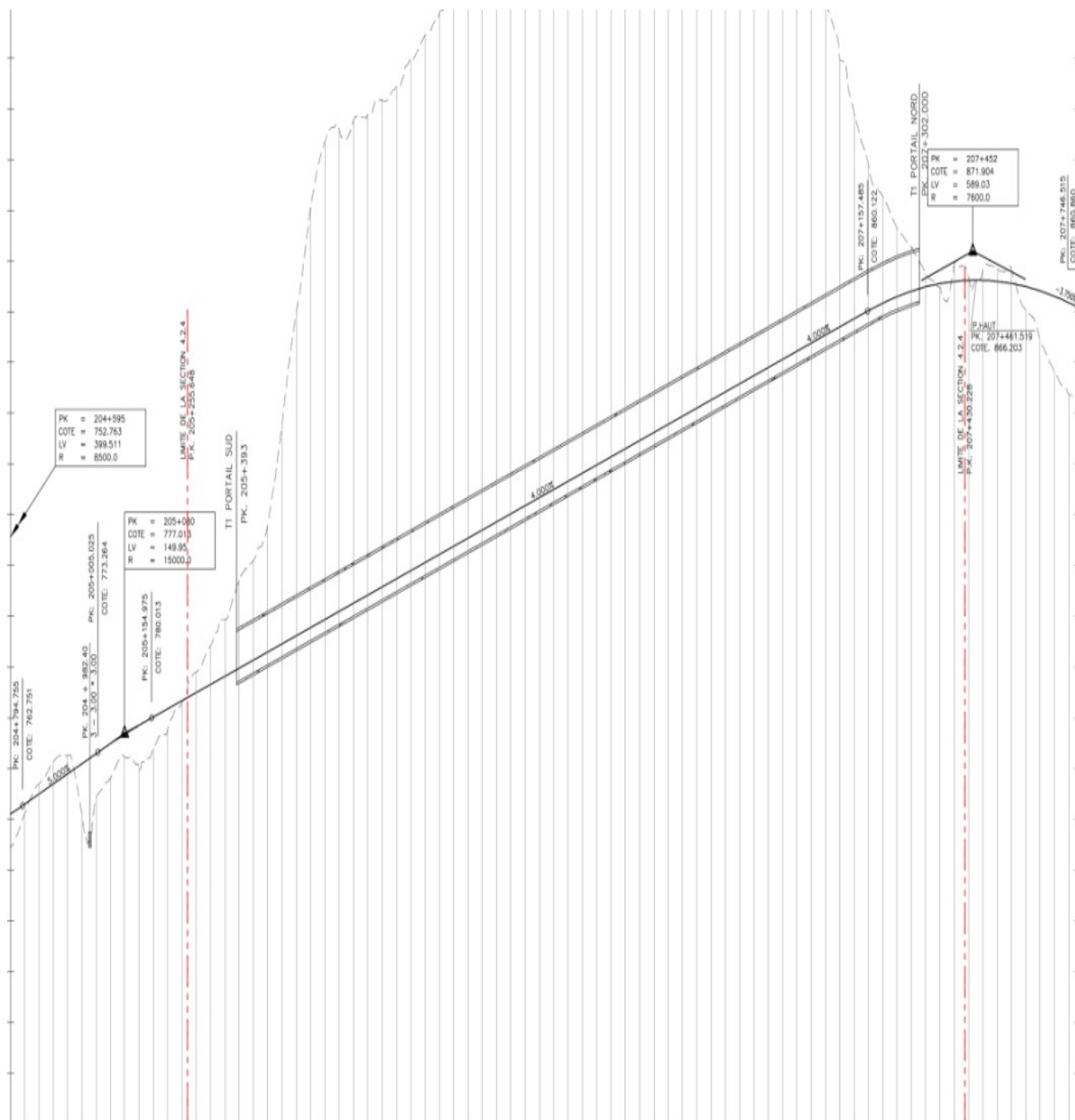


Figure II. 9: Profil longitudinal du tunnel (T1).

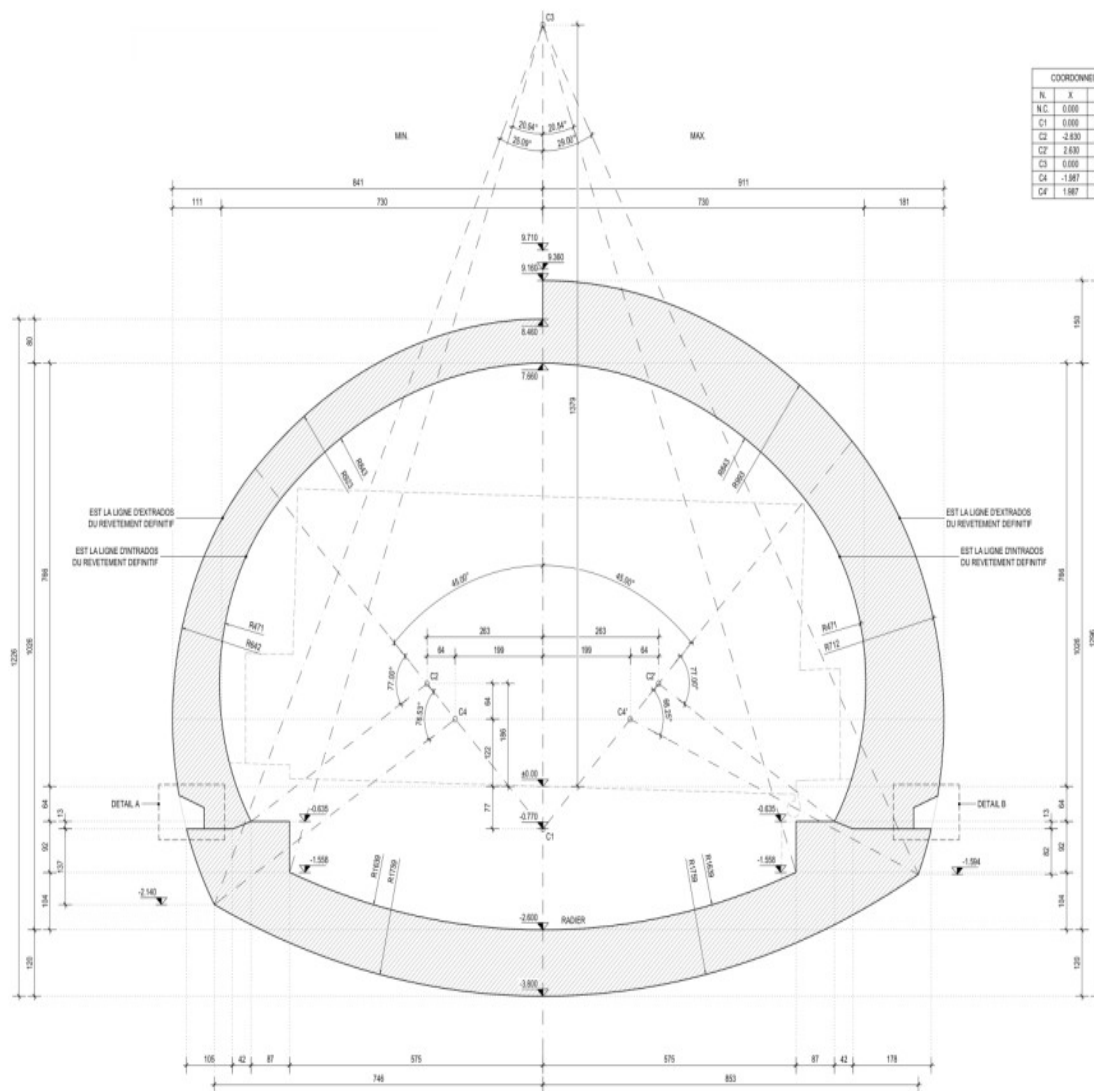


Figure II. 10: coupe transversale du tunnel (T1).

I-4. Le phénomène de l'éboulement qui s'est produit dans le tunnel

II-4-1. L'état d'avancement du tunnel avant l'éboulement

Tube droit : achevé à 100% et mis en service le 08 septembre 2013

Tube gauche : sur une longueur de (1891.50 m).

- Côté sud (743 m) achevé à 100%
- (140 m) creusée et équipée avec soutènement provisoire (84m) avec doubles cintres et (56 m) en simple cintre.
- Côté Nord (644 m) achevé à 100%
- Une distance de (358 m) entre les deux parties précédentes, creusées sous forme de galerie de pilote (galerie de reconnaissance) de section de (90m²) et équipée de doubles cintres.

II-4-2. Description de l'éboulement survenu

Le 1er janvier 2014, un éboulement s'est produit dans le tube gauche, d'une longueur totale de (184 m) (le front sud). L'effondrement a été enregistré, le tube droit a été achevé et mis en service ce qui rendait la situation plus critique. Le tube droit est jugé dangereux pour l'agglomération totale, fermé et renforcé par la Butée d'une longueur de plus de (110 m) (intérieur du tunnel)

L'éboulement s'est passé entre le (PK206+ 136) et (PK206+ 280) causant une catastrophe dans les deux tubes. Pour mieux comprendre le phénomène ; les deux photos ci-dessous présentent l'endommagement causé, divisé en six zones.

a. Le tube gauche

ZONE 1 : Lieu de l'effondrement de longueur (110m) environ. (Effondrement de voute et de front avec de soulèvement de contre voute (ou radier).

ZONE 2 : Partie creusée avec la galerie pilote de longueur (330m) environ

ZONE 6 : Partie en support provisoire à bétonner avant la reprise des travaux, de longueur (60m) approximativement.

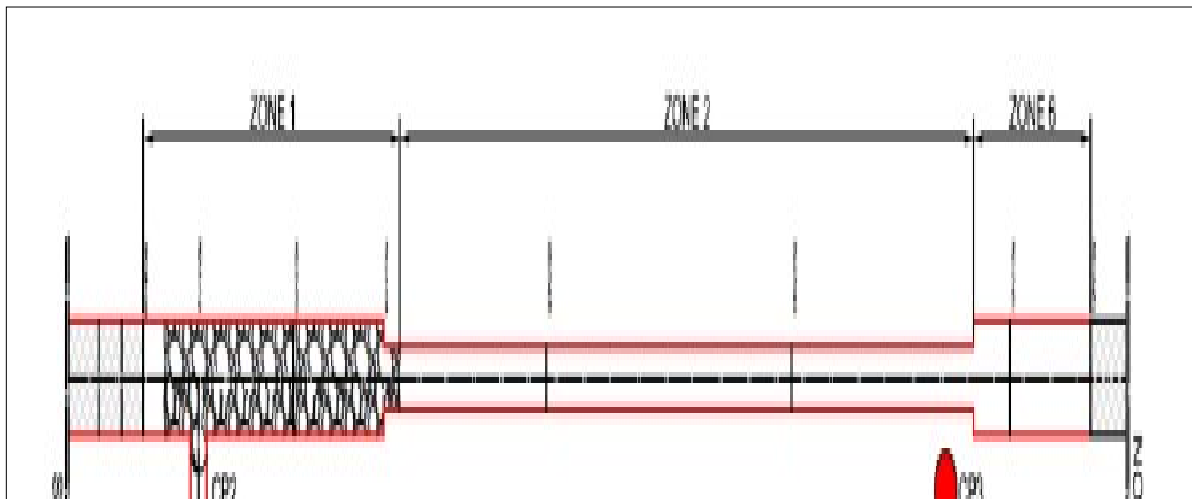


Figure II. 11 : L'état du tube gauche après l'éboulement.

b. Le tube droit

ZONE 3 : Partie du revêtement définitif à remettre en état complet, de longueur (125m) environ.

ZONE 4 : Partie du revêtement définitif avec un état de fissuration importante, de longueur (144m) approximativement

ZONE 5 : Partie du revêtement définitif, à l'état actuel, qui ne présente pas de fissuration importante, de longueur (132m) environ

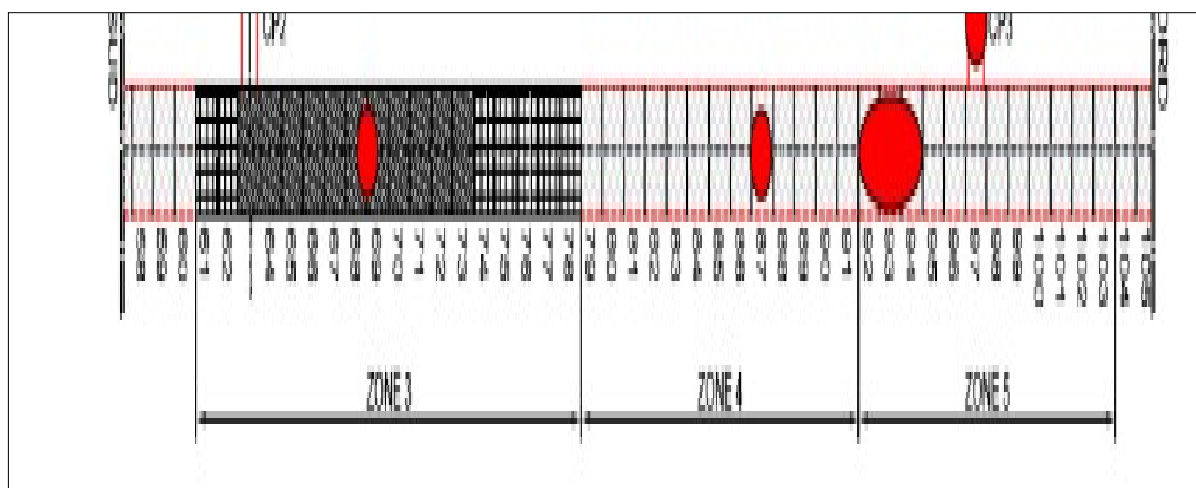


Figure II. 12: État du tube droit après l'éboulement.



Figure II. 13: Éboulement du front de tube gauche.



Figure II. 14: Soulèvement de la surface en haut de tunnel.

II-5. Conclusion

D'après ce qui est exposé dans les paragraphes précédents, on a pu conclure que ce tunnel avait une situation complexe concernant le phénomène de l'éboulement. Ce dernier est lié directement ou indirectement aux conditions citées précédemment.

Ainsi que le tunnel fera l'objet d'étude, en but de réparation optimale pour le récupérer et le remettre en service.

Chapitre III

Analyse des résultats

D'instrumentation

(Monitoring)

III-1. Introduction

De nos jours, la réalisation des ouvrages souterrains nécessite une étude profonde qui mène à déterminer la nature et les différentes caractéristiques des sites ; notamment ceux qui ont un comportement difficile à traiter, et des paramètres mécaniques et géographiques du sol qui ne sont pas bien définis. Ceci nous oblige à fournir des efforts multiples techniques et économiques pour suivre ce type de terrain et surtout lors de la phase de l'excavation, là où les mouvements importants dans le sol se produisent.

Donc l'instrumentation est utilisée pour la surveillance du site pour assurer la bonne fonctionnalité de l'excavation, la sécurité d'ouvrage et des gens.

Dans ce chapitre nous allons parler sur l'instrumentation, l'utilité, les types utilisés existants, l'ouvrage étudié, les résultats obtenus et leurs interprétations.

III-2. Définition

Une auscultation est une méthode pour suivre le comportement actuel de l'ouvrage soit de convergence à l'intérieur du tunnel ou bien des tassements ou déformations sur la surface du tunnel en utilisant plusieurs façons selon la problématique.

III-3. Les types d'auscultations

Le choix des types d'auscultations est basé principalement sur le type du tunnel, la nature et le comportement du sol, le type d'excavation, les paramètres géotechniques et la présence d'une galerie pilote. Les types d'auscultation qui existent sont :

- Mesure de convergence relative et absolue.
- Mesure de tassement et inclinomètre.
- Mesure de contrainte en soutènement et en revêtement définitif.

Chaque type de mesure est effectué par un moyen ou appareil spécial

- a. Convergence relative :** c'est une opération courante, consistant à mesurer une distance entre deux points fixés dans les parois du tunnel, cette opération est faite avec un lever topographique en utilisant une station totale, des cibles topographiques et par triangulation et nivellement.



Figure III. 1: La cible topographique.

- b. **Convergence absolue** : la mesure dite de convergence absolue consiste à mesurer le déplacement radial d'un point situé sur la paroi de l'excavation ou sur le sol, par rapport à un point supposé fixe en profondeur dans le massif rocheux. Cette opération est faite avec un extensomètre.

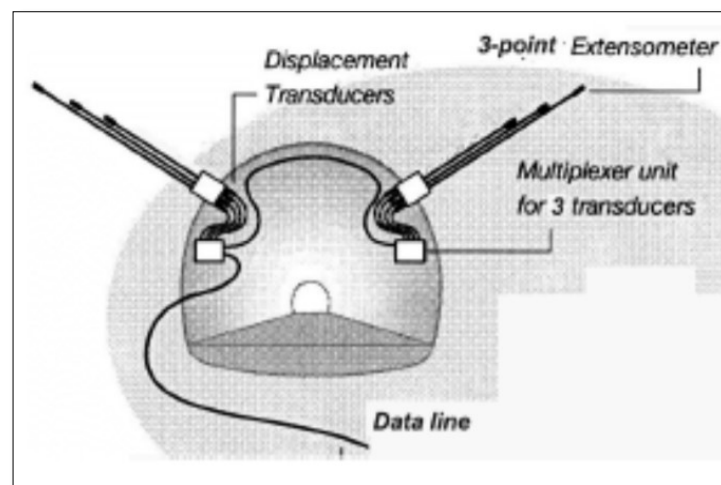


Figure III. 2: Mesure de convergence absolue avec extensomètre.

- c. **Mesure de tassement** : c'est l'opération de mesure de déformation aux surfaces du tunnel à l'aide d'un Tasso mètre.
- d. **Inclinomètre** : c'est une instrumentation utilisée pour la mesure d'angle en fonction d'un repère horizontal, ayant un capteur permettant de transformer une inclinaison mesurée en signal électrique.

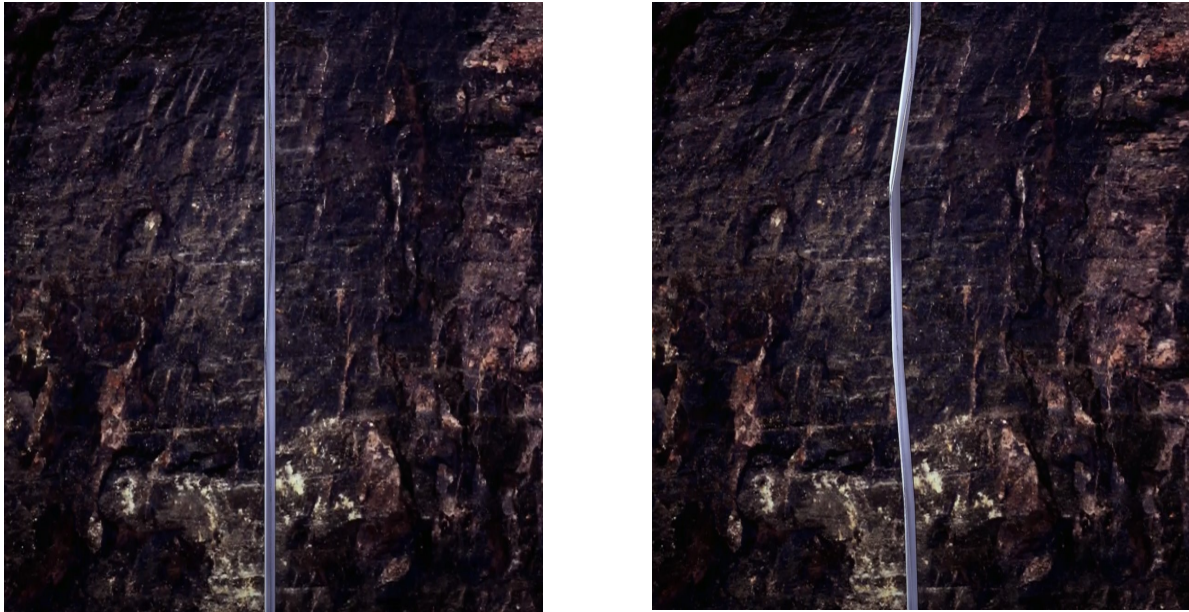


Figure III. 3: Position d'inclinomètre avant et après déformation.

- e. **Mesure de contraintes** : une opération qui consiste à mesurer les poussées sur la structure de tunnel. On utilise : les jauges de contrainte ou capture de pression.



Figure III. 4: Jauge de contrainte montée sur le béton.

III.4. Avantage de l'auscultation

On peut citer les grands avantages de l'auscultation :

- Assurer la sécurité de chantier à court terme.
- Assurer l'ouvrage à long terme.
- Modifier la méthode d'excavation ou de soutènement en cas de présence d'un problème technique.
- Contrôler l'influence d'ouvrage sur les structures aux surfaces.

III-5. Auscultation dans le tunnel étudié T1

L'excavation d'un tunnel consiste à avoir une déformation avant la stabilité du massif (théorie de convergence-confinement), cette déformation doit être acceptable et ne dépasse pas certaines valeurs admissibles.

Une énorme déformation dans le tunnel T1, pratiquement il va subir plusieurs types d'instrumentations. Parmi ces instruments ; la mesure de convergence relative et absolue, les inclinomètres, Tasso mètre...etc.

Mais dû à l'absence des données, notamment en période avant éboulement, on va voir juste tout ce qui concerne l'auscultation avec la topographie.

La figure qui suit présente les cibles utilisées à l'intérieur du tunnel T1.



Figure III. 5: Cible de mesure dans un cercle noir.

III-5-1. Manipulation de l'opération

Dans le T1, les cibles sont implantées selon des positions données dans les soutènements sur le contour de la section (par nivellement et triangulation) et sur la longueur de tunnel, avec un pas d'espacement (entre 1m et 5m) selon la quantité de déplacement estimée. L'opération de mesure est programmée chaque jour avec une répétition de deux ou trois fois par jour dans le même PK. Les levés topographiques sont transférés de la station totale vers un fichier Excel traité par le topographe.

STA	MesuredDate	Mesured TD	FaceTD	DispA	DispB	DispC	DispD	DispE	DispF
PK 206+169(850)	12/01/2011 17:25	776,694	776,718		0	0	0		
PK 206+169	12/01/2011 23:14	776,69	777,082	-0,6	-3,8	-2,3			
PK 206+169	12/03/2011 09:10	776,689	777,567	-4,4	-3,6	-8,5			
PK 206+169	12/03/2011 22:11	776,689	777,567	-3,8	-4,2	-9,3			
PK 206+169	12/04/2011 11:08	776,691	777,855	-3,6	-7,1	-14,2			
PK 206+169	12/04/2011 20:48	776,687	778,861	-8,1	2,7	-6,7			
PK 206+169	12/05/2011 05:21	776,653	779,662			-15,1			
PK 206+169	12/05/2011 09:02	776,652	780,008			-15			
PK 206+169	12/05/2011 21:45	775,417	781,2	1,3	-0,1	1,2	0,7	0	
PK 206+169	12/06/2011 06:04	775,417	782,067	-0,5	-0,9	2,2	1,6	-2,6	
PK 206+169	12/06/2011 08:45	775,417	782,067	1,8	-3	1,5	2,6	-0,7	
PK 206+169	12/06/2011 15:16	775,416	782,067	3,3	-2,9	2,9	11,5	6,2	
PK 206+169	12/07/2011 00:59	775,416	781,691	1,9	-5,6	-0,8	2,1	-0,7	
PK 206+169	12/07/2011 15:04	775,415	782,571	-1,6	-4,5	-3,9	-0,6	-3,4	
PK 206+169	12/07/2011 21:29	775,417	782,972	0,4	-4,7	-1,4	2	-1,1	
PK 206+169	12/08/2011 03:43	775,417	783,157	-1,7	-1,3	-0,3	4,5	-1,8	
PK 206+169	12/08/2011 10:30	775,415	784,005	-5,3	1,8	-0,9	1,4	-6,5	
PK 206+169	12/08/2011 15:56	775,418	784,694	1,5	-4,1	-0,7	5,1	-1,2	
PK 206+169	12/08/2011 22:49	775,417	785,544	-0,9	-6,6	-4,8	2,4	-5	
PK 206+169	12/09/2011 06:23	775,416	786,567	-1,1	-6,4	-4	-6,4	-5,6	
PK 206+169	12/09/2011 10:30	775,416	786,567	-3	-7,2	-3,8	-0,6	-6,4	
PK 206+169	12/09/2011 15:45	775,415	786,567	-0,2	-5,5	-1,2	2,4	-4,1	
PK 206+169	12/10/2011 05:26	775,415	786,567	-1,8	-7,4	-3,1	0,4	-7,4	
PK 206+169	12/10/2011 09:15	775,415	786,567	0,1	-7	-1,9	4,8	-2,1	
PK 206+169	12/10/2011 16:14	775,414	786,567	-2,9	-6,4	-3,6	1,8	-6,2	
PK 206+169	12/11/2011 03:47	775,415	786,567	0	-8,8	-3,6	-1,2	-6,6	
PK 206+169	12/11/2011 14:53	775,415	786,567	-2,9	-8	-5,5	1,5	-6,9	
PK 206+169	12/12/2011 04:18	775,415	786,567	-2,3	-7,8	-5,3	-0,2	-6,8	

Figure III. 6: Tableau Excel d'état de déplacement PK 206+169 après le traitement.

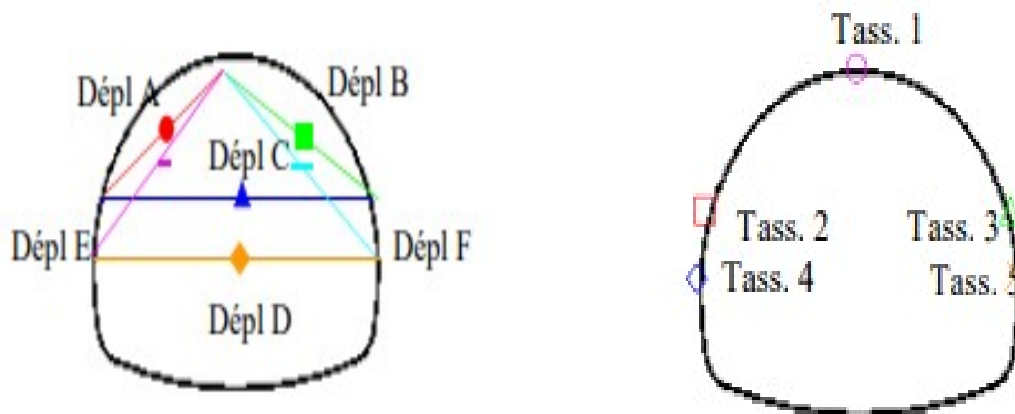


Figure III. 7: Position des cibles topographiques et des distances par rapport à la section.

Après le traitement des données topographiques, on va les reconstruire sous forme des graphes avec Excel pour mieux comprendre les déplacements relatifs et les tassements provoqués. Les graphes suivants nous donnent l'image exacte des déplacements et tassements à l'intérieur du tunnel T1 ; tout ce qui concerne le tassement de la voute et la convergence de parois, et puis toutes les précautions que nous allons adopter pour diminuer ce déplacement s'il existe. Dû au grand nombre des graphes (32 courbes), on va s'intéresser que des courbes qui présentent des déplacements énormes. Le reste des courbes sera annexé.

III-5-3. Interprétations des résultats

Dans cette partie, nous allons parler sur les graphes à partir des tendances des vitesses de déplacements et de tassements enregistrés dans chaque section de mesure.

a. Les déplacements relatifs**PK 206+174**

- **Déplacement A :** Une stabilisation de la vitesse de déplacement jusqu'au début du mois de février 2012, une tendance légère dans la vitesse de déplacement pour des valeurs entre (5 mm et 6mm) jusqu'à (15 mm) dans un mois.
- **Déplacement B et C :** une stabilisation dans la vitesse de déplacement sur toute la période de mesure sur une valeur (20 mm).
- **Déplacement D :** une stabilisation de déplacement sur toute la période de mesure, les valeurs sont entre (5 mm) et (6 mm).
- **Déplacement E :** Après la stabilisation notée pour des valeurs inférieures à (10 mm) jusqu'à décembre 2012 ; une tendance de vitesse de déplacement jusqu'à (30 mm)
- **Déplacement F :** une tendance de vitesse de déplacement de (0 mm) jusqu'à (27 mm) entre la période d'août 2011 et février 2012. Après la stabilisation dans les mêmes valeurs ; une autre tendance de vitesse pendant quatre jours, elle atteindra des valeurs entre (70 mm) et (75 mm).

