

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 :

Les différents méthodes d'évaluation de la pression du terrain autour 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 :

GANNA Houssam

Promotion: Juin 2014

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

16200 Alger (Algérie)

REMERCEMENTS

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 Tarek, Sofiane et mes deux sœurs Hayat et Iman pour leur soutien de tous les jours surtout dans les moments difficiles.

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

Houssam

الموضوع. حساب الضغوط على نفق مترو الجزائر العاصمة.

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

موضوع عملنا هو دراسة الضغوط العامودية و الأفقية على النفق بعدة طرق.

الكلمات المفتاحية. نفق، مترو، الضغوط.

Résumé

Sujet. Calcule des charges sur 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 capital Alger.

L'objet de notre travail est l'étude des différentes charges verticales et horizontales qui agissent sur la voute

Mots clés. Metro, tunnel, convergence – confinement, la nouvelle méthode autrichienne.

Abstract

Subject. The digging and the retaining of 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.

Our object is to calculus the various stress on the tunnel of the subway

Key Word. Subway, tunnel, convergence – confinement, the new Austrian method.

Sommaire

I.	Introduction	1
II.	Evaluation des charges verticales.	1
A.	Théorie de TERZAGHI.	1
B.	Théorie des poids des terres.....	3
C.	Théorie de BIERBAÜMER.....	3
D.	Théorie de PROTODIAKONOV.	4
III.	Evaluation des charges horizontales.	5
A.	Théorie de TERZAGHI.	5
B.	Théorie de PROTODIAKONOV.	6
C.	Théorie de COULOMB – RANKINE.	6
D.	L’expérience soviétique.....	7
IV.	Evaluation de la pression agissant au niveau du radier.	8
A.	Méthode de TERZAGHI.	8
B.	Méthode de TSIMBARIÉVITCH.	10
V.	Calcul Evaluation des charges.....	12
A.	Poussées de détente.	12
B.	Evaluation des charges verticales.....	13
C.	Théorie de TERZAGHI.	13
D.	Théorie des poids des terres.....	14
E.	Théorie de BIERBAÜMER.....	14
F.	Théorie de PROTODIAKONOV.	14
G.	Evaluation des charges horizontales.....	16
H.	Théorie de TERZAGHI.	16
I.	Théorie de PROTODIAKONOV.	16
J.	Théorie de COULOMB – RANKINE.....	16
K.	L’expérience soviétique.....	18
VI.	Evaluation de la pression agissant au niveau du radier.	18
A.	Méthode de TERZAGHI.	18
B.	Méthode de TSIMBARIÉVITCH.	20
VII.	Conclusion.....	23
	Bibliographie.....	24

Liste des figures

Figure 1 Schéma d'hypothèse de la théorie de TERZAGHI	2
Figure 2 Théorie des poids des terres	3
Figure 3 Evaluation de la poussée du terrains selon BIERBAÜMER	3
Figure 4 es différents paramètres géométriques pour la méthode de terzaghie	6
Figure 5 evaluation des charges horizontale sur le radier	8
Figure 6 Evaluation des charges sur selon Tarzaghie	9
Figure 7 Evaluation des charges sous le radier selon TSIMBAREVITCH	11
Figure 8 Poussées de détente.....	12

Liste des tableaux

Tableau 1 Classification des terrains selon leur coefficient de résistance	5
Tableau 2 La nature de terrain selon les différents coefficients.....	7
Tableau 3 Valeurs de n_0 en fonction de φ	10
Tableau 4 les valeurs recommandées de l'ouvrage	12
Tableau 5 les paramètres géométriques d'excavation.....	13
Tableau 6 les paramètres géotechnique de chaque couche de sol.....	13
Tableau 7 les paramètres géotechnique de chaque couche de sol.....	14
Tableau 8 les caractéristiques mécanique du sol.....	15
Tableau 9 valeurs des coefficients d'influence	17
Tableau 10 le coefficient de la résistance en fonction de φ	19

I. Introduction

Les principales charges agissantes sur un ouvrage souterrain proviennent généralement des Couches qui constituent le terrain. Le calcul de ses sollicitations dépend de l'état de contrainte du massif avant le creusement de tunnel.

Ainsi pour faciliter la détermination des actions agissantes sur l'ouvrage on va avoir recours Aux hypothèses simplificatrices suivantes :

- Le terrain est supposé homogène, élastique et isotrope.
- La déformation est bidirectionnelle.
- Les actions extérieures considérées sont dues aux poids des terres au-dessus de l'ouvrage.

Ces actions extérieures se définissent en contraintes verticales agissant sur la calotte engendrant des poussées latérales sur les flancs du tunnel. Afin d'évaluer quantitativement ces contraintes, il existe de nombreuses méthodes et formules empiriques qui souvent sont différentes selon les hypothèses adoptées. Certaines de ces méthodes ont une bonne confirmation expérimentale. Nous exposerons quelques-unes d'entre elles dans ce projet.

II. Evaluation des charges verticales. [1]

Les méthodes de détermination des pressions verticales diffèrent par la prise en compte ou non de la zone de détente entourant la cavité. Cette zone dépend en premier lieu de la nature du terrain. Pour les terrains meubles ou peu résistants, cette zone de détente est intimement liée à la profondeur du tunnel, dans ce cas on utilise des méthodes qui tiennent compte de l'influence de la profondeur. Par contre, dans les terrains résistants, la zone de détente est indépendante de la profondeur de tunnel, dans ce cas on utilise des méthodes ne tenant pas compte de la profondeur.

