

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



DEPARTEMENT GENIE MINIER

Mémoire de Master

Thème :

**Pré-soutènement et renforcement du front de taille lors
d'une excavation d'un tunnel métropolitain (cas du métro
d'Alger –tronçon Aïn Naadja)**

Soutenues le 11 juin 2014 devant le jury composé

de : Président de jury : Dr. AKKAL Rezki

Promoteur : Dr. BACHAR ASSED Mohammed Aguid

Examineur : Dr. BERDOUDI Saïd

Réalisé par :

MANSOUR Farid Aghilasse

Promotion: Juin 2014

Ecole Nationale Polytechnique 10, Avenue Pasteur Hassen Badi BP 182 El-Harrach

16200 Alger (Algérie)

REMERCEMENT

Nous remercions DIEU LE TOUT PUISSANT pour nous avoir donné force, santé et patience pour arriver là où nous sommes.

Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements et notre profonde gratitude à notre promoteur monsieur **BACHAR ASSED Mohamed Aguid** pour nous avoir estimés capables de traiter ce sujet.

Nos remerciements vont également aux membres du jury pour avoir accepté d'évaluer notre modeste travail.

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents à qui je dois énormément, que dieu les préserve, ainsi qu'à mes frères et mes sœurs pour leur soutien de tous les jours surtout dans les moments difficiles.

Sans oublier mes amis pour leur compréhension mais aussi mon binôme Houssam.

Aghilasse

الموضوع. دراسة أساليب التدعيم المؤقت لواجهة الحفر لنفق مترو الجزائر العاصمة.

يعتبر إنجاز نفق مترو الحل الأمثل للقضاء على مشكل الازدحام المروري الذي تعيشه طرق الجزائر العاصمة

موضوع عملنا هو دراسة مختلف الطرق المستعملة لتدعيم واجهة الحفر في النفق بالطريقة النمساوية الجديدة.

يتم إنجاز نفق المترو بعدة مراحل منها الدراسات الأولية، الحفر و التدعيم. سيتم حساب النفق و تصميم النموذج باستخدام

PLAXIS 8.2 لتصميم نماذج الانخفاض على السطح.

الكلمات المفتاحية. نفق، مترو، الطريقة النمساوية الجديدة.

Résumé

Sujet. Le pré – soutènement de front de taille d'un tunnel métropolitain.

La réalisation d'un tunnel métropolitain constitue la solution la plus appropriée pour résoudre le problème d'encombrement de la circulation au niveau de la capitale Alger.

L'objet de notre travail est l'étude des différents procédés de soutènement du front de taille d'un tunnel en mine réalisé par la Nouvelle Méthode Autrichienne. Les différentes phases de réalisation d'un tunnel de métro sont : les études préalables, l'excavation et le soutènement provisoire. Le calcul et la modélisation seront effectués à l'aide du logiciel Solid Works, la simulation des tassements sont assimilés par PLAXIS 8.2.

Mots clés. Metro, tunnel, la nouvelle méthode autrichienne.

Abstract

Subject. The digging and the retaining of the coalface tunnel in Subway of Algiers.

The creation of a tunnel underground subway is the most appropriate solution to the problem of traffic congestion in Algiers.

The objective of our work is the study of the various methods used to retaining the coalface of an urban tunnel realized by NATM method (The New Austrian Tunneling Method). The various phases of the construction of a subway tunnel are: the recognition site, the digging, the retaining structure. The calculation and modeling will be performed using the software Solid Works and PLAXIS 8.2.

Key Word. Subway, tunnel, the new Austrian method.

Table des matières

Introduction Générale.....	1
Introduction.....	2
1. Etude d'équilibre du front de taille.....	2
2. Stabilité du front de taille.....	3
2.1. Principaux facteurs influant sur la stabilité du front de taille.	3
2.2. Méthodes d'analyse de la stabilité du front de taille. ...	4
2.3. Déformation du front de taille.....	4
2.3.1. Tunnels en terrains cohérents.	4
1.1.1. Tunnels en terrains frottants.....	5
3. Soutènement du front de taille.....	6
3.1. Procédés de soutènement du front de taille.	6
3.2. Etude d'équilibre du front de taille.	7
3.2.1. Coefficient de poussée des terres au repos.....	8
3.2.2. Etude de l'équilibre globale.....	9
3.2.3. Le schéma d'équilibre de Boussinesq.....	10
3.3. Renforcement du front par des boulons d'encrages.	12
3.4. Renforcement du front avec un merlon.	14
4. Stabilité des terrains autour du front de taille.....	14
4.1. Mécanismes de rupture des terrains autour des tunnels.	15
4.2. Rôle de l'eau dans les phénomènes d'instabilité.	17
5. Le pré – soutènement des terrains autour du front de taille.	17
5.1. Description.	17
5.2. Voûte-parapluie.	18
5.2.1. Voûtes parapluie emboîtées.....	18
5.3. Pré – voûte.....	19
5.4. Anneau renforcé.....	20
5.5. Domaine d'application.	21
5.6. Auscultation des travaux.	22
PARTIE PRATIQUE.....	23
APPLICATION NUMERIQUE.....	23
1. Etude de l'équilibre globale.....	24
1.1. Le schéma d'équilibre de Boussinesq.....	25

2. Etude de Stabilité du front de taille.....	26
2.1. Etude d'équilibre de front avec un merlon.....	29
Conclusion :.....	30
Conclusion Générale.	31
Bibliographie.	32

LISTE DES FIGURES

FIGURE 1 LES PRINCIPAL FACTEURS INFLUENCE SUR LA STABILITE DU FRONT	3
FIGURE 2 L'ÉBOULEMENT DU TERRAIN	4
FIGURE 4 SCHEMA DES BLOCS SUPERIEUR EST INFERIEUR.....	8
FIGURE 5 SCHEMA D'ÉQUILIBRE DU FRONT DE TAILLE	10
FIGURE 6 STABILITE DE FRONT DE TAILLE PAR UN MERLON NOS EXCAVE	14
FIGURE 7 DISTRIBUTION DES CONTRAINTES DANS LE CAS D'UN COMPORTEMENT ELASTIQUE.....	15
FIGURE 8 DISTRIBUTION DES CHARGES DANS UN COMPORTEMENT ELASTOPLASTIQUE.....	16
FIGURE 9 RISQUE D'EFFONDREMENT DE LA VOUTE DANS LE CAS D'UN PENDAGE SUBHORIZONTAL	16
FIGURE 12 SCHEMA D'UNE VOUTE – PARAPLUIE EMBOITEE	19
FIGURE 13 SCHEMA D'UNE VOUTE – PARAPLUIE EMBOITEE	20
FIGURE 14 ANNEAUX RENFORCE.....	21
FIGURE 15 ÉQUILIBRE DE FRONT DE TAILLE	26
FIGURE 16 CARACTERISTIQUE D'UN BOULON D'ENCRAGE.....	29
FIGURE 17 LES FORCES AGISSANT SUR LE MERLON	29

LISTES DES TABLES.

TABLEAU 1 LES RESULTATS DE RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUES	2
TABLEAU 2 LES DIMENSIONS DU SECTEUR EXAMINE.....	2
TABLEAU 4 COEFFICIENT DE POUSSEE DES TERRE EN FONCTION DE COEFFICIENT DU POISSON	9
TABLEAU 5 CARACTERISTIQUE GEOLOGIQUE DU BLOC SUPERIEUR.....	10
TABLEAU 6 CARACTERISTIQUE GEOLOGIQUE ET GEOMETRIQUE DU FRONT DE TAILLE	11
TABLEAU 7 PARAMETRE RECOMMANDE DU FRONT DU TAILLE	12
TABLEAU 8 LES PARAMETRES DE CALCULE D'EQUILIBRE GLOBALE	24
TABLEAU 9 CARACTERISTIQUE GEOLOGIQUE DE BLOC SUPERIEUR	24
TABLEAU 11 LES PARAMETRES RECOMMANDE POUR LE CALCUL DE LA STABILITE	25
TABLEAU 12 LES VALEURS DE β ET ε	26
TABLEAU 13 CARACTERISTIQUE MECANIQUE DU SOL	26
TABLEAU 14 LES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUE ET GEOLOGIQUE DU FRONT DE TAILLE.....	27
TABLEAU 15 LES PARAMETRES DU MERLON STABILISATEUR.....	30

Introduction Générale.

Le creusement d'une galerie nécessite généralement la mise en place d'un soutènement ou d'un renforcement de front de taille d'importance variable selon la nature du terrain, la dimension de l'excavation et la méthode utilisée.

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.

Les méthodes courantes d'exécution conduisent à l'utilisation d'un soutènement métallique (boulons d'encrage) ou en béton projeté ou de laisser dans les cas les plus favorables d'un merlon stabilisateur.

Le soutènement de front de taille assure la stabilité de la galerie pendant l'exécution des travaux, mais participe aussi 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. La conception du soutènement du front de taille a le plus souvent une influence directe sur l'importance et la répartition des efforts que devra supporter le soutènement provisoire.

L'objectif de notre travail est d'étudier les différents procédés de soutènement et de renforcement du front de taille, en analysons son équilibres et son stabilité par des différentes théorèmes comme celle de Boussinesq et celle de professeur MARYUMA.

Introduction.

Les déformations engendrées par le creusement d'un tunnel prennent naissance en avant du front de taille. La nécessité de limiter l'ampleur des mouvements du terrain ou la maîtrise de la stabilité de l'excavation peuvent, de ce fait, nécessiter une intervention de renforcement du terrain au front de taille ou en avant du front de taille.

1. Etude d'équilibre du front de taille.

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

PK 3 + 500	Dessus couronne	Dans profil	Dessous profile
	Q_A/Q_S : Valeurs caractéristiques	Q_M : Valeurs caractéristiques	T_A/T_S : Valeurs caractéristiques
γ [kN/m^3]	20,5	20,5	21
E [MN/m^2]	$3 * 35 = 105$	$3 * 45 = 135$	$3 * 80 = 240$
c' [kN/m^2]	40	50	37,5
φ [$^\circ$]	25	27,5	30

Tableau 1 Les résultats de reconnaissances géotechniques

La géométrie du secteur examiné pour D8 dans la section située sous bâtiment près de PV 6 :

Largeur	50 m
Hauteur	37 m
Entablement sur couronne	5,5 m

Tableau 2 Les dimensions du secteur examiné

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

Poussée de sous - sol. — L'entablement sur les structures sous-sol exerce une pression d'aplomb et latéral. La valeur de pression se détermine à la condition géologique autour du tunnel.

Charge des bâtiments résidentiels. — Les édifices voisins sont pris en compte avec une charge de $55 kN/m^2$.

