



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



Université Djillali Bounaama de Khemis Miliana

Faculté des Sciences de la Nature et de la Vie et des Sciences de la Terre

Département des Sciences de la Terre

Mémoire de fin d'étude en vue de l'obtention du Diplôme de Master

En Sciences de la Terre et de l'Univers

Filière : Sciences de la Terre

Option : Géotechnique

Thème

Contribution à l'étude des causes du glissement provoqué par
la réalisation du tunnel de Sidi aich

(W.Béjaia)

Soutenue Le

Présenté par :

Ghodbane Hassiba

Devant les jurys :

Mr. Saïd Remdane

MAA

Président UKM

Mr. BENZAADA Mohamed

MCA

Directeur UKM

Mr. Meziani Brahim

MMA

Examineur 1UKM

Mr. Zerrouki T

MAA

Examineur 2 UKM

Année Universitaire : 2018/2019

Dédicaces

Je dédie ce travail à :

Ma très chère maman

A la mémoire de mon très cher père (paix a son âme)

Je ne saurai exprimer suffisamment toute ma gratitude pour les sacrifices qu'ils ont fait pour que je termine mes études ;

Mon mari

Mes frères (Chafik, radouene et boualam)

Ma sœur wahiba

Ma très chère grande mère (jida)

Ma 2eme famille

Ainsi qu'à toutes mes amies (nouel, samiha, horia, saida, dihia, siham, mariem, sirine,

koka, klilia,

Hafida, Iman, fadhma, ryma, abla, selma, zineb, sabiha, saida)

Remerciements

*Tout d'abord, « nous remercions Allah » qui nous a donné foi, volonté de
Continuer, et réaliser ce travail dans de bonnes conditions.
À l'heure où nous apportons la touche finale à ce mémoire, nous tenons à
Remercier tout d'abord les personnes qui nous ont permis de réaliser ce
Mémoire : nos chaleureux remerciements à notre directeur du mémoire : **Mr Bensaada**
Pour ses précieux conseils et orientations qu'il nous a prodigués tout au long de ce travail.
On remercie Mr Saïd Remdane d'avoir accepté de présider le jury
Nous tenons ainsi à remercier tous les examinateurs d'avoir accepté de faire partie du jury
Nous tenons à remercier aussi **Mr AFFIR le** directeur du projet du tunnel de Sidi aich
Et toutes les personnes qui sont travaillent dans le projet.
Nous remercions tout le personnel d'ANA et SAPTA qui nous ont accueillis tout le long du
stage
Nos reconnaissances et gratitude envers tous les enseignants : MR Saïd zianne mon prof à
l'école primaire, à la mémoire du mon prof au Cem Mr KAMAL GHAILOUM,
Et tous mes profs de l'université qui m'ont formé dans le domaine de la géologie et ma
spécialité géotechnique.*

*En fin nous tenons à exprimer, nos remerciements à toutes les personnes qui ont
Participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.
Merci à tous et à toutes.*

الملخص

كثيرا ما يتم توسيع و تصنيف الهياكل الجوفية من تصنيف الكتل الصخرية حيثتناول هذا العمل مشكلة الاستقرار في الرأس الشمالي لنفق سيدي عايش (بجاية)، محفور تحت ظروف جيولوجية وهيدروجيولوجية فقيرة التربة ذات خصائص ميكانيكية ضعيفة. عدم استقرار هذا النفق بسبب التكسير الطبيعي الكبير للتضاريس وهذا يتطلب أيضا توصية تجريبية من أجل تصنيف نوعية الأرض، وكذلك طريقة الحفر مع اختيار جيد لنوع الدعم للتكيف؛ (طريقة الأنفاق الأسترالية الجديد)

لهذا السبب تم تطوير برنامج يهتم بسلوك الصخور وخصائصها بطريقه العناصر الدقيقة بهدف دراسة مشكل عدم ثبات الراس الشمالي للنفق

كلمات مفتاحيه النفق؛ الصخور؛ الثبات

Résumé

Les ouvrages souterrains sont fréquemment dimensionnés à partir de classifications des massifs rocheux.

La réalisation du tunnel de Sidi-Aicha (Bejaia) présente plusieurs difficultés de creusement, Dû aux conditions géologique et hydrogéologique médiocre où le sol porte de faibles caractéristiques mécaniques. Ainsi que la fracturation importante naturelle des terrains.

Ce qui demande également une recommandation empiriques de celle de classification RMR pour définir la qualité du terrain, ainsi que la méthode d'excavation avec un bon choix de type de soutènement à adapter (NATM ; New Australien Tunneling Method).

A cet effet, une méthode de calcul s'est développée pour modéliser ce comportement rocheux fissuré appelée plaxis 2D (Méthode des Eléments finis), elle cherche à prendre en compte le caractère du massif au niveau de la tête nord du tunnel afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

Mots clés : tunnel, massif rocheux, stabilité, plaxis (2D)

Abstract

Underground structures are frequently sized from classifications of rock masses.

The realization of the tunnel of Sidi-Aich (Bejaia) presents several difficulties of digging, Due to the conditions geological and hydrogeological mediocre where the soil carries weak characteristics mechanical. As well as the important natural fracturing of the grounds.

This also requires an empirical recommendation from that of the RMR classification to define the quality of the terrain, as well as the excavation method with a good choice of retaining type to be adapted (NATM, New Australian Tunneling Method).

For this purpose, a computational method has been developed to model this cracked rock behavior called 2D plaxis (finite element method), it seeks to take into account the character of the massive at the north end of the tunnel to ensure the stability of the structure.

Keywords: tunnel, rock mass, stability, plaxis (2D)

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau I. 1: Module de Young et coefficient de Poisson pour quelques roches	11
---	----

Chapitre II

Tableau II. 1: Principaux difficultés rencontrées lors de l'excavation des tunnels traversant des massifs constitués des sols indurés/roche tendre (Fabrice, 2011).....	28
--	----

Chapitre III

Tableau III. 1 : Installation du tunnel.....	31
---	----

Tableau III. 2: Moyennes mensuelles des températures (maximas 'M' et minimas 'm') et des précipitations 'P' dans la région de la basse vallée de la Soummam.....	34
---	----

Chapitre IV

Tableau IV. 1: synthèse générale des sondages réalisés sur la tête nord du tunnel.....	44
---	----

Tableau IV. 2: Résultats de l'essai pressiométriques PTSO-1 avec une profondeur max de 27m.....	45
--	----

Tableau IV. 3 : Niveau de l'eau avant-projet.....	46
--	----

Tableau IV. 4: Paramètres de l'essai simple de pompage.....	47
--	----

Tableau IV. 5: résultats de la cohésion et les angles de frottement.....	48
---	----

Tableau IV. 6: résultat de consolidation.....	49
--	----

Tableau IV. 7 : résultat de la résistance à la compression uni axiale.....	49
---	----

Tableau IV. 8: les résultats de Proctor et limites d'atterberg (Ma: Marne).....	50
--	----

Tableau IV. 9: Résultats d'analyse des eaux.....	51
---	----

Tableau IV. 10: Résultats inclinométriques au niveau du sommet de la tête nord de tunnel.....	54
--	----

Tableau IV. 11: Classification RMR du massif.....	55
--	----

Tableau IV. 12: Les méthodes d'excavation et de soutènement en fonction du classement RMR, quant à elles, sont résumées dans le tableau	57
--	----

Chapitre V

Tableau 1: Caractéristiques des couches de sol d'apes les résultats des essais effectués.....	62
--	----

Liste des figures

Chapitre I

Figure I. 1: Massif rocheux	5
Figure I. 2: Différentes structures géométriques de massifs rocheux fracturés	6_7
Figure I. 3: Types de structures des massifs rocheux et représentations statistique.....	8

Chapitre II

Figure II. 1: Exemple d'un tunnel (z.boutaraa 2016/2017).	16
Figure II. 2: Creusement en pleine section.	17
Figure II. 3: creusement en demi-section.	18
Figure II. 4: creusement par demi-section.	18
Figure II. 5: creusement en sections divisées (plus de 2 phases).....	18
Figure II. 6: Machine à attaque ponctuelle sur le tunnel de Tartaiguille(François 2012)	20
Figure II. 7: Bras à attaque radiale et Bras à attaque transversal.....	20
Figure II. 8: Machines à attaque globale (Kitchah, 2012).	21
Figure II. 9: les phases du creusement.....	22
Figure II. 10: Les cintres légers et Les cintres lourds de tunnel.	23
Figure II. 11: Application de la méthode NATM (Martin et al, 2012).....	24
Figure II. 12: l'étanchéité.....	25

Chapitre III

Figure III. 1: Plan synoptique de projet.....	33
Figure III. 2 : Topographie et géomorphologie de la zone de tunnel.	34
Figure III. 3: Géomorphologie au-dessus de tunnel.	34
Figure III. 5: Carte des précipitations annuelles moyennes de l'Est algérien et position de la zone d'étude.	36
Figure III. 6: La carte de réseau hydrographique de bassin versant de la Soummam.	37

Figure III. 8: Position différentes unités géologiques des Maghrébides (D'après Domzig, 2006).....	38
Figure III.9: Carte de la sismicité historique du NE algérien (Magnitude ≥ 4.5 et Intensité MSK $\geq VI$). Harbi et al. (2010), et position de la zone d'étude.....	41

Chapitre IV

Figure IV. 1: Essai pressiomètre(ex).....	46
Figure IV. 2: Principe général d'installation (ex).....	53
Figure IV. 3: instruments d'inclinomètres.....	53
Figure IV. 4: Position des inclinomètres.....	54
Figure IV. 5: les 05 inclinomètres au niveau de la tête nord du tunnel.....	55
Figure IV. 6: creusement en division en 4 sections (méthode CRD (exemple)).....	59

Chapitre V

Figure.1. Boite de dialogue (plaxis).....	63
Figure.2. Propriétés de différentes couches d'après plaxis(2D).....	64
Figure.3. La coupe géologique de la tête nord du tunnel de Sidi Aich ;.....	65
Figure. 4. la coupe géologique longitudinale de la tête nord sur plaxis(2D) Avec la position du tunnel.....	65
Figure.5. Phases utilisées pour la modélisation du plaxis (2D).....	66
Figure.6. total déplacement dans la phase plastique ;.....	66
Fig.7. facteur de sécurité d'après la phase plastique.....	67
Figure. 8. totale déplacement verticale après le terrassement.....	67
Figure.9. totales déplacements horizontales après le terrassement..... ;.....	68
Figure.10. totale déplacement après les terrassements.....	68
Figure.11. facteur de sécurité d'après la phase après le terrassement.....	68
Figure.12 totales déplacement verticales.....	69
Figure. 13. totales horizontales déplacements.....	69
Figure.14. totales déplacements après la réalisation des gradins.....	70
Figure. 15. facteur de sécurité d'après la phase de réalisation des gradins.....	70
Figure.16. totale déplacements verticales après le renforcement.....	71
Figure.17. totale horizontale déplacement.....	72
Figure.18. totale déplacement après le renforcement.....	72

Figure. 19. facteur de sécurité d'après la phase de renforcement	73
Figure. 20. Représentatif du niveau de l'eau (degré de saturation).....	73
Figure.21. graphe représentatif d'ensemble de FS obtenus de plaxis (2D).....	74
Figure.22. Surfaces possibles de glissement.....	74

Liste d'abréviation

ANA : Agence nationale des Autoroutes.

TBM : tunnel boring machine

CETu : centre d'étude des tunnels

RQD : rock quality designation

NATM : New Austrian Tunneling Method ou Nouvelle Méthode Autrichienne.

PK : point kilométrique (Piquetage).

MEF : méthode des éléments finis

CFMR : comité française de mécanique des roches

JRC: joint roughness coefficient

JCS: joint wall compressive strength

AFTES : Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain

RMR: Rock Mass Rating.

APD : étude de tracé et des ouvrages d'art

BCS : bureau de conseil et suivi

RC : résistance à la compression

D.M.R.A : Direction des Moyens et des Ressources Alluviales.

RN : route nationale

SC : Sondage carotté

ST : sondage tunnel (réalisé au-dessus du tunnel).

SP : sondage pressiométrique.

Liste des symboles

γ : Poids volumique	[KN/m ³]
V_p : Vitesse de propagation primaire	[m/s]
V_s : Vitesse de propagation secondaire	[m/s]

ρ : Résistivité	[Ωm]
e_o : Indice des vides	[%]
P_c : Pression de compression	[KPa]
ν : Coefficient de poisson	
EA : Rigidité à la compression	[KN/m]
EI : Rigidité flexionnelle	[KN. M ² /m]
EA _{éq} : Rigidité à la compression Equivalente	[MPa]
Φ : Diamètre	[m]
e : Epaisseur de tube en acier	[m]
H : Hauteur HEB	[m]
L : Longueur	[m]
B : Largeur	[m]
D : Diamètre de forage	[m]
γ_{unsat} : Poids volumique apparent	[KN/m ³]
γ_{sat} : Poids volumique saturé	[KN/m ³]
P : Pression interstitielle maximale	[KN/m ²]
σ_v : Contrainte effective maximale	[KN/m ²]
U_x : Déplacement horizontale	[m]
U_y : Déplacement verticale	[m]
F_s : le coefficient de sécurité	
ρ_d : La masse volumique sèche.	[kg/m ³][t/m ³]
(w) : La teneur en eau	[%]
k : La perméabilité.	[m/s]
H : Charge hydraulique	[m]
n : La porosité.	[%]
S_r : Le degré de saturation.	[%]
R_c : La résistance à la compression	[MPa]
R_t : La résistance à la compression triaxiale.	[MPa]
σ_t : La résistance à la traction indirecte.	[MPa]
τ : La résistance au cisaillement.	[MPa]
ϕ : Angle de frottement.	[°]
ρ_s : La masse volumique des grains	

solides	[MPa]
ρ_d : La masse volumique sèche.	[°]
(w) : La teneur en eau	[°]
k : La perméabilité.	[m-1]
H : Charge hydraulique	[m]
Is : Indice de franklin.	[MPa]
E : Module de Young.	[KPa]
Ψ : Dilatance.	[°]
ρ_d : La masse volumique sèche.	[m]

Sommaire

DEDICACE	I
REMERCIEMENT.....	II
RESUME.....	III
LISTE DES TABLEAUX.....	IV
LISTE DES FIGURES.....	V
LISTE DES ABRIVIATIONS.....	IIX
LISTE DES SYMBOLES.....	IX
SOMMAIRE.....	XI
INTRODUCTION GENERALE.....	1

Chapitre I : les massifs rocheux

I.1. Introduction.....	5
I.2. définition.....	5
I.3. Classification géologique des roches.....	6
I.4. Paramètres géométriques des discontinuités.....	8
I.5. Caractérisation mécanique des discontinuités.....	10
I.6. Comportement mécanique des roches.....	11
I.6.1. Elasticité des roches.....	11
I.6.2. Résistance des roches.....	12
I.6.3. Modèle élastoplastique parfait.....	12
I.7. Méthode Bieniawski (Détermination du RMR et la classe de la roche 1989).....	13
I.8. Conclusion.....	15

Chapitre II : Etapes de conception des tunnels

II.1 Introduction	17
II.2. Définition.....	17
II.3. Etapes de réalisation des tunnels	18
II.3.1. Creusement	19
II.3.2. Techniques de creusement.....	21
II.3.2.1. Creusement à l'explosif.....	21
II.3.2.2. Creusement mécanique des tunnels au rocher	21
II.3.3. Purge et marinage	23
II.4. Soutènements.....	24
II.4.1. Soutènements actifs par confinement	24
II.4.2. Soutènements agissant à la fois par confinement et comme armature du terrain encaissant	24
II.4.2. Soutènements agissant par supportage	25
II.4.3. Soutènements agissant par consolidation	25
II.5. l'étanchéité.....	26
II.5.1. Type de produits d'étanchéité.....	27
II.6. Revêtement	27
II.6.1. Principales fonctions du revêtement.....	28
II.6.2. Différents types de revêtement	28
II.7. Les outils de calcul permettent la quantification des paramètres suivants.....	29
II.8.Conclusion	31

Chapitre III : Présentation et caractéristique de la zone d'étude

III.1. Introduction	33
III.2. Présentation du projet.....	33
III.2.1. Présentation de la pénétrante Béjaia-Ahnif.....	33
III.3. Description général du site	34
III.3.1. Situation topographique et géomorphologique.....	34
III.3.2.Hydroclimatologie.....	36
III.3.2.1. Climatologie	36
III.3.2.2. Hydrologie.....	38
III.3.3. Hydrogéologie	39
III.4. Géologie du site.....	40
III.4.1. Géologie régionale	40
III.4.2. Cadre géologique local	41

II.5.Conclusion.....	47
----------------------	----

Chapitre IV : Classification de la zone d'étude

IV. Introduction.....	50
IV.2. Programme des essais effectués dans le cas d'étude.....	50
IV.2.1. Essais pressiométriques (NF P 94-110) :	51
IV.2.2. Essais piézométriques	53
IV.2.3. Essais simples de pompage.....	54
IV.3. Essais en laboratoire.....	55
IV.3.1. Essai de cisaillement	55
IV.3.3. Essais Proctor (w) et limites d'Atterberg.....	56
IV.3.4. Lectures inclinométriques :.....	58
IV.3.5. Installation inclinométriques (NF P 94-156).....	61
IV.4. Résultats des essais in situ	62
IV.5. Classification de zone d'étude par la détermination de la roche.....	62
IV.6. Conclusion	65

V. Chapitre : Modélisation par la méthode numérique (la méthode des éléments finis)

V.1. Introduction	68
V.2.Modèle de Mohr-Coulomb.....	68
V.3. Etude de stabilité de la tête..... ;;	72
V.3.1. phase plastique.....	73
V.3.2. phase après le terrassement.....	74
V.3.3. la phase après la réalisation des gadins.....	76
V.3.4. phase après le renforcement.....	78
V.4. Interprétation.....	81
V.5. Conclusion	82

Conclusion générale.....	83.
--------------------------	-----

Annexe A

Annexe B

Annexe C

Reference bibliographique

Introduction générale

Introduction générale

Les tunnels routiers sont de plus en plus nombreux, du fait des topographies naturellement difficiles ou des nécessités de l'intégration à un environnement urbain. Les maîtres d'ouvrage et les maîtres d'œuvre trouveront ici quelques outils de réflexion et de conception qui les aidera à étudier et réaliser ces ouvrages spécifiques en tenant compte de toutes leurs implications paysagères et urbanistiques.

ce document également collaborer à la réalisation d'un tunnel (variante de la liaison de Bejaia au niveau de la commune de sidi aich) et sa stabilité ou il est donc nécessaire de prévoir, dès l'origine du projet, tous les moyens pour obtenir une image, aussi complète que possible sur les caractéristiques du massif rocheux à traverser et la reconnaissance des conditions géologiques et hydrogéologiques qui sont défavorable dans notre cas .

On s'intéresse dans ce mémoire sur la stabilité de la tête nord du tunnel qui est le cas le plus défavorable dans le tronçon du tunnel vue les conditions géotechniques sont mauvaises pour le talus.

Le travail est scindé en cinq chapitres :

Le premier chapitre, traite les massifs rocheux et leur comportement ainsi que les différentes méthodes de classification où le cas d'étude est classé selon la recommandation (RMR).

La classification RMR des roches au niveau du tunnel est déterminée sur la base des

Résultats de reconnaissance in-situ et en se référant aux valeurs de la résistance à compression et celles de RQD.

Le deuxième chapitre, il est consacré sur la conception des tunnels et les méthodes de creusements les plus utilisés actuellement, aussi les types de soutènements et revêtement et les différentes techniques adoptées

Le troisième chapitre, cette partie donne une idée sur la présentation de la zone d'étude ; une étude préliminaire sur la géomorphologie, la géologie, climat, topographie, sismicité...

Le quatrième chapitre, il est basé essentiellement sur l'analyse des caractéristiques géotechniques (Essai au laboratoire, Essai In-Situ), ces essais nous aide à identifier le sol et de le classer à partir des données obtenu in-situ et en laboratoire.

Le cas d'étude lithologique : Les argiles sont peu plastique brunâtre et rougeâtre se reposent sur le terrain superficiel, hétérogène, avec des graviers anguleux, ferme - dure, humide; sous laquelle c'est la marne totalement fortement altérée, fortement concassé, en forme du sol avec des graviers, intercalant des roches fortement altérées, roche molle et s'amollit facilement à l'eau.

La reconnaissance géotechnique nous a confirmé que le sol est médiocre ce qui fait appel aux méthodes de classification du terrain (classe V) qui sert à estimer le type de soutènement (V1) et de revêtement qui est très important et assure la stabilité du tunnel lors de l'excavation .

Le cinquième chapitre, il fait appel à des modèles numériques très développés, permettant la prise en compte de la complexité du problème traité. Pour cela, nous avons opté à étudier numériquement la stabilité d'une section du tunnel en utilisant un code bidimensionnel plaxis (2D) et calculer l'état des contraintes ainsi que les déplacements du sol et leurs influences sur l'ouvrage.

Les massifs rocheux

I.1. Introduction

Au stade des études préliminaires, les ouvrages souterrains sont fréquemment dimensionnés à partir de classifications des massifs rocheux.

Le but essentiel La caractérisation des massifs rocheux est de fournir à l'ingénieur des données qualitatives et quantitatives nécessaires pour décrire la structure et évaluer les propriétés mécaniques et hydrauliques des massifs à l'échelle des volumes sollicités par les ouvrages. Une connaissance suffisamment précise des données est indispensable pour la conception et la mise au point des projets le choix des techniques de construction le dimensionnement des revêtements...etc. de ces éléments dépendent très directement le cout de l'ouvrage.

Notre recherche est relative à l'étude générale de stabilité.

I.2. définition

Un massif rocheux est formé d'une juxtaposition de matériaux hétérogènes, les massifs rocheux sont des structures très complexes. Ils sont assimilés à un assemblage de blocs appelés matrice rocheuse lesquels sont délimités par des discontinuités constituées de fissures, de fractures ou de failles ou encore de limites stratigraphiques



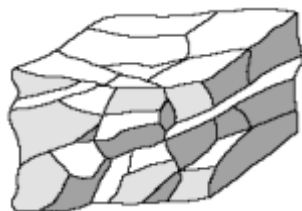
Figure I. 1: Massif rocheux.

Le comportement mécanique des massifs rocheux est un facteur déterminant dans le dimensionnement des ouvrages qui y sont exécutés. Afin de comprendre, expliquer et modéliser ce comportement, il est nécessaire de connaître la structure géométrique ou plus précisément le modèle de distribution géométrique des fractures, ainsi que les propriétés mécaniques de chacune des composantes que sont la matrice rocheuse et les discontinuités. Afin d'étudier le comportement mécanique ou hydraulique d'un massif rocheux, il est essentiel de connaître son degré de fracturation ainsi que la répartition des discontinuités dans l'espace. Pour un ensemble de massifs rocheux, les discontinuités constituent une superposition de différentes familles de fractures, disposant chacune de lois de distribution et des caractères statistiques différents. Ces derniers sont souvent déterminés par le biais de la méthode de projection stéréographique.

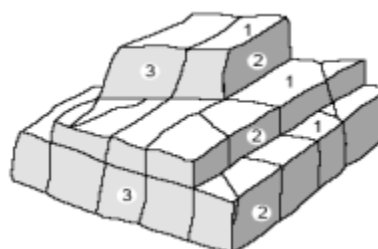
L'objectif principal d'une étude géométrique des discontinuités est de déterminer :

- Si elles sont classables en familles (orientations voisines) ;
- Si elles structurent le massif rocheux en blocs (continuité et connectivité importantes).

Divers auteurs ont essayé de regrouper les structures géométriques des massifs rocheux dans des catégories bien définies. Cela est illustré dans la figure 2 pour une série de massifs rocheux (Palmström [1995]). Nous distinguons les massifs à blocs polyédriques, équidimensionnels, prismatiques ou en colonnes, les massifs à bancs minces dont l'épaisseur est moins épaisse que la longueur et les massifs comprenant plusieurs familles de fractures.



Polyédrique



Équidimensionne

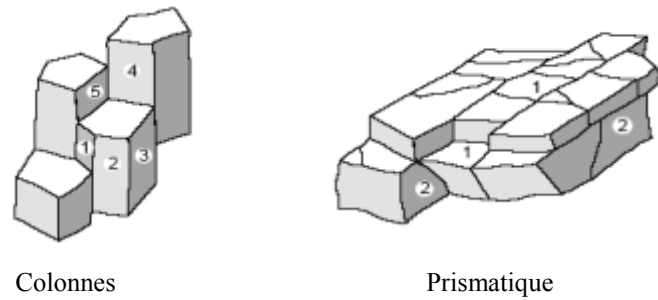


Figure I. 2: Différentes structures géométriques de massifs rocheux fracturés (Cité par Palmström 1995).

Le Manuel de Mécanique de Roche (CFMR-MMR [2000]) vient appuyer dans ce sens la définition des divers types déjà cités ci-dessous. Parmi plusieurs variantes plus complexes mais moins significatives, trois modèles géométriques principaux sont illustrés dans la figure 3 Certains granites ou calcaire massifs formés de blocs parallélépipédiques (Fig. 3-a), révèlent la présence de trois familles de fractures trirectangulaires pour lesquelles tous les plans de discontinuités sont continus.

Toutefois, il faut noter que cette forme géométrique est très idéalisée. Le schéma de la figure 3-b représente un massif sédimentaire dont l'une des directions prend davantage d'importance et les diaclases perpendiculaires sont moins continues. Cette définition peut correspondre à des calcaires à bancs minces, des alternances de marnes et de calcaires, degrés et de marnes des formations appelées flyschs ou des roches schisteuses. Les observations montrent que l'espacement entre les bandes est souvent équivalent à la taille des diaclases ou à sa moitié. Ces types de massifs sont très courants mais non accessibles à des traitements analytiques simples ; le recours à des méthodes d'homogénéisation numériques nous semble très pertinent. La structure de ces massifs est définie géométriquement par un nombre limité de paramètres que nous préciserons dans le paragraphe suivant.

Souvent situées dans des zones tectoniques, les roches écrasées comme les schistes et les brèches de faille présentent une direction d'anisotropie largement dispersée. Dans un tel type de massif (Fig. 3-c), la précision d'un nombre bien défini de familles de fractures n'est pas évidente. Toutefois, des méthodes empiriques approximatives permettent le calcul de leurs propriétés mécaniques.

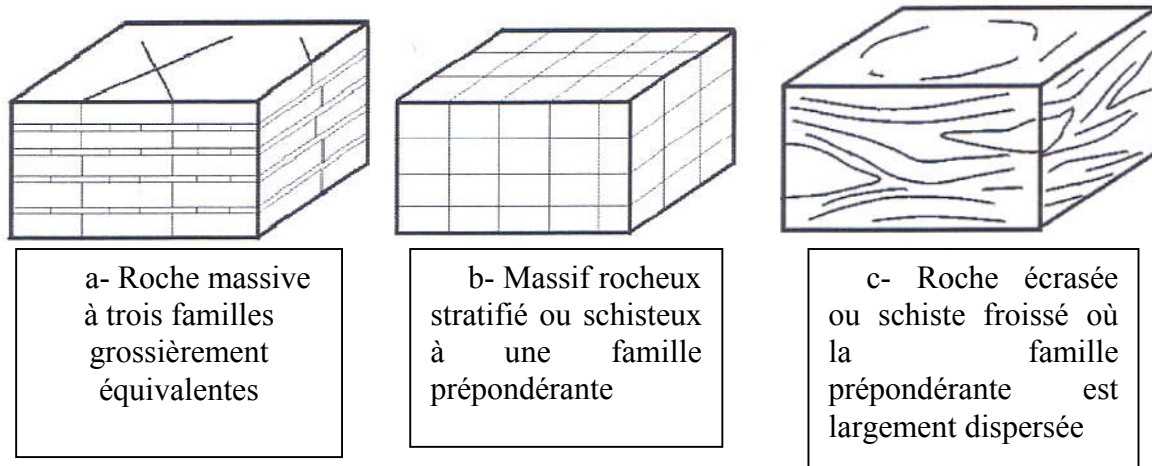


Figure I. 3: Types de structures des massifs rocheux et représentations statistiques correspondantes (CFMR-MMR [2000]).

I.3. Paramètres géométriques des discontinuités

La modélisation de la distribution spatiale et de l'emplacement des familles de fractures dans un massif rocheux fracturé est fondée principalement sur la connaissance des paramètres géométriques des discontinuités. Chacun de ces derniers est associé à une variable aléatoire dont les lois de distribution sont déduites des données acquises sur le terrain. Dans ce qui suit nous définissons sommairement chacun de ces paramètres. Cette définition est un préalable nécessaire à l'établissement de la classification numérique.

a. Orientation

Les orientations des discontinuités déterminent la forme de blocs individuels existant dans un massif rocheux et par suite elles sont responsables de leur anisotropie qui gouverne leur comportement hydraulique et mécanique.

b. Extension

La taille des fractures conditionne, avec leur orientation et leur espacement, leur probabilité d'intersection. Par conséquent, elle joue un rôle essentiel dans la connectivité des blocs.