A. Théorie de TERZAGHI.

Cette théorie a été établie pour des tunnels construits dans des terrains granuleux secs et sans cohésion, cependant sa validité a été élargie aux terrains cohérents. Conformément à la réalité, il admet que le terrain ne comporte pas plus d'humidité que celle nécessaire, d'après les expériences, pour lui conférer une cohésion suffisante, permettant d'assurer sans soutènement la stabilité du front d'attaque d'une galerie de faibles dimensions. TERZAGHI admet que la masse du sol qui entoure la galerie se déplacera déjà lors de l'excavation et ce mouvement se poursuivra pendant toute la durée de la mise en place du soutènement. Ces déplacements sont suffisamment importants pour qu'une série de surfaces de glissement fasse apparition. Il convient donc de définir la largeur de la masse de terrain qui se déplace dans le plan de la

calotte de l'évidement, en partant d'un angle du plan de rupture de $(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})$ donnant l'inclinaison de la surface de glissement de la poussée active des terres.

D'après le schéma précédent :

$$B = b + 2 * y * \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (Eq. 1)$$

H : Couverture de terre [m]

y : Hauteur de l'excavation [m]

b : Largeur de l'excavation [m]

Ainsi la contrainte verticale σ_v est donnée par :

$$\sigma_v = \frac{By - 2c}{2K \tan \varphi} * \left[1 - e\left(-\frac{2KH \tan \varphi}{B}\right)\right] + qe\left(-\frac{2KH \tan \varphi}{B}\right) \quad [kN/m^2] \quad (Eq. 2)$$

c : Cohésion de terrain [kN/m²]

φ : Angle de frottement interne [°]

K : Coefficient de poussée des terres au repos $K = 1 - \sin \varphi$

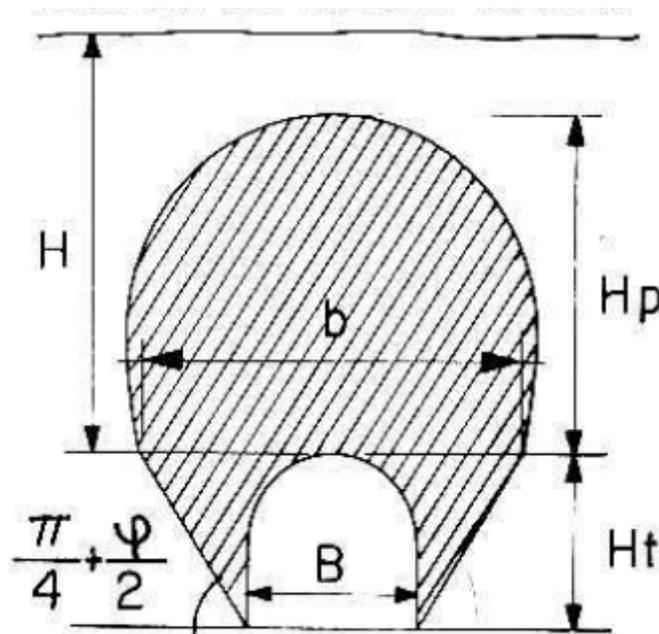


Figure 1 Schéma d'hypothèse de la théorie de TERZAGHI

B. Théorie des poids des terres.

La charge verticale qui surmonte la voûte du tunnel est déterminée par une descente totale des couches se trouvant au-dessus de l'ouvrage. L'expression de la pression verticale est :

$$\sigma_v = \sum_{i=1}^n h_i * \gamma_i + q \quad [kN/m^2] \quad (Eq. IV. 4)$$

γ_i : Poids volumique de la couche i $[N/m^3]$

h_i : Epaisseur de la couche i $[m]$

q : Surcharge à la surface $[kN/m^2]$

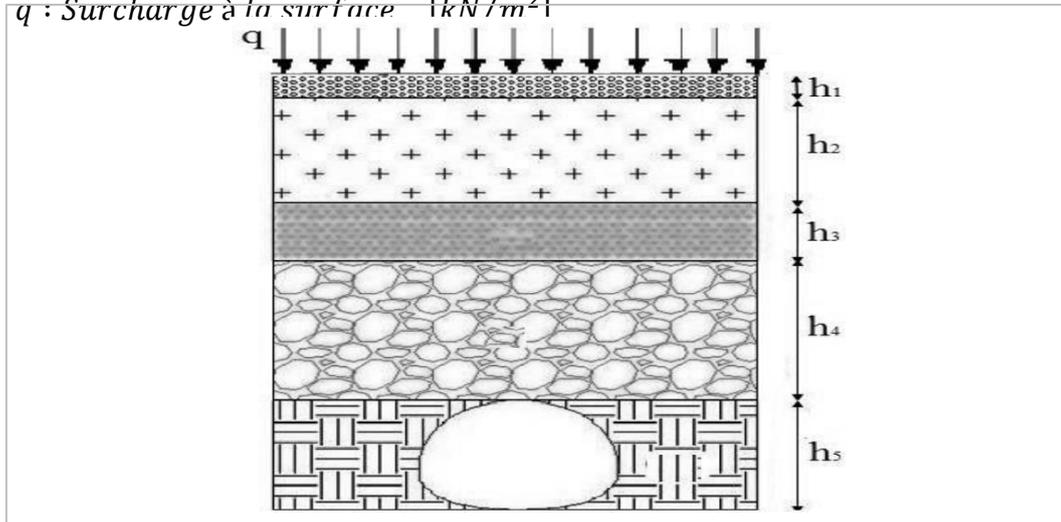


Figure 2 Théorie des poids des terres

C. Théorie de BIERBAÜMER.

Cette théorie admet que l'ouvrage est chargé par une masse rocheuse délimitée par une parabole de hauteur $h = \alpha * H$. Le calcul du coefficient de réduction α se fait suivant une méthode selon laquelle la masse de roche aura tendance à se déplacer vers le bas suivant des surfaces de glissement inclinées de $(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})$ par rapport à la horizontale.