Charges d'installation du chantier et de trafic. — Les installations du chantier et de trafic n'ont pas d'impact sur le calcul statique au niveau de la section D8 au profil PK 3 + 500 parce qu'elles sont incluses dans les charges des ouvrages génie civil.

Charge d'eau. — Les charges d'eau n'ont pas une grande influence, les mesures de drainage sont dessinées aux plans d'excavation. Pour les calculs statiques, la situation hydrostatique (position de la nappe phréatique) est analysée.

Soutènement et renforcement du front de taille

Un coin de glissement de Coulomb possible avec des valeurs de cohésion et friction. La zone est modélisée par un rectangle coextensif qui représente le front de taille. La superficie de la calotte et de stross sont d'environ 56 m^2 et la hauteur maximale est $h = 5,6 \text{ m}$.

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. On appelle coin de glissement, la fraction du massif comprise entre le front et la fissure, ce coin accompagne le front dans son déplacement.

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. [7]

- 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 qui gêne au bon déroulement des travaux
- méthode d'excavation et la technologie utilisée ;
- longueur sans soutènement, longueur des volées et confinement ou renforcement du front.

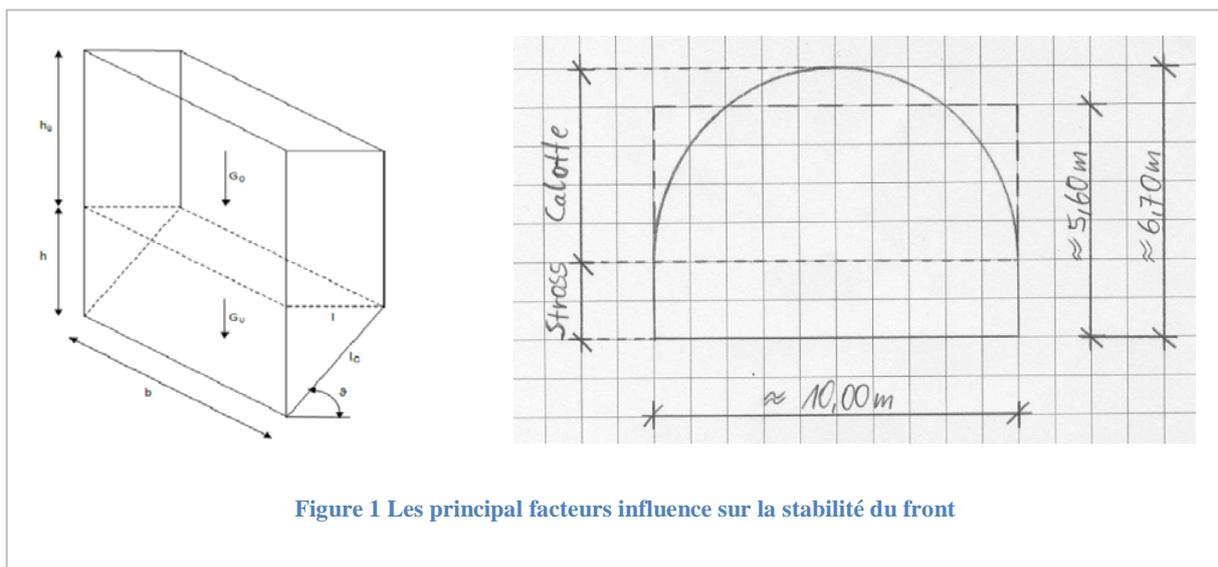


Figure 1 Les principal facteurs influence sur la stabilité du front

2.2. Méthodes d'analyse de la stabilité du front de taille. [8]

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. [7]

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.

2.3.1. Tunnels en terrains cohérents. [7]

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

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

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

σ_v : Contrainte verticale à la profondeur du tunnel [kN/m²]

C_u : La cohésion du terrain [kN/m²]

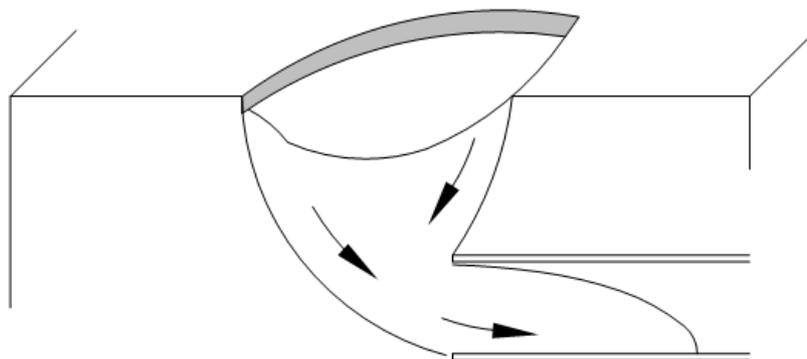


Figure 2 l'éboulement du terrain

S'il existe une pression de confinement σ_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.

1.1.1. Tunnels en terrains frottants.

Les essais en centrifugeuse ont montré que la zone mise en rupture est plus restreinte que pour les terrains cohérents (figure n). 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 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.

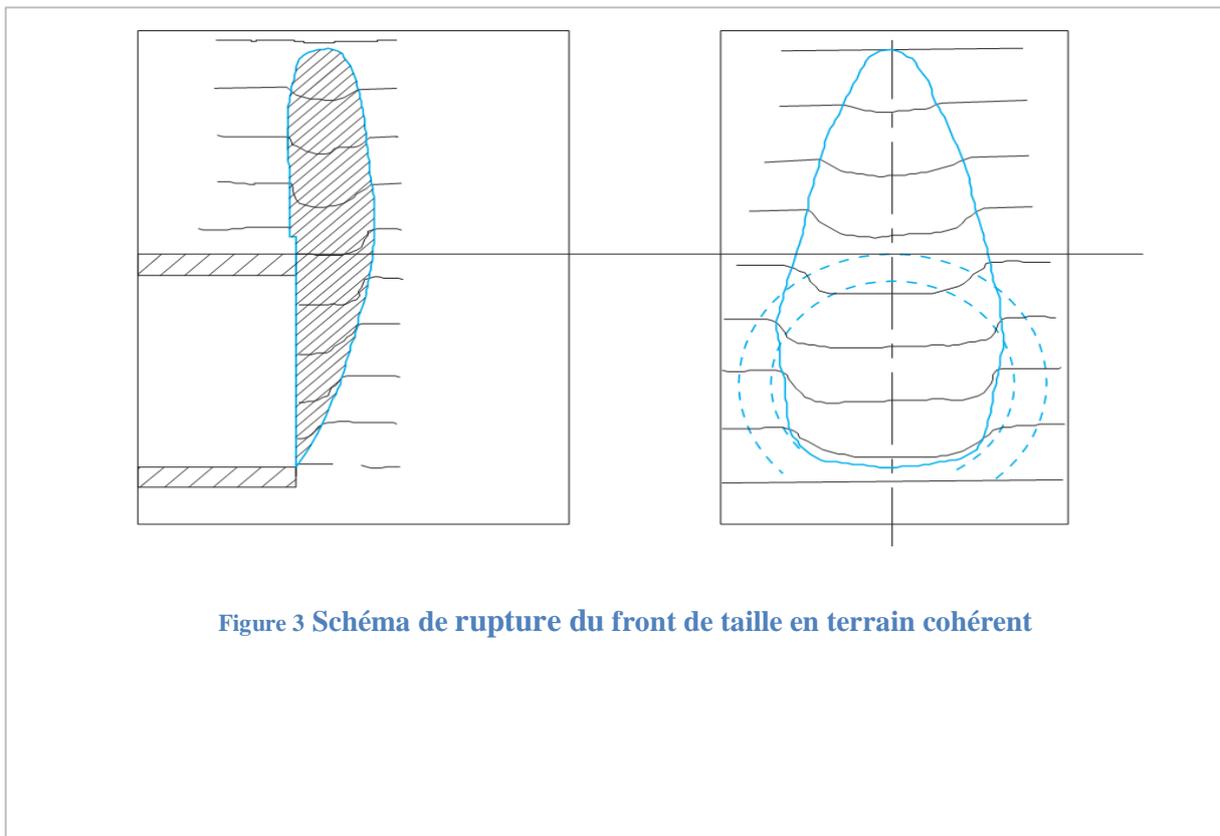


Figure 3 Schéma de rupture du front de taille en terrain cohérent

3. Soutènement du front de taille.

3.1. Procédés de soutènement du front de taille. [7]

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 ou artifices 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 de l'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) ;
- le jet grouting (injection par déstructuration) ;
- la congélation ;
- la vibroflottation.

Les procédés de confinement du terrain. — Les deux procédés utilisés sont :

- Le confinement du terrain par le béton projeté seul ;
- Le confinement du terrain par le béton projeté associé à des cintres légers.

En cas de mise en œuvre d'un confinement du terrain, 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 ;
- Drainage au front de taille, s'il y a lieu.

3.2. Etude d'équilibre du front de taille. [14]

Le calcul d'équilibre du front de taille, découle 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 qui représente le front de taille de superficie :

$$S = b * h \quad [m^2]$$

b : largeur maximale du front de taille [m]

h : hauteur de la section calotte + stross [m]

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

Poussée de sous - sol. — L'entablement sur les structures sous-sol exerce une pression d'aplomb et latéral. La valeur de pression se détermine à la condition géologique autour du tunnel.

Charge des bâtiments résidentiels. — Les édifices voisins sont pris en compte avec une charge de 55 kN/m^2 .

Charges d'installation du chantier et de trafic. — Les Installations du chantier et de trafic n'ont pas d'impact sur le calcul statique parce que les charges des bâtiments sont présentes.

Charge d'eau. — Les charges d'eau n'ont pas une grande influence, les mesures de drainage sont dessinées aux plans d'excavation. Pour les calculs statiques, la situation hydrostatique (position de la nappe phréatique) est analysée.