Une fracture est souvent assimilée à une forme géométrique simple dont une dimension particulière définit son extension (exemple : diamètre d'un disque dans l'espace ou

longueur d'un segment dans un plan). Cette dimension n'est pas accessible directement. Cependant un moyen simple pour la déterminer indirectement se présente en observant les traces des fractures sur l'affleurement. À noter que les diamètres obéissent souvent une loi exponentielle décroissante ou log-normale.

c. Espacement

C'est la distance moyenne qui sépare deux intersections successives d'une ligne droite, appelée également ligne d'échantillonnage, avec les traces des fractures d'un affleurement. Cette grandeur dépend de la ligne de levé et de l'extension des discontinuités. En effet, pour un nombre constant de traces sur une surface, les plus longues ont plus de chance d'être intersectées par la ligne de levé et semblent être plus rapprochées.

d. Densité

Cette grandeur est en relation directe avec l'espacement et le nombre de fractures dans un volume fini. Souvent exprimée par une loi uniforme, la position dans l'espace des discontinuités est décrite en localisant un point représentatif du modèle géométrique considéré, par exemple, le centre d'un disque ou d'un segment. Dans ce cas-là, le nombre de centres considérés dans un volume ou sur une surface définit, respectivement, la densité volumique et la densité surfacique des fractures. Quant à la densité linéique, elle est définie comme étant l'inverse de l'espacement ou le nombre d'intersections entre les discontinuités et la ligne d'échantillonnage.

e. Ouverture

Ce paramètre affecte largement la perméabilité des discontinuités et par suite leur comportement hydromécanique. Il est défini comme étant la distance entre les deux épontes d'une discontinuité mesurée perpendiculairement à son plan moyen et obéit généralement une loi exponentielle décroissante ou log-normale. La détermination de l'ouverture est limitée souvent aux relevés examinés directement sur un affleurement ou sur des carottes de sondages.

I.4. Caractérisation mécanique des discontinuités

a. Altération :

L'altération des épontes d'une discontinuité est caractérisée par la résistance à la compression simple, notée JCS (Joint Wall Compressive Strength).

Le JCS peut être déterminé directement par un essai en compression simple au laboratoire ou indirectement in situ, par le marteau de Schmidt.

b. Rugosité :

La rugosité représente le taux d'ondulation de la surface de contact du joint. Elle est difficile à quantifier et elle est fonction de l'échelle d'analyse. En mécanique des roches la rugosité est souvent représentée par le coefficient de rugosité du joint JRC (Joint Roughness Coefficient) (Tahiri, 1992).

Le JRC permet de déterminer la variation de l'angle de dilatance et de l'angle de frottement mobilisé (Barton 1985). Il peut être estimé (grossièrement) à partir d'une charte établie par Barton, en calant le profil du joint sur l'un des éléments de la charte, ou déterminé par un essai de basculement en mesurant l'angle de frottement du joint. Il varie de 0 pour des joints lisses à 20 pour des joints très rugueux.

c. Épaisseur et remplissage des joints :

L'épaisseur du joint, définie d'un point de vue mécanique, joue aussi un rôle important, surtout en compression. Elle est reliée à l'ouverture du joint, mais prend en compte également le caractère altéré et déformable des épontes (Tahiri, 1992).

Ce paramètre est certes dépendant du JRC et du JCS, mais il faut aussi tenir compte du remplissage du joint et de l'état de contrainte en place, et toute mesure in-situ doit être prise avec prudence (joint ouvert, ...).

Barton et al. (1985) ont exprimé, empiriquement, l'épaisseur du joint en fonction de JRC, JCS et de la résistance en compression simple σ_c de la roche saine :

$$E_0 = JRC / 5. (0.2\sigma_c / JCS - 0.1)$$

Par un essai en compression simple on peut également mesurer cette épaisseur.

Au cours de la compression, le joint se referme et la zone altérée se resserre jusqu'à une limite où la déformation ne serait plus mobilisable, à ce moment le joint est complètement fermé et cette limite représente une très bonne approximation de l'épaisseur du joint effectivement déformable (Tahiri, 1992).

I.5. Comportement mécanique des roches

En analysant la variation de la contrainte σ de compression appliquée sur un échantillon de roche en fonction de la déformation ε qui en résulte, nous distinguons deux phases principales : un comportement réversible ou élastique (linéaire ou non) et un comportement irréversible marquant, suivant le cas, l'endommagement, la plasticité ou la rupture de la roche. Dans ce qui suit, nous décrivons sommairement chacune de ces phases séparément.

I.5.1. Élasticité des roches

Le comportement global d'un massif fracturé est fortement anisotrope. Toutefois l'anisotropie de la matrice rocheuse est relativement faible et négligeable par rapport à celle qui est induite par la présence des fractures. Pour cette raison, nous admettons que le comportement de la roche est isotrope et caractérisé par un module de Young E et un coefficient de Poisson ν

Tableau I. 1: Module de Young et coefficient de Poisson pour quelques roches (Cité par Mestat [1993])

Matériau	Module de Young E (GPa)	Coefficient de Poisson ν
Granite	10 – 80	0.25 – 0.35
Basalte	20 – 70	0.25 – 0.35
Quartzite	30 – 90	0.12 – 0.15
Gneiss	10 – 60	0.25 – 0.35
Schiste	7 – 50	0.15 – 0.20
Calcaire très compact	60 – 80	0.25 – 0.35
Calcaire compact	30 – 60	0.25 – 0.35
Calcaire peu compact	10 – 30	0.25 – 0.35
Calcaire tendre	2 – 10	0.25 – 0.35
Marne	0.05 – 1	0.25 – 0.35
Grès	5 – 60	0.25 – 0.35
Molasse	1.5 – 5	0.25 – 0.35
Marbre	80 – 110	0.27 – 0.3
Gypse	2 – 6.5	0.27 – 0.3

Le tableau 1 donne une idée sur l'intervalle de variation de E et de ν pour différents types de roches. Dans ce tableau, nous remarquons que E varie entre des valeurs très petites (moins que 1GPa) pour des roches tendres comme la marne et le calcaire et des valeurs très grandes (plus que 100GPa) pour les roches dures comme le granite et le marbre. De même, nous

précisons un coefficient de Poisson moyen dont la valeur est égale à 0.25 pour les divers types de roches.

I.5.2. Résistance des roches

Nous définissons la résistance de la roche comme étant la fin de cette phase élastique et nous proposons de la décrire par un critère portant sur les contraintes principales. Nous appelons ce critère : critère de résistance de la roche Un critère très courant et souvent utilisé dans le domaine de la mécanique des sols et des roches est celui de Mohr-Coulomb.

I.5.3 Modèle élastoplastique parfait

Une formulation analytique traduisant le comportement fragile à la compression d'une très grande majorité de roches est la loi élastoplastique avec radoucissement (appelée également écrouissage négatif). Elle est régie par le critère de Mohr-Coulomb. Cette loi est définie par trois phases :

- 1- Phase élastique,
- 2- Phase de post-rupture,
- 3- Phase résiduelle.

Pour des raisons de difficultés liées à la modélisation numérique, il est plus aisé d'utiliser le formalisme élastoplastique parfait qui a été initialement développé pour décrire le comportement des métaux. Son emploi est fréquent dans les modèles numériques grâce à sa simplicité et la facilité d'intégration dans les codes de calcul numérique.

Les classifications géotechniques des massifs rocheux sont donc des outils d'aide à la décision, mais leur application pratique doit susciter une attention critique chez les projeteurs.

Parmi les méthodes empiriques, les plus couramment utilisées sont celles de Bieniawski CSIR de batron (NGI) de la classification de l'AFTES et aux Etats- unis celle de Terzaghi et les systèmes de classification empiriques (RQD, RMR, Qsystème, GSI) sont fréquemment utilisés dans le calcul des ouvrages souterrains.

I.6. Méthode Bieniawski (Détermination du RMR et la classe de la roche 1989)

Cette méthode utilise, sous forme pondérée, les caractéristiques géologiques (RQD, fracturation, espacement des discontinuités, rugosité), hydrogéologiques (degré de saturation, perméabilité) et mécaniques (compression simple, essais Franklin). La somme de la

pondération de chacun des paramètres pris en compte permet de définir 5 classes de qualité de la roche.

Rock Mass Ratio(RMR) :

Il s'agit d'un système de classification des massifs rocheux, qui permet de mettre en relation des indices de qualité avec des paramètres de conception et de soutènement.

Les paramètres d'évaluation ainsi que le classement de la classification des massifs rocheux proposés par Bieniawsky (1989) sont résumés dans le tableau :

Paramètres			Coefficients					
Résistance de la roche	Indice de franklin Is	>10 MPA	4-10 MAP	2-4 MPA	1-2 MPA	Indice Franklin non Utilisable (MPA)		
	Résistance à la compression	> 250 MPA	100-250 MPA	50-100 MPA	25-50 MPA	5-25	1-5	<1
	NOTE	15	12	7	4	2	1	0
RQD		90-100	75-90	50-75	25-50	< 25	< 25	< 25
NOTE		20	17	13	8	3	3	3
Espacements des joints		>2m	0,6- 2m	200-600mm	60-200mm	<60mm		
NOTE		20	15	10	8	5		
Nature des joints		Surfaces très rugueuses non continus. En pontes en contact. Epontes non altérées	Surface légèrement rugueuses. Epaisseur <1 mm. Epontes non altérées	Surface légèrement rugueuses. Epaisseur < 1mm. Epontes altérées	Surface lustrées ou remplissage < 5mm Joints Continus	Remplissage mou > 5mm où joints ouverts > 5mm joints continus		
Note		30	25	20	10	0		
Venue d'eau	Débit sur 10m	Aucun venu d'eau	< 10	10- 25 l/min	25-125 l/min	>125 l/min		

	Pression d'eau contrainte principale	0	< 0.1	0.1 – 0.2	0.2 – 0.5	>0.5	14
	Hydrogéologie	Complètement sec	Humide	Suintement (eau interstitielle)	Pression d'eau modérée	Problèmes sérieux de venues d'eau	
	Note	15	10	7	4	0	

I.8. Conclusion

le tunnel est entièrement construit dans le sol. Là plus qu'ailleurs et malgré tous les progrès réalisés, il y aura toujours une part imprévisible dans la connaissance des conditions naturelles et dans la prévision des comportements du complexe tunnel-terrain encaissant ce qui nécessite une étude bien défini sur le massif rocheux et ses caractéristiques géométriques et mécaniques.

Chapitre II :

Etapes de

conception des

tunnels

II.1 Introduction

Au stade des études préliminaires, les ouvrages souterrains sont fréquemment dimensionnés à partir de classifications des massifs rocheux. En effet, l'art des tunnels est demeuré jusqu'à ces vingt dernières années une science essentiellement empirique dont les spécialistes se constituaient un savoir-faire au travers d'expériences passées.

L'extension des voies de communication (routes, autoroutes, voies ferrées) impose souvent des franchissements difficiles qui conduisent généralement à la construction de tunnels. De même l'encombrement de la surface du sol dans les villes rend nécessaire la construction d'ouvrage souterrain (voiries et métros). Les ouvrages souterrains sont donc de types d'usages et de dimensions très diverses, on distingue deux grandes catégories :

- Les ouvrages souterrains et structures enterrées (usines et gare souterraines, parkings, lieux de stockage, excavations minières).
- Les ouvrages de section plus ou moins régulière (tunnels, buses, galeries, tuyaux, canalisations).

Ce chapitre, présente les étapes successives nécessaires pour la réalisation d'un projet souterrain (conception, creusement, soutènement, étanchéité et revêtement etc...). Il donne une importance particulière aux connaissances géotechniques et aux méthodes du calcul et du dimensionnement des tunnels

II.2. Définition

Le tunnel est un ouvrage d'art souterrain destiné à donner passage à une voie de communication en réduisant un itinéraire sous une montagne pour éviter un sommet, sous un plan aquatique ou une rivière pour éviter une longue détour, mais aussi dans les grandes zones urbaines les tunnels assurent une harmonie du transport, limitent les nuisances et la pollution du trafic et économisent des espaces dans les grandes villes. Le terme de « galerie » désigne des ouvrages hydrauliques consacrés pour transporter les liquides.

La classification globale des tunnels selon quatre critères : Selon le positionnement du tunnel par rapport à la surface du terrain, le fonctionnement de l'ouvrage, la forme de la section, la topographie adjacente et selon les emplacements dont le tunnel relie.



Figure II. 1: Exemple d'un tunnel (z.boutaraa 2016/2017).

Il existe trois grands types de tunnels

- Les faux tunnels construits pour traverser d'épais remblais artificiels, pour couvrir des tranchées et empêcher des chutes de gravats sur la voie, ou éviter des nuisances sonores, ou regagner de la place en milieu urbain.
- Et, variante du précédent modèle, les galeries de protection contre la neige, les congères, les avalanches, les chutes de pierres dans les endroits montagneux, ventés et fortement enneigés.
- Les vrais tunnels de percement qui traversent collines ou montagnes.

Si l'on se réfère à leur forme, on peut trouver 3 formes :

- La forme circulaire.
- La forme fer à cheval. (Tunnel vouté)
- La forme elliptique.

II.3. Etapes de réalisation des tunnels

Les tunnels peuvent être creusés dans différents types de matériaux, depuis l'argile jusqu'aux roches les plus dures, et les techniques d'excavation dépendent de la nature du terrain. Quelques notions de base sont nécessaires avant de parler à proprement dit des techniques de constructions des tunnels. Toute construction dépend du lieu où elle va être réalisée. Pour les tunnels, il faut donc prendre en compte diverses données, comme le type de sol, la stabilité de celui-ci, la profondeur à laquelle on souhaite arriver, etc. C'est ainsi que les techniques de construction doivent tenir compte de l'hydrologie et la géologie du sol. Pour déterminer les caractéristiques du sol.

II.3.1. Creusement

On peut distinguer trois modes de creusement (François Esteulle et al ; 1992) :

a. Creusement en pleine section

Cette méthode consiste à excaver la totalité de la section du tunnel en une seule fois. Elle est couramment utilisée pour la plupart des tunnels creusés dans des roches de bonne ou d'assez bonne tenue, lorsque leur section n'est pas trop importante pour être couverte par un jumbo ou une machine à attaque ponctuelle. Cette méthode facilite l'organisation du chantier. Elle est la plus rapide.



Figure II. 2: exemple de Creusement en pleine section

b. Creusement par demi-section supérieure

Cette méthode consiste à excaver dans une première phase la demi-section supérieure du tunnel suivant sa forme définitive. La hauteur de cette excavation préliminaire peut aller jusqu'à 5 ou 6 m. Dans une deuxième phase, on procède à l'excavation de la demi-section inférieure appelée stross. La mise en place du soutènement s'effectue en principe à l'avancement de chaque phase d'excavation



Figure II. 3: exemple du creusement en demi-section.

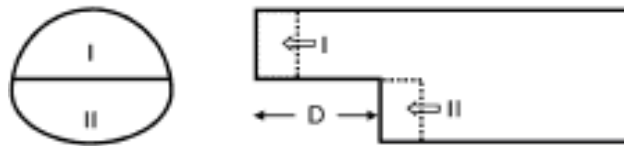


Figure II. 4: exemple du creusement par demi-section.

c. Creusement en sections divisées

Cette méthode regroupe l'ensemble des méthodes de construction où le creusement d'un tunnel est effectué en plus de deux phases distinctes. Son application est longue et coûteuse. Elle ne se justifie que s'il n'est pas possible d'utiliser une autre méthode. Avec un creusement en sections divisées, chaque phase de travaux comprend l'excavation des terrains sur des sections réduites.

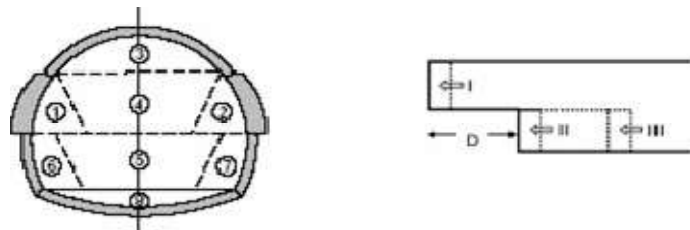


Figure II. 5: creusement en sections divisées (plus de 2 phases)

II.3.2. Techniques de creusement

II.3.2.1. Creusement à l'explosif

Cette méthode est bien adaptée avec tout type de terrain, à l'exception bien évidemment des sols meubles, pour réaliser des sections pleines ou partielles. Ce type de creusement convient à des tunnels de sections de formes géométriques variées et réalisés en pleine section ou en section divisée (Bickel et al. 2003).

Les opérations cycliques

Cette technique d'abattage s'effectue pour chaque volée d'avancement de manière cyclique, selon les opérations élémentaires suivantes :

- ❖ Traçage et perforation du plan de tir ;
- ❖ Chargement des trous de mines et tir de la volée ;
- ❖ Ventilation et purge de l'excavation ;
- ❖ Evacuation des déblais du front de taille ;
- ❖ Gunitage et mise en place du soutènement convenable (selon la nécessité)

II.3.2.2. Creusement mécanique des tunnels au rocher

a. Creusement mécanique d'attaque ponctuelle

Le creusement mécanique utilisant des machines d'attaques ponctuelles est employé pour des tunnels de différentes sections complètes ou divisées. Cette technique est généralement consacrée aux travaux souterrains dans des roches moins dures. Les méthodes mécanisées peuvent être également utilisées dans presque toutes les natures de terrains à condition qu'ils soient relativement homogènes. Les caractéristiques des matériels varient considérablement en fonction des terrains (Panet, 1998)



Figure II. 6: Machine à attaque ponctuelle sur le tunnel de Tartaignille (François 2012)

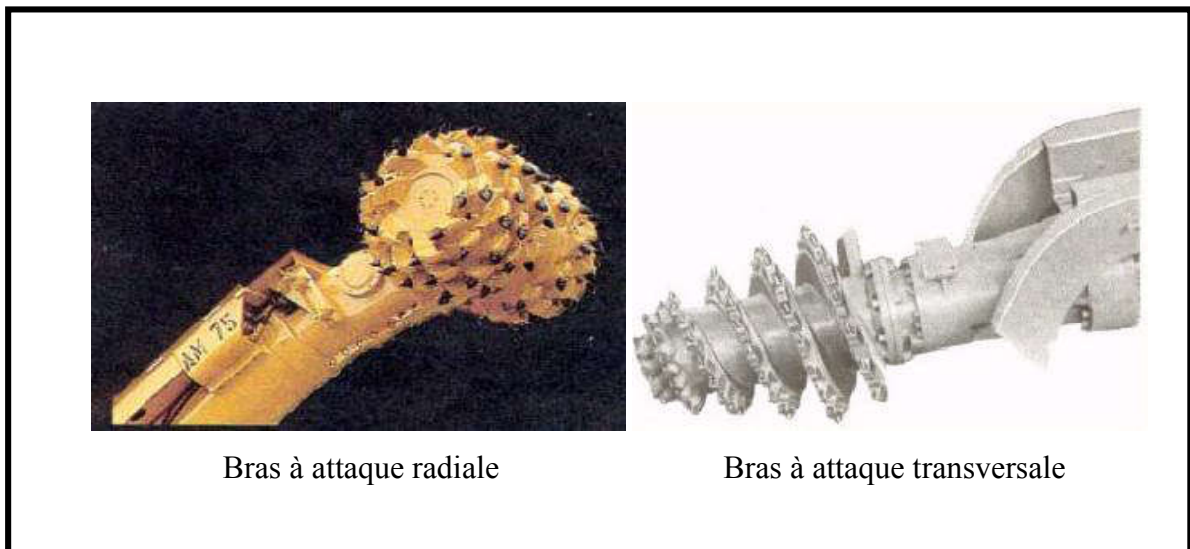


Figure II. 7: Bras à attaque radiale et Bras à attaque transversal

b. Creusement mécanique d'attaque globale (Tunnel Boring Machine TBM)

Cette méthode convient particulièrement au creusement de tunnels en zones urbaines et pour des tunnels de grande longueur. Dans les terrains meubles, on utilise des foreuses rotatives qui creusent en pleine section circulaire, équipées d'une tête de foration et pourvues d'un poste de guidage. (Gesta 2, 1994).



Figure II. 8: Machines à attaque globale (Kitchah, 2012).

c. Creusement mécanique des tunnels dans les terrains meubles

Les machines conçues pour forer les tunnels dans les sols et les terrains meubles et aquifères sont appelées « boucliers ». Elles comportent un système de protection des parois de l'excavation entre le front de taille et le revêtement qui doit être mis en place immédiatement derrière. Ce revêtement est le plus souvent constitué de voussoirs préfabriqués. La progression de la machine est généralement assurée par une série de vérins prenant appui sur le revêtement posé à l'arrière. (François Esteulle et al ; 1992).

II.3.3. Purge et marinage

L'opération de purge consiste à faire tomber de la voute et du front les blocs et les écaillés non stable, par contre le marinage consiste à évacuer les déblais par une pelle mécanique et un camion ou d'une locomotive avec des berlines ou encore avec un convoyeur à bande (Martin et al, 2012).

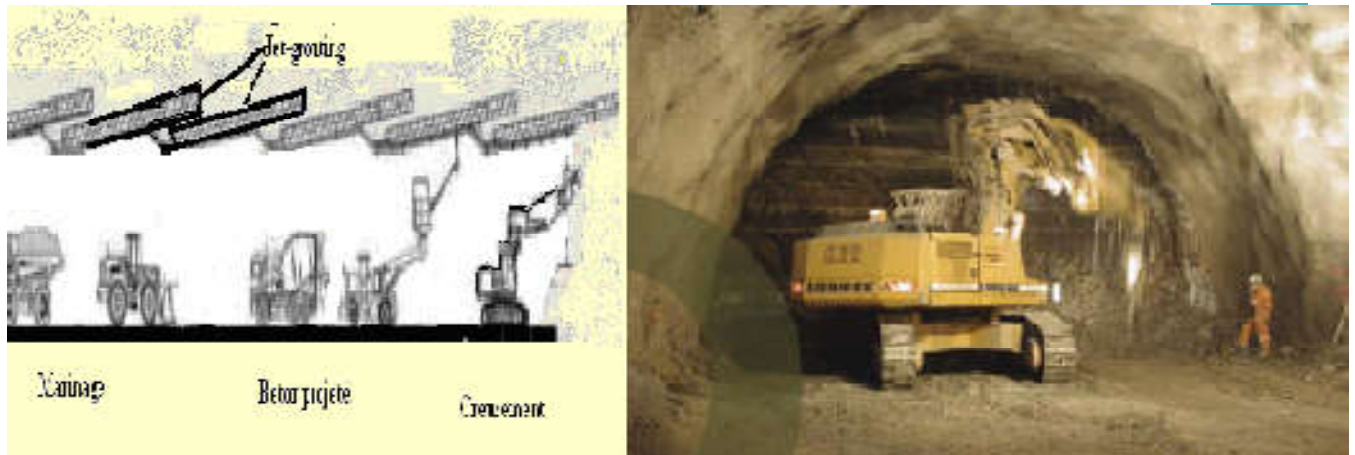


Figure II. 9: les phases du creusement.

II.4. Soutènements

Ce sont des systèmes de protection et d'assurance de la stabilité de l'ouvrage contre tous les incidents d'instabilité survenus pendant l'exécution des travaux en exerçant une certaine pression contre le terrain et en supportant le poids du toit de la galerie creusée. (CETu-4 1998).

Le choix du soutènement est lié aux exigences du terrain et à la fonction de protection du personnel puis de celui des usagers. Selon leur mode de fonctionnement, les soutènements sont généralement classés en quatre catégories principales (CETu-4 1998) :

II.4.1. Soutènements actifs par confinement

On compte trois types de soutènement actif : les soutènements en béton projeté seul, le béton projeté associé à des cintres légers et le béton coffré. Le soutènement en béton projeté est très souvent utilisé en complément du soutènement métallique (boulons, cintres réticulés) ou en remplacement du blindage métallique. Il peut être renforcé par des fibres métalliques ou par des treillis.

II.4.2. Soutènements agissant à la fois par confinement et comme armature du terrain encaissant

Il s'agit du boulonnage sous ses diverses formes, qu'il soit ou non-associé au béton projeté, aux cintres légers ou aux deux dispositifs simultanément. Il existe trois types de boulons :

- ❖ Boulons à ancrage ponctuel (à coquille ou à la résine) ;

- ❖ Boulons à ancrage réparti (scellés à la résine ou au mortier)
- ❖ Barres foncées.

II.4.2. Soutènements agissant par supportage

Autrefois on utilisait beaucoup des dispositifs de soutènement passifs en bois ou en pierres. Aujourd’hui, on utilise davantage des anneaux en béton ou des anneaux métalliques. Les éléments employés sont essentiellement les cintres métalliques et les voussoirs :

- ❖ Cintres lourds ;
- ❖ Cintres légers ;
- ❖ Plaques métalliques assemblées ;
- ❖ Voussoirs en béton ;
- ❖ Tubes perforés (voûte parapluie).

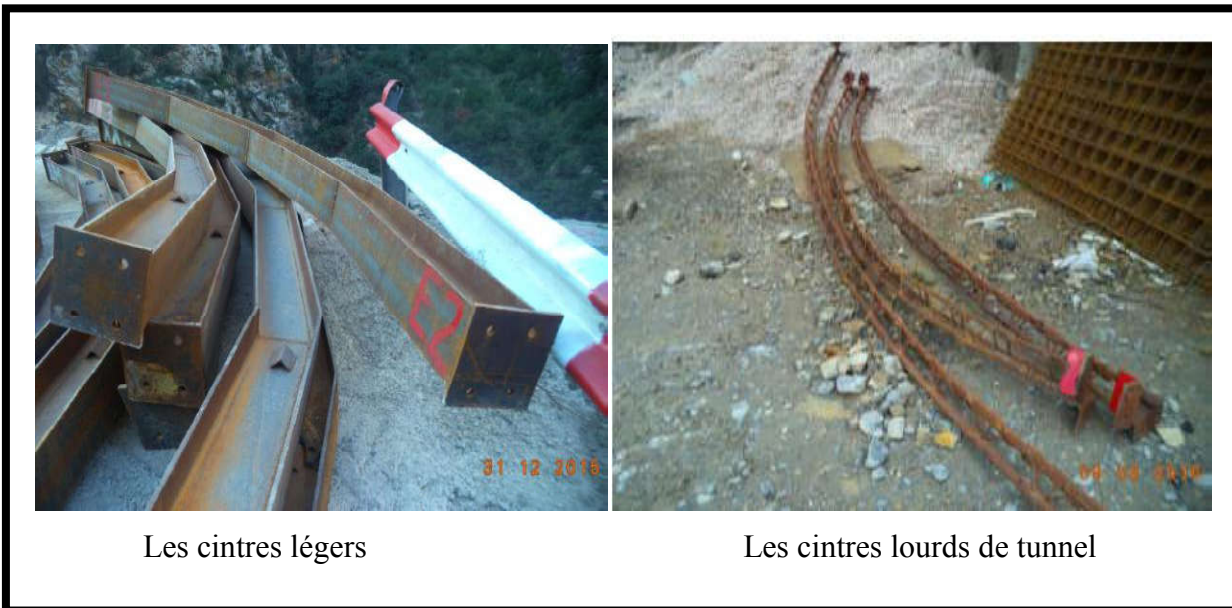


Figure II. 10: Les cintres légers et Les cintres lourds de tunnel.

II.4.3. Soutènements agissant par consolidation

Ce type de soutènement consiste en une modification des caractéristiques géotechniques ou hydrologiques du terrain par l’injection d’air comprimé ou la congélation permettant leur consolidation :

- ❖ Injection de consolidation ;
- ❖ Congélation ;
- ❖ Air comprimé.

Ces modes de soutènement sont souvent utilisés avec les tunneliers en pleine section (TBM). Le plus proche possible du front, mais pas trop près non plus, on vient placer un soutènement. Autrefois provisoire, en attendant le revêtement, il est de plus en plus prévu pour participer à la reprise des efforts du terrain à long terme. Parfois il peut même rester le seul chemisage du tunnel après son achèvement lorsque la configuration hydro-géologique le permet. Il a un rôle de protection et de sécurité pour le personnel travaillant sous terre (chutes de petits blocs), de supportage pour assurer la stabilité des gros blocs et de confinement pour limiter la convergence du terrain. Il sert aussi de carapace protectrice vis-à-vis de l'altération des terrains en paroi. L'espace non-soutenu durant le travail au front s'appelle le décau. Selon la qualité du terrain, le décau peut aller de quelques décimètres à plusieurs mètres.