PK 206+246

- **Déplacement A et B :** tendance de vitesse de déplacement pendant une semaine pour avoir une valeur entre (20 mm) et (23 mm).
- **Déplacement C :** une tendance de vitesse de déplacement dans 5 jours de (0 mm) jusqu'à (75 mm) avec stabilisation dans cette valeur.
- **Déplacement D et E et F :** stabilisation de vitesse avec des valeurs entre (3 mm) et (5mm).

PK 206+259

- **Déplacement A et B :** stabilisation après une petite tendance, entre (15 mm) et (20 mm).
- **Déplacement C :** une tendance enregistrée entre 3 septembre 2013 et 10 septembre 2013 jusqu' avoir une valeur moyenne de déplacement (110 mm).
- **Déplacement D et E et F :** stabilisation entre (1 mm) et (5 mm).

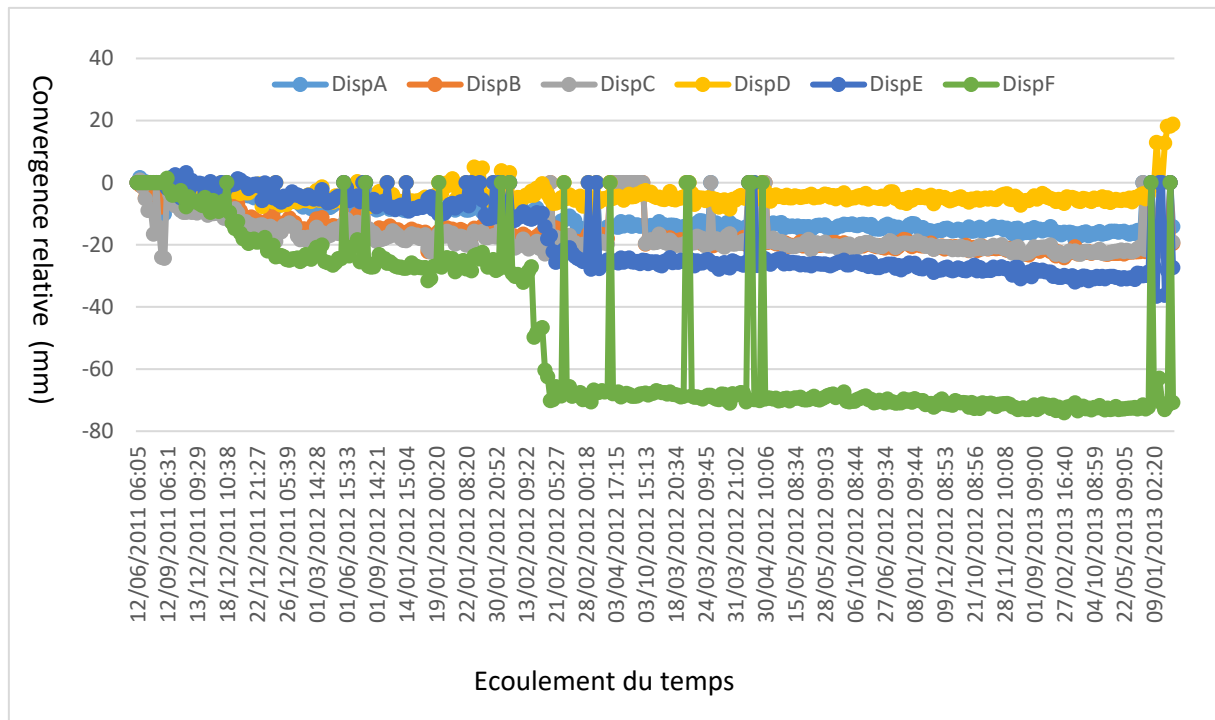


Figure III. 8: État de convergence PK 206+174.

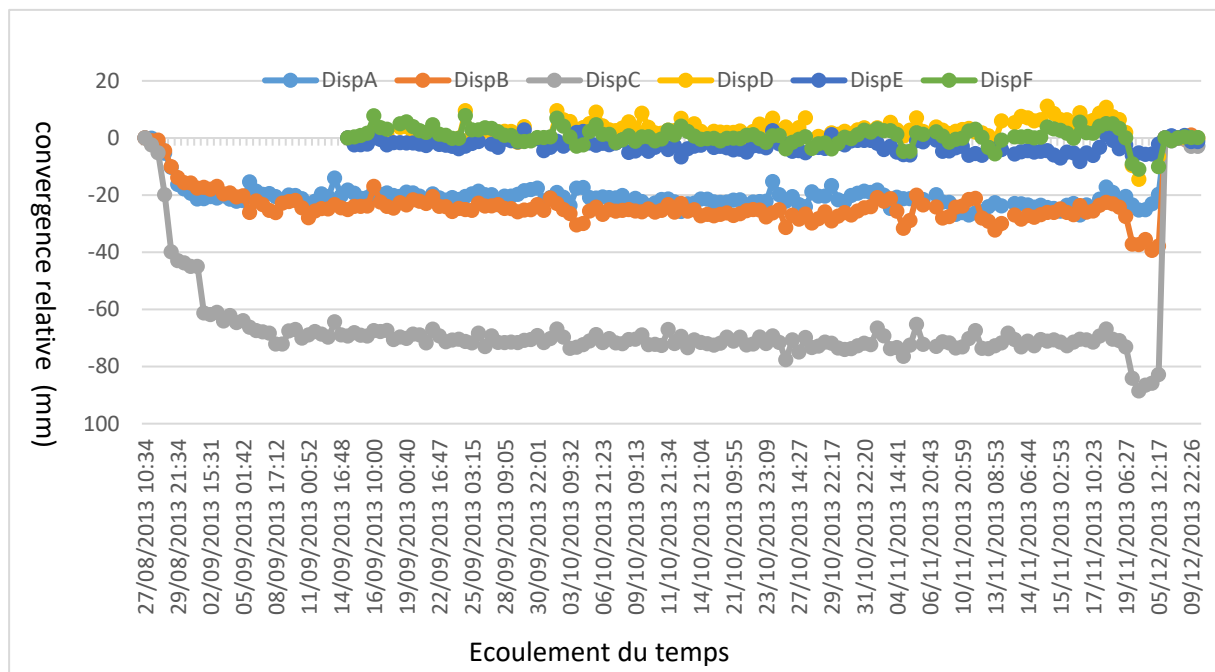


Figure III. 9: État de convergence PK 206+246.

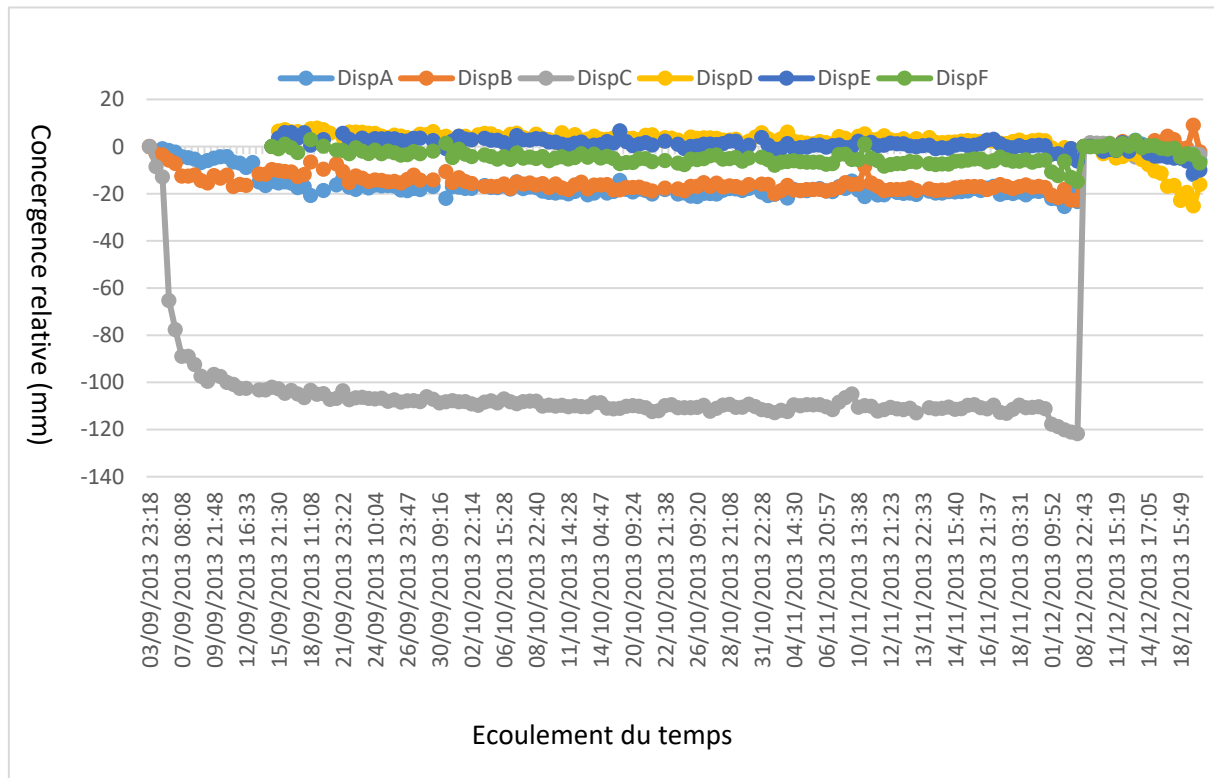


Figure III. 10: État de convergence PK 206+259.

b. Tassements

PK 206+174

- **Tassements 1, 3, 4 et 5** : deux tendances successives entre 12 juin 2011 et 21 février 2012 jusqu'à la stabilisation, ceci est illustré sur toutes les courbes avec une valeur max pour le tassement 3 égal à (160 mm).

PK 206+178

- **Tassements 1, 2 et 3 et 5** : deux tendances successives jusqu'à la stabilisation avec une valeur max égale à (113 mm).
- **Tassement 4** : une légère tendance pour avoir la stabilité dans (80 mm).

PK 206+ 210

- Pour tous les tassements, une tendance entre la fin du mois de Janvier 2012 et la fin du mois d'Avril 2012 jusqu'à la stabilisation dans toutes les courbes. Un autre pic est enregistré à partir du mois de Mai 2013 et jusqu'à la date d'éboulement surtout dans les cibles 1, 2, 3 et 5 ce qui conduisait à un tassement de 128 mm dans la cinquième cible.

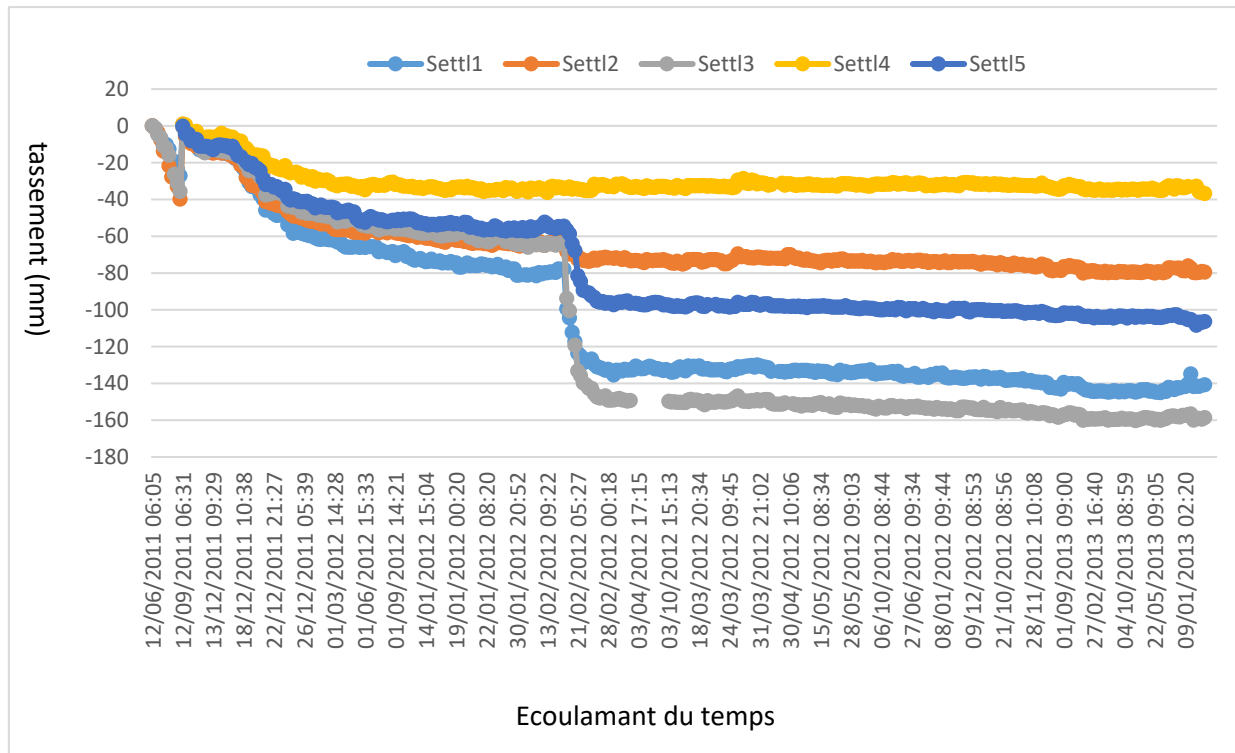


Figure III. 11: État de tassement PK 206+174.

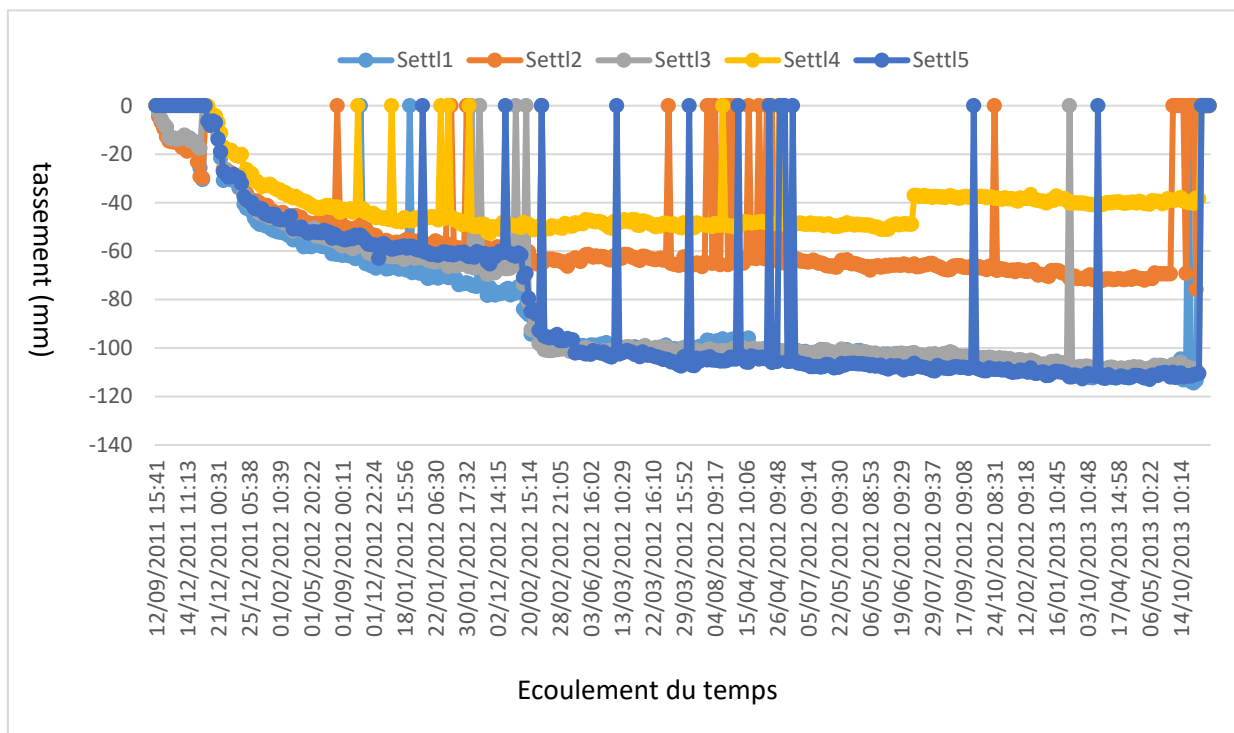


Figure III. 12: État de tassement PK 206+178.

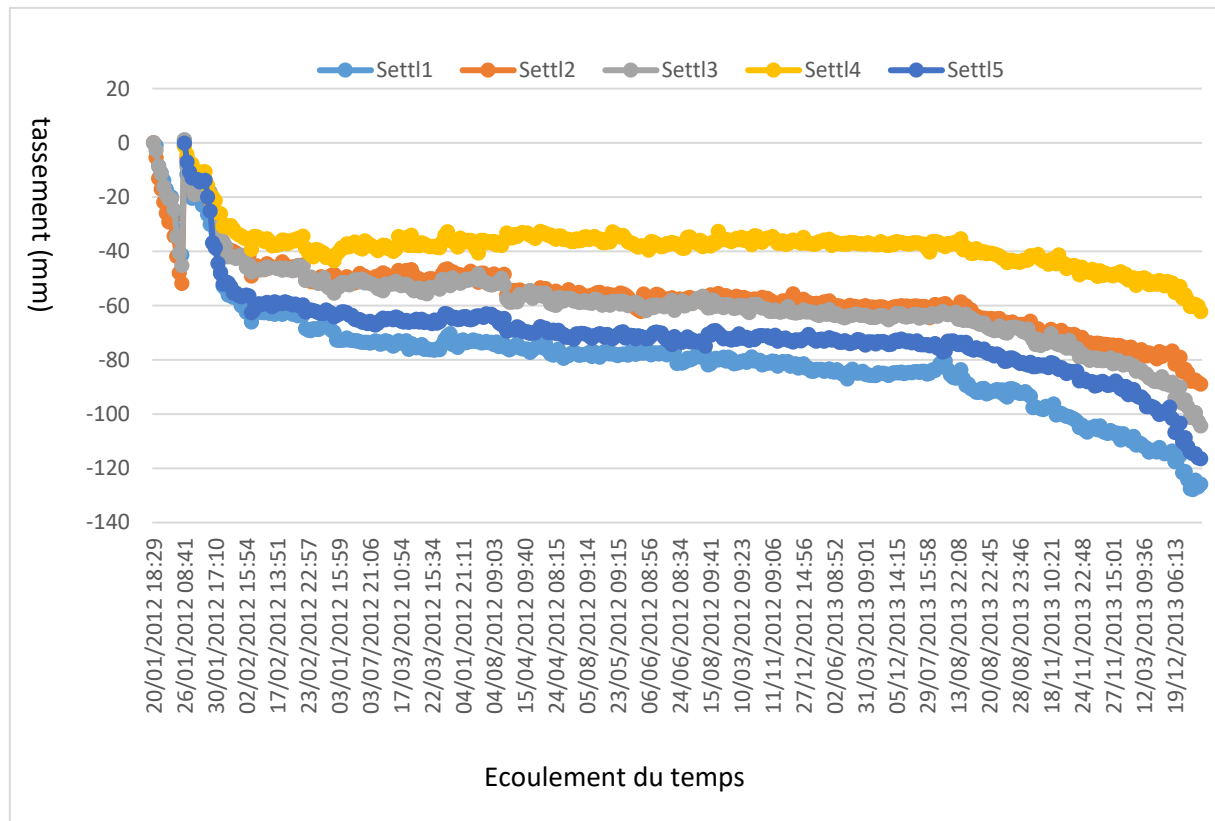


Figure III. 13: État de tassement PK 206+210

III-5-4. Analyse et commentaires sur les résultats

Les valeurs maximales dans chaque section de mesure sont illustrées sur le tableau Récapitulatif soit en convergence relative ou en tassement.

Section de mesure	Déplacement ou tassement	Valeur maximum (mm)
PK 206+174	Déplacement F	74
PK 206+246	Déplacement C	87
PK 206+259	Déplacement C	122
PK 206+174	Tassement 3	160
PK 206+178	Tassement 1	114.4
PK 206+210	Tassement 1	127.9

Tableau III. 1: Les valeurs maximales des déplacements et de tassements.

D'après ce qui figure sur les graphes et les différentes interprétations on peut mettre des hypothèses des phénomènes qui se sont produits dans chaque section de mesure et exactement dans chaque cible topographique.

Pour la convergence relative

PK 206+174 : d'après l'augmentation de la vitesse de convergence relative de F, avec l'effet d'excavation, on peut dire que nous avons une poussée horizontale venant du pilier vers le tube gauche.

Pour le tassement.

PK 206+174 : la cible de clé de voute 1 et les cibles 3 et 5 sont les cibles qui ont le grand pourcentage de tassement, donc ce qui veut dire que cette section a subi de grandes charges et que le système de soutènement n'a pas pu supporter pas cette charge, et surtout les fondations.

PK 206+210 : on remarque un deuxième pic ; le tassement augmente de façon très rapide, probablement à cause d'élargissement de la section en simple cintre.

III-6. Conclusion

On a conclu que l'auscultation dans les tunnels est un facteur majeur de la sécurité, aussi bien pour les ouvriers que pour les utilisateurs, conduisant en même temps à un projet plus économique. Particulièrement le cas du tunnel T1 de djebel el Ouahche qui a été creusé dans d'un sol médiocre, et qui a subi des déformations énormes qui peuvent conduire à un phénomène d'effondrement.

Chapitre IV

*Analyse géotechnique
des terrains du projet.*

IV-1. Introduction

L'étape préalable à la réalisation d'un ouvrage consiste en phases d'étude. Traiter les différents facteurs ; économique, politique, démographique et environnemental, déterminant les modes opératoires adaptées aux séquences de construction envisagées, le matériel et la main-d'œuvre nécessaires pour mener à bien ces tâches, et une planification réaliste de leurs exécutions. Un autre élément contribue également à la réalisation des ouvrages : c'est la sécurité, notamment dans des endroits de mauvaise qualité de sol, assurer que notre ouvrage soit durable et sécuritaire.

Dans ce chapitre on va entamer une discipline de la géotechnique qui est très importante dans le domaine des ouvrages souterrains, c'est une étude de la géologie et spécialement le comportement du sol lors de l'excavation de l'ouvrage.

Le but de chapitre et de traiter les données géotechniques de notre tunnel afin de connaître le comportement et la nature du sol, et déduire les paramètres intrinsèques du modèle géotechnique : Le module de déformation **E**, la cohésion **C** l'angle de frottement **Φ** , et le coefficient de poisson **ν** .

IV-2. Investigation géotechnique

IV-2-1. Campagne d'investigation

Juste après l'éboulement une grande campagne d'investigation a été lancée pour connaître les zones touchées, les vides probables dans la montagne, la zone de décompression autour du tunnel, l'état des dommages produits sur le revêtement du tube droit, les causes et le mécanisme d'apparition de cet éboulement.

Les phases d'investigation sont faites selon la manière suivante :

- Sondage vertical à partir de la surface du tunnel.
- Sondages horizontaux du tube droit vers le tube gauche.
- Investigation géophysique.
- Tests de laboratoire sur les matériaux.

Il faut tout d'abord avant d'entamer l'étude de la partie géotechnique, le tunnel doit passer par une série d'investigations.

IV-2-1-1. Campagne d'investigation avant l'éboulement

La campagne d'investigation avant l'éboulement a été exécutée en trois phases.

a. La première phase (2007)

L'objectif est de définir les modèles géologiques et géotechniques dans la phase de conception DEX, ceci comprend :

- Les investigations géophysiques.
- L'investigation par sondage depuis le sol de surface jusqu'au niveau du tunnel.
- L'essai en laboratoire sur les matériaux.

b. La deuxième phase décembre 2010 (phase de creusement)

Suite à l'éboulement du front de taille dans le tube droit, l'entreprise a effectué deux forages en avancement, afin d'obtenir des informations plus complètes sur la géologie.

- Des essais pressiométriques
- Des essais en laboratoire.

c. La troisième phase Avril 2012

Une nouvelle campagne complémentaire a été effectuée après l'effondrement du front de taille dans le tube droit en correspondance avec la zone du tube droit creusée et la galerie pilote. Les tableaux suivants résument les propriétés, la nomenclature, les PK, le sens les types...etc.

Tomographie de la Résistivité électrique		
Direction	Point kilométrique (km)	
Longitudinale du tube gauche	De	à
	205+500	207+150
Longitudinale de l'axe central		
Longitudinale du tube droit		

Tableau IV. 1: Investigations géophysiques le long du tracé.

Sondage	PK(Km)	Tube	Profondeur (m)	Orientation	Méthode de forage	Taux de récupérations de carotte	RQD	Essai pressiométrique
S4-LT-04N	205+921	G	130.4	Vertical	r	•	•	
S4-LT-04NB	206+251	G	140	Vertical	r	•	•	
S4-LT-05NB	206+465	G	150	Vertical	r	•	•	
T1 tube sud	206+258	D	50	Horizontal	r	•	•	•
T1 Nord droit	206+476	D	42	Horizontal	r	•	•	•
TS1G	206+220.1	D	41	Horizontal	r/d	•	•	•

Tableau IV. 2: Investigation par sondage avant l'éboulement.

D'où : r est La rotationnel d : Le destructif.

sondage	Profondeur (m)	Densité seche	Densité humide	Teneur en eau	Degré de saturation	Limite d'atterberg	granulometrie
S4-LT-04N	3.1	•		•	•	•	•
	12.5	•		•	•	•	•
	20.5	•		•	•	•	
	25.4	•		•	•		
	33.2					•	
	35.4	•		•	•		
	42.8	•		•	•		
	52.5	•		•	•		
	63	•		•	•		
	66.7	•		•	•		
	72.9	•		•	•	•	
	74.9	•		•	•		
S4-LT-04NB	20.7		•	•	•	•	
	22.8						
	34.7		•	•	•	•	
	44.2						
	66.9		•	•	•	•	
	70.9		•	•	•	•	
	75						
	78.8		•	•	•	•	
	82.4						
	84.4						
	86.8						
	87.3		•	•	•	•	
	92.7						
	95.5		•	•	•		
	98.7						
	104.9						
	107.5		•	•	•	•	
	113.4		•	•	•	•	
	122		•	•	•	•	•
	127.7		•	•	•	•	•
	128.9						
	133.5						
	138.5		•	•	•		

Tableau IV. 3: Essais d'identification(I).

sondage	Profondeur (m)	Densité seche	Densité humide	Teneur en eau	Degré de saturation	Limite d'atterberg	granulometrie
S4-LT-05NB	7.7		•	•	•	•	
	12.1		•	•	•	•	
	15.4						
	21.2		•	•	•	•	
	26.5						
	29		•	•	•	•	
	32						
	46.7		•	•	•	•	
	49.6		•	•	•	•	
	51.3		•	•	•	•	
	56.1		•	•	•	•	
	56.1		•	•	•	•	
	65.3		•	•	•	•	
	71.8						
	79.7		•	•	•	•	
	85.5		•	•	•	•	
	91.2		•	•	•	•	
	97.2		•	•	•	•	
	107.6						
	111.4		•	•	•	•	
	117.2		•	•	•	•	
	128.5		•	•	•	•	
	134		•	•	•	•	
	135.9		•	•	•	•	•
	140.9		•	•	•	•	•
	146.9		•	•	•	•	

Tableau IV. 4 : Essais d'identification (II).

sondage	Profondeur (m)	Densité seche	Densité humide	Teneur en eau	Degré de saturation	Limite d'atterberg	granulometrie
T1 SUD DROIT	34.3	•		•	•		
	34.8	•		•	•		
	35.7	•		•	•		
	38.7	•		•	•	•	
	48.4	•		•	•		
T1 NOTH DROIT	32.2	•		•	•		
	33.3	•		•	•		
	33.6	•		•	•		
	33.9	•		•	•		
	34.3	•		•	•		
	34.9	•		•	•		
	35.7	•		•	•		
	36.1	•		•	•	•	
	35.6	•		•	•		
	37.3	•		•	•		
	37.9	•		•	•	•	
TSG1	35.1						•
	38.7		•				
	32		•				•
	34.2						•
	35.8						•

Tableau IV. 5 : Essais d'identification (III).

sondage	Profondeur (m)	essai en compression uni a	essai en compression triax	cisaillement direct	essai de gonflement
S4-LT-04N	3.1	•			
	12.5	•			
	25.4	•			
	33.2	•			
	42.8	•			
	52.5	•			
	63	•			
	66.7	•			
	72.9			•	
	86.9	•			
	110.8	•			
	118	•			
S4-LT-04NB	34.7	•			
	66.9	•			
	70.9	•			
	78.8	•			
	87.3	•			•
S4-LT-05NB	122	•			
	7.7	•			
	21.2		•		
	29	•			
	46.7	•			
	49.6	•			
	51.3	•			
	56.1	•			
	65.3	•			
	79.7	•			
	85.9	•			
	97.2	•			
	111.4	•			
	134	•			
	135.9				•
	146.9	•			

Tableau IV. 6: Essais mécaniques(I).

sondage	Profondeur (m)	essai en compression uni a	essai en compression triax	cisaillement direct	essai de gonflement
TUBE DROIT SUD	34.4				•
	35	•			
	46	•			
	49.4	•			
TUBE DROIT NORD	32.2		UU		
	33.3		UU		
	33.9	•			
	34.3		UU		
	34.9				
	35.7	•	UU		
	36.1	•			
	37.3	•			
TS1G	31.4	•	CD		
	32			•	
	32.8		UU		
	38.7			•	

Tableau IV. 7: Essais mécaniques (II)

IV-2-1-2. Campagne d'investigation après l'éboulement

Au cours des premiers mois successifs (janvier - février) et suite à l'effondrement, des investigations ultérieures sont effectuées, afin d'estimer :

- La distribution de la zone de décompression et des cavités produites autour des tubes droit et gauche.
- L'extension de la zone d'effondrement du tube gauche.
- Les causes et le mécanisme d'apparition de cet éboulement.