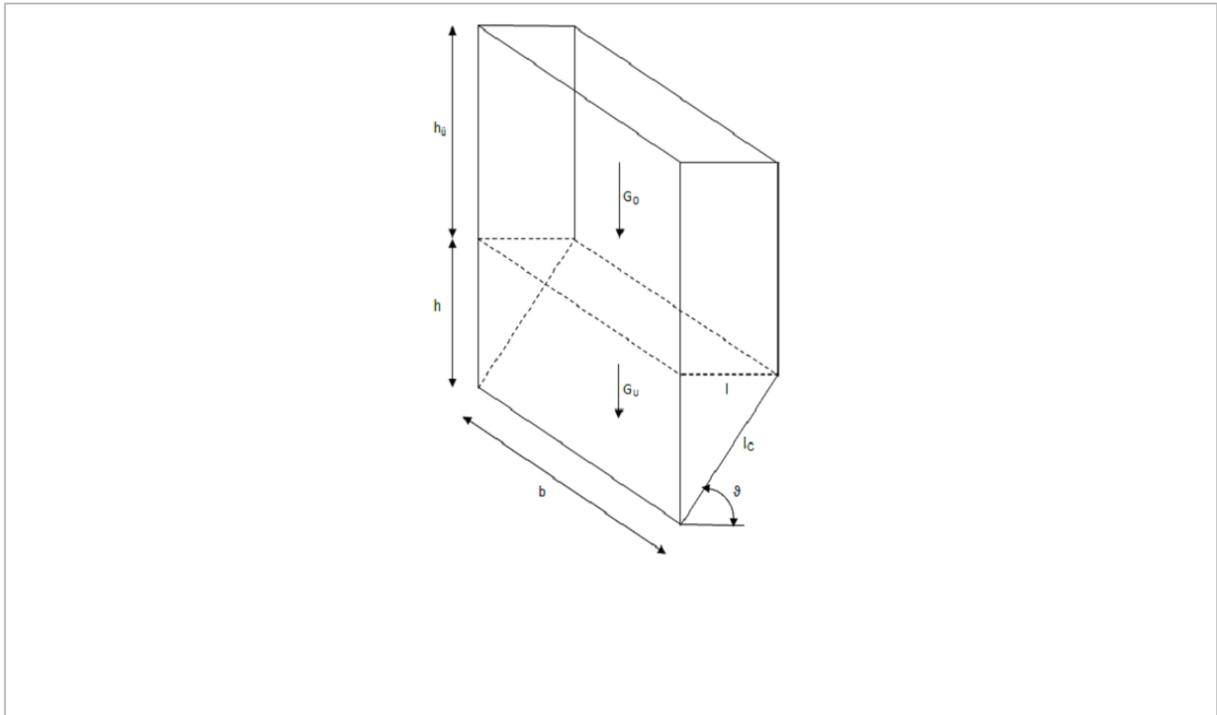


Figure 3 Schéma des blocs supérieur et inférieur

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 ν :

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

Le tableau suivant dans les différents valeurs de K_0 en fonction de ν :

<i>Coefficient de poisson : ν</i>	<i>Coefficient de poussée des terres : K_0</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

Tableau 3 coefficient de poussée des terre en fonction de coefficient du poisson

3.2.2. Etude de l'équilibre globale.

On se basant sur les deux schémas de la figure précédente, où la hauteur de recouvrement est h_u , les calculs de l'équilibre globale sont données de la manière suivante :

Blocs inférieure.

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

Equilibre de blocs bas. — il y'aura pas de glissement dans le bloc inférieur si :

$$G_u - c_{GF} - c_{SF} < 0 \quad (\text{Eq.V.6})$$

Blocs supérieure.

Paramètre	Expression	
Poids du blocs : G_o [kN]	$I * b * \sigma_{max}$	(Eq.V.7)
Cohésion de blocs : c_{STF} [kN]	$2 * b * h_{\hat{u}} * c'$	(Eq.V.8)
Cohésion latérale : c_{SLF} [kN]	$2 * I * h_{\hat{u}} * c'$	(Eq.V.9)

Tableau 4 caractéristique géologique du bloc supérieur

Friction : T_R [kN]

$$T_R = 2 * (I + b) * \frac{1}{2} * h_{\hat{u}}^2 * \gamma * (1 - \sin \varphi) * \tan \varphi \quad [kN] \quad (Eq.V.10)$$

Equilibre de corps haut. — il y'aura pas glissement du blocs supérieur si :

$$G_o - c_{STF} - c_{SLF} - T_R < 0 \quad (Eq.V.11)$$

3.2.3. Le schéma d'équilibre de Boussinesq.

Le profil en travers l'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.

- G : poids des terres [kN/m] ;
- R_c : cohésion active [kN/m] ;
- R_φ : 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_φ fait un angle φ (angle de frottement interne) avec la normale au plan de glissement, la

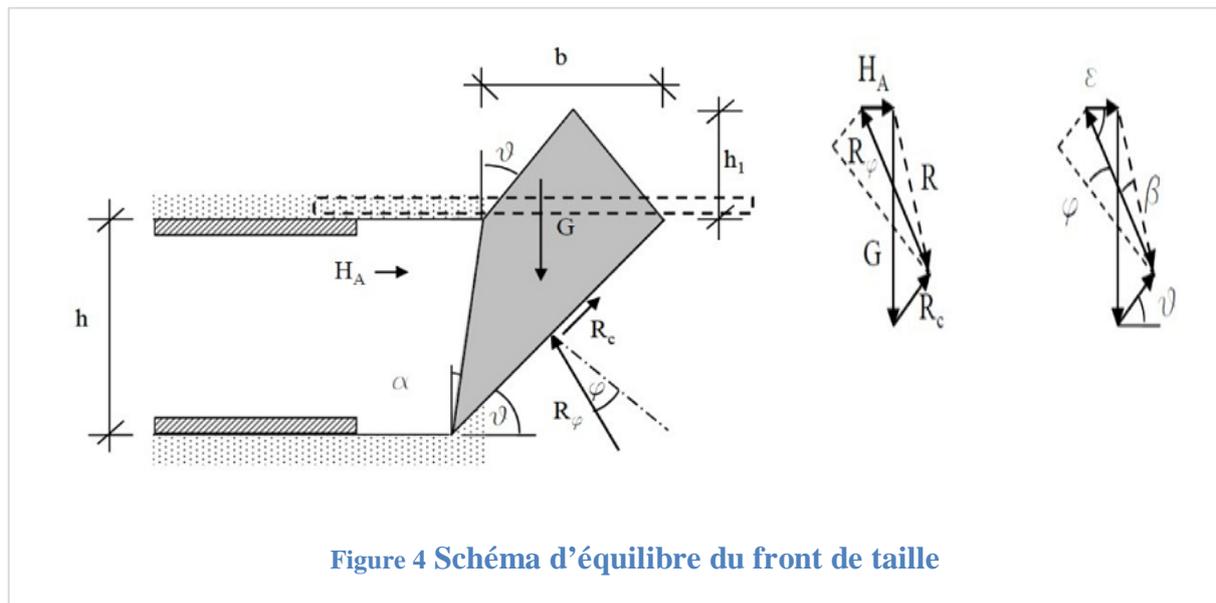


Figure 4 Schéma d'équilibre du front de taille

Soutènement et renforcement du front de taille

composante tangentielle de R_φ est la cohésion active R_c , avec :

$$R_c = c' * I_c \quad [kN/m] \quad (Eq.V.12)$$

D'où :

$$R_\varphi = R_\varphi * \sin \varphi \quad [kN/m] \quad (Eq.V.13)$$

La force résultante est :

$$R = \sqrt{G^2 + R_c^2 - 2G * R_c * \cos\left(\frac{\pi}{2} - \vartheta\right)} \quad [kN/m] \quad (Eq.V.14)$$

Etudes	Paramètres
Géologie Q_A/Q_S	Poids spécifique : γ [kN/m ³]
	Angle de frottement interne : φ [°]
	Cohésion résiduel : c' [kN/m ²]
Géométrie Calotte Stross	Hauteur de front de taille : h [m]
	Largeur du tunnel : D [m]
	Inclinaison frontale : α [°]
	Surface frontale : A [m ²]
	Largeur fictive : b [m]
Charges	Inclinaison de surface de glissement : ϑ [°]
	Longueur de surface de glissement : I_c [m]
	Largeur de surface de glissement : b [m]
	Surface du corps de glissement : S [m ²]
	Poids du corps de glissement : G [kN/m]

Tableau 5 caractéristique géologique et géométrique du front de taille

La force résultante d'équilibre :

$$H_A = R * \frac{\sin \beta}{\sin \varepsilon} \quad [kN/m] \quad (Eq.V.15)$$

Avec :

$$\beta = 180 - \varepsilon - 90 \quad [^\circ] \quad (Eq.V.16)$$

$$\varepsilon = \vartheta \quad [^\circ] \quad (Eq.V.17)$$

3.3. Renforcement du front par des boulons d'encrages. [18]

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

Paramètres
Hauteur de terrain sur tunnel : H [m]
Rayon du tunnel : R [m]
Poids spécifique : γ [t/m ²]
Cohésion résiduel : c' [t/m ²]
La surcharge : q_1 [t/m ²]
Angle de frottement interne : φ [°]

Tableau 6 paramètre recommandé du front de taille

La ligne de rupture envisagée est un arc de spirale passant par C , 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 :

$$q(z) = \frac{B\gamma - 2c}{2K \tan \varphi} * \left[1 - e^{-\frac{2KH \tan \varphi}{B}} \right] + q_1 e^{-\frac{2KH \tan \varphi}{B}} \quad [kN/m^2] \quad (Eq.V.18)$$

Où :

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

Moment cylindrique.

$$M_{\text{cylindrique}} = \frac{8 * \gamma * R^3}{3} \quad [t/m^2] \quad (\text{Eq.V.19})$$

Colonne montante.

$$C_{\text{Montante}} = 2R^2 * \gamma * H \quad [kN * m] \quad (\text{Eq.V.20})$$

Moment moteur.

$$M_{\text{Moteur}} = M_{\text{Cylindrique}} + M_{\text{Montant}} \quad [kN * m] \quad (\text{Eq.V.21})$$

Moment résultant.

$$M_{\text{Résultant}} = 2\pi * R^2 * c' \quad [kN * m] \quad (\text{Eq.V.22})$$

Facteur de sécurité.

$$F = \frac{M_{\text{Résistant}}}{M_{\text{Moteur}}} \quad 1 < F < 1,5 \quad (\text{Eq.V.23})$$

$$\frac{F}{c'} = \frac{\pi}{2} * \left(\frac{1}{6 + H} \right) \quad (\text{Eq.V.24})$$

L'équilibre est atteint si :

$$F = 1 \quad (\text{Eq.V.25})$$

C'est – à – dire si :

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

Si :

$$c > c' \quad (\text{Eq.V.27})$$

Alors les boulons sont nécessaires.

Nombre de boulons.

Limite de la rupture dans les boulons :

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

Effort appliquées par l'ensemble des boulons :

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

Nombre de boulons nécessaire :

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

3.4. Renforcement du front avec un merlon. [14]

Le tableau suivant résume les paramètres à considérer :

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

On note que, à l'équilibre : si

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

$$H > R : \text{Merlon nécessaire}$$

4. Stabilité des terrains autour du front de taille.

L'excavation d'un tunnel engendre une modification inévitable de l'état antérieur, qui dans certains cas n'était d'ailleurs peut être pas un état d'équilibre mais un état d'évolution lente, et entraîne obligatoirement l'acceptation de déformations plus ou moins importantes au voisinage de la cavité. Elle entraîne aussi une modification de l'équilibre des nappes souterraines éventuelles.

