

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics

National School of Built and Ground Works Engineering

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme de MASTER

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

**L'auscultation au cours de réalisation des
ouvrages souterrains cas de tunnel de Draa
El Mizan situé sur la pénétrante de TIZI
OUZOU**

Proposé par : Mr HEBIB Rafik

Présenté par :

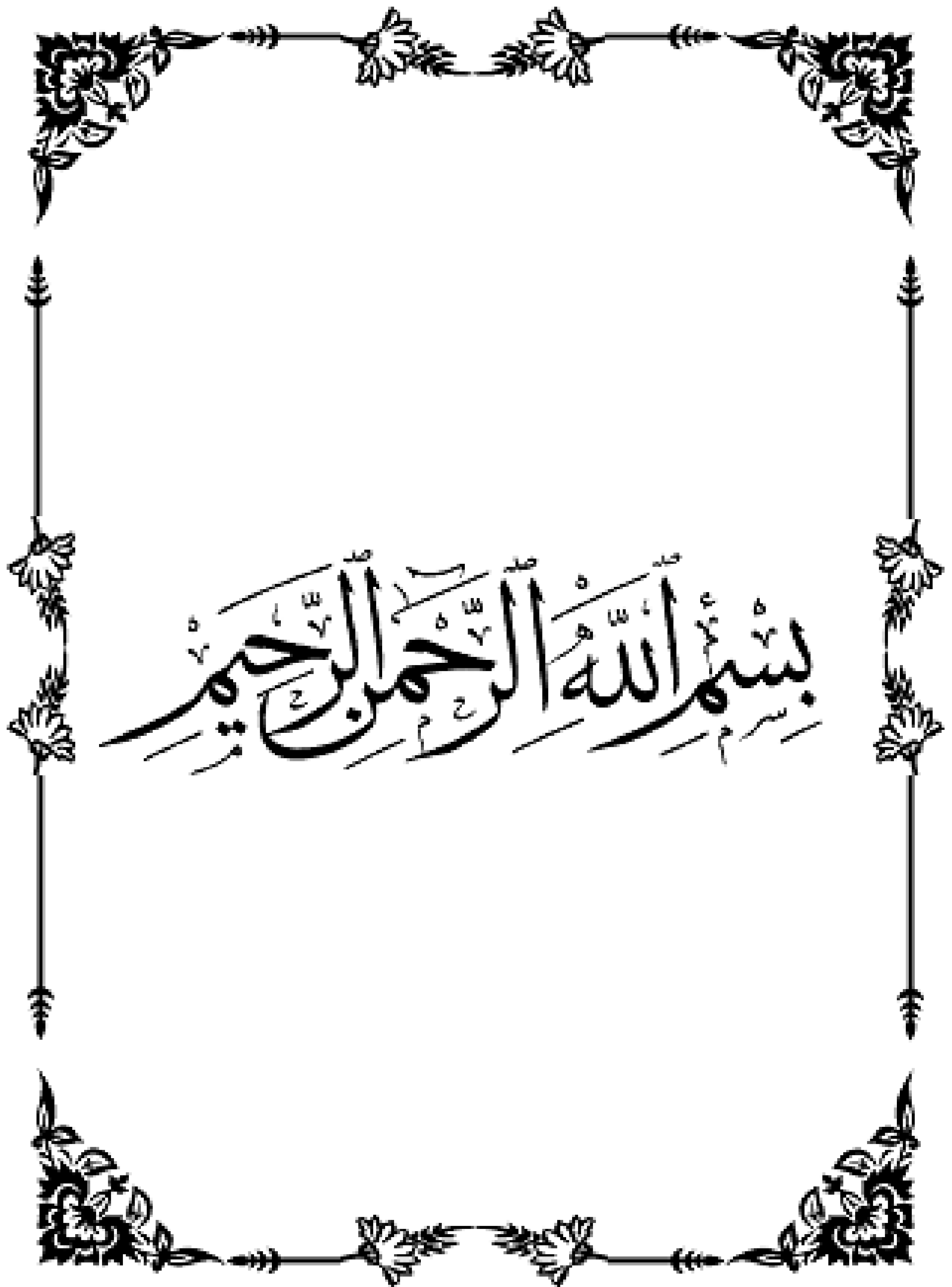
KHETTAR Meziane

KRIM Lyes

Encadré par :

Mr : HEBIB Rafik

Promotion 2015/2016



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Résumé :

L'objectif de notre travail est l'auscultation du tunnel autoroutier bitube de la pénétrante autoroutière de TIZI OUZOU. En utilisant les instruments d'auscultation géotechnique et géologique pour la surveillance et le contrôle de comportement de terrain au cours de réalisation de l'ouvrage. À cet effet, nous avons utilisé des inclinomètres pour suivre le comportement des talus de portail de Draa El Mizan. A l'aide de logiciel **Slide v6** on vérifie le renforcement de talus proposé.

Mots clés : Tunnel, portail, auscultation, inclinomètres, Slide v6, extensomètres.

ملخص

الهدف من عملنا هو مراقبة النفق المتواجد على الطريق السريع الرابط بين الطريق السيار شرق غرب و تيزي وزو , باستخدام ادوات المراقبة الجيوتقنية و الجيولوجية لرصد و مراقبة تغيرات التربة اثناء تنفيذ المشروع. لهذا استخدمنا الانكلينومتر لمراقبة تغيرات بوابة النفق في ناحية ذراع الميزان. ببرنامج **Slide V6** يتم التحقق من صلابة التعزيز المقترح.

كلمات البحث: نفق, مدخل نفق, المراقبة, الانكلينومتر, **Slide v6**, الاكستونسومتر.

Abstract:

The aim of our work is auscultation of twin-tube highway tunnel of the motorway penetrating TIZI OUZOU. Using instruments geotechnical and geological of auscultation for monitoring and field control behavior during project execution. To this end, we used inclinometers followed the behavior of embankment portal Draa El Mizan. With **Slide v6** we valid the strengthening embankments proposed.

Keywords: Tunnel, tunnel portal, auscultation, slide v6, inclinometers, extensometers.

DEDICACES

Au nom d'Allah, le Tout Miséricordieux, le Très Miséricordieux

Tout d'abord je tiens à remercier le Tout Puissant الله de m'avoir donné le courage et la patience pour arriver à cet stade afin de réaliser ce modeste travail que je dédie à:

Mes très chère parents qui m'ont soutenu et encouragé durant toute ma vie.

A ma chère grande mère Ouardia et à mes chères tantes Djamilia, Nouara, Malika avec leurs familles.

Mes chers frères : Mourad et sa fiancée Samira, Nourdine, Lounes et Karim.

Mes chères sœurs : Ouiza et Sonia.

A tous les cousins, les cousines et à toutes la famille KHETTAR.

A mes meilleurs amis : KRIM Hamid, KHETTAR Houcine, MADACHE Mustafa et KARA Rezki et surtout mon frère KRIM Said.

A Mon binôme Lyes avec qui j'ai partagé tout le parcours scolaire, depuis le primaire, ainsi que sa famille.

A mon encadreur Mr : HEBIB Rafik.

A mes enseignants de primaire jusqu'au lycée surtout Mr : MESTOUR Rachid.

A tous mes collègues agréables de l'ENSTP ; Nadir, Hacene, Abdelaziz, Lyes, Nassim, M'hand, Djafar, Boussad, Hamid, Salim, Samir, Amine, Kenza, Lydia, Lydia, Thiziri, Boudjmaa...

Sans oublier : KEDDACHE Ali, AIT YUCEF Abdelghani, LOUNICI Lyes

A toutes la promotion 2016.

Meziane

DEDICACES

Au nom d'Allah, le Tout Miséricordieux, le Très Miséricordieux

Tout d'abord je tiens à remercier le Tout Puissant الله de m'avoir donné le courage et la patience pour arriver à cet stade afin de réaliser ce modeste travail que je le dédie à:

Mes très chère parents qui m'ont soutenu et encouragé durant toute ma vie.

Mon cher frère : Abdennour.

Mes chères sœurs : Rabea, Faiza, Ghania et Amel

A tous les cousins, les cousines et à toute la famille KRIM.

A tous mes amis sans exception surtout KARA Arezki.

A Mon binôme, mon frère, mon ami d'enfance avec qui j'ai partagé le parcours scolaire du primaire jusqu'à l'ENSTP ; Meziane ainsi que sa famille.

A mon encadreur Mr : HEBIB Rafik.

A mes enseignants de primaire jusqu'au lycée surtout Mr : MESTOUR Rachid.

A tous mes collègues agréables de l'ENSTP ; Nadir, Hacene, Abdelaziz, Lyes, Nassim, M'hand, Djaafar, Boussad, Hamid, Salim, Samir, Amine.

Sans oublier : KEDDACHE ALI, AIT YUCEF Abdelghani et SAADANI Madjid.

A toutes la promotion 2016.

Lyes

Remerciements

Tout d'abord, nous tenons à remercier dieu clément et miséricordieux de nous avoir donné la force, la patience, le courage et la volonté de mener à terme ce modeste travail.

Nous tenons à remercier tout particulièrement Mr HEBIB Rafik notre cher encadreur d'avoir accepté de nous encadrer, ainsi que pour son soutien, ses remarques pertinentes et son encadrement.

Nous tenons à exprimer notre profonde reconnaissance et toutes nos pensées de gratitude à Malik, qui nous a aidé durant tout ce travail, pour sa disponibilité, pour la confiance qu'il a su nous accorder et les conseils précieux qu'il nous a prodigués tout au long de la réalisation de ce mémoire.

A tous les enseignants de l'ENSTP sans exception qui ont contribué à notre formation avec beaucoup de compétence et de dévouement.

Nous tenons à remercier aussi toute l'équipe de la bibliothèque pour leurs patiences, leurs soutiens et pour les nombreux ouvrages qu'ils ont mis à notre disposition.

Nos remerciements s'adressent, également, aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail.

Nous tenons vivement à remercier tous nos amis, chacun à son nom.

Enfin, Nos plus vifs remerciements s'adressent aussi à tous ceux qui nous ont aidés, encourager et nous ont soutenus jusqu'au bout.

Meziane et Lyes

Pensé :

Ce modeste travail est dédié également à la mémoire de nous chers amis martyres du savoir qui ont perdu leurs vies le 25 mai 2012 à Tlemcen, à cause de l'explosion du gaz à la cité universitaire BEKHTI Abdelmadjid.

BOUAMARA Amir (MAMI), TAKLICHET Saïd, HAMDI Kamel, AMOUCHE Massinissa, GUIDIR Nazim, ABBAS Mouloud, HADJARSI Abdelfattah, AGOUNE Youcef.

Que dieu vous accueille dans son vaste paradis.

SOMMAIRE

LISTE DE TABLEAUX

LISTE DE FIGURES

LISTE DES ABRÉVIATIONS

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

INTRODUCTION	1
I. GENERALITE SUR LES PROBLEMES RENCONTRES EN COURS DE CREUSEMENT DE TUNNELS	1
<input type="checkbox"/> Effondrements	2
<input type="checkbox"/> Eboulements	3
<input type="checkbox"/> Fortes déformation (convergence des parois)	3
<input type="checkbox"/> Tassement en surface	4
II. AUSCULTATION EN COURS DE CREUSEMENT DE TUNNELS	4
II.1. Les phases d'auscultation d'un tunnel	4
II.2. Pourquoi l'auscultation	6
II.3. Périodes d'auscultation	6
1. Mesure avant travaux :	6
2. Pendant la réalisation de l'ouvrage :	6
3. Pendant la vie de l'ouvrage :	6
II.4. Les paramètres à mesurer et les instruments d'auscultation	7
II.4.1. Les paramètres :	7
<input type="checkbox"/> PARAMETRES GEOMETRIQUES	7
<input type="checkbox"/> PARAMETRES MECANIKES	8
<input type="checkbox"/> PARAMETRES HYDRAULIQUE	8
II.4.2. Les instruments d'auscultation :	9
<input type="checkbox"/> LES INCLINOMÈTRE	9
<input type="checkbox"/> LES EXTENSOMETRES	11
<input type="checkbox"/> CONVERGENCE OPTIQUE	13
II.5. Les degrés d'auscultation :	14
III. L'INSTABILITE STRUCTURALE	14
III.1. Types d'instabilité structurale	15
III.2. Mécanismes d'instabilité structurale	16
IV. ANALYSE DE STABILITE DE PENTE	16

SOMMAIRE

IV.1.	Procédure générale d'analyse.....	17
IV.2.	Types d'analyse de stabilité	17
CONCLUSION		17

CHAPITRE II : DESCRIPTION DU PROJET

INTRODUCTION.....		18
I.	Présentation de la pénétrante de Tizi Ouzou	18
II.	Géométrie du projet.....	19
III.	Géologie du projet	22
IV.	Géotechnique du projet.....	23
	Les essais in situ :.....	23
	Les essais au laboratoire :.....	24
V.	CONCEPTION INITIALE DES TALUS.....	25
CONCLUSION		25

CHAPITRE III : AUSCULTATION DU PROJET

INTRODUCTION.....		26
I.	L'AUSCULTATION DU PROJET.....	26
II.1.	L'auscultation géologique	26
II.1.1.	Classification de front :.....	26
II.1.2.	Résultats.....	28
II.2.	L'auscultation géotechnique.....	29
II.2.1.	Implantations des inclinomètres	29
II.2.2.	Résultats et interprétation	29
III.	ANALYSE DU PROBLEME.....	31
III.1.	Modélisation des cas.....	31
CONCLUSION		33

CHAPITRE IV : VEREFICATION DES NOUVELLES CONDITIONS

I.	ADAPTATION DES SOUTENEMENTS	33
I.1	POUTRES ENTRECROISEES AVEC TIRANTS D'ANCRAGE.....	33
I.2	BUTEE EN BETON ARME	34
I.3	POUTRE ANCREE.....	34
CONCLUSION		35
II.	VÉRIFICATION DES NOUVELLES CONDITIONS.....	35
II.1.	LA MODELISATION	35

SOMMAIRE

II.2. RESULTATS	35
II.3. INTERPRETATION.....	36

CONCLUSION GÉNÉRALE

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

ANNEXE

LISTE DE TABLEAUX

LISTE DE TABLEAUX

Tableau II. 1 : Caractéristiques du tunnel T2.	19
Tableau II. 2 : Tableau résumé des paramètres géotechniques des unités traversées.....	24
Tableau III. 1 : note RMR pour le front de PK 36+202.	27
Tableau III. 2 : note RMR pour le front de PK 36+217.	28
Tableau III. 3 : note RMR pour le front de PK 36+230.	28
Tableau III. 4 : les paramètres géomécaniques résiduels.	31
Tableau 1 : Tableau récapitulatif des notes RMR relatives au front de PK 36+202.	39
Tableau 2 : Tableau récapitulatif des notes RMR relatives au front de PK 36+217.	40
Tableau 3 : Tableau récapitulatif des notes RMR relatives au front de PK 36+230.	41

LISTE DE FIGURES

LISTE DE FIGURES

Figure I. 1 : Effondrement en tête de tunnel.	2
Figure I. 2: Glissement de talus de portail de tunnel.	3
Figure I. 3 : convergence des parois d'un tunnel.....	3
Figure I. 4 : Problème de tassement en surface.....	4
Figure I. 5 : les tubes en PVC (tube inclinomètre).....	9
Figure I. 6 : les composants d'inclinomètre.	10
Figure I. 7 : principe d'une mesure inclinométrique.	11
Figure I. 8 : extensomètre de surface.	12
Figure I. 9 : Extensomètre de profondeur (à tiges).	12
Figure I. 10 : Appareil de mesure et les cibles de convergence.	13
Figure I. 11 : Niveau de fracturation dans les massifs rocheux et surfaces des ruptures associées. .	15
Figure I. 12 : Exemples d'instabilités structurales.....	16
Figure II. 1 : l'autoroute est-ouest et la position de la pénétrante de Tizi Ouzou.	18
Figure II. 2 : la localisation du tunnel T2sur le trace de la pénétrante de Tizi Ouzou.	19
Figure II. 3 : La section transversale du tunnel.	20
Figure II. 4 : talus frontal gauche.	20
Figure II. 5 : talus frontal droit.	21
Figure II. 6 : talus latéraux.	21
Figure II. 7 : Vue en 3D du portail de Draa El Mizan.	22
Figure II. 8 : Figure qui représente la géologie du site (portail de Draa El Mizan).	23
Figure II. 9: Talus frontal droit.	25
Figure III. 1 : le front au PK 36+202.	27
Figure III. 2 : le front au PK 36+217.	27
Figure III. 3 : le front au PK 36+230.	28
Figure III. 4 : la position des inclinomètres dans le portail de DEM.	29
Figure III. 5 :courbe deformation inclinometrique de l'inclinometre 04.(février 2016).	30
Figure III. 6: courbe déformation inclinométriques de l'inclinomètre 05. (février 2016).	30
Figure III. 7 : le talus frontal droit selon les paramètres résiduels de 1 ^{er} cas.	31
Figure III. 8 : le talus frontal droit selon les paramètres résiduels de 2 ^{eme} cas.	32
Figure III. 9: Le talus frontal dans le cas réel estimé.	32
Figure IV. 1: Mur en pieux avec tirants d'ancrages.	33
Figure IV. 2 : poutres entrecroisées sur un talus de portail d'un tunnel.	33
Figure IV. 3 : butée en béton armé en cours de réalisation.	34
Figure IV. 4 : Stabilisation des talus par des poutres ancrées.	34

LISTE DES ABRÉVIATIONS

RMR: Rock Mass Rating

RQD: Rock Quality Design

PAQ : Plan d'Assurance Qualité

PVC : Polychlorure de vinyle

DEM: Draa El Mizan.