Les investigations effectuées comprennent :

- Les investigations géophysiques.
- L'investigation par sondage depuis le sol de surface.
- L'investigation par sondage depuis l'intérieur du tunnel.
- Sondage horizontal depuis le tube droit.
- Observation par caméra dans le trou de forage et dans la galerie pilote du tube gauche.
- Forage d'exploration depuis le tube droit.
- Essais en laboratoire sur les matériaux.
- Mesures de convergence.

Sondage	tube	nom	PK (km)	profondeur (m)	teneur en eau	densité humide	densité sec	résistivité électrique	diagramme microscismique	compression uniaxial	compression triaxial	RQD
Tube gauche	V-1	206+240	100.2									•
	V-3	206+207	103.8									
	V-5	206+210	107						•			
	V-14	206+190	96						•			
	V-15	206+255	107						•			
	V-19	206+169.5	87						•			
	V-21	206+228.9	108									
Pilier	V-22	206+149.7	109									
	V-4	206+205	130		•	•	•	•	•	•	•	
	V-6	206+230	124		•				•			
Tube droit	V-10	206+260	126		•				•			
	V-2	206+249.5	102.1		•			•	•			
	V-7	206+224.5	106					•	•			
	V-11	206+274.35	112						•			
	V-20	206+183.85	105									

Tableau IV. 8: Investigation par sondages verticaux depuis le sol de surface.

Sondage	PK	Profondeur	compression uni	pressiométrique
HA-2017-C	206+207	De Tube	●	
HA-2017-D	206+200	droit vers		●
HB-2017-D	206+246	gauche		●

Tableau IV. 9: Investigation par sondages verticaux depuis le Tube droit

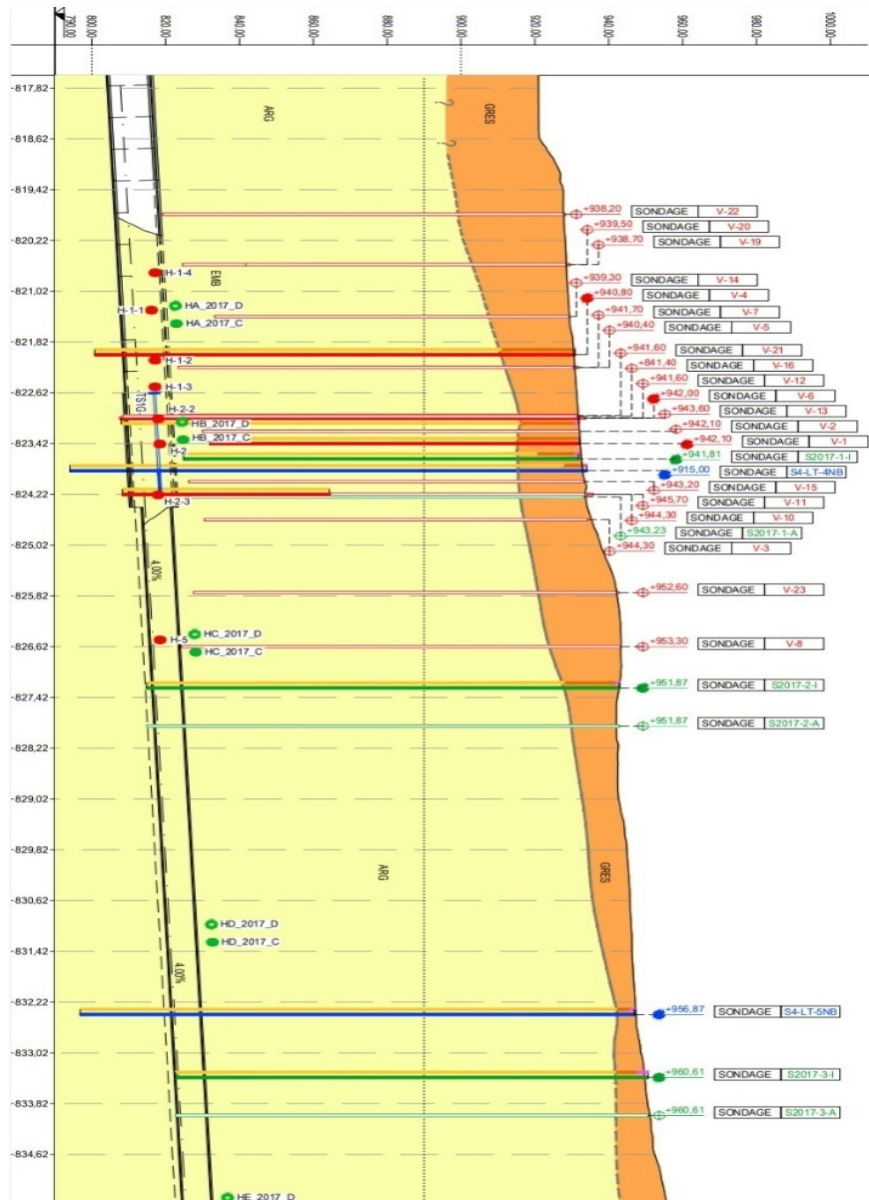


Figure IV. 1: Profile longitudinal présentant la position des sondages

Remarque

Dans cette étude, Les tableaux récapitulatifs précédents ne contiennent que les investigations dans la zone étudiée ayant des résultats.

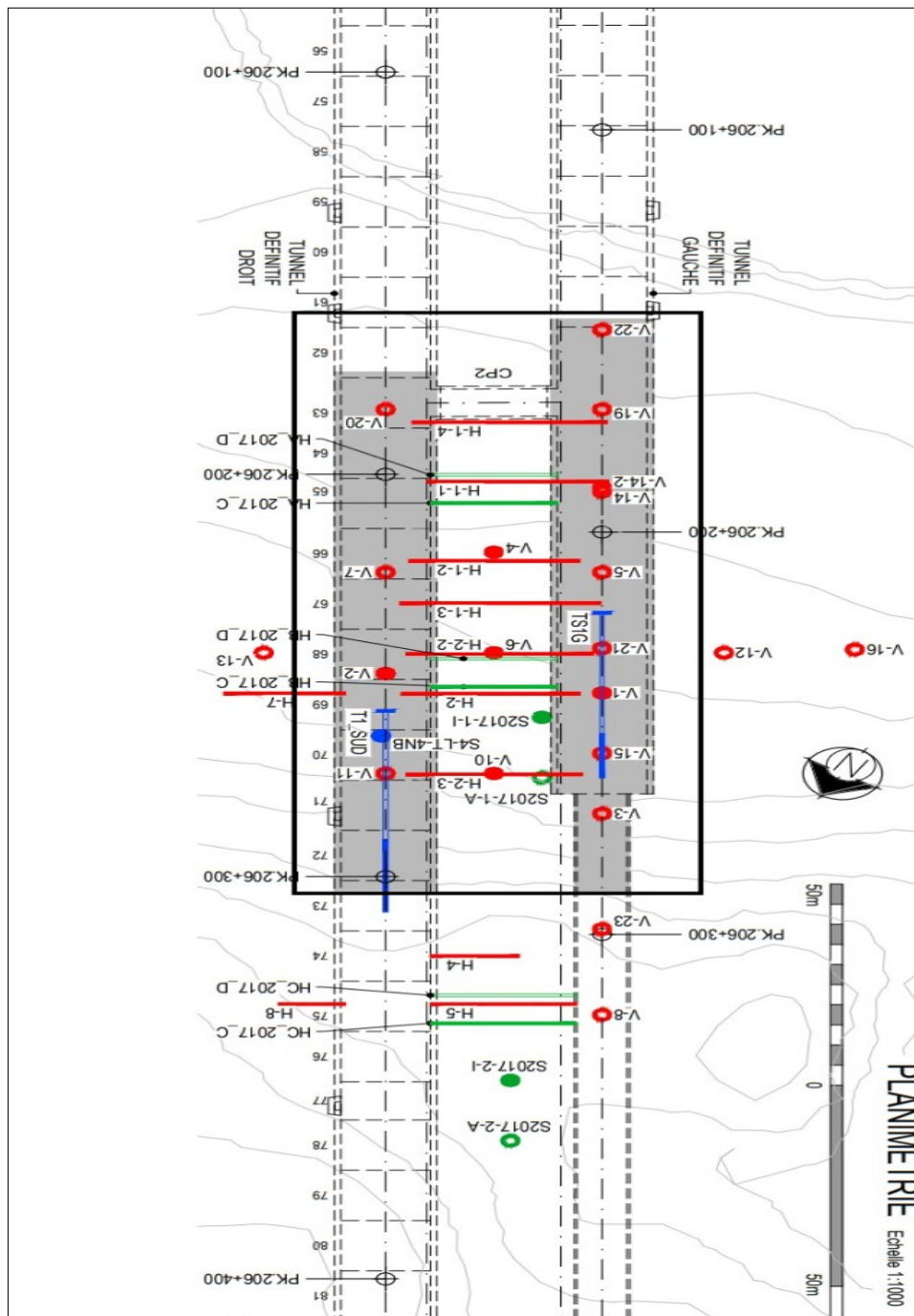


Figure IV. 2: Plan de position des sondages.

IV-3. Résultats d'investigation géotechnique

Après traitement des essais faits sur les sondages carottés, on va voir dans cette partie les résultats obtenus, et les interpréter pour avoir la nature et le comportement du sol.

IV-3-1. La nature du Sol

Après avoir obtenu les sondages carottés du tunnel, on peut avoir une observation géotechnique sur les échantillons récupérés en donnant la description concernant la nature du sol selon ces observations.

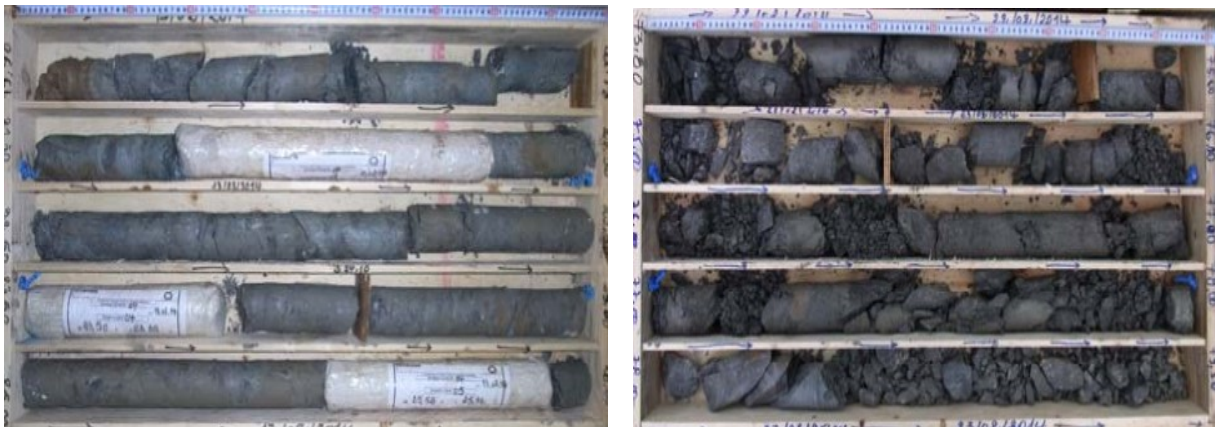


Figure IV. 3: Deux caisses de sondage V-4 de profondeurs différentes (19m-26m).et (73.8m-79.5m)



Figure IV. 4 : deux caisses de sondage V-6 de profondeurs différentes (83.6m-89m) et (112m-118m)

L'observation géotechnique montre que les deux figures précédentes présentent de l'argilite. Tous les autres sondages exposent le même type de sol, donc on peut dire qu'on a une seule couche d'argile.

IV-3-2. Condition géologique locale

Les investigations géologiques et géophysiques montrent que le tunnel se situe dans le faciès argileux de l'oligocène appartenant à la nappe numidienne.

En surface, la formation lithologique des colluvions quaternaires affleure localement. Les colluvions grossières sont représentées par des éléments gréseux hétérométriques : galets et blocs anguleux enrobés dans une matrice limoneuse rousse.

On peut conclure que les deux tubes de tunnel traversent la même unité géologique des argilites.

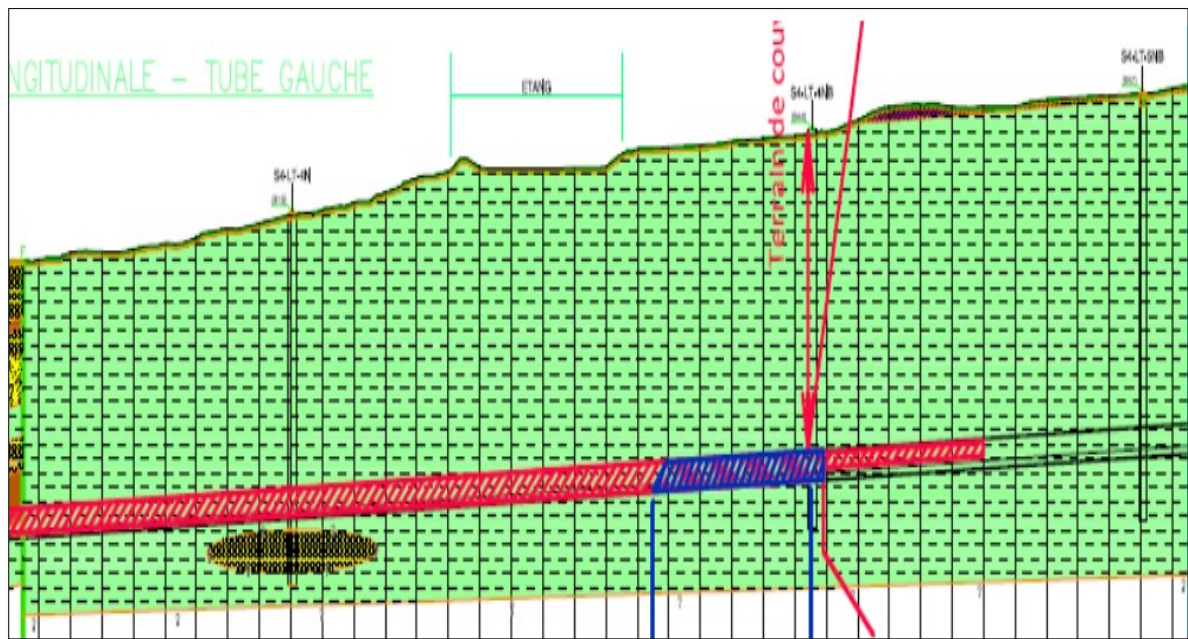


Figure IV. 4: La géologie locale du tunnel T1.

IV-3-3. Conditions hydrogéologiques locales

Après traitements géotechniques, on confirme l'absence d'une nappe phréatique proche de la surface du tunnel ainsi que les débits d'eau du creusement du tunnel.

IV-3-4. Résultats et interprétations des essais

Les tableaux suivants font état des résultats issus des essais exposés dans la partie précédente.

IV-3-4-1. Compression uni-axiale

La compression uni-axiale ou les essais de compression simple incluent des échantillons de roche sous des formes comprimées cylindriques entre deux plateaux parallèles d'une presse rigide, elle nous permet d'obtenir les paramètres suivants :

Module de déformation (E), coefficient de poisson (V), la résistance à la compression (Rc)



Figure IV. 5: Condition de réalisation de l'essai uni-axial



Figure IV. 6: éprouvette des échantillons avant et après la compression

a-

sondage	PK (Km)	Profondeur(m)	compression uniaxial (Mpa)	comparaison	Interpretation
HA-2017-C	206+207	2.2-2.46	25,9		
		16-16.34	0,66	<25	un sol molle
		20.28-20.76	0,71	<25	un sol molle
		25.39-25.76	0,8	<25	un sol molle
		31-31.2	0,59	<25	un sol molle
		31.74-32	1,77	<25	un sol molle
		moyenne	0,906		
		ecartype	0,489009202		

b-

Sondage	PK (Km)	Profondeur (m)	compression uniaxial (Mpa)	Comparaison	interpretation
V-4	206+205	111	0,121	<25	un sol molle
		111,14			
		112,03	0,213	<25	un sol molle
		112,2			
		112,46			
		120,02			
		moyenne	0,167		
		ecartype	0,065053824		

c-

sondage	PK (Km)	profondeur (m)	Modul de deformation (Mpa)	comparaison	interpretation
V-4	206+205	111	16,7	15<16.7<50	
		111,14			argile
		112,03	20,2	15<20.2<50	moyenne
		112,2			
		112,46			
		120,02			
		moyenne	18,45		
		ecartype	2,474873734		

Tableau IV. 10 (a,b,c) : Résultats d'essai compression uni axiale-

IV-3-4-2. L'essai de compression triaxiale

L'essai permet d'accéder aux propriétés mécaniques des matériaux, la Cohésion C et L'angle de frottement Φ



Figure IV. 7: Conditions de réalisation de l'essai tria-axial.



Figure IV. 8:Éprouvettes des échantillons avant et après l'essai (réalisé par Cojaal).

a-

sondage	PK (Km)	profondeur	Cohesion (Mpa)	comparaison	interpretation
V-4	206+205	111	0,005	0.005<0.025	sol très molle
		111,14	0,005		
		112,03	0,005		
		112,2	0,005		
		112,46	0,005		
		120,02	0,005		
		moyenne	0,005		
		ecartype	0		

b-

sondage	PK (Km)	profondeur	angel de frottement (°)	Comparaison	Interpretation
V-4	206+205	111	13.9		
		111.14	13.9		
		112.03	13.9		
		112.2	13.9	10<13.9<15	argile
		112.46	13.9		molle
		120.02	13.9		
		moyenne	13.9		
		ecartype	1.91868E-15		

Tableau IV. 11 (a,b) : Résultats d'essai tri axial.

IV-3-4-3. Les essais d'identification

a-

sondage	PK (Km)	profondeur (m)	W (%)
V-4	206+205	111	11.8
		111.14	11.3
		112.03	9.7
		112.2	9.1
		112.46	9.7
		120.02	7.6
		moyenne	9.866666667
		ecartype	1.521402861

b-

sondage	PK (Km)	profondeur (m)	γ_h (KN/m ³)
V-4	206+205	111	22.93
		111.14	23.1
		112.03	23.05
		112.2	22.41
		112.46	22.99
		120.02	23.43
		moyenne	22.985
		ecartype	0.331406095

c-

sondage	PK (Km)	profondeur (m)	γ_h (KN/m ³)
V-4	206+205	111	22.93
		111.14	23.1
		112.03	23.05
		112.2	22.41
		112.46	22.99
		120.02	23.43
		moyenne	22.985
		ecartype	0.331406095

Tableau IV.12 (a,b,c) : Résultats d'essais d'identification

IV-3-4-3. Essai pressiométrique

Un essai de chargement du sol réalisé à l'aide d'une sonde cylindrique gonflable placée dans le sol, dans un forage précédent. La sonde est constituée de trois éléments gonflés à l'eau et à l'air comprimé pour exercer une pression rigoureusement uniforme sur la paroi du forage. L'intérêt de cet essai est d'avoir 3 grandeurs : Module pressiométrique (E_m), Pression limite (P_l), Pression de fluage (P_f).

a-

sondage	PK (Km)	profondeur (m)	Module pressiométrique	Pression limite (Mpa)	Pression fluage (Mpa)	comparaison	interpretation
HA-2017-D	206+200	20	15.724	4.1	2.5	$9 < E_m < 38$	Argile raide

b-

sondage	PK (Km)	profondeur (m)	Module pressiométrique	Pression limite (Mpa)	Pression fluage (Mpa)	comparaison	interpretation
HB-2017-D	206+246	20	13.04	2.545	2.02	$9 < E_m < 38$	Argile raide
		30	83.965	2.555	1.619		

Tableau IV. 12(a, b): Résultats d'essai pressiométrique.

IV-3-4-4. Résistivité électrique

Le procédé consiste à mesurer la résistivité apparente d'un volume de sol en injectant un courant continu dans le sol à travers une électrode d'injection et en le récupérant au niveau de l'électrode réceptrice.

a-

Sondage	PK (Km)	Profondeur (m)	Tube droit (Ωm)
V-2	206+249.5	8-->12	17
		12-->16	22
		16-->20	20
		20-->24	13
		24-->28	10
		28-->32	7
		32-->76	5
		76-80	7
		80-->84	8,5
		84-->92	9
		92-->96	9,5
		96-->100	10
		moyenne	11,5
		ecartype	5,406225368

b-

sondage	PK (Km)	Profondeur (m)	pilier (Ωm)
V-4	206+205	13-->17	26
		17-->21	12,5
		21-->25	9
		25-->29	7,5
		29-->41	8,5
		41-->45	7,5
		45-->61	6,5
		61-->65	7,5
		65-->69	8,5
		69-->73	10
		73-->85	12
		85-->89	10
		89-->93	7,5
		93-->97	6,5
		97-->129	50
		moyenne	12,63333333
		ecartype	11,39308479

c-

Sondage	PK (Km)	Profondeur(m)	Tube droit(Ωm)
V-7	207+224.35	10-->14	64
		14-->18	37.5
		18-->22	15
		22-->38	10
		38-->46	8.5
		46-->58	7
		58-->62	9.5
		62-->66	12
		66-->70	13.5
		70-->74	15
		74-->86	13
		86-->90	12
		90-->94	10
		94-->102	8
		102-->106	6
		moyenne	16.78571429
		ecartype	15.49778432

Tableau IV. 13(a,b,c): Résultats d'essai résistivité électrique

Les valeurs de la résistivité électrique sont entre (6 et 37.5) ce qui indique selon la classification que ce type de sol est une argilite ou bien du limon, des roches métamorphiques mais autres essais réalisés confirment que le type du sol est une argilite.

IV-3-4-5. Diagraphie microsismique

C'est un essai qui étudie les détails du massif rocheux, en mesurant en site la vitesse d'onde de compression, il est sensible à la nature de la roche et ses propriétés mécaniques, on peut aussi connaître les discontinuités.

a-

Sondage	PK (Km)	Profondeur (m)	Onde S (m/s)	Onde P (m/s)	Comparaison (m/s)	Interpretation
V-4	206+205	6-->20	300	3800	200<300<400	argile
		20-->37	400	2000	a partir de 10 m	moyennement
		37-->57	600	2000		raide
		57-->90	1000	2600		
		90-->126	800	2000		
		moyenne (S)	620	moyenne(P)	2480	
		ecartype(S)	286.356421	ecartype (P)	782.3042886	

b-

sondage	PK (Km)	profondeur (m)	Onde S (m/s)	Onde P (m/s)	Comparaison	interpretation
V-5	206+210	4-->10	200		200<300<400	argile
		10-->23	300		a partir de 10 m	moyennement
		23-->58	400	1900		raide
		58-->67	800	2400		
		67-->74	400	1900		
		74-->90	600	2100		
		moyenne (S)	450	moyenne(P)	2075	
		ecartype(S)	216.7948339	ecartype (P)	236.2907813	

c-

sondage	PK (Km)	profondeur(m)	Onde S (m/s)	Onde P (m/s)	Comparaison	interpretation
V-6	206+230	0-->18	300		200<300<400	argile
		18-->54	500	2200	a partir	moyennement
		54-->84	800	2400	de 10m	raide
		84-->125	1000	2800		
		moyenne (S)	650	moyenne(P)	2466,666667	
		ecartype(S)	269,2582404	ecartype (P)	305,5050463	

d-

sondage	PK (Km)	profondeur(m)	Onde S (m/s)	Onde P (m/s)	Comparaison	interpretation
V-7	206+224.5	4-->24	300	5200	200<300<400	argile
		24-->32	500	2000	a partir de 10 m	moyennement
		32-->57	600	2200		raide
		57-->72	800	2600		
		72-->96	1000	2600		
		96-->107	800	1800		
		moyenne (S)	666.666667	moyenne(P)	2733.333333	
		ecartype(S)	250.333111	ecartype (P)	1250.066665	

e-

sondage	PK (Km)	profondeur(m)	Onde S (m/s)	Onde P (m/s)	Comparaison	interpretation
V-10	206+260	5-->20	400	2100	400<=400<800	argile
		20-->48	600	2300	a partir	surconsolidée
		48-->66	700	2100	de 10 m	
		66-->86	600	2100		
		86-->126	800	2100		
		moyenne (S)	620	moyenne(P)	2140	
		ecartype(S)	148.3239697	ecartype (P)	89.4427191	

f-

sondage	PK (Km)	profondeur(m)	Onde S (m/s)	Onde P (m/s)	Comparaison	interpretation
V-11	206+274.35	0-->16	400	2100	400<=400<800	argile
		16-->64	600	2100	a partir	surconsolidée
		64-->72	500	2100	de 10 m	
		72-->92	800	2200		
		92-->100	1100	2600		
		100-->110	900	2200		
		moyenne (S)	716.666667	moyenne(P)	2216.666667	
		ecartype(S)	263.944439	ecartype (P)	194.0790217	

g-

sondage	PK (Km)	profondeur(m)	Onde S	Onde P	Comparaison	interpretation
V-14	206+190	2-->14	300		200<300<400	argile
		14-->37	500	5600	a partir de 10 m	moyennement raide
		37-->70	600	2000		
		70-->87	1200	2600		
		87-->94	500	1400		
		moyenne (S)	620	moyenne(P)	2000	
		ecartype(S)	342.0526275	ecartype (P)	600	

h-

sondage	PK (Km)	profondeur(m)	Onde S (m/s)	Onde P (m/s)	Comparaison	interpretation
V-15	206+255	4-->12	300	1500	200<300<400	argile
		12-->44	500	2000	a partir de 10 m	moyennement raide
		44-->70	600	2200		
		70-->106	550	2000		
		moyenne (S)	487.5	moyenne(P)	1925	
		ecartype(S)	131.497782	ecartype (P)	298.6078811	

i-

sondage	PK (Km)	profondeur(m)	Onde S (m/s)	Onde P (m/s)	Comparaison	interpretation
V-19	206+169.5	3-->10	200	750	200<=200<400	argile
		10-->54	500	1900	a partir de 10 m	moyennement
		54-->76	800	2200		raide
		76-->86	600	1800		
		moyenne (S)	525	moyenne(P)	1966.666667	
		ecartype(S)	216.5063509	ecartype (P)	208.1665999	

Tableau IV. 14 (a,b,c,d,e,f,g,h,i):résultats du diagraphie microsismique

On peut utiliser les valeurs des vitesses des ondes (P) et S pour calculer le module de déformation (E) à partir de coefficient de poisson (ν) et le module de cisaillement (G) avec les formules suivantes :

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

$$\nu = \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{2\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 1}$$

$$G = \rho * V_s^2, \rho = 2.323 \text{ (kg/Cm}^3\text{)} : \text{résultat d'essai.}$$

IV-3-4-6.RQD (rock quality Designation)

On peut le déduire selon la somme des longueurs des tranches récupérées qui ont une longueur supérieure à 10 cm sur la longueur total du forage, l'intérêt de ce paramètre et de savoir la qualité du massif concerné. Le RQD peut être calculé en utilisant la formule suivante :

$$RQD = \frac{\sum \text{longueurs superieur a 10 cm}}{\text{la longueur total}} * 100\%$$



Figure IV. 9:Échantillon de V-1 pour calcul de RQD.