$$\sigma_v = \gamma * h = \gamma * \alpha * H \quad [kN/m^2] \quad (Eq. 3)$$

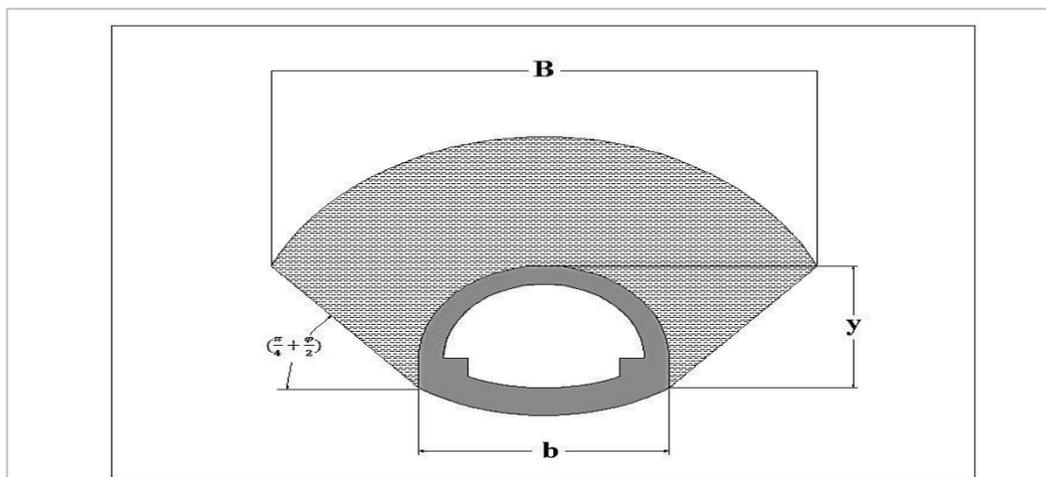


Figure 3 Evaluation de la poussée du terrains selon BIERBAÜMER

Avec :

H : Couverture de terrain [m]

h : Hauteur de la parabole de charge [m]

α : Coefficient de réduction α est fonction de H

Où :

$$B = \begin{cases} b + 2y * \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) & \text{Section fer à cheval rectangulaire} \\ 2R * \tan\left(\frac{3\pi}{8} - \frac{\varphi}{4}\right) & \text{Section circulaire} \end{cases} \quad (\text{Eq. 4})$$

$$\alpha = \begin{cases} 1 & \text{si } H < 15 \text{ m} \\ 1 - \frac{H * \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}{B} & \text{si } 15 \text{ m} \leq H \leq 200 \text{ m} \\ \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) & \text{si } H > 200 \text{ m} \end{cases} \quad (\text{Eq. 5})$$

D. Théorie de PROTODIAKONOV. [18]

Cette théorie est basée sur la définition statique d'une voûte naturelle située au – dessus des terrains excavés de forme parabolique et de hauteur h_p et dont l'équilibre est assuré par les efforts de compression agissant tout au long de la voûte. La contrainte verticale est égale à :

$$\sigma_v = \gamma * h_p \quad [\text{kN/m}^2] \quad (\text{Eq. 6})$$

$$h_p = \frac{B}{2f} = \frac{B}{2 * \tan \varphi} \quad [\text{m}] \quad (\text{Eq. 7})$$

$$B = b + 2 * y * \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad [\text{m}] \quad (\text{Eq. 8})$$

$$f = \begin{cases} \tan \varphi & \text{sol granuleux} \\ \tan \varphi + \frac{c}{\sigma_c} & \text{sol cohérent} \\ \frac{\sigma_k}{100} & \text{sol rocheux} \end{cases} \quad (\text{Eq. 9})$$

h_p : hauteur maximal de la voûte au déplacement [m]

B : Largeur de la masse de terrain concernées par le déplacement [m]

f : Coefficient de résistance pour différents terrains

σ_c : Résistance à la compression [kN/m²]

σ_k : Résistance de dureté de la roche [kN/m²]

La méthode de PROTODIAKONOV est satisfaisante pour les tunnels situés à une profondeur H_c telle que :

$$\frac{B}{2f} < H_c < \frac{B}{f} \quad (Eq.10)$$

La théorie de PROTODIAKONOV ne tient pas compte de l'influence de la profondeur, elle estime que le poids de la masse se trouvant en clé de voûte est diminué par l'effet de frottement, c'est à dire que ce n'est pas toute la hauteur de couverture qui agira en charge. La théorie de TERZAGHI, tient compte de l'influence de la profondeur et ceci en prenant toute la hauteur de couverture et ses caractéristiques.

Catégorie	Résistance	ρ [kg/m ³]	φ [°]	f
I	Terrain de résistance supérieure	> 2000	87	20
II	Terrain très résistant	1500	85,5	15
III	Terrain de bonne tenue	900	82	8
IV	Terrain assez résistant	550	75	6
V	Figure 4. — Evaluation des charges verticales selon PROTODIAKONOV			3
VI	Terrain assez inconsistant	200	65	1,5
VII	Terrain inconsistant	150 – 200	50	1
VIII	Terrain meuble	100 – 150	30	0,6

Tableau 1 Classification des terrains selon leur coefficient de résistance

III. Evaluation des charges horizontales. [18]

Bien que le but principal de l'étude des charges agissant sur le souterrain soit de déterminer l'importance de la charge verticale, il n'est pas moins capital de connaître la grandeur des pressions latérales dont on a également besoin pour le calcul du profil.