CBR: Californian Boring Ratio

CU : cohésion non drainée

CD : cohésion drainée

VBS : valeur en bleu de méthylène.

INTRODUCTION GENERALE

La réalisation des voies de communication tel que les routes, autoroutes et voies ferrées ...etc impose souvent des franchissements difficiles (des montagnes, l'encombrement à la surface du sol dans les villes ...) qui conduisent généralement à la construction des ouvrages souterrains tel que les tunnels et les métros.

Le creusement d'un tunnel est une opération très délicate ou la moindre erreur peut causer des dégâts très importants et très coûteux. Pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage, faire le bon choix des méthodes de creusement, plusieurs précautions doivent être prises durant les différentes phases des travaux.

Le creusement des tunnels engendre des perturbations dans l'équilibre interne du massif environnant, créant ainsi des déformations et des déplacements de sol. Il en résulte des contraintes qui peuvent conduire à l'effondrement de l'ouvrage. Et pour cela, l'auscultation géologique et géotechnique est très importante pour prévenir tous désordres éventuels pendant la phase d'exécution et prévoir des solutions immédiates pour améliorer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité.

Le projet de ce présent mémoire concerne l'auscultation en phase de creusement de tunnel autoroutier de Draa El Mizan situé sur la pénétrante de Tizi Ouzou.

Et pour cela, notre travail sera réparti sur cinq chapitres comme suit :

Le premier chapitre présente une étude bibliographique où on expose des généralités sur les problèmes rencontrés en cours de creusement de tunnels, et l'auscultation en cours de creusement de tunnels, et à la fin un petit aperçu sur les instabilités structurale.

Le deuxième chapitre sera consacré à la description du projet où on va présenter la géométrie de l'ouvrage dont la section du tunnel et les talus du portail de Draa El Mizan, et aussi on expose la géologie et la géotechnique du site.

Ensuite, on passe dans le troisième chapitre à l'auscultation en cours de creusement dans le cas de notre projet, dans ce chapitre on va faire une description des problèmes rencontrés ainsi qu'on présente l'auscultation géologique et géotechnique.

Et dans le quatrième chapitre on présente le type de renforcement pour éviter les problèmes rencontrés au début qui sera vérifié dans le cinquième chapitre à l'aide du logiciel **Slide v6**.

CHAPITRE

I

Recherche bibliographique

INTRODUCTION

Dans le monde des ouvrages souterrains, il existe plusieurs risques rencontrés par l'ingénieur soit à l'intérieur ou à l'extérieur de l'ouvrage, tel que les tassements, les éboulements, les glissements, la fracturation des parois et les convergences. La connaissance profonde de la nature mécanique du corps rocheux et la compréhension de ces phénomènes est un paramètre important pour assurer la sécurité dans un ouvrage souterrain tel que les tunnels.

Et pour cela l'auscultation joue un rôle important pour éviter tous éventuels désordres et de prévoir des solutions après l'analyse des résultats d'auscultation avec les différentes méthodes.

I. GENERALITE SUR LES PROBLEMES RENCONTRES EN COURS DE CREUSEMENT DE TUNNELS

La construction en souterrain, particulièrement dans le cas des tunnels engendre des risques spécifiques pendant tous les stades du projet et en particulier durant sa réalisation, son exploitation et après son abandon. En raison des incertitudes inévitables, sur la réponse du terrain à l'effet du creusement, sur les conditions hydrologiques liées à la présence potentiel de l'eau souterraine, sur l'efficacité du soutènement et autres incertitudes géologiques, géotechniques. Les ingénieurs, les ouvriers et les usagers et les riverains de l'ouvrage s'exposent à différents risques dont les impacts peuvent être considérables sur la sécurité des personnes et des biens.

Les ouvrages souterrains, les tunnels en particulier, ont des caractéristiques spécifiques liées à leur fonction, en plus des conditions environnementales, la complexité des milieux traversés sur le plan géotechnique et topographique participe à accroître la probabilité et d'erreurs durant l'étape préliminaire de la conception et d'incidents ou d'accidents durant les travaux d'exécution et l'exploitation de l'ouvrage.

Les risques principaux rencontrés dans la construction et l'exploitation de tels ouvrages ont plusieurs origines tel que :

1. Risques géotechniques et géologiques : ces risques sont liés à l'insuffisance des informations obtenues à travers la campagne de reconnaissance, à la capacité de prévoir la réponse du terrain à l'action de creusement,
2. Risques hydrologiques : les risques hydrologiques sont associés à l'insuffisance des informations recueillies en ce qui concerne l'hydrologie souterraine dans la zone du projet,
3. Risques d'étude : liés surtout à la difficulté du projet à s'adapter aux conditions géomécaniques rencontrées réellement, aux défauts de construction, à l'expérience du bureau d'étude ainsi qu'aux contraintes contractuelles
4. Risques de construction ou de creusement : liés au choix de la méthode de construction non appropriée ou mal maîtrisée, aux phénomènes d'instabilité, à l'expérience de l'équipe du constructeur et aux contraintes contractuelles,
5. Risques opérationnel : liés aux défauts de fonctionnement et aux accidents,
6. Risques financier, lié aux contraintes sociales et politiques, à la non-acceptation des responsabilités, aux contentieux et à la sécurité.

Notre travail portant principalement sur les aspects géomécaniques, il convient de mettre l'accent en particulier les risques liés aux instabilités des ouvrages souterrains.

1.1 Les instabilités dans les ouvrages souterrains

On distingue plusieurs risques liés aux instabilités dans les ouvrages souterrains tel que les effondrements, glissement de talus, les éboulements, les fortes déformations (convergence des parois), les tassements en surfaces, instabilités de front de taille, et aussi les chutes et les glissements de blocs, les fissurations, l'infiltration de l'eau souterraine, le soulèvement de radier, les ruptures et les déformations localisées du soutènement.

➔ **Effondrements**

Les effondrements représentent une menace concrète sur la stabilité des ouvrages souterrains, notamment pendant la phase de construction. Les effondrements peuvent être liés directement à une mauvaise évaluation du comportement du terrain encaissant ou à une défaillance mécanique du système du soutènement. Dans les ouvrages situés à faible profondeur un effondrement se produisant dans le tunnel peut remonter jusqu'à la surface et engendre des dégâts conséquents.



Figure I. 1 : Effondrement en tête de tunnel.

➔ **Glissement des talus (les portails de tunnel)**

Il s'agit du déplacement lent d'une masse de terrain cohérente le long d'une surface de rupture. Cette surface a une profondeur qui varie de l'ordre du mètre à quelques dizaines voire quelques centaines de mètres dans des cas exceptionnels. Les volumes de terrain mis en jeu sont alors considérables.



Figure I. 2: Glissement de talus de portail de tunnel.

➤ Eboulements

Un éboulement débute par le détachement du sol ou de la roche sur une pente raide le long d'une surface sur laquelle, il y a peu ou aucun mouvement cisailant. La matière descend ensuite par chute libre, par saut ou roulement.

➤ Fortes déformation (convergence des parois)

Il s'agit de la réduction de section associée aux fortes convergences qui compromet l'utilisation de l'ouvrage dans des conditions de sécurité optimale. La forte déformation peut résulter de plusieurs facteurs comme le gonflement, le fluage, les déformations plastiques, les contraintes tectoniques. Les conséquences de la convergence sont la fermeture de la section, la destruction du soutènement. Parfois, ce phénomène nécessite le reprofilage de l'ouvrage souterrain.



Figure I. 3 : convergence des parois d'un tunnel.

➤ Tassement en surface

Les tunnels urbains sont des ouvrages souterrains situés à une profondeur généralement faible et souvent creusés dans des terrains meubles ou de sols. Le creusement de ces ouvrages engendre, souvent, un tassement du sol au-dessus du tunnel, pouvant endommager les infrastructures situées en surface.



Figure I. 4 : Problème de tassement en surface.

Les différents types d'instabilités des ouvrages souterrains sont liés aux conditions géotechniques, géologiques, hydrologiques et techniques du projet souterrain.

II. AUSCULTATION EN COURS DE CREUSEMENT DE TUNNELS

Parmi les ouvrages de génie civil, les tunnels sont peut-être ceux qui méritent le plus d'être auscultés : ils ont en effet la particularité d'être construits à partir d'un matériau naturel presque toujours imparfait, dont on ne connaît les qualités et les défauts que de manière incomplète. La vérification du projet par la mesure y est donc essentielle.

L'auscultation doit être considérée comme un sous-projet à part entière dans la vie d'un ouvrage, et mérite à ce titre d'être structurée en phases successives d'étude et de réalisation qui progressent parallèlement à celles de l'ouvrage lui-même.

II.1. Les phases d'auscultation d'un tunnel

⊗ Phase A : conception générale de l'auscultation

Cette phase relève de la responsabilité du maître d'œuvre et plus particulièrement d'une collaboration entre le responsable du génie civil et le géotechnicien du projet ; elle aboutit en quelque sorte l'avant-projet de l'auscultation. Elle comporte cinq tâches :

- Prévoir les phénomènes déterminants qui vont conditionner le comportement de l'ouvrage,
- Définir les objectifs de l'auscultation au cours des diverses phases de la vie de projet,
- Choisir les paramètres les plus significatifs à mesurer,
- Imaginer les dispositions qui seront prises au vu des résultats de mesure,
- Décider de l'auscultation et du recueil des données.

⊗ Phase B : organisation pratique de l'auscultation

Cette phase de programmation relève elle aussi du maître d'œuvre et de son conseil géotechnique, qui doivent l'assurer en liaison avec le futur exploitant (qui héritera de l'ouvrage instrumenté), et en s'appuyant sur un spécialiste de l'auscultation s'il n'en maîtrise pas eux-mêmes les techniques. Elle devra être précise et optimisée avec l'entreprise lors de la mise au point du marché de travaux, et en fonction du cadre contractuel retenu l'auscultation. Elle comporte tâches suivantes:

- Définir les tâches des intervenants,
- Estimer la plage de variation des paramètres et les seuils d'alerte,
- Déterminer la nature des appareils de mesure,
- Choisir l'implantation des appareils (et donc leur nombre),
- Estimer sommairement le budget de l'auscultation,
- Déterminer les caractéristiques précises des appareils,
- Organiser à l'avance l'installation des appareils,
- Etablir un plan de vérification de maintenance régulière des appareils,
- Organiser à l'avance le processus de mesure,
- Organiser le suivi des facteurs extérieurs qui peuvent influencer sur le résultat des mesures,
- Confirmer le budget total de l'auscultation estimé dans la cinquième tâche,
- Mettre au point les dispositions contractuelles qui régiront les services d'auscultation.

⊗ Phase C : mise en place du système d'auscultation :

Le début de cette étape marque le passage de la phase études à la phase travaux et correspond donc au premier engagement important de dépenses. Elle ne relève plus du maître d'œuvre ou de son conseil géotechnique, mais de l'opérateur désigné par lui ou par l'entreprise pour assurer les essais et mesures.

- Rédiger le PAQ-auscultation,
- Commander les appareils auprès des fournisseurs, les aménagements,
- Réceptionner les appareils,
- Analyser la sécurité des opérateurs de mesure,
- Installer les appareils,
- Ecrire les logiciels de traitement et de représentation des résultats.

⊗ Phase D : auscultation opérationnelle :

C'est la phase d'exploitation proprement dite du système de mesure qui a été conçu en A, étudié en détail en B, et installé en C.

- Acquisition des données,
- Traitement des mesures,
- Récapitulation des mesures,
- Maintenance du système d'auscultation

☒ Phase E : utilisation de l'auscultation :

- Interprétation et synthèse des résultats de mesure,
- Adaptation des fréquences,
- Action constructives déclenchées par les mesures.

Sur un même chantier, les phases D et E sont bien sûr simultanées.

☒ Phase F : auscultation de l'ouvrage en service :

Cette phase nécessite en général une reconfiguration complète du système d'auscultation puisqu'il s'agit désormais de vérifier le bon comportement à long terme d'un ouvrage définit.

II.2. *Pourquoi l'auscultation*

Il est impossible, pour le concepteur d'un ouvrage de prévoir exactement le comportement de son ouvrage, quel que soit le soin apporté aux reconnaissances en raison de :

- ✓ La complexité des données géologiques et géotechniques (hétérogénéité, anisotropie, importance des « détails géologiques mineurs »),
- ✓ Les modèles donnent une image simplifiée des conditions environnementales.

II.3. *Périodes d'auscultation*

Pour l'auscultation trois périodes pour instrumenter :

1. **Mesure avant travaux :**

Tests « in situ », mesures avant travaux sur un ouvrage (phase « design » du projet).

Objectifs :

- Détermination des propriétés mécaniques et physiques des sols et des roches,
- Détermination du « comportement naturel » du site du futur ouvrage.

2. **Pendant la réalisation de l'ouvrage :**

Objectifs :

- confirmation des hypothèses de conception (un complément indispensable aux études),
- aide à l'analyse des risques (amélioration de la sécurité),
- Optimisation des temps de construction par une aide à la prise de décision (arrêt ou reprise de travaux).

3. **Pendant la vie de l'ouvrage :**

Objectifs :

- Confirmation du comportement normal de l'ouvrage au cours du temps,
- Aide à l'analyse des risques (amélioration de la sécurité/ maintenance préventive).

II.4. Les paramètres à mesurer et les instruments d'auscultation

II.4.1. Les paramètres :

L'importance relative des divers paramètres à mesurer varie selon le type d'ouvrage, la méthode d'exécution et la nature du terrain ; ainsi, l'état de contrainte dans le terrain et les tassements en surface. Les paramètres qu'ils sont en général les plus importants de mesurer sont :

➤ PARAMETRES GEOMETRIQUES

1) *Tassement et rotation en surface :*

Les mouvements provoqués en surface par les travaux souterrains peuvent être mesurés soit par :

- Des mesures topographiques (ou optiques) ; qui relèvent la position de repères passifs fixés sur les structures en utilisant un nivellement topographique classique. L'automatisation récente des appareils de mesure leur permet désormais de relever un très grand nombre de points.
- Des mesures de mouvements ponctuels par des capteurs fixés sur les structures et reliés à une centrale d'acquisition ; elles permettent de suivre des variations de niveau (télé-niveau hydraulique) ou des rotations (électro-nivelle).

Pour ces types de mesure, il importe de bien veiller à la qualité du support des capteurs et leur fixation.

