

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**

**Ecole Nationale Polytechnique**



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
Ecole Nationale Polytechnique

**Département de Génie Minier**

Mémoire de Master en

**Génie Minier**

**Soutènement et renforcement du front de taille (cas  
de la ligne ferroviaire Boughazoule / Djelfa)**

**Réalisé par : Ameer KESSAM**

Sous la direction de Pr. BACHAR ASSED Mohammed Aguid

Présenté et soutenu publiquement le (21/06/2017)

**Composition du Jury :**

**Président de Jury :** Mr. HASBELLAOUI Mustapha

**Rapporteur :** Pr. BACHAR ASSED Mohammed Aguid

**Examineur :** Mr. GACEM Rachid

**ENP 2017**

Ecole Nationale Polytechnique : 10, Avenue Hassen Badi BP182 El-Harrach 16200 Alger

(Algérie).



**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**

**Ecole Nationale Polytechnique**



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
Ecole Nationale Polytechnique

**Département de Génie Minier**

Mémoire de Master en

Génie Minier

**Soutènement et renforcement du front de taille  
(cas de la ligne ferroviaire Boughazoule / Djelfa)**

**Réalisé par : Ameer KESSAM**

Sous la direction de Pr. BACHAR ASSED Mohammed Aguid

Présenté et soutenu publiquement le (21/06/2017)

**Composition du Jury :**

**Président de Jury :** Mr. HASBELLAOUI Mustapha

**Rapporteur :** Pr. BACHAR ASSED Mohammed Aguid

**Examineur :** Mr. GACEM Rachid

**ENP 2017**

Ecole Nationale Polytechnique : 10, Avenue Hassen Badi BP182 El-Harrach 16200 Alger

(Algérie).

## Remerciements

- ❖ Au terme de ce travail, je tiens à présenter mes plus vifs remerciements au Pr. BACHAR ASSED Mohammed Aguid pour avoir suivi et dirigé ce travail.
- ❖ Nous remercions aussi Mr. ABAS Nacir le chef de la section technique COSIDER TP M26 pour son accueil chaleureux et son aide précieuse, ainsi que les ingénieurs de COSIDER TP M26 pour leurs soutiens, leurs disponibilités et leurs conseils durant tout notre travail.
- ❖ Mes remerciements vont également aux enseignements du département Génie Minier qui ont contribué à ma formation et en particulier le chef du département Mr OULD HAMOU Malek.
- ❖ Ma gratitude va également aux membres du jury Mr. HASBELLAOUI Mustapha et Mr. GACEM Rachid qui ont bien voulu m'honorer par leurs présences à la soutenance et pour l'effort fourni afin de juger ce travail.
- ❖ Qu'il me soit permis de remercier toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail.

# **DEDICACE**

*Je dédie ce modeste travail à :*

*Mes chers parents*

*Ma grand-mère*

*Mes frères et mes sœurs*

*Mes tantes et mes oncles*

*Tous mes amis et tous mes collègues*

*Et à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin.*

**KESSAM Aneur**

ملخص:

الموضوع: تدعيم مؤقت لواجهة الحفر لنفق سكة حديدية. أثناء إنشاء الأنفاق بواجهة كاملة أو نصف واجهة. انهيار التربة من واجهة الحفر هو من المشاكل الأساسية التي تتحكم بسلامة الاشغال داخل النفق وسلامة النفق نفسه. الهدف من عملنا هذا هو دراسة الطرق المتعددة لتدعيم واجهة الحفر للنفق. بتحليل ودراسة تماسكها حسب عدة نظريات منها. نظرية "بوسيناك" ونظرية البروفيسور مروا ياما.

الكلمات المفتاحية: نفق. واجهة الحفر. توازن. تدعيم. تدعيم بالقضبان.

## **Abstract:**

**Subject.** Support and reinforcement of the railway tunnel front.

In the case at tunnels excavation with full section or half section, the sliding of tunnel size front is one of the major problems related to the work safety in the tunnel and to the tunnel itself.

The objective of our work is to study the different methods of support and reinforcement of the front, analyzing its balance and stability by different theorems as BOUSSINESQ theorems and professor MARUYAMA.

**Keywords:** Tunnel, front, balance, reinforcement, bolting.

## **Résumé :**

**Sujet.** Soutènement et renforcement du front de taille du tunnel ferroviaire.

Dans le cas de réalisation des tunnels en plein section ou demi-section, Le glissement des terrains du front de taille est l'un des majors problèmes liés à la sécurité des travaux dans le tunnel et du tunnel lui-même.

L'objectif de notre travail est d'étudier les différents procédés de soutènement et de renforcement du front de taille, en analysent son équilibre et sa stabilité par des différents théorèmes comme celui de BOUSSINESQ et celui de professeur MARUYAMA.

**Mots clés :** Tunnel, front de taille, l'équilibre, renforcement, boulonnage.

---

## Table des matières

Liste des figures	
Liste des tableaux	

### Introduction générale

Introduction générale :	09
-------------------------	----

### **PARTIE 1 : Soutènement et renforcement du front de taille**

Introduction.	11
1. Etude d'équilibre du front de taille.	11
2. Stabilité du front de taille.	11
2.1. Principaux facteurs influant sur la stabilité du front de taille.	12
2.2. Méthodes d'analyse de la stabilité du front de taille.	12
2.3. Déformation du front de taille.	12
2.3.1. Tunnels en terrains cohérents.	13
2.3.2. Tunnels en terrains frottant.	13
3. Soutènement du front de taille.	14
3.1. Procédés de soutènement du front de taille.	14
3.2. Etude d'équilibre du front de taille.	15
3.2.1. Coefficient de poussée des terres au repos.	16
3.2.2. Etude de l'équilibre globale.	16
3.2.3. Le schéma d'équilibre de BOUSSINESQ.	17
3.3. Renforcement du front par des boulons d'encrages.	19
3.3.1. La méthode du professeur MURAYAMA.	19
3.3.2. La méthode d'ANAGNOSTOU et KOVARI.	21
3.4. Renforcement du front avec un merlon.	23

### **PARTIE 2 : Application numérique de renforcement de front de taille**

1. Etude de l'équilibre globale.	25
1.1. La vérification d'équilibre de BOUSSINESQ.	26
2. Etude de Stabilité du front de taille.	28
2.1. Renforcement du front avec un merlon.	30
Conclusion :	31

### Conclusion générale

Conclusion générale :	33
Références Bibliographiques.	34

---

## Listes des tableaux

Tableau 1. Les résultats de reconnaissances géotechniques

Tableau 2. Le coefficient de poussée des terres en fonction de coefficient de Poisson

Tableau 3. Caractéristiques géologique du bloc inférieur

Tableau 4. Caractéristique géologique du bloc supérieur

Tableau 5. Les caractéristiques géologique et géométrique du front de taille.

Tableau 6. Les paramètres de merlon

Tableau 7. Résultats de calcule pour blocs inférieur

Tableau 8. Résultats de calcule pour blocs supérieur

Tableau 9. Les valeurs recommandées des paramètres du front de taille

Tableau 10. Les valeurs de  $\varepsilon$  et  $\beta$

Tableau 11. Les différents efforts calculés.

Tableau 12 : les caractéristiques géométriques et géologiques du front de taille

Tableau 13 : les paramètres du merlon stabilisateur

---

## Liste des figures

Figure 1 : Les principal facteurs influence sur la stabilité du front

Figure 2. Schéma de rupture du front de taille en terrain cohérent

Figure 3. Schéma de rupture du front de taille en terrain frottant

Figure 4 : les zones de déformation.

Figure 5. Le schéma d'équilibre de front de taille

Figure 6. Le schéma de rupture de HORN

Figure 7. Les efforts agissant sur le front de taille

Figure 8. Stabilité de front de taille par un merlon non excavé

Figure 9. Schéma de résultante de la direction de glissement.