La figure précédente présente un échantillon du sondage V-1 de profondeur de (83m) et (88 m).

Le RQD varie entre 98% et 100% avec qualité de roche excellente (selon les interprétations)

sondage	PK (Km)	Profondeur (m)	RQD(%)	comparaison	interpretation
V-1	206+240	0-->6	70	50<RQD<75	Fair
		6-->9	95	90<RQD<100	excellent
		9-->31	100	90<RQD<100	excellent
		31-->36	90	90<RQD<100	excellent
		36-->42	100	90<RQD<100	excellent
		42-->45	95	90<RQD<100	excellent
		45-->48	95	90<RQD<100	excellent
		48-->51	85	75<RQD<90	good
		51-->54	80	75<RQD<90	good
		54-->57	90	90<RQD<100	excellent
		57-->60	100	90<RQD<100	excellent
		60-->63	95	90<RQD<100	excellent
		63-->66	90	90<RQD<100	excellent
		66-->69	100	90<RQD<100	excellent
		69-->72	98	90<RQD<100	excellent
		72-->75	95	90<RQD<100	excellent
		75-->99	100	90<RQD<100	excellent
		99-->100	55	50<RQD<75	fair
		moyenne	91.2		
		ecartype	11.62632481		

Tableau IV.16 : Résultats de RQD.

Malgré les résultats enregistrés du RQD, nous tirons la tension sur des très faibles caractéristiques de la matrice ($R_c < 1$ MPa, $C = 5$ MPa), ce qui rend ces résultats non significatifs. C'est une étude d'un sol et non pas un massif rocheux.

IV-3-5. Valeurs intrinsèques du tunnel

Les valeurs intrinsèques du tunnel (ou les valeurs caractéristiques), sont les valeurs de déformabilité et de résistance de la masse rocheuse qui décrivent le comportement et la nature du sol lors de la phase d'excavation à cause des poussées générées par cette phase. On peut résumer les valeurs caractéristiques du tunnel dans le tableau suivant.

Tunnel T1	Densité humide KN/m ³	Densité Sèche KN/m ³	Teneur en eau %	Cohésion KPa	Angle de frottement (°)	Module de déformation MPa	Coefficient de poisson
Argile	24	20.93	9.86	5	19.3	18.45	0.3

Tableau IV. 15: Les valeurs caractéristiques du tunnel T1

NB : Ces paramètres sont nécessaires dans la phase de modélisation.

On peut faire une comparaison avec un tableau des paramètres géotechniques entre les différentes périodes, de début de réalisation jusqu'au temps actuel

	γ KN/m ³	C (KPa)	ϕ (°)	E (MPa)	V
APD	24	200	26	1000	0.3
Cojaal pendant la réalisation	24	100	25	110	0.3
Après effondrement	24	5	13.9	18.450	0.3
Cosider (avec consolidation)	24	400	18	880	0.3

Tableau IV. 16: paramètres géotechniques du tunnel T1.

IV-4. Conclusion

Après toutes les investigations géotechniques, interprétations et analyses faites dans le tunnel T1 ; on a conclu que le tunnel est de sol type médiocre caractérisé par de faibles paramètres géotechniques.

La connaissance de ces paramètres est une étape nécessaire pour avoir une image exacte sur le comportement du sol, et pour faire un bon choix du soutènement d'ouvrage. Ainsi la gestion des risques énormes qui peuvent se produire dans la phase d'excavation de l'ouvrage.

Chapitre V
Modélisation
Numérique

V-1. Introduction.

Les méthodes numériques sont largement utilisées pour modéliser des structures mécaniques à ciel ouvert ou souterrain.

L'application de différentes méthodes numériques présente des avantages importants tels que l'analyse non linéaire, la mise en œuvre de différents comportements matériels, des dimensions géométriques réalistes de comparaison, la modélisation de la charge statique et dynamique ainsi que l'analyse hydraulique.

La modélisation numérique permet aux ingénieurs de simuler et de prévoir le comportement de la structure géomécanique et des matériaux environnants avant la construction, afin d'éviter les mouvements et les défaillances indésirables, ce qui entraîne des coûts supplémentaires pour le projet.

V-2. Objectif du chapitre

Dans ce chapitre, on va modéliser le tunnel T1 de Djebel el Ouahch en utilisant plusieurs approches numériques tridimensionnelles. Il s'agit de :

- L'analyse tridimensionnelle au sens strict, avec le logiciel MIDAS GTS NX ;
- L'analyse tridimensionnelle par axisymétrie, pour simuler l'effet du front. L'outil utilisé est le logiciel Rocscience Phase 2.
- L'analyse tridimensionnelle par incorporation du coefficient de déconfinement dans les analyses 2D. L'outil utilisé est le logiciel Rocscience Phase 2.

Ce choix de l'utilisation de plusieurs approches revient à la complexité du scénario observé dans le tunnel, et aux divergences qui existent sur les principales causes qui ont provoqué l'effondrement, sachant que les études au niveau du projet ont utilisé la troisième approche (2D + Coefficient de déconfinement).

L'utilisation des trois approches citées va nous permettre, en autres, de comparer les résultats entre eux, et de les comparer avec ceux obtenus au niveau des études.

Étant donné que les deux dernières approches sont bien connues, nous allons décrire seulement la méthodologie de l'utilisation du logiciel MIDAS GTS NX.

V-3. Modélisation**V-3-1. Présentation du logiciel**

GTS NX est un logiciel d'analyse par éléments finis pour l'analyse géotechnique avancée de la déformation et de la stabilité des sols et des roches, ainsi que de l'écoulement des eaux souterraines, des vibrations dynamiques et de l'interaction sol-structure en 2D et 3D. GTS NX est utilisé pour l'analyse, les tests et la conception par les ingénieurs géotechniques, civils et miniers. Il est conçu pour s'adapter à tout type de projet géotechnique. L'interface intuitive permettra aux nouveaux utilisateurs d'intégrer facilement le logiciel dans leur processus de travail.

La vitesse d'analyse rapide, les graphiques exceptionnels et les capacités de sortie offriront aux utilisateurs un nouveau niveau avancé de conception géotechnique.

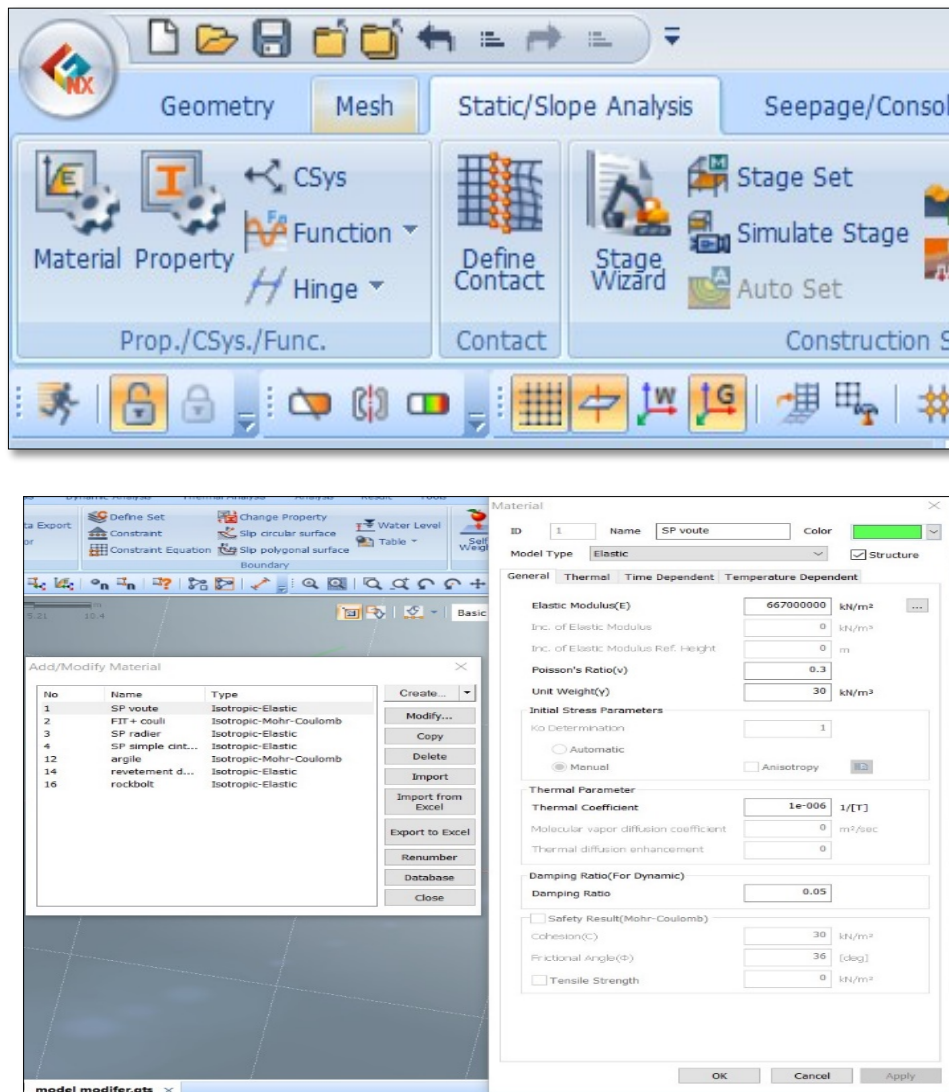


Figure V. 2: Étape du choix des matériaux.

Les paramètres du matériau de construction utilisé dans le cas étudié figurent dans le tableau suivant.

Matériaux Paramètres	Béton projeté	Béton armé	Cintres métalliques	Boulons d'ancrages
Module de déformation E (MPa)	11500	31000000	210000	210000
Poids volumique γ (KN/m³)	30	30	78	78
Coefficient de poisson ν	0.3	0.3	0.3	0.3

Tableau V. 1: paramètres utilisés dans le modèle.

Après avoir entré les paramètres des matériaux, on va affecter à chaque matériau ses propriétés : les sections, les épaisseurs....., (les propriétés présentent le fonctionnement du matériau, sa nature que c'est un élément poutre ou bien un solide ...etc.) Chaque matériau fonctionne en 1D ou 2D ou 3D.

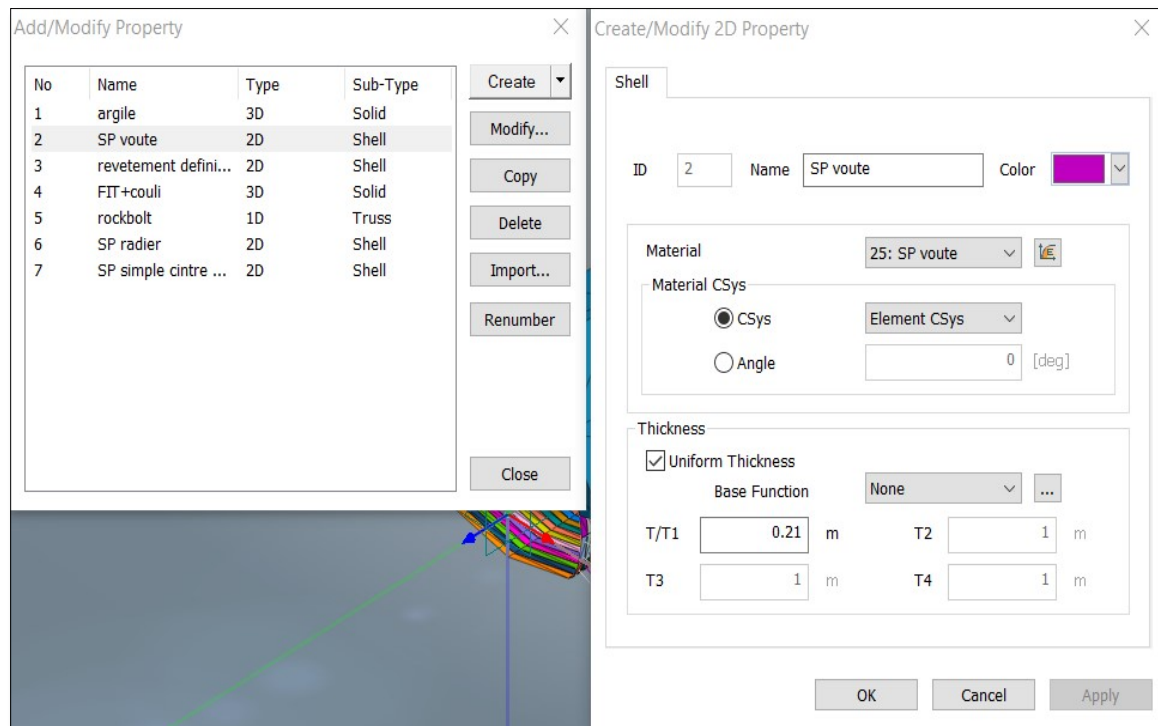


Figure V. 3: Étape d'affectation des propriétés.

V-3-3. Modélisation du massif

Afin d'être proche de la réalité, le logiciel propose une opération très importante, la modélisation du massif ou le tunnel, pour établir cette opération, on doit passer par plusieurs phases :

V-3-3-1. Phase 1 : importation du levé topographique du massif

Cette phase consiste à importer les levés topographiques à partir du GOOGLE EARTH, avec l'option "Add path", GOOGLE EARTH qui permet de faire un balayage sur la surface du massif, on obtient à partir de ce balayage les coordonnées topographiques pour chaque point du massif.

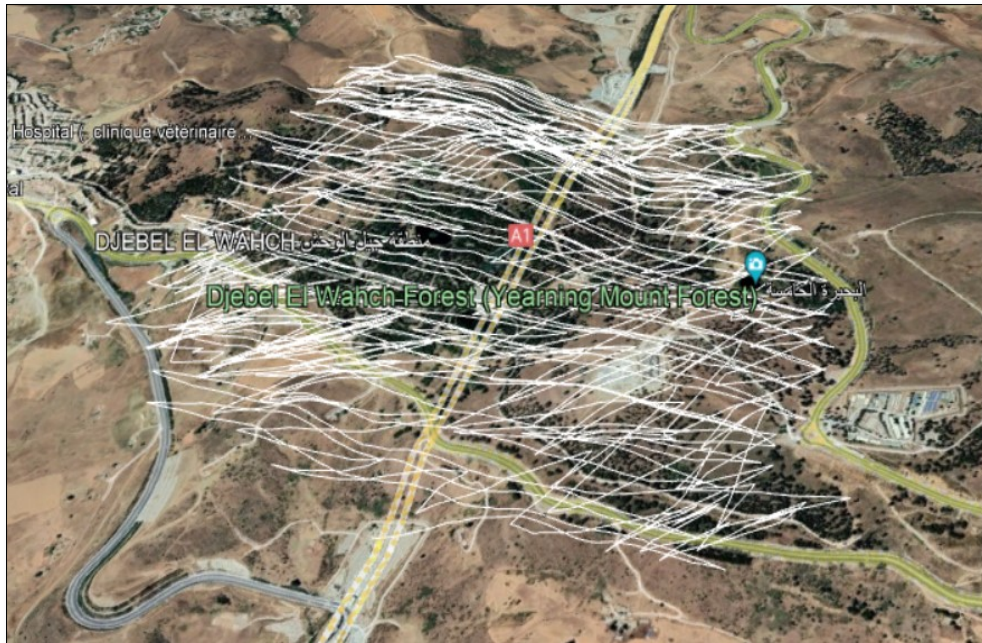


Figure V. 4: Balayage de la zone du tunnel T1

Pour le cas étudié, on va prendre presque 4000 points, plus le balayage est vaste (plus le nombre de points), on aura plus de précision. On transporte les points vers "GPS visualiser" pour les convertir sous forme "KML", après un fichier CSV Excel. Un fichier converti en Excel doit passer par le TCX Convertisseur pour le convertir du format "KML" en format CSV Excel.

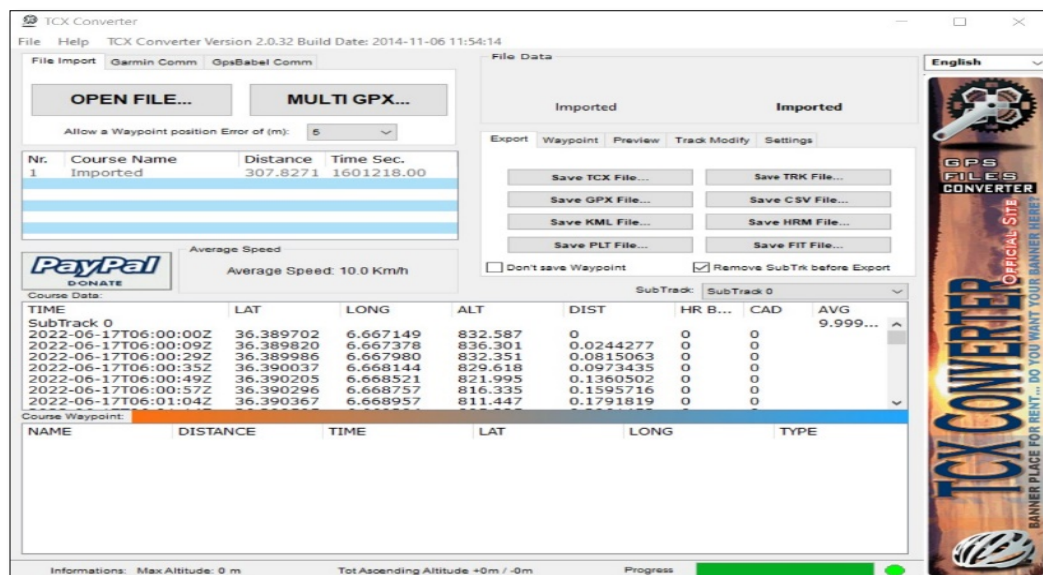


Figure V. 5: Étape d'importation du fichier KML et la conversion vers CSV Excel.

Finalement pour avoir les coordonnées (x, y, z), on passe à une nouvelle étape du logiciel "CIVIL 3D" pour la conversion des points importés depuis le fichier CSV qui sont sous format (N,E, et élévation).

Sur CIVIL 3D il faut choisir la région internationale ou la zone du tunnel car le logiciel utilise de déifiantes projections. À titre d'exemple, pour le cas actuel ou la région de Djebel el Ouahche qui appartient à la zone 32, on utilise la projection de « Mercator transverse » qui travaille avec « Universal Transverse Mercator » à base de système géodésique "World Geodetic System 1984",

après cette opération on exporte les coordonnées vers un fichier Excel et on le convertit une autre fois sous format « Txt ».

V-3-3-2. Phase 2 : Importation des cordones convertie sur MIDAS

Dans cette phase en va importer les données converties vers le logiciel Midas, en utilisant l'icône "Make Face" dans la fonction Géométrie, exactement sur la catégorie « surface & solide ». On choisit la commande « point », un affichage d'une boîte de dialogue apparaît, en cliquant sur « input table », ici l'outil va afficher un tableau avec une option au-dessous qui contient une commande « import point », avec simple clique sur cette option on importe le fichier final Txt.

Les points importés vont créer une surface similaire à celle du massif Djebel el Ouahche, sur le logiciel. L'opération est figurée sur l'image suivante pour mieux comprendre cette phase.

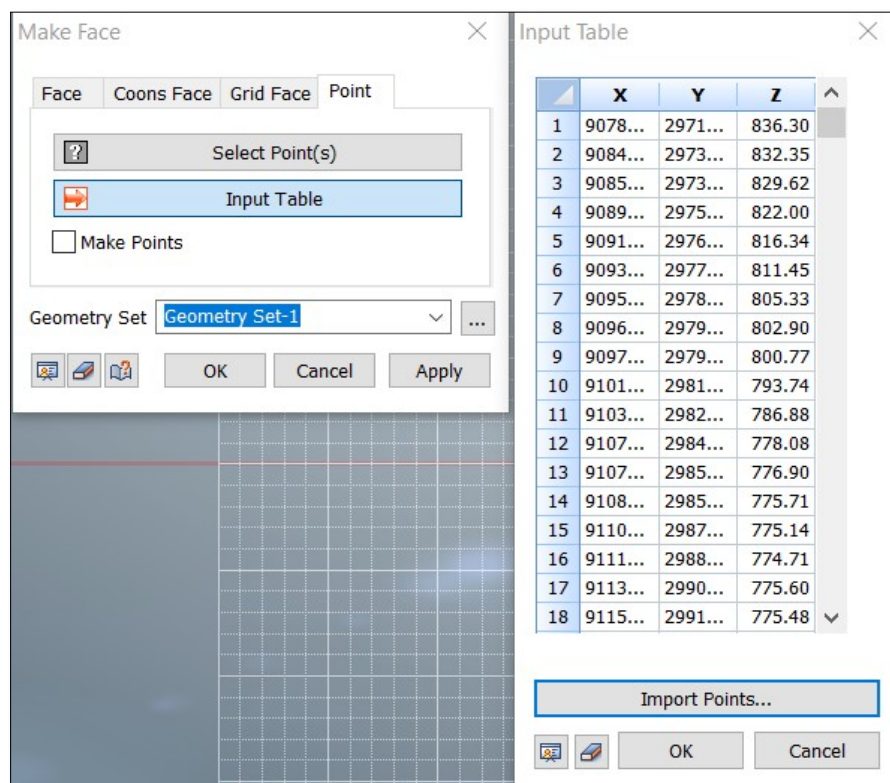


Figure V. 6: Opération d'importation des points.

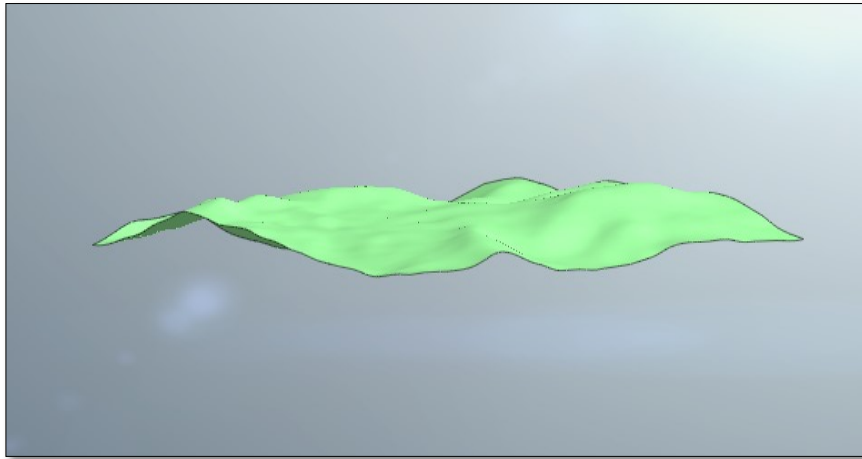


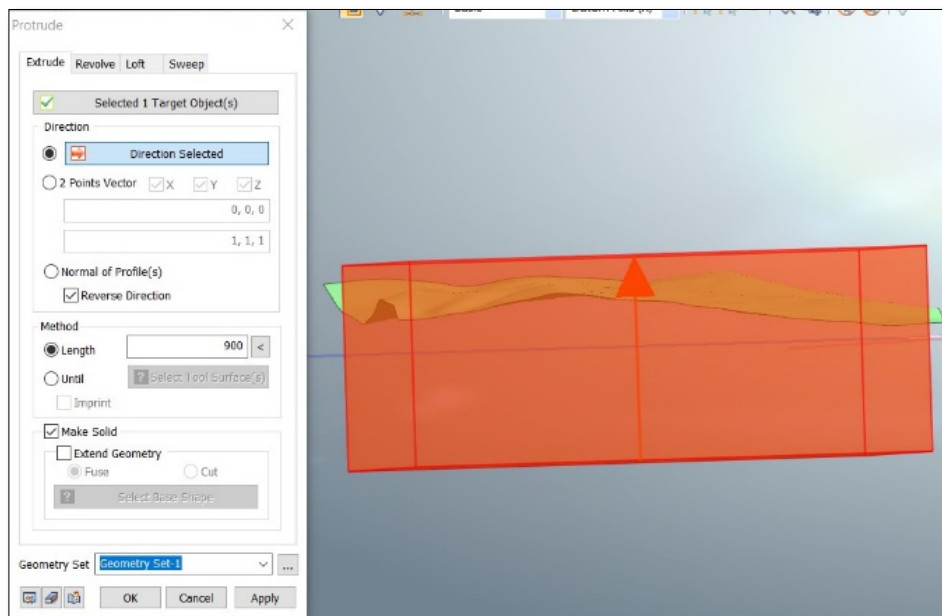
Figure V. 7: la surface créée

Remarque

Il faut noter qu'après la création de la surface, il faut nommer chaque étape de modélisation car ceci sera très utile dans les étapes suivantes, notamment dans la phase de maillage qui est très importante.

Pour avoir la forme du massif, on crée « rectangle » depuis la fonction « géométrie » au-dessous. La surface déjà créée, et on l'extrude avec l'option « extrude », cette option met la surface à l'intérieur du solide. Pour avoir la forme du massif, il faut séparer les deux parties du solide avec l'option « Divid solide », elle permet de découper le solide en deux parties en se basant sur la surface précédente, finalement on supprime la partie supérieure du massif. La figure suivante montre clairement l'étape expliquée dans ce paragraphe.

a-



b-

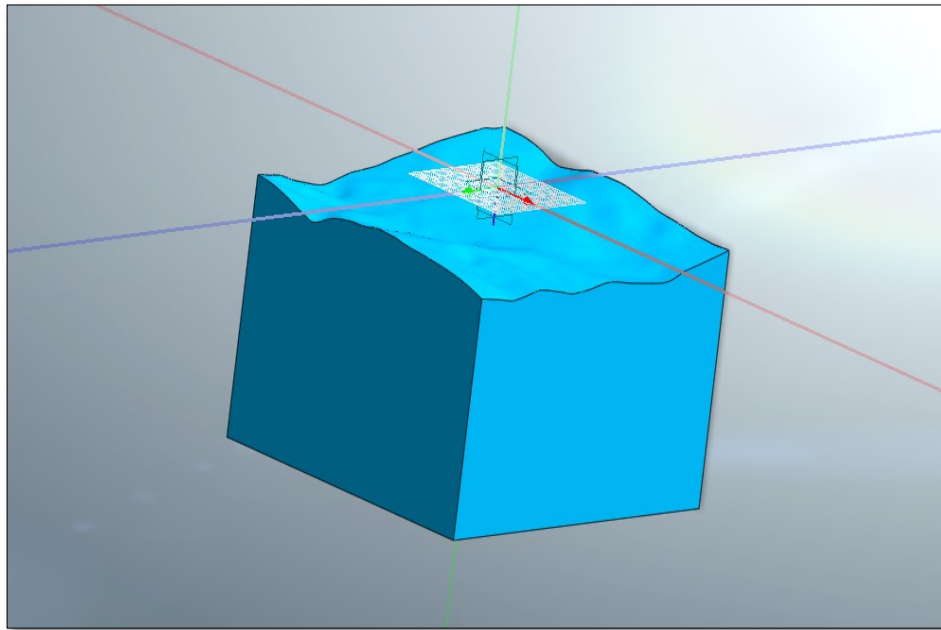


Figure V. 8(a,b) : Étape de modélisation du massif

D'après ce qui est démontré dans la géotechnique, le tunnel passe dans une seule couche d'argilite donc on considère que tout le solide est une seule couche.

V-3-4. Modélisation du tunnel

Dans cette étape on va modéliser les deux tunnels. Cette opération consiste à le deviser en plusieurs phases.

V-3-4-1.Phase 1 : création de la section du tunnel

La réalisation de cette phase peut être faite avec plusieurs méthodes selon le besoin :

- Importation de la section du AUTOCAD.
- Modélisation avec l'option « tunnel Modeling (wizzard) » qui se trouve dans la fonction « static/sloapstability ».
- Modélisation avec l'option « tunnel » trouvée dans fonction géométrie.

Pour le cas étudié, on va utiliser l'option « tunnel », en introduisant les rayons d'après les plans de section.