2) *Déplacement en forage :*

La mesure des mouvements (déplacements) à l'intérieur du massif au voisinage d'ouvrages souterrains nécessite de disposer de forages. Ceux-ci sont équipés de bagues ou de tubes spéciaux scellés au terrain dont ils suivent les mouvements ; on mesure alors les déplacements de ces bagues par les manières suivantes :

- Soit en ramenant les translations vers la tête du forage où elles sont mesurées par le biais de tiges rigide, comme dans les extensomètres manuels à tige ou (à tige avec capteurs).
- Soit en mesurant directement les mouvements en profondeur grâce à des capteurs fixés (extensomètre à capteurs inductifs et chaîne inclinométrique en place).

3) *Convergence de la paroi :*

Les convergences que subissent les parois d'un ouvrage souterrain sont mesurées en utilisant les méthodes suivantes :

- Les mesures topographiques optiques sur repères fixés à la paroi à l'aide des appareils de haute précision (tachéomètres électrique ou théodolites),
- Les mesures classiques de convergence en utilisant un distancemètre à fil invar, qui est plus précis mais malcommodes à exécuter des ouvrages sous circulation.

4) *L'extrusion* :

On utilise des extrusiomètres qui fournissent la déformation longitudinale du front (en vraie grandeur).

⇒ PARAMETRES MECANIQUES

1) *Force (tirant, boulon, pied de cintre...)* :

La mesure des efforts au sein ou à l'extrémité d'éléments de soutènement (cintres ou boulons le plus souvent) peuvent être bien maîtrisés sur les tunnels et donnent des résultats dont l'incertitude est connue. Parmi les appareils utilisés le dynamomètre, il est utilisé pour suivre la tension d'un tirant ou d'un boulon (donc la pression qu'il exerce sur sa plaque d'appui). Le principe de mesure est plus souvent la mesure directe de la pression engendrée par cette force, au moyen de capteurs variés : à corde vibrante, à conte pression, à jauge électrique.

On peut aussi utiliser des jauges de contraintes sur corps en acier ou des extensomètres à corde vibrante.

2) *Contraintes dans le massif ou le soutènement* :

Les contraintes dans le massif ou le soutènement sont mesurées par les appareils suivants :

- Cellule hydraulique de pression totale.
- Mesure de contraintes par surcarottage.
- Mesure des contraintes au Borehole-slotter.
- Mesure des contraintes au vérin plat.

Ces mesures sont toujours difficiles et approximatives avec une application restreinte, à titre d'exemple, la méthode du surcarottage qui est basée sur le relâchement des contraintes dans une carotte lors de son détachement progressif du massif ne donne des résultats incontestables que pour des roches homogènes, isotropes ; tout écart par rapport à ces qualités entraîne des calculs très lourds et des difficultés d'interprétation.

⇒ PARAMETRES HYDRAULIQUE

Les méthodes de mesure des paramètres hydraulique comprennent pratiquement les catégories suivantes :

- Les mesures de la pression interstitielle régnant au sien du terrain, qu'on la mesure directement au point étudié ou par le biais du niveau hydrostatique d'un forage (tube piézométrique ouvert ou fermé).
- Les mesures de débit d'un canal d'exhaure, qu'il s'agisse d'un fossé ouvert ou d'une conduite fermée (débitmètre).

II.4.2. Les instruments d'auscultation :

Et pour les instruments d'auscultation on définit :

➔ **LES INCLINOMÈTRE**

Un inclinomètre est un capteur servant à mesurer des angles par rapport à la ligne d'horizon. Ce système de mesures inclinométriques sert à déterminer les déplacements (changements d'inclinaisons) perpendiculaires à l'axe d'un forage (tube) au moyen d'un grand nombre de points de mesure situés le long du forage. En pratique ce système mesure les déformations du sol/rocher encaissant suite à un changement de stabilité du terrain. La position, l'envergure et la direction d'une zone de glissement peuvent être ainsi définies.

⊗ Description

Le système de mesure comporte :

- La partie installée dans un forage (fixe) constituée d' :
 - Un tube en PVC avec des rainures (tube inclinomètre)



Figure I. 5 : les tubes en PVC (tube inclinomètre).

- une partie amovible constituée de :
 - une sonde,
 - un câble de mesure avec graduation, une construction pour fixer le câble en tête du forage,
 - et un appareil d'enregistrement.

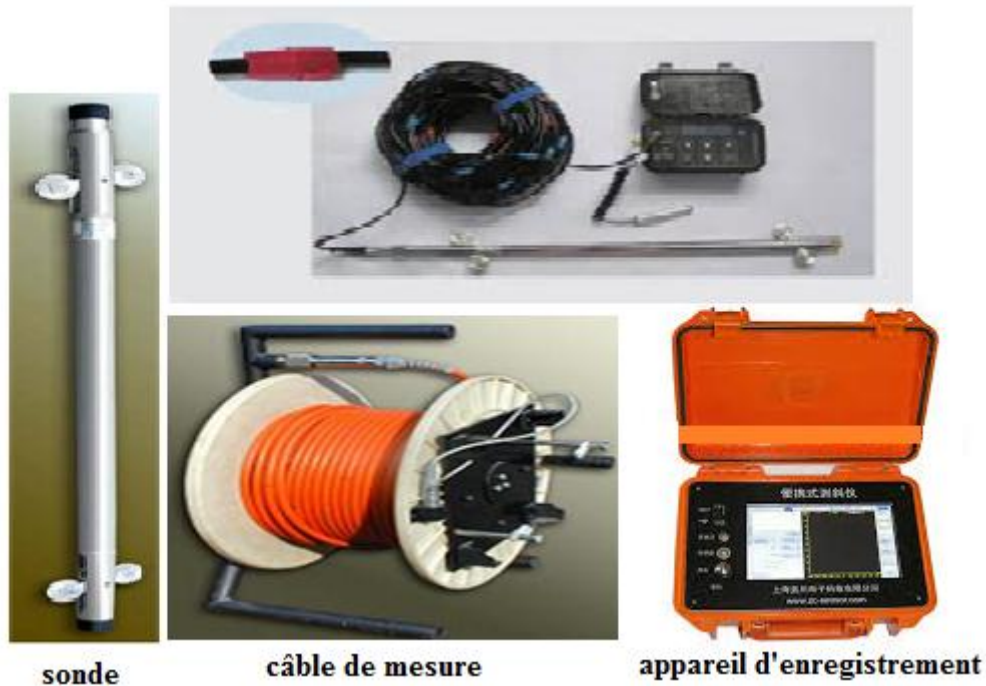


Figure I. 6 : les composants d'inclinomètre.

☒ Principales propriétés

- Intervalle de mesure très rapproché entre 0,3 et 1m.
- Grâce aux capteurs (accéléromètre) ultra sensibles, la précision de mesure est très élevée.
- Les mesures sont possibles dans des forages verticaux ou horizontaux.

Les différents diamètres des tubes (59mm, 71mm, 84mm) permettent de pouvoir introduire un tube de diamètre inférieur et de pouvoir ainsi continuer les mesures lors de dégâts survenus au tube installé.

Pour de grands déplacements il est conseillé d'utiliser les tubes de diam. 84 car ils permettent des mesures à plus long terme.

Pour des longueurs de plus de 30m, il est conseillé de faire une mesure d'orientation des rainures.

Principe d'une mesure inclinométrique

La sonde inclinométrique est introduite dans un tube inclinomètre, puis guidée en descendant par des rainures. Les valeurs sont enregistrées à intervalle régulier entre 0,3m et 1m. L'exploitation et l'interprétation sont effectuées sous forme d'un polygone avec deux axes perpendiculaires (A et B).

Tel que : l'axe A est le plan de la section,

L'axe B est le plan perpendiculaire de la section.

La mesure initiale correspond à la position du forage et du tube inclinomètre peu après sa mise en place.

La comparaison des mesures suivantes par rapport à la mesure initiale donne la déformation.

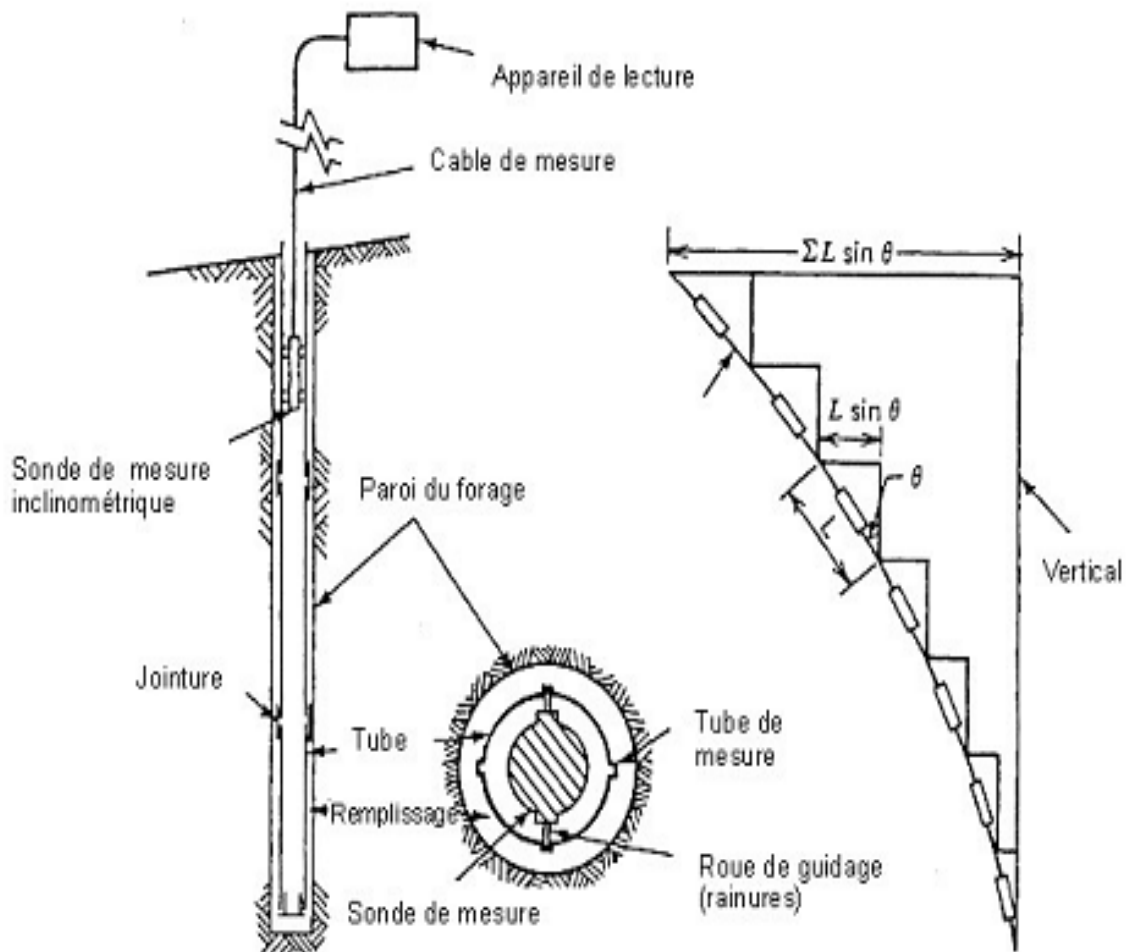


Figure I. 7 : principe d'une mesure inclinométrique.

⊗ Applications

- Pour mesurer exactement le mouvement latéral des terrassements et les structures et les éboulements.
- Débattement des piles, des piliers, des butées ou des murs de soutènement,
- Commande de construction, recherche de stabilité et surveillance des barrages concrets de la terre, des ports, des pentes, des bases, des travaux peu profonds de souterrain et des excavations extérieures.

➔ LES EXTENSOMETRES

Les extensomètres sont des appareils installés en forage et permettent de mesurer, grâce à une tige ancrée dans le terrain en un point donnée, la variation de distance entre ce point et le débouché du forage. Un même forage peut comporter 1 à 4 tiges ancrées chacune à une profondeur différente. Cet appareil sert à étudier l'amplitude et l'extension des mouvements du massif autour d'un tunnel.

On distingue :

- Extensomètres de surface : le plus souvent verticaux ; ce sont les seuls à pouvoir être installés avant le passage du front, et à pouvoir mesurer la convergence totale du massif à quelques décimètres de l'extrados du futur tunnel.

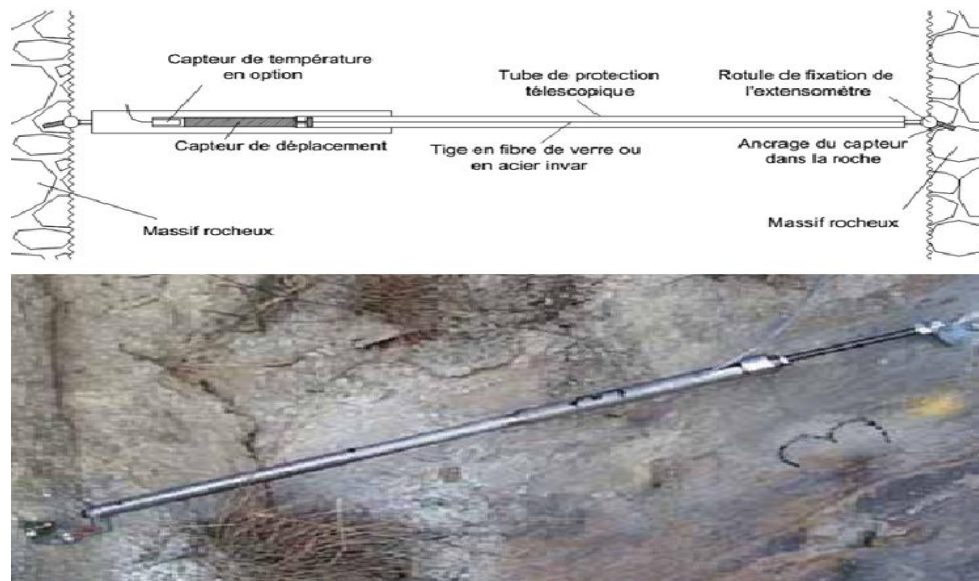


Figure I. 8 : extensomètre de surface.

- Extensomètres de profondeur : mis en place depuis le tunnel dans des forages radiaux (souvent 3 dans une même section droite du tunnel, orientés par exemple à 30°, 90° et 150° par rapport à l'horizontale) ; ils mesurent la différence de convergence entre la paroi et les points d'ancrage des tiges, éloignés de 2 à 10 m, voir 20 m lorsqu'on veut un point d'ancrage certainement fixe.

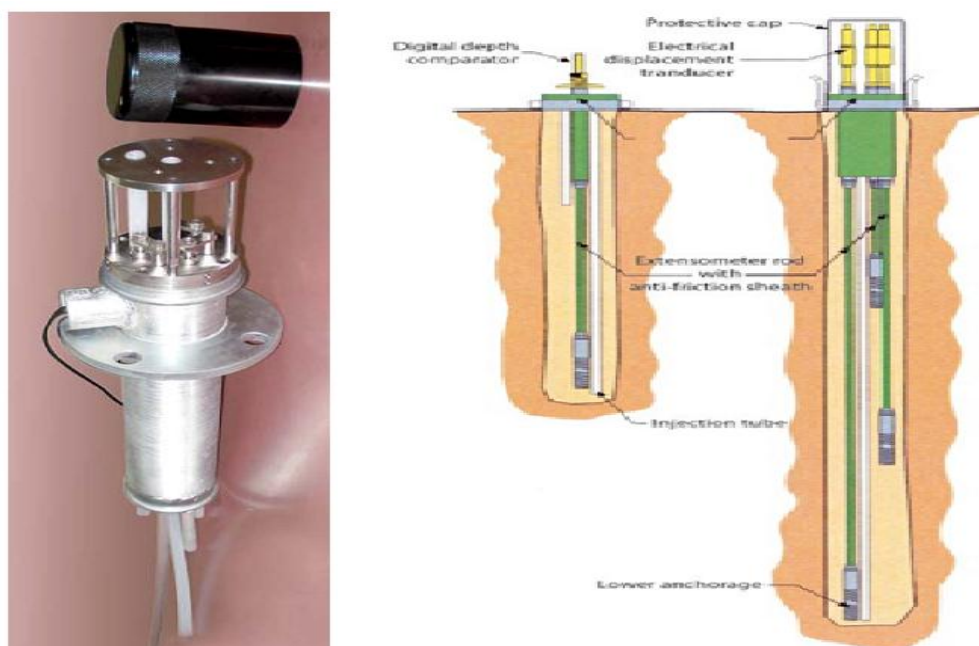


Figure I. 9 : Extensomètre de profondeur (à tiges).