A. Théorie de TERZAGHI.

D'après TERZAGHI la pression horizontale peut être calculée par les formules suivantes :

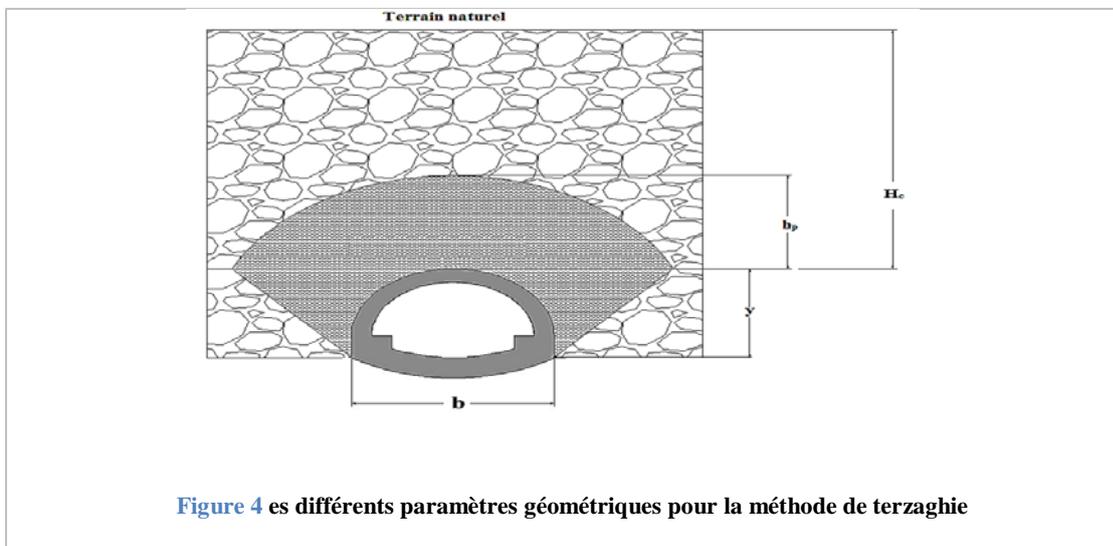
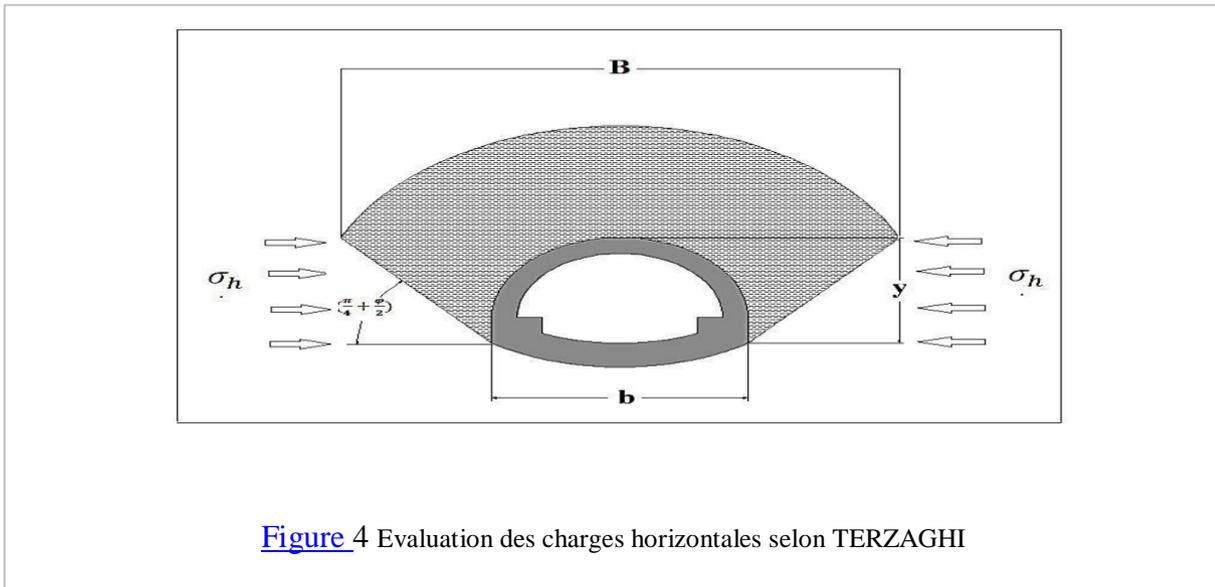
$$\sigma_h = \begin{cases} 0,3\gamma * (0,5y + H_p) & \text{Cas général} \\ \gamma H * \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) & \text{Terrains granuleux} \\ \sigma_v * \frac{\nu}{1 - \nu} & \text{Roches de bonne tenue} \end{cases} \quad (Eq. 10)$$

Avec :

ν : Coefficient de Poisson

H_p : La hauteur du noyau de détente [m]

$$H_p = \frac{b}{2 \cdot \sin \varphi} [m] \quad (Eq. 11)$$



B. Théorie de PROTODIAKONOV.

Selon PROTODIAKONOV, la pression latérale agissant sur une paroi de hauteur y et de largeur b est :

$$\sigma_h = \gamma * y * \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) * \left[\frac{2b}{3 \tan \varphi} + y * \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) + \frac{y}{2} \right] [kN/m^2] \quad (Eq. 12)$$

C. Théorie de COULOMB - RANKINE.

On peut calculer la pression horizontale qui est de répartition trapézoïdale en fonction de la pression verticale d'après COULOMB et RANKINE par les formules suivantes :

Au niveau de la calotte.

$$\begin{aligned} \sigma_{h1} &= k_a * \sigma_v \quad [kN/m^2] && \text{A court terme (soutènement provisoire)} \\ \sigma_{h1} &= k_0 * \sigma_v \quad [kN/m^2] && \text{A long terme (soutènement définitif)} \end{aligned} \quad (Eq. 13)$$