Figure 10. Caractéristiques des boulons d'encrages

---

# *Introduction générale*

---

### Introduction générale :

Les tunnels sont de plus en plus réalisés en pleine section, ce qui conduit à des hauteurs du front de taille parfois très importantes. C'est pourquoi les ingénieurs sont fréquemment appelés à examiner la tenue du front, et à prévoir généralement son renforcement.

Le renforcement de front de taille assure la stabilité de la galerie pendant l'exécution des travaux, et aussi participe à la stabilité des terrains en avant de front de taille en réduisant les efforts supportés par le soutènement provisoire sur les parois du tunnel qui est mis ensuite à l'excavation.

Le soutènement de front de taille a pour but :

- ✓ de garantir la sécurité du personnel travaillant dans la galerie,
- ✓ d'assurer la stabilité des parois de celle-ci dès la phase d'abattage du terrain et, si nécessaire, d'en – limiter les déformations,
- ✓ de protéger le terrain dans le cas où celui-ci est susceptible de subir une évolution défavorable (altération, déconsolidation) après ouverture, conduisant à une diminution inacceptable de ses caractéristiques.

En outre le renforcement du front de taille par des boulons en fibre de verre est une méthode particulièrement adaptée aux terrains susceptibles d'extrusion ou dans le cas d'excavation en pleine section amenant une surface du front de taille importante.

L'objectif de notre travail est d'étudier les différents procédés de soutènement et de renforcement du front de taille, en analysent son équilibre et sa stabilité par des différents théorèmes comme celui de BOUSSINESQ et celui de professeur MARUYAMA.

---

*Partie 1 : Soutènement et  
renforcement du front de  
taille*

---

## Partie 1 : Soutènement et renforcement du front de taille

### Introduction.

Lors de creusement du tunnel, l'équilibre naturel entre les forces va changer et se manifeste par les déformations de terrains du front de taille.

De ce fait, il est notable de déterminer tous les forces appliqués au front de taille.

### 1. Etude d'équilibre du front de taille.

Les études de la stabilité sont basées sur les résultats de différentes reconnaissances :

<i>Paramètres recommandées</i>		<i>Valeurs</i>
Hauteur de la couverture	H	22.00 m
Hauteur de l'excavation	y	6.40 m
Largeur de l'excavation	b	13.06 m
Angle de frottement interne	$\phi$	25.00 °
Poids volumique	$\gamma$	23.00 kN/m <sup>3</sup>
La cohésion	c	60.00 kN/m <sup>2</sup>
La surcharge	q1	0.00 kN/m <sup>2</sup>

Tableau 1 : Les résultats de reconnaissances géotechniques

Les charges suivantes sont prises en considération dans les calculs statiques :

**Poussée de sous – sol** : Le dessus-de-porte sur les structures sous-sol exerce une pression d'équilibre. La valeur de cette pression se dépend des conditions géologiques autour du tunnel.

**Charge d'eau** : Les charges d'eau n'ont pas une grande influence car les mesures de drainage sont dessinées aux plans d'excavation.

La zone est modelée par un rectangle coextensif que représente le front de taille. La superficie de la calotte et de stross sont d'environ 80 m<sup>2</sup> et la hauteur maximale est h=6,4 m.

Le calcul de stabilité du front de taille, découle de l'étude de la rupture du terrain situé derrière le front. La rupture de terrain derrière le front est accompagnée par l'apparition d'une fissure sensiblement rectiligne qui partage le massif en deux à partir du pied de front de taille, cette ligne est appelée la ligne de glissement.

### 2. Stabilité du front de taille.

Lors de creusement d'un tunnel souterrain, on substitue à l'état initial une succession d'états dont on ne sait s'ils sont d'équilibre et qui résultent d'abord de la création d'un vide au sein du massif (annulation de la contrainte normale à la paroi le long du pourtour de l'excavation et redistribution des contraintes), puis de la mise en place d'un soutènement provisoire généralement souple, enfin de la pose d'un revêtement définitif généralement plus rigide.

Dans ce cas, on n'ajoute pas des forces, mais on supprime des volumes de matière qui participaient à l'équilibre des forces de pesanteur préexistantes et que l'on remplace, après un certain délai, par des éléments de structure non équivalents.

### 2.1. Principaux facteurs influant sur la stabilité du front de taille.

- caractéristiques des terrains au front et leurs degrés d'hétérogénéité ;
- taille et forme de la section excavée ;
- profondeur du tunnel et l'état de contrainte ;
- présence d'eau et l'effet du gradient hydraulique ;
- méthode d'excavation et la technologie utilisée ;
- longueur sans soutènement

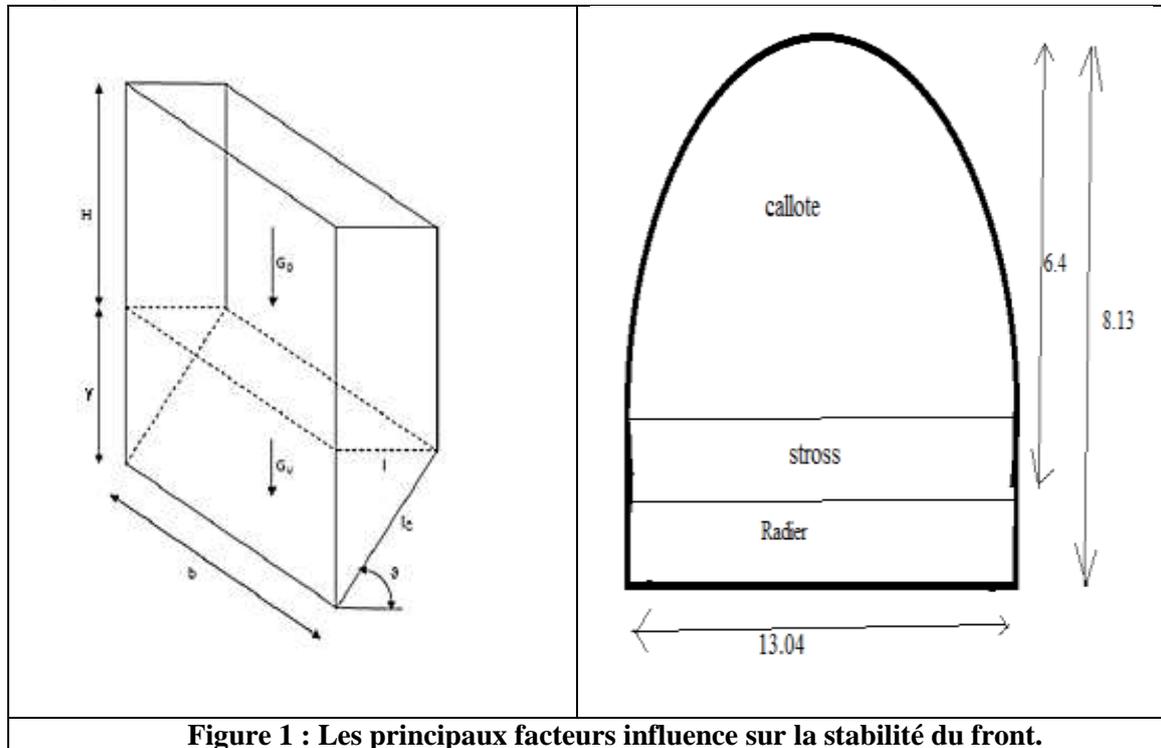


Figure 1 : Les principaux facteurs influence sur la stabilité du front.

### 2.2. Méthodes d'analyse de la stabilité du front de taille.

Les méthodes usuelles de calcul de la stabilité du front de taille d'un tunnel résultent de travaux expérimentaux (essais d'extrusion en laboratoire, essais en centrifugeuse), semi – empiriques et théoriques (notamment approche par le calcul à la rupture) ainsi que de l'observation in situ. Il sera en général prudent d'utiliser concurremment plusieurs méthodes car les coefficients de sécurité obtenus pouvant être très différents d'une méthode à l'autre. Les différentes approches mettent notamment en évidence la forte incidence de la prise en compte de la géométrie tridimensionnelle de l'ouvrage et l'influence prépondérante de la cohésion du terrain, qu'il faut préserver.