La mesure se fait au comparateur entre l'extrémité de chaque tige et une platine solidaire du terrain au débouché du forage.

➔ CONVERGENCE OPTIQUE

Les mesures optiques de convergence se sont imposées grâce aux progrès des appareils topographiques tel que les tachéomètres électroniques ou les théodolites, avec les quels on vise des cibles réfléchissantes scellées à la paroi de l'ouvrage. La mesure des distances et des angles permet alors de calculer la position XYZ de tous les points visés par rapport à un point de référence supposé fixe.

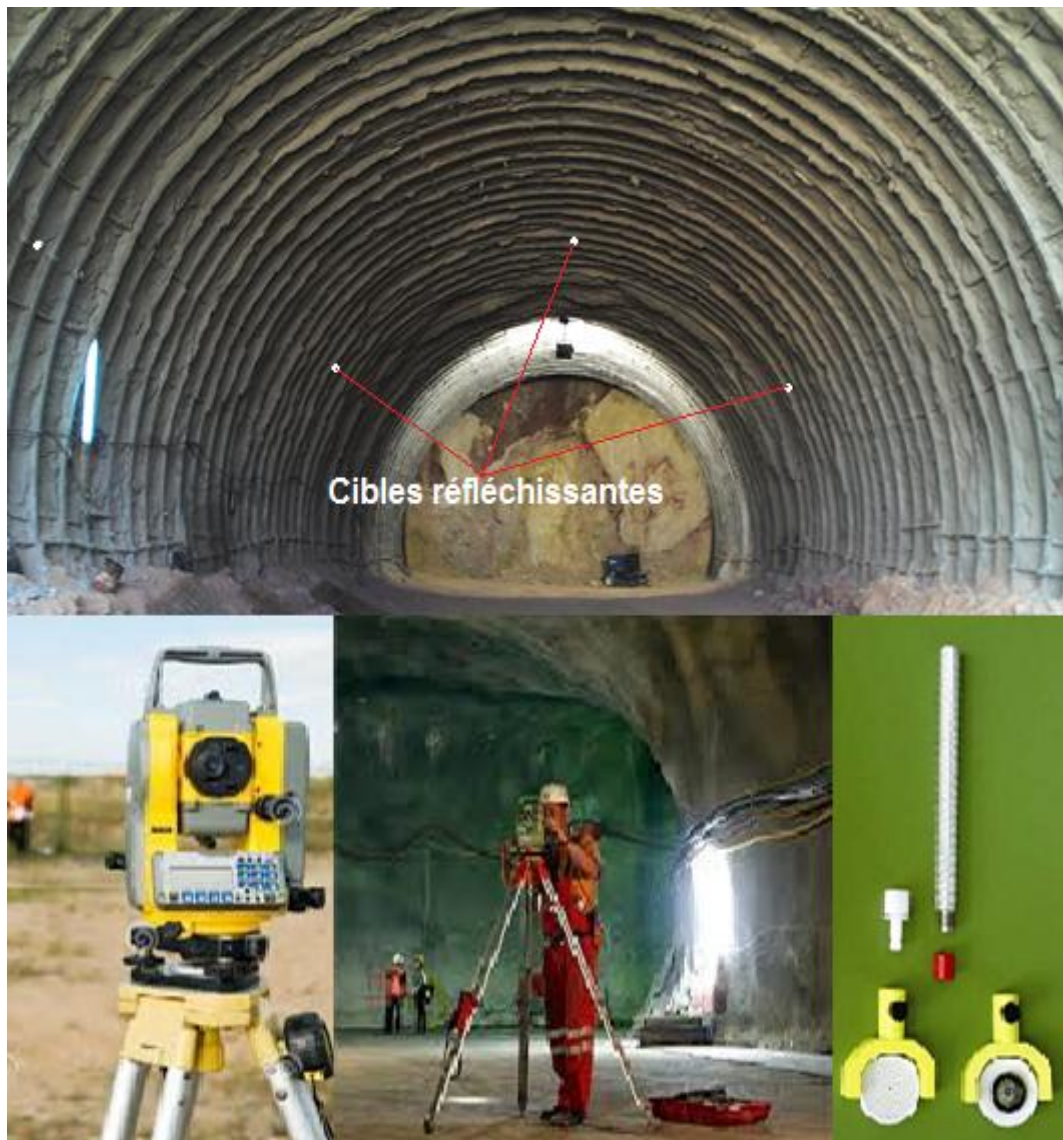


Figure I. 10 : Appareil de mesure et les cibles de convergence.

Les mesures topographiques permettent de déterminer les déformées successives des sections auscultées et d'en déduire les vecteurs déplacements relatifs aux différents points de mesure. Leur domaine d'application s'étend jusqu'aux déformations millimétriques.

II.5. Les degrés d'auscultation :

Lorsque les travaux de protection ne peuvent être envisagés, au moins à court terme, une autre solution consiste à mettre le site sous surveillance. L'auscultation n'a pas d'action directe sur la conséquence du phénomène, en limitant par exemple sa propagation, mais intervient de manière indirecte en alertant de l'imminence d'un danger. On distingue différents degrés d'auscultation :

➤ L'observation :

Permet de mettre en évidence l'existence de zones instables dans un massif. C'est une action ponctuelle, visuelle, et non instrumentée, effectuée par un expert dans le cadre de la définition d'un aléa ou de son suivi. L'inspection visuelle d'un site (observations qualitatives : apparition de nouvelles fissures, de venues d'eau, état de la fracturation, structure géologique, etc.) constitue une base indispensable pour assurer une surveillance fiable, qui ne se réduit en aucun cas à l'interprétation directe de mesures.

➤ L'auscultation

L'auscultation constitue la première étape de l'instrumentation d'un site. Elle permet l'examen régulier du site au moyen d'instruments de mesure, qu'ils soient à lecture directe (visuelle sur site) ou automatique (par un appareillage à enregistrement de données sur site). Ce contrôle effectué de manière régulière fournit des informations précises sur l'évolution de l'instabilité [LCPC, 1994].

➤ La surveillance

La surveillance se distingue de l'auscultation par son objectif de gestion de la sécurité. L'objectif de la surveillance est d'assurer un contrôle total ou partiel de l'instabilité. Elle doit fournir des informations précises sur l'évolution de l'état de stabilité du massif. Le recueil régulier et périodique des données, permet une exploitation et interprétation des informations liées à la stabilité du massif selon une échelle de temps adaptée à la nature du phénomène [LCPC, 1994]. Dans ce cadre, le contrôle est effectué uniquement à l'aide de capteurs et appareillage à enregistrement automatique, intégrant une unité de gestion des alertes. L'évaluation de la stabilité du massif est effectuée à chaque mesure afin qu'une procédure d'alerte adaptée au contexte du site puisse être déclenchée instantanément.

Le système de surveillance se différencie du système d'auscultation par :

- L'analyse des données en temps réel (selon une échelle de temps adaptée à l'évolution du phénomène);
- La prise en compte de contraintes temporelles.

III. L'INSTABILITE STRUCTURALE

Le comportement d'un massif rocheux, soumis à des travaux d'excavation, dépend des différentes formations géologiques qui le composent et de leurs propriétés mécaniques. Le comportement de ce même massif rocheux est aussi gouverné par la présence de différents éléments structuraux (failles, fractures discrètes, familles de fractures, plans de faiblesses liés à

des contacts géologiques ou à des zones d'altération). Ces structures sont aussi caractérisées par des propriétés mécaniques et des propriétés géométriques (direction de pendage, pendage, persistance, espacement des familles de fractures). Au niveau des mines où le terrain est constitué de roches dures, les massifs rocheux sont caractérisés par la présence d'éléments structuraux dominants. Dans ces cas, les massifs rocheux peuvent être représentés par un assemblage de blocs rocheux dont les dimensions sont fonctions de la configuration des éléments structuraux délimitant ces blocs.

Différents types de massifs rocheux sont définissables selon leurs degrés de fracturation.

Un massif très fracturé et/ou altéré possède une résistance globale faible et se comporte comme un continuum équivalent (matériel homogène). Les ruptures associées à ce type de massif rocheux sont majoritairement de type circulaire. Un massif rocheux constitué de quelques fractures dominantes ou de quelques familles principales de fractures se comporte de manière discontinue.

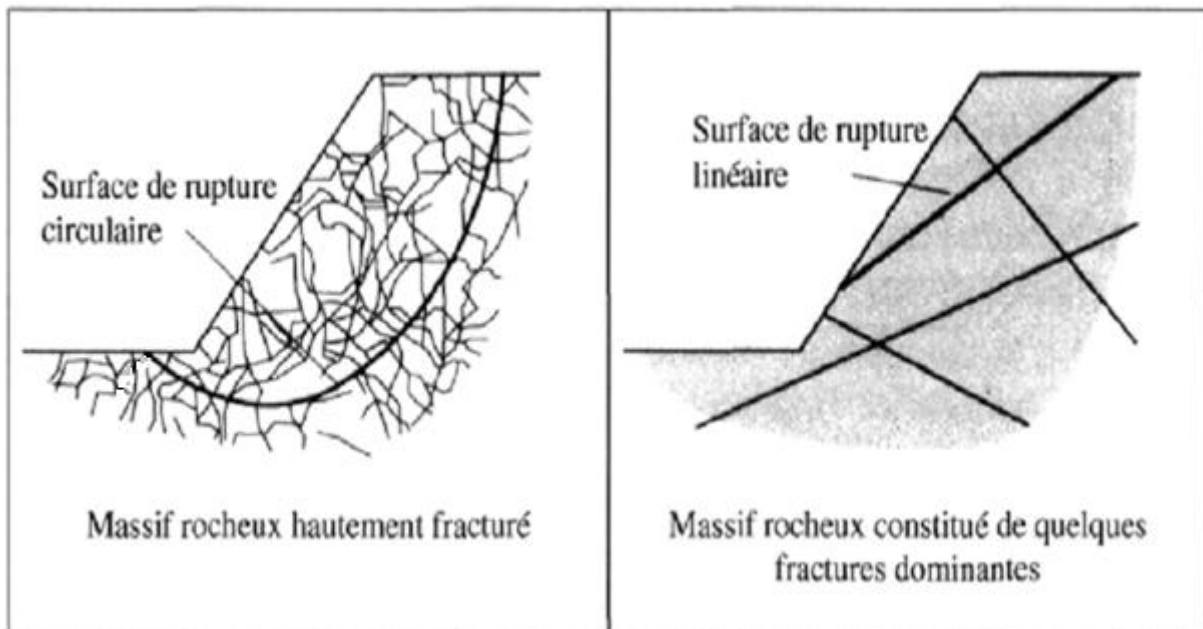


Figure I. 11 : Niveau de fracturation dans les massifs rocheux et surfaces des ruptures associées.

Les instabilités associées à ce type de massif sont structurales. Les signes d'instabilités de type structural se retrouvent sous forme de déplacements de blocs rocheux le long des structures pouvant mener à des ruptures. Dans beaucoup de cas, les signes d'instabilités dans les massifs rocheux de type discontinu ou continu sont des fractures en tension à l'arrière ou dans la pente.

III.1. Types d'instabilité structurale

Les configurations de rupture associées à un massif de type discontinu se retrouvent sous plusieurs formes selon la configuration des éléments structuraux présents dans le massif rocheux. Le sous coupage de plusieurs éléments structuraux forme des blocs libres d'effectuer des déplacements et/ou des rotations. Le comportement des mouvements est caractérisé par un déséquilibre au niveau des forces en présence.

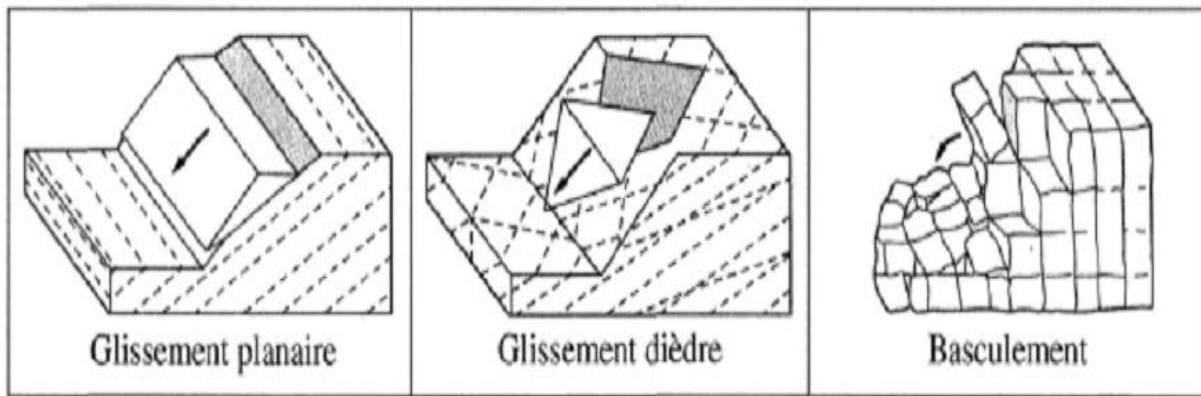


Figure I. 12 : Exemples d'instabilités structurales.

Le glissement de blocs peut survenir le long d'un seul plan de glissement (planaire) ou le long de deux plans de glissement (dièdre). Des éléments structuraux de fort pendage peuvent permettre le détachement de blocs libres d'effectuer une rotation lors de la chute (basculement).

III.2. Mécanismes d'instabilité structurale

Les mécanismes d'instabilités pour des glissements plans ou dièdres sont relativement simples à expliquer lorsque les éléments structuraux sont persistants. Les instabilités commencent généralement lorsque le roc présent à l'endroit où une fracture voit le jour dans la pente est enlevé par les activités de la mine. La forme et la localisation de la zone de rupture sont déterminées par la localisation et l'orientation des fractures présentes. Le mécanisme dominant de rupture dans ce cas est une rupture en cisaillement (la résistance en cisaillement des fractures est excédée). Lorsqu'une pente est créée et qu'il y a présence de fractures voyant le jour dans la pente, l'initiation de l'instabilité sera contrôlée par les caractéristiques de résistance des fractures, les caractéristiques de résistance du roc intact et les conditions en eau souterraine.

La majorité des cas d'instabilités impliquent des fractures non persistantes et un mécanisme progressif menant à une rupture totale dans la pente. Un mécanisme progressif de rupture dans une pente est défini comme étant un développement successif de surfaces de rupture en fonction des redistributions de contraintes dans le massif et la perte de résistance en cisaillement du matériel.

Une rupture progressive dans une pente impliquerait une propagation de fissures le long de fractures non persistantes déjà existantes et une rupture dans le roc intact entre ces fractures.

IV. ANALYSE DE STABILITE DE PENTE

Les interactions entre les éléments du massif rocheux combinés à la géométrie de la pente, à la présence d'eau, aux variations de température et aux activités de la mine font que chaque pente créée par l'homme se comporte de manière unique. Les analyses de stabilité des pentes permettent de mieux définir les risques et les causes des instabilités et de prendre des moyens concrets pour maintenir un niveau de sécurité acceptable tout en assurant une viabilité économique. Ces analyses déterminent quels mécanismes doivent être considérés et présentés comme initiateurs de ruptures (identification des mécanismes clés). Les analyses de stabilité ont employées à tous les stades de développement d'une mine (planification, conception, contrôles de terrain pendant l'exploitation).