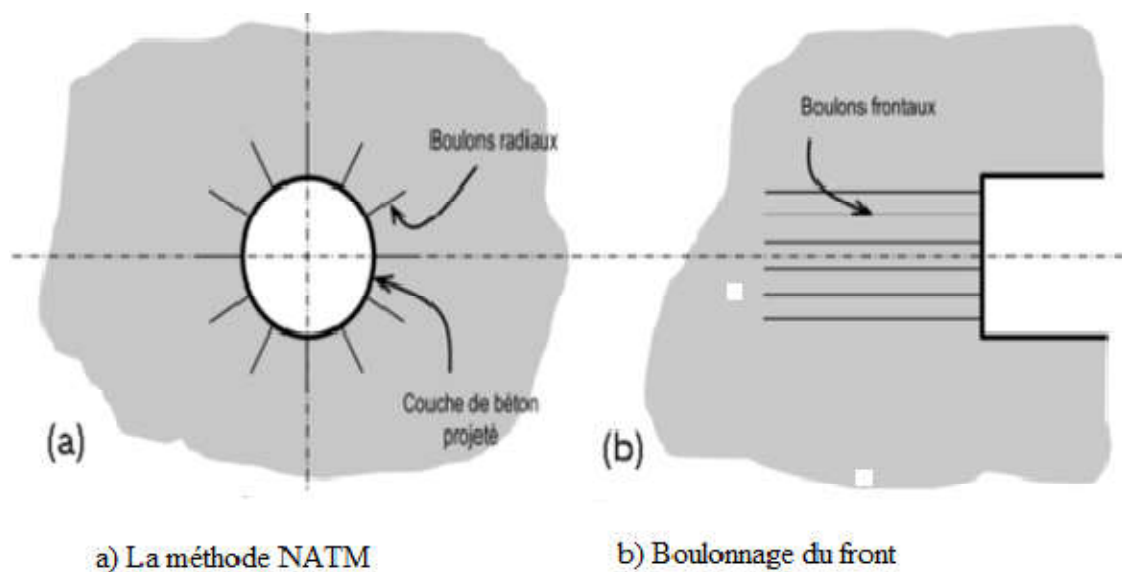


Figure II. 11: Application de la méthode NATM (Martin et al, 2012).

II.5. l'étanchéité

En général, entre le soutènement et le revêtement définitif en voûte, on place un film synthétique en PVC ou PE qui assure l'étanchéité partielle de l'ouvrage (Étanchéité à l'extrados du revêtement). Il convient donc de prévoir un réseau de drains et d'assainissement en piédroits pour l'évacuation des eaux d'infiltration collectées par cette membrane

protectrice. Dans certains cas, afin de ne pas perturber le réseau hydrologique local, une étanchéité totale – voûte et radier – est requise. Dans ce cas le tunnel devient un véritable sous-marin et le revêtement doit être capable de supporter des pressions hydrostatiques élevées.



Figure II. 12: l'étanchéité

II.5.1. Type de produits d'étanchéité

L'étanchéité des ouvrages souterrains peut être réalisée avec l'utilisation de plusieurs matériaux de différents types. Chacun de ces types a des applications différentes, situations et déterminées et modes d'emploi spéciaux, on a :

- ✓ Géo membranes synthétiques ;
- ✓ Géotextiles ;
- ✓ Géo composites ;
- ✓ Géo membranes bitumineux.

II.6. Revêtement

Après stabilisation des convergences, loin du front pour ne pas perturber le chantier et parfois même à la fin du creusement, on vient poser — plutôt couler — le revêtement définitif du tunnel. Il a une fonction de résistance, car il doit reprendre les efforts à long terme (fluage, gonflement ou pression hydrostatique) et ceux dus à la perte éventuelle de résistance du soutènement (rouille, vieillissement...). Il a également une fonction de protection de l'étanchéité, de support des structures internes (panneaux, ventilateurs...) et enfin esthétique puisque c'est lui que les futurs usagers verront lors de leur passage.

II.6.1. Principales fonctions du revêtement

Fonction mécanique aide à assurer la stabilité de l'ouvrage à long terme, augmenter l'efficacité de système de la ventilation et de l'illumination (tunnels routiers) ou de la capacité hydraulique (tunnels pour circulation de fluides). Fonction Esthétique et d'imperméabilisation

II.6.2. Différents types de revêtement : Parmi les revêtements les plus courants, on retrouve :

a. Revêtement en béton coffré non-armé

Il constitue souvent la meilleure solution technique et économique pour satisfaire à l'ensemble des fonctions attendues, dans le domaine routier essentiellement. Pour les tunnels réalisés de manière séquentielle : le revêtement est exécuté indépendamment des opérations d'excavation et de soutènement.

b. Revêtement en béton projeté

Utilisé que dans les cas où ne se pose aucun problème lié à la stabilité de l'ouvrage, à son étanchéité et à son confort d'utilisation. Il n'est pas économiquement envisageable pour les ouvrages dont le dimensionnement impose des épaisseurs de béton supérieures à 15 ou 20 cm. Il ne présente pas d'excellentes qualités esthétiques (des procédés de lissage du béton projeté sont toutefois apparues ces dernières années), ni même sur le plan aéraulique.

c. Revêtement en béton coffré armé

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

d. Revêtement en voussoirs préfabriqués

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

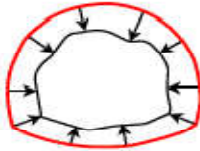
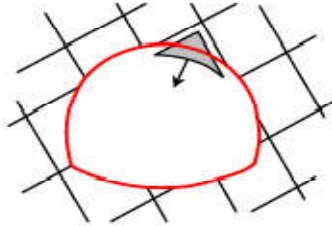
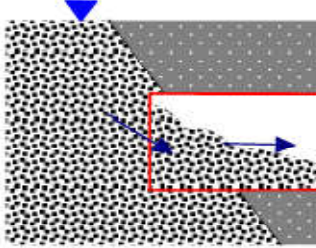
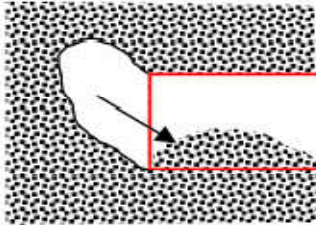
Les problèmes majeurs liés à la construction de ces ouvrages sont

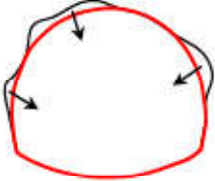
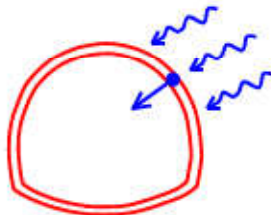
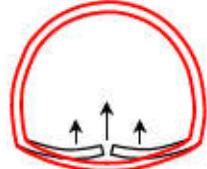
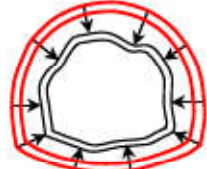
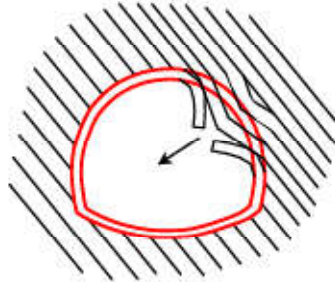
- ✓ La stabilité du terrain pendant les travaux notamment au front de taille
- ✓ Le choix du type de soutènement et de revêtement à mettre en œuvre pour assurer la tenue des parois à court terme, puis à long terme ;
- ✓ La maîtrise des mouvements engendrés en surface par le creusement particulier ; lorsque l'ouvrage est construit à une faible profondeur ou à proximité d'autres structures (en site urbain) ;
- ✓ Maîtrise des phénomènes hydrauliques (présence d'une nappe aquifère).
- ✓ Les ouvrages souterrains sont entièrement contenus dans un massif de sol ou de roche, leurs dimensionnements nécessitent donc des reconnaissances géotechniques précises sur toute la longueur de l'ouvrage, quatre catégories d'outils de calcul sont habituellement utilisées : les méthodes semi-empiriques, les méthodes de calcul à la rupture, les méthodes analytiques et les méthodes numériques (éléments finis, différences finies, éléments distincts). Depuis plus de deux décennies la MEF est couramment utilisée pour simuler le fonctionnement des ouvrages souterrains, les méthodes numériques sont maintenant bien au point, les méthodes analytiques sont utilisées pour obtenir des ordres de grandeur ou pour contrôler les résultats des modélisations complexes, de même que les méthodes semi-empiriques apparaissent souvent comme une approche d'estimation des tassements,

II.7. Les outils de calcul permettent la quantification des paramètres suivants

- Les tassements provoqués en surface (ouvrages à faible profondeur).
- Les déformations liées aux interfaces (sol-structure).
- Les efforts repris par le soutènement.
- Les effets hydrauliques induits par les travaux

Tableau II. 1: Principaux difficultés rencontrées lors de l’excavation des tunnels traversant des massifs constitués des sols indurés/roche tendre (Fabrice, 2011)

<i>Illustration (exemple)</i>	<i>Intitulé</i>	<i>Période d'occurrence</i>	<i>Origine principale du problème</i>
	Fortes convergences initiales	Construction	Forte déformabilité du massif et / ou faible résistance entraînant une plastification
	Instabilités de blocs	Construction	Structure du système de fissuration, résistance relative des joints et de la matrice
	Débourages	Construction	Faible résistance du massif, pressions d'eau importantes, zone de contact géologique
	Autres instabilités du front de taille	Construction	Faible résistance du massif, pressions d'eau importantes

<i>Illustration (exemple)</i>	<i>Intitulé</i>	<i>Période d'occurrence</i>	<i>Origine principale du problème</i>
	Hors-profils divers	Construction	Délitage ou flambement de roches sédimentaires, tenue insuffisante avant pose du soutènement, venues d'eau localisées
	Venues d'eau	Construction et service	Infiltrations depuis le massif aquifère
	Soulèvement du radier	Construction et service	Gonflement par imbibition, rééquilibrage des pressions interstitielles
	Fortes convergences différées	Construction et service	Fluage, gonflement, rééquilibrage des pressions interstitielles
	Déformation localisée du soutènement / revêtement	Construction et service	Anisotropie du massif, flambement, glissement ou cisaillement de bancs, défauts ponctuels

II.8. Conclusion

Aujourd'hui, les tunnels restent une avancée technologique majeure, c'est une galerie souterraine qui assurent une harmonie du transport, limite les nuisances et la pollution du trafic et économisent des espaces dans les grandes villes. Les tunnels peuvent être creusés dans différents types de matériaux, depuis l'argile jusqu'aux roches les plus dures. Et les techniques d'excavation dépendent de la nature du terrain. . Donc c'est ainsi que les techniques de construction doivent tenir compte de l'hydrologie et la géologie du sol. Pour déterminer les caractéristiques du sol.

Chapitre III :

Présentation et

caractéristique

de la zone

d'étude

III.1. Introduction

L'extension des voies de communication (routes, autoroutes, voies ferrées) impose souvent des franchissements difficiles qui conduisent généralement à la réalisation d'ouvrage d'art important, comme le tunnel. De même l'encombrement de la surface du sol dans les villes rend nécessaire la construction d'ouvrage souterrain (voiries et métros). C'est le cas du tunnel objet d'implantation à Sidi Aich à la wilaya de Bejaia dans la pénétrante bejaia-ahnif pour des raisons tant économiques que fonctionnelles.

III.2. Présentation du projet

Le tunnel se situe au sud de la commune de SIDI AICH dans la wilaya de BEJAIA, il est adopté la variante d'étude du tunnel en deux tubes (gauche et droit), dont la distance entre les deux axes des tubes est de 20m en minimum et 45m en maximum. L'installation du tunnel est présentée dans le tableau III.1

Tableau III. 1: Installation du tunnel

Etat	PK (début)	PK (fin)	Longueur (m)	Largeur(m)	Couverture maximale(m)
Tube droit	PK40+146	PK41+774	1628	16	105.566
Tube gauche	LK40+130	LK41+821	1691	16	115.898

III.2.1. Présentation de la pénétrante Béjaia-Ahnif

La pénétrante Bejaia-Ahnif, de longueur de 100 km, est projetée majoritairement sur la rive droite de la vallée « Sahel-Soummam », orientée NE-SO. Cependant le tracé du présent projet prend son origine à partir de la liaison, entre la RN12 et RN75 de Bejaia, et traverse en plusieurs points l'Oued Soummam. La section de Sidi Aich, objet de notre étude, traverse une zone montagneuse. A cet effet, la construction d'un tunnel long de 1691m (en bitube) est inévitable compte tenu des conditions topographiques et de la présence du tissu urbain.

La localisation de la zone d'étude est donnée par la figure ci-dessous :



Figure III. 1: Situation géographique de la zone d'étude

III.3. Description général du site

III.3.1. Situation topographique et géomorphologique

Le projet se situe dans la zone de pente raide entre la rive droite de Soummam et le nord de la montagne Sidi Ayad, ce qui traverse les montagnes sous la forme de tunnel dans la zone de Maala, il s'agit de la géomorphologie basse-montagne de colline, le terrain est accidenté, L'écartement relatif est de 200m environ.

La tête Nord de tunnel se situe sur la pente de montagne au nord de Maala, la pente naturelle est de 20° environ, la cote du point le plus bas est de 166.5m.

La tête sud de tunnel se situe sur la pente de montagne au sud de Maala, la pente naturelle est de 13° environ, la cote du point le plus bas est de 141.8m.

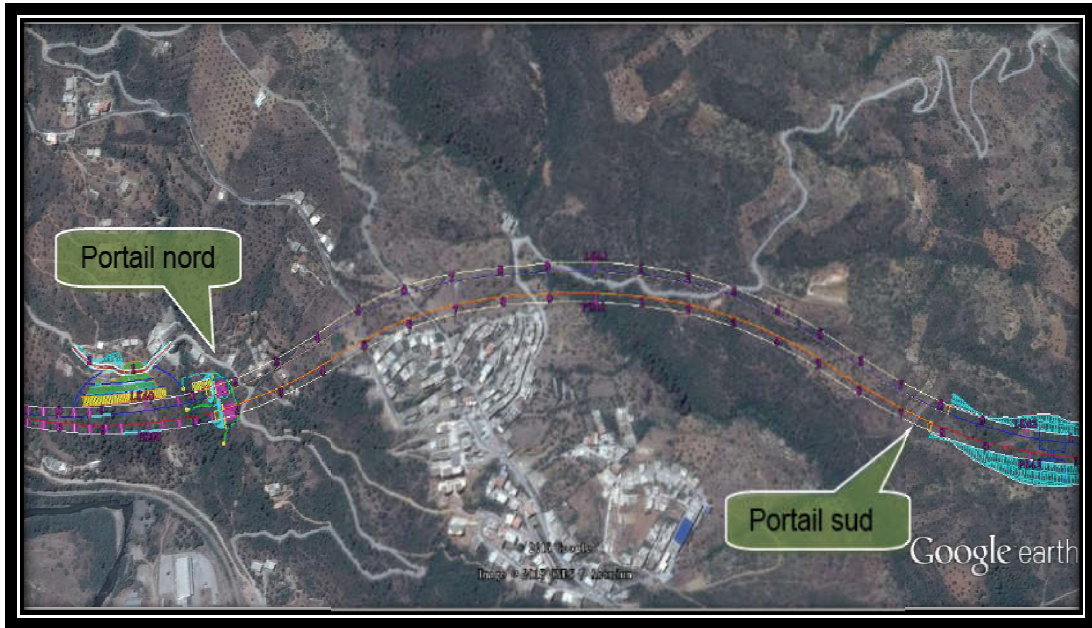


Figure III. 2 : image satellitaire de la zone du tunnel.



Figure III. 3: Géomorphologie au-dessus de tunnel.

III.3.2. Hydroclimatologie

III.3.2.1. Climatologie

La vallée de la Soummam est caractérisée par un climat de type méditerranéen. Du littoral vers l'intérieur des terres, trois étages bioclimatiques ont été distingués (Benhamiche, 1997) :

- Etage humide, sur le bassin versant nord avec des précipitations supérieures à 900 mm par an,
- Etage subhumide, entre El Kseur et Sidi Aich, avec une pluviométrie moyenne de 600 à 900 mm par an,
- Etage semi-aride, le long de la vallée de Sidi Aich à Tazmalt, avec une pluviométrie relativement faible allant de 400 à 600 mm par an et des températures légèrement plus élevées allant de 26 à 30°C.

Pour la partie littorale, les données climatiques recueillies sur la période de 1970 à 2005 au niveau de la station météorologique de l'aéroport de Béjaia, ont permis de calculer les moyennes maximales et minimales des températures et les moyennes mensuelles des précipitations.

Mois	Jan.	Fév.	Mars.	Avr.	Mai.	Juin.	Juil.	Aout.	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.
M (c°)	16,7	17,0	18,7	20,4	23,1	26,6	29,8	30,3	28,7	25,5	20,9	17,7
m(c°)	7,4	7,9	9,0	10,6	13,8	18,5	20,3	21,4	19,4	15,8	11,6	8,7
P (mm)	116	114	86	72	43	14	8	11	48	88	96	135

Tableau III.2 Moyennes mensuelles des températures (maximas 'M' et minimas 'm') et des précipitations 'P' dans la région de la basse vallée de la Soummam (période de 1970~2005) (données obtenu dans le rapport géotechnique de tunnel.)

Cette zone traverse une période de sécheresse climatique de 4 à 5 mois, allant du mois de mai au mois de septembre, le reste des mois de l'année étant humides.

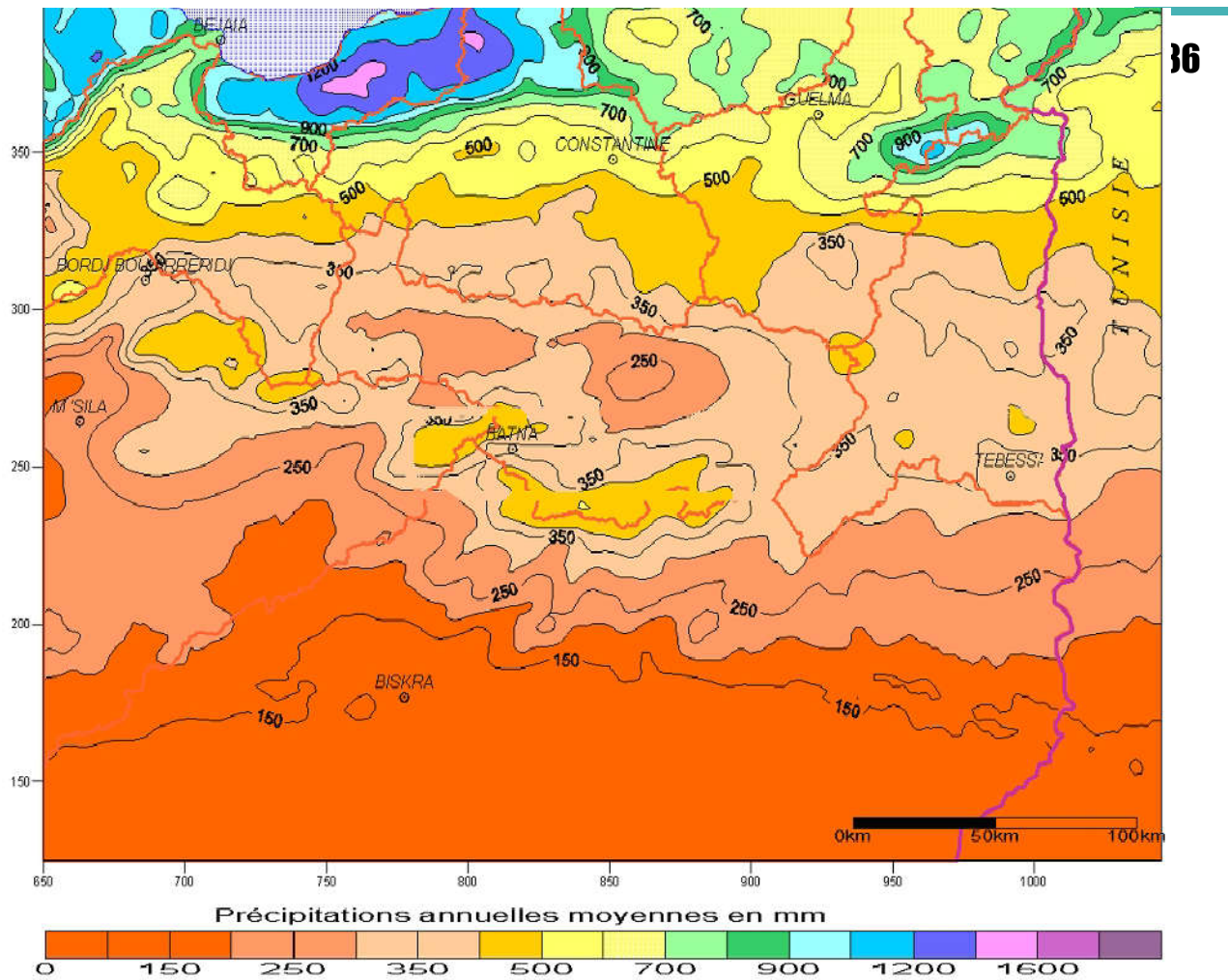


Figure III. 5 : Carte des précipitations annuelles moyennes de l'Est algérien et position de la zone d'étude.

III.3.2.2. Hydrologie

La vallée de l'oued Soummam est drainée par un réseau hydrographique dense, composé de nombreux cours d'eau permanents et intermittents dont l'oued Soummam représente le collecteur principal.

Le principal cours d'eau est l'oued Soummam qui vient de l'appellation kabyle « acif assemmam ». Ses principaux affluents sont d'Ouest en Est :

- **En rive gauche :** cette partie gauche contient Oued Tikseridene, Oued Béni-Mellikeuch, Oued Illoula, Oued Tifrit, Ighzer Tisyar, Ighzer Amokrane, Ighzer Maâkel, Oued Roumila, Ighzer Ouchekroune et Oued Ghir.
- **En rive droite :** cette partie concerne Oued Bou-Sellam, Oued Seddouk, Oued Imoula, Oued Amassine, Oued Amizour et Oued Tiachich. Excepté peut être l'Oued Bou Sellam qui est le principal affluent, tous les autres cours sont à régime intermittent.

L'oued Soummam draine un bassin versant d'une superficie de 9200 Km² réparti comme suit :

- Bassin de l'Oued Sahel de Sour El-Ghozlane (wilaya de Bouira) à Akbou : 3750 Km² ;
- Bassin de l'Oued Bou-Sellam de Aïn-Oulmane (wilaya de Sétif) à Akbou : 4500 Km² ;
- Bassin de l'Oued Soummam, au sens strict, d'Akbou jusqu'à la mer : 950 Km².

Ce réseau hydrographique se superpose facilement aux zones de faiblesse représentées par deux réseaux de failles, SW-NE correspondant à la direction de l'Oued Soummam et NW-SE correspondant à ses principaux affluents. Suivant les données hydrologiques recueillies entre 1961 et 1971 (Viziterv, 1987), le débit moyen de l'oued Soummam est de 25 m³/s. Durant la période de crue de 1970, le débit maximal enregistré était de 115,9 m³/s et le débit d'étiage (durant les mois de juillet et août) descend à 0,6 m³/s. Ces débits montrent en effet de grandes irrégularités interannuelles, donc saisonnières.

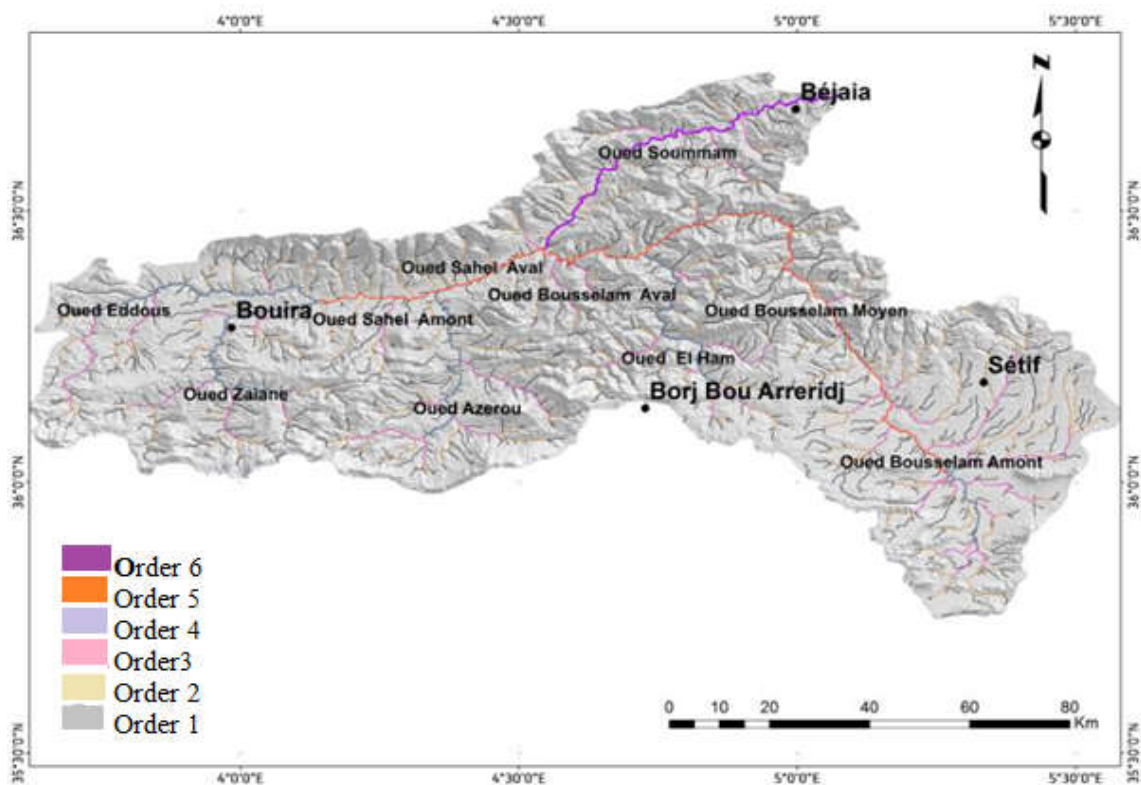


Figure III. 6 : La carte de réseau hydrographique de bassin versant de la Soummam.

III.3.3. Hydrogéologie

Du point de vue hydrogéologique, des aquifères ont été distingués dans la région de la Soummam, notamment au niveau des alluvions en fond de vallée, des remplissages des cônes de déjection en piémont de la rive gauche, des formations calcaires karstiques du

jurassique, des conglomérats du Miocène et des grès du Secondaire et du Tertiaire (Bennabi, 1985 ; Viziterv, 1987). Par ailleurs, selon un rapport de l'AGEP (1999), une étude menée par la Direction des Moyens et des Ressources Alluviales (D.M.R.A.), a mis en évidence l'existence d'une nappe phréatique s'étalant de Chourfa (Bouira) à Oued Ghir (Béjaia), divisée en deux parties par le seuil géologique de Sidi Aich, qui constitue une sorte de barrière hydraulique

Dans toutes les profondeurs atteintes à l'aide des puits de reconnaissance au niveau de la pente nord du tunnel, le niveau de la nappe d'eau varie de 13.3m à 25m.

III.4. Géologie du site

III.4.1. Géologie régionale

La géologie de l'Algérie du Nord fait partie du domaine orogénique cénozoïque maghrébin, qui est séparé en deux systèmes différents : la chaîne des Maghrébides et l'Atlas. En mer méditerranée occidentale, la chaîne des Maghrébides appartient au domaine de l'orogène alpine d'Afrique du Nord qui est composé de :

- 1- Zones internes ou kabyliques.
- 2- Domaine des flyschs.
- 3- Zones externes.

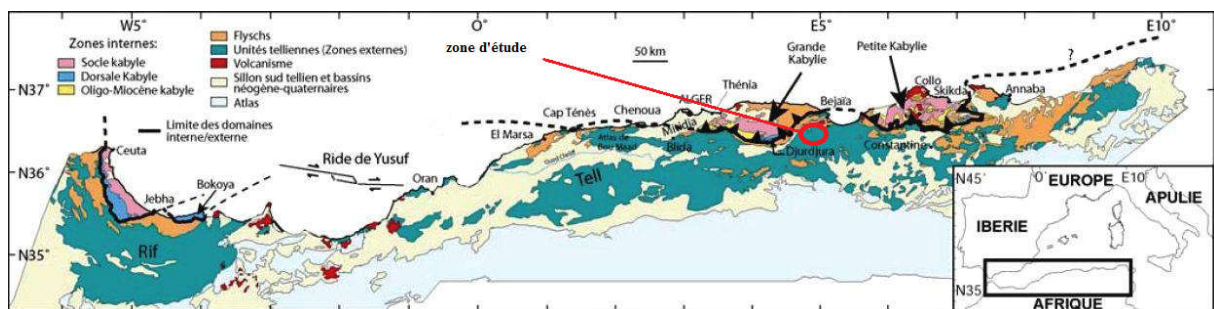


Figure III. 7: Positionnement de différentes unités géologiques des Maghrébides (D'après Domzig, 2006).

a. Domaine interne

Appelé aussi socle kabyle ou Kabylyde, Cette Dernière est marquée par la présence de trois unités distinctes selon leur lithostratigraphie : dorsale interne, médiane et externe (Durant Delga, M, 1967). Le socle comprend d'Ouest en Est, le massif de Chenoua la Grande Kabylie

et de la petite Kabylie (entre Jijel et Skikda). Ce socle est composé de massifs cristallophylliens métamorphiques (gneiss, marbres, amphibolites, micaschistes et schistes) et d'un ensemble sédimentaire paléozoïque (Ordovicien à Carbonifère) peu métamorphique. Les formations du domaine interne chevauchent le domaine des flyschs et le domaine externe.

b. Le domaine des flyschs

Constitué par des nappes de flyschs d'âge crétacés-paléogènes qui affleurent dans les zones littorales sur 800 km de long, entre Mostaganem et Bizerte (Tunisie). Il s'agit de formations de mer profonde, mises en place par des courants de turbidité.