### 2.3. Déformation du front de taille.

Dans certains cas, l'objectif de la maîtrise de la stabilité du front de taille est doublé d'un objectif de limitation de la déformation du terrain se produisant en avant du front, de façon à maintenir à un niveau admissible les déplacements autour de l'excavation et notamment les tassements en surface.

En tout état de cause, il est souhaitable d'éviter les déformations excessives du terrain qui pourraient conduire à des désordres générateurs d'instabilité : annulation d'une cohésion fragile, désolidarisation de blocs, ouverture de fissures, venues d'eau.

## Partie 1 : Soutènement et renforcement du front de taille

### 2.3.1. Tunnels en terrains cohérents.

Dans ce cas, l'expérience montre que les ruptures au front de taille peuvent mobiliser des volumes de terrain importants (figure .2).

Le facteur de charge qui représente le niveau de cisaillement, est calculé pour l'étude de la stabilité du front.

$$N = \frac{\sigma_v}{C_u}$$

$\sigma_v$  Contrainte verticale à la profondeur du tunnel [kN/m<sup>2</sup>]

$C_u$  La cohésion du terrain [kN/m<sup>2</sup>]

S'il existe une pression de confinement  $\sigma_t$ , on utilise le ratio :

$$N = \frac{\sigma_v - \sigma_t}{C_u}$$

Pour un tunnel ayant une couverture supérieure à une fois et demi son diamètre, il est en général prudent de considérer qu'un problème d'instabilité du front de taille peut se poser lorsque  $N > 4$  (la nécessité d'un renforcement du front est évidente pour  $N \geq 6$ ).

Pour les tunnels à très faible couverture dans les sols une étude spécifique est toujours indispensable. Pour  $N > 2$ , des déformations plastiques au front peuvent commencer à engendrer des déplacements notables, se répercutant en surface.

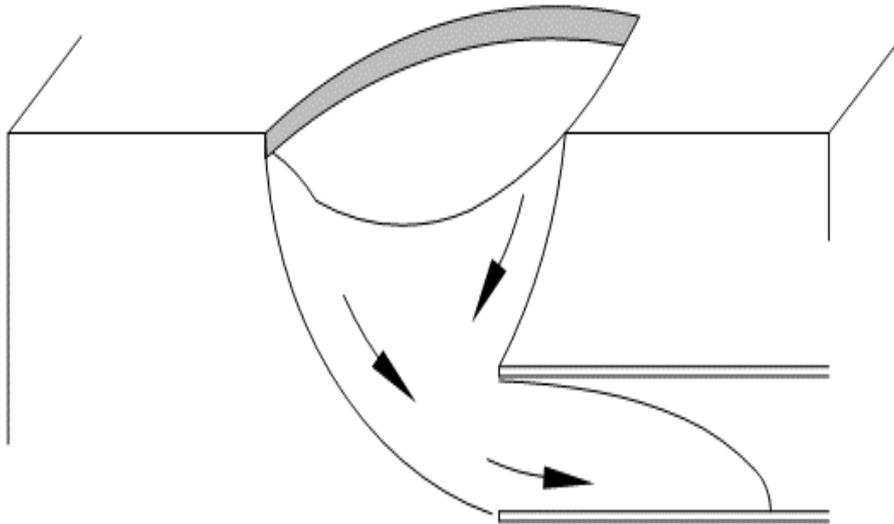


Figure 2. Schéma de rupture du front de taille en terrain cohérent

### 2.3.2. Tunnels en terrains frottant.[2]

Les essais en centrifugeuse ont montré que la zone mise en rupture est plus petite que pour les terrains cohérents. On ne dispose pas d'approche très simplifiée, du type de celle décrite ci-dessus pour les terrains cohérents. Certains terrains granulaires peuvent présenter à court terme

## Partie 1 : Soutènement et renforcement du front de taille

des conditions de stabilité satisfaisantes si le déroulement des travaux est bien maîtrisé : avancement régulier, protection rapide du front, mise en place du soutènement près du front. Il faut toutefois prendre garde aux aléas dans le déroulement des travaux et aux hétérogénéités possibles du terrain. (Figure 3)

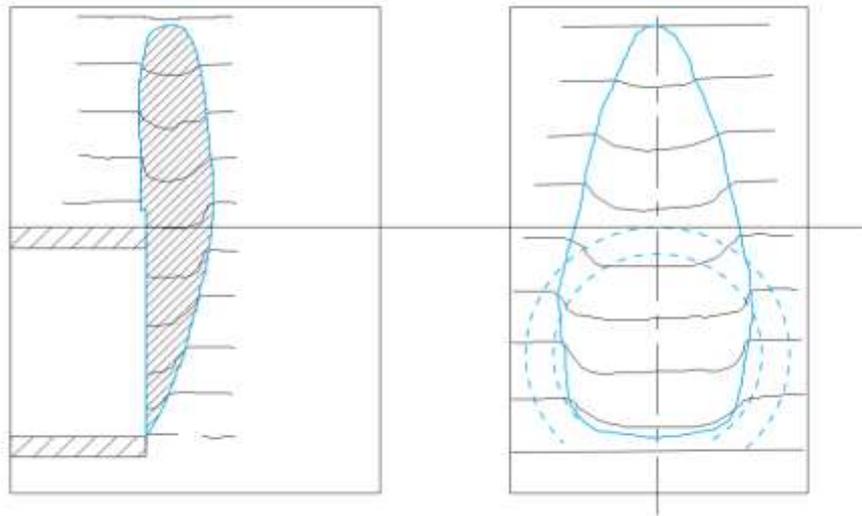


Figure 3. Schéma de rupture du front de taille en terrain frottant

### 3. Soutènement du front de taille.

#### 3.1. Procédés de soutènement du front de taille.

Les procédés auxquels on peut avoir recours comprennent :

- les procédés d'amélioration du terrain ;
- les procédés de confinement du terrain ;
- les procédés de renforcement du front de taille.

**Les procédés d'amélioration du terrain :** Sous l'appellation traitements de terrain, on entend tous les procédés permettant de modifier les caractéristiques physiques et mécaniques des terrains dans leur masse. Les buts recherchés par le traitement du terrain sont de deux types, leurs effets pouvant bien sûr se cumuler :

- amélioration des caractéristiques mécaniques du terrain ;
- modification des cheminements d'eau dans le terrain par réduction de la perméabilité ou de la charge d'eau au niveau de l'ouvrage.

Les principaux procédés de traitement de terrain envisageables sont :

- le drainage à l'avancement ;
- le rabattement de nappe ;
- les injections de traitement (consolidation et/ou étanchement).

#### **Les procédés de confinement du terrain :**

Les deux procédés utilisés sont le confinement du terrain par le béton projeté seul ou associé à des cintres légers.

## Partie 1 : Soutènement et renforcement du front de taille

Dans ce cas, on cherche donc en général à obtenir une amélioration des conditions de stabilité telle qu'elle se traduise également par une limitation substantielle des déformations.