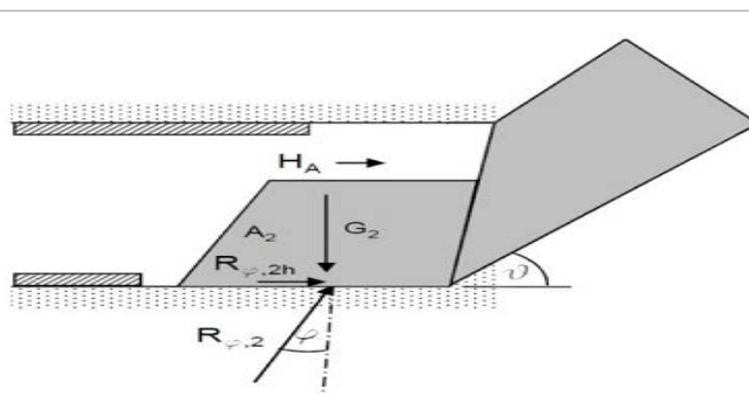


Figure 5 Stabilité de front de taille par un merlon nos excavé

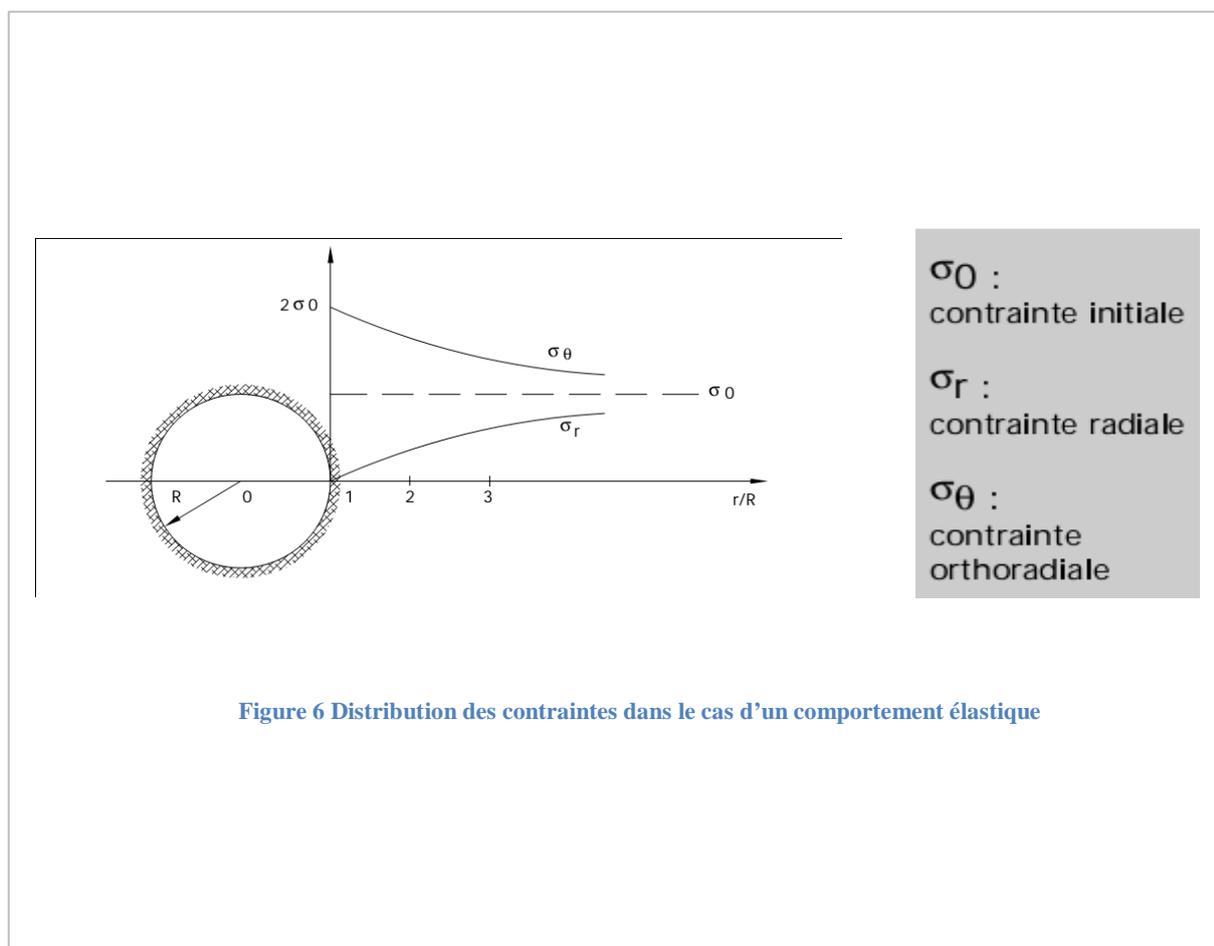
4.1. Mécanismes de rupture des terrains autour des tunnels. [8]

Les mécanismes de la rupture et les critères à prendre en compte pour caractériser la stabilité est liée directement à la cohésion du matériau. Dans un milieu sans cohésion il n'y a pas de stabilité possible sans soutènement, et la rupture est immédiate. Il faudra donc soutenir les terrains avant même que l'on ait excavés. Certains sols ont, à court terme, une cohésion apparente suffisante pour assurer la stabilité de la paroi pendant le délai nécessaire pour installer un blindage. Néanmoins, cette cohésion diminuant lorsque le terrain est exposé à l'air et décomprimé, il est important que la protection soit mise en place très rapidement.

Le creusement d'un tunnel induit dans le terrain situé à son voisinage une modification du champ de contraintes initiales qui s'accompagne d'un champ de déplacements fonction de l'état des contraintes initiales, des caractéristiques mécaniques du terrain.

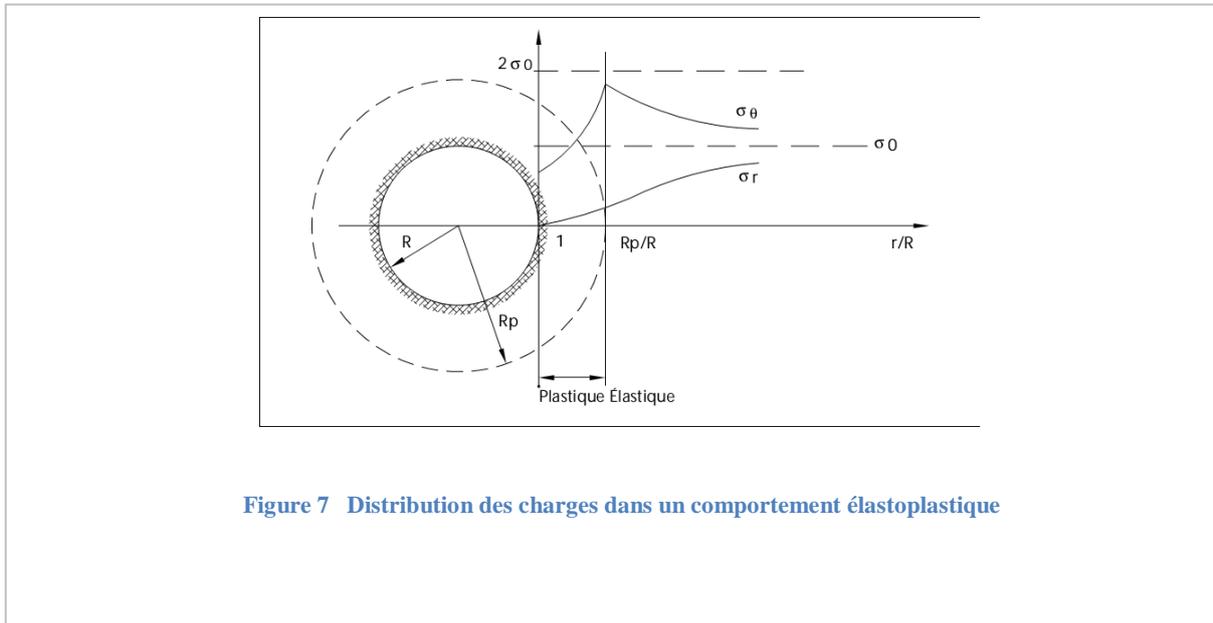
Dans le domaine élastique et dans un plan perpendiculaire à l'axe du tunnel situé en arrière du front de taille, cette redistribution des contraintes comporte

une diminution de la composante radiale (jusqu'à zéro à la paroi du tunnel non soutenu) et une augmentation de la composante ortho – radiale qui constitue l'effet de voûte (Figure). Mais, lorsque la résistance n'est pas suffisante, le terrain cède, soit par rupture fragile, soit par écoulement plastique, soit par un comportement intermédiaire élastoplastique.

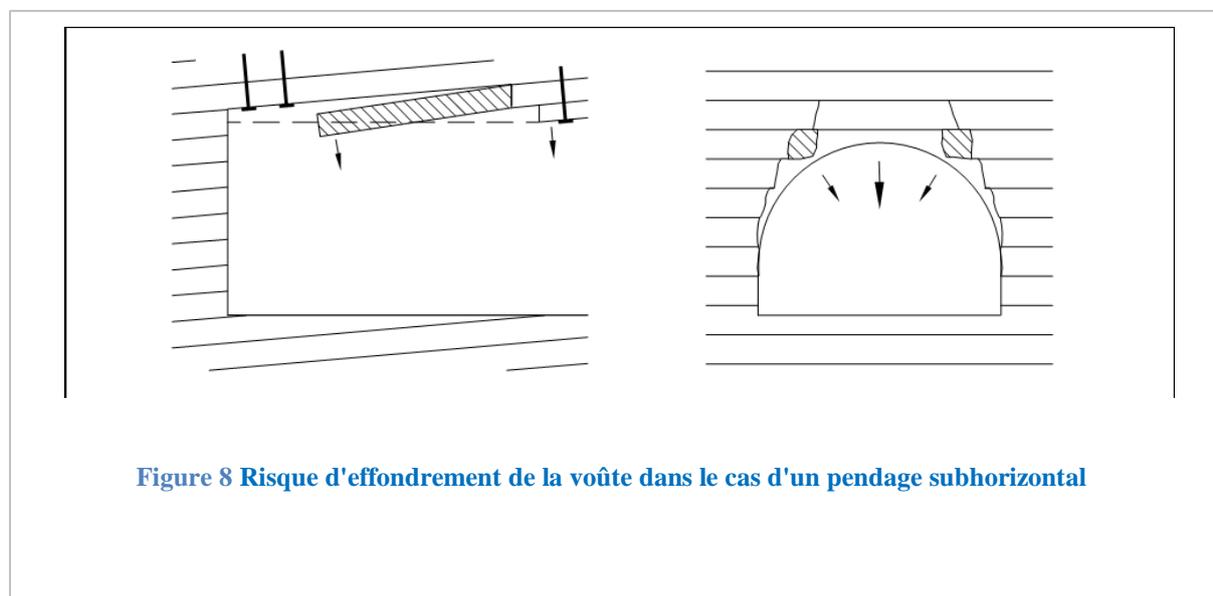


Soutènement et renforcement du front de taille

Lorsqu'on examine le problème de manière tridimensionnelle, on observe que les contraintes principales subissent une rotation au voisinage du front de taille ce qui traduit l'existence de contraintes de cisaillement sur des facettes perpendiculaires à l'axe du tunnel et que la zone plastique peut intéresser ou non le front de taille selon la résistance du terrain et le niveau de contrainte. Les déplacements peuvent alors se répercuter largement dans le massif, jusqu'en surface dans le cas des tunnels à faible profondeur.