IV.1. Procédure générale d'analyse

L'analyse de stabilité se décompose en plusieurs étapes, Hoek et Bray(1981), tel que :

- ⊗ Premièrement : la collecte de données sur le massif rocheux s'effectue à différentes échelles. Elle consiste en la quantification des propriétés mécaniques des composantes du massif rocheux et en la détermination de la classification géomécanique du massif rocheux en général.
- ⊗ Deuxièmement : l'analyse des observations de terrain en lien avec l'instabilité comprend la recherche des mécanismes clés impliqués dans l'instabilité. L'analyse des observations de terrain informe sur le mode de rupture.
- ⊗ Troisièmement : l'utilisation de différentes méthodes assistant l'analyse aident à définir (quantifier) l'état de stabilité de la pente. Les données recueillies lors de la collecte d'informations sont généralement utilisées à cette étape. Le choix des méthodes de calculs dépend principalement du type d'instabilité.
- ⊗ Quatrièmement : définir la corrélation entre les résultats des calculs et les observations de terrain de façon à valider les résultats, les mécanismes clés impliqués dans l'instabilité et les solutions mises de l'avant.

Ces étapes constituent une ligne directrice générale et peuvent varier selon le type d'analyse de stabilité effectué.

IV.2. Types d'analyse de stabilité

Les analyses de stabilité se divisent généralement en deux catégories: **La conception** (étapes de planification et de conception des pentes) et **la rétro-analyse** (étapes de contrôle de terrain pendant l'exploitation).

- La conception vise à l'interprétation des caractéristiques du massif rocheux et à la compréhension des interactions de ces caractéristiques en vue de concevoir des pentes sécuritaires.
- La rétro-analyse étudie des phénomènes d'instabilités déjà observés ou encore présentement actif. Cette étude vise à déterminer les causes d'instabilités en vue d'établir des mesures permettant de rétablir la situation ou d'éviter que ces phénomènes ne se reproduisent.

CONCLUSION

Cette recherche nous a permis d'avoir une idée générale sur les risques des ouvrages souterrains et les différentes manières d'auscultation en cours de réalisation d'un projet souterrain.

CHAPITRE

II

Description du projet

INTRODUCTION

Le réseau routier en Algérie s'appuie sur deux axes transversaux ; autoroute Est-Ouest et celle des Hauts Plateaux, cela est complété par la réalisation des pénétrantes Nord-Sud qui relie le Nord du pays avec les autoroutes transversales et le Sud.

Dans ce sens la pénétrante de Tizi Ouzou qui relie la ville de Tizi Ouzou à l'autoroute Est-Ouest au niveau de la ville de Djebahia wilaya de Bouira, contribuera à l'amélioration de la communication de la ville avec l'intérieur et le reste du pays.



Figure II. 1 : l'autoroute est-ouest et la position de la pénétrante de Tizi Ouzou.

I. PRESENTATION DE LA PENETRANTE DE TIZI OUZOU

Le tracé de la pénétrante de Tizi-Ouzou à l'Autoroute Est-Ouest est scindé en deux sections: section 1, elle prend naissance au raccordement avec l'évitement sud de la ville de Tizi-Ouzou jusqu' à la limite de la commune de Draa El Mizan.

Pour la section 2, débute de limite de la commune de Draa El Mizan dans la wilaya de Tizi-Ouzou et se termine au raccordement avec l'autoroute Est-Ouest dans la commune de Djebahia (Wilaya de Bouira). Dans cette section le tracé traverse une zone montagneuse. A cet effet, la construction d'un tunnel long de 950 m en bitube est inévitable compte tenu des conditions topographiques du site



Figure II. 2 : la localisation du tunnel T2 sur le trace de la pénétrante de Tizi Ouzou.

II. GEOMETRIE DU PROJET

Le tunnel T2 qui fait partie de la section 2 du projet de la pénétrante de Tizi Ouzou dont les coordonnées sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau II. 1 : Caractéristiques du tunnel T2.

Entre		sortie		Longueur	
Tube droit	Tube gauche	Tube droit	Tube gauche	Tube droit	Tube gauche
PK36+200	PK36+200	PK37+150	PK37+120	950 m	920 m

Le tunnel entre dans un projet autoroutier d'un profil en travers 2x3 voies dont la section transversale qui est représenté dans la figure suivante :

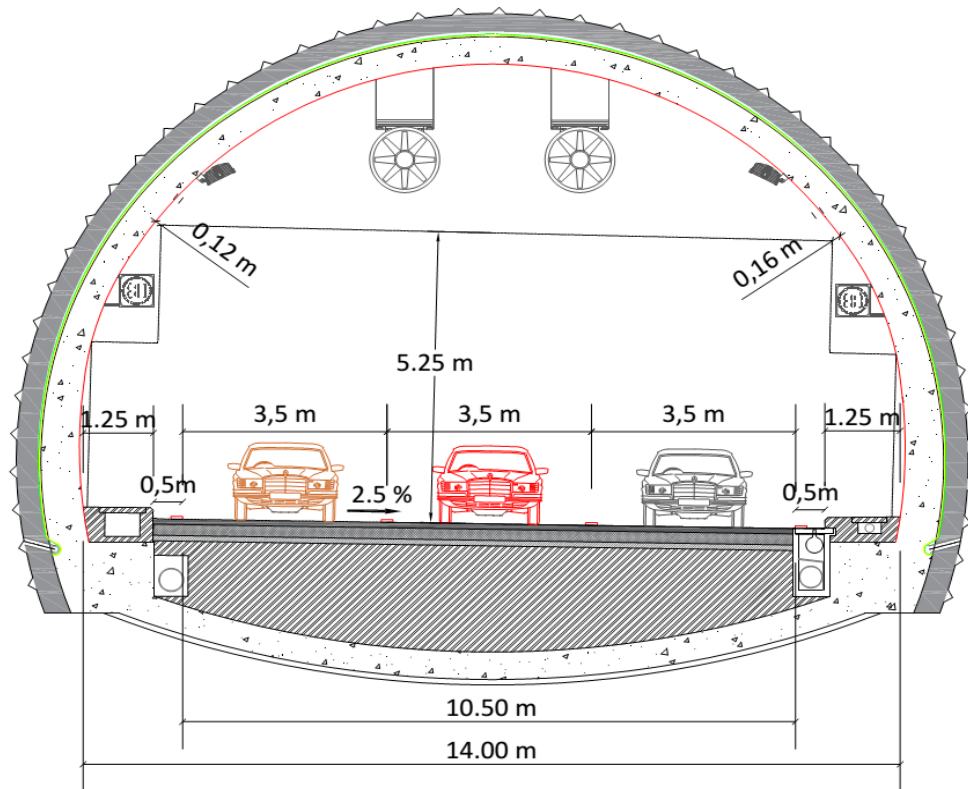


Figure II. 3 : La section transversale du tunnel.

Le portail d'entrée côté de Draa El Mizan est caractérisé par des talus frontaux et des talus latéraux comme le montrent les figures suivantes :

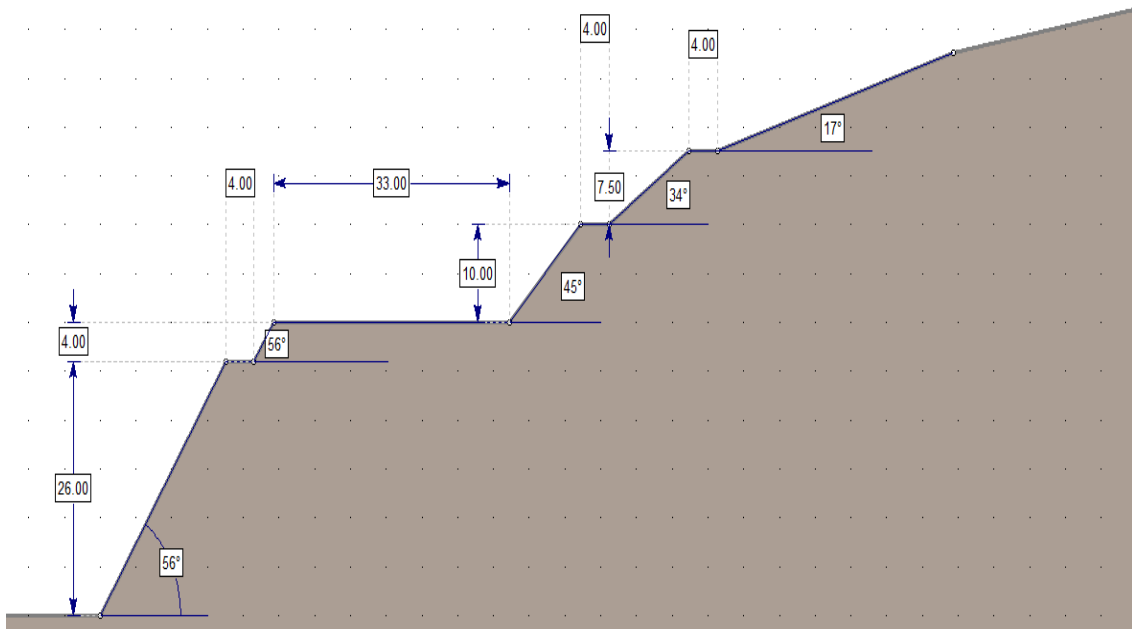


Figure II. 4 : talus frontal gauche.

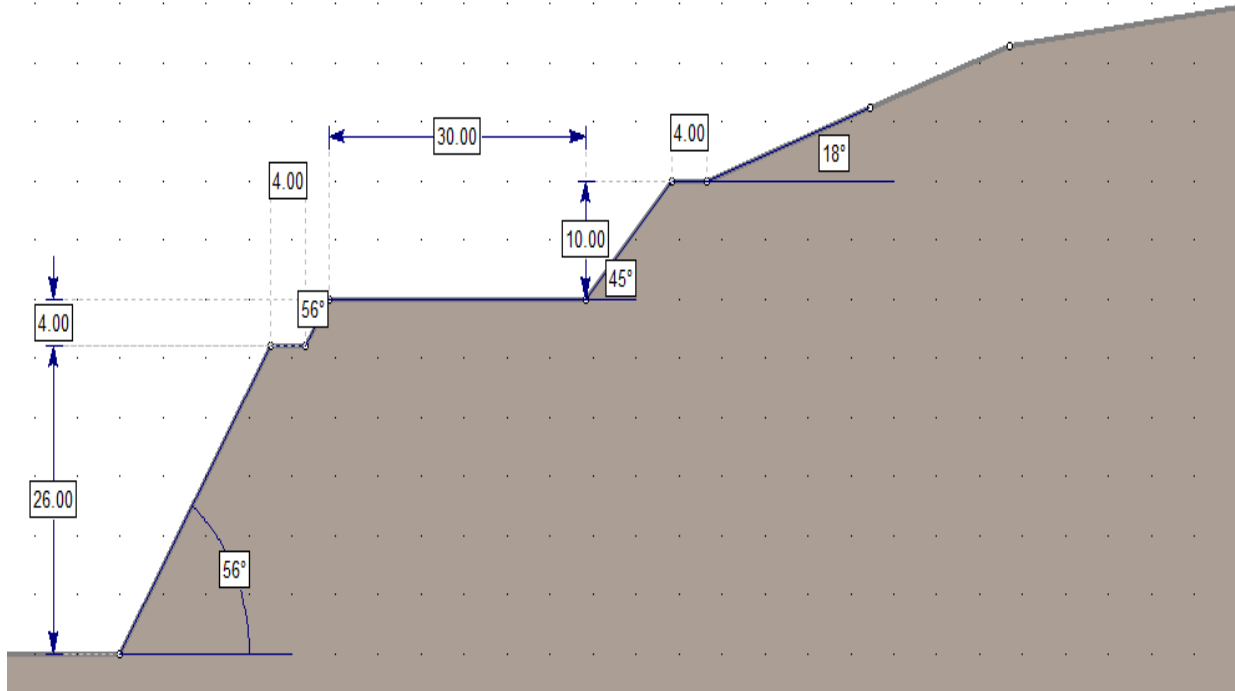


Figure II. 5 : talus frontal droit.

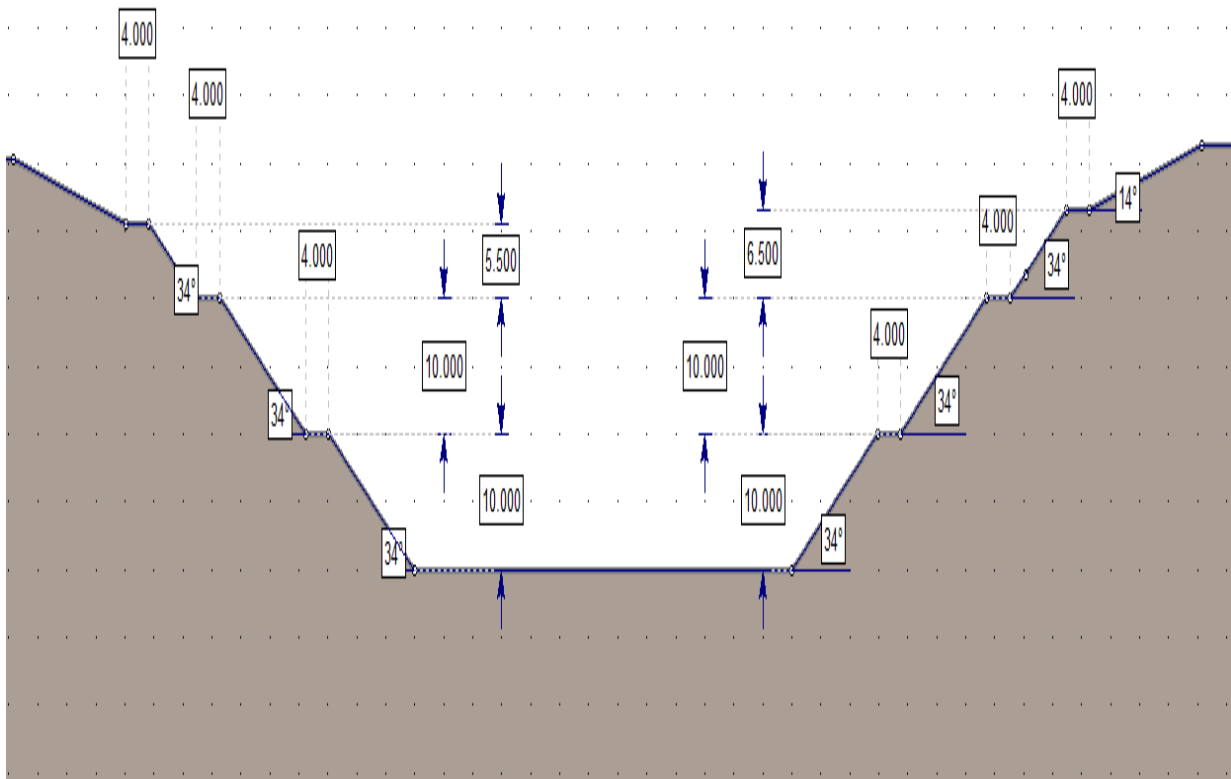


Figure II. 6 : talus latéraux.



Figure II. 7 : Vue en 3D du portail de Draa El Mizan.

III. GEOLOGIE DU PROJET

L'étude géologique doit donner au concepteur les éléments suivants :

- la géologie régionale, histoire géologique et tectonique du massif.
- la structure du massif.
- inventaire et localisation des accidents (failles, zones fracturées, zones broyées,...).
- description des terrains rencontrés selon leur nature pétrographique et minéralogique, selon leurs qualités et selon leurs discontinuités.

D'après l'étude géologique effectuée (sondages carottés, profil sismique...etc), la zone où se situe le portail d'entrée du tunnel de Bouira présente un substrat du Miocène, de l'unité marneuse T1m, dans laquelle on trouve intercalés occasionnellement des grès d'épaisseurs réduites. Les marnes en état sain présentent une grande consistance et des couleurs grises claires.