### *Les procédés de renforcement du front de taille :*

Les principales dispositions susceptibles d'être adoptées pour soutenir le front de taille d'un tunnel sont les suivantes :

- Maintien d'un merlon stabilisateur non excavé faisant office de contrefort ;
- Inclinaison du front (ou creusement en maintenant un décalage de quelques mètres entre la partie supérieure et la partie inférieure du front), forcément limitée car elle induit des contraintes importantes pour la pose du soutènement ;

### **3.2. Etude d'équilibre du front de taille. [6]**

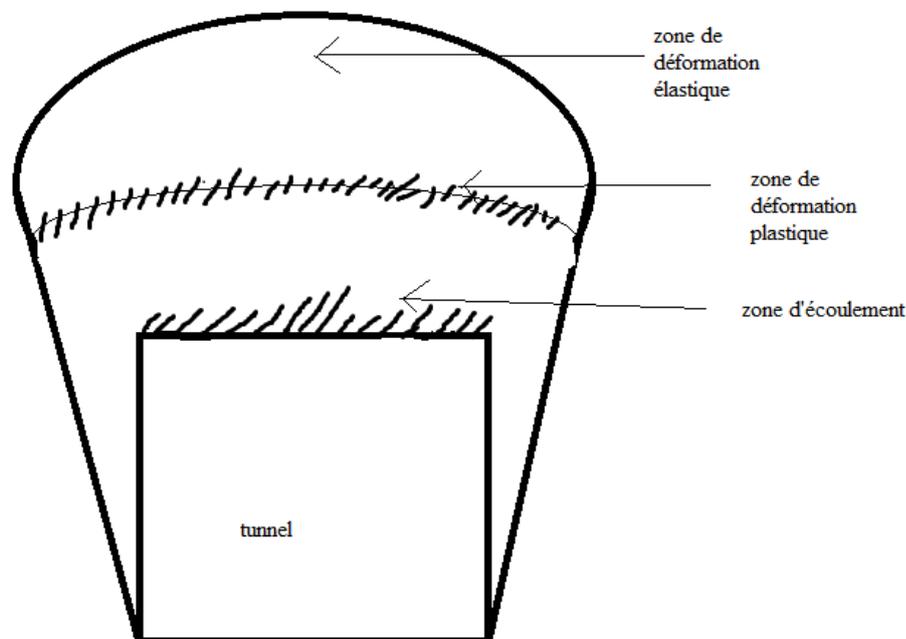
Le calcul d'équilibre du front de taille, résulte de l'étude de la rupture des terrains situés derrière le front. Cette rupture est accompagnée par l'apparition d'une fissure sensiblement rectiligne qui partage le massif en deux à partir du pied de front de taille, cette ligne est appelée la ligne de glissement. On appelle coin de glissement, la fraction du massif comprise entre le front et la fissure, ce coin accompagne le front dans son déplacement.

La zone est modélisée par un rectangle coextensif que représente le front de taille :

$$S = b * y \quad [m^2] \quad (Eq. 1)$$

*b* Largeur maximale du front de taille [m]

*y* Hauteur de la section calotte + stross [m]



**Figure 04** : les zones de déformation.

## Partie 1 : Soutènement et renforcement du front de taille

### 3.2.1. Coefficient de poussée des terres au repos.

Pour calculer la poussée des terres  $K_0$  sur le front de taille, en supposant que le coin de glissement est en équilibre limite, on utilise le schéma d'équilibre de Boussinesq. la poussée des terres est donnée sous la forme :

$$K_0 = 1 - \sin \varphi$$

Le coefficient  $K_0$  varie en fonction de coefficient de poisson  $\nu$  :

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu}$$

Le tableau suivant dans les différents valeurs de  $K_0$  en fonction de  $\nu$  :

Tableau 2. Le coefficient de poussée des terres en fonction de coefficient de Poisson

<i>Coefficient de poisson : <math>\nu</math></i>	<i>Coefficient de poussée des terres : <math>K_0</math></i>
0,50	1,00
0,45	0,82
0,40	0,67
0,35	0,54
0,30	0,43
0,25	0,33

### 3.2.2. Etude de l'équilibre globale.

On se basant sur le schéma des deux blocs de figures (1) .les calculs des paramètres d'équilibres sont données par les formules suivantes :

**Blocs inférieure.** Tableau 3 : caractéristiques géologique du bloc inférieur.

Paramètre	Expression	
<i>Terre plein : <math>I</math> [m]</i>	$\frac{y}{\tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)}$	(Eq. 2)
<i>Ligne de glissement : <math>I_c</math> [m]</i>	$\sqrt{y^2 + I^2}$	(Eq. 3)
<i>Poids du blocs : <math>G_u</math> [kN]</i>	$\frac{1}{2} * y * I * b * \gamma$	(Eq. 4)
<i>Cohésion de glissement : <math>c_{GF}</math> [kN]</i>	$I_c * c' * b$	(Eq. 5)

## Partie 1 : Soutènement et renforcement du front de taille

Cohésion latérale : $c_{SF}$ [kN]	$2 * \frac{1}{2} * y * I * c'$	(Eq. 6)
-----------------------------------	--------------------------------	---------

*Equilibre de bloc bas* : Il y'aura pas de glissement dans le bloc inférieur si :

$$G_u - c_{GF} - c_{SF} < 0 \quad (Eq. 7)$$

### Blocs supérieure.

Tableau 4 : caractéristique géologique du bloc supérieur

Paramètre	Expression	
Poids du blocs : $G_o$ [kN]	$I * b * \sigma_{max}$	(Eq. 8)
Cohésion de blocs : $c_{STF}$ [kN]	$2 * b * H * c'$	(Eq. 9)
Cohésion latérale : $c_{SLF}$ [kN]	$2 * I * H * c'$	(Eq. 10)

*Friction* :  $T_R$  [kN]

$$T_R = 2 * (I + b) * \frac{1}{2} * H^2 * \gamma * (1 - \sin \varphi) * \tan \varphi \quad [kN] \quad (Eq. 11)$$

*Equilibre de corps haut* : Il y'aura pas glissement du bloc supérieur si :

$$G_o - c_{STF} - c_{SLF} - T_R < 0 \quad (Eq. 12)$$

### 3.2.3. Le schéma d'équilibre de BOUSSINESQ.

Le profil en travers d'ensemble de front de taille et les terrains derrière à l'état d'équilibre limite montre l'existence de trois (03) forces sollicitant l'ouvrage. (Figure 5)

$G$  Poids des terres [kN/m]

$R_c$  cohésion active [kN/m]

$R_\varphi$  Efforts de frottement le long de la ligne de glissement [kN/m].

L'équilibre est atteint si la somme géométrique des efforts est nulle. On note que,  $R_\varphi$  fait un angle  $\varphi$  (*angle de frottement interne*) avec la normale au plan de glissement, la composante tangentielle de  $R_\varphi$  est la cohésion active  $R_c$ , avec :

$$R_c = c' * I_c \quad [kN/m] \quad (Eq. 13)$$

## Partie 1 : Soutènement et renforcement du front de taille

D'où :

$$R_{\varphi} = R_c * \sin \varphi \quad [kN/m] \quad (Eq. 14)$$

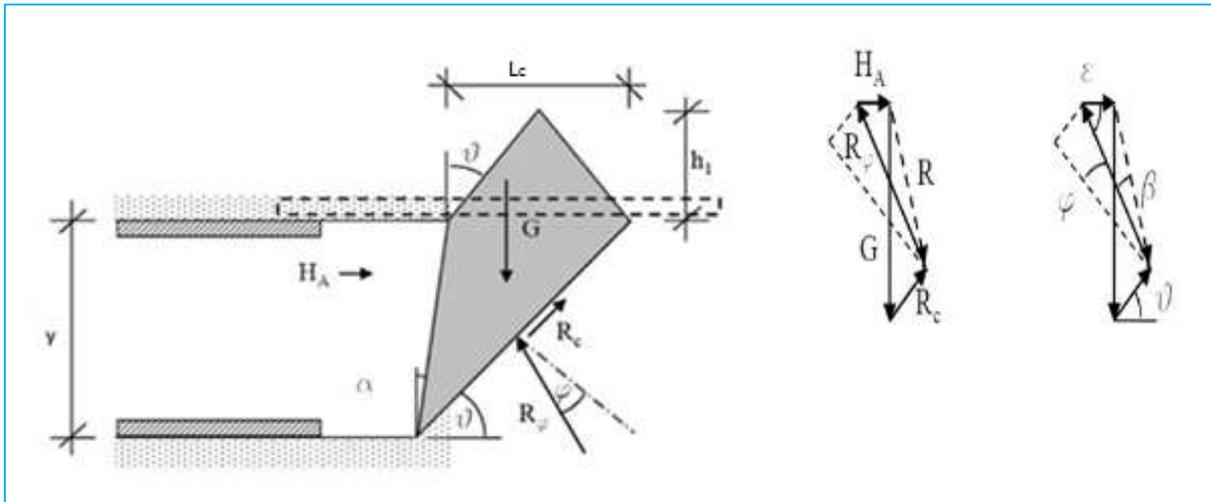


Figure 5. Le schéma d'équilibre de front de taille

La force résultante est :

$$R = \sqrt{G^2 + R_c^2 - 2G * R_c * \cos\left(\frac{\pi}{2} - \vartheta\right)} \quad [kN/m] \quad (Eq. 15)$$