Bouillin (1986) divise le domaine des flyschs en trois formations allochtones : les flyschs mauritaniens et les flyschs massyliens, d'âge Crétacé inférieur au Paléogène, et les flyschs numidiens d'âge Oligo-Miocène.

c. Le domaine externe

Il est constitué par un ensemble de nappes allochtones pelliculaires constituées principalement de marnes d'âge Crétacé moyen à Néogène et qui ont été charriées sur une centaine de km vers le Sud. On distingue du Nord au Sud :

- 1-Les séries ultra-telliennes.
- 2-Les séries telliennes sens strict.
- 3-Les séries péni-telliennes.

Dans le domaine externe existe des unités encore plus externes et d'allochtonie notable, mais moindre, celle de **l'ensemble allochtone sud-sétifien** qui comporte des séries calcaire-dolomitiques, de calcaires massifs et marneuses dont l'âge va du Lias à l'Eocène, la limite Jurassique-Crétacé est marquée par un Hard-ground à encroutements ferrugineux.

Notre bassin fait partie globalement de la chaîne des Maghrébides, et plus précisément au domaine tellien.

III.4.2. Cadre géologique local

1. La lithostratigraphie

Les caractéristiques hydrologiques et hydrogéologiques du bassin sont dans une large mesure influencées par les propriétés des formations géologiques. La lithologie joue un rôle primordial dans la gestion des ressources en eaux. La porosité, la perméabilité et la transmissivité sont les propriétés qui conditionnent le type de l'aquifère, sa recharge et son extension. Dans le cas de formations imperméables on parle de ruissellement et d'écoulement de surface qui alimente les eaux de surfaces (oueds, lacs, barrages...etc.).

2. Le Quaternaire continental

Il est représenté par des alluvions le long de la vallée de Soummam et Sahel et au niveau des hautes plaines.

3. Le Pliocène

Il affleure dans la région de Sétif et couronné par des marnes et des calcaires et parfois des conglomérats.

4. Le Miocène

Il s'agit essentiellement du miocène inférieur (aquitainien, burdigalien). Il est continu depuis l'Ouest de Bejaia jusqu'aux environs de Sidi Aich. Il affleure également de la cote de Djebel Mansourah sous forme des grés et des argiles et parfois des alluvions.

5. L'Oligocène

Il est généralement argilo-gréseux. Il apparait en abondance à partir de Tazmalt et de part et d'autre de la vallée de la Soummam, en allant vers l'Ouest, on note également sa présence au niveau de la chaîne de Gouraya et de la région de Béni-Mansour.

6. Le Crétacé

Se présente en général, sous forme des flyschs. Il est étendu, continu depuis la chaîne des Bibans jusqu'aux montagnes de la petite Kabylie. Le faciès est marnes grises et calcaire lités au sommet au crétacé supérieur (Maestrichtien). Il est marno-calcaire au crétacé moyen (Cénomaniens) et apparait dans la région de Béni-Mansour et la chaîne des Bibans. Il est schisteux, sous forme de bancs de plusieurs centaines de mètres d'épaisseur avec quelques intercalations de quartz, et parfois calcaire subrécifaux au crétacé inférieur.

7. Le Jurassique

Il affleure surtout au niveau de la chaîne calcaire (Djurdjura) et le long de sa continuité vers l'Est principalement calcaire-dolomitique. On le trouve aussi dans les bords ou il forme d'énormes paysages karstiques avec beaucoup de potentialités en eau.

8. Le Tertiaire

Il est représenté par des faciès gypso-dolomitique et apparait le long de contacts anormaux (contact des nappes de charriages) dans le Tell méridional et présenté par des conglomérats et argiles des grés rougeâtres dans le Tell septentrional.

9. Sismicité

La région de Béjaia-Bouira est d'une activité sismique assez élevée. Le séisme le plus connu est celui qui a affecté la région de Kherrata le 17 février 1949 associé à des ruptures de surface (Rothé, 1950). A partir de cet événement majeur et jusqu'en 1992, 24 secousses d'une intensité comprise entre 3 et 7 y ont été recensées.

En 2006, un séisme d'une magnitude de $M_W = 5,6$ sur l'échelle de Richter a été enregistré dans la région de Laalam à 1Km au nord du village de Kherrata. Son hypocentre est estimé à 7,7km (CRAAG) et ses effets ont été désastreux.

Dans la vallée de la Soummam, plusieurs séismes modérés se sont produits à Seddouk (1954 et 1978), Tazmalt (1964), Djurdjura (1965), Sidi Aich (1975), Amizour (1981), Darguina (1977), Souk el Ténine (1982) et Bejaïa (1977 et 1981).

Dans les régions limitrophes de la vallée, des séismes de forte intensité se sont produits. La région de Jijel a connu un séisme majeur en août 1856, qui dévasta toute la côte jijelienne et provoqua un violent raz-de-marée qui fut ressenti en Italie et en France.

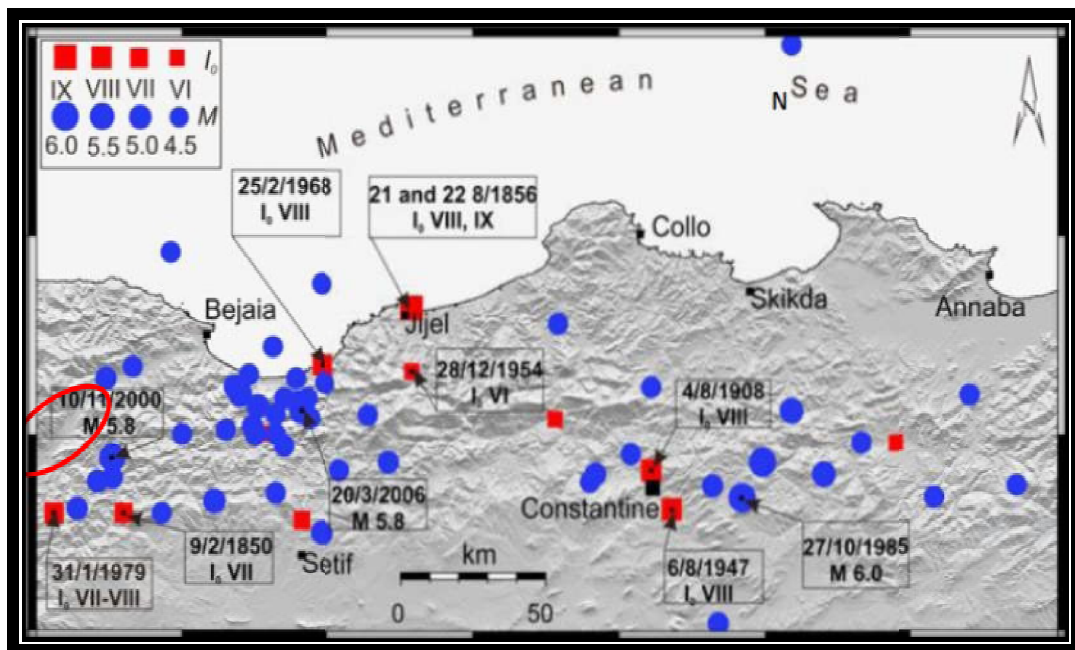


Figure III. 8: Carte de la sismicité historique du NE algérien (Magnitude ≥ 4.5 et Intensité $MSK \geq VI$). Harbi et al. (2010), et position de la zone d'étude.

III.5. Conclusion

Le projet de la pénétrante (bejaia-ahnif) traverse un massif rocheux sous la forme de tunnel dans la zone de Maala au niveau de la commune de Sidi aich (w Bejaia), il s'agit donc d'une géomorphologie montagneuse.

L'étude hydrogéologique nous a informé l'abondance d'eau d'une façon importante dans la zone du projet qui est dû à l'existence d'une nappe phréatique s'étalant de Chourfa (Bouira) à Oued Ghir (Béjaia), divisée en deux parties par le seuil géologique de Sidi Aich, qui constitue une sorte de barrière hydraulique, le niveau de la nappe d'eau varie de 13.3m à 25m.

Vue la complexité de la condition géologique et hydrogéologique du tunnel des essais géotechniques et hydrogéologiques sont réalisés pour déterminé les paramètres essentielles avant d'entamer la réalisation de ce projet (détaillé dans le chapitre suivant).

Chapitre IV :

Classification de la

zone d'étude

IV.1. Introduction

L'analyse globale du site correspond à une analyse préliminaire et descriptive des données. Chaque analyse effectuée est un moyen utile qui aide le lecteur comme base de données, à comprendre son contenu et sa structure. L'analyse effectuée correspond aux différents essais in-situ et au laboratoire qu'on va les détailler dans ce chapitre.

Dans la variante de la liaison de Bejaia, un tunnel en deux tubes (gauche et droit) est au cours de la réalisation à la commune de Sidi Aich. Les dimensions de ce tunnel sont présentées comme suit : le tube gauche du tunnel est d'une longueur de 1700m, le piquetage du départ est PK40+130 et celui du point final est PK41+830. Le tube droit est d'une longueur de 1620m, le piquetage du départ est PK40+160 et celui du point final est PK41+780. La distance entre les deux axes des tubes est de 20 m en minimum et 45 m au maximum. La largeur du tunnel est de 16m et sa hauteur finale est de 5.25m, dont la hauteur de creusement est de 13.11m.

Le tunnel se localise au-dessous d'une couverture dont la hauteur minimale est de 15m et maximale de 115 m, du fait que la zone est montagneuse.

IV.2. Programme des essais effectués dans le cas d'étude

Après les travaux géologiques effectués sur le site, nous avons établi un programme comprenant les essais in situ, les essais de laboratoire, et les reconnaissances géophysiques pour la conception du tunnel du projet.

Le programme géotechnique a été établi sur la base du couloir de tracé défini lors de l'étude d'APS et de l'étude du tracé et des ouvrages d'art de l'APD, et a pris en compte les conditions géotechniques et géologiques, pour une construction sûre et économique de l'ouvrage. Ces analyses ont été réalisées à la base des données des rapports (R : Planning de suivi et observation géologique de tunnel ; R : Géologique et géotechnique de tunnel sidi Aich « BCS-DAR réf E339-2 » ; R : soutènements de type V1 « BCS-DAR réf E407-5 » ; Planning d'installation des inclinomètres à la tête nord du tunnel « BCS-DAR réf E311 3 » Groupement CRCC-SAPTA, avril 2015.

IV.2.1. Les essais in-situ

Sondages carottés (XP P 94-202) :

Au niveau du tunnel de Sidi Aich, 4 sondages ont été réalisés à l'aide d'un carottier rotatif : SO-38, SO-42, TSO-2 et TSO-7 ; qui ils permettent d'identifier la composition des couches géologiques présentes dans la zone prévue du tunnel et, Un puits de reconnaissance (XP P 94-202) réalisé dans les zones des portails du tunnel, à une profondeur de 3 à 4 m (01 sondage par tête du tunnel à 3m par sondage)

Tableau IV. 1: synthèse générale des sondages réalisés sur la tête nord du tunnel.

Types de sondage	N°	Distance et PK	Profondeur de sondage (m)	Coordonnés		Etat
				x	Y	
Sondage carottier	SO-7	LK40+1 60	35	4052482.31	652106.19	Dure /consolidé Friable Friable
Sondage carottier	SO-42	LK40+1 45	35	4052522.27	652051.52	Dure /consolidé Friable Friable
Sondage carottier	SO-38	LK40+1 35	35	4052548.03	652017.49	Dure /consolidé Friable Friable
Puits de reconnaissance	TSO-1	LK40+1 60	3	4052502.25	652059.10	/
Sondage carottier	TSO-2	PK40+2 00	38.1	4052488.42	652008.22	Friable Friable Friable Friable

Remarque : les résultats des sondages effectués sont bien détaillés dans l'annexe apportée

IV.2.1. Essais pressiométriques (NF P 94-110)

Les essais pressiométriques consistent à mesurer la pression du terrain pour évaluer le module d'élasticité du terrain, la pression limite et la pression de fluage.

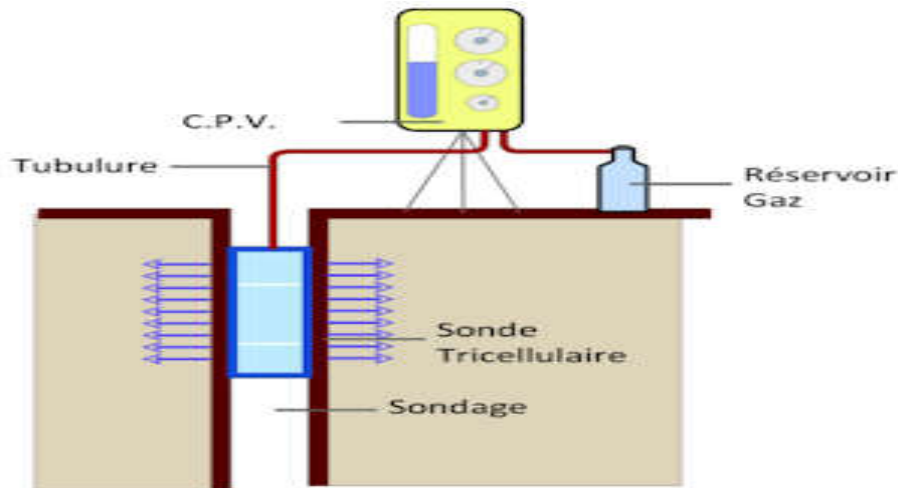


Figure IV. 1: exemple d'un essai pressiomètre

Trois sondages pressiométriques PSO40-3 PSO40-5 et PTSO-1 (on s'intéresse juste aux essais qui sont fait sur le talus au-dessus du portail « PTSO-1 »).

Tableau IV. 2: Résultats de l'essai pressiométriques PTSO-1 avec une profondeur max de 27m

N°	Profondeur (m)	Symbole Lithologique	Donnée essais			
			P_f (MPa)	P_i (MPa)	E_m (MPa)	E_m/P_i
1	4	(1-1)Ar	0.87	1.28	18.5	14.4
2	6	(2-1)Ma	0.82	1.20	23.8	19.8
3	9	(2-1)Ma	1.23	2.51	23.2	9.3
4	12	(2-1)Ma	0.63	2.39	16.7	7
5	14	(2-1)Ma	1.46	3.20	41.4	12.9
6	17	(2-1)Ma	1.15	2.31	28.4	12.3
7	19.5					
8	22	(2-1)Ma	1.29	2.00	18.8	9.4
9	24.5	(2-1)Ma	1.10	2.72	28.00	10.3

10	27	(2-1)Ma	1.91	3.43	30.4	8.9
----	----	---------	------	------	------	-----

Pf : pression de fluage [Pf]=(MPa)

Em : module pressiométriques s'exprime en méga Pascale (MPa)

Pl : pression limite [Pl]=(MPa)

IV.2.2. Essais piézométriques

Les piézomètres sont des tubes qui permettent d'accéder à l'eau d'une nappe phréatique et d'en relever le niveau piézométrique à l'aide d'une sonde poids.

Le concept de piézomètre a été étendu à l'ensemble des ouvrages artificiels (puits, forages, gravières,) ou naturels (avens, grottes,...) qui permettent l'accès aux eaux souterraines.

La réalisation d'un piézomètre doit être conforme à la norme NF P94-157-1.

Tableau IV. 3 : niveau d'eau avant-projet.

N° sondage	Date	Niveau d'eau stable (m)
TSO-2	2014-1-5	13.30
TSO-3	2014-3-6	26.76
TSO-7	2014-8-24	21.20
TSO-8	2014-11-12	28.00
TSO-9	2014-9-1	5.80
TSO-10	2014-11-12	43.00
TSO-11	2014-9-19	70.00
TSO-12	2014-8-2	50.00
PTSO-13	2014-7-10	29.50
TSO-14	2014-7-9	10.30
TSO-15	2014-7-10	14.80

IV.2.3. Essais simples de pompage

On a fait des essais simples de pompage aux sondages TSO-7 et TSO-9 pour obtenir le coefficient de perméabilité de la roche K. Les résultats sont donnés dans le tableau suivant : En vertu des résultats de pompage, on calcule le coefficient de perméabilité de tunnel en utilisant la formule :

$$K = \frac{0,732 \times Q \times (\lg R - \lg r_w)}{(2Hl - S_w) \times S_w}$$

K= Coefficient de perméabilité (m/j)

Q= Débit (m³/j)

R= Rayon d'influence (m)

rw= Rayon de forage (m)

Sw= Surface de dépression de l'essai de pompage (m)

Hl= I 'épaisseur de la couche aquifère (m)

Tableau IV. 4: Paramètres de l'essai simple de pompage.

N° Sondage	TSO-7	TSO-9
Profondeur de sondage (m)	108.3	72.5
Niveau statique (m)	42.52	7.70
Hl (m)	108.30-42.52 = 65.78	72.5-7.7 = 64.8
Q (m ³ /j)	31.88	89.77
Sw (m)	56.95-42.52 = 14.43	36.7-7.7 = 29.0
R (m)	46.59	127.43
Diamètre (mm)	91	91
rw (m)	0.0635	0.0635
K (m/j)	0.04	0.07

IV.3. Essais en laboratoire

Les essais de laboratoire sont effectués afin d'analyser les caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques des échantillons remaniés ou non. Ces échantillons sont prélevés de puits de reconnaissance, des carottiers SPT et des sondages carottés effectués.

Les quantités d'essais en laboratoire sont définies selon la lithologie, le nombre des sondages carottés et les puits de reconnaissance. La différence des quantités entre les essais prévus et ceux réalisés s'explique par le fait que les résultats des sondages carottés effectués au point d'arrivée du tunnel ont montré que le terrain est composé des massifs rocheux.

IV.3.1. Essai de cisaillement

L'essai consiste à appliquer (dans des conditions drainées) une contrainte de cisaillement à une boîte de dimensions définies contenant l'échantillonnage,

Pour but de déterminer la cohésion (c) et l'angle de frottement interne (φ) (NF P-94-071-1).

Tableau IV. 5: résultats de la cohésion et les angles de frottement.

Lithologie	Court terme		Long terme	
	C (KPa)	φ (°)	C (KPa)	φ (°)
Argile peu plastique	32	18	30	18
Marne totalement altérée	45	23	35	23
Marne intensément altérée	80	24	80	24

IV.3.2. Essais œdométriques

L'essai œdométrique a pour objectif de mesurer la compressibilité d'un sol. Il permet la détermination des paramètres mécaniques (P_z , C_c , C_g), pour faire le calcul de tassement de consolidation des fondations

Tableau IV. 6: résultat de consolidation.

Paramètre	Contrainte de Près consolidation p_c (KN/m ²)	Coef de consolidation C_c	Coef de gonflement C_g	$C_c / (1+e_0)$
(1) (Ar) valeur proposée	89	0.179	0.027	0.120
(2) (Ma) valeur proposée	110.0	0.124	0.020	0.088

Remarque : Les résultats de consolidation de l'argile montrent qu'on a, $0,05 < C_c / (1+e_0) = 0.120 < 0,20$, il s'agit d'un sol moyennement compressible.

Pour la marne : $0,05 < C_c / (1+e_0) = 0.088 < 0,20$, c'est un sol de compression moyenne.

Résistance à la compression :

Selon la norme NF P94-420, les essais sont pour but de mesurer la résistance à une Compression uni axiale supérieur à 1 MPa qui est adapté pour les roches uniquement.

Tableau IV. 7 : résultat de la résistance à la compression uni axiale

No sondage	Profondeur	Symbole lithologique	γ_h	Rc (sèche)	Rc (saturée)
			KN / m ³	(Mpa)	(Mp
TSO-2	35.1-37.75	Ma	26.1	12.1	9.84

Remarque : Selon la Classification A.F.T.E.S, la résistance à la compression simple (Rc sèche et saturée) est comprise entre 6 et 20 Mpa, donc la résistance à la compression est faible

IV.3.3. Essais Proctor (w) et limites d'Atterberg

Les résultats bien détaillés sont présentés dans l'annexe, On constate que :

Tableau IV. 8: les résultats de Proctor et limites d'atterberg (Ma : Marne)

Classification de la zone d'étude

Ma (1-1)	Paramètre	W (%)	γ_h (g/cm³)	Γ_d (g/cm³)	γ_s (g/cm³)	e	WL (%)	WP (%)	Ip	Ic
	Nombre de valeurs, N	4	4	4	7	4	9	9	9	5
	Valeur max	24.9	2.01	1.67	2.74	0.733	43.3	21.4	22.1	1.19
	Valeur moy	21.4	1.95	1.6	2.73	0.708	37.5	19.4	18.1	0.99
	Valeur min	18.3	1.86	1.57	2.71	0.639	31.2	16.9	14.2	0.68
Ma (2-1)	Nombre de valeurs, N	2	2	2	8	2	8	8	8	2
	Valeur max	12.2	2.21	1.98	2.72	2.446	34.2	21.2	14.3	1.32
	Valeur moy	12	2.16	1.93	2.7	0.441	30.9	18.1	12.8	1.27
	Valeur min	11.7	2.11	1.88	2.69	0.375	28.1	14.6	10.6	1.22

51

Remarque : $I_c = 0.99 \approx 1$, d'où il s'agit de l'argile dure. D'après la classification des sols fins sur le diagramme de Cassagnarde, on déduit que le sol est une argile peu plastique.

Essais hydrogéologique au laboratoire**Analyses chimique de l'eau****Tableau IV. 9:** Résultats d'analyse des eaux.

Designation Position	PH	CO2 Aggressive (mg/L)	SO4 ²⁻ (mg/L)	Mg ⁺⁺ (mg/L)	NH4 ⁺ (mg/L)	Echelon de l'agressivité	Grade de protection
PK40+085 Eau source	7.54	0.051	15.65	6.84	0.04	--	--
TSO-3 Eau souterraine	7.84	13.2	601.3	57.2	--	A1	1
TSO-7 Eau souterraine	7.62	5.6	164.3	57.9	--	A1	1
TSO-9 Eau souterraine	7.40	0.0	91.3	64.7	--	A1	1
TSO-12 Eau souterraine	7.65	5.6	64.4	71.7	--	A1	1

Selon les résultats des essais chimiques, l'eau souterraine du site a un degré de mordacité

A1, avec une faible classe d'environnement et un degré de protection 1.

IV.3.4. Lectures inclinométriques :

A pour but de décrire le mode opératoire de mise en place du tube inclinométrique dans le respect des dispositions de la norme NF P 94-156 Sols : reconnaissance et essais et la norme ASTM D6230-13.

Il s'agira après la mise en place du tube inclinométrique de faire un suivi et des mesures de déplacements éventuels du talus frontal à l'aide d'une sonde inclinométrique afin de connaître le comportement (inclinaison ou déplacement).

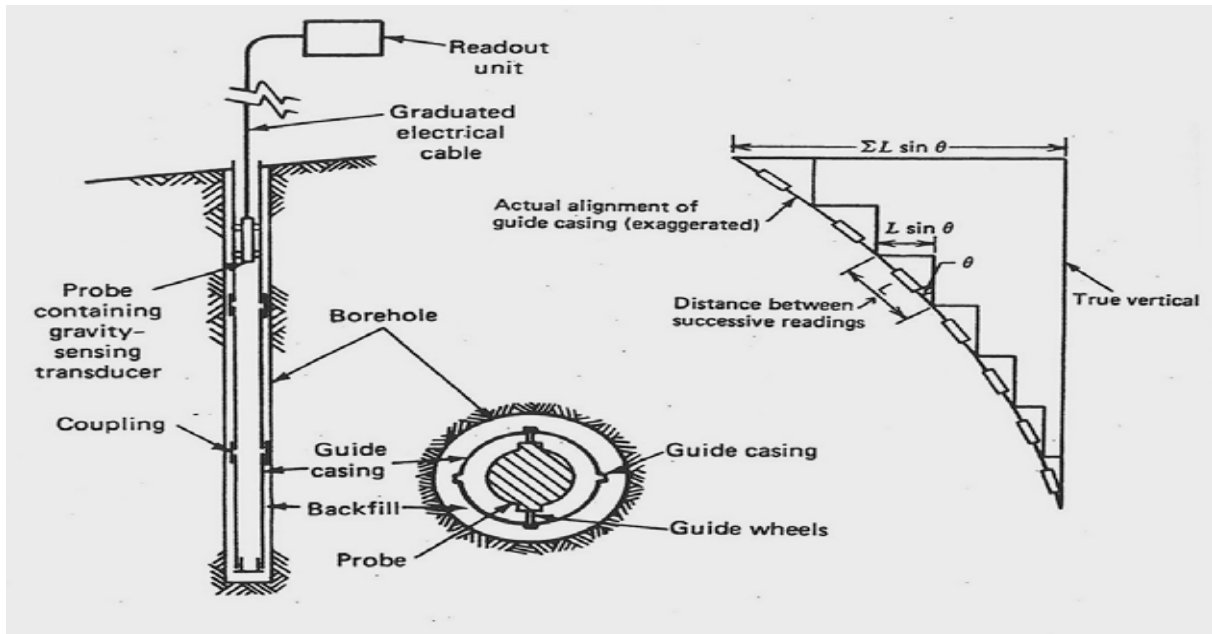
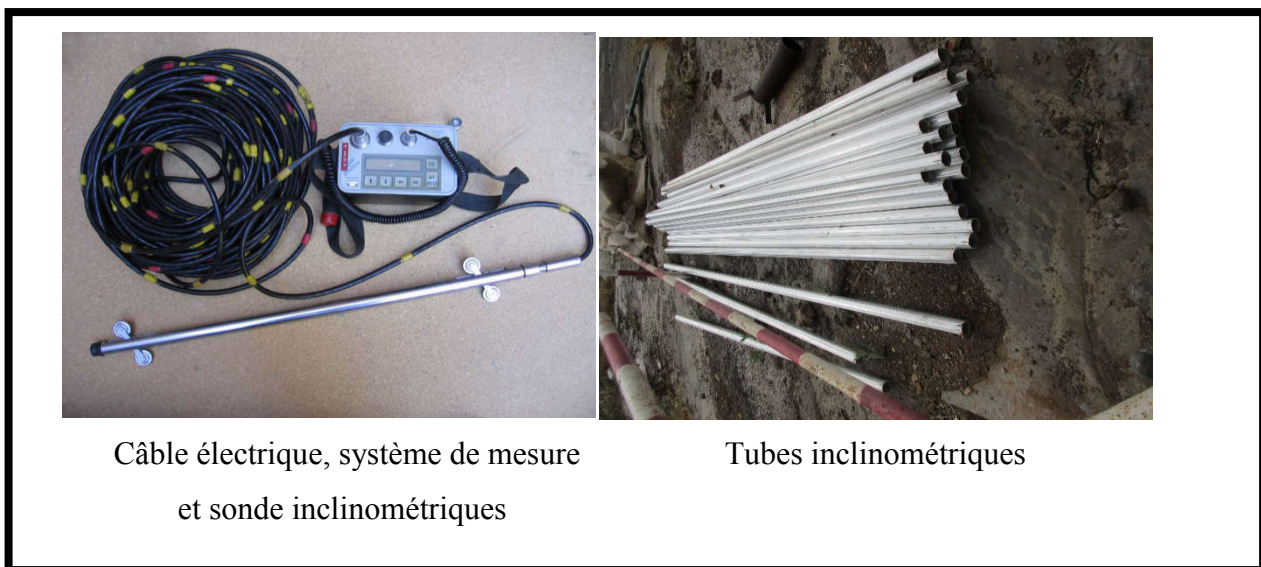


Figure IV. 2: Principe général d'installation (ex).



Câble électrique, système de mesure
et sonde inclinométriques

Tubes inclinométriques

Figure IV. 3: instruments d'inclinomètres.