Sur ce substrat on trouve un horizon d'altération (T1m alt), d'épaisseurs variables aux alentours des 4 m, et d'une composition d'argile-limon plus moue et de couleurs marrons-orangées. Finalement, recouvrant d'une façon homogène toute la zone où démarre le tunnel, on détecte un dépôt colluvial (Qec) aux origines argileuses avec des graviers anguleux dispersés d'épaisseurs entre 3 et 5 m. Ces colluvions se caractérisent de propriétés géotechniques très déficientes puisqu'ils se trouvent sous des conditions de résistance résiduelle, à cause des glissements partiels auxquelles ils ont été soumis tout le long de leur histoire géologique.

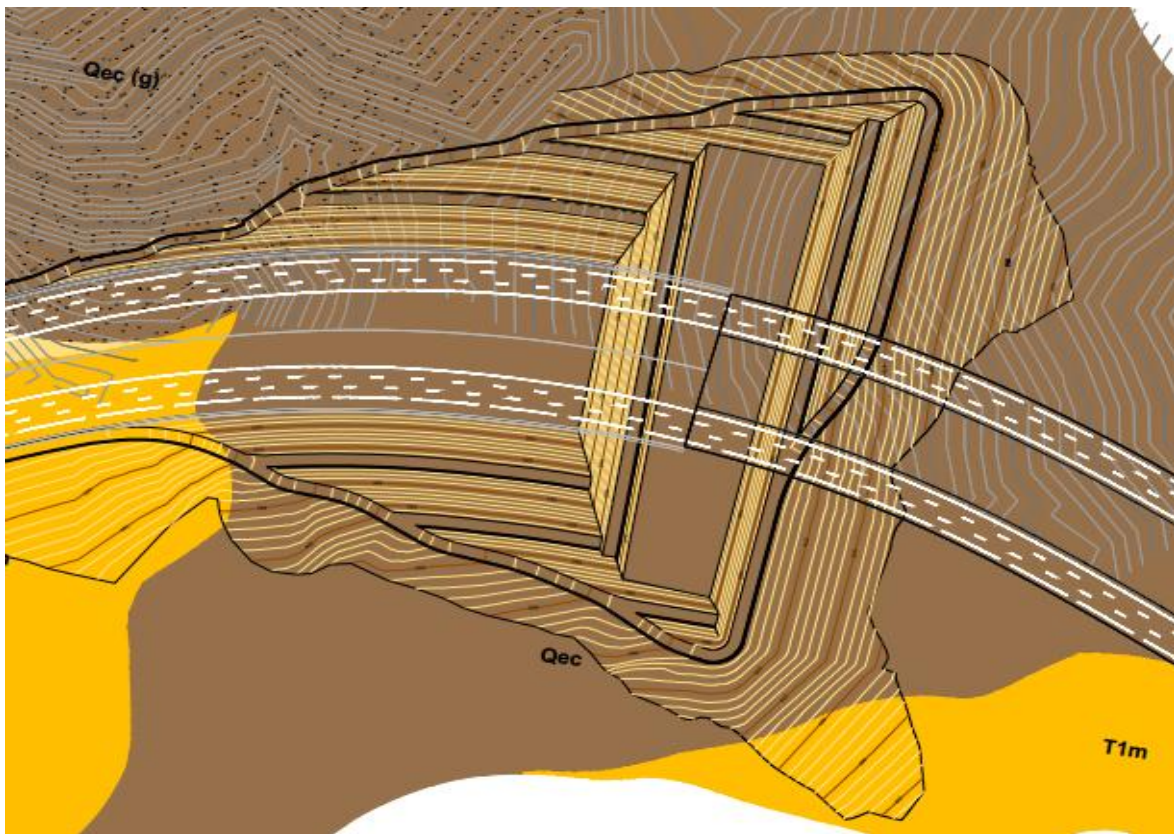


Figure II. 8 : Figure qui représente la géologie du site (portail de Draa El Mizan).

IV. GEOTECHNIQUE DU PROJET

L'étude géotechnique complète celle réalisée par la géologie. Il doit permettre de préciser la description des terrains traversés, leur état de contraintes in situ et de prévoir leur comportement pendant l'exécution puis l'exploitation de l'ouvrage, enfin, de définir les méthodes d'exécution, le dimensionnement des ouvrages, les précautions particulières et/ou les traitements spéciaux à envisager pendant la construction.

Pour arriver à cela plusieurs essais géotechniques in situ et en laboratoire pour déterminer les différents paramètres géotechniques des unités traversées tel que :

Avec les échantillons prélevés dans les sondages et les puits de reconnaissance un programme d'essais de laboratoire a été réalisé,

Pour élaborer la caractérisation géotechnique des matériaux de la zone du projet les essais suivants ont été réalisés:

Les essais in situ :

- Essais pressiométriques de type Menard (NF P 94-110) :
- Puits de reconnaissance :

Les essais au laboratoire :→ Essais d'identification physico-chimique

- Analyse granulométrique du sol par tamisage
- Analyse granulométrique du sol par sédimentation
- Détermination de la limite liquide d'un sol par l'appareil de Casagrande.
- Détermination de l'indice de plasticité d'un sol.
- Détermination de la teneur en eau des sols par séchage en étuve.
- Détermination de la densité des sols.
- Détermination du poids spécifique des particules des sols.
- Contenu en sulfates solubles d'un sol.
- Contenu en carbonates.
- Teneur en matière organique.
- Teneur en gypses.
- Teneur en sels solubles.
- Essai de bleu de méthylène (VBS).

→ Essais mécaniques

- Essai à la rupture en compression simple des échantillons de sols.
- Essai Brésilien.
- Essai de compressibilité à l'oedomètre.
- Essais de pression de gonflement et gonflement libre.
- Essais de cisaillement rectiligne (CU et CD).
- Essais triaxiaux.
- Essais Proctor et CBR.

Les paramètres de calcul considérés proviennent des résultats des essais de laboratoire, et des essais in situ réalisés, et les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II. 2 : Tableau résumé des paramètres géotechniques des unités traversées.

<i>Unité</i>	<i>description</i>	γ (KN/m ³)	<i>C</i> (kPa)	Φ (°)	<i>E</i> (MPa)	ν
<i>T1m</i>	Marnes peu altérées	23.1	112.5	27	90	0.3
<i>T1m alt</i>	Marnes altérées	20.1	20	20	19	0.3
<i>Qec</i>	Dépôt colluvial en condition résiduelle	20.6	12	20	0.007	0.3

V. CONCEPTION INITIALE DES TALUS

Pour la stabilité des talus du portail de Draa El Mizan un soutènement de type Soil Nailing vérifié à l'aide de logiciel **Slide V6**¹.

Les talus à l'état initiale sont stables avec un facteur de sécurité $F_s = 1.672$.

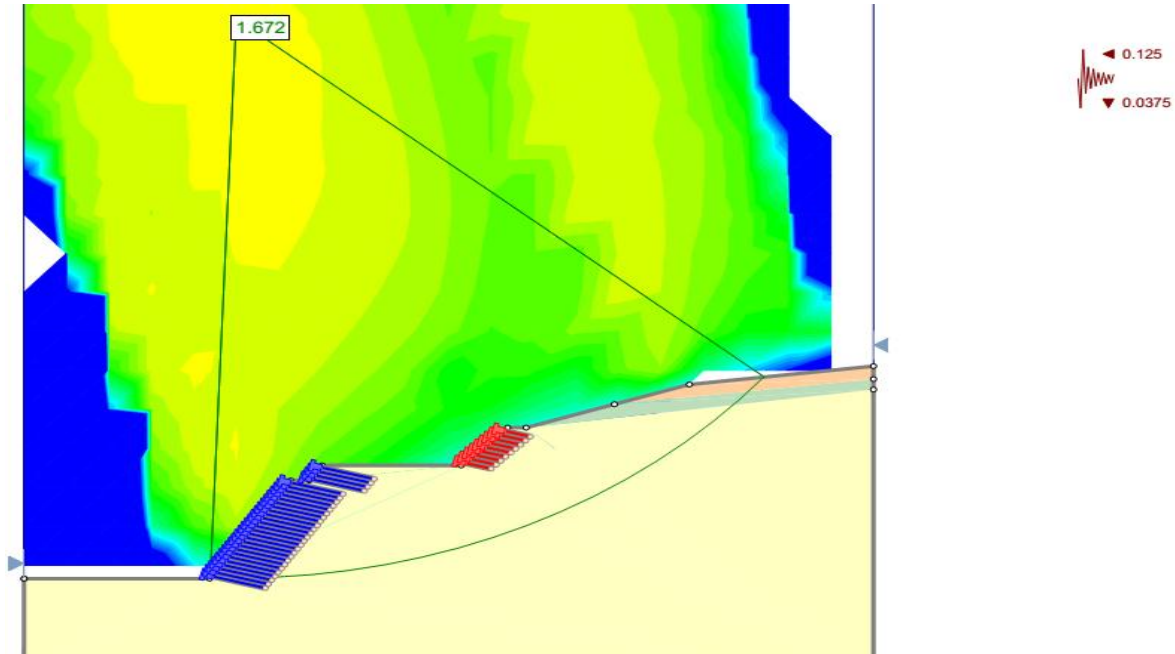


Figure II. 9: Talus frontal droit.

CONCLUSION

Dans la réalisation des ouvrages souterrains on rencontre souvent des problèmes dû à la mauvaise évaluation des paramètres caractérisant le terrain encaissant et aussi coté réalisation, ce qui rend l'auscultation et le contrôle indispensable pour assure la stabilité de l'ouvrage.

¹ : KHETTAR Meziane, KRIM Lyes, chapitre IV. 2016.

CHAPITRE

III

Auscultation du projet

INTRODUCTION

Les dernières méthodes et procédures de construction des tunnels, exigent nécessairement de prévoir un système de prise des données géologiques et géotechniques sur le chantier, qui permettrait de préciser ces données et de les comparer avec les estimations prévues pendant la réalisation des études.

L'auscultation comprend l'ensemble des tâches nécessaires pour contrôler le comportement d'une excavation souterraine selon l'observation systématique du comportement structural des sections de soutènement et le suivi des possibles modifications dans les différentes sections ou dans les imprévus géologiques.

La tâche principale de l'auscultation est la mesure des mouvements du sol, en mettant l'accent sur le contrôle du tunnel le long des paramètres suivants:

- **Déplacement dans le contour du tunnel :** mesure de la déformation relative entre les points à l'intérieur de la section excavée, convergences. La valeur et vitesse de la déformation seront contrôlées avec l'installation des stations de convergence le long du tunnel. Dans les zones particulièrement sensibles, la mesure sera aussi contrôlée par des méthodes topographiques.

Au niveau des portails, l'auscultation des mouvements du tunnel joue un rôle clé pour la détection précoce des possibles instabilités des talus. Les points à vérifier sont:

- **Mesure des mouvements horizontaux:** mesure par inclinomètres d'éventuelles instabilités dans les talus frontaux et latéraux des portails.
- **Mesure des sièges:** Dans les pentes des portails du tunnel, des éléments de nivellement seront placés. Les sièges dans le couronnement de pentes peuvent indiquer l'existence de glissement.
- **Mesure des niveaux piézométriques :** Les modifications de la nappe phréatique dans les pentes peuvent occasionner des glissements.

I. L'AUSCULTATION DU PROJET

On distingue l'auscultation géologique et géotechnique :

II.1. L'auscultation géologique

II.1.1. Classification de front :

Le front de projet est classifié comme suit :

D'après les fiches de front on constate un RMR qui tourne au tour de 60 (dans la plus part des sections traversées) ; à titre d'exemple dans : (voir ANNEXE).

➤ PK 36+202



Figure III. 1 : le front au PK 36+202.

Tableau III. 1 : note RMR pour le front de PK 36+202.

Paramètres géologique											
Résistance à la compression (Mpa)	RQD (%)	altération	Venu d'eau	rugosité	ouverture	Type	espacement	remplissage	persistance	orientation	Not RMR
2	13	6	15	3	5	J,Fi	15	6	4	-5	64

➤ PK 36+217



Figure III. 2 : le front au PK 36+217.

Tableau III. 2 : note RMR pour le front de PK 36+217.

Paramètres géologique											
Résistance à la compression (Mpa)	RQD (%)	altération	Venu d'eau	rugosité	ouverture	Type	espacement	remplissage	persistance	orientation	Not RMR
2	8	5	15	3	6	J,Fi	15	6	6	-5	61

➤ PK 36+230



Figure III. 3 : le front au PK 36+230.

Tableau III. 3 : note RMR pour le front de PK 36+230.

Paramètres géologique											
Résistance à la compression (Mpa)	RQD (%)	altération	Venu d'eau	rugosité	ouverture	Type	espacement	remplissage	persistance	orientation	Not RMR
4	8	6	15	3	5	J,Fi	15	6	4	-5	61

II.1.2. Résultats

Vu l'orientation des joints qui sont favorables par rapport au sens de creusement et d'après l'observation ainsi que les notes de RMR de front on conclut que le front est d'une bonne tenue en présence des barres de soutènement (enfilages).

II.2. L'auscultation géotechnique

Dans cette partie on s'intéresse à l'auscultation de portail de coté de Draa El Mizan, donc on se base sur les résultats obtenue par les inclinomètres.

II.2.1. Implantations des inclinomètres

Dans le portail du tunnel coté Draa El Mizan cinq inclinomètres ont été placés pour détecter les instabilités pendant l'excavation.

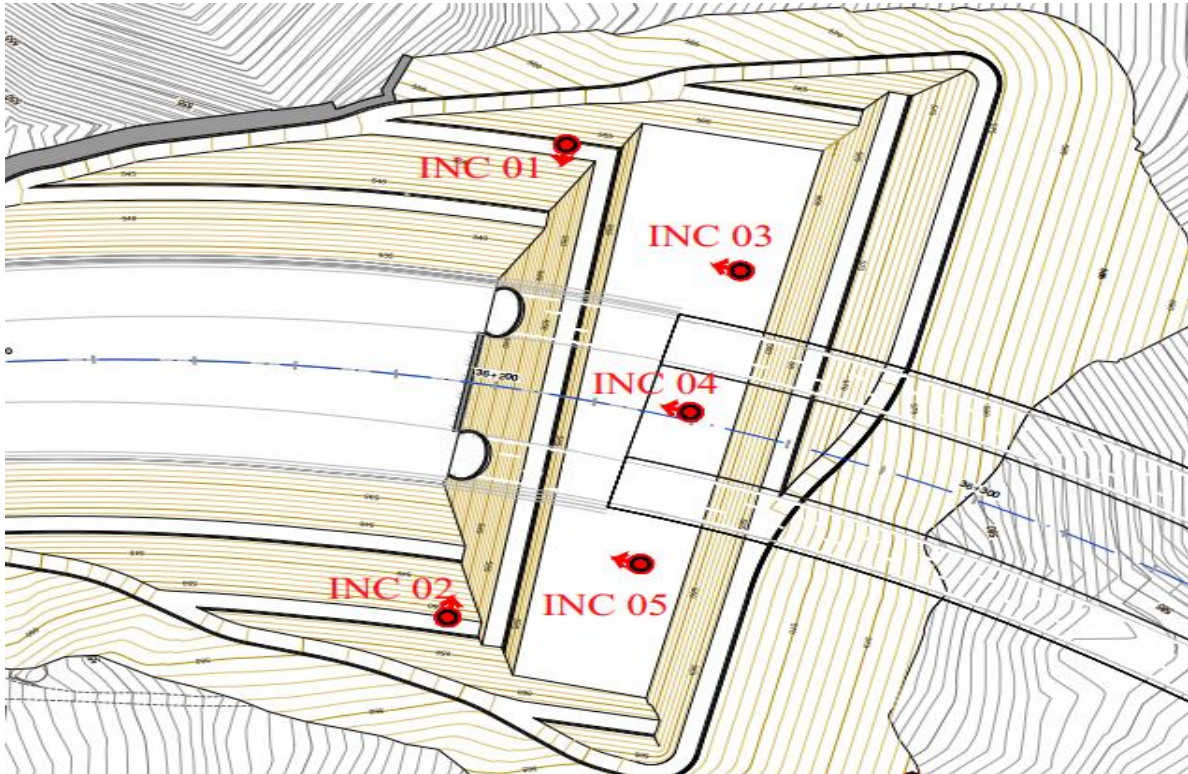


Figure III. 4 : la position des inclinomètres dans le portail de DEM.