La force résultante d'équilibre :

$$H_A = R * \frac{\sin \beta}{\sin \varepsilon} \quad [kN/m] \quad (Eq. 16)$$

$$\beta = 180 - \varepsilon - 90 \quad [^\circ] \quad (Eq. 17)$$

$$\varepsilon = \vartheta \quad [^\circ] \quad (Eq. 18)$$

Tableau 5. Les caractéristiques géologique et géométrique du front de taille.

Études	Paramètres
<b>Géologie</b> $Q_A/Q_S$	Poids spécifique : $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]
	Angle de frottement interne : $\varphi$ [°]
	Cohésion résiduel : $c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]
<b>Géométrie</b> <b>Calotte et</b> <b>Stross</b>	Hauteur de front de taille : $y$ [m]
	Largeur du tunnel : $D$ [m]
	Inclinaison frontale : $\alpha$ [°]
	Surface frontale : $A$ [m <sup>2</sup> ]
	Largeur fictive : $b$ [m]

<b>Charges</b>	<i>Inclinaison de surface de glissement : <math>\vartheta</math> [°]</i>
	<i>Longueur de surface de glissement : <math>L_c</math> [m]</i>
	<i>Largeur de surface de glissement : <math>L_c</math> [m]</i>
	<i>Surface du corps de glissement : <math>S</math> [m<sup>2</sup>]</i>
	<i>Poids du corps de glissement : <math>G</math> [kN/m]</i>

Avec :

$$\begin{aligned}
 A &= b * y \quad [m^2] & L_c &= y * \left( \frac{1}{\tan \vartheta} - \tan \alpha \right) \quad [m] \\
 \vartheta &= 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \quad [^\circ] & S &= \left( \frac{L_c}{2} \right) * (y + h_1) \quad [m^2] \\
 I_c &= \frac{y}{\sin \vartheta} \quad [m] & G &= S * \gamma \quad [kN/m]
 \end{aligned}$$

### 3.3. Renforcement du front par des boulons d'encrages.[10]

#### 3.3.1. La méthode du professeur MURAYAMA.

La stabilité du front de taille lors du creusement est étudiée par la méthode préconisée par le professeur MURAYAMA.

La ligne de rupture envisagée est un arc de spirale, si on admet un schéma de type TERZAGHI pour évaluer l'intensité des contraintes verticales au niveau de la clé (réduction par effet de voûte) la ligne d'écartement est verticale. Dans notre cas, l'équilibre est évalué à court terme et il s'agit d'un équilibre rotationnel autour de  $O$ . La contrainte verticale  $q$  de TERZAGHI est valable pour les problèmes à deux dimensions :

$$q(z) = \frac{B\gamma - 2c}{2K \tan \varphi} * \left[ 1 - e^{\left(-\frac{2KH \tan \varphi}{B}\right)} \right] + q_1 e^{\left(-\frac{2KH \tan \varphi}{B}\right)} \quad [kN/m^2] \quad (Eq. 19)$$

Où :

$$q_1 \text{ est La surcharge considérée } \quad [kN/m^2]$$

#### **Moment cylindrique.**

$$M_{Cylindrique} = \frac{8 * \gamma * y^3}{3} \quad [t/m^2] \quad (Eq. 20)$$

#### **Colonne montante.**

$$C_{Montante} = 2y^2 * \gamma * H \quad [kN * m] \quad (Eq. 21)$$

## Partie 1 : Soutènement et renforcement du front de taille

---

### **Moment moteur.**

$$M_{Moteur} = M_{Cylindrique} + M_{Montant} \quad [kN * m] \quad (Eq. 22)$$

### **Moment résistant.**

$$M_{Résistant} = 2\pi * y^2 * c' \quad [kN * m] \quad (Eq. 23)$$

### **Facteur de sécurité.**

$$F = \frac{M_{Résistant}}{M_{Moteur}} \quad 1 < F < 1,5 \quad (Eq. 24)$$

$$\frac{F}{c'} = \frac{\pi}{2} * \left( \frac{1}{6 + H} \right) \quad (Eq. 25)$$

L'équilibre est atteint si :

$$F = 1$$

C'est – à – dire si :

$$c = \frac{1}{\frac{\pi}{2} * \left( \frac{1}{6 + H} \right)} \quad [kN/m^2] \quad (Eq. 26)$$

Si :

$$(la \text{ cohésion } ) \quad c > c' \quad (la \text{ cohésion résiduel}) \quad (Eq. 27)$$

Alors les boulons sont nécessaires.

### **Nombre des boulons.**

Limite de la rupture dans les boulons :

$$F_{rg} \quad [kN]$$

Effort appliquées par l'ensemble des boulons :

$$F_{boulons} = H_A * b \quad [kN] \quad (Eq. 28)$$

Nombre des boulons nécessaire :

$$N \geq \frac{F_{Boulons}}{F_{rg}} \quad (Eq. 29)$$

## Partie 1 : Soutènement et renforcement du front de taille

### 3.3.2. La méthode d'ANAGNOSTOU et KOVARI.

Cette méthode est basée sur deux idées fondamentales : la première est que la pression agissant au niveau de la clef de l'ouvrage peut être déduite de la formule de TERZAGHI ; la deuxième est de considérer l'équilibre d'un coin de terrain situé devant le front de taille et soumis à différents efforts. Ces calculs s'appliquent également à des ouvrages situés en dessous de la nappe phréatique, et peuvent inclure l'effet de l'écoulement d'eau vers le tunnel.

Cependant, on ne présentera ici que le cas où cet écoulement est inexistant, ce qui est le cas de notre tronçon de tunnel T3.

Le calcul de la pression au niveau de la clef du tunnel est obtenu à partir de la formule de TERZAGHI, adaptée à des conditions tridimensionnelles. Par simplification, le front de taille est assimilé à un carré de côté égal au diamètre du tunnel. Le schéma de glissement utilisé est celui préconisé par HORN et repris sur la figure suivante.

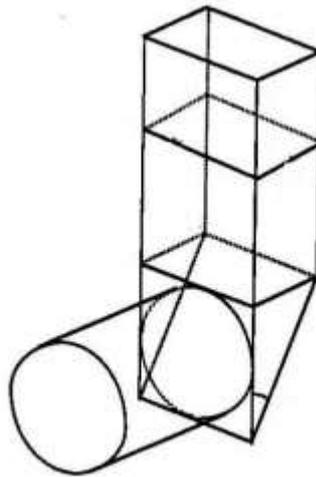


Figure 6. Le schéma de rupture de HORN

L'analyse est développée avec un calcul à l'équilibre limite.