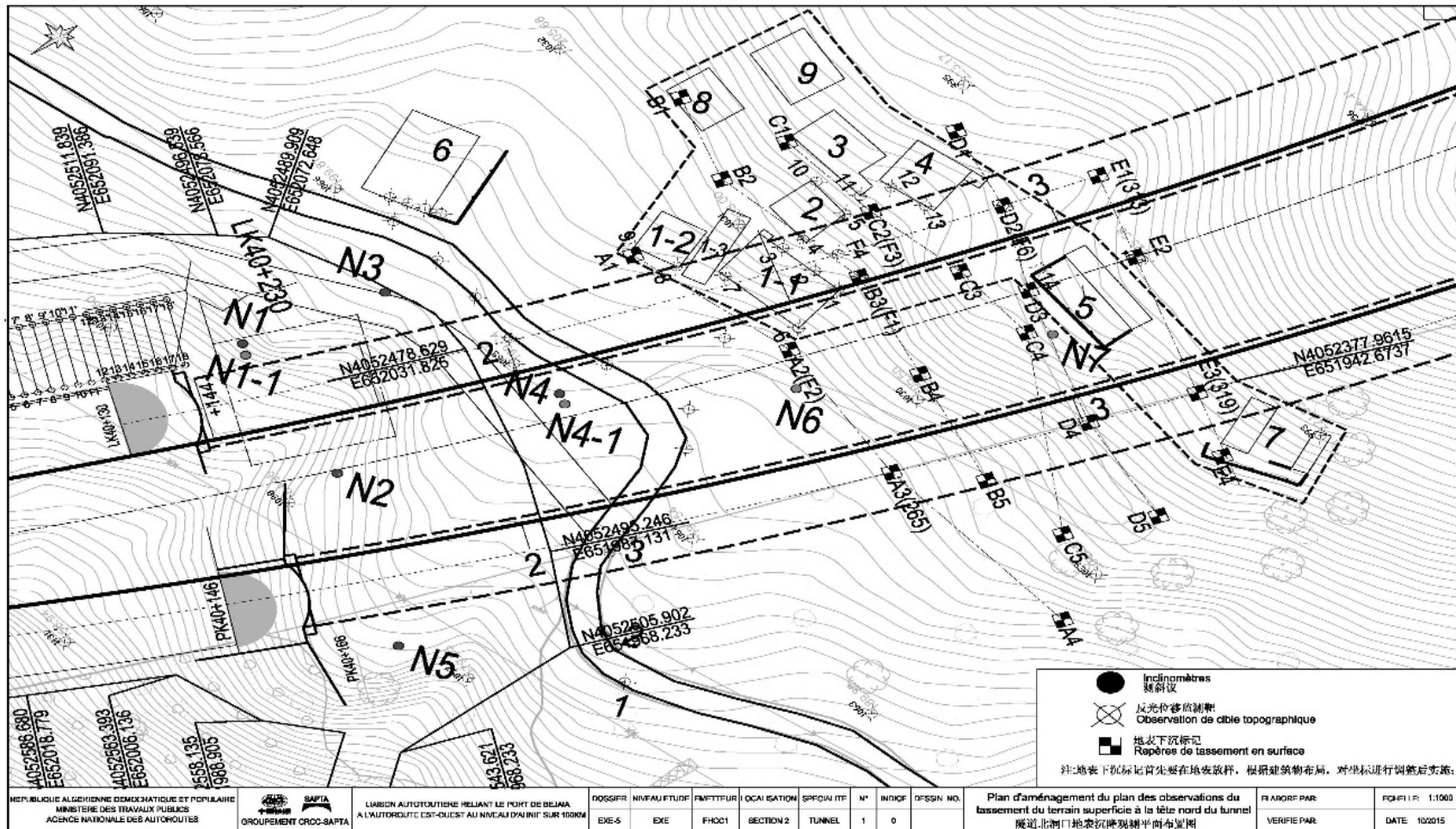


Figure IV. 4 : Position des inclinomètres

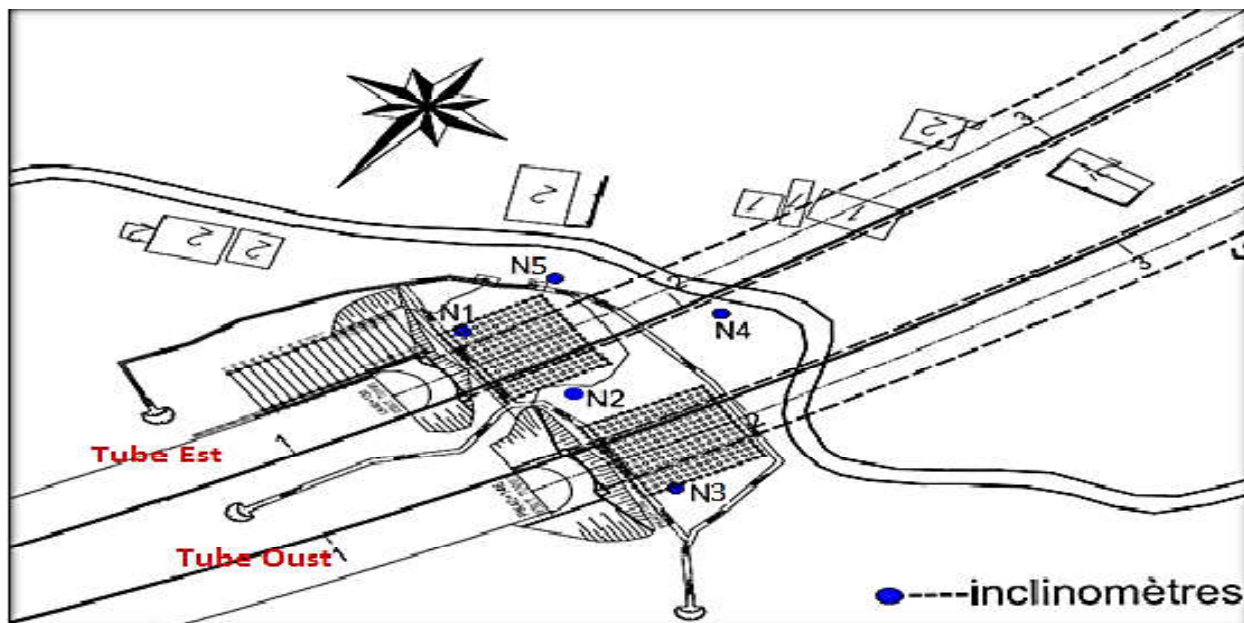


Figure IV. 4: les 05 inclinomètres au niveau de la tête nord du tunnel.

IV.3.5. Installation inclinométriques (NF P 94-156)

7 inclinomètres SN-1 à SN-7 sont effectués :

- Relevés interprétables (SN-2, SN-6 et SN-7)
- Relevés non interprétables (SN-3 et SN-5)
- Inclinomètres cisailés et remplacés (SN-1 et SN-4)

Tableau IV. 10: Résultats inclinométriques au niveau du sommet de la tête nord de tunnel.

Sondages	Intervalle de temps	Profondeur(m)	Déplacement (mm)
SN1-1	12 /12/2016&26 /02/2017	15-18m	2mm
SN-2	29/04/2016&26/02/2017	33m	30mm
SN-2	29/04/2015&26/02/2017	33m	5mm
SN-3	/	/	/
SN4-1	20/06/2016&20/02/2017	23-25m	7mm
SN-5	/	/	/

Note : Les inclinomètres doivent être installés jusqu'à la marne intensément altérée

Remarque : les résultats du tableau confirme la présence du mouvement au niveau de la tête nord.

IV.4. Résultats des essais in situ

Les valeurs RQD calculés sont généralement nulles ou bien inférieur à 25% ce qui implique un degré de fissuration très fort .vu la nature lithologique des terrains traversés, la majorité des essais SPT réalisés ont marqué des refus (N>50).

Dans l'ensemble, la réalisation des sondages carottés (TC-1, TC-2, TC-3 et TC-4) a fait ressortir que le couloir du tunnel traverse des terrains formés, essentiellement, des marnes schisteuses grises, altérées, friables et oxydées intercalées par des marno-calcaires très fragmentés. Le tout est, irrégulièrement, masqué par une couche de couverture constituée par des argiles marneuses graveleuses allant jusqu'à 4m d'épaisseur environ.

Les résultats des sondages carottiers réalisés montrent que le tronçon du tube Est, tête Nord du tunnel sera excavé dans un site comportant trois couches géologiques, de haut en bas, d'argile peu plastique ; des marnes totalement altérées et des marnes intensément altérées.

IV.5. Classification de zone d'étude par la détermination de la roche

Les paramètres d'évaluation ainsi que le classement de la classification des massifs rocheux de notre site proposés par Bieniawski(1989) sont résumés dans le tableau :

Tableau IV. 11: Classification RMR du massif.

Formations géologiques	Marne totalement Altérée	Marne intensément Altérée	Argile peu plastique
Résistance à la compression Rc (MPa)	1-5	1-5	
Note	A1 =1	A1=1	
RQD	<25	<25	
Note	A2=3	A2=3	
Espacement des joints (mm)	<60	<60	

Note	A3=5	A3=5	Sol meuble, on ne le classe pas
Nature des joints (état) (diaclasses)	/	/	
Note	A4=0	A4=0	
Débit d'eau sur 10m (nappe souterraine) (l/min)	25-125	Aucune étude n'est faite pour déterminer le débit dans cette couche	
Note	A5=4	A5=0	

Le RMR représente la somme des notes de pondération des cinq (5) paramètres considérés :

Le calcul : $RMR = \sum P_i = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5$

Pour la marne intensément altérée : $RMR = 1 + 3 + 5 + 0 + 4$ (RMR = 13)

Pour la marne totalement altérée : $RMR = 0 + 0 + 5 + 0 + 4$ (RMR = 9)

} (RMR < 20)

Les résultats de la classification RMR basée sur les sondages carottés réalisés sur le lot tunnel de Sidi Aich montrent la dominance de la classe V (RMR < 20) de la classification des roches. La classe IV (RMR = 21~40), quant à elle, est présente sur une partie de la section traversée par le tunnel.

La valeur de la résistance à la compression uni axiale est en général inférieure à 5Mpa pour la classe V. Cette valeur variant entre 15 et 22Mpa pour la classe IV, la méthode mécanique s'avère plus appropriée que la méthode volée.

Les résultats de la classification RMR doivent être réexaminés à travers une réalisation des sondages carottés supplémentaires lors de l'exécution. Les types de soutènement ainsi que la stabilité du tunnel doivent être ensuite vérifiés sur la base de ce réexamen.

Tableau IV. 12: Les méthodes d'excavation et de soutènement en fonction du classement RMR, quant à elles, sont résumées dans le tableau

Type de soutènement		V	
Domaine d'application		Tête nord et la condition géologique similaire	
Soutènement	Béton projeté RN30		33cm
	Cintre métallique	Type	HEB220
		Espacement(m)	0.62m±0.25m
		S'il y a le radier	Oui
	Soutènement de voûte parapluie	Type	Tube d'injection ϕ 114
		longueur(m)	15m
		Espacement(m)	Transversal : 0.40m Longitudinal : 7.50m (réglable)
	Plan d'excavation		Méthode technique CRD (center cross diagramme)
	Type de revêtement		A
	Revêtement	RN40 Béton	Epaisseur (cm)
Acier		Dimension (mm)	Φ 25
		Espacement (m)	0.2

Vue aux résultats géologique et géotechnique qui nous a confirmé la qualité médiocre de la roche et après l'utilisation des méthodes RMR et la classification de l'AFTES. La situation fait appel à un pré-soutènement très important pour assurer pleinement la stabilité du front de taille lors de l'excavation en améliorant la résistance au cisaillement à travers la combinaison des caractéristiques des soutènements et du terrain. Dans notre cas c'est la Nouvelle Méthode Autrichienne (NATM) qui s'applique pour l'excavation du tunnel de Sidi Aich : La Nouvelle Méthode Autrichienne est une méthode de renommée internationale, basée sur l'application

d'une interaction entre un massif excavé et le soutènement par "convergence - confinement". Le principe est d'installer un soutènement provisoire flexible en béton projeté et de le renforcer, là où c'est nécessaire, par des treillis soudés, des cintres métalliques ou réticulés et des boulons d'ancrage, en permettant quelques déformations du terrain autour de la cavité, avec une combinaison optimale de soutènement, et par suite la propre stabilité du terrain est obtenue

Pour réduire l'effet des contraintes et des déformations initiales créées par l'ouverture de la cavité, il est nécessaire de mettre en place le soutènement provisoire aussi rapidement que possible.



Figure IV. 6: creusement en division en 4 sections (méthode CRD (exemple))

Conclusion

Le projet donc c'est un tunnel dans la variante de la liaison de Bejaia, il est au cours de la réalisation à la commune de Sidi Aich. Les dimensions de ce tunnel sont présentées comme suit : le tube gauche du tunnel est d'une longueur de 1700m, le piquetage du départ est PK40+130 et celui du point final est PK41+830. Le tube droit est d'une longueur de 1620m

Des différentes analyses effectuées sur la zone d'étude correspondent aux différents essais in-situ et au laboratoire dans le but de déterminer la composition géologique des couches et les différentes caractéristiques chimiques, physiques et mécaniques du sol.

Les méthodes d'excavation du tunnel de Sidi Aich ont été choisies sur la base des données sur la stabilité du front de taille et la capacité portante du terrain encaissant et des soutènements. Compte tenu de la qualité médiocre du terrain traversé par le tunnel, on a

recours à la méthode d'avancement en section divisée et l'a appliqué en fonction des classes de roche.

Néanmoins, il est possible de choisir d'autre méthode d'excavation permettant de garantir un meilleur aspect économique et stabilité de l'ouvrage, si les conditions sur site lors de la mise en œuvre sont différentes de celles prévues lors de la conception.

Modélisation par la méthode numérique (la méthode des éléments finis)

Introduction :

L'objet de ce présent travail porte sur la modélisation numérique et l'analyse du comportement d'un massif rocheux traversé par une galerie souterraine (tunnel de sidi aich wilaya de Bejaia).

Des problématiques liées à la modélisation et la justification de notre ouvrage souterrain avec ou sans éléments de renforcement. Les aspects réglementaires seront également traités par la méthode numérique aux éléments finis en utilisant le logiciel plaxis (2D) ; Ce logiciel fonctionne sous Windows et il est particulièrement convivial. Il est dédié au calcul géotechnique en 2D, et permet d'effectuer des calculs de déformations, d'écoulements, de consolidation et de stabilité pour tous types d'ouvrages géotechniques.

Concernant la méthode des éléments finis à notre cas le comportement du sol est décrit par une loi élastique du type Mohr Coulomb.

Modèle de Mohr-Coulomb :

Le modèle de Mohr-Coulomb représente un comportement élastique. Il est utilisé pour décrire de manière approchée le comportement de différents types de sol, il comprend cinq paramètres mécaniques qui sont : le module de Young (E), le coefficient de poisson (ν), l'angle de dilatance (ψ), la cohésion (C), et l'angle de frottement (ϕ) déterminés par des Essais de laboratoire, et sont nécessaires pour les calculs de déformation ou de stabilité.

La droite intrinsèque est donnée par :

$$\tau = \sigma_n \cdot \tan \phi + c$$

Nous avons utilisé dans la modélisation en 2D les paramètres donnés dans le tableau suivant
Avec un comportement non drainé :

Tableau 1:Caractéristiques des couches de sol d’apes les résultats des essais effectués

N ^o	Nature	S _{AT} (KN/m ³)	U _{nst} (KN/m ³)	v	E _{ref} (KN/m ²)	Cu (KN/m ²)	φ _u (°)
01	Argile peu plastique	21,2	19,5	0,35	10*10 ⁴	20	22
02	Marne totalement altérée	22,2	21,6	0,35	54*10 ⁴	45	23
03	Marne intensément altérée	22,8	22	0,32	79*10 ⁴	80	24

On commençant notre travail par mettre un titre général au projet et on utilisant le model plane train, élément 15-noded :

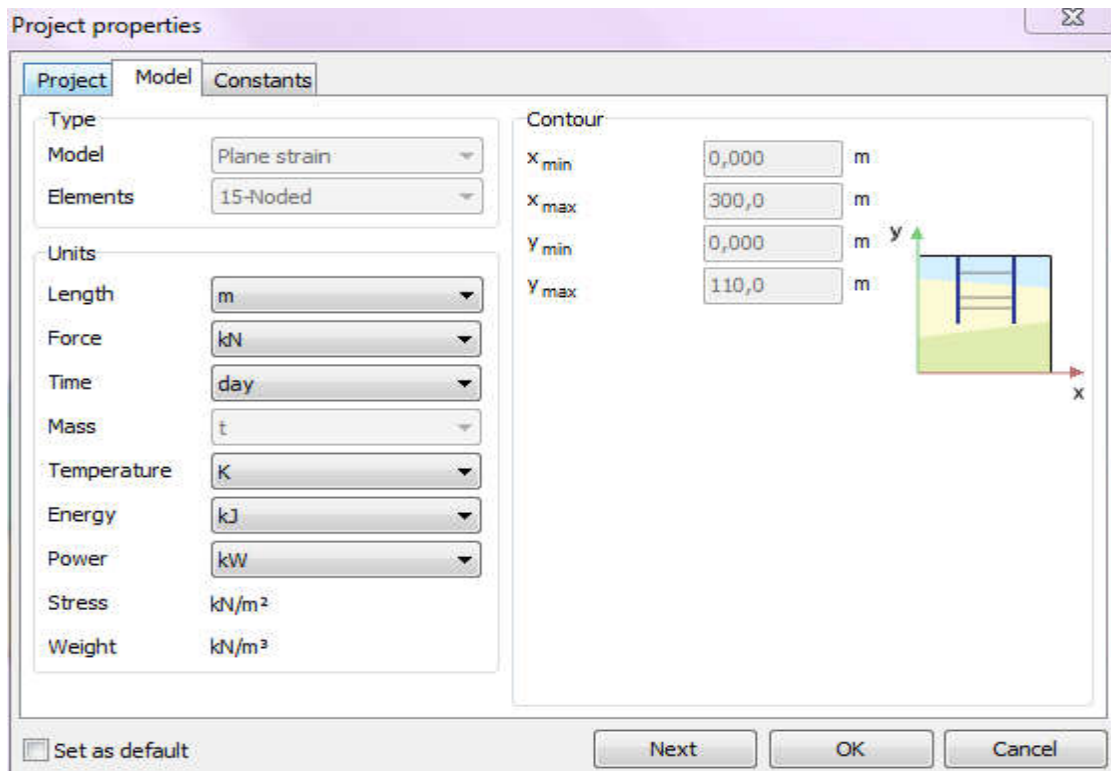






Fig.V.1. Boite de dialogue (plaxis)

Après avoir introduire les propriétés des couches ci- dessous :

Identification		ARGILE	Marne totalement altéré	marne intensiment altérée	marne faiblement altérée
Identification number		1	2	3	4
Drainage type		Drained	Drained	Drained	Drained
Colour					
Comments					
γ_{sat}	kN/m ³	17,90	21,20	21,80	22,00
γ_{se}	kN/m ³	18,90	22,20	22,80	23,00
Dilatancy cut-off		No	No	No	No
e_{max}		0,5000	0,5000	0,5000	0,5000
e_{min}		0,000	0,000	0,000	0,000
e_{max}		999,0	999,0	999,0	999,0
Rayleigh α		0,000	0,000	0,000	0,000
Rayleigh β		0,000	0,000	0,000	0,000
E	kN/m ²	10,00E3	540,0E3	790,0E3	800,0E3
ν (nu)		0,3500	0,3500	0,3200	0,3100
G	kN/m ²	3704	200,0E3	299,2E3	305,3E3
E_{ed}	kN/m ²	16,05E3	866,7E3	1,130E6	1,109E6
c_{ref}	kN/m ²	30,00	35,00	85,00	87,00
φ (phi)	°	18,00	23,00	22,00	21,00

ZGVR345B 45

Identification		ARGILE	Marne totalement altéré	marne intensiment altérée	marne faiblement altérée
ψ (psi)	°	0,000	0,000	0,000	0,000
V_v	m/s	45,05	304,2	367,0	369,0
V_h	m/s	93,79	633,3	713,2	703,2
Set to default values		Yes	Yes	Yes	Yes
E_{sc}	kN/m ² /m	0,000	0,000	0,000	0,000
γ_{ref}	m	0,000	0,000	0,000	0,000
c_{sc}	kN/m ² /m	0,000	0,000	0,000	0,000
γ_{ref}	m	0,000	0,000	0,000	0,000
Tension cut-off		Yes	Yes	Yes	Yes
Tensile strength	kN/m ²	0,000	0,000	0,000	0,000
Undrained behaviour		Standard	Standard	Standard	Standard
Skempton-B		0,9699	0,9699	0,9755	0,9769
ν_{sc}		0,4950	0,4950	0,4950	0,4950
$K_{v,ref} / n$	kN/m ²	358,0E3	19,33E6	29,09E6	29,73E6
Strength		Rigid	Rigid	Rigid	Rigid
R_{max}		1,000	1,000	1,000	1,000
Consider gap closure		Yes	Yes	Yes	Yes
δ_{max}		0,000	0,000	0,000	0,000
Cross permeability		Impermeable	Impermeable	Impermeable	Impermeable
Drainage conductivity, dk	m ² /day/m	0,000	0,000	0,000	0,000
R	m ² K/kW	0,000	0,000	0,000	0,000
K_o determination		Automatic	Automatic	Automatic	Automatic

Fig.V.2. Propriétés de différentes couches d'après plaxis(2D)

On utilisant l'option borhool et avec les différentes altitudes et épaisseurs de couches on obtient la coupe géologique suivante :

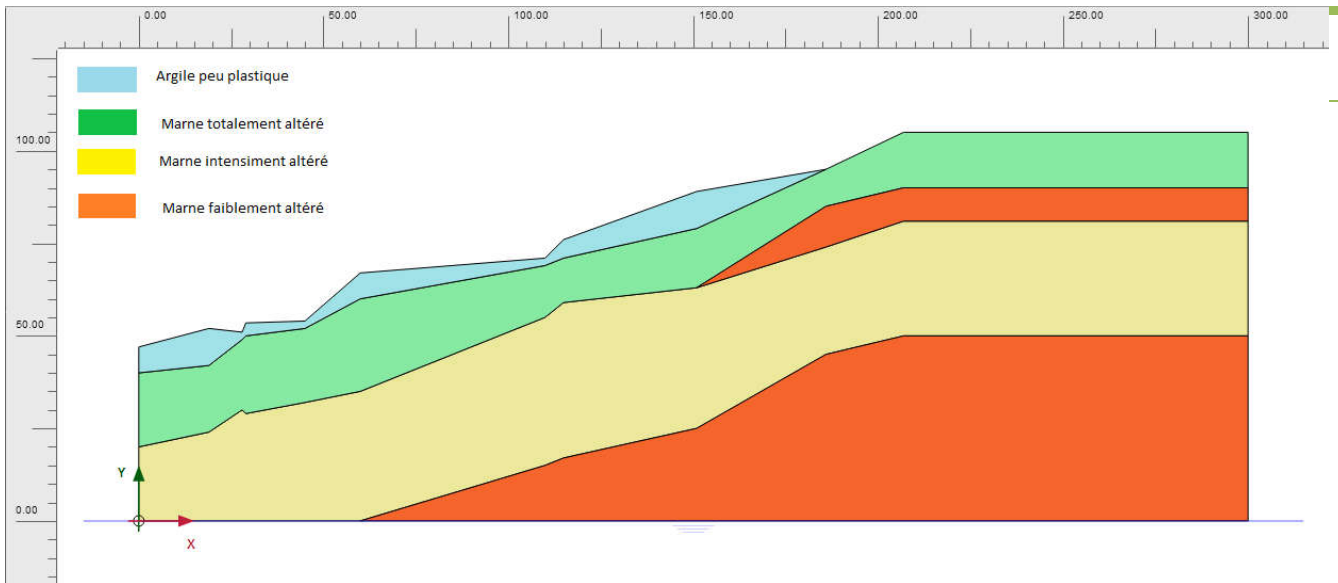


Fig.V.3.La coupe géologique du talus (la tête nord du tunnel de sisi aicha)

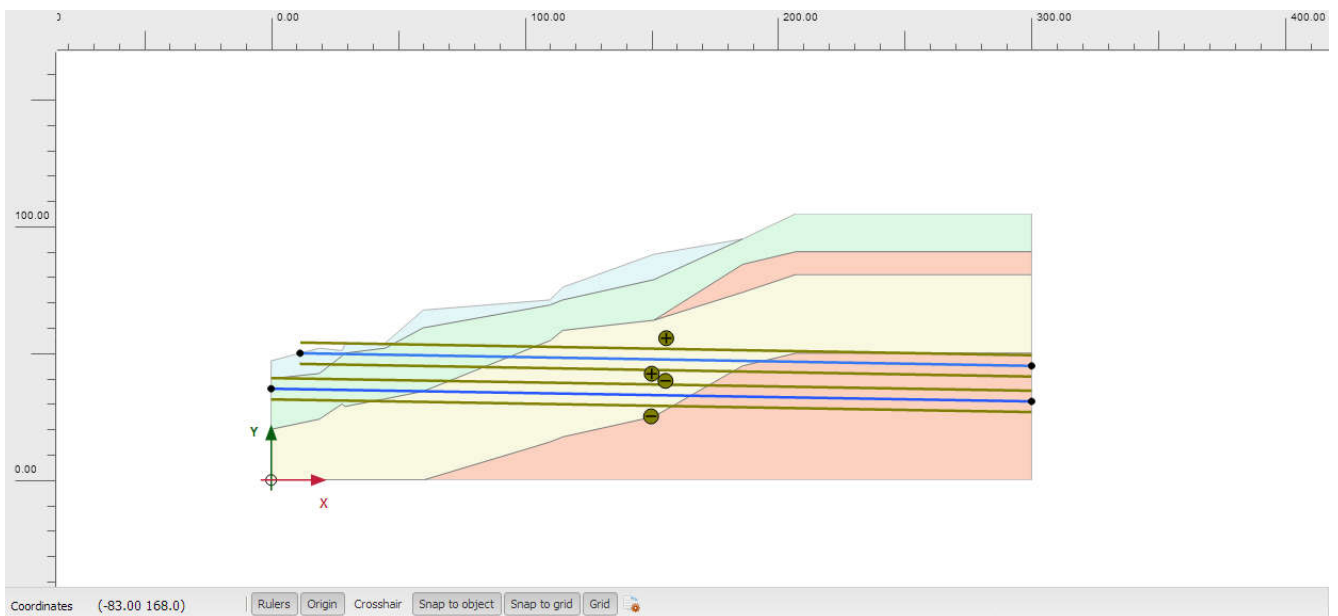


Fig.V.4. la coupe géologique longitudinal de talus(la tête nord sur plaxis(2D)
Avec la position du tunnel)

Etude de stabilité de la tête : On lance l'application de calcul (calculassions) selon la phase suivante :

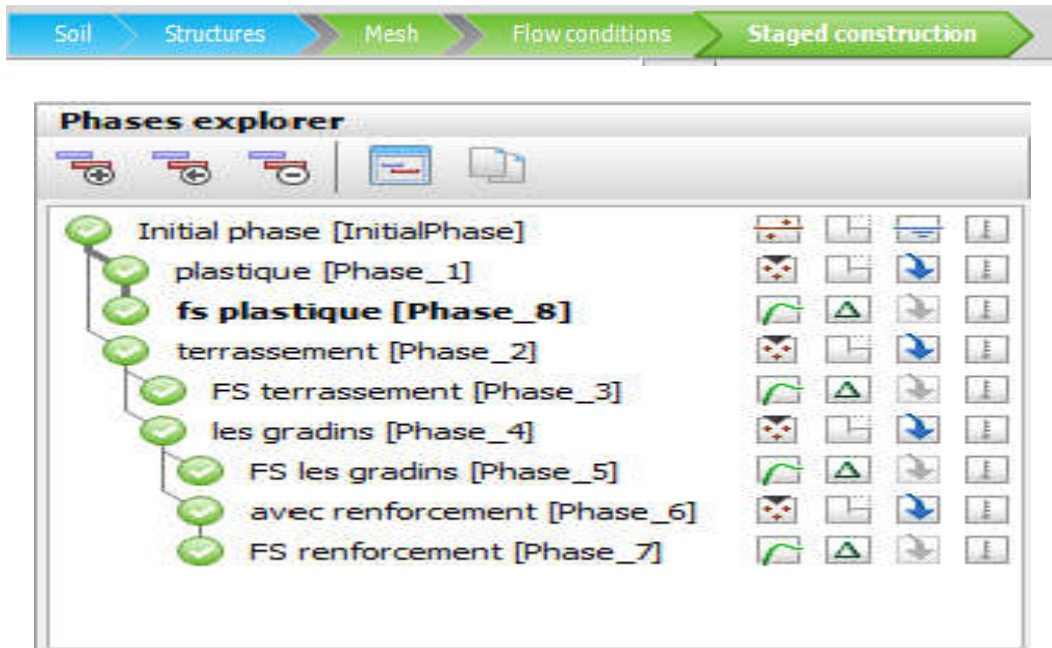


Fig.V.5. phases utilisés pour la modélisation du plaxis(2D)

Phase01 plastique : terrain vierge

Phase 02 : talus terrassé au pied

Phase 03 : talus avec le gradin

Phase 04 : talus avec un renforcement (des clous encrés)

Dans l'étape des calculs on ajoute d'autre phases afin de calculer les déplacements et le facteur de sécurité, les résultats comme suit :

1-phase plastique :

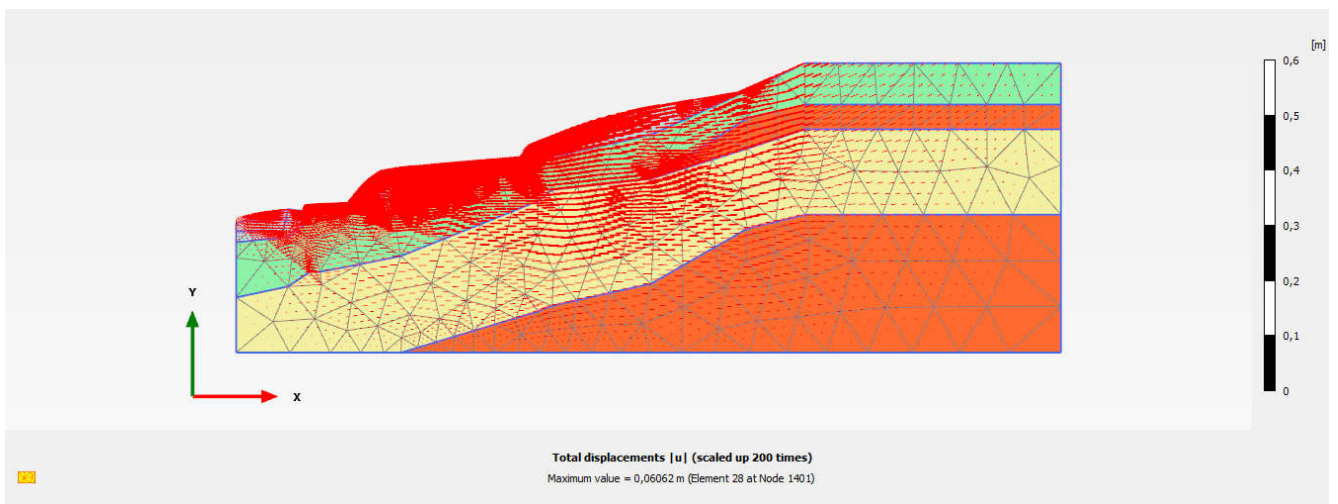


Fig.V.6. total displacement dans la phase plastique

Step info			
Phase	Phase_8 [Phase_8]		
Step	Initial		
Calculation mode	Classical mode		
Step type	Safety		
Updated mesh	False		
Solver type	Picos		
Kernel type	64 bit		
Extrapolation factor	2,000		
Relative stiffness	0,01699E-12		
Multipliers			
Soil weight			ΣM_{weight} 1,000
Strength reduction factor	M_{sf}	-0,01699E-3	ΣM_{sf} 1,517
Time	Increment	0,000	End time 0,000
Staged construction			
Active proportion total area	M_{Area}	0,000	ΣM_{Area} 1,000
Active proportion of stage	M_{Stage}	0,000	ΣM_{Stage} 0,000
Forces			
F_x	0,000 kN/m		
F_y	0,000 kN/m		
Consolidation			
Realised $P_{Excess,Max}$	0,000 kN/m ²		

Fig.V.7. facteur de sécurité d'après la phase plastique.
(FS=1.517)

Bien que l'excavation n'ait pas encore commencé dans la première phase, on remarque un certain déplacement qui, reflète aussi l'état médiocre de notre massif.