L'évolution du terrain à la paroi d'un tunnel se présente ainsi sous différentes formes selon la nature du terrain et les contraintes initiales. En cas de couches horizontales, il faut essayer de placer le tunnel ou au moins la voûte du tunnel dans celles qui possèdent les meilleures caractéristiques géomécaniques de manière à éviter les instabilités de voûte et si possible les tassements sous les piédroits.



4.2. Rôle de l'eau dans les phénomènes d'instabilité. [8]

L'eau est très souvent présente dans le terrain sous forme de nappes statiques ou d'écoulements. Dans le cas d'un sol meuble semi – isotrope et relativement perméable (figure nb), l'écoulement vers la cavité se fait plus régulièrement et les forces d'écoulement radiales s'ajoutent aux contraintes effectives sur le squelette solide. S'il s'agit de terrain peu perméable (figure nc), l'essorage ne peut se faire au fur et à mesure de l'avancement et les gradients de pression peuvent être importants au voisinage de la paroi.

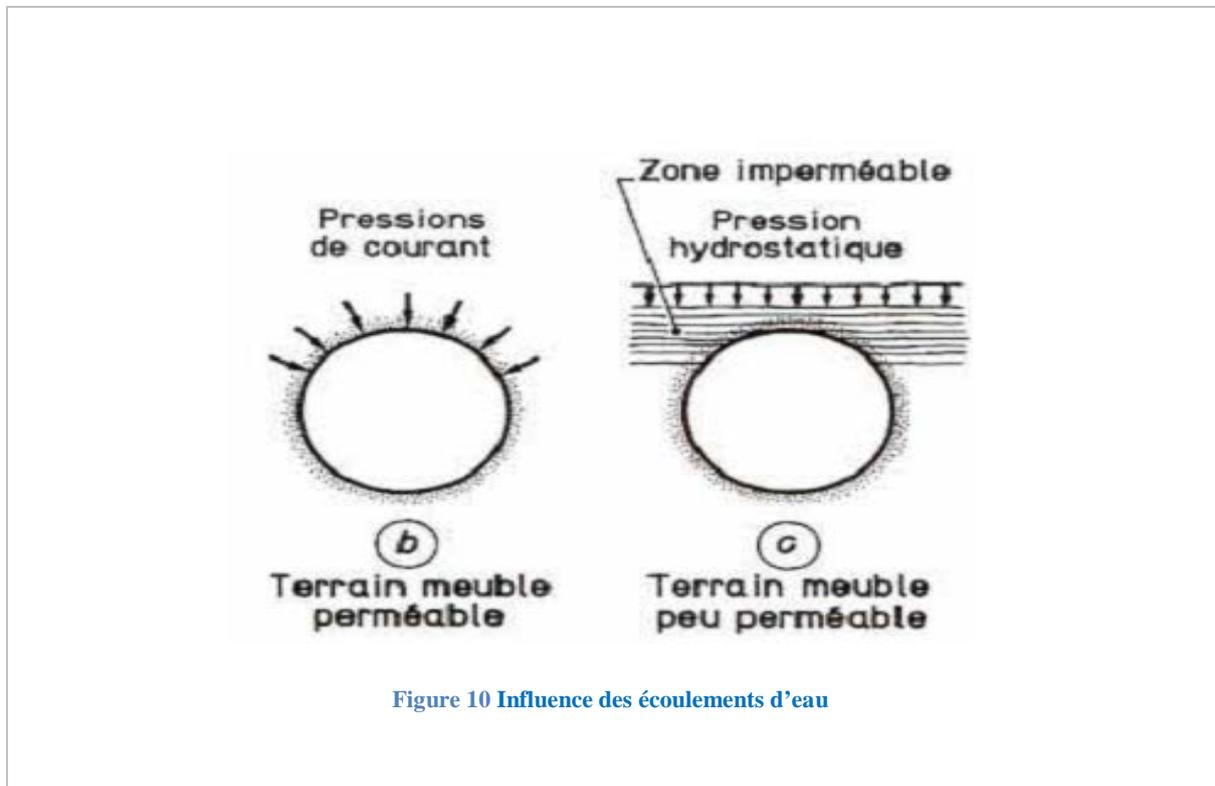


Figure 10 Influence des écoulements d'eau

5. Le pré – soutènement des terrains autour du front de taille.

5.1. Description. [7] [8]

L'opération de pré-soutènement consiste à créer une structure jouant un rôle de soutènement, en avant du front de taille, à la périphérie de la section qui sera excavée.

Le pré-soutènement peut contribuer à la préservation du noyau de terrain en avant du front de taille, qui est fortement décomprimé par le creusement. Le pré-soutènement est très souvent utilisé en accompagnement d'une action de renforcement direct du front lui – même.

On peut classer les pré-soutènements en trois types :

- Voûte-parapluie
- Pré-voûte
- Anneau renforcé.

5.2. Voûte-parapluie.

Pratiqué de longue date, l'enfilage en calotte (figure) consiste à mettre en place des barres ou des plaques d'acier longitudinales, à la périphérie du front de taille, le plus souvent sur le tiers ou le quart supérieur de la circonférence. L'objectif de l'enfilage est d'assurer la sécurité immédiate de l'excavation avant la pose du soutènement.

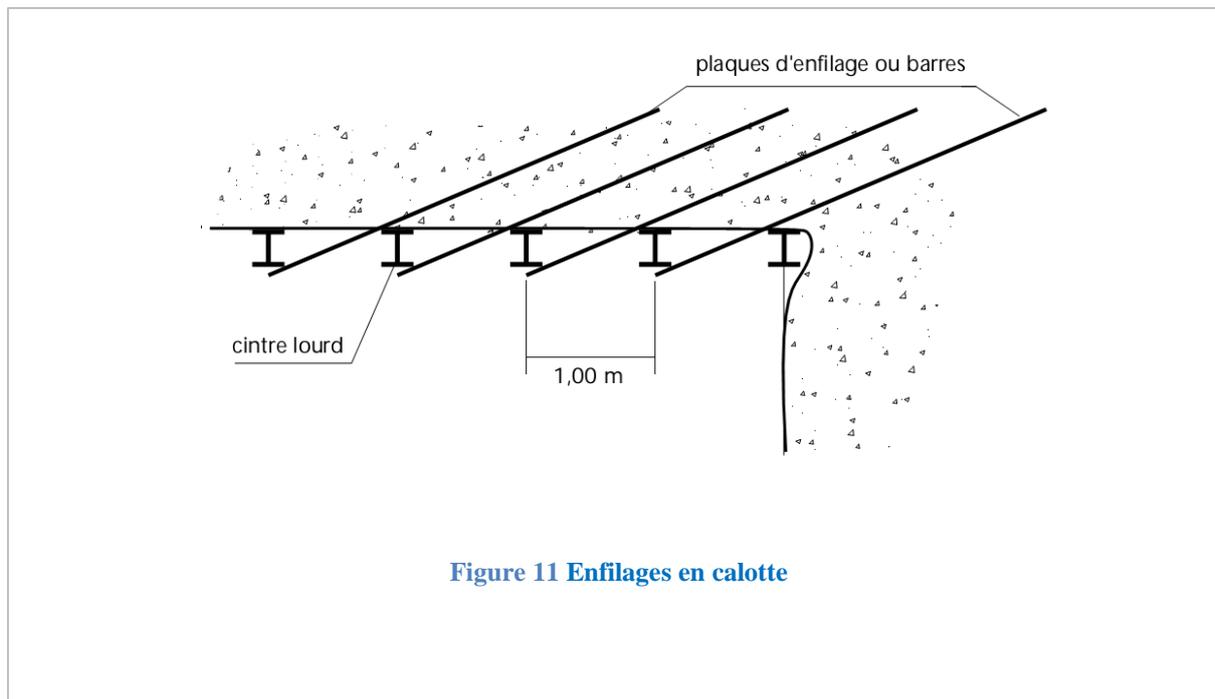


Figure 11 Enfilages en calotte

5.2.1. Voûtes parapluie emboîtées.

Le système des voûtes-parapluie emboîtées (figure) peut être considéré comme une extension du précédent, avec un objectif plus large : créer une véritable structure de soutènement, constituée de tubes métalliques (ou plus généralement de pieux) disposés en couronne subhorizontale suivant le contour de la section qui sera excavée et prenant appui sur des cintres posés au fur et à mesure de l'avancement.

Elles sont constituées, soit de barres ($\varnothing 32 \text{ mm}$ ou 40 mm) ou de tubes injectés ($\varnothing 90$ à 200 mm), soit de colonnes de jet-grouting ($\varnothing 60 \text{ mm}$ à 80 mm). La longueur des voûtes successives ne dépasse pas 12 m à 15 m , la longueur de recouvrement étant généralement de 3 m à 4 m .

Pour limiter au maximum la perte de terrain, la perforation pour mise en place des tubes est exécutée avec un système type "Odex" à roto-percussion avec marteau fond de trou qui entraîne derrière lui le tube métallique. Après insertion du tube, la gaine peut être injectée à faible pression avec du coulis de ciment, puis une injection à haute pression peut être prévue pour consolider et comprimer le terrain entre deux tubes contigus.

Des cintres sont mis en place au fur et à mesure du creusement, généralement avec un inter axe de $0,75 \text{ m}$ à 1 m . Ces cintres sont à rayon variable pour suivre la divergence de la voûte.