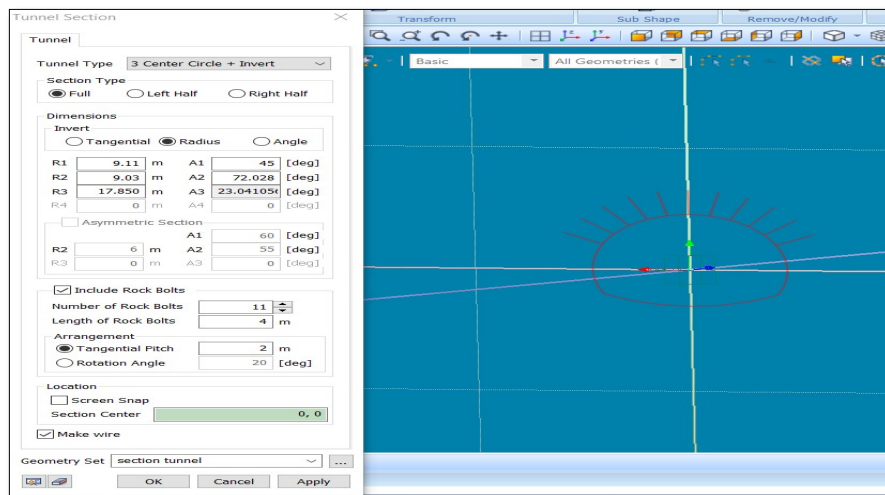


Figure V. 9: Modélisation de la section de tunnel avec les boulons d'ancrage.

V-3-4-2. phase2 : modélisation de tube

Pour obtenir le tube, on fait « extrude » à chaque section du tunnel selon la longueur puis « embed » pour séparer le tunnel du massif, pour le tunnel T1 on prend une tranche de (69 m) qui contient deux types de soutènement ((24 m) en double cintres+ (36 m) en simple cintre + (9 m) du sol non creusé).

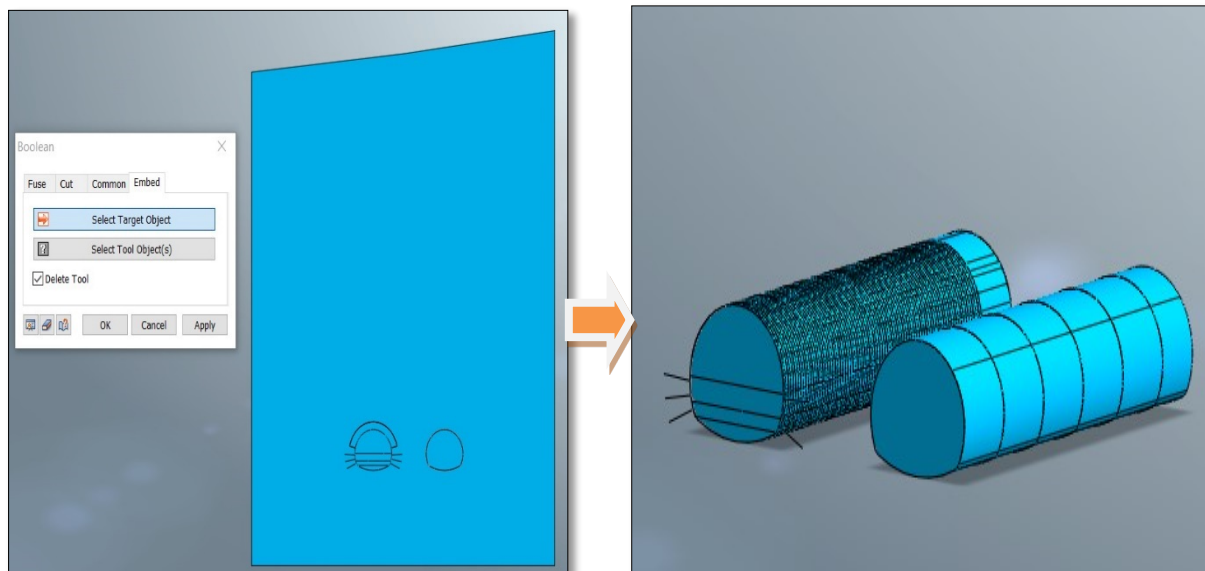


Figure V. 10: Obtention des deux tubes de tunnel.

On passe maintenant à la modélisation du contour de confortement avec les tubes de fibre de verre coulés au ciment de même façon que la section. On dessine un contour de (2.9 m) et l'extruder, ensuite on le sépare du massif avec option « embed ».

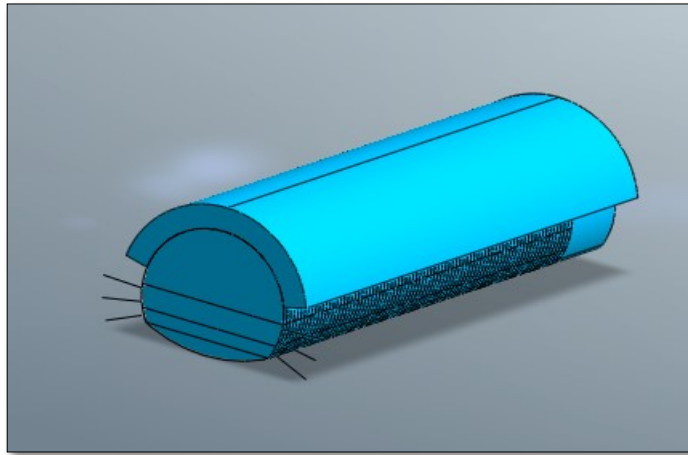


Figure V. 11: Modélisation du contour de confortement.

V-3-5. Modélisation du pas de creusement

Le pas de creusement joue un rôle important dans la réalisation pour minimiser le déplacement, dans le tunnel de Djabel el Ouahche. Le pas de creusement est estimé de (0.75 m), donc pour la modélisation on dessine un rectangle sur la face du tunnel et on le copie avec la commande « copie » trouvée dans l'option « translate ». Si on devise (69 m) sur 0.75 on trouve 80 portions
finalement, on utilise l'option « dividesolid » pour les deviser selon la forme du tunnel.

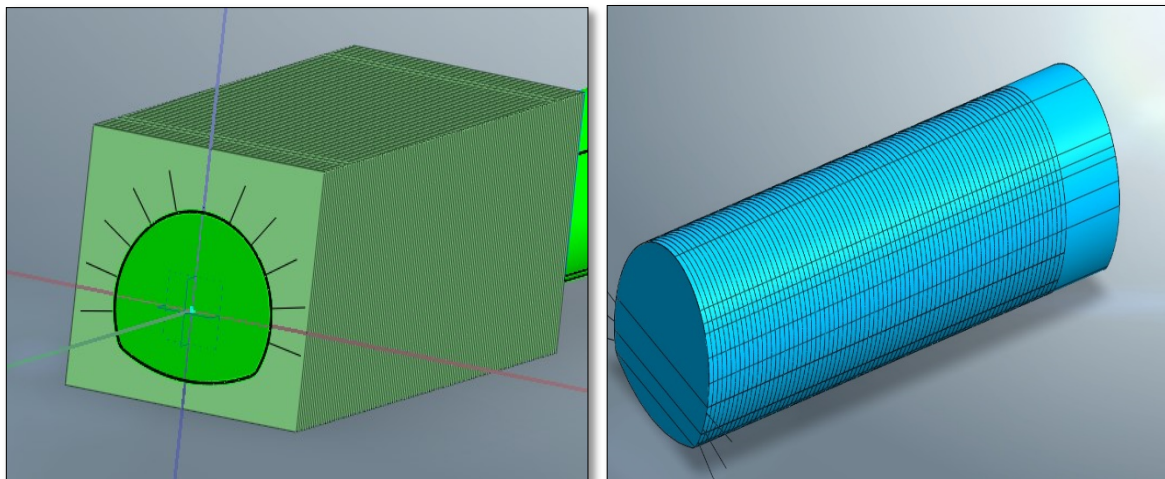


Figure V. 12: Modélisation du pas de creusement.

V-4. Le maillage.

La partie du maillage est la partie la plus importante dans toute l'opération de modélisation, mais il faut d'abord expliquer le principe de fonctionnement du logiciel.

V-4-1. Le principe de fonctionnement.

MIDAS est un logiciel des éléments finis qui se base essentiellement sur le principe de maillage. Une forme géométrique sèche doit passer par un maillage correspondant pour qu'on puisse la traiter sous MIDAS. Le cas d'un boulon d'ancrage sous logiciel, est affecté à un maillage avec introduction du type de matériau et ses propriétés, (les dimensions, la section, la rigidité...etc).

V-4-2. Le maillage du massif.

Le sol est considéré comme un solide 3D (d'après les propriétés) donc on doit lui affecter un maillage 3D, à l'aide de l'option « mesh 3D » qui se trouve dans la fonction « mesh ». Une autre commande affichée sur la boîte qui a pour rôle le contrôle de la taille de maille et ses divisions. Pour le maillage du confortement c'est le même principe on lui attribue toujours le matériau (les boulons en fibre de verre+ le coulé de ciment) et ses propriétés (un solide 3D). Les paramètres caractéristiques de confortement sont obtenus à partir d'un calcul de modèle équivalant entre le sol et la fibre de verre+ coulé

Le tableau suivant présente les paramètres utilisés pour le confortement.

E (MPa)	900
C (KPa)	500
V	0.3
$\emptyset$ (°)	30
γ (KN/m ³)	24

Tableau V. 2: Les paramètres du confortement.

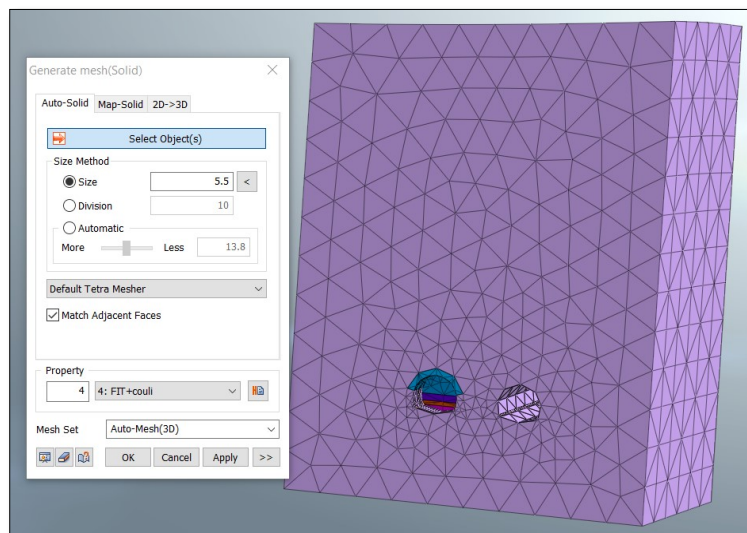


Figure V. 13: Étape de maillage du massif.

V-4-3. Maillage du sol

Le sol à l'intérieur du tunnel est considéré aussi comme solide 3D (même matériaux et propriétés de massif) donc même étape de maillage.

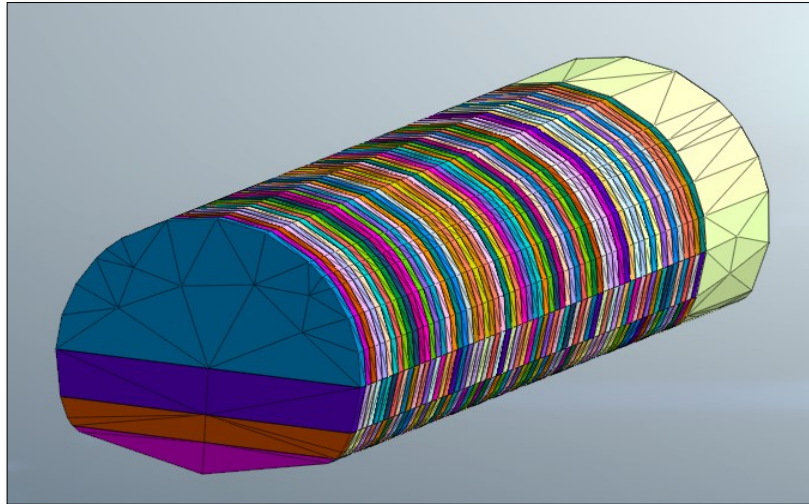


Figure V. 14: Le maillage du sol.

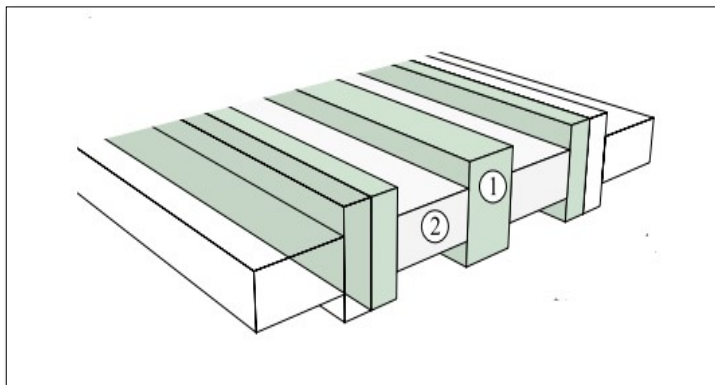
Remarque

Le maillage du sol est en fonction du pas de creusement c'est-à-dire que chaque portion de maillage présente (0.75m) de réalité.

V-4-4. Maillage du béton projeté et du cintre métallique

Le maillage des deux matériaux consiste à faire un modèle équivalent entre les deux, c'est-à-dire calculer un module de déformation équivalente et une épaisseur équivalente. La méthode de calcul est basée sur une surface de (1 m) de longueur, par contre l'épaisseur des deux matériaux est inconnue.

a-



b-

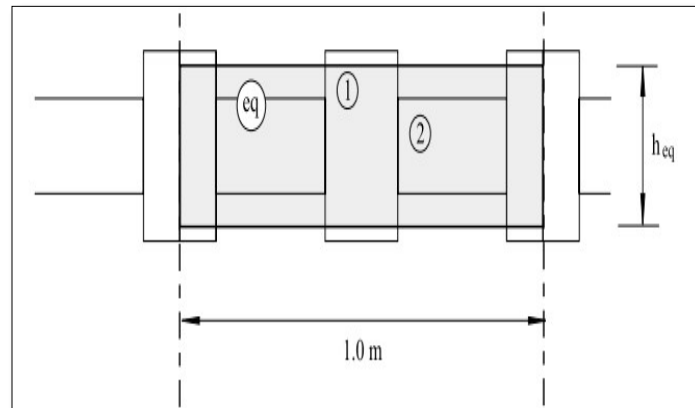


Figure V. 15(a,b) :Le passage à un modèle équivalent.

Les formules de calcul utilisé dans le modèle équivalent sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_{eq} = 2 * \frac{\sqrt{3CAC1}}{CA} \\ E_{eq} = \frac{\sqrt{3}}{6} * \frac{CA^2}{\sqrt{CAC1}} \text{ Ou: } CA = n (A1 E1 + A2 E2) \\ C1 = n (I1 E1 + I2 E2) \end{array} \right.$$

n : le nombre des éléments dans la section équivalente.

A : la section d'élément 1 ou 2.

E : le module de déformation d'élément 1 ou 2.

I : le moment d'inertie d'élément 1 ou 2

Pour la partie de doubles cintres, les calculs sont faits entre deux cintres puis entre l'équivalent des deux cintres et le béton projeté.

Les paramètres des doubles cintres sont :

E (MPa)	210000
Heq (m)	0.4

Tableau V. 3: Paramètres des doubles cintres.

Les paramètres des doubles cintres et bétons projetés

E (MPa)	3440
Heq (m)	0.6

Tableau V. 4: Paramètres des doubles cintres et béton

Les paramètres de simple cintre et béton projeté

E (MPa)	32800
Heq (m)	0.38

Tableau V. 5: Paramètres de simple cintre et béton projeté.

Maintenant la modélisation est faite avec l'option « extract » d'une seule portion et on la traduit avec option « translate de mesh »

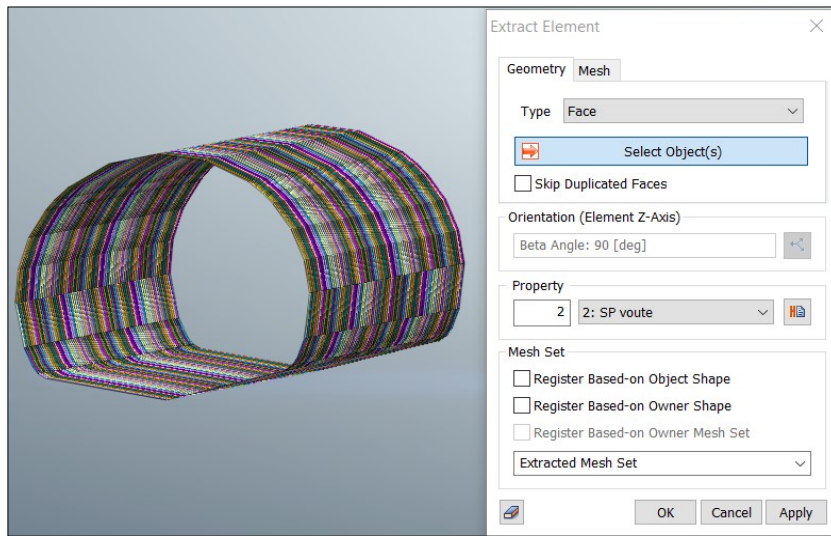


Figure V. 16:Maillage de béton projeté+ cintre métallique.

Avec la même méthode, on fait le maillage de tube droit de revêtement provisoire et le revêtement définitif.

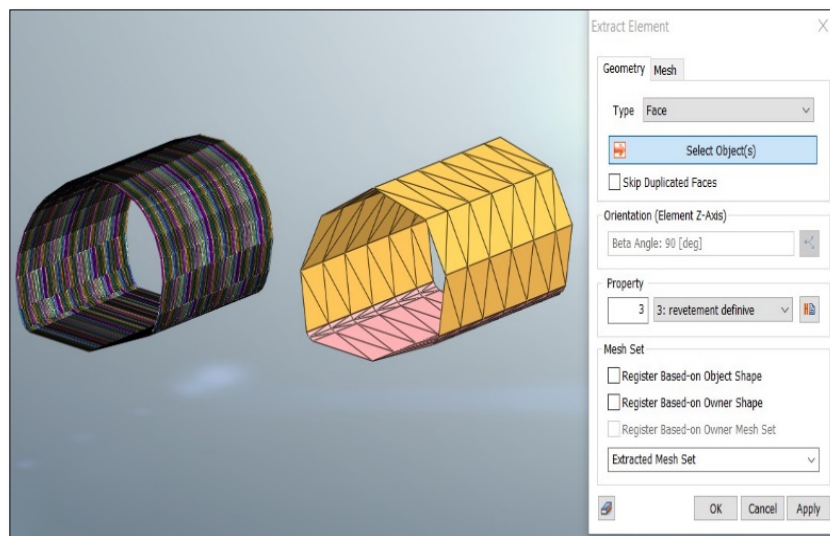
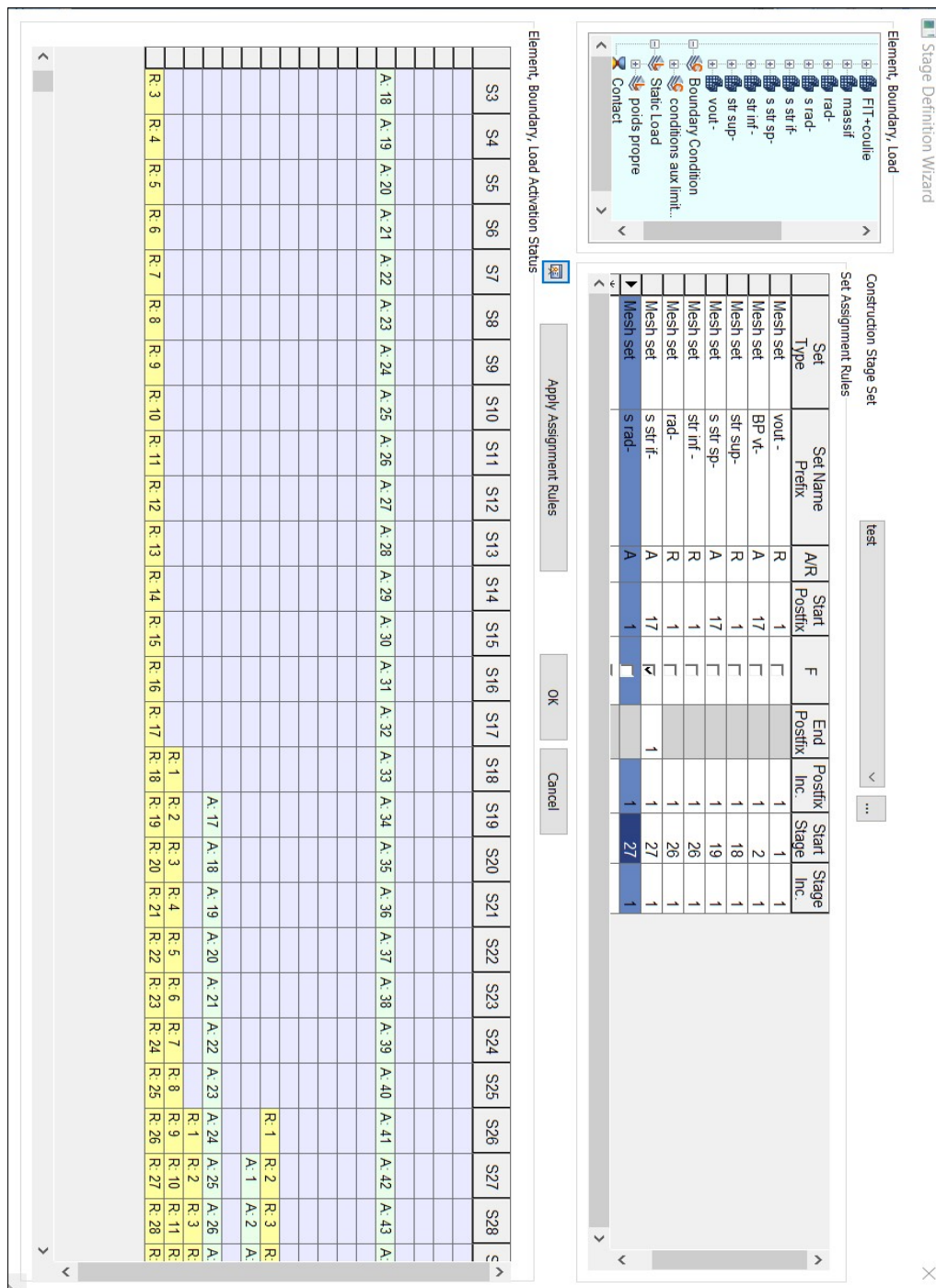


Figure V. 17: Maillage de revêtement définitif TD.



FigureV.18 : Phasage de creusement utilisé dans le tunnel T1.

Remarque

Il faut noter bien que chaque case du tableau du phasage représente une portion de maillage c'est-à-dire un pas de 0.75 m.

V-5. Étapes de calcul

Comme MIDAS est un outil informatique qui se base sur les éléments finis, nous avons rencontré de grandes difficultés dans cette étape, et surtout en fonction des paramètres géotechniques qui sont très faibles et les phasages de construction qui donnent plus de complexité dans le calcul.

Pour ce logiciel, les faibles paramètres géotechniques impliquent de grandes déformations sur le sol et sur le maillage ce qui conduit à un nombre élevé des itérations de calcul, c'est-à-dire beaucoup de temps de calcul (des fois 49 itérations par un incrément). À cause de ces facteurs, et d'absence des moyens matériels performants, nous sommes obligés de réduire le modèle pour avoir des résultats plus précis et plus rapides.

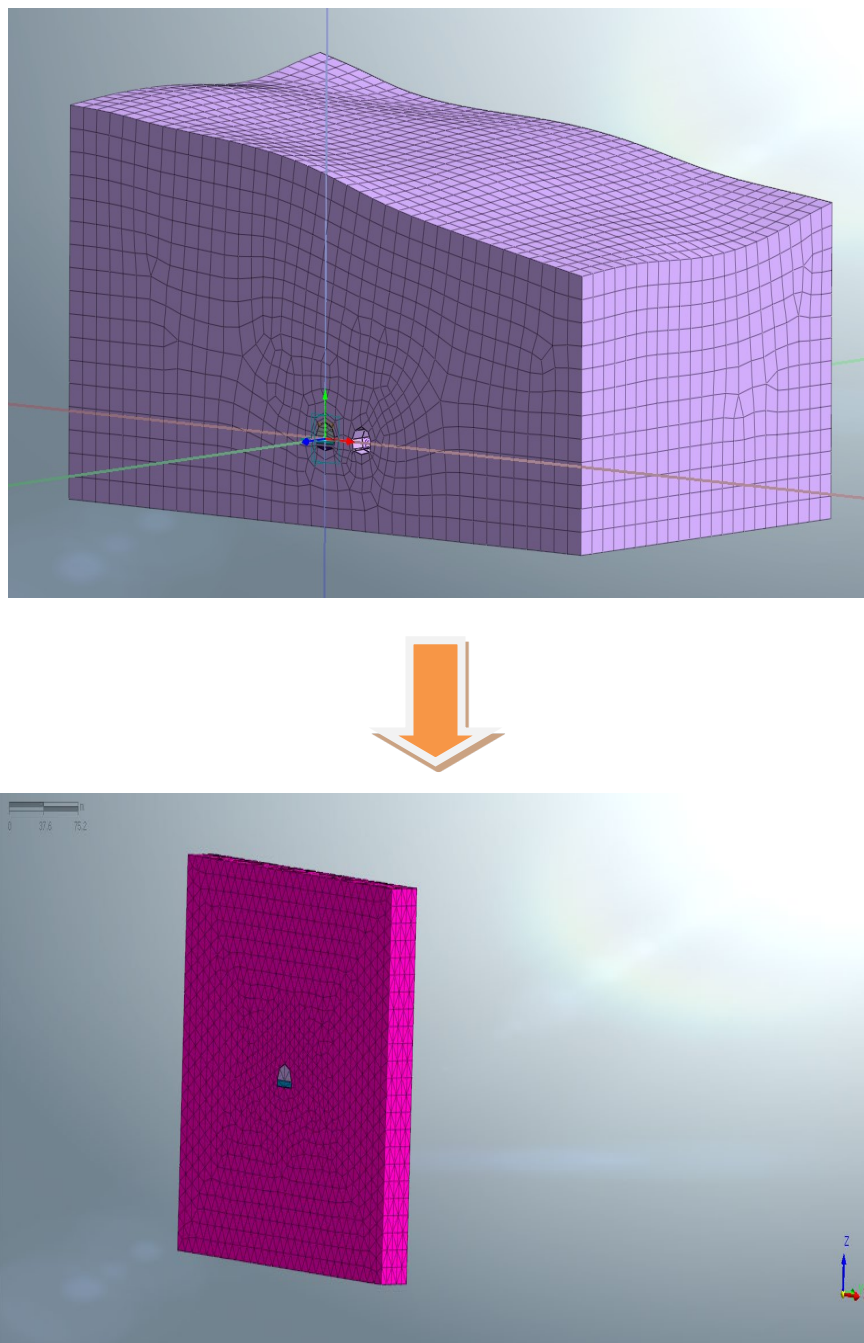


Figure V. 19:la réduction du modèle.

V-5-1. La pose de poids propre et les conditions aux limites :

Cette étape consiste à mettre les conditions aux limites et le poids propre du massif tell que le massif soit bloqué dans les Cinq faces et sollicité avec l'effet de son poids propre et que le déplacement initial son nulle (état d'équilibre stable).