2-phase après le terrassement :

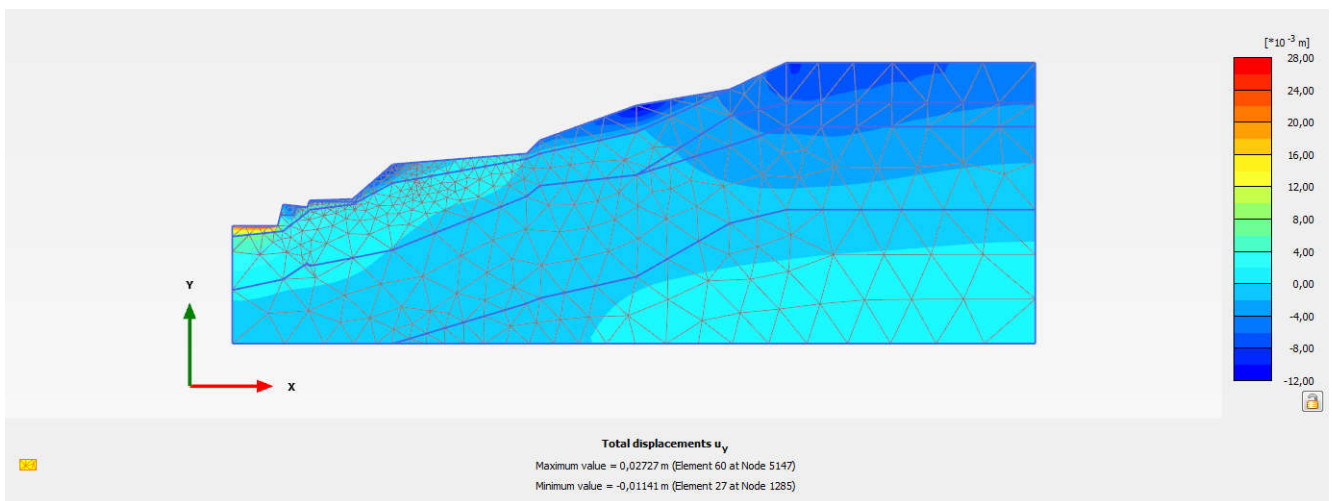


Fig.V.8. totale déplacement verticale après le terrassement au pied du talus

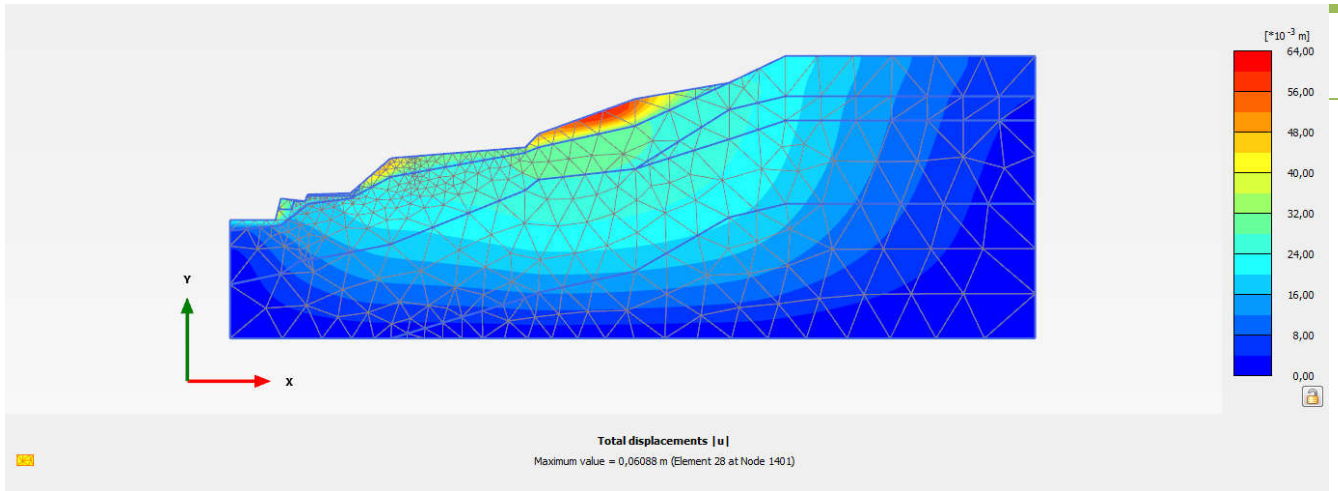


Fig.V.9. totales déplacements horizontales à la phase du terrassement au pied du talus

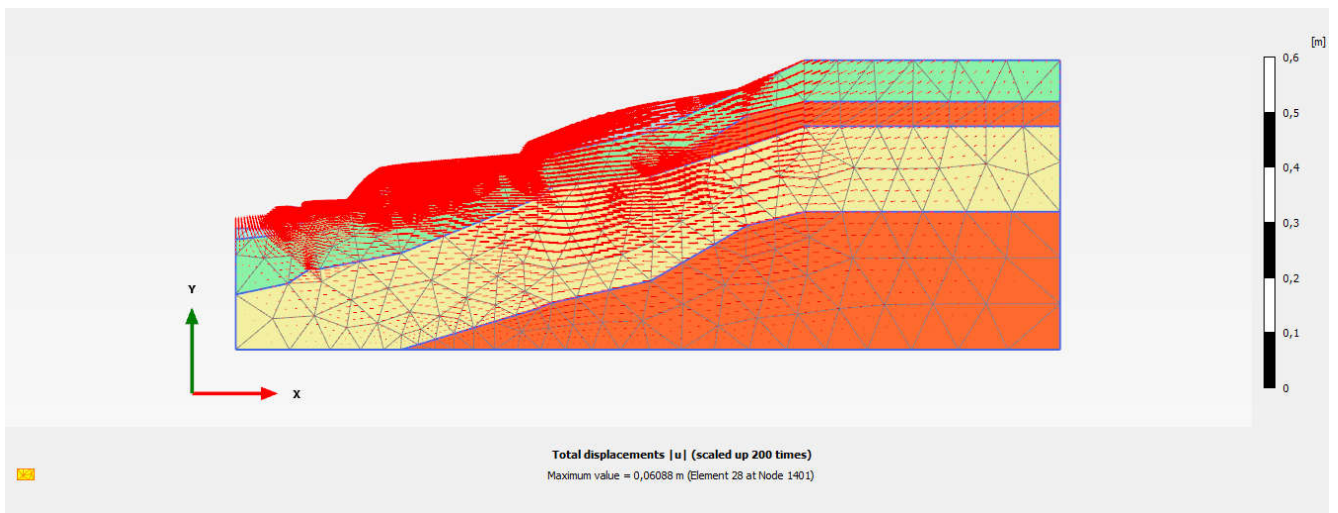


Fig.V.10. totale déplacement à la phase des terrassements

Step info				
Phase	FS terrassement [Phase_3]			
Step	Initial			
Calculation mode	Classical mode			
Step type	Safety			
Updated mesh	False			
Solver type	Picos			
Kernel type	64 bit			
Extrapolation factor	2,000			
Relative stiffness	1,196E-12			
Multipliers				
Soil weight			ΣM_{weight}	1,000
Strength reduction factor	M_{st}	0,1174E-3	ΣM_{st}	1,266
Time	Increment	0,000	End time	0,000
Staged construction				
Active proportion total area	M_{Area}	0,000	ΣM_{Area}	0,9962
Active proportion of stage	M_{Stage}	0,000	ΣM_{Stage}	0,000
Forces				
F_x	0,000 kN/m			
F_y	0,000 kN/m			
Consolidation				
Realised P Excess,Max	0,000 kN/m ²			

Fig.V.11. facteur de sécurité d'après la phase du terrassement (Fs=1.266)

Vue que la condition géologique est médiocre du notre terrain, et après cette phase qui provoque les contraintes initiales de talus on remarque que le facteur de sécurité : $FS = 1.266$ comparant par rapport aux $FS=1.51$ de la phase initial on trouve une certaine instabilité sur le talus.

Comme solution pour ces instabilités on propose la réalisation des gradins afin de minimiser le degré de la pente qui est un facteur défavorable pour la réalisation du tunnel.

3-la phase après la réalisation des gadins :

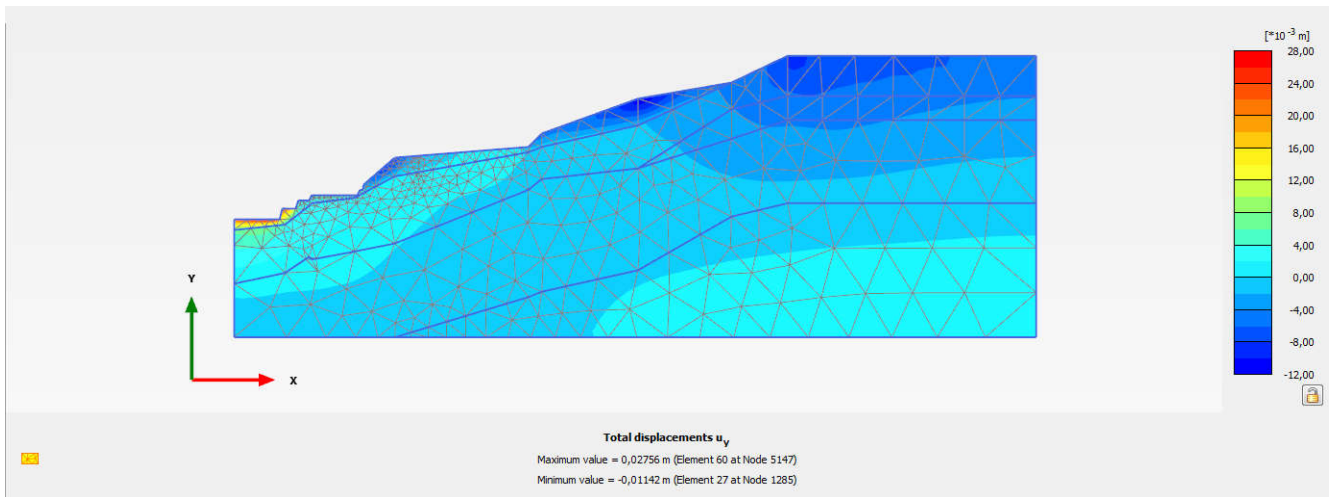


Fig. V.12. totales déplacement verticales

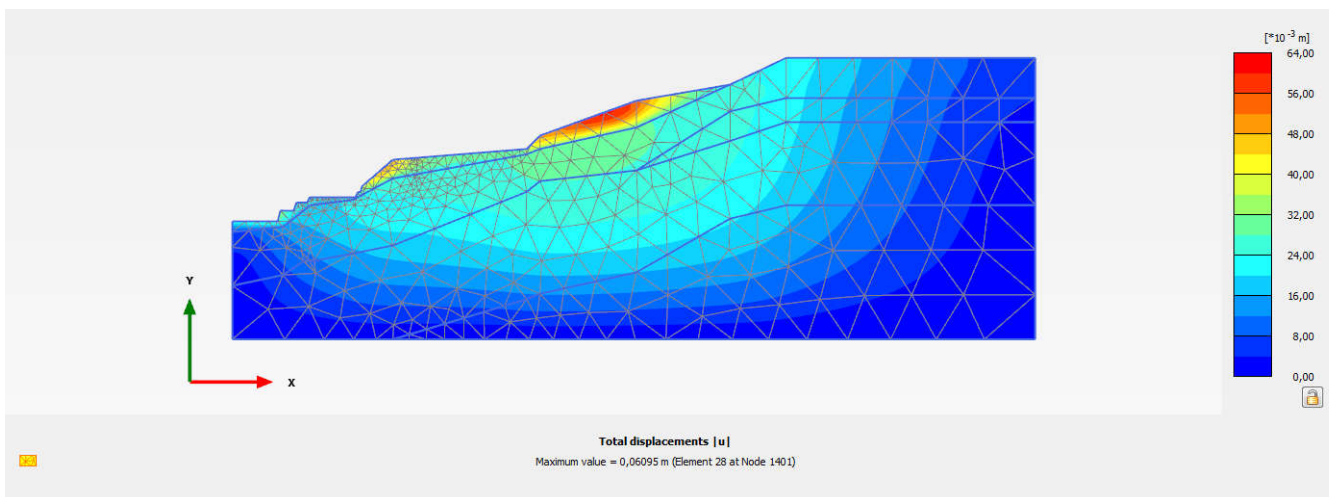


Fig.V.13. totales horizontales déplacements

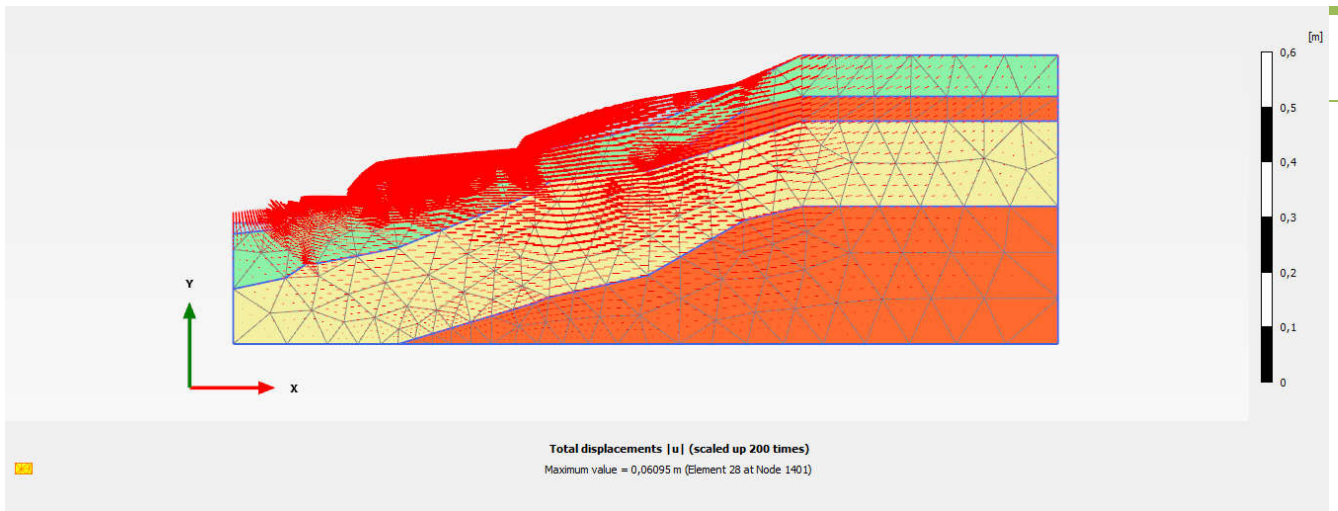


Fig.V.14. totales déplacements après la réalisation des gradins

Step info			
Phase	FS les gradins [Phase_S]		
Step	Initial		
Calculation mode	Classical mode		
Step type	Safety		
Updated mesh	False		
Solver type	Picus		
Kernel type	64 bit		
Extrapolation factor	2,000		
Relative stiffness	-0,09094E-12		
Multipliers			
Soil weight		ZM_weight	1,000
Strength reduction factor	M_{μ}	ZM_{μ}	1,366
Time	Increment	End time	0,000
Staged construction			
Active proportion total area	M_{Area}	ZM_{Area}	0,9947
Active proportion of stage	M_{Stage}	ZM_{Stage}	0,000
Forces			
F_x	0,000 kN/m		
F_y	0,000 kN/m		
Consolidation			
Realised $P_{E_{cmax}, Max}$	0,000 kN/m ²		

Fig.V.15. facteur de sécurité d'après la phase de réalisation des gradins (FS=1.366)

Le facteur de sécurité dans cette phase est FS=1.366 .ce dernier a connu certaine augmentation après la réalisation des gradins mais le résultat reste toujours inquiétant.

De cela on propose de renforcer le talus par la mise en place des clous ancrés.

A l'aide de l'outil (node de to node anchore) dans plaxis 2D on a pus d'avoir un renforcement au niveau du talus dans la zone la plus proche de la tête nord du tunnel .Les même étapes sont à suivre pour modéliser le béton projeté avec Plaxis 2D en utilisant l'outil (Node to node anchore)

Renforcement :

Béton projeté :

- Epaisseur du béton : $e_b = 15$ cm
- Résistance au cisaillement : $RC = 30$ MPa (a 28 j)
- Poids volumique : $W = 25$ KN/m³
- Coefficient de poisson : $\nu = 0.2$;
- Rigidité à la compression : $EA = 2,52 \cdot 10^4$ KN/m
- Rigidité Flexionnelle : $EI = 8,086 \cdot 10^3$ KN.m²/m

Tube en acier (tube d'injection) :

- Diamètre du tube : $\phi = 42$ mm ;
- Epaisseur du tube en acier : $e_{au} = 3,15$ mm
- La longueur scellé : $L_a = 4,65$ m
- Rigidité à la compression : $EA = 29,07 \cdot 10^4$ KN/m
- Rigidité Flexionnelle : $EI = 32,00$ KN.m²/M

4- phase après le renforcement : (clous ancrés jusqu'à la couche totalement altérée)

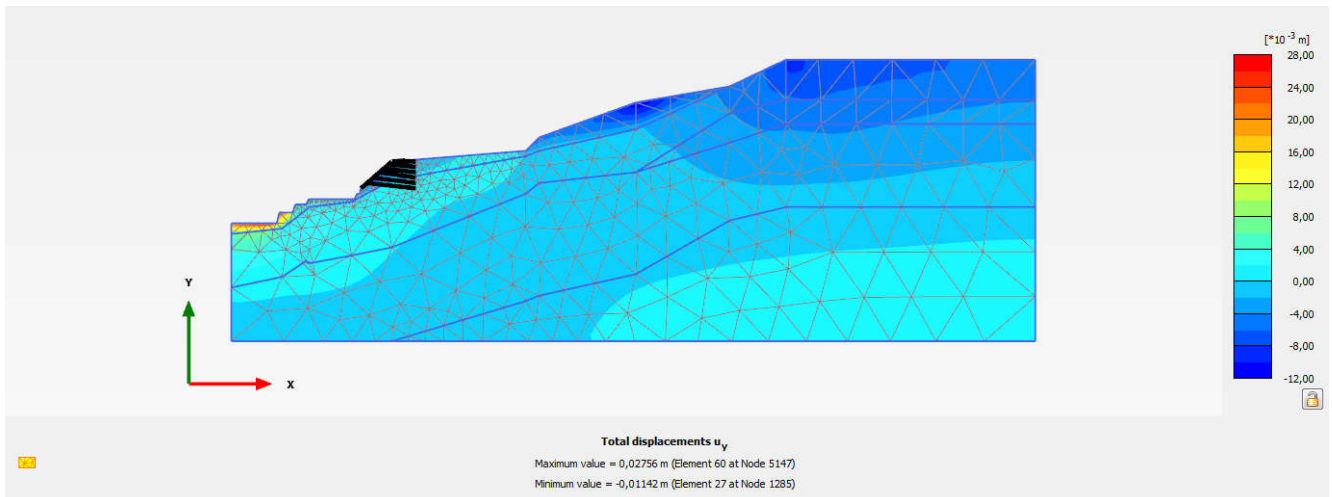


Fig.V.16. totale déplacements verticales après le renforcement

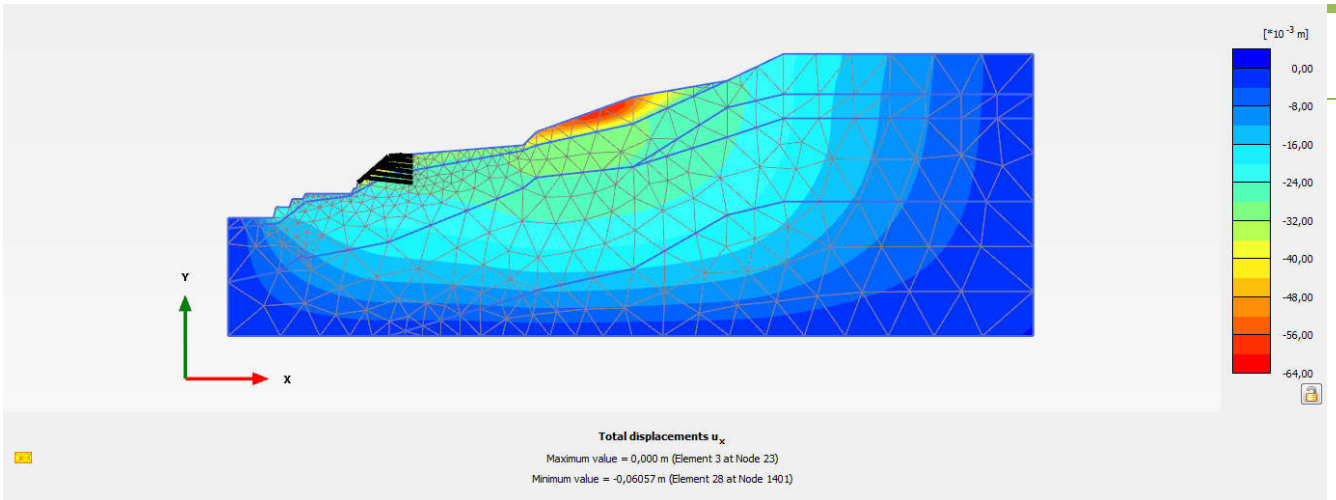


Fig.V.17. totale horizontale déplacement

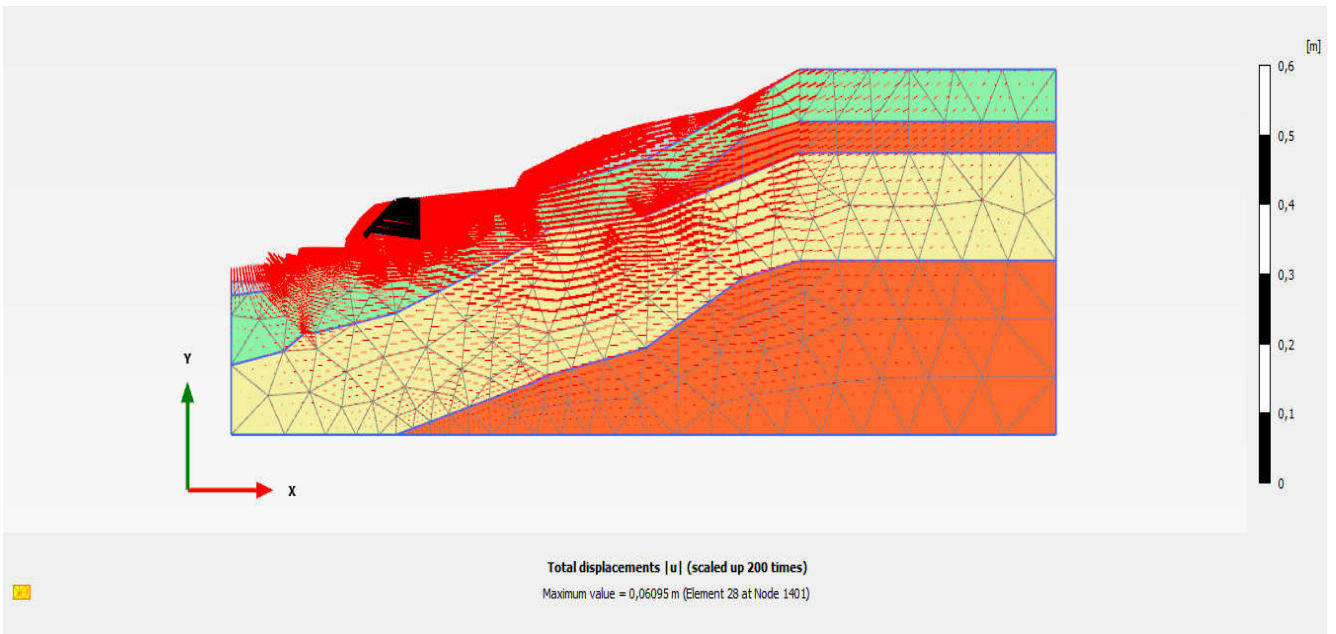


Fig.V.18. totale déplacement après le renforcement

Step info			
Phase	FS reinforcement (Phase_7)		
Step	Initial		
Calculation mode	Classical mode		
Step type	Safety		
Updated mesh	False		
Solver type	Picos		
Kernel type	64 bit		
Extrapolation factor	2,000		
Relative stiffness	-0,00461E-9		
Multipliers			
Soil weight			ΣM_{weight} 1,000
Strength reduction factor	M_{μ}	0,7634E-3	ΣM_{μ} 1,577
Time	Increment	0,000	End time 0,000
Staged construction			
Active proportion total area	M_{Area}	0,000	ΣM_{Area} 0,9947
Active proportion of stage	M_{Stage}	0,000	ΣM_{Stage} 0,000
Forces			
F_x	0,000 kN/m		
F_y	0,000 kN/m		
Consolidation			
Realised $P_{Excess,Max}$	0,000 kN/m ²		

Fig.V.19. facteur de sécurité d'après la phase de renforcement (FS=1.577)

Le facteur de sécurité dans cette phase $FS=1.577 > 1$ est plus précise il est supérieur à 1.5 d'où on peut dire que le talus est stable après ce renforcement