La force  $S$  appliquée sur la face du front de taille à l'équilibre est :

$$S = \frac{V + G}{\tan(\omega + \varphi)} - \frac{T_s + C_u * \frac{B * H}{\cos \omega}}{(\cos \omega) * (\tan \varphi + \tan \omega)} \quad [kN/m^2] \quad (Eq. 30)$$

Où :

- $V$  La charge verticale sur le prisme selon TERZAGHI
- $G$  Le poids du prisme
- $T$  Effort tangentiel le long de la surface de rupture
- $N$  Effort normale à la surface de rupture
- $T_s$  Effort tangentiel à la surface latérale
- $N_s$  Effort tangentiel à la surface latérale

## Partie 1 : Soutènement et renforcement du front de taille

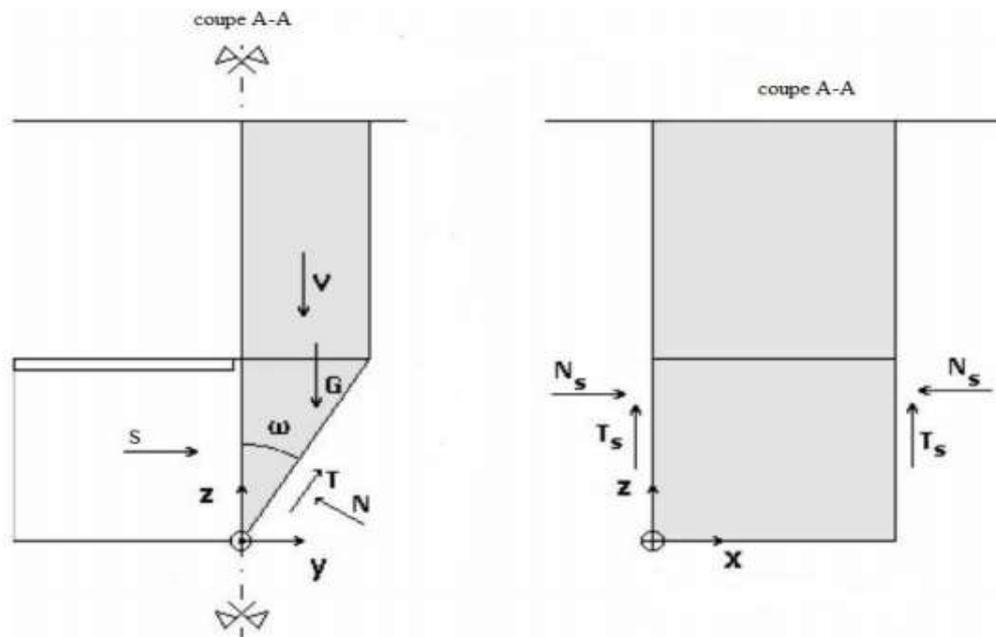


Figure 7. Les efforts agissant sur le front de taille

La charge verticale de TERZAGHI sur le prisme est :

$$V = \sigma_v * A_1 \quad [kN/m^2] \quad (Eq. 31)$$

$$\sigma_v = \frac{B * \left( \gamma - \frac{2 * C_u}{B} \right)}{2k * \tan \varphi} * \left[ 1 - e^{\left( \frac{-2k * H * \tan \varphi}{B} \right)} \right] + q * e^{\left( \frac{-2k * H * \tan \varphi}{B} \right)} \quad [kN/m^2] \quad (Eq. 32)$$

Où :

$$\begin{aligned} \sigma_v & \text{ La charge verticale de TERZAGHI} \quad [kN/m^2] \\ A_1 & \text{ Surface d'impacte de la charge verticale} \quad [m^2] \end{aligned}$$

L'effort tangentiel à la surface latérale est :

$$T_s = C_u * A_2 \quad [kN/m^2] \quad (Eq. 33)$$

Où :

$$A_2 \text{ Surface latérale d'impacte de l'effort tangentiel} \quad [m^2]$$

On conclut que, si :

$$\begin{aligned} S \leq 0 & \text{ Le front de taille est stable} \\ S > 0 & \text{ Le front de taille n'est pas stable} \end{aligned}$$

Dans le cas où le front de taille n'est pas stable, on peut le renforcer soit en utilisant des boulons soit un merlon.

Le calcul de nombre de boulon  $n$  à utiliser se fait comme suit :

$$n = \frac{S}{T_b} \quad (Eq. 34) \quad T_b \text{ La traction admissible des boulons}$$

## Partie 1 : Soutènement et renforcement du front de taille

### 3.4. Renforcement du front avec un merlon.

Le tableau suivant résume les paramètres à considérer :

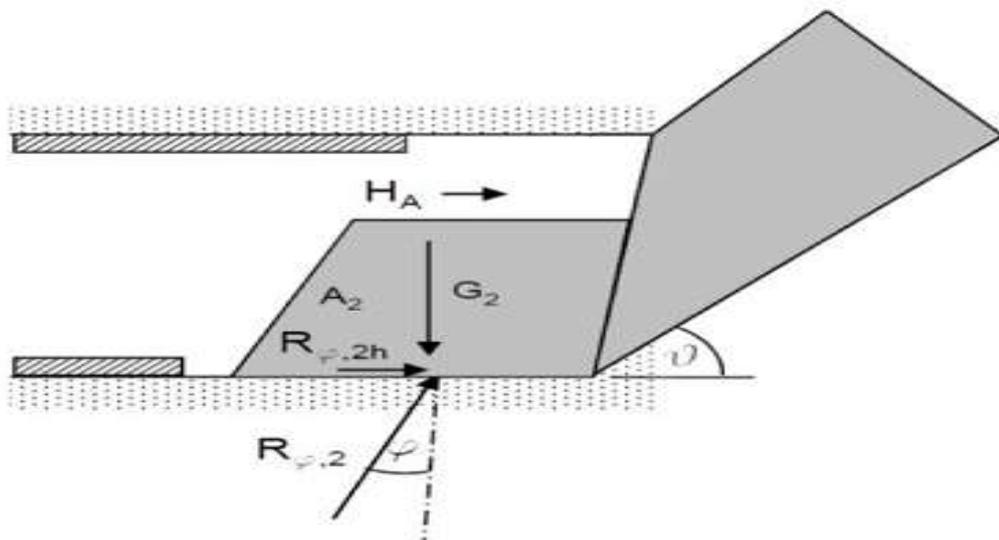
**Tableau 6 : les paramètres de merlon**

Paramètres	Expression	
Longueur : $L_2$ [m]	$L_2$ [m]	
Volume resultant : $V_2$ [ $m^3$ ]	$V_2 = A_2 * L_2$	(Eq. 30)
Poids resultant : $G_2$ [kN]	$G_2 = V_2 * \gamma$	(Eq. 31)
Frottement horizontal : $R_{\varphi,2h}$ [kN]	$R_{\varphi,2h}$ $= G_2 * \tan \varphi$	(Eq. 32)
Force de soutènement resultante : $H$ [kN]	$H = H_A * b$	(Eq. 33)

On note que, à l'équilibre : si

$$H \leq R \quad \text{Merlon non nécessaire}$$

$$H > R \quad \text{Merlon nécessaire}$$



**Figure 8. Stabilité de front de taille par un merlon non excavé**

---

*Partie 2 : Application numérique  
de renforcement de front de taille*

---

## Partie 2 : Application numérique de renforcement du front de taille

### 1. Etude de l'équilibre globale.

La zone est modélisée par un rectangle coextensif qui représente le front de taille :

$$(Eq.1) \quad S = 13.06 * 6.4$$

$$S = 83.58 \text{ m}^2$$

#### Blocs inférieure.

Tableau 7. Résultats de calcul pour blocs inférieur

Paramètre	Expression	Application numérique	Résultat
Terre plein : $I$ [m]	(Eq.2)	$\frac{13.06}{\tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{25}{2}\right)}$	4.08
Ligne de glissement : $I_c$ [m]	(Eq.3)	$\sqrt[2]{13,06^2 + 4.08^2}$	7.59
Poids du blocs : $G_u$ [kN]	(Eq.4)	$0,5 * 6.4 * 4.08 * 13.06 * 23$	3919.12
Cohésion de glissement : $c_{GF}$ [kN]	(Eq.5)	$9.49 * 60 * 13.06$	5946.28
Cohésion latérale : $c_{SF}$ [kN]	(Eq.6)	$2 * 0.5 * 6.4 * 5.10 * 60$	1565,66

Suivant la théorie de Coulomb - Mohr l'équilibre du bloc inférieure est vérifié facilement par l'équation (Eq.7)

$$3919.12 - 5946.28 - 1565,66 = -69661.35 < 0$$

Ce qui explique qu'il y'aura pas de glissement dans le bloc inférieur.