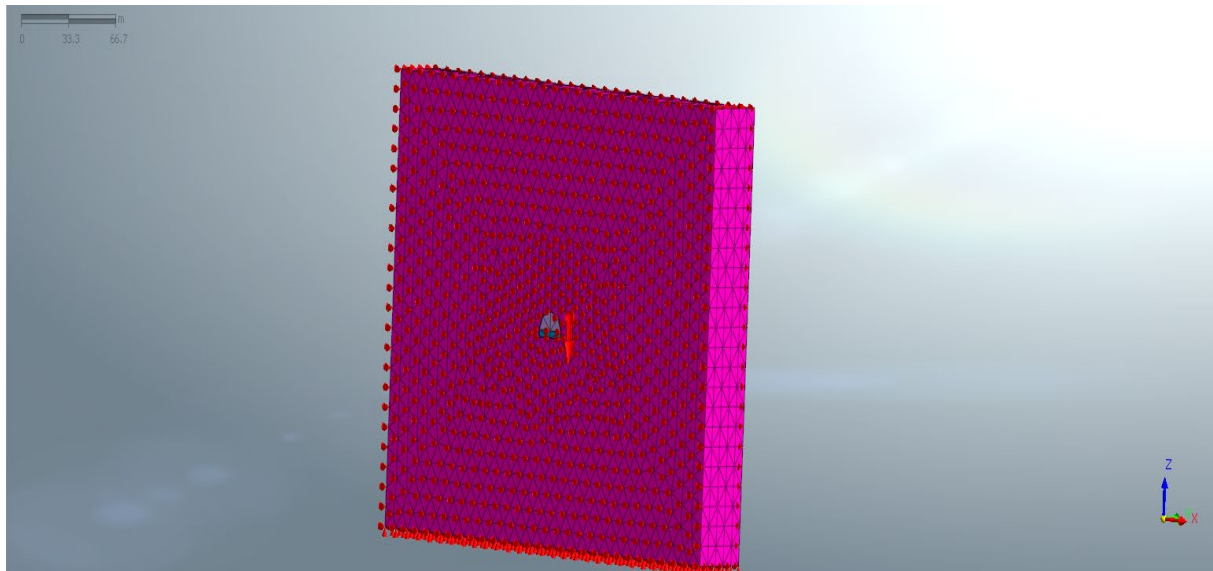


Figure V. 20: application du poids propre et de la condition aux limites.

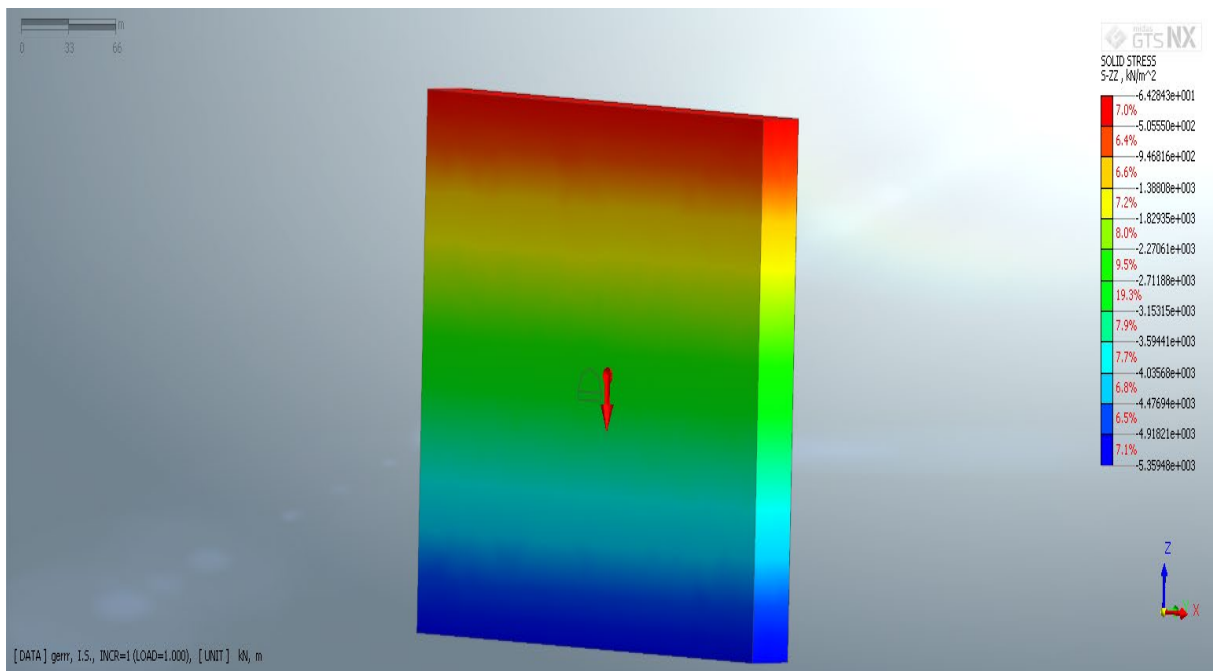


Figure V. 21: Variation des contraintes en fonction de la hauteur.

V-5-2. Interprétation des résultats :

Comme mentionné plus haut, nous allons effectuer des analyses avec trois différentes approches. Aussi, compte tenu de la complexité de la situation survenue au niveau du tunnel, nous avons analysé les principales hypothèses et scénarios considérés par les intervenants au projet.

Les scénarios qui seront analysés sont les suivants :

- Le scénario qui comporte les paramètres géotechniques de l'APD, avec les soutènements proposés à ce stade de l'étude.
- Le scénario avec les paramètres géotechniques considérés par Cojaal dans ces analyses avant la survenue de l'effondrement (modification par rapport à l'APD). Pour ce scénario, deux sous scénarios se distinguent :
 - o Un scénario avec la mise en place de double cintre.
 - o Un scénario avec la mise en place de simple cintre.
- Le scénario qui comporte les paramètres géotechniques les plus défavorables, qui sont obtenus par les reconnaissances géotechniques après l'effondrement ;
- Le scénario identifié par Cosider après la survenue de l'effondrement, et après l'entame des travaux de consolidation.

Enfin, ces analyses sont effectuées premièrement sans soutènement pour identifier les déformations maximales dans le terrain, et ensuite, avec la pose du soutènement pour vérifier les déformations d'équilibre et les efforts internes qui se développent dans les soutènements.

V-5-2-1. Analyse du scénario de l'APD :

L'analyse du scénario de l'APD avec les trois approches de calcul a révélé les résultats présentés dans le tableau suivant.

Soutènement	Résultats		Axisymétrie	2D avec coefficient de déconfinement	3D au sens strict
Sans soutènement	Déformation du terrain	Voûte	8.1 cm	70cm	18cm
		Front	6.3 cm	-	6.1cm
Avec soutènement	λ		-	0.65	-
	Déformation du terrain	Voûte	-	40cm	3 cm
		Front	-	-	2.5 cm
	Effort interne	Nmax	-	V=8.66/P-R=2.4 MN	V=15.5/R=0.98 MN
		Mmax	-	V=0.46/P=1.31 MNm	V=0.25/R=0.3 MNm
		Tmax	-	P=0.92MN	P=1.48MN

Tableau V. 6: Les valeurs obtenues pour le scénario de l'APD.

Les résultats obtenus révèlent une certaine concordance. Toutefois, l'approche avec le coefficient de déconfinement donne des déplacements très importants (à cause du coefficient de déconfinement très élevé). Cette situation paraît être liée à la considération du poids du terrain en entier dans la méthode convergence-confinement. En effet, ces déplacements surviennent dans la phase de déconfinement avant la pose des soutènements.

Si la charge appliquée est réduite aux valeurs obtenues par la méthode de Terzaghi (0.8 MPa à la place de 2.64 MPa), les déplacements seront certainement plus réduits.

L'approche avec axisymétrie révèle une convergence relative de l'ordre de 0.2% qui est acceptable, et une plastification de l'ordre de 9m.

Pour les efforts internes, nous remarquons que les valeurs obtenues par l'approche 2D avec coefficient de déconfinement sont plus faibles que l'approche 3D au sens strict. Ceci pourrait s'expliquer par le fait qu'après le déconfinement (environ 65%), les poussées qui s'exercent sur le soutènement sont plus faibles.

Comme la méthode 3D prend en compte automatiquement l'effet du front, les résultats paraissent être plus réalistes.

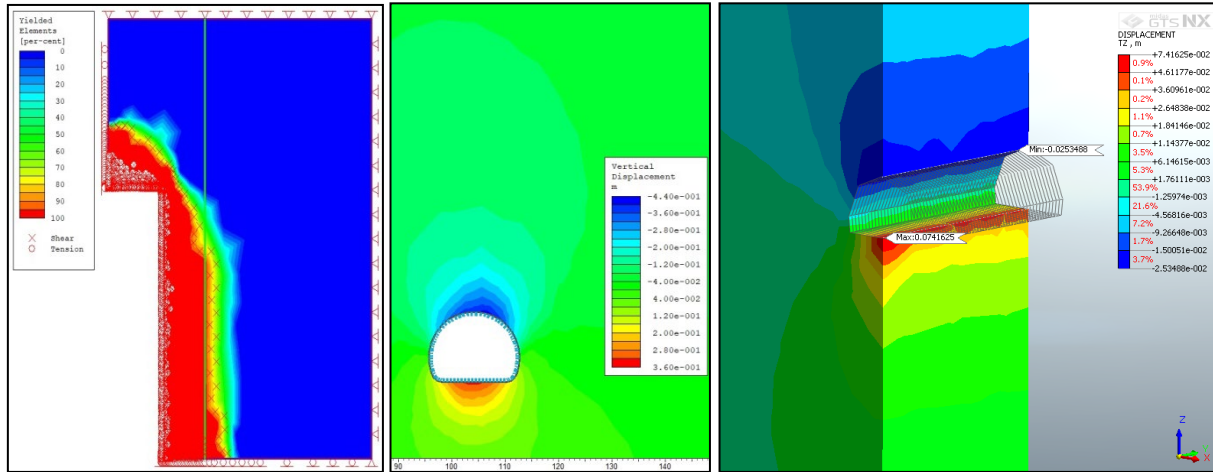


Figure V. 22: Les déplacements obtenus avec le scénario de l'APD. A. Approche avec Axisymétrie. B. Approche 2D avec coefficient de déconfinement. C. Approche 3D au sens strict.

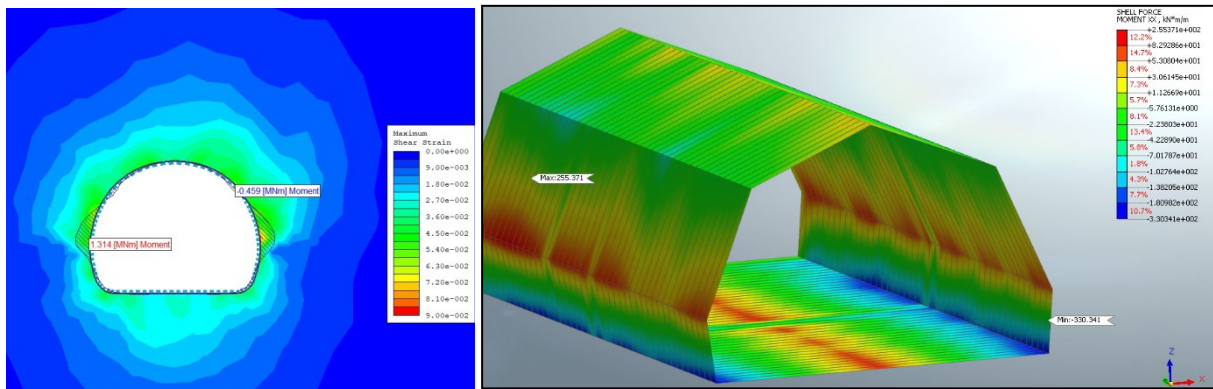


Figure V. 23: Les efforts internes obtenus avec le scénario de l'APD. A. Approche 2D avec coefficient de déconfinement. B. Approche 3D au sens strict.

V-5-2-2. Analyse du scénario proposé par Cojaal avant la survenue de l'effondrement :

Après l'entame des travaux de construction du tunnel, et à cause des grandes déformations survenues, l'entreprise Cojaal a proposé une nouvelle vérification qui prend en compte d'autres paramètres géotechniques (voir tableau IV.16 chapitre IV).

Les vérifications effectuées par Cojaal avaient pour objectif de justifier la nécessité d'installer un soutènement incluant un double cintre HEB 200, avec 60 cm de béton projeté. Cette variante de soutènement devait remplacer la solution simple cintre prévue dans l'APD.

Dans ce qui suit, nous avons repris la vérification avec les paramètres de Cojaal, mais en appliquant les trois approches prévues dans ce mémoire.

Vérification de la solution double cintre :

En intégrant dans les différentes approches les paramètres géotechniques proposés par Cojaal (tableau IV.16 du chapitre IV) avec les solutions simples et double cintre, nous avons obtenu les résultats présentés dans les tableaux suivants.

Soutènement	Résultats		Axisymétrie	2D avec coefficient de déconfinement	3D au sens strict
Sans soutènement	Déformation du terrain	Voûte	1.17m	$1.1 \cdot 10^5$ m	$2 \cdot 10^{10}$ m
		Front	91 cm	-	$4 \cdot 10^8$ m
Avec soutènement	Δ		-	0.6	-
	Déformation du terrain	Voûte	-	18 m	19.4 cm
		Front	-	-	2.8 cm
	Effort interne	Nmax	-	$V=9.85/P-R=1.756$ MN	$V=24$ MN
		Mmax	-	$P=4.929/R=-1.68$ MNm	$V=0.66/P=1.6$ MNm
		Tmax	-	$P=2.38$ MN	$P=2.8$ MN

Tableau V. 7:Les valeurs du scénario de Cojaal « simple cintre »

Soutènement	Résultats		Axisymétrie	2D avec coefficient de déconfinement	3D au sens strict
Sans soutènement	Déformation du terrain	Voûte	1.17m	$1.1 \cdot 10^5$ m	$2 \cdot 10^{10}$ m
		Front	91 cm	-	$4 \cdot 10^8$ m
Avec soutènement	Δ		-	0.6	-
	Déformation du terrain	Voûte	-	18 m	20 cm
		Front	-	-	4 cm
	Effort interne	Nmax	-	$V=11.86/P-R=2$ MN	$V=26$ MN
		Mmax	-	$P=9.442/R=-3.96$ MNm	$V=3.2/P=3$ MNm
		Tmax	-	$P=3.51$ MN	$P=4$ MN

Tableau V. 8:Les valeurs du scénario de Cojaal « double cintre »

D'après les résultats obtenus, d'immenses déformations surviennent en cas de creusement sans l'installation du soutènement, ce qui correspond à un effondrement.

Aussi, pour l'approche 2D avec coefficient de déconfinement, même avec l'installation du soutènement, les déplacements sont très importants (18m), ce qui correspond aussi à un effondrement. Ceci est expliqué par l'impact du coefficient de déconfinement avec des déplacements qui surviennent avant l'installation du soutènement.

D'autre part, les valeurs obtenues par l'approche 3D au sens strict paraissent être plus réalistes, avec des déformations qui atteignent 20 cm dans la voûte.

Pour les efforts enregistrés, l'effort normal est plus élevé dans l'approche 3D au sens strict. Ceci peut être expliqué par le fait que dans l'approche 2D avec coefficient de déconfinement, les déplacements sont très importants et donc la poussée diminue sur le soutènement.

Enfin, le point le plus important à retenir est que les scénarios proposés par Cojaal (simple et double cintre) n'ont pas une grande influence sur les événements survenus, et le problème survenu est plus lié à la qualité du terrain qui doit être consolidé avant l'installation du soutènement (pour réduire le taux de déconfinement).

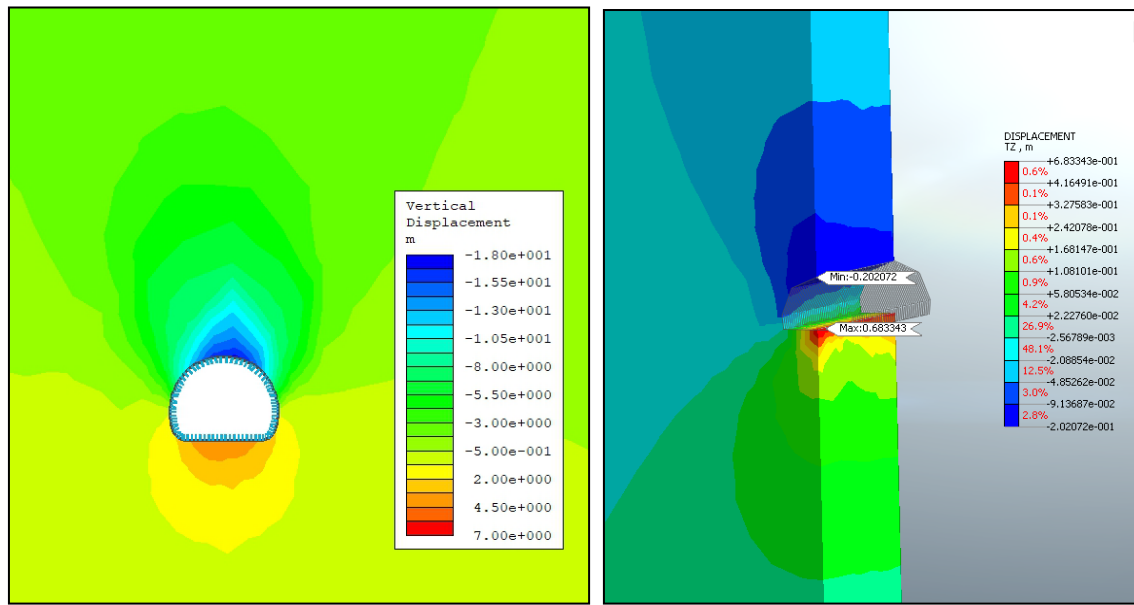
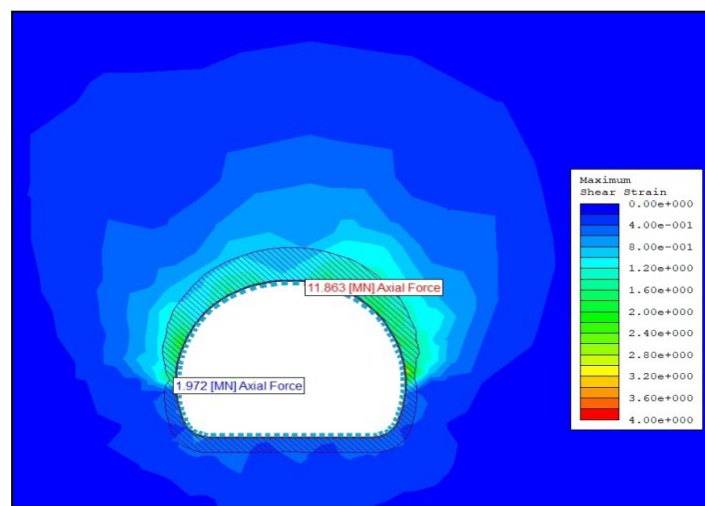


Figure V. 24: Les déplacements obtenus avec les paramètres de Cojaal. A. Approche 2D avec coefficient de déconfinement. B. Approche 3D au sens strict.



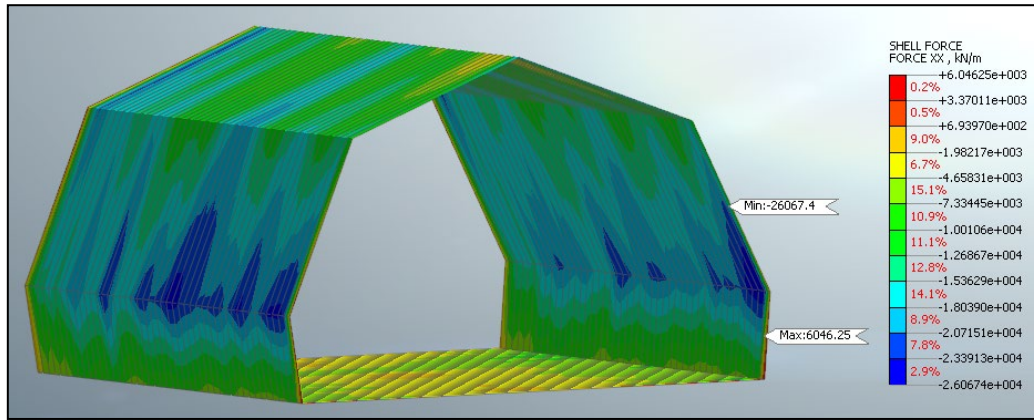


Figure V. 25: Les efforts internes obtenus avec les paramètres de Cojaal. A. Approche 2D avec coefficient de déconfinement. B. Approche 3D au sens strict.

V-5-2-3. Analyse du scénario après l'effondrement :

Après l'effondrement survenu le 1^{er} janvier 2014, une grande campagne d'investigation a été réalisée par Cojaal que nous avons résumé dans le chapitre IV. La conclusion de ces investigations a amené à considérer une évolution très significative des paramètres géotechniques du terrain. Les valeurs des essais de laboratoire ont révélé une cohésion de l'ordre de 5 KPa, un angle de frottement de l'ordre de 13.9°, et un module de déformation de l'ordre de 18.450 MPa.

Les paramètres géotechniques étant extrêmement faibles, les vérifications effectuées ne pouvaient être finalisées avec les programmes de calcul à cause des délais très importants qui s'associent avec les déplacements immenses et irréalistes générés par les calculs (figure V.26).

L'approche avec axisymétrie a permis de finaliser les calculs, et les résultats ont révélé une plastification totale du terrain (figure V.26. B).

Compte tenu de l'effondrement total du terrain, il n'était pas nécessaire d'identifier les efforts sur un quelconque soutènement.

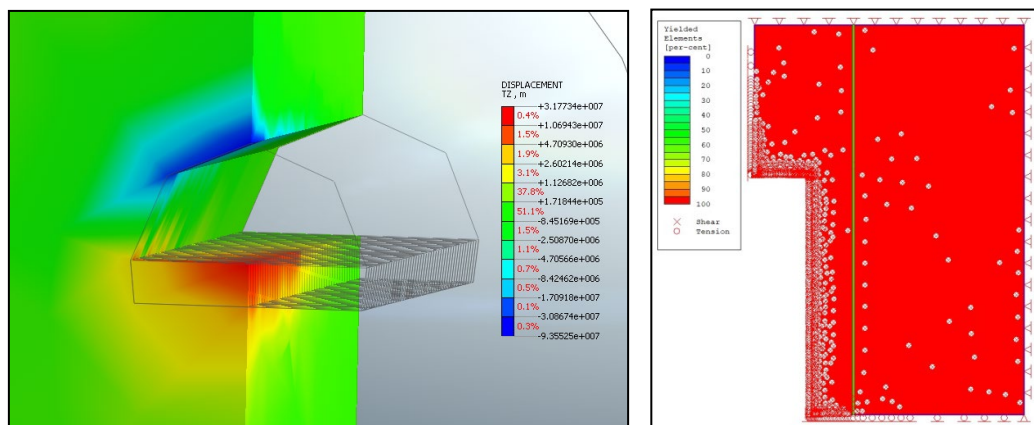


Figure V. 26: Les déplacements obtenus avec le scénario de l'effondrement. A. Approche 3D au sens strict. B. Approche 2D avec Axisymétrie

V-5-2-4. Le scénario proposé par Cosider après la survenue de l'effondrement

Après la survenue de l'effondrement, et la résiliation du contrat avec Cojaal, l'entreprise nationale Cosider s'est installée pour reprendre les travaux. Ces travaux ont été devancés par une campagne de consolidation très importante afin d'améliorer les caractéristiques géotechniques de la couverture (compte tenu des valeurs très faibles enregistrées).

Cosider a proposé un nouveau scénario pour les propriétés géotechniques (tableau IV.18 chapitre IV).

La modélisation de ce scénario avec les différentes approches est présentée dans le tableau suivant .

Soutènement	Résultats		Axisymétrie	2D avec coefficient de déconfinement	3D au sens strict
Sans soutènement	Déformation du terrain	Voûte		1.17 m	5 cm
		Front		-	2.13 cm
Avec soutènement	λ		-	0.6	-
	Déformation du terrain	Voûte	-	17.5 cm	2.8 cm
		Front	-	-	1.5 cm
	Effort interne	Nmax	-	V=11.26/P-R=2.12MN	V=13.9/R=3.9MN
		Mmax	-	V=0.3/P=1.024 MNm	V=0.22/R=0.117MN.m
		Tmax	-	P=0.96 MN	P=0.37MN

Tableau V. 9:Les valeurs obtenues pour le scénario de Cosider après l'éboulement.

D'après les résultats obtenus, nous pouvons constater l'effet de la consolidation sur l'amélioration des propriétés géotechniques du terrain, et par conséquent sur les déformations enregistrées et les efforts internes au soutènement.

Aussi, il a été encore constaté que les déplacements obtenus par l'approche 2D avec coefficient de déconfinement sont les plus élevés parmi les approches réalisées. Ceci est lié à la difficulté de déterminer le coefficient de déconfinement pour les tunnels profonds.

Pour le modèle 2D, la valeur de 17 cm paraît être élevée par rapport aux valeurs habituellement acceptées. Toutefois, à cause des conditions extrêmes, il est possible de prévoir, dans la section du tunnel, un hors profils de l'ordre de 20 cm pour gérer les déplacements qui sont très prévisibles.

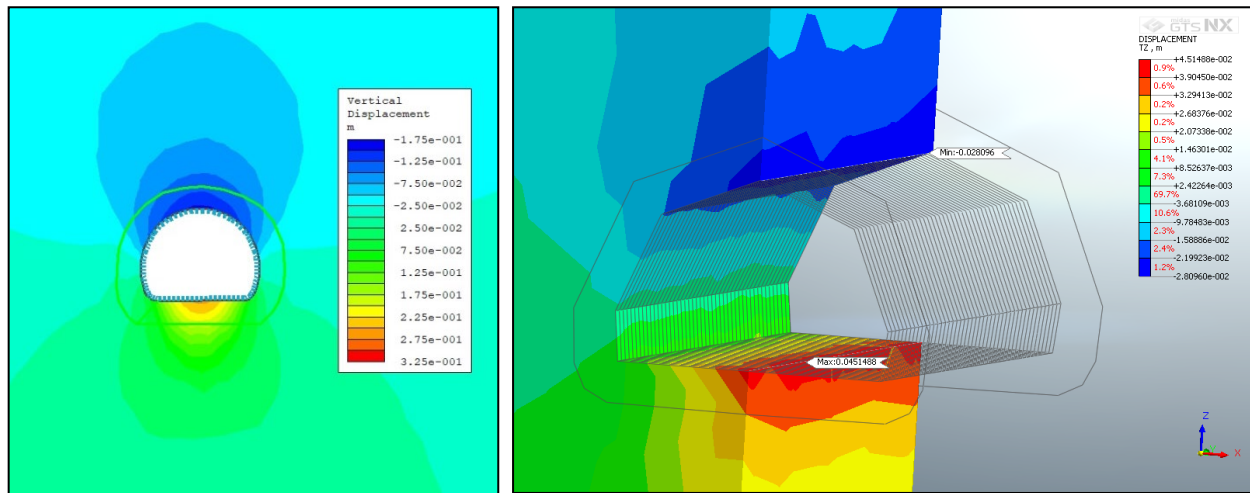


Figure V. 27:Les déplacements obtenus avec le scénario de ICosider. A. Approche 2D avec coefficient de déconfinement. B. Approche 3D au sens strict.

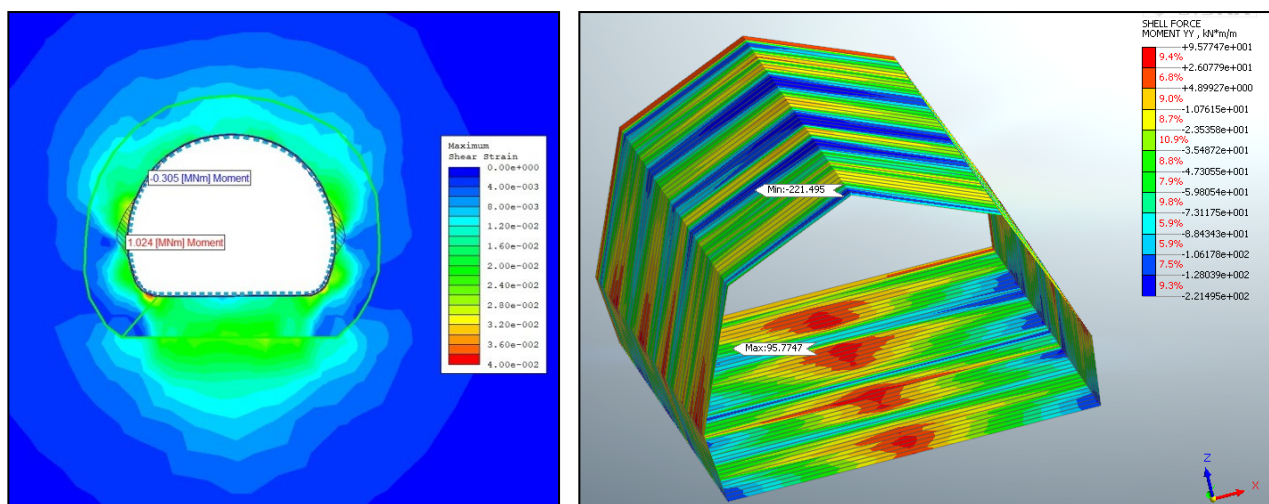


Figure V. 28:Les efforts internes obtenus avec le scénario de Cosider. A. Approche 2D avec coefficient de déconfinement. B. Approche 3D au sens strict.