σ_v : contrainte verticale de TERZAGHI

$$\begin{cases} k_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) & \text{Coefficient de poussées actives} \\ k_0 = (1 - \sin \varphi) * X_1 X_2 X_3 & \text{Coefficient des terres au repos} \end{cases} \quad (Eq. 14)$$

Où

X_1 : Coefficient d'influence de la cohésion du terrain

X_2 : Coefficient d'influence de la genèse du terrain

X_3 : Coefficient rhéologique

Au niveau du radier.

$$\sigma_h = \sigma_{h1} + \sigma_{h2} \quad [kN/m^2] \quad (Eq. IV. 18)$$

$$\sigma_{h2} = \gamma * y * \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c * \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad [kN/m^2] \quad (Eq. IV. 19)$$

Nature de terrain	X_1	X_2	X_3
Remblais	1,00	1,00	1,00
Argile	0,70	1,00	0,50
Sable	1,00	1,00	1,00
Marne	0,70	1,00	0,70

Tableau 2 La nature de terrain selon les différents coefficients

D. L'expérience soviétique.

L'expérience soviétique a déduit que la répartition de poussée latérale est trapézoïdale devra être déterminée en fonction de deux valeurs de poussées extrêmes au niveau de la calotte ainsi qu'au niveau du radier.

La poussée spécifique est :

Au niveau de la calotte.

$$\sigma_{h1} = \gamma * h_p * \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c * \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad [kN/m^2] \quad (Eq. 15)$$

Au niveau des stress.

$$\sigma_{h2} = \gamma(h_p + y) * \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c * \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad [kN/m^2] \quad (Eq. 16)$$

Tel que :

$$h_p = \frac{b}{2 * \sin \varphi} \quad [m] \quad (Eq. 16)$$

IV. Evaluation de la pression agissant au niveau du radier. [2]

Dans la pratique, c'est surtout dans les terrains non consistants et plus particulièrement dans les sols plastiques et dans les argiles imbibées d'eau que l'on doit faire face au problème de la poussée sous le radier. Si les contraintes géostatiques ainsi libérées lors de l'excavation sont importantes, la zone décomprimée peut intéresser un grand volume de terrain et entraîner son fluage de bas en haut vers l'intérieur de la galerie. Plusieurs chercheurs ont tenté de définir ce phénomène. Nous exposerons deux des plus importantes méthodes, nous citons celle donnée par TERZAGHI et celle donnée par TSIMBARIIEVITCH.

A. Méthode de TERZAGHI.

TERZAGHI a démontré que l'ordre de grandeur de la pression au niveau du radier est approximativement la moitié de la pression à la calotte, la poussée latérale étant à peu près au niveau de cette valeur.

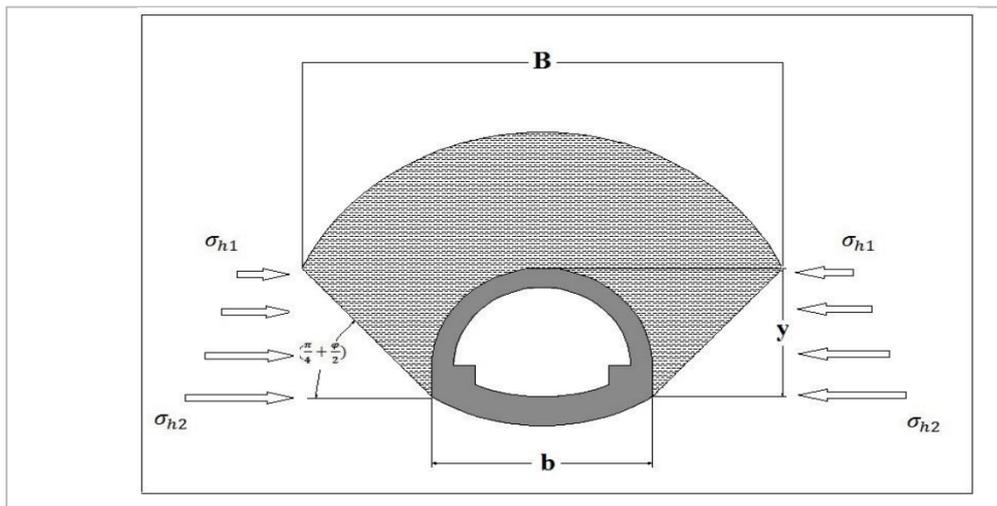


Figure 5 evaluation des charges horizontale sur le radier

Pour un terrain à cohésion parfaite où $c \neq 0$ et $\varphi = 0^\circ$, l'effort agissant sur le plan est :

$$Q_0 = \left(\frac{b\gamma}{2} \right) * \left(3H_1 - y - \frac{2f}{3} \right) - H_1 * c \quad [kN/m^2] \quad (Eq. 17)$$

La résistance d'une bande de terrain de largeur $ea = b$ est :

$$Q = P_{max} * b = (2 + \pi) * c * b \quad [kN/m^2] \quad (Eq. 18)$$

φ [°]	0	10	20	25	30	35	40	44	48
n_0	0	1	5	10	20	40	140	260	780

Tableau 3 Valeurs de n_0 en fonction de φ

Notons que si $A = 0$, la sécurité vis-à-vis du glissement du radier est inexistante, il faudra donc prendre le soin de mettre en place un étayage.

B. Méthode de TSIMBARIÉVITCH.

A cause de l'influence de la poussée verticale exercée par les masses de terrains latérales, un coin du radier se déplacera vers l'intérieur de l'excavation. Ce déplacement étant équilibré par l'effet de butée des terrains situés sous l'évidement.