#### Blocs supérieure.

Tableau 1. Résultats de calcul pour blocs supérieur

Paramètre	Expression	Application numérique	Résultat
Poids du blocs : $G_o$ [kN]	(Eq.8)	$4.08 * 13.06 * 506$	26943.93
Cohésion de blocs : $c_{STF}$ [kN]	(Eq.9)	$2 * 13.06 * 22 * 60$	34478,40
Cohésion latérale : $c_{SLF}$ [kN]	(Eq.10)	$2 * 4.08 * 22 * 60$	10763,94

## Partie 2 : Application numérique de renforcement du front de taille

$$\sigma_{max} = H * \gamma = 22 * 23 = 506 \text{ kN/m}^2$$

De (Eq. 11) on calcule la friction  $T_R$

$$T_R = 2 * (4.08 + 13.06) * 0,5 * 22^2 * 23 * (1 - \sin 25^\circ) * \tan 25^\circ$$

$$T_R = 51362,94 \text{ kN}$$

Suivant la théorie de Coulomb – Mohr, l'équilibre du bloc inférieure est vérifié facilement par l'équation (Eq. 12)

$$26943,93 - 34478,40 - 10763,94 - 51362,94 = -69661,35 < 0$$

Le bloc de haut est en équilibre, et il ne risque pas de glisser.

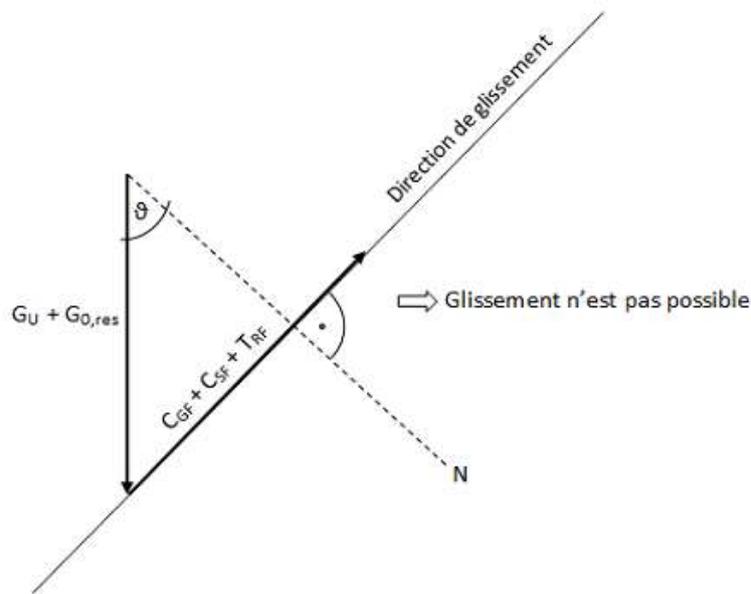


Figure 9. Schéma de résultante de la direction de glissement.

### 1.1. La vérification d'équilibre de BOUSSINESQ.

Le profil en travers d'ensemble de front de taille et les terrains derrière à l'état de l'équilibre limite montre l'existence de trois (03) forces sollicitant l'ouvrage. (Figure 5)

$G$  Poids des terres [kN/m]

$R_c$  cohésion active [kN/m]

$R_\varphi$  Efforts de frottement le long de la ligne de glissement [kN/m]

## Partie 2 : Application numérique de renforcement du front de taille

Études	Paramètres	Valeurs recommandées
<b>Unité géologique UG3</b>	Poids spécifique : $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	23
	Angle de frottement interne : $\varphi$ [°]	25,0
	Cohésion résiduel : $c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	60,0
<b>Géométrie</b>	Hauteur de front de taille : $y$ [m]	6.4
	Largeur du tunnel : $D$ [m]	13.06
<b>Calotte + Stross</b>	Inclinaison frontale : $\alpha$ [°]	00,0
	Surface frontale : $A$ [m <sup>2</sup> ]	83.58
	Largeur fictive : $b$ [m]	13.06
<b>Charges</b>	Inclinaison de surface de glissement : $\vartheta$ [°]	40°
	Longueur de surface de glissement : $I_c$ [m]	7.59
	Largeur de surface de glissement : $L_c$ [m]	7.63
	$h_1$ [m]	8.18
	Surface du corps de glissement : $S$ [m <sup>2</sup> ]	55.60
	Poids du corps de glissement : $G$ [kN/m]	1278.71

Avec :

$$h_1 = \frac{\frac{L_c}{2}}{\tan \varphi} \quad [m]$$

L'équilibre est atteint si la somme géométrique des efforts est nulle.

De (Eq. 13)

$$R_c = 60 * 7.59 = 455.30 \quad [kN/m]$$

De (Eq. 13) :

$$R_\varphi = 455.30 * \sin 25 = 192.42 \quad [kN/m]$$

La force résultante est d'après (Eq. 15)

$$R = \sqrt{1278.71^2 + 455.30^2 - 2 * 455.30 * 1278.71 * \cos\left(\frac{\pi}{2} - 40\right)}$$

$$R = 1045.91 \quad kN/m$$

$$\beta = 180 - \varepsilon - 90 \quad [^\circ]$$

$$\varepsilon = \vartheta \quad [^\circ]$$

Tableau 2. Les valeurs de  $\varepsilon$  et  $\beta$

$\beta$ [°]	$\beta = 180 - 40 - 90$ [°]	50°
$\varepsilon$ [°]	$\varepsilon = \vartheta$ [°]	40°

## Partie 2 : Application numérique de renforcement du front de taille

---

La force résultante d'équilibre est d'après (Eq. 16) :

$$H_A = 1045.91 * \frac{\sin 50}{\sin 40}$$

$$H_A = 1246.47 \text{ kN/m}$$

Le tableau suivant donne les résultats pour les différents efforts :

Tableau 3. Les différents efforts calculés.

Etude	Paramètres	Valeurs recommandées
Equilibre	Cohésion active : $R_c$ [kN/m]	455.30
	Force résultante : $R$ [kN/m]	1045.91
	Force résultante d'équilibre : $H_A$ [kN/m]	1246.47

### 2. Etude de Stabilité du front de taille.

La stabilité du front de taille lors du creusement est étudiée par la méthode préconisée par le professeur MURAYAMA. Les valeurs des paramètres recommandées sont :

Tableau 12 : les caractéristiques géométriques et géologiques du front de taille

Hauteur de terrain sur tunnel : $H$ [m]	22
Rayon du tunnel : $y$ [m]	6.4
Poids spécifique : $\gamma$ [kN/m <sup>2</sup> ]	23
Cohésion résiduel : $c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	60,0
La surcharge : $q_1$ [kN/m <sup>2</sup> ]	00
Angle de frottement interne : $\varphi$ [°]	25,0

#### **Moment cylindrique.**

De (Eq. 20)

$$M_{\text{cylindrique}} = \frac{8 * 23 * 6.4^3}{3} = 16078.17 \text{ KN.m}$$

#### **Colonne montante.**

De (Eq. 21)

$$C_{\text{Montante}} = 2 * 6.4^2 * 23 * 22 = 41451.52 \text{ kN.m}$$

## Partie 2 : Application numérique de renforcement du front de taille

---

### **Moment moteur.**

De (Eq. 22)

$$M_{\text{Moteur}} = 16078.17 + 41451.52 = 57529.69 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

### **Moment résistant.**

De (Eq. 23)

$$M_{\text{Résistant}} = 2\pi * 6.4^2 * 60 = 15441.56 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

### **Facteur de sécurité.**

De (Eq. 24)

$$F = \frac{15441.56}{57529.69} = 0,27$$

Puisque  $F < 1$ , donc l'équilibre n'est pas atteint, on cherche à renforcer le front de taille par les boulons d'encrage.