Les inclinomètres sont utilisés pour mesurer les mouvements à l'intérieur du sol dans le plan perpendiculaire à l'installation. L'installation sera réalisée comme suit:

Un forage vertical suffisant pour accueillir le diamètre du tube de l'inclinomètre.

Les lectures seront réalisées par l'insertion de la sonde jusqu'au fond du tube et le bas vers le haut. Deux lectures pour chaque direction de mesure seront effectuées en faisant tourner 180° la position de la sonde afin d'éviter des erreurs dues à des possibles imperfections. En général, les données seront prises chaque 50 cm le long du tube de l'inclinomètre.

II.2.2. Résultats et interprétation

Après avoir implanté les inclinomètres les résultats de mesure des inclinomètres² sont représentés dans les graphes suivants :

² : Résultats des essais inclinométriques LCTP.

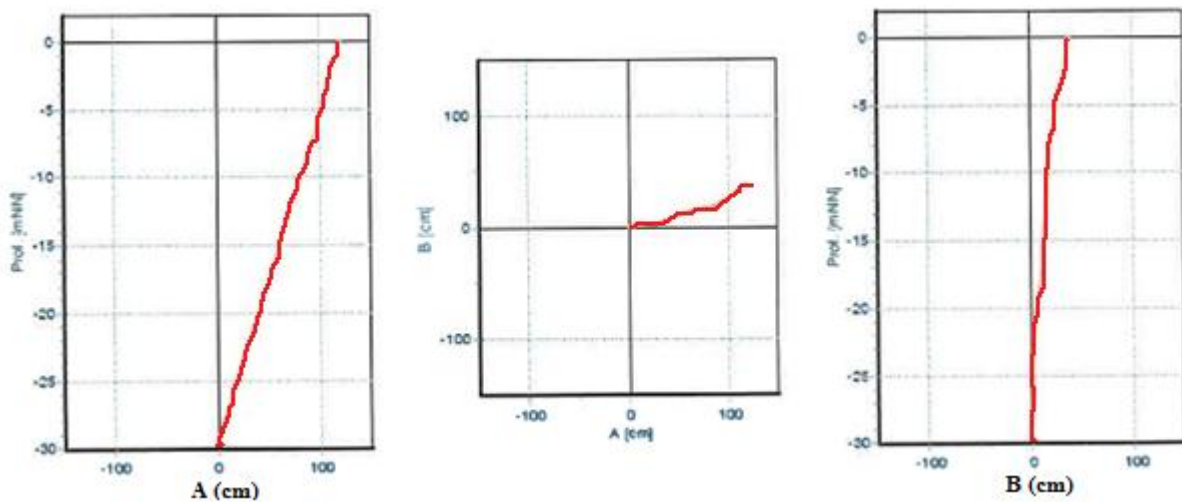


Figure III. 5 : courbe déformation inclinométrique de l'inclinomètre 04. (février 2016).

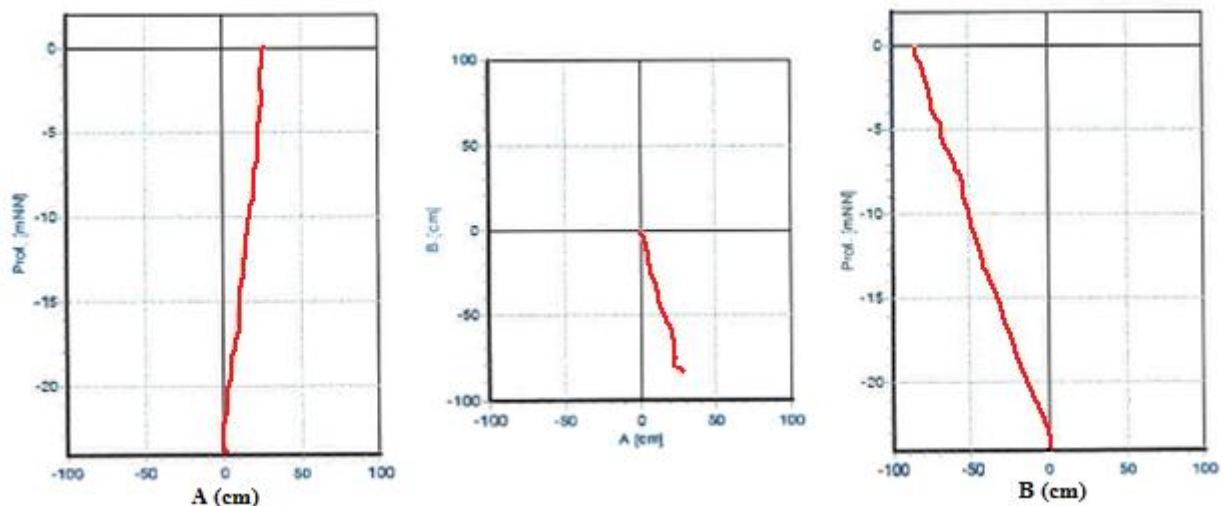


Figure III. 6: courbe déformation inclinométrique de l'inclinomètre 05. (février 2016).

☒ Interprétation des résultats

D'après ces graphes on remarque que les inclinomètres ont subi des grands déplacements dans les deux sens suivant l'axe A et suivant l'axe B, d'ordre de 1 m.

Cas de l'inclinomètre 04 :

L'axe A ; déplacement en surface est de l'ordre de 110 cm.

L'axe B ; déplacement en surface est de l'ordre de 40 cm.

Cas de l'inclinomètre 05 :

L'axe A ; déplacement en surface est de l'ordre de 50 cm.

L'axe B ; déplacement en surface est de l'ordre de 80 cm.

III. ANALYSE DU PROBLEME

Le talus frontal à l'état initial est stable, déjà mentionné dans le chapitre II, contrairement à la réalité qui montre son instabilité, cela dû à l'altération des unités géologiques rencontrées donc un défaut dans les paramètres géomécaniques utilisés dans la modélisation des talus.

Donc, il faut prendre en considération une certaine altération pour les unités géologiques ce qui influe sur les paramètres notamment la cohésion et l'angle de frottement qui seront des paramètres résiduels.

Vu le manque de données d'auscultation ce qui rend l'impossibilité de faire une retro-analyse convenablement donc on est obligé de diminuer les valeurs des paramètres jusqu'à ce que on obtient le cas réel dont le talus est instable dans l'état initial.

Donc on fait un choix des paramètres géomécaniques de chaque unité géologique, comme sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III. 4 : les paramètres géomécaniques résiduels.

Unité	Le cas	C (kPa)	Φ (°)
T1m	1 ^{er} cas	80	26
	2 ^{eme} cas	40	26
T1m alt	1 ^{er} cas	20	20
	2 ^{eme} cas	20	20
Qec	1 ^{er} cas	12	20
	2 ^{eme} cas	5	16

III.1. Modélisation des cas

La modélisation sera faite à l'aide de logiciel **Slide V6**.

✓ 1^{er} cas :

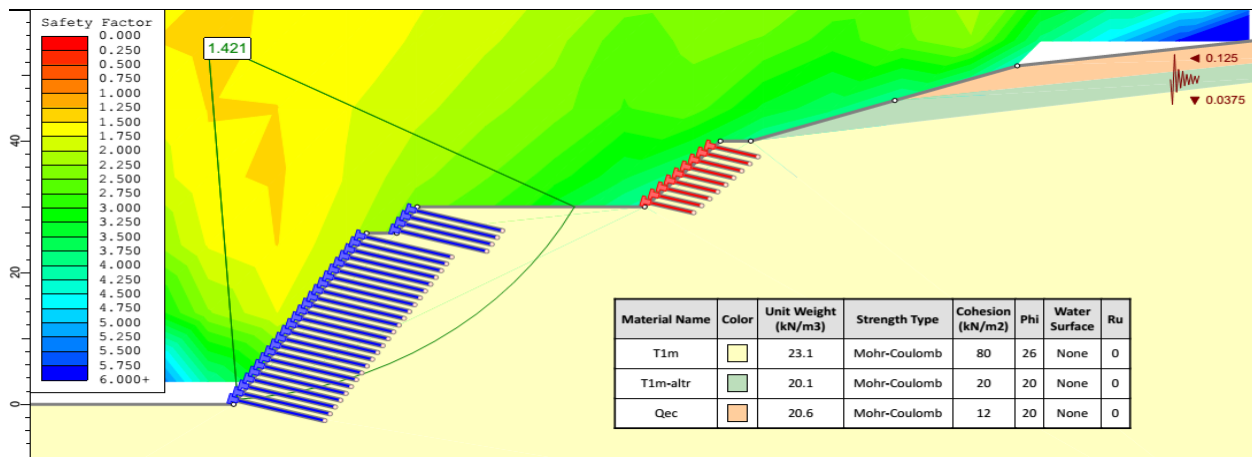


Figure III. 7 : le talus frontal droit selon les paramètres résiduels de 1^{er} cas.

On remarque que $F_s = 1.421$ alors le talus est toujours stable, ce qui implique que ces paramètres ne présentent pas notre cas (cas réel).

✓ 2^{eme} cas :

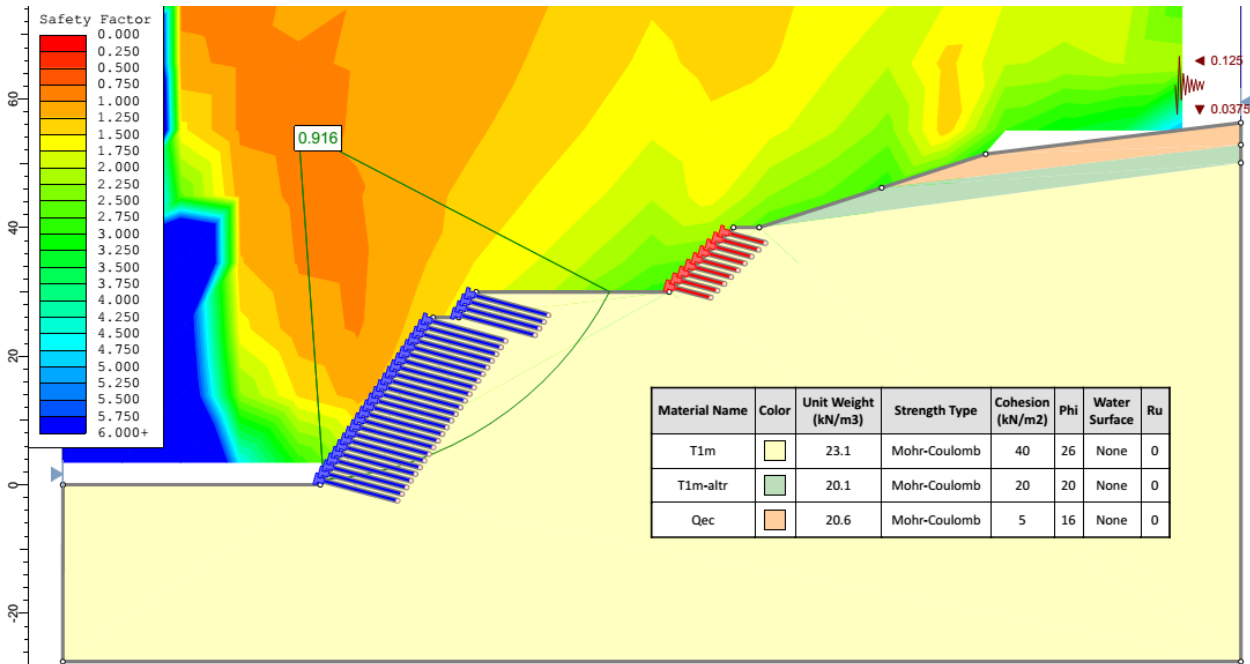


Figure III. 8 : le talus frontal droit selon les paramètres résiduels de 2^{eme} cas.

Ici le coefficient de sécurité est égal à $0.916 < 1$. Donc on est dans le cas d'un talus instable ce qui implique que les paramètres estimé dans le 2^{eme} cas peuvent représenter notre problème (talus instable).

On remarque que on est dans la limite, donc pour être assez sure que le talus a subit un glissement, on diminue la cohésion tel que on la divise sur deux ce qui nous donne une cohésion $C=20$ Kpa, ensuite on va modéliser notre talus avec les nouvelle valeurs des paramètres géomécanique du terrain.

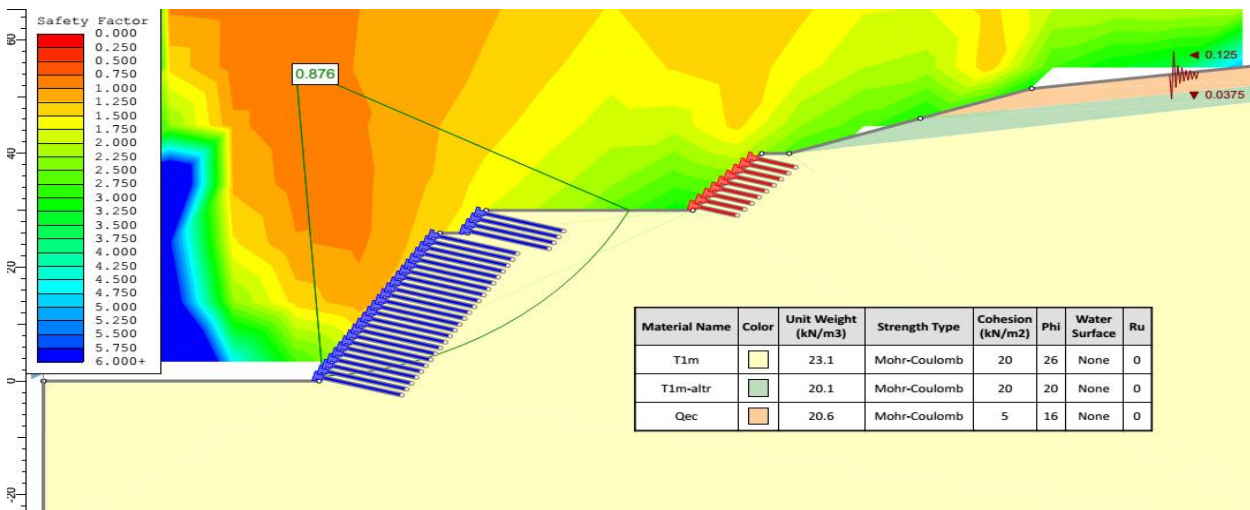


Figure III. 9: Le talus frontal dans le cas réel estimé.

Ici on a obtenu un coefficient de sécurité qui est égale a $F_s= 0.876$ ce qui peut représenter la situation de notre talus en réalité avec plus de probabilité.

CONCLUSION

Après l'interprétation des résultats de l'auscultation on remarque que les talus de portail de DEM sont instables, malgré que leur modélisation avec le logiciel numérique a donné des modèles stables. Donc on ne peut pas négliger l'auscultation en cours de réalisation d'un projet afin de surveiller quotidiennement le comportement de terrain, et en cas de désordre on utilise plusieurs méthodes telles que la rétro-analyse qui permet de déterminer les caractéristiques du problème.

Après l'analyse du problème on a obtenu les paramètres géomécaniques résiduels de terrain à partir de lesquels on va proposer un renforcement adéquat pour le talus et le vérifier avec le logiciel **Slide V6**, cela sera traite dans les chapitres qui suivent.

CHAPITRE

IV

Vérification des nouvelles conditions

I. ADAPTATION DES SOUTÈNEMENTS

Après l'interprétation des résultats d'auscultation sur les talus du portail de Draa El Mizan, un renforcement des talus est obligatoire et pour cela trois solutions ont été proposées qui sont :

- ✓ Poutres entrecroisées avec tirants d'ancrage.
- ✓ Butée en béton armé.
- ✓ Poutre ancrée

Il existe d'autres solutions telles qu'un mur en pieux avec des tirants d'ancrages.



Figure IV. 1: Mur en pieux avec tirants d'ancrages.