A une profondeur Z , les valeurs respectives de la poussée et de la butée seront :

$$\text{La poussée } E_a = (p + \gamma Z) * K_a - 2c * \sqrt{K_a} \quad [kN/m^2] \quad (Eq. 23)$$

$$\text{La butée } E_p = (\gamma Z) * K_p - 2c * \sqrt{K_p} \quad [kN/m^2] \quad (Eq. 24)$$

Avec :

$$K_{a,p} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} \mp \frac{\varphi}{2} \right) \quad (Eq. 24)$$

La poussée des terres étant égale à la butée on retrouve l'expression suivante de Z :

$$Z = \frac{p * K_a - 2c * (\sqrt{K_p} - \sqrt{K_a})}{\gamma * (K_p - K_a)} \quad [m] \quad (Eq. 25)$$

La résultante des efforts agissant en direction de l'excavation sera :

$$E = E_a - E_p = \frac{\gamma Z}{2} * (Z + 2H) * \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{1}{2} \gamma * Z^2 * \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad [kN/m^2] \quad (Eq. 26)$$

L'effort horizontal agissant en la direction de l'excavation peut être décomposé en deux composantes : T parallèle et S perpendiculaire à la série des plans de glissements.

$$\begin{cases} T = E * \cos \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad [kN/m^2] \\ S = E * \sin \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad [kN/m^2] \end{cases} \quad (Eq. 27)$$

En tenant compte du fait que le déplacement du terrain soit provoqué par des efforts survenant des deux côtés on retrouve une résultante T_0 telle que :

$$T_0 = \frac{2E}{\cos \varphi} * \sin^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad [kN/m^2] \quad (Eq. 28)$$

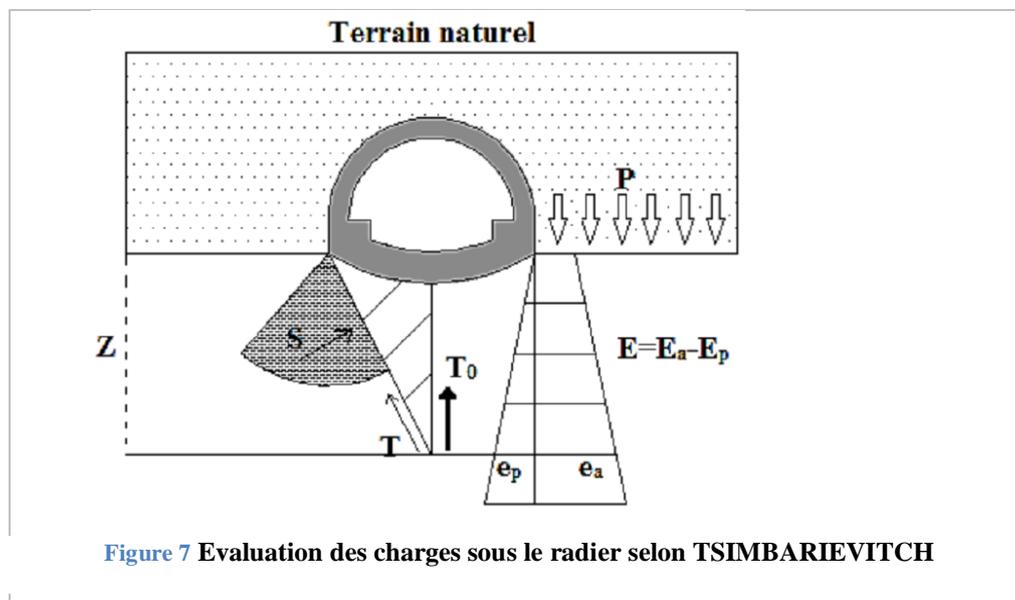
La résultante T_0 exerce son action dont l'axe central étant verticale.

Cette pression dirigée vers le haut est équilibrée soit par une surcharge q ou par une forme en contre voûte du radier, la charge q doit être répartie sur une longueur Y calculée par l'équation suivante :

$$Y = \frac{Z}{\tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)} \quad [m] \quad (Eq. 29)$$

Ainsi la contrainte engendrée sous le radier est :

$$\sigma = \frac{T_0}{Y} = \frac{T_0}{Z} * \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad [kN/m^2] \quad (Eq. 30)$$



Vérification de non soulèvement :

Il faudra également s'assurer que l'on ne doit pas dépasser l'état limite de rupture au niveau du radier donné par la relation suivante :

$$\sigma \leq \left[\frac{4c}{1 - \sin \varphi} \right] * (2 + \sin \varphi) * \cos \varphi \quad [kN/m^2] \quad (Eq. 31)$$