V-6. Conclusion :

L'analyse globale des résultats obtenus révèle la complexité du cas étudié, qui à ce jour, montre au niveau du chantier des déplacements très importants.

Par ailleurs, d'après notre analyse, nous retenons que les approches utilisées donnent des résultats assez différents. Les modèles avec coefficient de déconfinement ne permettent pas de se rapprocher de la réalité du terrain, alors qu'à ce jour, c'est la méthode utilisée sur le projet. Aussi, les modèles en axisymétrie supposent une homogénéité du terrain et des contraintes (ce qui n'est pas réaliste), mais permettent d'identifier l'étendue de la zone de plastification. Enfin, les méthodes tridimensionnelles au sens strict sont plus adaptées, mais nécessitent des

délais importants pour l'élaboration du modèle, et aussi pour les calculs. Les résultats dépendent fortement du modèle de comportement considéré.

Dans notre travail, les résultats obtenus par l'approche 3D au sens strict paraissent être les plus réalistes. À cet effet, les vérifications du revêtement définitif ont été effectuées sur la base de cette approche, et ce d'autant plus que pour les modèles en 2D, il faudrait appliquer un coefficient de déconfinement de 100%, ou encore revenir à la charge estimée par les équations de Terzaghi (méthode semi-empirique).

Chapitre VI

Calcul de Revêtement Définitif

VI-1. Introduction :

Après avoir estimé les charges et vérifiée le soutènement, qui garantit la stabilité au cours terme, cela conduit à penser d'une structure qui a pour rôle d'assurer la stabilité à long terme par un anneau en béton armé, qui dite revêtement définitif.

Dans ce chapitre nous allons utiliser les efforts estimés d'après le scénario du Cosider avec les deux rapproches numérique 3D, (Midas, et phase2).

VI-2. Ferrailage du revêtement définitif :

VI-2-1. Ferrailage longitudinal :

Le calcul du ferrailage est effectué selon le logiciel ROBOT EXPERT.

Zone	Élément	Sections d'acier correspondantes à M +			Sections d'acier correspondantes à M -		
		As1 (Cm²)	Ferrailage Choisi	Lit	As2 (cm²)	Ferrailage Choisi	Lit
Tunnel	V+P+R	26.7	6HA25	Ext. compression	62.1	8HA32	Int. Traction

Tableau VI. 1: ferrailage longitudinal du tunnel T1.

Nous allons choisir 8 barres de Ø32.

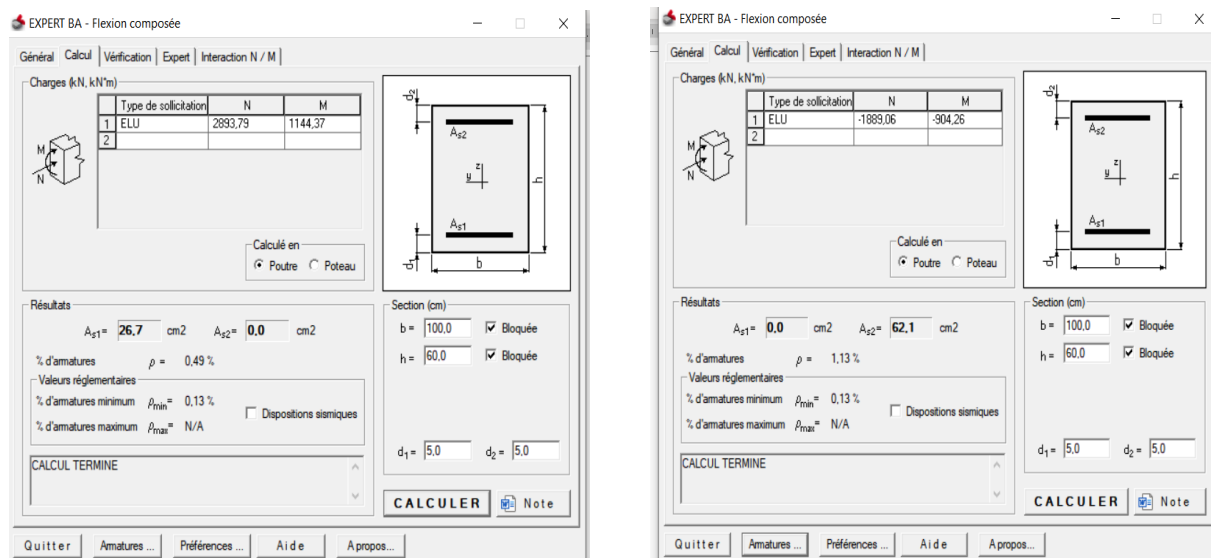


Figure VI. 1: opération du ferrailage avec logiciel ROBOT EXPERT .

VI-2-2. Ferrailage transversal :

Avant d'entamer le ferrailage transversal, il faut vérifier que la section admet un ferrailage transversal.

Où : $\tau_u^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u$
 $\tau_u^{\max}$: contrainte de cisaillement maximal à l'ELU.

$V_u^{\max}$: Effort tranchant maximal à l'ELU obtenu de l'approche numérique.

b : Largeur de la section transversale du revêtement définitif. Avec $b=1\text{m}$

$d : 0.9h$, où : h est la hauteur de la section transversale choisie du béton armé.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte tangentielle limite. $\bar{\tau}_u = \min\left[\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}\right); 4\text{MPa}\right]$

Pour une fissuration très préjudiciable

$\bar{\tau}_u = \min[(0.15 \cdot 30 / 1.5), 4\text{MPa}] = 3\text{ MPa}$.

$\tau_u^{\max} = \frac{0.370}{1 \cdot 0.54} = 0.68, \text{ MPa}$.

Zone	Élément	$V_u^{\max}$ (MN)	$\tau_u^{\max}$ (MPa)	Vérification
Tunnel	V+P+R	0.370	0.68	Condition vérifiée

Tableau VI. 2: vérification de la condition du ferrailage transversal.

D'après le tableau 00, la condition est vérifiée, donc va passer a le choix des cadres.

$\emptyset_t \leq \min \left[\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_L^{\min} \right] = 14.3\text{ mm}$

À partir de ce résultat on va choisir un cadre de $\emptyset 10$ + un étrier.

Maintenant on va passer a le calcul d'espacement S_t

$S_t = \min [S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}]$

Avec : $S_{t1} \leq \frac{A_t \cdot 0.9 \cdot f_e \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha)}{b \cdot \gamma_s \cdot (\tau_u^r - 0.3 f_{t28} K)}$ (cette formule est applicable sauf au voisinage des appuis)

$S_{t2} \leq \min [0.9d ; 40\text{cm}]$

$S_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_t}{0.4b}$

$S_{t2} = \min [54\text{cm} ; 40\text{cm}] = 40\text{cm}$

$S_{t3} = 40\text{ cm}$

Donc on prend $S_t = 35\text{cm}$.

Zone	Éléments	$\emptyset_t$ (mm)	Choix des barres	St (Cm ²)	At (Cm ²)
Tunnel	V+P+R	10	4HA10	35	3.2

Tableau VI. 3:résumé de ferrailage transversal.

VI-2-2. Ferrailage secondaire :

Les armatures secondaires sont des armatures de répartition perpendiculaire à l'armature principale et calculer à base de la formule suivante.

$$A_r = A_s / 4$$

Zone	Éléments	A_r		Choix des barres	
Tunnel	V+P+R	Napp sup	Napp inf.	Napp sup	Napp inf.
		15.53	6.68	4HA25	3HA14

Tableau VI. 4:résumé du ferrailage secondaire.

VI-3. Étude sismique :

L'Algérie, comme les autres pays méditerranéens, est sujette à une activité sismique importante. Situé sur la bordure de la plaque africaine laquelle est en mouvement continu de collision avec la plaque eurasiennne, ce mouvement est responsable des séismes destructeurs qui se sont produits en Algérie et causé d'énormes pertes en vies humaines et en matériel. Après les dégâts catastrophiques causés par le séisme de Boumerdès Mai 2003, une grande importance a été donner pour l'effet séismique sur la construction et les ouvrages d'art, par la création d'un règlement parasismique des ouvrages d'art (RPOA 2008), qui contient des précautions et des mesures de sécurité à respecter pour éviter les maximum des dégâts.

VI-3-1. Classification des zones séismique en Algérie :

L'Algérie est devisée sur Cinq zones selon l'activité séismique.

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

Dans le cas étudier la Wilaya de Constantine est appartient à la zone IIa.

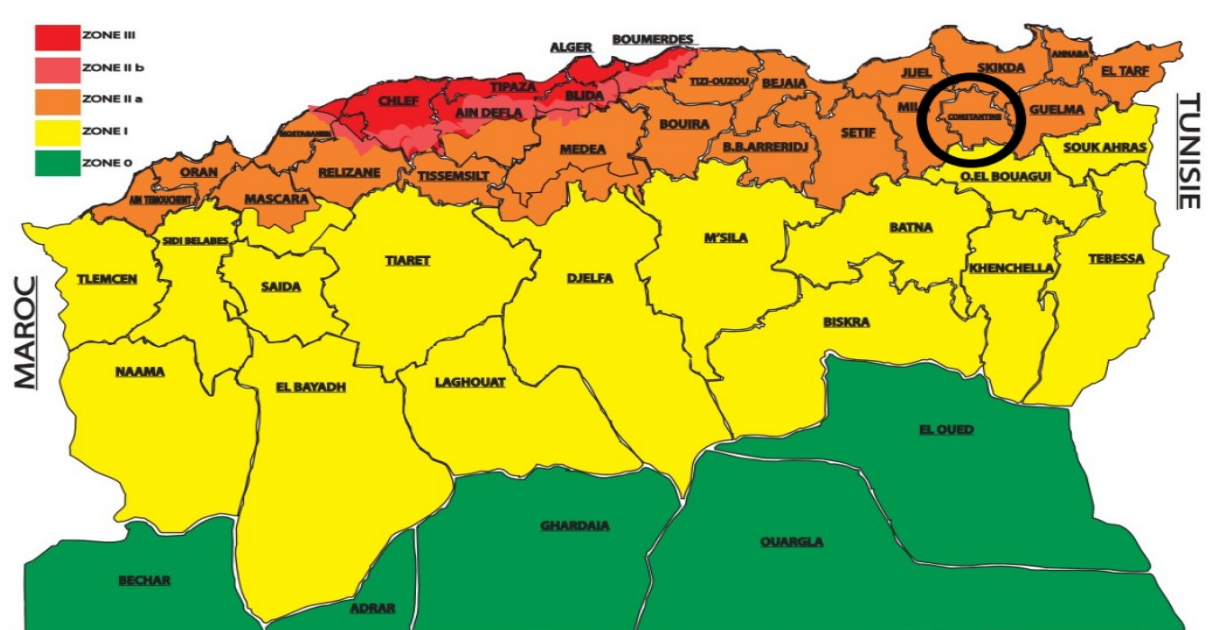


Figure VI. 2: carte de zonage de zonage sismique de L'Algérie .

VI-3-2. Classification des tunnels selon le RPOA 2008

Les tunnels sont devisés en deux classes :

- a- **Les tunnels stratégiques** : sont les tunnels qui restent en circulation même en action séismique
 - Les tunnels autoroutiers.
 - Les tunnels sur les routes nationales.
 - Les tunnels ferroviaires et de Metro.
- b- **Les tunnels importants** : ce sont les tunnels qui se trouve dans les chemins de wilaya, et qui dépend leur endommagement avec l'endommagement d'autre construction par exemple : les bâtiments...etc.

VI-3-3-Classification des sites :

Les sites sont classés en quatre catégories selon la nature du sol.

- **Catégorie S1** : (site rocheux) Rocher sain ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse, d'onde de cisaillement $V_s \geq 800 \text{ m/s}$.
- **Catégorie S2** : (site ferme) Dépôts de sables et graviers denses à très denses, marne ou argiles raides très sûr consolidées sur 10 à 20 m d'épaisseur avec $V_s \geq 400 \text{ m/s}$ à partir de 10 m de profondeur.
- **Catégorie S3** : (site meuble) Dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec $V_s \geq 200 \text{ m/s}$ à partir de 20 m de profondeur.
- **Catégorie S4** : (site très meuble) Dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle pour $V_s < 200 \text{ m/s}$ dans les 20 premiers mètres

Pour le cas étudiant le tunnel T1 appartient à la classe des tunnels stratégiques de classe S3.

Paramètres	Vitesse d'onde	Coefficient d'accélération
Le tunnel T1	200 m/s	0.25

Tableau VI. 5 : paramètres de calcul pour le tunnel T1

VI-3-4-Activité sismique sur le tunnel :

Calcul des efforts : on distingue deux cas de calcul.

Sans prise en compte de l'interaction sol-structure (déformation du tunnel identique a celle d'un terrain envahissant)

- Moment de flexion :**

$$M = \frac{4\pi^2}{L^2} EID_0 \cos^3 \theta$$

Pour avoir un moment maximal il faut que $\theta = 0 \rightarrow \cos(0)=1$

→
$$M_{\max} = \frac{4\pi^2}{L^2} EID_0$$

- Effort tranchant :**

$$V = M \frac{2\pi}{L} \cos \theta$$

Pour un effort maximal $\theta = 0$

$$V_{\max} = M_{\max} \frac{2\pi}{L}$$

- Effort normal :**

$$N = \frac{2\pi}{L} ESD_0 \sin \theta \cos \theta$$

Pour $\theta = \frac{\pi}{4}$

$$N_{\max} = \frac{2\pi}{L} ESD_0$$

Avec

$$D_0 = A \cdot g \cdot D$$

$$L = \frac{C}{f}, \text{ ou } f = \frac{1}{T} \text{ et } f = \frac{A_0}{4\pi D_0}$$

$$A_0 = A \cdot g$$

$$C = \min [1000 \text{ m/s} ; V_s]$$

- A : Coefficient d'accélération de la zone (on prend A = 0.25)
- D: Le déplacement maximal à basse fréquence.

- L : La longueur d'onde.
- c : vitesse apparente de propagation d'onde.
- g : L'accélération de la pesanteur, avec $g=9.81 \text{ m/s}$

Pour le cas étudié on considère que le sol est de catégorie S3 (Tableau VI.5)

Donc $V_s=200\text{m/s}$.

$A=0.25$, $D=0.07 \text{ m}$, $g=9.81\text{m/s}$, $c=200\text{m/s}$

$D_0=0.25*0.07*9.81=0.17\text{m}$.

$$A_0=0.25*9.81=2.45\text{m/s.} \quad f=\frac{2.45}{4\pi*0.17}=1.15 \text{ Hz}$$

$$L=\frac{200}{1.15}=174\text{m}$$

On considère que la section de tunnel est de forme circulaire, de données géotechniques suivantes :

$$R_{\text{ext}}=9.71 \quad \text{m}$$

$$R_{\text{int}}=9.11 \text{ m}$$

- La section équivalente :
 $S=\pi(R_{\text{ext}}^2-R_{\text{int}}^2)=35.47\text{m}^2$
- Le moment d'inertie :
 $I=\frac{\pi}{4}(R_{\text{ext}}^4-R_{\text{int}}^4)=1572.21\text{m}^4$

Rigidité extensionnelle $ES=30000*35.47= 1064100 \text{ MN}$

Rigidité flexionnelle $EI=30000*1572.21= 47166300 \text{ MN.m}^2$

Le module de cisaillement G :

$$G=\gamma*V_s^2=24*200^2=960 \text{ MPa.}$$

Calcul des efforts :

$$M_{\text{max}}=\frac{4\pi^2}{174^2}*47166300*0.17$$

$$M_{\text{max}}= 104.5543 \text{ MN.}$$

$$V_{\text{max}}=10455.43* \quad \frac{2\pi}{174}$$

$$V_{\text{max}}=3.7755 \text{ MN}$$

$$N_{\text{max}}= \quad \frac{2\pi}{174} * \quad 1064100*0.17$$

$$N_{\text{max}}=65.3224 \text{ MN}$$

Vérification :

Il faut vérifier que

$$\sigma b < \sigma bc$$

$$\text{Où : } \sigma b = \left(\frac{Nb}{A_b} + \frac{Mb}{W_b} \right)$$

$$\sigma bc = \left(\frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_c} \right)$$

- A_b : Aire de béton
- W_b : Module de résistance du béton
- $\gamma_c = 1.15$

$$f_{c28} = 30 \text{ KN/m}^3$$

$$\sigma b = \left(\frac{65.3224}{35.47} + \frac{104.5543}{65.38} \right) = 3.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma bc = \frac{0.85 \times 30}{1.15} = 22.17 \text{ MPa}$$

$\sigma bc > \sigma b$ Verifie

Avec prise en compte de l'interaction sol-structure :

- Moment de flexion :

$$M_{\max} = \frac{4\pi^2}{L^2} E I D_0 \frac{K t}{EI \left(\frac{2\pi}{L} \right)^4 + K t}$$

- Effort tranchant :

$$V_{\max} = \frac{2\pi}{L} M_{\max}$$

- Effort normal :

$$N_{\max} = \frac{\pi}{L} E S D_0 \frac{K l}{\frac{E S}{2} \left(\frac{2\pi}{L} \right)^2 + K l}$$

Pour une interaction sol-structure on admet que cette interaction caractériser par deux raideurs longitudinales K_l et transversal K_t , tel que : $G = K_l = K_t$

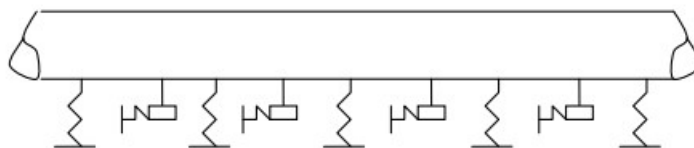


Figure VI. 3:modélisation d'une interaction sol-structure.

Les calculs pour le cas étudié :

$$- M_{\max} = \frac{4\pi^2}{174^2} * 47166300 * 0.17 * \frac{960}{47166300 * \left(\left(\frac{2\pi}{174}\right)^4 + 960\right)}$$

$$M_{\max} = 96.4935 \text{ MN.m}$$

$$- V_{\max} = \frac{2\pi}{174} * 9649.35$$

$$V_{\max} = 3.4845 \text{ MN}$$

$$- N_{\max} = \frac{\pi}{174} * 1064100 * 0.17 * \frac{960}{\frac{1064100}{2} * \left(\frac{2\pi}{174}\right)^2 + 960}$$

$$N_{\max} = 18.95 \text{ MN}$$

Vérification :

$$\sigma_b = \left(\frac{18.95}{35.47} + \frac{96.4935}{65.38} \right) = 2.01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{0.85 * 30}{1.15} \right) = 22.17 \text{ MP}$$

$\sigma_{bc} > \sigma_b$ Vérifier

Situation	Moment de flexion MN.m	Effort tranchant MN	Effort normal MN
Sans interaction	104.5543	3.7755	65.3224
Avec interaction	69.4935	3.4845	18.95

Tableau VI. 6:récapitulation des efforts du cas dynamique .

VI-3-5.Calcul de ferrailage dynamique :

Dans cette phase on va calculer le ferrailage nécessaire pour les efforts calculés à partir du RPOA en utilisant le logiciel SOCOTEC qui est un logiciel de calcul pour les sections circulaires en Béton armé.

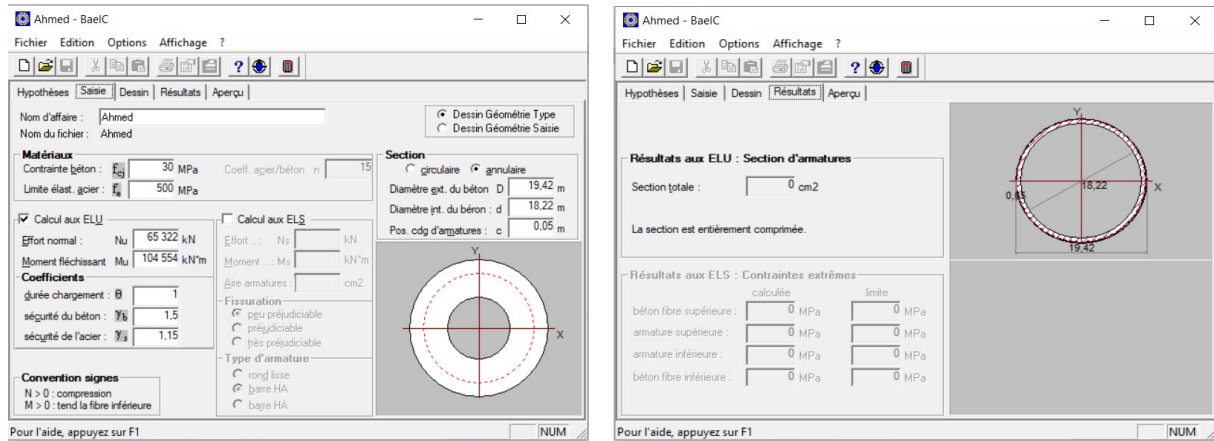


Figure VI.3: ferrailage avec logicielle SOCOTEC

Après, introduire les efforts dans le logiciel on obtient un résultat nul ce qui veut dire

Qu'on n'est pas besoin de ferrailage

VI-4.Conclusion :

À partir du résultat, on conclut que l'activité sismique n'influence pas sur les ouvrages souterrains.

Conclusion générale

Conclusion Générale

La réalisation des ouvrages souterrains est un domaine très difficile, notamment dans de mauvaises conditions. Le problème de l'éboulement est un phénomène catastrophique qui peut figurer dans n'importe quel tunnel si les scénarios rencontrés ne sont pas bien définis. Les connaissances sur la zone où l'ouvrage passe, plus précisément la position géographique, la géologie, l'hydrographie... etc., est très nécessaires pour faciliter les études surtout pour les investigations géotechniques.

Les types d'auscultation utilisés dans les tunnels sont très importants, en se permettant le suivi et le contrôle du comportement de l'ouvrage à l'intérieur ou sur la surface du massif, ainsi qu'assurer la vie des ouvriers, et le bon avancement des travaux de creusement pour éviter les dégâts catastrophiques.

La géotechnique est une étude primordiale dans le domaine de réalisation des tunnels, sur laquelle on se base sur les données géotechniques, en définissant le comportement du sol et les scénarios possibles au cours de l'excavation ainsi que le dimensionnement du revêtement provisoire.

La modélisation en 3D est plus fiable et plus proche à la réalité que la modélisation bidimensionnelle. La négligence d'une dimension peut provoquer des problèmes et surtout dans des sols médiocres comme le sol où passe le tunnel T1.

Reference bibliographies

Countermeasures to treat collapse during the construction of road tunnel in fault zone: a case study from the Yezhuping Tunnel in south Qinling, China Environmental Earth Sciences (2019) <https://doi.org/10.1007/s12665-019-8481-z>.

Sand-layer collapse treatment: An engineering example from Qingdao Metro subway tunnel, Journal of Cleaner Production <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2018.05.260>

Classification and characteristic Of tunnel collapses
<https://www.researchgate.net/publication/344782038>

Collapses in tunnelling Written by Dipl_ing. (FH) Timo SeidenfuB

Carte Geologies EL ARIA

Carte d'état-major 1/50000

Climats et voyages-climat du monde

005-BCS-Rapport sur l'éboulement

DOSSIER DÉTERMINANT LES MISSIONS EFFECTUÉES EN ITALIE PAR M.S. PELIZZA,
DURANT LES JOURNÉES DE PRÉPARATION D'EXPERTISE.

Rapport d'investigation sur l'incident d'éboulement du Tunnel T1

M.HEBIB RAFIK cours Instrumentation des ouvrages souterrains

DOCUMENT CAMPAGNE ET ÉTUDES DES INVESTIGATIONS

Notice technique de l'interprétation des données géologiques et géotechniques existantes

Études géotechniques – Notice technique de la campagne de reconnaissance complémentaire

Notice technique de l'interprétation géotechnique après l'exécution des investigations
complémentaires

Note de calcul Dimensionnement du soutènement provisoire

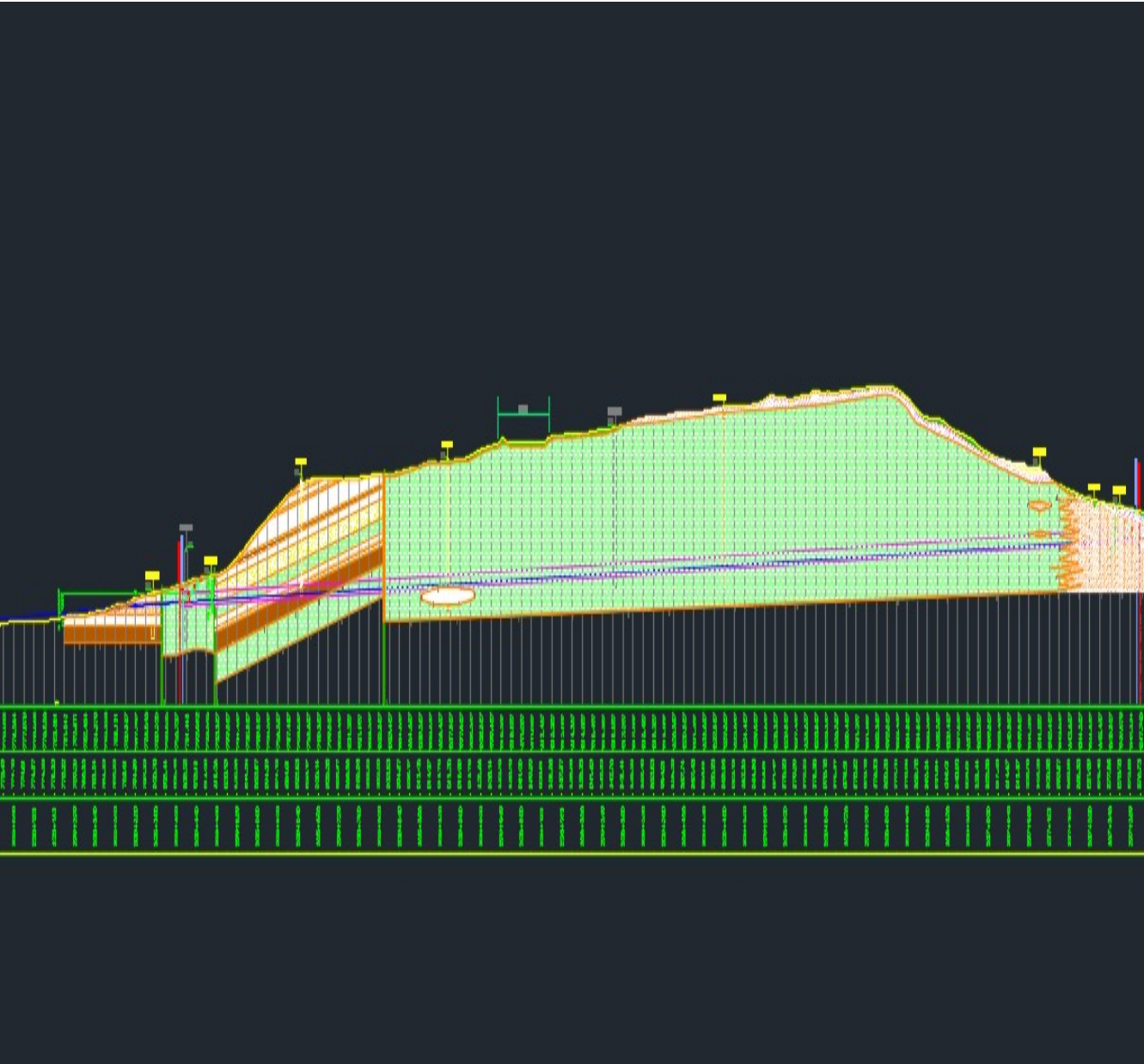
numerical Simulation and Analysis of the Three Step Excavation of an Extra-Large Cross-Section and
a Low Flat-Ratio Railway Tunnel <https://doi.org/10.21203/rs.3.rs-316940/v1>