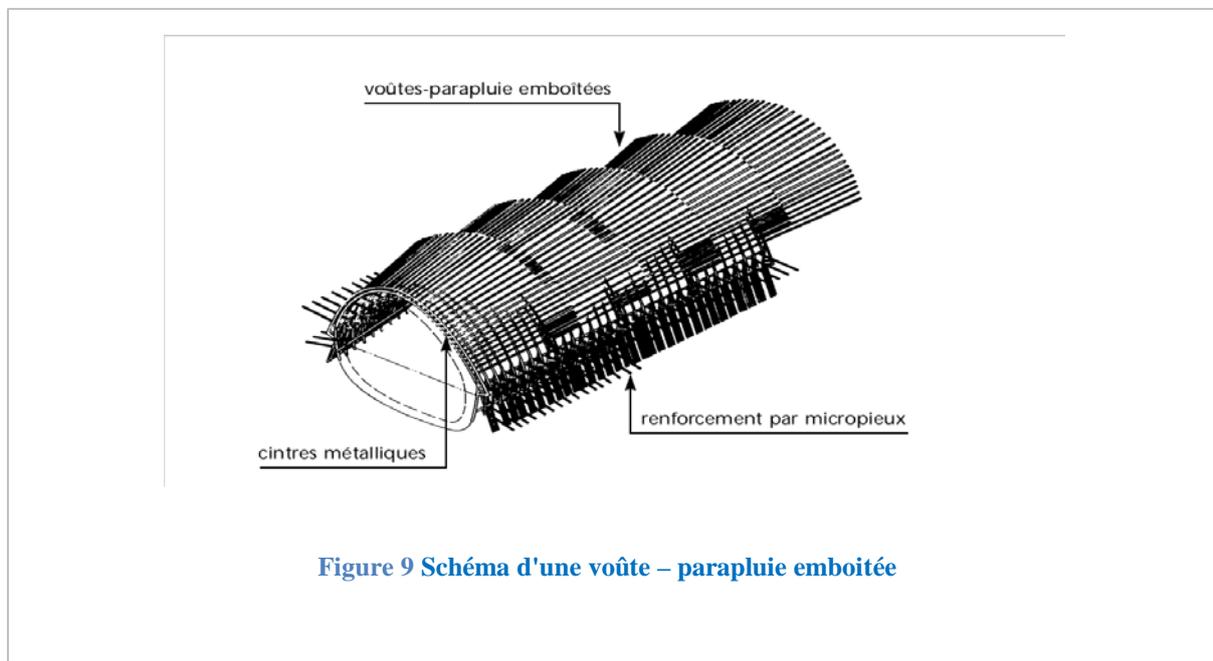
Soutènement et renforcement du front de taille

Un contact forcé et immédiat entre les cintres et les tubes peut être obtenu par l'interposition de gaines en polypropylène que l'on remplit de mortier de ciment (par exemple le "bullflex").

Le soutènement en arrière du front est complété par mise en œuvre de béton projeté entre les cintres, associé éventuellement à un boulonnage radial. Les voûtes-parapluie de ce type sont généralement utilisées pour le creusement de la demi-section supérieure, le creusement du stross se faisant après confortement éventuel des piédroits, par exemple par colonnes de jet – grouting ou micropieux.

La dénomination voûte – parapluie s'applique également à des structures beaucoup plus rigides, constituées de tubes métalliques de forte inertie ($\varnothing 500\text{ mm}$ ou *davantage*) mis en place horizontalement par rotation ou par poussée à partir d'une chambre d'attaque ou de la tête du tunnel.

Si nécessaire la structure peut être renforcée par des tubes remplis de béton, jointifs, connectés. On peut aller jusqu'à la création d'un arc porteur. Des structures de ce type peuvent atteindre plusieurs dizaines de mètres de longueur.



5.3. Pré – voûte.

Il s'agit d'une structure de pré-soutènement conçue pour travailler sans difficulté en voûte transversalement à la progression du tunnel. La pré-voûte peut être réalisée par différents procédés, généralement :

- La mise en place de béton à l'intérieur d'une saignée réalisée par prédécoupage mécanique ;

- La création d'une coque à l'aide de colonnes de jet-grouting juxtaposées, par la même méthode que celle mise en œuvre pour les voûtes-parapluie.

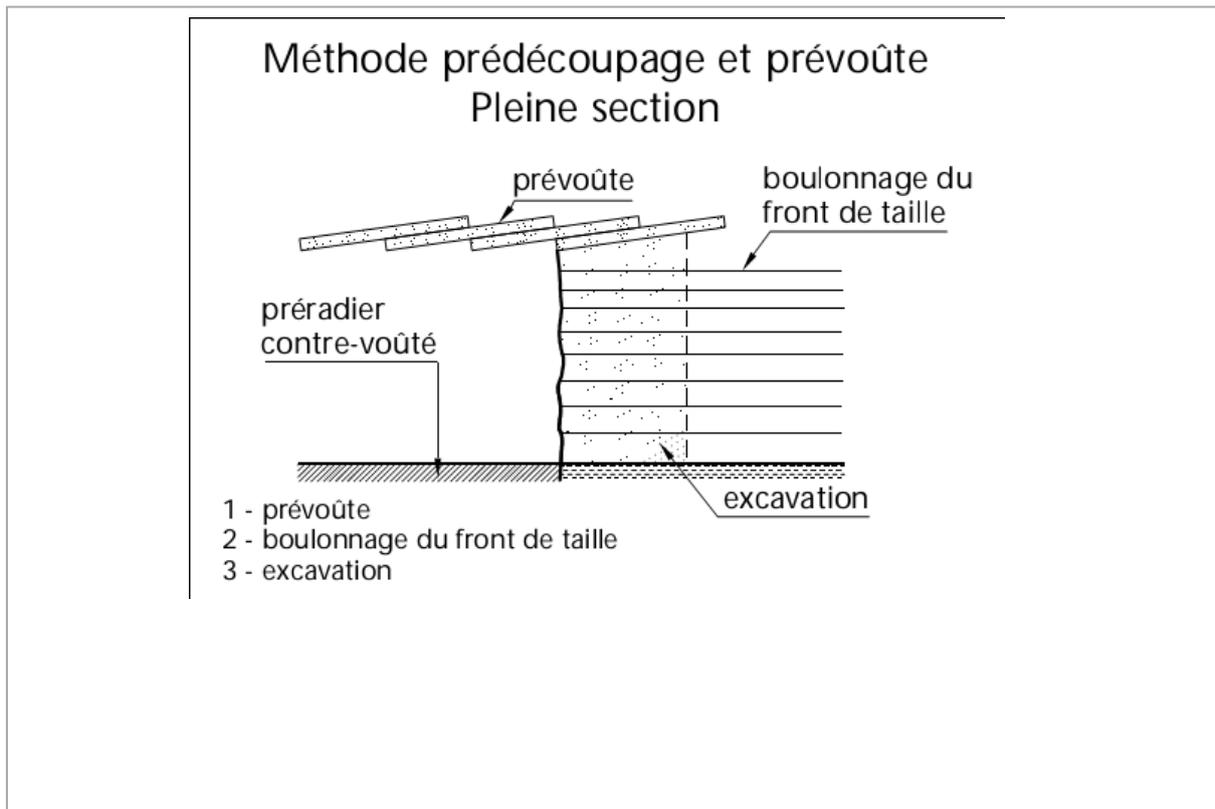


Figure 10 Schéma d'une voûte – parapluie emboîtée

Lorsque le terrain s'y prête, l'utilisation du jet-grouting permet d'obtenir des pré-voûtes de plus grande longueur sous réserve d'une très bonne qualité d'exécution si l'on veut que les colonnes soient réellement jointives et aptes à transmettre des efforts transversalement.

5.4. Anneau renforcé.

Il s'agit de créer un anneau épais de terrain renforcé autour du tunnel et en avant de celui-ci, généralement par un boulonnage assez dense associé à des injections. Les boulons, de 5 m à 10 m de longueur environ, sont disposés en couronne inclinée vers l'avant du front. Ils peuvent être de même type que les boulons de renforcement du front de taille. L'anneau de terrain renforcé peut également être réalisé par boulonnage radial à partir d'une galerie pilote précédant l'excavation principale.

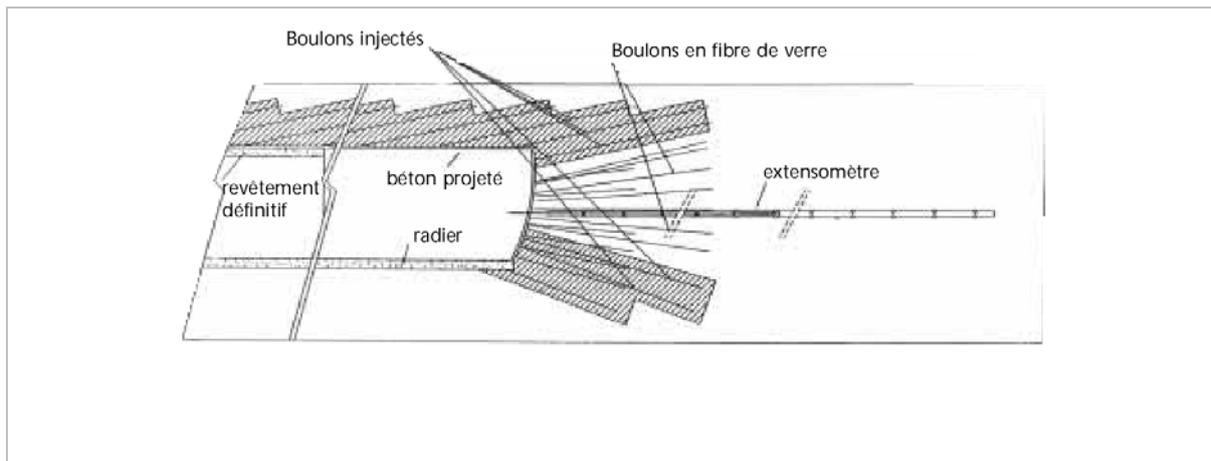


Figure 11 Anneaux renforcé

5.5. Domaine d'application. [7] [8]

Le choix d'un procédé de pré-soutènement résulte de la prise en compte de multiples critères. On se limitera ici à donner quelques indications sur les domaines d'emploi préférentiel et les principales limites des différents procédés.