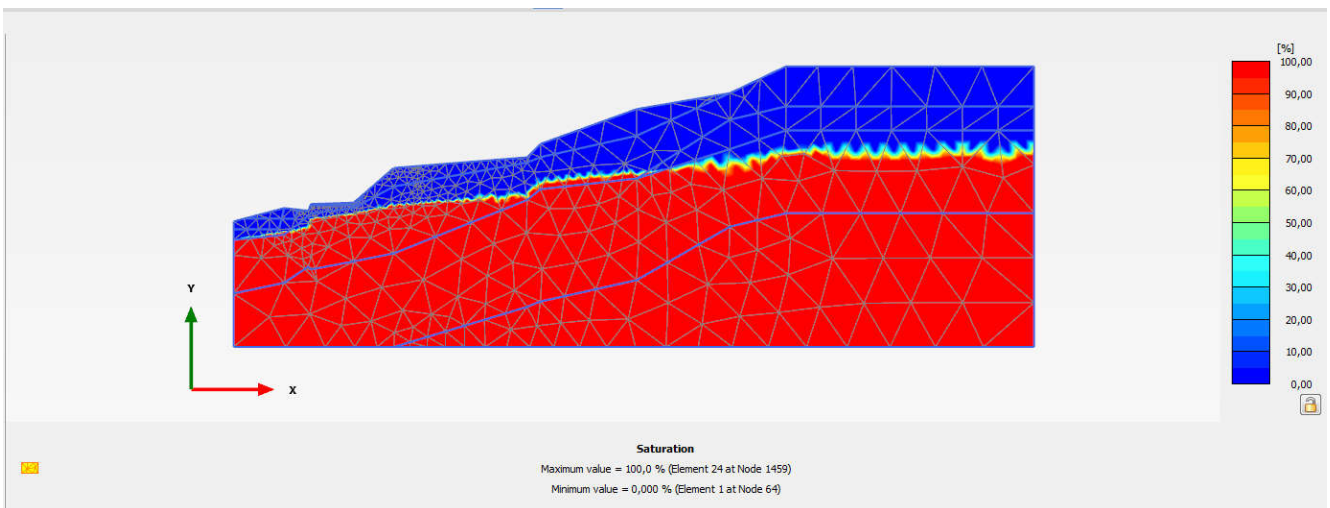


Fig.V.20. Représentatif du niveau de l'eau (degré de saturation)

D'après toujours les outils de plaxis 2D on aura avoir la courbe qui représente les facteurs de sécurité de chaque phases

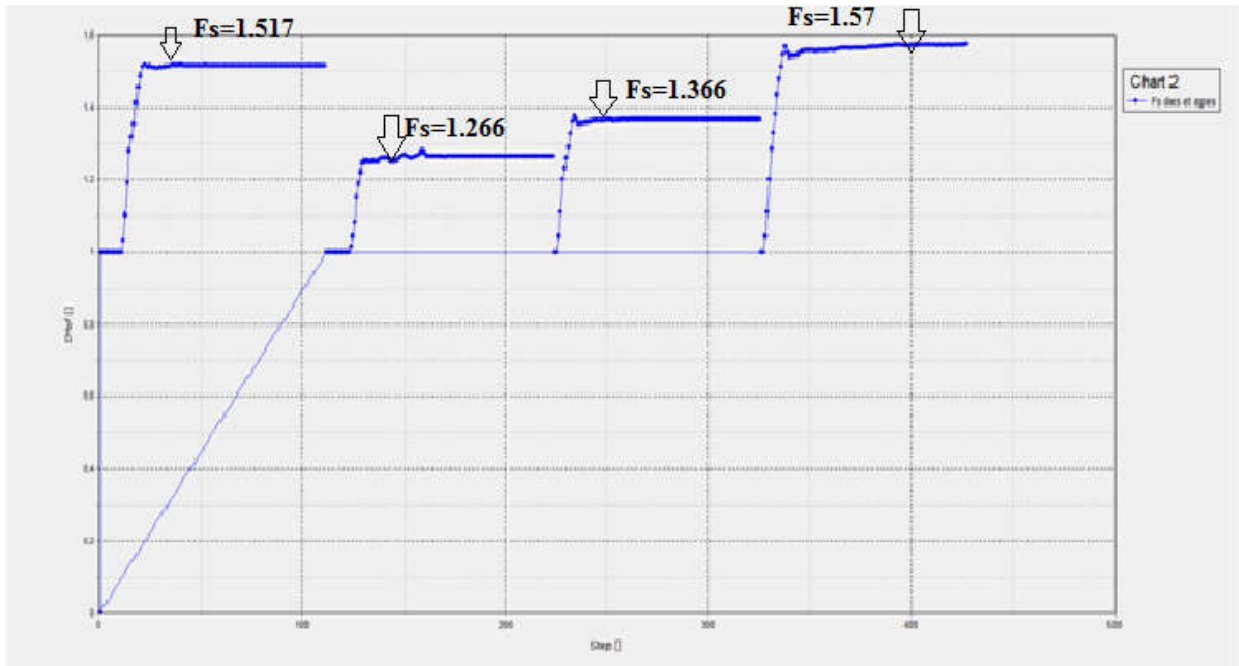


Fig.V.21 graphe représentatif d'ensemble de FS obtenus de plaxis (2D)

Remarque : Eléments considérés pour la définition d'un glissement potentiel ;

1er glissement possible : 1ere fissure principale + 1^{er} cisaillement de SN-4 (33 m env.) + mouvements de SN-2 (33 m env.) et SN-6 (34 m env.)

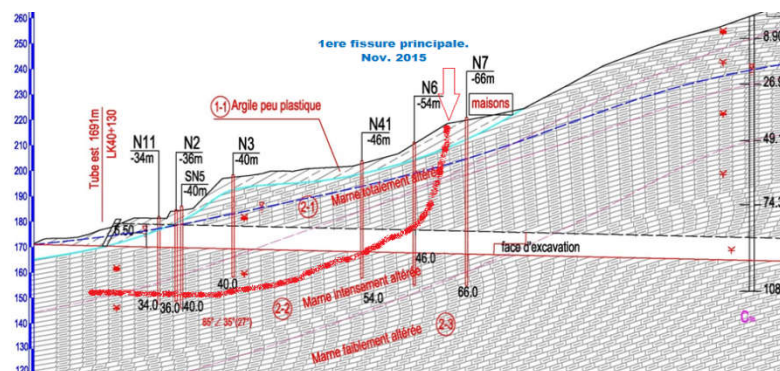


Fig.V.22.Surfaces possibles de glissement

- Interprétation : A l'issue de l'analyse approfondie et si les glissements sont, définitivement, confirmés, une solution de confortement appropriée sera établie (pieux, ancrages, butée massive, etc.). Celle-ci doit être choisie en fonction de l'ampleur du glissement et doit, aussi, tenir compte des fondations (notamment la culée sud) du viaduc projeté à l'entrée du tunnel du côté nord.

Conclusion :

Avec le logiciel Plaxis 2D nous avons calculé le coefficient de sécurité pour différentes Configuration du talus (talus naturel, talus terrassé en pied, talus avec gradins et le talus renforcé Avec des clous). Ce qui nous a confirmé l'instabilité du terrain, on constatant la complexité de la géométrie Et la condition difficile du massif (voir les précédents chapitres) donc l'obligation de la mise en place des solutions pour le renforcement du talus afin d'assurer la stabilité du tunnel.

delà confirme aussi le bon choix du type de soutènement adopté et la méthode d'excavation NATM dans ces condition afin d'assurer la stabilité à l'intérieure et à l'extérieure du tunnel.

Conclusion général

Le projet de réalisation est le tunnel de Sidi aich aux pénétrantes autoroutières reliant le port de Bejaia à l'autoroute Est-Ouest au niveau d'Ahnif. C'est l'un des projets les plus importants vus à sa complexité naturels.

L'Analyse de la stabilité du versant du portail nord est relativement complexe par les différents éléments et particularités discutés précédemment (La nature principalement argileuse et marneuse totalement et intensément altérée de la roche encaissante du tunnel. (Les aléas géologiques.)

. Il ne s'agit pas, ici, d'une analyse de stabilité classique comme celle des déblais et des remblais (profils nets et calcul de stabilité simple).

Les terrains traversés par le tracé du tunnel APD sont de qualité médiocre à mauvaise. Cela est aussi bien visible à l'affleurement que sur carottes de sondages. Les raisons de cette mauvaise qualité sont liées à la nature marnes altéré qui leur confère une faible résistance, à leur fracturation et plissement intense, hérités lors de la mise en place des nappes (par glissement).

Le présent travail concerne l'étude géotechnique pour le lot tunnel de Sidi Aich en phase de l'étude d'APD et renfermées contenus suivants:

- Conditions géologiques et caractéristiques des formations géologiques qui représentent un terrain très médiocre dans notre cas.
- Résultats de l'étude géotechnique (essais in situ, essais de laboratoire, profils de sismiques réfraction, mesure des résistivités).
- Etude de réemploi des matériaux de terrassement (issus des excavations du tunnel).
- Etude de stabilité de la tête nord du tunnel(les méthodes empiriques et les numérique d'élément fini).

Du point de vue hydrogéologique, les piézomètres ont mis en évidence une nappe au dessus de la voûte du tunnel. Ces eaux sont contenues dans les fractures de la roche, et peuvent constituer des venues d'eau importantes lors du percement du tunnel. Les travaux de tunnel favorisent, jusqu'à un certain degré, la stabilité du versant par le rabattement continu de la nappe phréatique : Diminution conséquente de la pression interstitielle et augmentation subséquente des contraintes effectives-résistance au cisaillement (Grandes galeries de drainage).

Dans la présente étude ; on a utilisé deux méthodes : recommandation RMR (Classe C (RMR<20, classe)

La méthode de l'élément fini (à l'aide de logiciel plaxis 2D) appliquée aux calculs de stabilité des talus, puisque cette méthode est la plus largement utilisée et que ses résultats sont proches à la solution

théorique, nous recommandons de percer le tunnel en utilisant la méthode de NATM avec une combinaison optimale de soutènement, et par suite la propre stabilité du terrain est obtenue.

Conclusion générale

Conclusion générale

Le projet de réalisation est le tunnel de Sidi aich aux pénétrantes autoroutières reliant le port de Bejaia à l'autoroute Est-Ouest au niveau d'Ahnif. C'est l'un des projets les plus importants vus à sa complexité naturels.

L'Analyse de la stabilité du versant du portail nord est relativement complexe par les différents éléments et particularités discutés précédemment (La nature principalement argileuse et marneuse totalement et intensément altérée de la roche encaissante du tunnel. (Les aléas géologiques.).

Il ne s'agit pas, ici, d'une analyse de stabilité classique comme celle des déblais et des remblais (profils nets et calcul de stabilité simple).

Les terrains traversés par le tracé du tunnel APD sont de qualité médiocre à mauvaise. Cela est aussi bien visible à l'affleurement que sur carottes de sondages. Les raisons de cette mauvaise qualité sont liées à la nature marnes altéré qui leur confère une faible résistance, à leur fracturation et plissement intense, hérités lors de la mise en place des nappes (par glissement).

L'étude géotechnique du tunnel de Sidi Aich permet de conclure les faits suivants :

- les conditions géologiques représentent un terrain très médiocre.
- les résultats de l'étude géotechnique (essais in situ, essais de laboratoire, profils de sismiques réfraction, mesure des résistivités) nous a permet la classification du sol.
- l'étude de stabilité de la tête nord du tunnel a été traitée par les méthodes empiriques et numériques (la méthode d'élément fini).

La présence des piézomètres a mis en évidence l'existence d'une nappe au-dessus de la voûte du tunnel. Ces eaux sont contenues dans les fractures de la roche, et peuvent faire circuler des venues d'eau importantes lors du percement du tunnel.

Le maintien de la stabilité du tunnel se fait au moyen de méthode de drainage, ce dernier permet de diminuer la pression interstitielle et augmenter la résistance aux cisaillements

La méthode de l'élément fini et l'utilisation du logiciel plaxis 2D a été appliquée aux calculs de la stabilité des talus, cette méthode est la plus largement utilisée car les résultats sont proches à la solution théorique.

Nous recommandons de percer le tunnel en utilisant la méthode de NATM avec une combinaison optimale de soutènement, et par suite la propre stabilité du terrain est obtenue.

Références bibliographiques

Tahiri A. « Modélisation des massifs rocheux fissurés par la méthode des éléments distincts ». Thèse de doctorat, Ecole nationale des ponts et chaussées, 1992.

Rapport géotechnique du tunnel de SIDI AICH (Agence Nationale des Autoroutes).

Groupement Kyongdong-Saman, (Mars 2013), « Rapport des reconnaissances géotechniques du tunnel de Sidi Aich », Document Inédit.

Groupement CRCC-SAPTA, Novembre 2013, « Rapport d'étude optimisée de la variante du Tunnel Sidi Aich. », Document Inédit.

Groupement CRCC-SAPTA, FEV. 2015, « Division des sections de soutènement et de revêtement », Document Inédit.

Z. T. Bieniawski, [1989], « Engineering Rock Mass Classification. », A WILEY-Interscience Publication.

Tesco Vizitery, 1987. Etude de régularisation de l'oued Soummam 2ème phase avant-projetdétaille, note explicative. Ingénieurs Conseils Budapest. 67p

Jamal IDRIS. Octobre 2007. Base de données Constructions -- Stabilité Faibleprofondeur Instabilité Maçonnerie Mouvements du sol et construction Ouvrages souterrains Plan d'expérience et modélisation numérique Risque Tunnels – Conception et construction Tunnels, thèse doctorat de l'INPL en Génie Civil – Géotechnique.

Bouvard-Lecoanet, G. Colombet et F. Esteulle. Paris, 1992. Ouvrages souterrains -Conception, réalisation, entretien, Presses de l'ENPC.

Oggeri C, Ova G, 2004, Quality in tunneling: ITA-AITES Working Group 16 Final reports, Tunneling and Underground Space Technology, Vol 4, pp. 239-272.

Jian ZHAO, [2008], «Rock Mechanics, Mécanique des roches, Roches et Massifs Rocheux.», 1ere Partie, EPFL –ENAC–LMR.

Michel Chalhoub, [2010], «*Massifs rocheux Homogénéisation et classification numériques.*», Edition ParisTech Les Presses.

Jean-Louis DURVILLE et Hubert HERAUD, «*Description des roches et des massifs rocheux* », Document C 352, Techniques de l'ingénieur.

Bron, 1998. CETU, *Dossier pilote des tunnels Génie Civil / Conception et Dimensionnement*, vol. 3, Ministère de l'Équipement.

Bickel et al., 2003. *Dossier pilote des tunnels génie civil section 1 -Introduction*, Ministère de l'équipement, des transports se du logement direction des routes, 1.5 B.N.2-11-084743-3, 23p

Les annexes

Annex A

Les résultats des essais effectués sur site :

SO-4

LOG DE SONDAGE										NIVEAU D'EAU A LA PREMIERE VUE		13,80 m	
DESIGNATION DES TRAVAUX: TUNNEL										NIVEAU D'EAU STABLE		14,00 m	
Sondage N°		SO-42		POSITION DE SONDAGE				LK40+145,00 G 8,00m		PROFONDEUR DE SONDAGE		35,00	
COTE DE TERRAIN		183,37		METHODE DE SONDAGE		FORAGE A SEC		COORDONNEES DE SONDAGE		E		652051,52	
COTE DE SONDAGE		183,37		TYPE DE LA SONDEUSE		XY-1B		N		4052522,27		DATE DE DEBUT	
												2013-8-17	
												DATE DE FIN	
												2013-8-24	
N° DE LA COUCHE	SYMBOLE	PRO	COTE DE LA COUCHE	LOG ECHELLE	DESCRIPTION GEOLOGIQUE				PENETROMETRE DYNAMIQUE N _{60,5} PROFONDEUR	N° DE ECHANTILLON	RECUPERATION (RQD)		
				1:200 183,37							%		
											20 40 60 80		
1-1	Ap	6,50	178,87		Argile peu plastique: brunâtre et rougeâtre, inhomogène, avec des graviers anguleux, raide ~dur, humide.				N°= 9,14 3,00-3,20	1 1,80-2,00			
									N°= 12,17 5,50-5,70	2 3,70-3,90			
2-1	Ma	28,20	155,17		Marna: jaune-brune, totalement altérée, fortement concassée, présentée par la forme du sol avec des graviers, roche molle, le carottage peut être cassé par la main, facilement fragile par battage, il s'amollit facilement à l'eau. il existe localement le roche fortement altéré.				N°= 16,20 9,50-9,70 N°= 19,21 11,00-11,20 N°= 11,26 13,40-13,60 N°= 12,15 15,40-15,60 N°= 15,17 17,00-17,20 N°= 16,15 20,00-20,20 N°= 21,27 23,00-23,20 N°= 23,26 25,20-25,40				
2-2	Ma	35,00	148,37		Marna: livide, fortement altérée, fortement concassée, présentée par la forme de gravier anguleux avec des cailloux, roche molle, le carottage peut être cassé par la main, facilement fragile par battage.				N°= 31,50Refus 28,60-28,78 N°=34,50Refus 32,00-32,17				

SPECIALITE	N°	INDICE	DESSIN NO.	COLONNE DE SONDAGES ET DE PUIITS	ELABORE PAR:	Zhao.Y.C	ECHELLE:
TUNNEL	2-1	A	5,19,3,1,6	钻孔和挖探柱状图	VERIFIE PAR:	Chao.X.Y	DATE: 04/2015



Sondage N°: SO-42 Argile peu plastique 0-6.5m



Sondage N°: SO-42 Marnes totalement altérées 6.5-10.0m



Sondage N°: SO-42 Marnes totalement altérées 10.0-15.0m



Sondage N°: SO-42 Marnes totalement altérées 15.0-20.0m



Sondage N°: SO-42 Marnes totalement altérées 20.0-28.2m



Sondage N°: SO-42 Marnes intensément altérées 30.0-35.0m



Sondage N°: SO-42 Marnes intensément altérées 28.2-30.0m

LOG DE SONDAGE											
DESIGNATION DES TRAVAUX: TUNNEL								NIVEAU D'EAU A LA PREMIERE VUE		15.50	m
								NIVEAU D'EAU STABLE		16.00	m
Sondage N°		SO-38		POSITION DE SONDAGE		FK40+135.00 D 8.00m		PROFONDEUR DE SONDAGE		35.00 m	
COTE DE TERRAIN		170.82 m		METHODE DE SONDAGE		FORAGE A SEC		COORDONNEES DE SONDAGE		E 652017.49 N 4052548.03	
COTE DE SONDAGE		170.82 m		TYPE DE LA SONDEUSE		XY-1B		DATE DE DEBUT		2013-8-28	
								DATE DE FIN		2013-9-1	
N° DE LA COUCHE	SYMBOLE	PROFONDEUR	COTE DE LA COUCHE	LOG ECHELLE 1200	DESCRIPTION GEOLOGIQUE	PENETROMETRE DYNAMIQUE N 63.5 PROFONDEUR	PENETROMETRE DYNAMIQUE N 63.5 NORMALE	N° DE ECHANTILLON m	RECUPERATION (ROD) %		
①-1	Ap	2.10	168.72	▽ 170.82	Argile peu plastique: rouge clair, dure, la teneur en brèche est de 15%.			1 1.00-1.20			
②-1	Ma	23.30	147.82	[Diagramme géologique]	Mame: jaune-brune, totalement altérée, fortement concassée, présentée par la forme du sol avec des graviers, roche molle, le carottage peut être cassé par la main, facilement fragile par battage, il s'amollit facilement à l'eau. Il existe localement le roche fortement altéré.	N°=7,14 3.00-3.20					
						N°=19,21 6.50-6.70					
						N°=23,29 9.50-9.70					
						N°=22,29 12.50-12.70					
						N°=19,25 15.50-15.70					
②-2	Ma	35.00	135.82	[Diagramme géologique]	Mame: livide, fortement altérée, fortement concassée, présentée par la forme de gravier anguleux avec des cailloux, roche molle, le carottage peut être cassé par la main, le carottage peut être cassé par la main, facilement fragile par battage.	N°=38,50 24.00-24.16					
						N°=15,17 28.00-28.20					
						N°=22,29 32.00-32.20					

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DES TRAVAUX PUBLICS
AGENCE NATIONALE DES AUTOPUTES



LIAISON AUTOTOUTIERE RELIANT LE PORT DE BEJAIA
A L'AUTOROUTE EST-OUEST AU NIVEAU D'AHNIF SUR 100KM

DOSSIER NIVEAU ETU



Sondage N°: SO-38 Argile peu plastique 0-2.1m



Sondage N°: SO-38 Mame totalement altérée 10.0-15.0m



Sondage N°: SO-38 Mame totalement altérée 5.0-10.0m



Sondage N°: SO-38 Mame totalement altérée 15.0-20.0m



Sondage N°: SO-38 Marne totalement altérée 20.0-23.0m



Sondage N°: SO-38 Marne intensesment altérée 30.0-35.0m



Sondage N°: SO-38 Marne intensesment altérée 25.0-30.0m

TSO-1

LOG DE PUIS									
DESIGNATION DES TRAVAUX: TUNNEL							NIVEAU D'EAU A LA PREMIERE VUE		m
PUITS N°		TSO-1		POSITION DE PUIS		LK40+192,00 G 24,50m		PROFONDEUR DE PUIS	7,00 m
COTE DE TERRAIN		193,00 m		MODE D'EXECUTION		EXCAVATION PAR ENGIN	COORDONNEES DE PUIS	E 652058,10	DATE DE DEBUT 2014-1-24
COTE DE SONDAJE		193,00 m					N 4052502,25		DATE DE FIN 2014-1-24
N° DE LA COUCHE	SYMBOLE	PROFONDEUR	COTE DE LA COUCHE	LOG ECHELLE	DESCRIPTION GEOLOGIQUE				N° DE ECHANTILLON
1	Ap	1,20	191,80		Argile peu plastique; jaune brunâtre, dure, la teneur en grave est de 15%, la couche superficielle est intercalée avec des racines de plante, les parois de puits sont stables.				1 0.50-0.70
2	Ma	7,00	186,00		Marne: de rouille jaune à jaune gris, la composition principale est en minéraux argileux et calcite, complètement altéré en forme de sol intercalé avec des brèches, les parois de puits sont stables.				2 3.00-3.20
									3 5.00-5.20
									4 6.60-6.80

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE MINISTRE DES TRAVAUX PUBLICS AGENCE NATIONALE DES AUTOROUTES	 中国铁建 GROUPEMENT CRCC-SAPTA	LIAISON AUTOTOUTIERE RELIANT LE PORT DE BEJAJA A L'AUTOROUTE EST-OUEST AU NIVEAU D'AHNIF SUR 100KM	DOSSIER EXE-5-19	NIVEAU ETUDE EXE
--	-----------------------------------	---	---------------------	---------------------

TSO-2

2/11

LOG DE SONDAGE										
DESIGNATION DES TRAVAUX: TUNNEL					NIVEAU D'EAU A LA PREMIERE VUE		14.00 m			
Sondage N°		TSO-2		POSITION DE SONDAGE		PK40+200.00 G 15.2m		NIVEAU D'EAU STABLE		13.30 m
COTE DE TERRAIN		197.00 m		METHODE DE SONDAGE		RECIRCULAIN SANS POMPE		DATE DE DEBUT		2013-12-31
COTE DE SONDAGE		197.00 m		TYPE DE LA SONDEUSE		XY-18		DATE DE FIN		2014-1-5
N° DE LA COUCHE	SYMBOLE	PROFONDEUR	COTE DE LA COUCHE	LOG ECHELLE 1:250	DESCRIPTION GEOLOGIQUE	PENETROMETRE DYNAMIQUE N 63.5		N° DE ECHANTILLON	RECUPERATION (RQD) %	
						PROFONDEUR	PENETROMETRE DYNAMIQUE N 63.5 NORMALE			
(1-1)	Ap	4.60	192.40	▽ 197.00	Argile peu plastique: brunâtre et rougeâtre, inhomogène, avec des graviers anguleux, raide ~dur, humide ; avec des graviers anguleux au fond, densité moyenne.	N°= 3,4 2.00-2.20	1 1.00-1.45 2 3.10-3.25			
(2-1)	Ma	28.80			Marne: gris-jaunâtre, totalement altérée, fortement concassée, présentée par la forme du sol avec des graviers, roche molle, le carottage peut être cassé par la main, facilement fragile par battage, il s'amoitit facilement à l'eau. Il existe localement le roche fortement altéré.	N°= 4,8 5.00-5.20 N°= 5,7 8.10-8.30 N°= 7,10 10.10-10.30 N°= 11,12 13.40-13.60 N°= 9,13 16.30-16.50 N°= 11,14 19.80-20.00 N°= 10,16 24.10-24.30				
(2-2)	Ma	38.10	158.90		Marne: livide, gris-jaunâtre, fortement altérée, fortement concassée, présentée par la forme de gravier anguleux avec des cailloux, roche molle, le carottage peut être cassé par la main, facilement fragile par battage, il s'amoitit facilement à l'eau. Il existe localement le roche fortement altéré. Il existe un peu de fragment de grès et de quartz altéré clastique.	N°= 50Refus 28.78-28.80 N°= 50Refus 33.52-33.60				

LOCALISATION	SPECIALITE	N°	INDICE	DESSIN NO.	COLONNE DE SONDAGES ET DE PUIIS	ELABORE PAR:	Zhao Y.C	ECHELLE:
SECTION 2	TUNNEL	2-1	A	5.19.3.1.6	钻孔和挖探柱状图	VERIFIE PAR:	Chao.XY	DATE: 04/2015



Sondage N°: TSO-2 Mame totalement altérée 18.0-23.0m



Sondage N°: TSO-2 Mame intensément altérée 28.6-33.0m



Sondage N°: TSO-2 Mame totalement altérée 23.0-28.6m



Sondage N°: TSO-2 Mame intensément altérée 33.0-38.1m

TSO-7

LOG DE SONDAGE

DESIGNATION DES TRAVAUX: TUNNEL										NIVEAU D'EAU A LA PREMIERE VUE	
										NIVEAU D'EAU STABLE	
Sondage N°										PROFONDEUR DE SONDAGE	
COTE DE TERRAIN										DATE DE DEBUT	
COTE DE SONDAGE										DATE DE FIN	
N° DE LA COUCHE	SYMBOLE	PROFONDEUR	COTE DE LA COUCHE	LOG ECHELLE 1:350	DESCRIPTION GEOLOGIQUE	PENETROMETRE DYNAMIQUE N° 83.5 PROFONDEUR	PENETROMETRE DYNAMIQUE N° 83.5 NORMALE	N° DE ECHANTILLON	RECUPERATION (ROD) %		
2-1	Ma	8.90	251.95		Mame: totalement altérée, grise claire intercalée rouge brune, la composition principale est en minéral argileux et calcite, agglutination argileux, les diaclases sont bien développées, carotte en forme fragmentaire et en sol						
2-3	Ma	26.90	233.95		Mame: faiblement altérée, jaune grisâtre intercalée grise foncée, la composition principale est en minéral argileux et calcite, agglutination argileux, formation stratifiée, les trous et vides de dissolution sont constatés. La carotte est en forme de cylindre court et en bloc, la longueur de segment est principalement de 10-15cm.						
2-2	Ma	49.10	211.75		Mame: fortement altérée, grise foncée, la composition principale est en minéral argileux et calcite, agglutination argileux, fragmentation mécanique grave, carotte en forme fragmentaire, dont la petite quantité est en forme de sol.						
2-3	Ma										

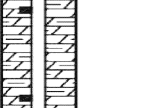
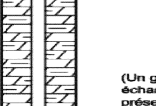
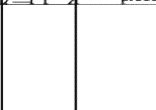
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 MINISTERE DES TRAVAUX PUBLICS
 AGENCE NATIONALE DES AUTOROUTES



LIAISON AUTOTOUTIERE RELIANT LE PORT DE BEJAIA
 A L'AUTOROUTE EST-OUEST AU NIVEAU D'AHNIF SUR 100KM

DOSSIER	NIVEAU ETUDE	EMETTEUR
EXE-5-19	EXE	FHCC1

LOG DE SONDAGE

DESIGNATION DES TRAVAUX: TUNNEL		POSITION DE SONDAGE		Lk40+400.00 D 22.00m		NIVEAU D'EAU A LA PREMIERE VUE		22.30 m	
Sondage N°		TSO-7		METHODE DE SONDAGE		CIRCULATION NORMALE		PROFONDEUR DE SONDAGE	
COTE DE TERRAIN		280.85 m		TYPE DE LA SONDEUSE		XY-1B		DATE DE DEBUT	
COTE DE SONDAGE		280.85 m		COORDONNEES DE SONDAGE		E 651944.85		DATE DE FIN	
N° DE LA COUCHE		SYMBOLE		PROFONDEUR		COTE DE LA COUCHE		LOG ECHELLE 1:500	
								DESCRIPTION GEOLOGIQUE	
								PENETROMETRE DYNAMIQUE N° 83.5	
								PROFONDEUR PENETROMETRE DYNAMIQUE N° 83.5 NORMALE	
								N° DE ECHANTILLON	
								RECUPERATION (RQD) %	
								20 40 60 80	
(2-3)	Ma	74.30	186.55			<p>Marne: faiblement altérée, grise foncé, la composition principale est en minéral argileux et calcite, remplissage visible des veines des calcites localement, agglutination argileuse, formation stratifiée, carotte en forme fragmentaire, la petite quantité est en forme de cylindre court.</p>		1 71.40-84.20	
(2-3)	Ma	108.30	152.55			<p>Marne: faiblement altérée, grise foncé, la composition principale est en minéral argileux et calcite, remplissage visible des veines des calcites, la diaclase est développée, fragmentation grave par excavation mécanique, agglutination argileuse, formation stratifiée, carotte en forme fragmentaire et de cylindre court.</p>		2 88.10-95.50	
		108.30	152.55			<p>(Un groupe de deux tubes en échantillon d'eau souterraine dans le présent forage)</p>		3 96.60-102.90	