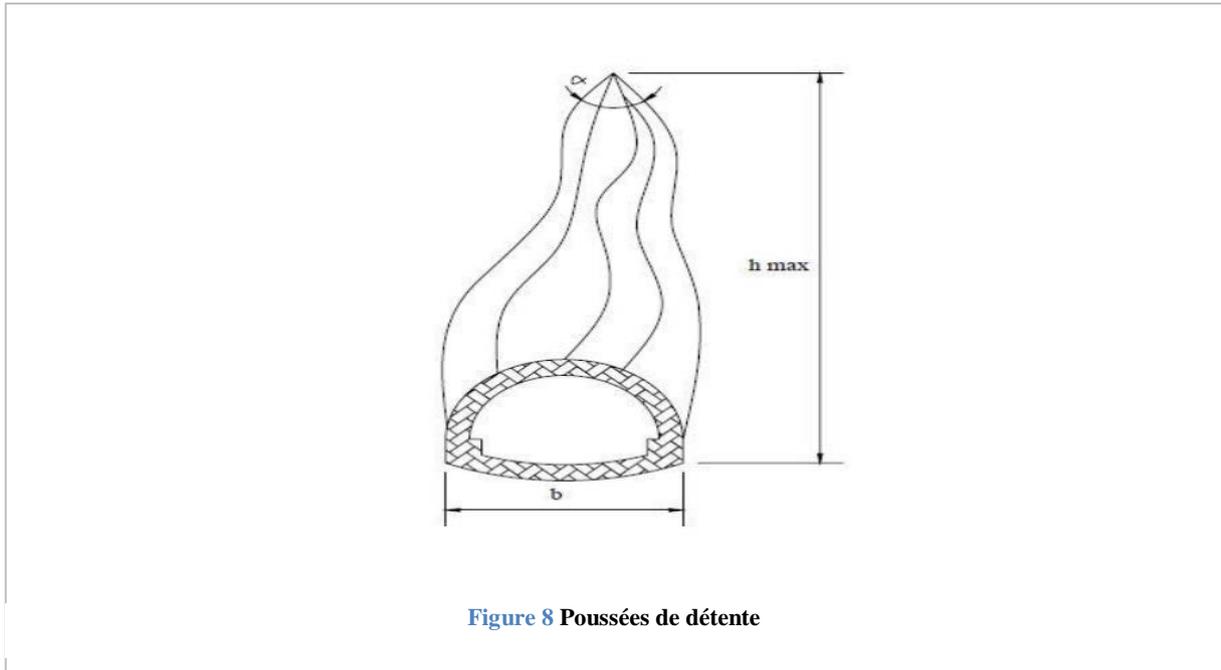


Figure 8 Poussées de détente

V. Calcule Evaluation des charges.

A. Poussées de détente.

La hauteur de l’ogive est donnée par la formule suivante :

$$h_{max} = \frac{h}{2 * \tan\left(\frac{\alpha}{2}\right)} = \frac{b}{2 * \sin \varphi} \quad [m]$$

Avec :

h : Hauteur de couverture [m] *b* : Largeur de l’excavation [m]
α : Angle de sommet du profil d’équilibre [°] *φ* : Angle de frottement interne [°]

Application numérique.

Paramètres	Valeurs recommandées
Hauteur de couverture : <i>h</i> [m]	14,5
Angle de frottement interne : <i>φ</i> [°]	25
Largeur de tunnel : <i>b</i> [m]	10,02

Tableau 4 les valeurs recommandées de l’ouvrage

D’où :

Hauteur de profil d’équilibre:
$$h_{max} = \frac{10,02}{2 * \sin(27,5)} \quad [m]$$

Angle du sommet de profil d’équilibre
$$\alpha = 2 * \tan^{-1}\left(\frac{h}{2 * h_{max}}\right) \quad [°]$$

$$h_{max} = 10,85 \text{ m} \quad \alpha = 67,5°$$

B. Evaluation des charges verticales.

C. Théorie de TERZAGHI.

$$B = b + 2 * y * \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

H : Couverture de terre [m]

y : Hauteur de l'excavation [m]

b : Largeur de l'excavation [m]

Ainsi la contrainte verticale σ_v est donnée par :

$$\sigma_v = \frac{B\gamma - 2c}{2K \tan \varphi} * \left[1 - e\left(-\frac{2KH \tan \varphi}{B}\right)\right] + qe\left(-\frac{2KH \tan \varphi}{B}\right) \quad [kN/m^2]$$

c : Cohésion de terrain [kN/m²]

φ : Angle de frottement interne [°]

K : Coefficient de poussée des terres au repos $K = 1 - \sin \varphi$

Application numérique.

<i>y</i> : Hauteur de l'excavation [m]	9,09
<i>b</i> : Largeur de l'excavation [m]	10,02
φ : Angle de frottement interne [°]	27,5

Tableau 5 les paramètres géométriques d'excavation

Largeur du plan de glissement $B = 10,02 + 2 * 9,09 * \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{27,5}{2}\right) = 21,05$ m
 Tableau 6 les paramètres géotechnique de chaque couche de sol.

Strate	Paramètres	Valeurs recommandées	Charge verticale	
R_x	γ [kN/m ³]	19,00	$\sigma_{v1} = 27,45$	
	<i>c</i> [kN/m ²]	05,00		
	φ [°]	30,00		
	<i>q</i> [kN/m ²]	10,00		
Q_A	γ [kN/m ³]	20,50	$\sigma_{v2} = 192,27$	
	<i>c</i> [kN/m ²]	30,00		
	φ [°]	25,00		
	<i>q</i> [kN/m ²]	202,98		
Q_s	γ [kN/m ³]	20,50	$\sigma_{v2} = 212,58$	
	<i>c</i> [kN/m ²]	10,00		
	φ [°]	32,50		
	<i>q</i> [kN/m ²]	202,98		

Tableau 7 les paramètres géotechnique de chaque couche de sol

La charge verticale du sol sur une hauteur de 14,5 m est :

$$\sigma_v = 212,58 \quad kN/m^2$$

D. Théorie des poids des terres.

La charge verticale qui surmonte la voûte du tunnel est déterminée par une descente totale des couches se trouvant au-dessus de l'ouvrage. L'expression de la pression verticale est :

Application numérique.

$$\sigma_v = 10 + [(1 * 19) + (12 * 20,5) + (1,5 * 20,5)] \quad [kN/m^2]$$

$$\sigma_v = 305,75 \quad kN/m^2$$

E. Théorie de BIERBAÜMER.

Cette théorie admet que l'ouvrage est chargé par une masse rocheuse délimitée par une parabole de hauteur $h = \alpha * H$. Le calcul du coefficient de réduction α se fait suivant une méthode selon laquelle la masse de roche aura tendance à se déplacer vers le bas suivant des surfaces de glissement inclinées de $(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})$ par rapport à la horizontale.