I.1 POUTRES ENTRECROISEES AVEC TIRANTS D'ANCRAGE.

Cette solution est un maillage de poutres entrecroisées distribuées sur toute la surface du talus ancrées dans le massif à l'aide des tirants d'ancrage, comme le montre la figure suivante :

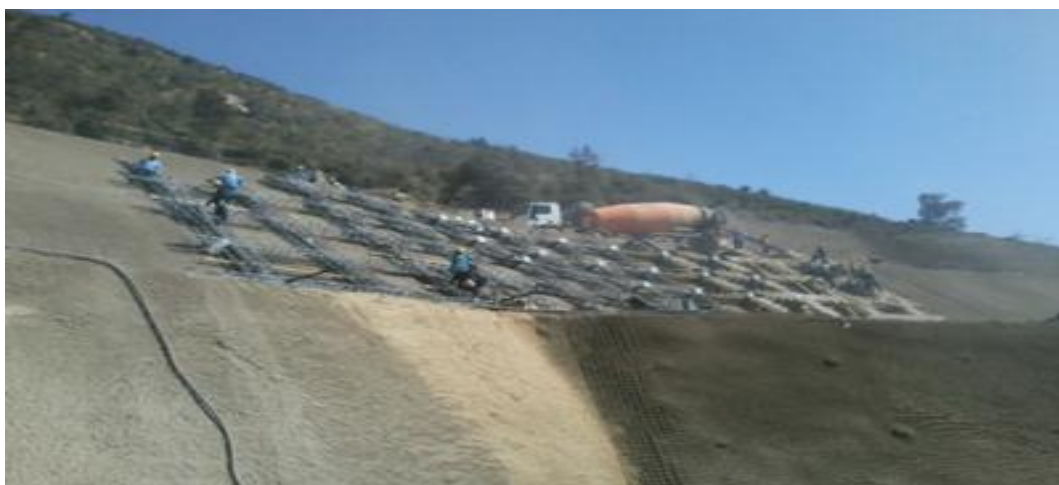


Figure IV. 2 : poutres entrecroisées sur un talus de portail d'un tunnel.

1.2 BUTEE EN BETON ARME

Cette technique consiste à réaliser une butée contre le talus pour réduire au maximum ou bien arrêter le déplacement de ce dernier.



Figure IV. 3 : butée en béton armé en cours de réalisation.

1.3 POUTRE ANCREE

C'est un système de renforcement avec une poutre en béton armé tout au long du talus joue le rôle d'une ceinture ancrée dans le massif par des tirants d'ancrage comme le montre la figure suivante :



Figure IV. 4 : Stabilisation des talus par des poutres ancrées.

CONCLUSION

Pour chaque problème plusieurs solutions sont envisageables. Le choix de la meilleure solution est basé sur plusieurs critères tel que :

- Economie,
- Techniques,
- Réalisation,
- La durée.

II. VERIFICATION DES NOUVELLES CONDITIONS

Dans ce présent mémoire on va s'intéresser à la solution de la butée en béton armé qui sera modélisé avec le logiciel Slide V6.

II.1. LA MODELISATION

L'une des solutions proposées était une butée en béton armé contre le talus frontal comme le montre la figure suivante :

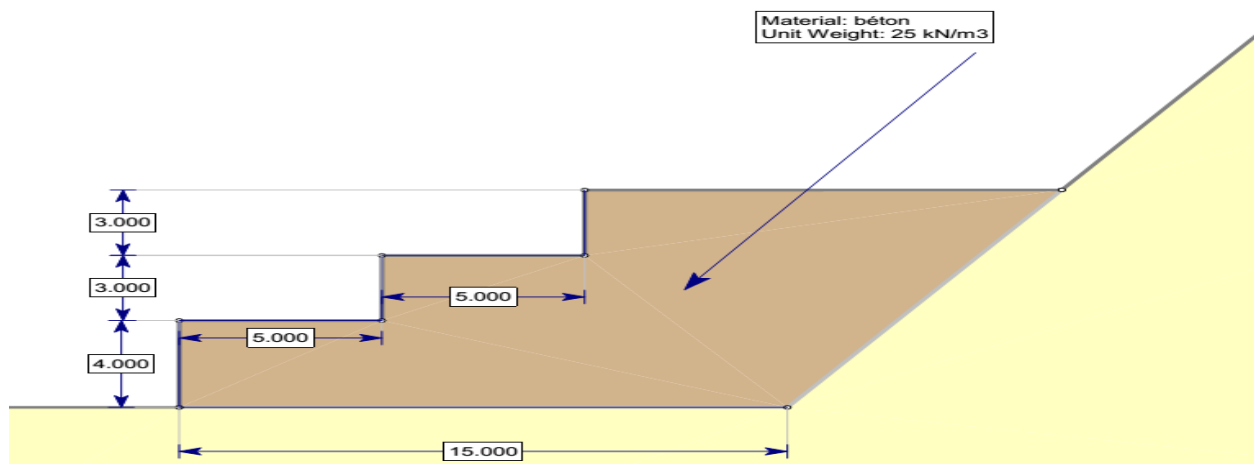


Figure V. 1 : schéma représentatif de la solution de butée en béton armé.

II.2. RESULTATS

Après avoir modélisé la solution dans le logiciel les résultats obtenus sont représentés dans les figures suivantes :

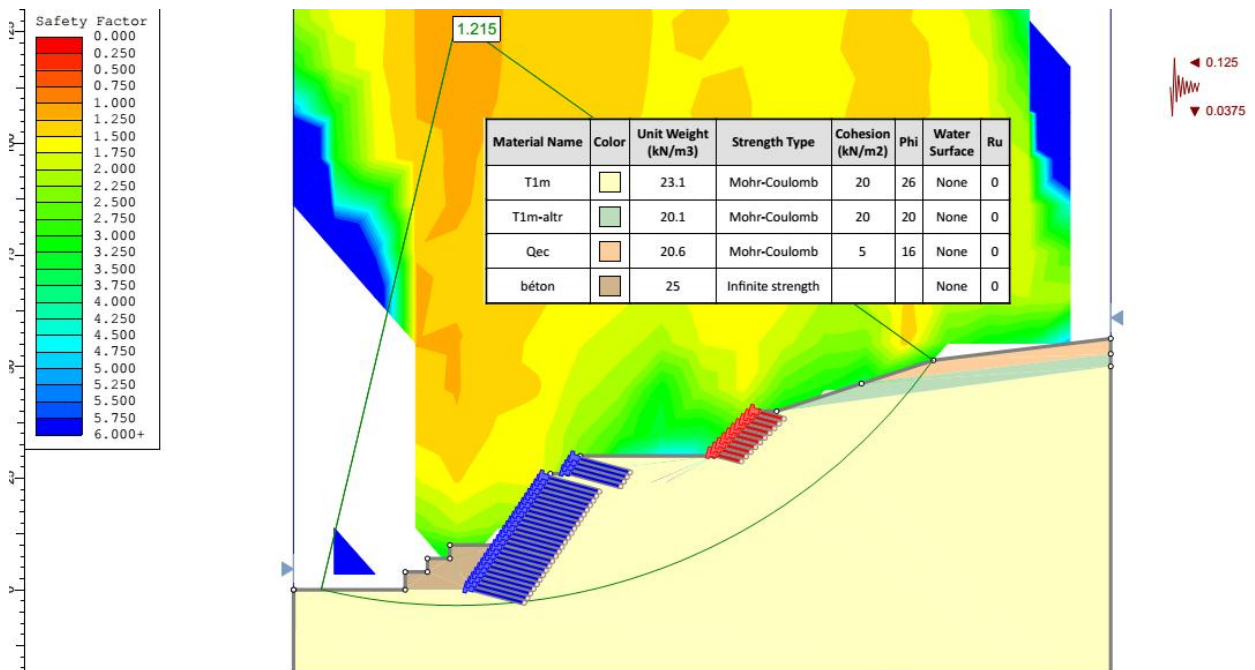


Figure V. 2: Talus frontal avec solution de la butée.

II.3. INTERPRETATION

Après la modélisation du système de renforcement par butée en béton armé en utilisant les paramètres résiduels obtenus par la rétro-analyse, on remarque que le facteur de sécurité est supérieur à 1 ($F_s = 1.215$).

Alors le talus frontal est stable, donc cette solution peut être envisagée.

CONCLUSION GENERALE

Ce présent mémoire nous a permis de connaître le monde de la recherche, tel qu'on a amélioré nos connaissances dans le domaine des ouvrages souterrains.

A travers ce modeste travail, on constate que la stabilité des ouvrages souterrains ne se base pas seulement sur les différentes disciplines telles que la mécanique des sols, la mécanique des roches, la résistance des matériaux,...etc, mais aussi un plan d'auscultation est indiscutable pour ausculter et surveiller le comportement de terrain et de l'ouvrage, par conséquence on évite toute anomalie non prévue.

Au cours de notre recherche on a basé d'une part sur l'auscultation de tunnel de DEM situé sur la pénétrante de Tizi Ouzou et l'interprétation des résultats de mesures inclinométriques nous a amené à proposer à des renforcements immédiat et adéquat pour assurer la stabilité des talus de portail de DEM, et d'autre part de la validation de renforcement proposé à l'aide d'un logiciel numérique.

Afin d'atteindre notre objectif on a passé de cinq chapitres :

Une recherche bibliographique afin d'avoir une idée générale sur la majorité des problèmes rencontrés en cours de réalisation d'un tunnel et sur les phases d'auscultation des ouvrage souterrains avec un aperçu sur les différents paramètres et les instruments d'auscultation.

Dans le deuxième chapitre une description du projet de tunnel de Draa El Mizan en donnant les différents paramètres géométrique, géotechnique et géologique.

Le troisième chapitre c'était sur le problème rencontré dans le portail de côté de DEM et les instruments d'auscultation utilisés dans ce projet.

Un renforcement a été proposé dans le quatrième chapitre afin de stabiliser les talus de portail de DEM.

Une vérification numérique de renforcement avec le logiciel Slide V6 dans le cinquième chapitre.

Référence bibliographique

- Recommandations de l'AFTES « organisation de l'auscultation des tunnels » ; version I-1998 approuvée par le comité technique du 7 avril 1998.
- Jamal IDRIS ; thèse DOCTORAT « Accidents géotechniques des tunnels et des ouvrages souterrains – Méthodes analytiques pour le retour d'expérience et modélisation numérique », 23 octobre 2007.
- RICHARD CAUMARTIN mémoire « rétro-analyse de l'instabilité d'une pente dans une mine à ciel ouvert assistée de la modélisation numérique utilisant la méthode des éléments distincts », 2007 (QUEBEC).
- BEKKARI HADDA mémoire de fin d'études « Retro-analyse tridimensionnelle d'un tunnel instrumenté à faible profondeur », juin 2013.
- KHETTAR Meziane, KRIM Lyes ; mémoire pour l'obtention de diplôme d'ingénieur en travaux publics à l'ENSTP. « Conception et étude d'un tunnel autoroutier bitube situé sur la pénétrante de TIZI OUZOU », juin 2016.

ANNEXE

Tableau 1 : Tableau récapitulatif des notes RMR relatives au front de PK 36+202.

		Note	
Résistance à la compression Rc	Très faible	< 1	0
	Faible	1-5	1
	Moyenne faible	5-25	2
	Moyenne forte	25-50	4
	Forte	50-100	7
	Très forte	100-250	12
	Extrêmement forte	> 250	15
RQD	T. médiocre	0-25	3
	Médiocre	25-50	8
	Moyen	50-75	13
	Bon	75-90	17
	Excellent	90-100	20
Rugosité	Très rugueux		6
	Rugueux		5
	Légèrement rugueux		3
	Lisse		1
	Glissant-brillant		0
Espacement	> 2m		20
	0,6 - 2m		15
	200 - 600mm		10
	60 - 200mm		8
	< 60mm		5
Persistence	< 1m		6
	1 à 3m		4
	3 à 10m		2
	10 à 20m		1
	> 20m		0
Remplissage (mm)	Fermé		6
	Remplissage dure < 5mm		4
	Remplissage dure > 5mm		2
	Remplissage tendre < 5mm		2
	Remplissage tendre > 5mm		0
Ouverture	Fermé		6
	< 0,1mm		5
	0,1 à 1		4
	1 à 5		1
	> 5mm		0
Altération	Non altéré		6
	Léger altéré		5
	Moy.altéré		3
	haut.altéré		1
	Décomposé		0
Venu d'eau	Complètement sec		15
	Humide		10
	Saturé		7
	Pression d'eau modérée		4
	Problème sérieux de venu d'eau		0
Orientation	Très défavorable	45 -90°	-12
	Moyen	20 - 45°	-5
	Défavorable	0 - 20°	-10

ANNEXE

Tableau 2 : Tableau récapitulatif des notes RMR relatives au front de PK 36+217.

			Note
Résistance à la compression Rc	Très faible	< 1	0
	Faible	1-5	1
	Moyenne faible	5-25	2
	Moyenne forte	25-50	4
	Forte	50-100	7
	Très forte	100-250	12
	Extrêmement forte	> 250	15
RQD	T. médiocre	0-25	3
	Médiocre	25-50	8
	Moyen	50-75	13
	Bon	75-90	17
	Excellent	90-100	20
Rugosité	Très rugueux		6
	Rugueux		5
	Légèrement rugueux		3
	Lisse		1
	Glissant-brillant		0
Espacement	> 2m		20
	0,6 - 2m		15
	200 - 600mm		10
	60 - 200mm		8
	< 60mm		5
Persistence	< 1m		6
	1 à 3m		4
	3 à 10m		2
	10 à 20m		1
	> 20m		0
Remplissage (mm)	Fermé		6
	Remplissage dure < 5mm		4
	Remplissage dure > 5mm		2
	Remplissage tendre < 5mm		2
	Remplissage tendre > 5mm		0
Ouverture	Fermé		6
	< 0,1mm		5
	0,1 à 1		4
	1 à 5		1
	> 5mm		0
Altération	Non altéré		6
	Léger altéré		5
	Moy.altéré		3
	haut.altéré		1
	Décomposé		0
Venu d'eau	Complètement sec		15
	Humide		10
	Saturé		7
	Pression d'eau modérée		4
	Problème sérieux de venu d'eau		0
Orientation	Très défavorable	45 -90°	-12
	Moyen	20 - 45°	-5
	Défavorable	0 - 20°	-10

ANNEXE

Tableau 3 : Tableau récapitulatif des notes RMR relatives au front de PK 36+230.

			Note
Résistance à la compression Rc	Très faible	< 1	0
	Faible	1-5	1
	Moyenne faible	5-25	2
	Moyenne forte	25-50	4
	Forte	50-100	7
	Très forte	100-250	12
	Extrêmement forte	> 250	15
RQD	T. médiocre	0-25	3
	Médiocre	25-50	8
	Moyen	50-75	13
	Bon	75-90	17
	Excellent	90-100	20
Rugosité	Très rugueux		6
	Rugueux		5
	Légèrement rugueux		3
	Lisse		1
	Glissant-brillant		0
Espacement	> 2m		20
	0,6 - 2m		15
	200 - 600mm		10
	60 - 200mm		8
	< 60mm		5
Persistence	< 1m		6
	1 à 3m		4
	3 à 10m		2
	10 à 20m		1
	> 20m		0
Remplissage (mm)	Fermé		6
	Remplissage dure < 5mm		4
	Remplissage dure > 5mm		2
	Remplissage tendre < 5mm		2
	Remplissage tendre > 5mm		0
Ouverture	Fermé		6
	< 0,1mm		5
	0,1 à 1		4
	1 à 5		1
	> 5mm		0
Altération	Non altéré		6
	Léger altéré		5
	Moy.altéré		3
	haut.altéré		1
	Décomposé		0
Venu d'eau	Complètement sec		15
	Humide		10
	Saturé		7
	Pression d'eau modérée		4
	Problème sérieux de venu d'eau		0
Orientation	Très défavorable	45 -90°	-12
	Moyen	20 - 45°	-5
	Défavorable	0 - 20°	-10