SPECIALITE	N°	INDICE	DESSIN NO.	COLONNE DE SONDAGES ET DE PUIES	ELABORE PAR: Zhao.Y.C	ECHELLE:
TUNNEL	2-1	A	5.19.3.1.6	钻孔和挖探柱状图	VERIFIE PAR: Zhao.J.Y	DATE: 04/2016



Sondage N°: TSO-7 Marne totalement altérée 0-5.0m



Sondage N°: TSO-7 Marne faiblement altérée 8.9-17.0m



Sondage N°: TSO-7 Marne faiblement altérée 5.0-8.9m



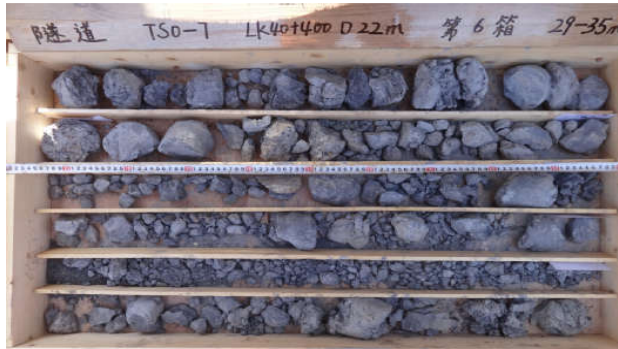
Sondage N°: TSO-7 Marne faiblement altérée 17.0-23.0m



Sondage N°: TSO-7 Mame faiblement altérée 23.0-26.9m



Sondage N°: TSO-7 Mame intensement altérée 35.0-41.0m



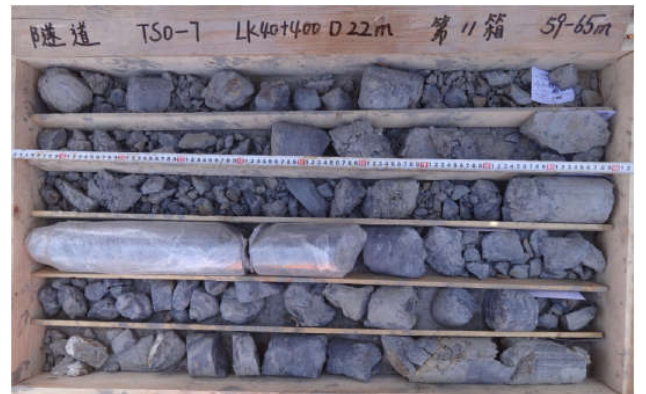
Sondage N°: TSO-7 Mame intensement altérée 26.9-35.0m



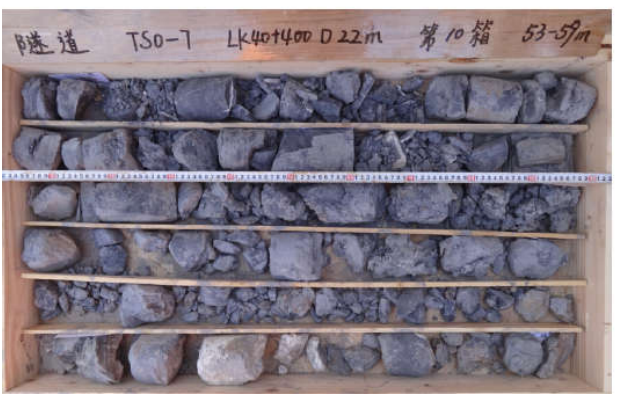
Sondage N°: TSO-7 Mame intensement altérée 41.0-49.1m



Sondage N°: TSO-7 Mame faiblement altérée 49.1-53.0m



Sondage N°: TSO-7 Mame faiblement altérée 59.0-65.0m



Sondage N°: TSO-7 Mame faiblement altérée 53.0-59.0m



Sondage N°: TSO-7 Mame faiblement altérée 65.0-71.0m



Sondage N°: TSO-7 Mame faiblement altérée 71.0-77.0m



Sondage N°: TSO-7 Mame faiblement altérée 83.0-89.0m



Sondage N°: TSO-7 Mame faiblement altérée 77.0-83.0m



Sondage N°: TSO-7 Mame faiblement altérée 89.0-95.0m

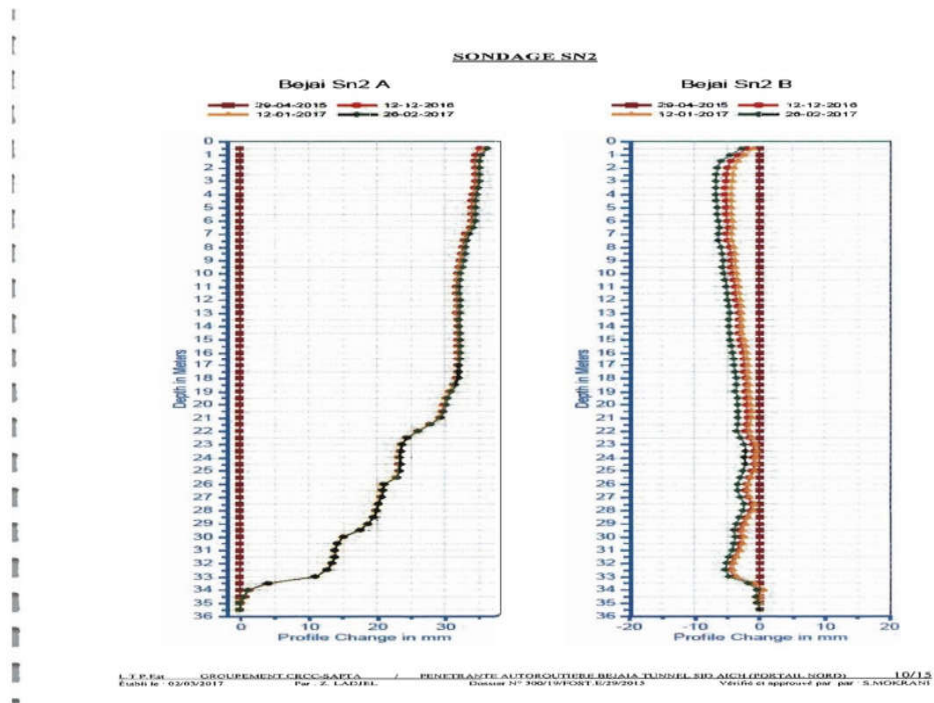
Les lecture inclinometrique



Fig. inclinometres installés au de niveau du tunnel



Fig. Exemple de relevé inclinométrique



Sondage SN-2
SN-2 mouvement à environ 33 m

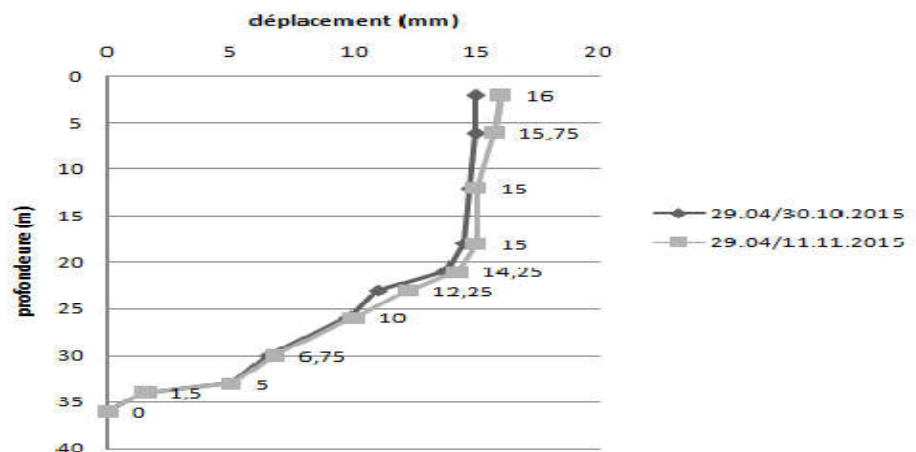


Figure. Mesures inclinométriques de la sonde 2 entre le [29.04 et 11.11.2015]

Tableau : Résultats de la prospection géophysique

N° couche	Symbole lithologique	Description	Vp (m/s)	Vs (m/s)	ρ (Ωm)
①	Ar	Revêtement entassé complètement altéré	<1000	350	5~20
②	Ma	Bedrock complètement altéré	1200 < Vp < 1700	730	10~30
③	Ma	Marne fracturée altérée	1700 < Vp < 2500	820	30~90

Ar : argile

Ma : marne

Annexe II

Les méthodes de classification des massifs rocheux

Les méthodes empiriques actuellement les plus utilisées, à savoir celles de :

- L'AFTES
- Z. BIENIAWSKI
- N. BARTON.

Pour classer le rocher, il faut définir un certain nombre de paramètres quantifiables qui puissent recouvrir toutes les qualités de rocher : Le paramètre le plus utilisé est le R.Q.D

1. ROCK QUALITY DESIGNATION (R.Q.D): le R.Q.D. fut proposé par D. DEERE en 1964. Il est déterminé à partir d'observations faites sur les échantillons prélevés dans un sondage carotté.

$RQD = (100 \times \text{longueur totale des morceaux} > 10\text{cm}) / (\text{longueur de la passe de carottage})$

Tableau : Classification du rocher en fonction du R.Q.D.

R.Q.D	Désignation
00... 25	Très médiocre
25... 50	Médiocre
50 - 75	Moyen
75... 90	Bon
90... 100	Excellent

RECOMMANDATIONS DE L'AFTES

Comportement mécanique	Pied de soutènement	Béton préfab	Boulons				Cintres		Voussoirs		Tubes préfab	Bouclier ou pousse tube	Procédés spéciaux			
			à ancrage ponctuel	à ancrage rigide	barres liées	lourds	légers rousés	plaques métal assemblées	béton	injection			air comprimé	compaction		
R1	•		•													
R2a	•		•													
R2b		•	•	•												
R3a		•	•	•												
R3b		•	•													
R4	×	•	×													
R5a	×	•	×													
R5b	×	•	×													
R6a	×	×	×	×	×											
R6b	×	×	×	×	×											

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

Fig. un exemple de l'analyse de l'emploi de différents soutènements en fonction de ces Catégories d'après l'AFTES (groupe de travail N° 7)

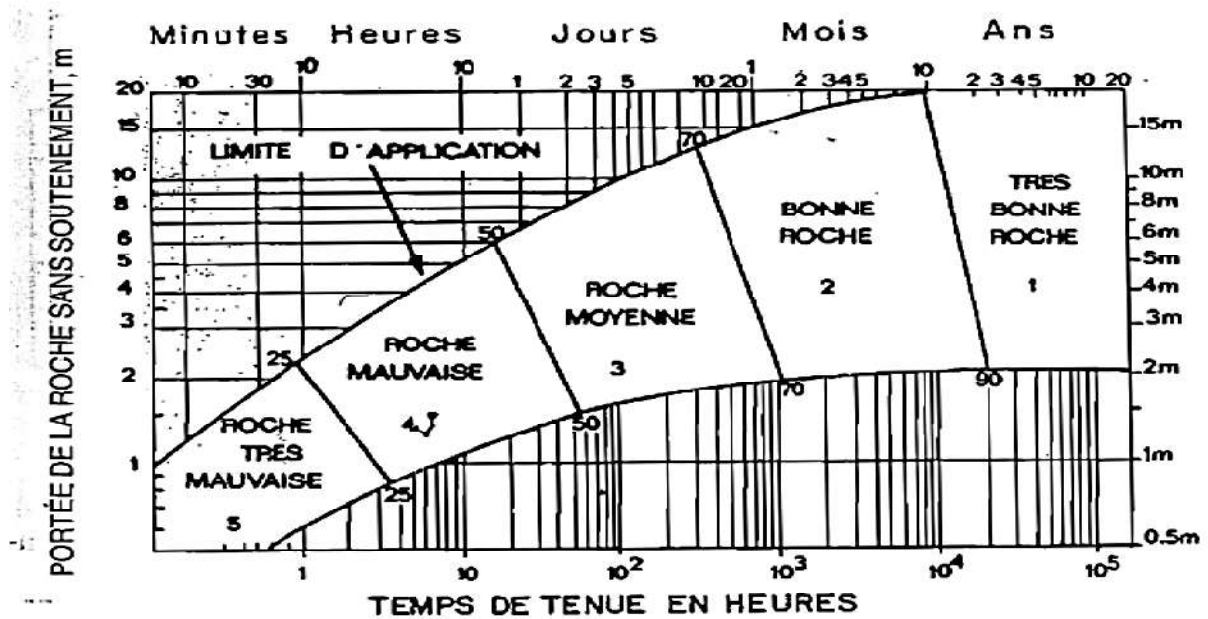


Fig. Classification de Z. Bieniawski ; tenue de l'excavation selon la classe de rocher.

Tableau : Classification A.F. T.E.S. selon la résistance à la compression simple

Class	Résistance Rc en MPa	Description
R 1	> 200	Résistance très élevée
R 2	200 à 60	Résistance élevée
R 3	60 à 20	Résistance moyenne
R 4	20 à 6	Résistance faible
R 5	<6	Résistance très faible

TABLEAU : Classification A.F.T.E.S. selon le module de déformabilité

Classe	Module $E(t)$ en MPa	Description
DM 1	> 30 000	Très faible déformabilité
DM 2	30 000 à 10 000	Faible déformabilité
DM 3	10 000 à 3 000	Moyenne déformabilité
DM 4	3 000 à 1 000	Forte déformabilité
DM 5	< 1 000	Très forte déformabilité

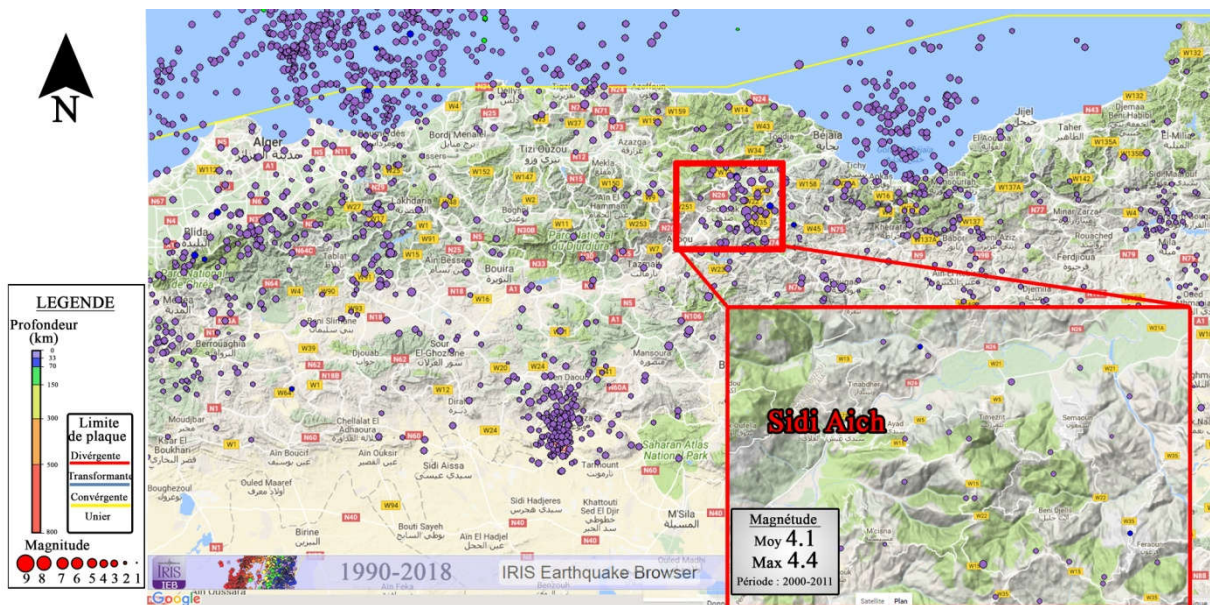


Fig. sismicité de Sidi aich

Tableau : Paramètres de RMR, notes et classification correspondante (Bieniawski Z.T., 1989)

Classification parameters		>250	100-250	50-100	25-50	5-25	<1
1	Strength of intact rock material (IS) (MPa) Rating	15	12	7	4	2	0
2	RQD (%) Rating	90-100	75-90	50-75	25-50	<25	
3	Spacing of discontinuities (m) Rating	>2	0.6-2	0.2-0.6	0.05-0.2	<0.05	
4	Condition of discontinuities	Very rough surfaces, not continuous, no separation or weathered rock	Slightly rough surfaces, separation <1mm, slightly weathered walls	Slightly rough surfaces, separation <1mm, highly weathered walls	Slickensided surfaces or gouge <5mm thick or separation 1-5mm continuous	Slickensided surfaces or gouge >5mm thick or separation >5mm continuous	
5	Groundwater inflow per 10m tunnel length (l/min) ^a Rating	None	<10	10-25	25-75	>75	
	Rock mass condition	Dry	Damp	Wet	Dripping	Flowing	
Rating adjustment for discontinuity orientation							
Discontinuity orientation	Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very unfavourable		
Rating	0	-2	-5	-10	-12		
Tunnels and mines	0	-2	-7	-15	-25		
Foundations	0	-5	-25	-50	-60		
Slopes	0	-5	-25	-50	-60		
Rock mass classes and meaning determined from total ratings							
Rating	100-81	80-61	60-41	40-21	20-0		
Class	I	II	III	IV	V		
Description	Very good	Good	Fair	Poor	Very poor		
Average span - volume	20m for 15m span	1m for 10m span	1m for 5m span	10m for 2.5m span	30m for 1m span		
Rock mass cohesion (c) (kPa)	>400	300-400	200-300	100-200	<100		
Rock mass angle of internal friction (φ) (deg)	>45	35-45	25-35	15-25	<15		

^a Groundwater should be assessed on either inflow or on the general condition. ^b Ratio is the ratio of the water pressure in the discontinuities to the major principal stress.

Tableau : recommandation d'avant

Tableau I.2 : Recommandations d'avant-projet sommaire du soutènement d'après Z. Bieniawski (tunnels de 5 à 12 m de portée, excavés à l'explosif)

Classé de la roche	TYPE DE SOUTÈNEMENT						
	BOULONS D'ANCRAGE (1)		BETON PROJETÉ			CINTRES METALLIQUES	
	Espace-ment	Complément d'ancrage	Voûte	Piédroits	Complément de soutènement	Type	Espace-ment
1	GÉNÉRALEMENT PAS NECESSAIRE						
2	1,5-2,0 m	Occasionnellement treillis soudé en voûte	50 mm	néant	néant	non rentable	
3	1,0-1,5 m	treillis soudé + 30 mm de béton projeté en voûte si nécessaire	100 mm	50 mm	occasionnellement treillis et boulons si nécessaire	cintres légers	1,5-2,0 m
4	0,5-1,0 m	treillis soudé + 30-50 mm de béton projeté en voûte et en piédroits	150 mm	100 mm	treillis soudé et boulons de 1,5 à 3 m d'espace-ment	Cintres moyens + 50 mm de béton projeté	0,7-1,5m
5	Non recommandé		200 mm	150 mm	treillis soudé boulons et cintres légers	Immédiatement 80 mm de béton projeté puis cintres lourds à l'avancement	0,7 m

(1) diamètre des boulons : 25mm, longueur : 1/2 diamètre du tunnel, scellement réparti à la résine

Annexe c

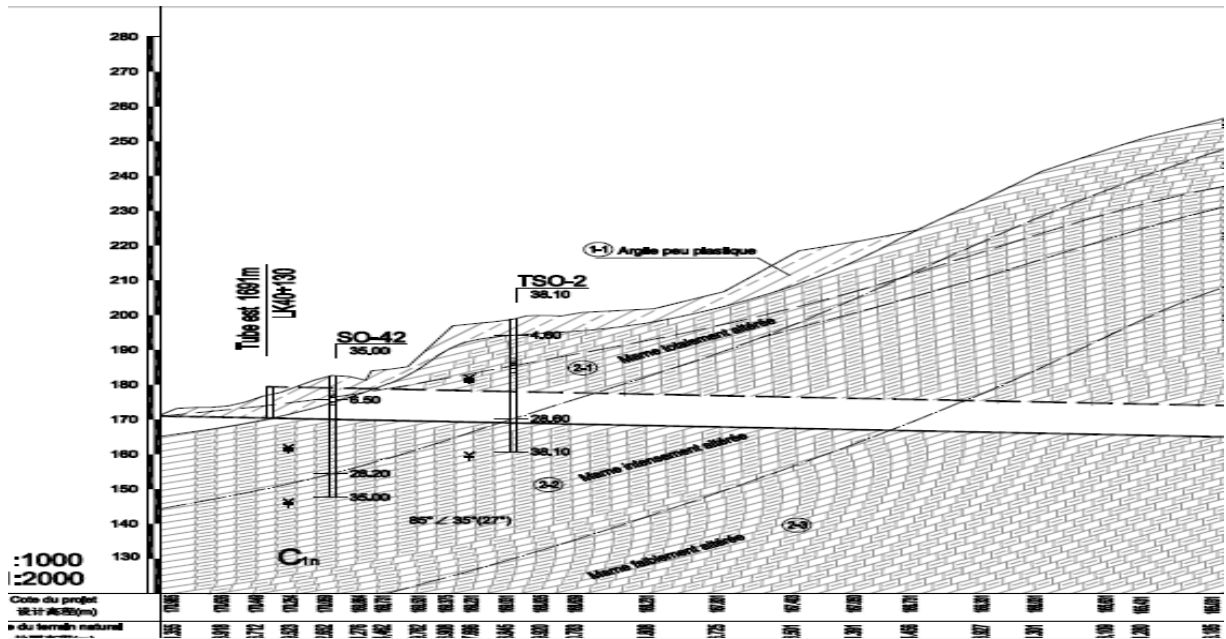


Fig. coupe géologique longitudinale de tête nord (cas d'étude)


PK 序号	LK40+100	+119.309	+129.082	+138.851	+148.615	+158.375	+165	+175	+182.800	+190	+209.800	+219.800	+240	+260	+281.400	+299.063	+315	+335	+350
Evaluation géotechnique 工程地质概况																			
Notes pendant l'exécution 施工注意事项																			
Eau souterraine 地下水																			
Prospection géophysique 工程物探																			
Indice de RMR RMR指标																			
Classement de terrain 围岩分級																			
Type de soutènement 支护类型																			
Type de revêtement 衬砌类型																			
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE MINISTERE DES TRAVAUX PUBLICS AGENCE NATIONALE DES AUTOROUTES		 中国铁建 GROUPEMENT CRCC-SAPTA		LIAISON AUTOTOUTIERE RELIANT LE PORT DE BEJAIA A L'AUTOROUTE EST-OUEST AU NIVEAU D'AHNIF SUR 100KM															

Fig.évaluation géotechnique de la zone d'étude



Fig. Début des travaux au niveau de La tête nord du tunnel de Sidi-Aich.



Fig. les deux tubes du tunnel de Sidi aich (au niveau de la tête nord)



Fig. l'avancement des travaux dans le tunnel.

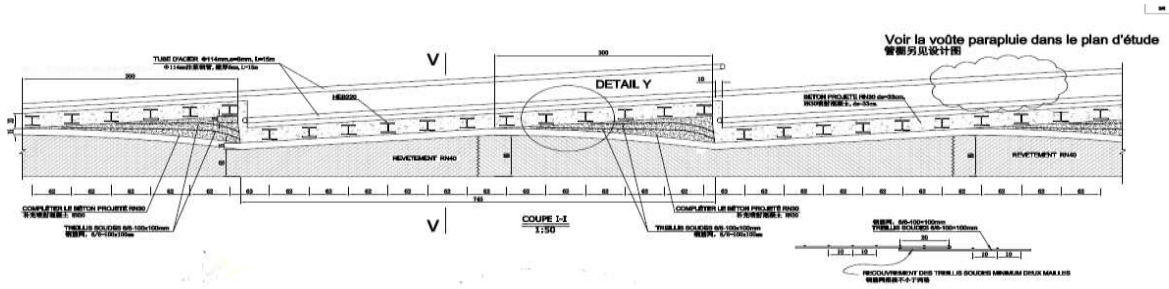


Fig. système de renforcement (la voûte parapluie dans le plan d'étude)
Soutènement type V1

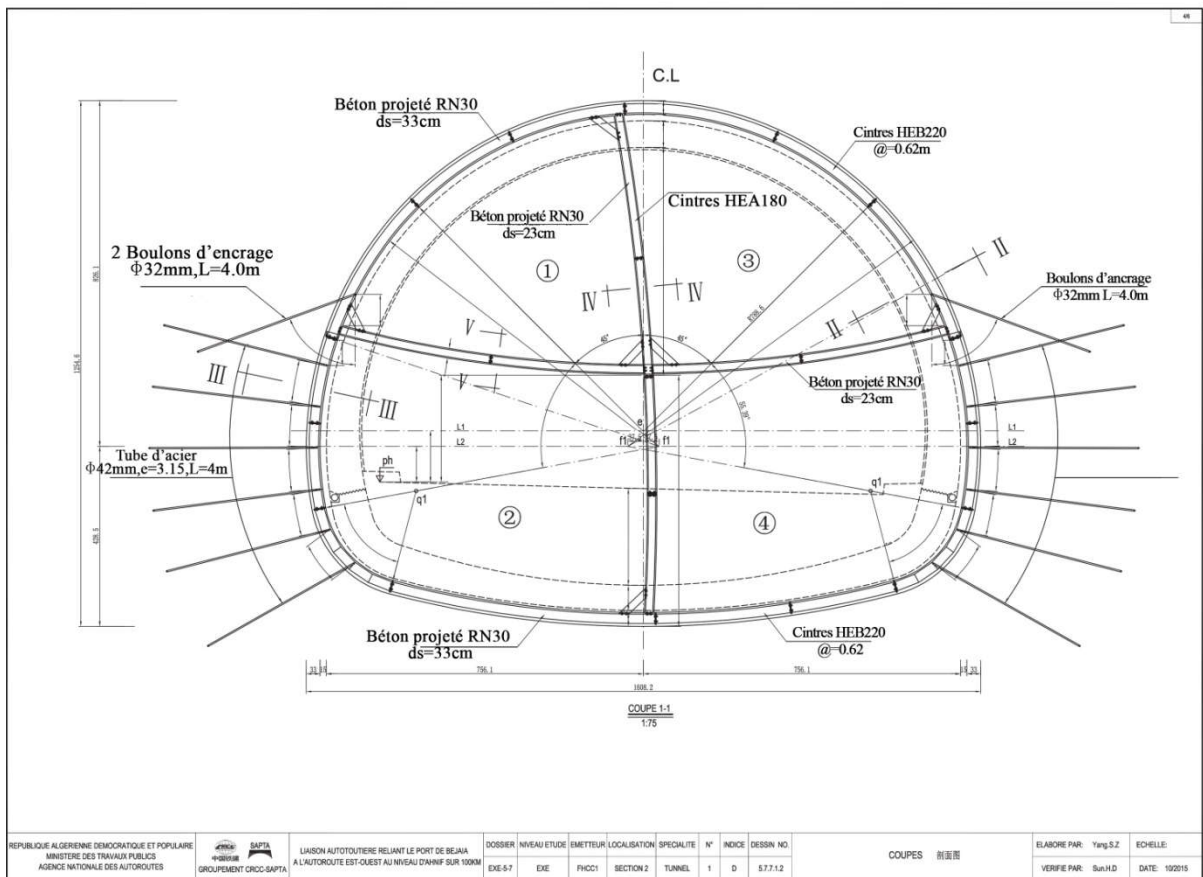


Fig. Type de soutènement V1

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE MINISTRE DES TRAVAUX PUBLICS AGENCE NATIONALE DES AUTOROUTES	APR SAPTA GROUPEMENT CHCC-SAPTA	LIASON AUTOTOUTIERE RELIANT LE PORT DE BELAJA A L'AUTOROUTE EST-OUEST AU NIVEAU D'ANNIF SUR 100KM	DOSSIER EXE-6.7	NIVEAU ETUDE EXE	EMETTEUR PHCC	LOCALISATION SECTION 2	SPECIALITE TUNNEL	N° 1	INDICE D	DESSIN NO. 5.7.7.1.2	COUPES 剖面图	ELABORE PAR: Yang.S.Z VERIFIE PAR: Sun.H.D ECHELLE: DATE: 10/2015
--	---------------------------------------	--	--------------------	---------------------	------------------	---------------------------	----------------------	---------	-------------	-------------------------	------------	--