Voûte-parapluie. — La voûte-parapluie à base de tubes métalliques convient bien aux terrains hétérogènes : marnes, alluvions grossières, éboulis ou roches fortement fracturées. Lorsqu'il s'agit non seulement d'assurer la stabilité de l'excavation mais aussi de limiter les déformations du massif, le procédé peut nécessiter des opérations complémentaires importantes : injections de serrage, blocage des tubes sur les cintres, confortement de l'appui des cintres. L'utilisation du jet-grouting permet d'étendre le procédé à des terrains plus fins sans cohésion : sable, limons.

Pré - voûte. — Le prédécoupage mécanique est bien adapté dans les roches tendres et les sols cohérents homogènes : marnes, calcaires tendres, molasses, argiles. Les limites d'utilisation du procédé sont surtout liées à la possibilité de réaliser la saignée dans de bonnes conditions, ces limites apparaissent en cas de trop faible cohésion du terrain, de venues d'eau, de présence de blocs, de terrain trop dur. Lorsque l'appui des pré - voûte est susceptible de présenter un défaut de portance compte tenu des charges transmises au terrain, la mise en œuvre d'un radier au plus près du front de taille est nécessaire. Le prédécoupage présente l'inconvénient de nécessiter l'emploi d'une machine lourde et peu mobile qui doit être adaptée à la section à réaliser, sans pouvoir faire pour autant l'économie d'une machine de boulonnage (pour le renforcement du front de taille).

Anneau renforcé. — Ce procédé semble le plus universel d'emploi. La principale limitation tient sans doute à la cadence d'exécution si l'on est conduit à effectuer un véritable traitement du terrain au fur et à mesure de l'avancement. Il s'agit d'un procédé qui se situe à mi - chemin entre la création d'une structure de soutènement et une amélioration des caractéristiques du terrain par un traitement en masse.

5.6. Auscultation des travaux.

En cas d'utilisation de pré-soutènements, le contrôle du bon fonctionnement du système mis en place est indispensable. L'auscultation comportera :

- des mesures extensométriques dans le terrain en avant du front de taille,
- des mesures de convergence en arrière du front de taille,
- des mesures de nivellement des soutènements.

Elle peut être complétée localement par des mesures d'efforts dans des éléments du soutènement. Il faut être attentif au fait que la grande rigidité des structures implique que de faibles variations des déplacements puissent être associées à des variations d'efforts importantes.

APPLICATION NUMERIQUE

1. Etude de l'équilibre globale.

On se basant sur les deux schémas de la figure précédente, où la hauteur de recouvrement est 14,5 m, les calculs de l'équilibre global sont donnés de la manière suivante :

Blocs inférieure.

Paramètre	Expression	Application numérique	Résultat
Terre plein : I [m]	$\frac{h}{\tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)}$	$\frac{5,6}{\tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{25}{2}\right)}$	3,57
Ligne de glissement : I_c [m]	$\sqrt{h^2 + I^2}$	$\sqrt{5,6^2 + 3,57^2}$	6,64
Poids du blocs : G_u [MN]	$\frac{1}{2} * h * I * b * \gamma$	$\frac{1}{2} * 5,6 * 3,57 * 10 * 20,5$	2,049
Cohésion de glissement : c_{GF} [MN]	$I_c * c' * b$	$6,64 * 40 * 10$	2,656
Cohésion latérale : c_{SF} [MN]	$2 * \frac{1}{2} * h * I * c'$	$2 * \frac{1}{2} * 5,6 * 3,57 * 40$	0,799

Tableau 7 Les paramètres de calcul d'équilibre globale

Suivant la théorie de Coulomb - Mohr l'équilibre du bloc inférieure est vérifié facilement par l'équation : (Eq.V.6)

$$G_u - c_{GF} - c_{SF} < 0$$

$$2,049 - 2,656 - 0,799 = -1,406 < 0$$

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

Blocs supérieure.

Paramètre	Expression	Application numérique	Résultat
Poids du blocs : G_o [MN]	$I * b * \sigma_{max}$	$3,57 * 10 * 297,5$	10,621
Cohésion de blocs : c_{STF} [MN]	$2 * b * h_{\hat{u}} * c'$	$2 * 10 * 14,5 * 40$	11,600
Cohésion latérale : c_{SLF} [MN]	$2 * I * h_{\hat{u}} * c'$	$2 * 3,57 * 14,5 * 40$	4,141

Tableau 8 Caractéristique géologique de bloc supérieur

Soutènement et renforcement du front de taille

Friction : T_R [kN]

$$T_R = 2 * (I + b) * \frac{1}{2} * h_u^2 * \gamma * (1 - \sin \varphi) * \tan \varphi \quad [MN]$$

$$T_R = 2 * (3,57 + 10) * 0,5 * 14,5^2 * 20,5 * (1 - \sin 25^\circ) * \tan 25^\circ = 15.74 \quad [MN]$$

Equilibre de corps haut : de (Eq. V. 11)

$$10,621 - 11,600 - 4,140 - 15.74 = -12,99 < 0$$

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

1.1. Le schéma d'équilibre de Boussinesq.

Le profil en travers l'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.

G : poids des terres [kN/m] ;

R_c : cohésion active [kN/m] ;

R_φ : efforts de frottement le long de la ligne de glissement [kN/m].

Études	Paramètres	Valeurs recommandées
Géologie Q_A/Q_S	Poids spécifique : γ [kN/m ³]	20,5
	Angle de frottement interne : φ [°]	25,0
	Cohésion résiduel : c' [kN/m ²]	40,0
Géométrie de la Calotte + Stross	Hauteur de front de taille : h [m]	05,6
	Largeur du tunnel : D [m]	10,0
	Inclinaison frontale : α [°]	00,0
	Surface frontale : A [m ²]	56,0
	Largeur fictive : b [m]	10,0
Charges	Inclinaison de surface de glissement : ϑ [°]	57,5
	Longueur de surface de glissement : I_c [m]	6,64
	Largeur de surface de glissement : b [m]	3,57
	Surface du corps de glissement : S [m ²]	16,81
	Poids du corps de glissement : G [kN/m]	344,67

Tableau 9 les paramètres recommandé pour le calcul de la stabilité

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

Soutènement et renforcement du front de taille

De (Eq.V. 12)

$$R_c = 40 * 6,64 = 265,6 \quad [kN/m]$$

De (Eq.V. 13) :

$$R_\varphi = \frac{265,6}{-0,13} = -2043,07 \quad [kN/m]$$

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

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

β [°]	$\beta = 180 - \varepsilon - 90$ [°]	32,50
ε [°]	$\varepsilon = \vartheta$ [°]	57,50

Tableau 10 Les valeurs de β et ε

Le tableau suivant donne les résultats pour les différents efforts :

Etude	Paramètres	Valeurs recommandées
Equilibre	Cohésion active : R_c [kN/m]	265,60
	Force résultante : R [kN/m]	186,88
	Force résultante d'équilibre : H_A [kN/m]	119,06

Tableau 11 Caractéristique mécanique du sol

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 :

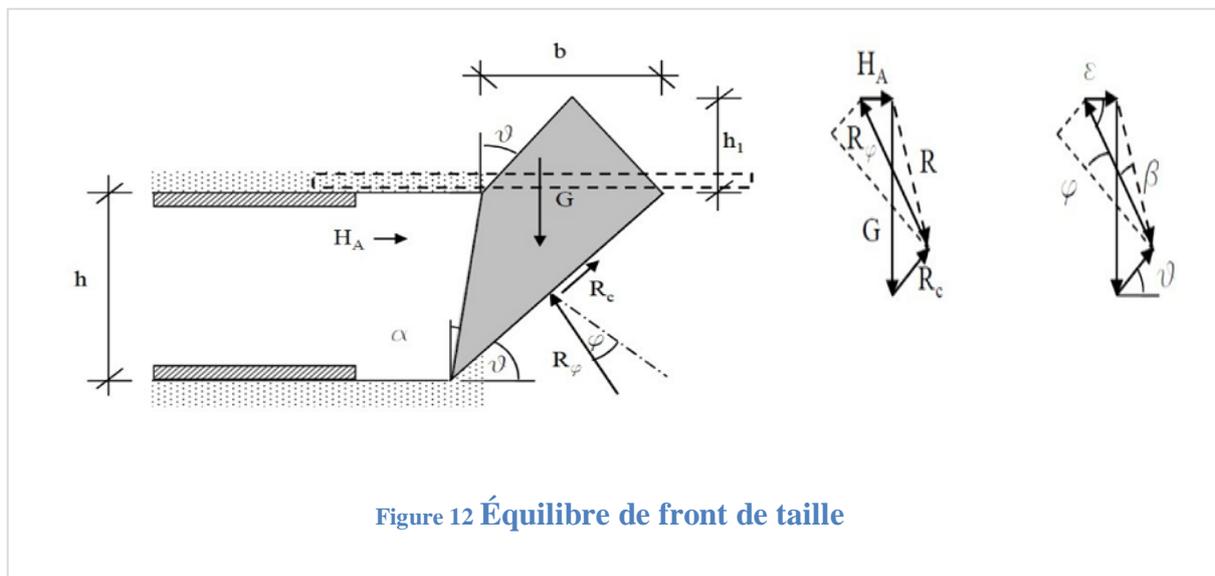


Figure 12 Équilibre de front de taille

Paramètres	Valeurs recommandées
Hauteur de terrain sur tunnel : H [m]	5,60
Rayon du tunnel : R [m]	9,09
Poids spécifique : γ [t/m^2]	2,05
Cohésion résiduel : c' [t/m^2]	4,00
La surcharge : q_1 [t/m^2]	1,00
Angle de frottement interne : φ [°]	25,0

Tableau 12 les caractéristiques géométrique et géologique du front de taille

Moment cylindrique.

$$M_{cylindrique} = \frac{8 * \gamma * R^3}{3} \quad [KN.m]$$

Application numérique :

$$M_{cylindrique} = \frac{8 * 20,5 * 5,60^3}{3} = 9600,03 \text{ KN.m}$$

Colonne montante.

$$C_{Montante} = 2R^2 * \gamma * H \quad [kN.m]$$

Application numérique :

$$C_{Montante} = 2 * 5,6^2 * 20,5 * 9,09 = 11687,5 \text{ kN.m}$$

Moment moteur.

$$M_{Moteur} = M_{Cylindrique} + M_{Montant} \quad [kN.m]$$

Application numérique :

$$M_{Moteur} = 9600,34 + 11687,56 = 21287,9 \text{ kN.m}$$

Moment résultant.

$$M_{Résultant} = 2\pi * R^2 * c' \quad [kN.m]$$

Application numérique.

$$M_{Résultant} = 2\pi * 5,6^2 * 40 = 7881,63 \text{ kN * m}$$

Facteur de sécurité.

$$F = \frac{M_{\text{Résistant}}}{M_{\text{Moteur}}} \quad 1 < F < 1,5$$

Application numérique :

$$F = \frac{7881,63}{21287,9} = 0,37$$

$$\frac{F}{c'} = \frac{\pi}{2} * \left(\frac{1}{6 + H} \right) = \frac{\pi}{2} * \left(\frac{1}{6 + 9,09} \right) = 0,1041$$

L'équilibre est atteint si : $F = 1$, c'est – à – dire si : $c_1 = 90,61 \text{ KN/m}^2$

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

Les boulons en fibre de verre utilisés se présentent sous forme de tubes ou de lanières disposées autour d'un tube central servant à l'injection. Il s'agit de boulons passifs scellés au terrain par un coulis de ciment. Les boulons sont mis en œuvre par une machine spéciale comportant des glissières de grande longueur.