On a

$$\frac{F}{c'} = \frac{\pi}{2} * \left( \frac{1}{6 + H} \right) = \frac{\pi}{2} * \left( \frac{1}{6 + 22} \right) = 0,06$$

L'équilibre est atteint pour  $F = 1$ , c'est-à-dire pour :

$$c_1 = \frac{1}{0,06} = 17.83 \text{ t/m}^2$$

$$c_1 = 174.87 \text{ kN/m}^2$$

Comme  $c_1 > c$ , alors les boulons sont nécessaires.

Les boulons en fibre de verre utilisés se présentent sous forme des tubes ou de lanières disposées autour d'un tube central servant à l'injection. Ils s'agissent des boulons passifs scellés au terrain par un coulis de ciment.

On utilise couramment des boulons de 15 m de longueur ; Si l'on considère que les trois premiers mètres de ceux-ci sont perdus en raison de la jeunesse du scellement et que les trois derniers sont nécessaires à l'ancrage minimum du boulon, il reste environ 9 m de longueur de boulon dit utile. Ceci doit être pris-en compte dans le calcul du nombre des boulons à réaliser.

La force résistante des boulons et le schéma de boulonnage doivent être adaptés à la nature du terrain et à l'objectif poursuivi (stabilité du front, maîtrise des déplacements). La densité des boulons peut varier dans de larges proportions : de 1 boulon pour 4 m<sup>2</sup> ou 5 m<sup>2</sup> à 2 boulons par 1 m<sup>2</sup>.

## Partie 2 : Application numérique de renforcement du front de taille

### Nombre de boulons.

Le nombre de boulons dépend des caractéristiques de ces derniers, dans notre cas le choix est porté sur les boulons de types (R32S) en fibres de verre.

$$\text{Limite de la rupture dans les boulons } F_{rg} = 360 \text{ kN}$$

De (Eq. 28)

$$F_{Boulons} = 1246.47 * 13.06 = 16278.91 \text{ kN}$$

Nombre des boulons nécessaire :

$$N \geq \frac{16278.91}{360} \geq 45$$

$$N = 46 \text{ boulons}$$

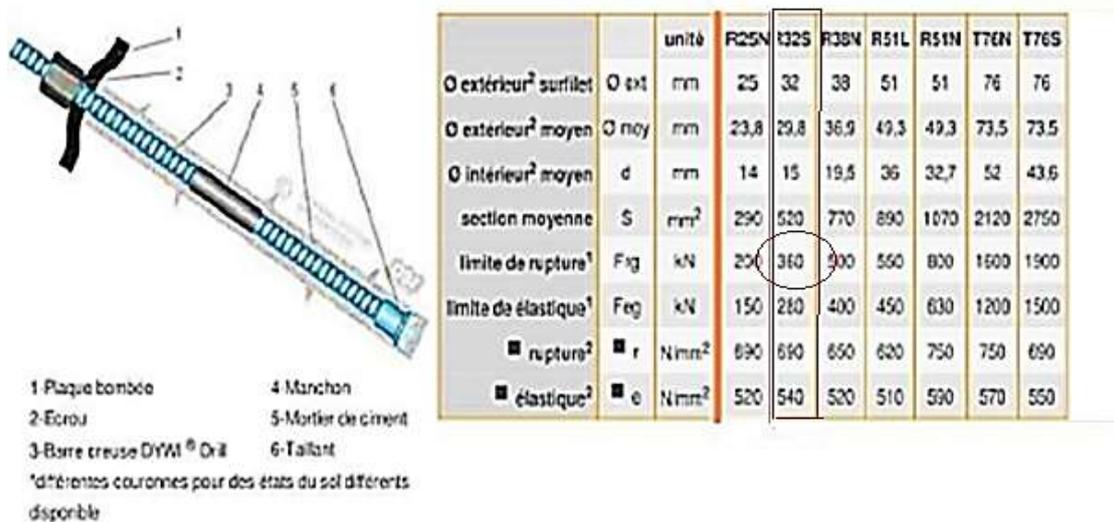


Figure 10. Caractéristiques des boulons d'encrages.

### 2.1. Renforcement du front avec un merlon.

Le tableau suivant résume les paramètres à considérer :

Tableau 13 : les paramètres du merlon stabilisateur

Paramètres	Expression
Hauteur de merlon : $L_0$ [m]	2.00
Largeur de merlon : $L_1$ [m]	4.00
Surface frontale : $A_2$ [m <sup>2</sup> ]	6.5

## Partie 2 : Application numérique de renforcement du front de taille

Longueur de merlon : $L_2$ [m]	2,50	
Volume resultant : $V_2$ [ $m^3$ ]	16.25	(Eq.V. 30)
Poids resultant : $G_2$ [kN]	373.75	(Eq.V. 31)
Frottement horizontal : $R_{\varphi,2h}$ [kN]	174.28	(Eq.V. 32)
Force de soutènement resultante : $H$ [kN]	16278.91	(Eq.V. 33)
Force résultante : $R$ [kN/m]	1045.91	(Eq.V. 15)

On remarque que :

$$H > R ,$$

$$16278.91 > 1045.91$$

Alors

Le merlon est nécessaire.

### Conclusion :

A partir de ces applications numériques nous sommes arrivés à déterminer le nombre des boulons en fibre de verre nécessaires pour stabiliser le front de taille du tunnel, plus si le merlon stabilisateur est utile ou non utile, sachant que l'inclinaison du front de taille n'est pas une option donnée.

Le merlon est une partie non excavée du front de taille, sa longueur et sa hauteur dépendent des paramètres du front de taille.

---

*Conclusion générale :*

---

### **Conclusion générale :**

L'étude de l'état du front de taille sont fondamentalement basée sur les l'étude de l'équilibre des forces entre le soutènement du front lui-même et les forces résultants des charge supérieures et la poussé des sous-sols. Avec en plus le facteur de la venue d'eau s'il y a lieu.

Selon l'état de notre front de taille, le renforcement est réalisé par des boulons d'encrage ou par un merlon stabilisateur.

Le merlon est une partie non excavé du front de taille, sa longueur et sa hauteur dépend des paramètres du front.

Le renforcement par les boulons est une méthode particulièrement adaptée aux terrains susceptibles d'extrusion ou dans le cas d'excavation en pleine section amenant une surface du front importante.

Le nombre et le diamètre des boulons est choisis de telle sorte à bien soutenir le front de taille, et leurs longueur limitée par les conditions de mise en œuvre, est en général de 15 à 20m, avec un recouvrement entre deux séries successives de boulons.

## Références Bibliographiques

---

- [1] Dossier pilote des tunnels génie civil section 2. géologie - hydrogéologie – géotechnique, Centre d'études des tunnels ,1998
- [2] Dossier pilote des tunnels génie civil section 4.procédés de creusement et de soutènement, centre d'études des tunnels ,1998
- [3] François. MARTIN, Adrien. SAÏTTA, Cours de travaux souterrains et de mécanique des roches.1994.
- [4] Philippe Autuori. Le calcul des tunnels. ENPC – ouvrages souterrains.
- [5] Pierre GESTA. Travaux souterrains. Techniques de l'ingénieur 1994. Paris.
- [6] Cours d'exploitation souterraine, Pr BACHAR ASSED Mohammed Aguid.
- [7] Profile en long géomécanique de Tunnel T3 COSIDER TP M26.
- [8] Rapport de stage Cosider TP M 26.
- [9] Rapport géotechnique de Tunnel T3/ COSIDER TP M26.
- [10] CETU. Procédés de Creusement et de Soutènement (Section 4) 1998. Paris.