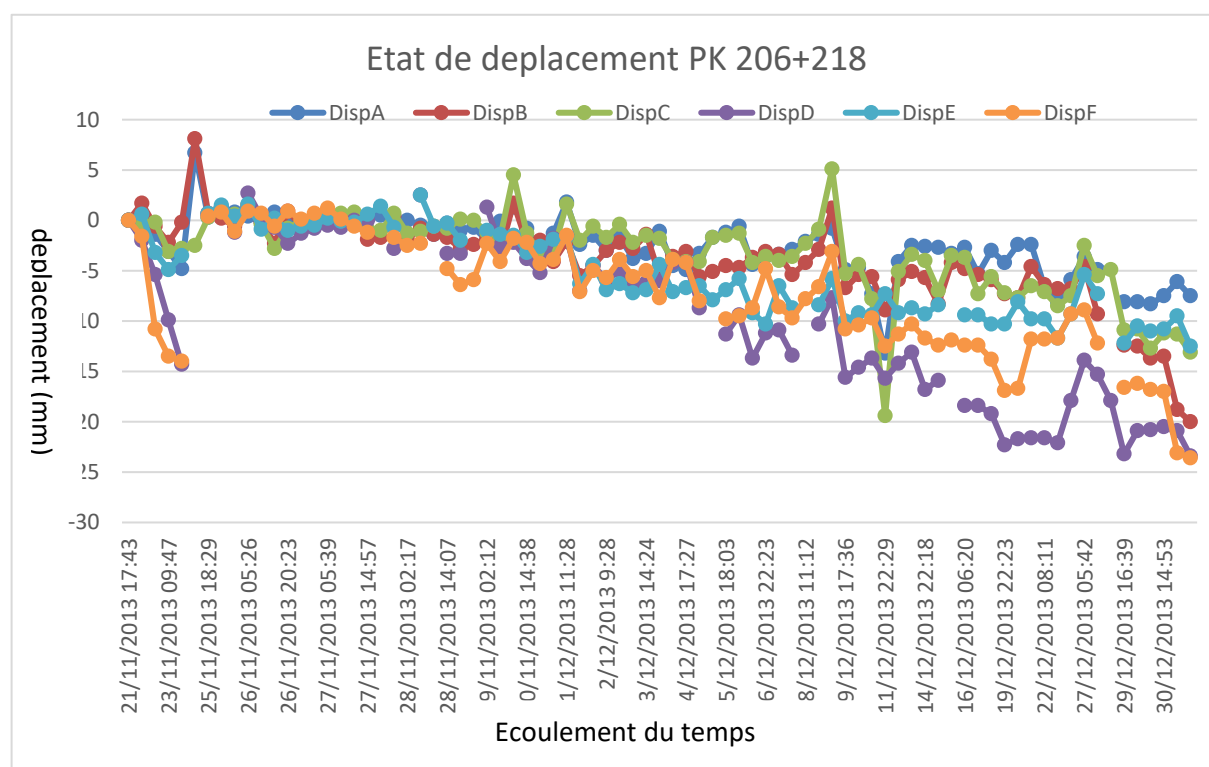
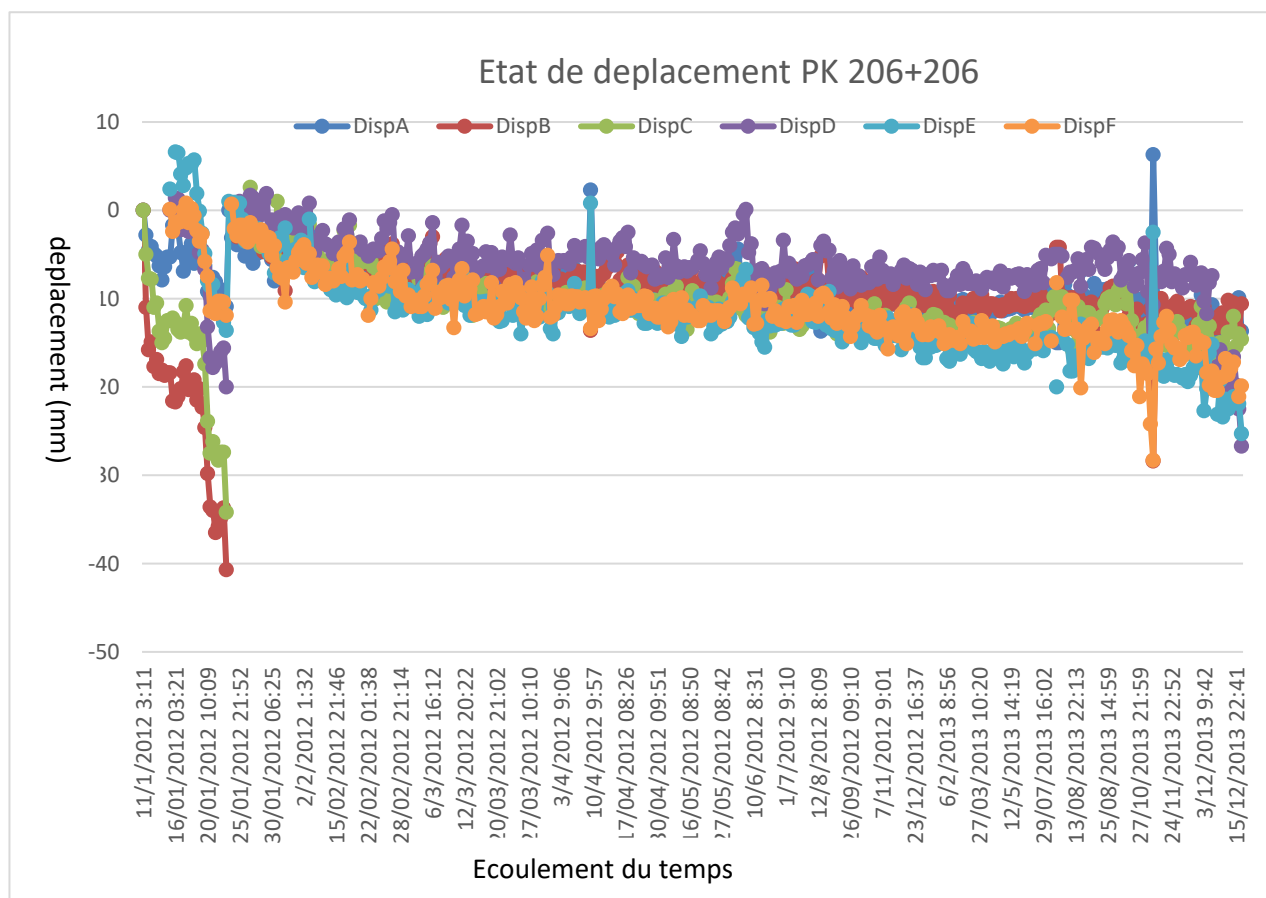
Modeling composite sections Carlos Carranza-Torres 21 February 2004.

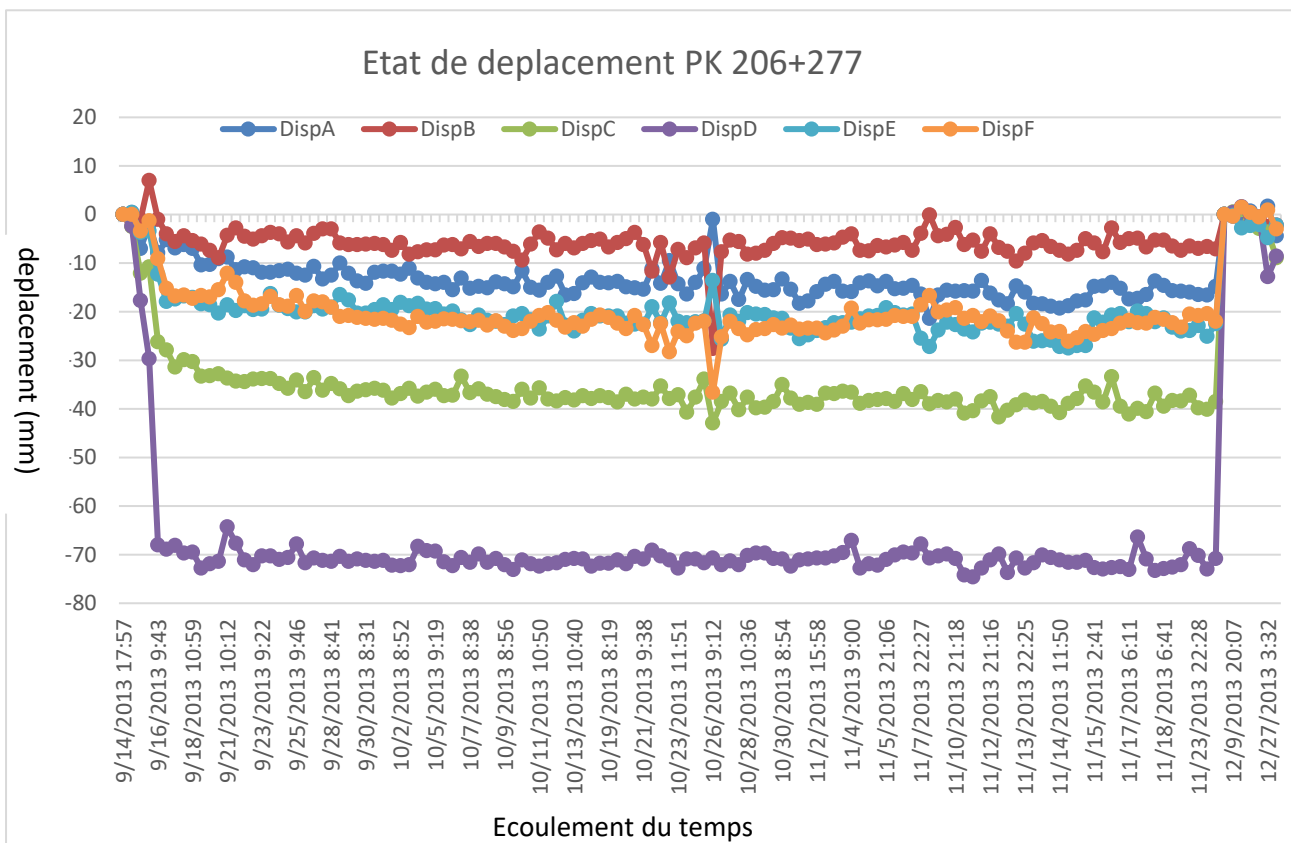
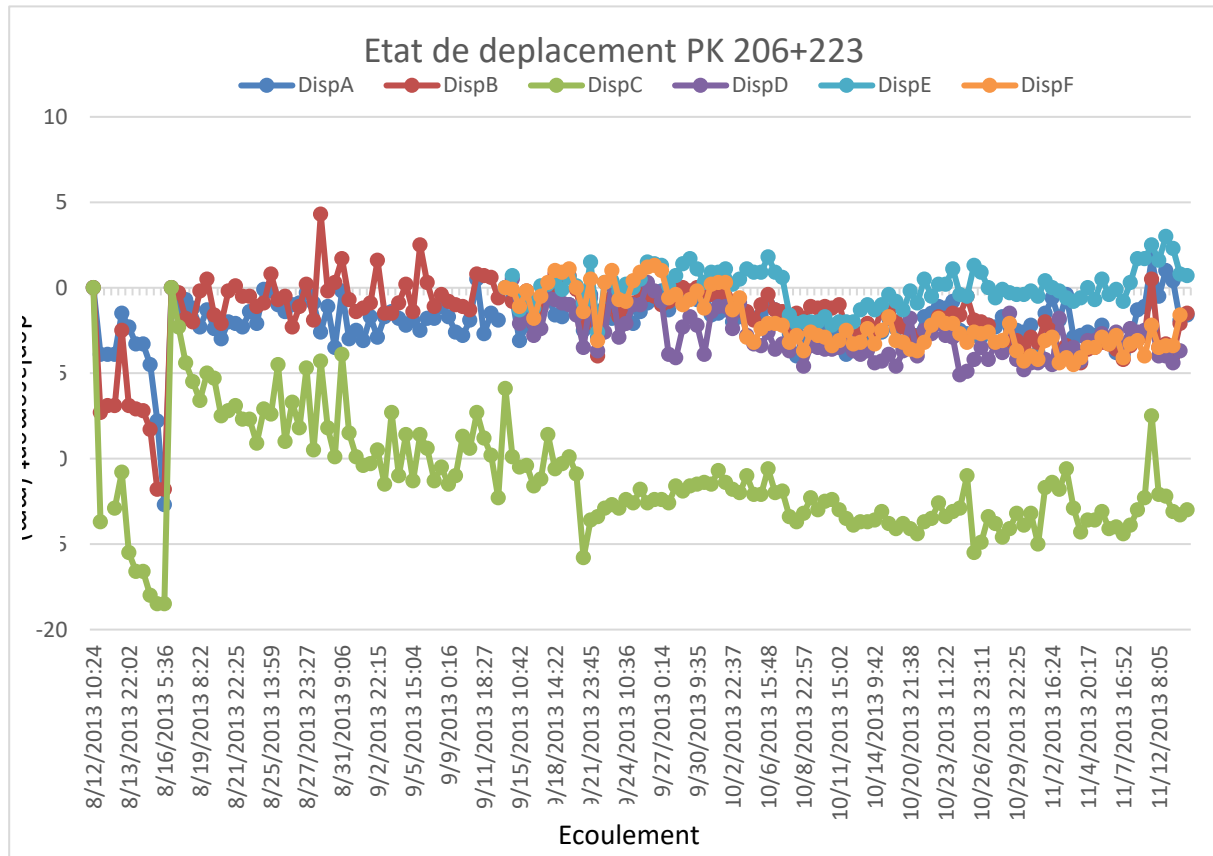
Règlement parasismique des ouvrages d'art 2008

ANNEXE A









ANNEXE C

Echelle 1:100	Tubage	Récupération	R.Q.D.	Profondeur	Stratigraphie	Description	Echantillon	Caisse
			20 40 60 80	20 40 60 80				
1	0.75					Remblais.		
2						Sable limoneux peu argileux de 2.52 à 3.00 m et entre de 6.00 à 7.50 m et entre 8.00 à 9.00 et entre de 10.00 à 11.00 m avec des cailloux de nature gréseux de grand taille et parfois atteindre jusqu'à 30 cm .On trouve des sables jaunâtre à mar-ronâtre dans les passages peu argileux, avec la présence des passages d'argilite sableuse grisâtre entre de 13.00 à 13.40 m et avec un remplissage blanchâtre sa-voneuse.	1	
3								
4								
5								
6								
7								
8								
9								
10								2
11								
12								
13								
14								
15								3
16								
17	16.80							
18						Argilite grisâtre broyé , fracturée à très fracturée , friable,peu plastique ,peu dure entre de 28.50 à 31.90 m et feuilleté avec un remplissage blanchâtre savoneuse ,on trouve les argillites très fracturée entre de 18.10 à 21.63 m et entre de 21.93 à 22.60 m et entre de 23.00 à 28.50 m.	17.50 17.76	4
19								
20								
21								
22							21.63 21.90	
23								5
24								
25								
26								
27								
28								
29								6
30							28.17 29.45	

PROFONDEUR: 100.15 M
UN VIDE ENTRE 99,0 m ET 100,0 m ARRÊT DE CAROTTAGE
COJJAAL INSTALLE UN TUBE EN PEHD 40 mm POUR LE REMPLISSAGE

COORDONNEES:
X:
Y:
Z:

Echelle 1:100	Tubage	Récupération	R.Q.D.	Profondeur	Stratigraphie	Description	Echantillon	Caisse
31						Argilite grisâtre broyé, fracturée à très fracturée, friable, peu plastique, peu dure entre de 28.50 à 31.90 m et feuilleté avec un remplissage blanchâtre savoneuse, on trouve les argilites très fracturées entre de 18.10 à 21.63 m et entre de 21.93 à 22.60 m et entre de 23.00 à 28.50 m.	30.17 30.65	6
32								
33								
34							33.57 34.00	7
35								
36	35.40					Argilite grisâtre peu dure, fracturée à très fracturée et altéré entre de 36.47 à 36.67 m et entre de 39.36 à 39.50 m et feuilleté avec un remplissage d'une matière blanchâtre savoneuse et avec la présence de la calcite.	36.67 37.20 37.75 38.03	8
37								
38								
39								
40							39.97 40.45	
41								
42	41.90					Argilite grisâtre friable peu dure, altéré à très altéré, plastique et feuilleté avec un remplissage d'une matière blanchâtre savoneuse et avec des joints remplis par la calcite entre de 44.00 à 45.00 m.	43.70 44.25	9
43								
44								
45		86.000						
46								
47							47.00 47.47	
48								
49	46.56					Argilite grisâtre à brunâtre ferme, compacte, altéré et parfois très altéré entre de 49.40 à 52.40 m avec un remplissage oblique d'une matière blanchâtre savoneuse et on trouve rarement des joints remplis par la calcite entre de 64.00 à 67.00 m.	48.58 48.82	10
50								
51								
52								
53							52.40 52.81 52.91 53.20	12
54								
55								
56								11
57								
58								
59								
60								12

PROFONDEUR: 100.15 M
UN VIDE ENTRE 99,0 m ET 100,0 m ARRÊT DE CAROTTAGE
COJAL INSTALLE UN TUBE EN PEHD 40 mm POUR LE REMPLISSAGE

COORDONNEES:
X:
Y:
Z:

Echelle 1:100	Tubage	Récupération	R.Q.D.	Profondeur	Stratigraphie	Description	Echantillon	Caisse
61						Argilite grisâtre à brunâtre ferme ,compacte ,altéré et parfois très altéré entre de 49,40 à 52.40 m avec un remplissage oblique d'une matière blanchâtre savoneuse et on trouve rarement des joints remplis par la calcite entre de 64.00 à 67.00 m		12
62								
63								
64								
65								
66								
67	67.00							13
68						Argilite grisâtre à brunâtre feuilleté ,peu dure à dure et parfois altéré et fissurée avec un remplissage d'une matière blanchâtre savoneuse .	68.00 14 68.56	
69								
70							70.20 15 70.70	
71								
72							72.27 16 72.58	14
73							73.37 17 73.80	
74								
75							75.08 18 76.57	15
76								
77							77.85 19 77.96	
78								
79	79.40						79.40 20 79.98	
80		66.00				Argilite brunâtre à grisâtre peu dure à dure avec des taches bleuâtre et avec un remplissage blanchâtre savoneuse.		16
81								
82							82.30 21 82.78	
83								
84								
85							85.30 22 86.30	17
86								
87								
88							88.36 23 89.30	
89								
90								
91							91.33 24 92.05	18
92								
93								
94							93.83 25 94.30	
95								
96	96.07						96.30 26 96.07	19
97						Argilite brunâtre broyé peu ferme , compacte ,et altéré entre de 98.00 à 98.30 m et entre de 98.64 à 99.00 m.		
98								
99								
100	100.15							20
PROFONDEUR:100,15 M UN VIDE ENTRE 98,0 m ET 100,0 m ARRÊT DE CAROTTAGE COJAIL INSTALLE UN TUBE EN PEHD 40 mm POUR LE REMPLISSAGE						COORDONNEES: X: Y: Z:		



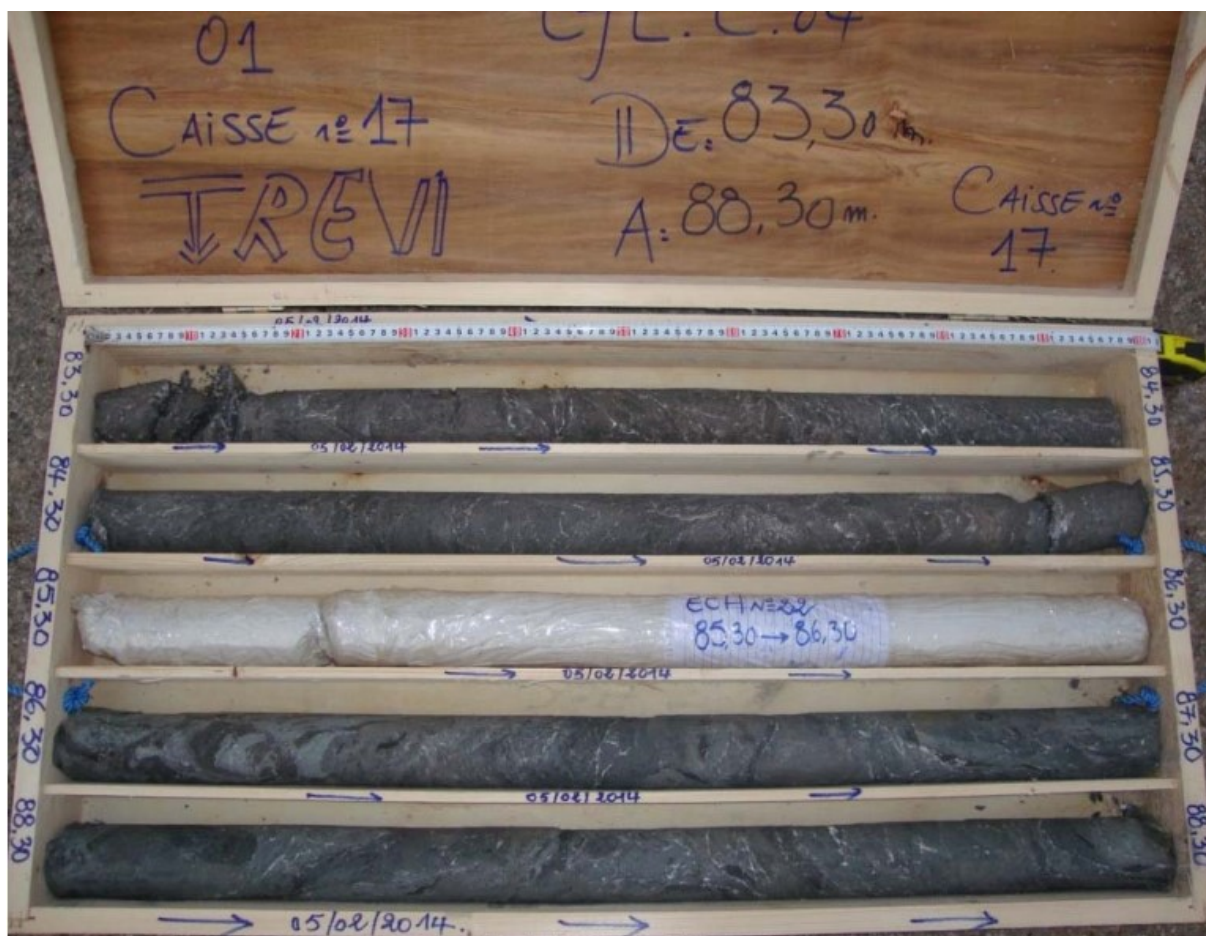
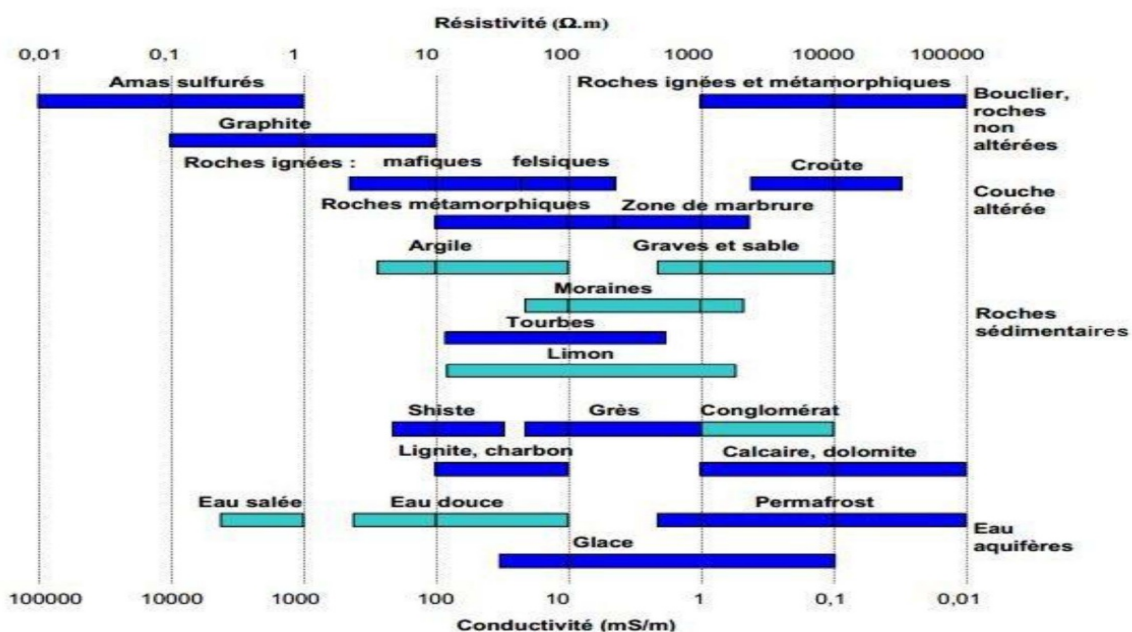


Tableau 1 – Valeurs indicatives des caractéristiques mécaniques de quelques sols

Type de sol	γ (kN/m ³)	c'_{pic} (kPa)	φ'_{pic} (degrés)	c'_R (kPa)	φ'_R (degrés)	c_u (kPa)
Vase organique	13 à 15	0 à 10	25 à 32	0	25 à 30	14 à 18
Argile molle	15 à 19	0 à 10	28 à 34	0 à 5	10 à 15	< 25
Argile raide non fissurée	18 à 20	10 à 40	15 à 25	0 à 5	6 à 15	80 à 200
Limon	17 à 19	0 à 40	25 à 35	0	20 à 30	40 à 50
Sable	16 à 21	0	30 à 45 (1)	0	25 à 35	
Sables et graviers	16 à 22	0	35 à 48 (1)	0	30 à 35	

γ poids volumique, c' cohésion effective, φ' angle de frottement interne.
 (1) Valeurs correspondant à un matériau dans un état dense.

Consistance	Résistance à la compression simple en kPa	Identification <i>in situ</i>
Très molle	< 25	On peut facilement enfoncer le poing sur plusieurs centimètres.
Molle	25 à 50	Le pouce s'enfonce facilement sur plusieurs centimètres.
Moyennement raide	50 à 100	Le pouce peut être enfoncé sur plusieurs centimètres avec un effort modéré.
Relativement raide	100 à 200	Empreinte facile avec le pouce mais pénétration seulement avec un grand effort.
Très raide	200 à 400	Facile à rayer avec l'ongle du pouce.
Dure	400 à 800	Difficile à rayer avec l'ongle du pouce.
Très dure	> 800	



Gamme de conductivité des principaux sols terrestres [traduit de Palacky, 1991]

*Détails de la classification**❖ Catégorie S1**Site rocheux, $V_s \geq 800$ m/s**❖ Catégorie S2**Site ferme (dépôts de sables et graviers très denses et/ou argile surconsolidée sur 10 à 20 m d'épaisseur)* *$800 > V_s \geq 400$ m/s à partir de 10m de profondeur**❖ Catégorie S3**Site meuble (dépôts de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide)* *$400 > V_s \geq 200$ m/s à partir de 10m de profondeur**❖ Catégorie S4**Site très meubles (dépôts de sables lâches avec ou sans couches d'argile molle, dépôts d'argile molle à moyennement raide)* *$200 > V_s \geq 100$ m/s dans les 20 premiers mètres.*

Valeurs types du module pressiométrique et de la pression limite mesurés avec un pressiomètre Ménard (d'après le Manuel canadien d'ingénierie des fondations).

Types de sol	Module pressiométrique E_m (kPa)	Pression limite p_l (kPa)
Argile molle	500 – 3 000	50 – 300
Argile ferme	3 000 – 8 000	300 – 800
Argile raide	9 000 – 38 000	600 – 2 500
Sable silteux lâche	500 – 2 500	100 – 500
Silts	1 600 – 12 000	200 – 1 500
Sables et graviers	8 400 – 35 000	1200 – 5 000
Till glaciaire	8 000 – 40 000	1000 – 5 000
Remblai récent	600 – 3 600	50 – 300
Vieux remblai	4 800 – 12 000	400 – 1 000

ANNEXE D