On utilise couramment des boulons de 18 m de longueur; Si l'on considère que les quatre premiers mètres de ceux-ci sont perdus en raison de la jeunesse du scellement et que les quatre derniers sont nécessaires à l'ancrage minimum du boulon, il reste environ 10 m de longueur de boulon dit utile. Ceci doit être pris-en compte dans le calcul du nombre de 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 m² ou 5 m² à 2 boulons par m².

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 (R32N) en fibres de verre.

Limite de la rupture dans les boulons : $F_{rg} = 280 \text{ kN}$.

*Effort appliquées par l'ensemble des boulons : $F_{boulons} = H_A * b \quad [\text{kN}]$*

D'où:

$$F_{\text{Boulons}} = 119,06 * 10 = 1190,6 \text{ kN}$$

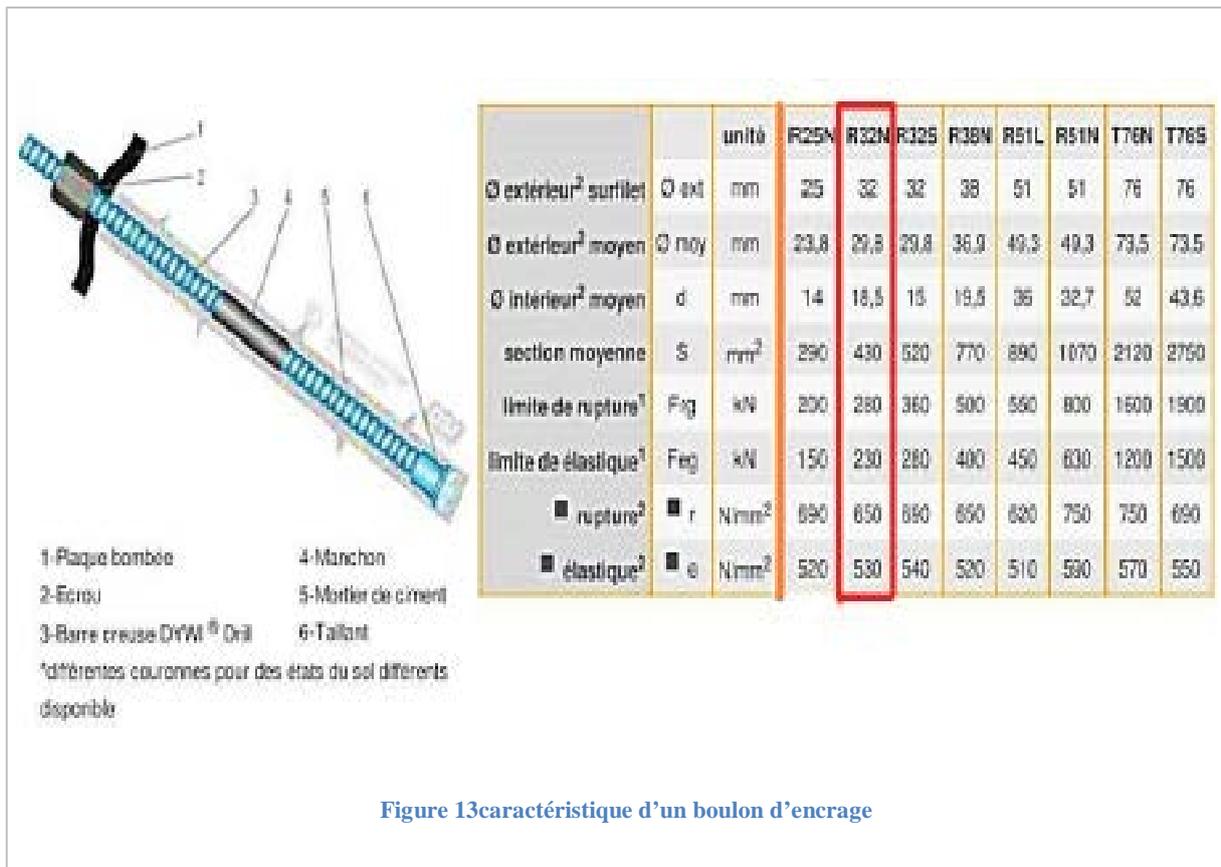


Figure 13 caractéristique d'un boulon d'encrage

Nombre de boulons nécessaire :

$$N \geq \frac{F_{\text{Boulons}}}{F_{rg}} \quad (\text{boulons})$$

D'où :

$$N \geq \frac{1190,6}{280} \geq 4,25$$

$$N = 5 \text{ boulons}$$

2.1. Etude d'équilibre de front avec un merlon.

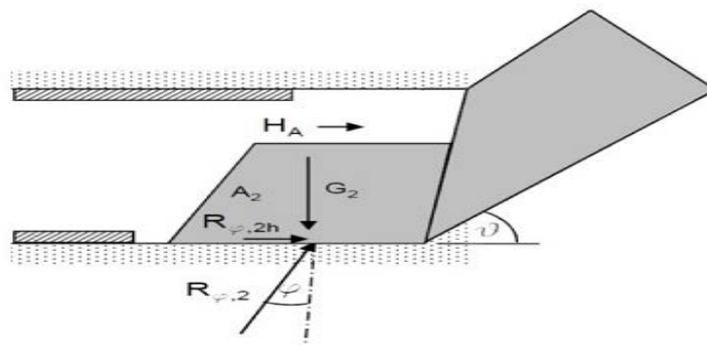


Figure 14 les forces agissant sur le merlon

Soutènement et renforcement du front de taille

Le tableau suivant résume les paramètres à considérer :

Paramètres	Expression	Résultats
Surface frontale : A_2 [m^2]		3
Longueur : L_2 [m]		5
Volume resultant : V_2 [m^3]	$V_2 = A_2 * L_2$	15
Poids resultant : G_2 [kN]	$G_2 = V_2 * \gamma$	307,5
Frottement horizontal : $R_{\varphi,2h}$ [kN]	$R_{\varphi,2h} = G_2 * \tan \varphi$	143.3
Force de soutènement resultante : H [kN]	$H = H_A * b$	1190,6

Tableau 13 les paramètres du merlon stabilisateur

On note que, à l'équilibre : si

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

$$H > R : \text{Merlon nécessaire}$$

Dans notre cas : $H < R$, donc le merlon est non nécessaire.

Conclusion :

Ce travail nous permet de savoir les différentes méthodes de pré-soutènement et aussi le temps d'utilisation pour assurer la sécurité des travailleurs et les édifices voisins.

Le pré-soutènement permet aussi un meilleur avancement des travaux par ce qu'il permet au travailleur de faire son travail dans de bonnes conditions de la sécurité.

Conclusion Générale.

La stabilité de front de taille est nécessaire pour le bon déroulement des travaux et pour la sécurité des ouvriers.

Pour assurer la stabilité de front de taille, des études sur l'équilibre des blocs supérieures et inférieures, ainsi que l'étude de l'équilibre globale est nécessaire.

Selon l'état de notre front de taille, le soutènement 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 de celui du front de taille.

Les boulons d'encrage sont utilisées pour renforcer le front, leurs nombres est leurs diamètres est choisis de telle sorte à bien soutenir le front.

Bibliographie

Livres

- [1] C. CHERCHALI. Tunnel calcul soutènement provisoire (tome 1). OPU 1993. Alger.
- [2] G. COLOMBET. Ouvrages souterrains (conception et réalisation). Presses de l'école nationale des ponts et chaussées 1988. Paris.
- [3] Jean COSTET & Guy SANGLERAT. Cours pratique de mécanique des sols (tome1). Dunod 1991. Paris.
- [4] Jean COSTET & Guy SANGLERAT. Cours pratique de mécanique des sols (tome2). Dunod 1991. Paris.

Documents numériques

- [5] Pierre GESTA. Travaux souterrains. Techniques de l'ingénieur 1994. Paris.
- [6] Samuel AMAR & Jean-François JÉZÉQUEL. Propriétés mécaniques des sols déterminées en place. Techniques de l'ingénieur 1998. Paris.
- [7] Centre d'études des tunnels. Conception et dimensionnement (section 3). 1998. Paris.
- [8] Centre d'études des tunnels. Procédés de creusement et de soutènement (section 4). 1998. Paris.
- [9] François MARTIN. Mécanique des Roches et Travaux Souterrains. Paris. 2012.
- [10] Raymond Wong. Photo Illustration to support the teaching of the topic on tunnel construction. 2012
- [11] Mouvements engendrés par le creusement d'un tunnel.
- [12] Notion technique : Convergence – Confinement / manuel théorique et pratique. TERRASOL2004
- [13] Philippe Autuori. Le calcul des tunnels. ENPC – ouvrages souterrains. 2013
- [14] EMA. Note de calcul. Tunnel en mine soutènement provisoire section D8.1. 2012. Alger.
- [15]EMA. Note de calcul. Tunnel en mine soutènement provisoire section D8.1 sous Bâtiment près de PV6 2012. Alger.

Les thèses

- [16] Tunnels en milieu urbain. Prévisions des tassements avec prise en compte des effets des prés – soutènements (renforcement du front de taille et voûte-parapluie). L'institut national des sciences appliquées de Lyon. 2012. Lyon.

[17] **Modélisation numérique du creusement d'un tunnel a l'aide d'un bouclier pression de boue. L'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.**

[18] **Etude d'un tronçon d'un tunnel en mine multicouches cas du métro d'Alger. Ecole Nationale Polytechnique. Juin 2013. Alger.**

[19] **http://www.ouils-cetu.fr/didactu/tunnel/tunnel/Le_tunnel/index.html**

[20] **appréciation de comportement de massif rocheux sur la stabilité d'un tunnel par la méthode des éléments fini. Juin 2001. ENP Génie Minier. Alger.**

[21] **Implantation physique d'ouvrages métropolitains cas de métro d'Alger. Juin 2011. ENP Génie Minier. Alger.**