$$\sigma_v = \gamma * h = \gamma * \alpha * H \quad [kN/m^2]$$

Avec :

H : Couverture de terrain [m]

h : Hauteur de la parabole de charge [m]

α : Coefficient de réduction α est fonction de H

Où :

$$B = b + 2y * \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad \text{Section fer à cheval rectangulaire}$$

$$\alpha = 1 \quad \text{par ce que } H < 15 \text{ m}$$

Application numérique.

$$\sigma_v = 40 * 1 * 14,5 \quad [kN/m^2]$$

$$\sigma_v = 580 \quad kN/m^2$$

F. Théorie de PROTODIAKONOV.

$$\sigma_v = \gamma * h_p \quad [kN/m^2]$$

Tel que :

$$h_p = \frac{B}{2f} = \frac{B}{2 * \tan \varphi} \quad [m]$$

$$B = b + 2 * y * \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad [m]$$

$$f = \tan \varphi \quad \text{sol granuleux}$$

$$\sigma_c : \text{Résistance à la compression} \quad [kN/m^2]$$

$$\sigma_k : \text{Résistance de dureté de la roche} \quad [kN/m^2]$$

La méthode de PROTODIAKONOV est satisfaisante pour les tunnels situés à une profondeur H_c telle que :

$$\frac{B}{2f} < H_c < \frac{B}{f}$$

Catégorie	Résistance	ρ [kg/m ³]	φ [°]	f
I	Terrain de résistance supérieure	> 2000	87	20
II	Terrain très résistant	1500	85,5	15
III	Terrain de bonne tenue	900	82	8
IV	Terrain assez résistant	550	75	6
V	Terrain de résistance moyenne	350	70	3
VI	Terrain assez inconsistant	200	65	1,5
VII	Terrain inconsistant	150 – 200	50	1
VIII	Terrain meuble	100 – 150	30	0,6

Tableau 8 les caractéristiques mécanique du sol

Application numérique.

$$B = 10,02 + 2 * 9,09 * \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2}\right) = 15,81 \text{ m}$$

$$f = \tan 25 = 0,46$$

$$h_p = \frac{15,81}{2 * 0,52} = \frac{15,81}{2 * \tan 25} \quad [m]$$

$$h_p = 15,20 \text{ m}$$

Remarque.

Dans notre cas, le tunnel se situe à une profondeur : $H = 14,5 \text{ m}$. Comme il est indiqué plus haut, la théorie de PROTODIAKONOV est satisfaisante pour un tunnel dont la profondeur vérifie :

$$17,18 \text{ m} < H_c < 34,37 \text{ m}$$

La théorie de PROTODIAKONOV n'est pas vérifiée dans notre cas.

G. Evaluation des charges horizontales.

Bien que le but principal de l'étude des charges agissant sur le souterrain soit de déterminer l'importance de la charge verticale, il n'est pas moins capital de connaître la grandeur des pressions latérales dont on a également besoin pour le calcul du profil.

H. Théorie de TERZAGHI.

D'après TERZAGHI la pression horizontale peut être calculée par les formules suivantes :

$$\sigma_h = 0,3\gamma * (0,5y + H_p) \quad \text{Cas général}$$

Avec :

H_p : La hauteur du noyau de détente [m]

$$H_p = \frac{b}{2 * \sin \varphi} \quad [m]$$

Application numérique.

$$H_p = \frac{10,02}{2 * \sin 25} = 11,85 \text{ m}$$

$$\sigma_h = 0,3 * 20,5 * [(0,5 * 9,09) + 11,85] \quad (m)$$

$$\sigma_h = 100,85 \text{ kN/m}^2$$

I. Théorie de PROTODIAKONOV.

Selon PROTODIAKONOV, la pression latérale agissant sur une paroi de hauteur y et de largeur b est :

$$\sigma_h = \gamma * y * \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) * \left[\frac{2b}{3 \tan \varphi} + y * \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) + \frac{y}{2} \right] \quad [kN/m^2]$$

Application numérique.

$$\sigma_h = 20,5 * 9,09 * \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2} \right) * \left[\frac{2 * 10,02}{3 * \tan 25} + 9,09 * \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2} \right) + \frac{9,09}{2} \right] \quad [kN/m^2]$$

$$\sigma_h = 1865,62 \text{ kN/m}^2$$

J. Théorie de COULOMB - RANKINE.

On peut calculer la pression horizontale qui est de répartition trapézoïdale en fonction de la pression verticale d'après COULOMB et RANKINE par les formules suivantes :

Au niveau de la calotte.

$$\sigma_{h1} = k_a * \sigma_v \quad [kN/m^2] \quad \text{A court terme (soutènement provisoire)}$$

$$\sigma_{h1} = k_0 * \sigma_v \quad [kN/m^2] \quad \text{A long terme (soutènement définitif)}$$

σ_v : contrainte verticale de TERZAGHI

$$\left\{ \begin{array}{l} k_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad \text{Coefficient de poussées actives} \\ k_0 = (1 - \sin \varphi) * X_1 X_2 X_3 \quad \text{Coefficient des terres au repos} \end{array} \right.$$

Où :

X_1 : Coefficient d'influence de la cohésion du terrain

X_2 : Coefficient d'influence de la genèse du terrain

X_3 : Coefficient rhéologique

Nature de terrain	X_1	X_2	X_3
Remblais	1,00	1,00	1,00
Argile	0,70	1,00	0,50
Sable	1,00	1,00	1,00
Marne	0,70	1,00	0,70

Tableau 9 valeurs des coefficients d'influence

Au niveau du radier.

$$\sigma_h = \sigma_{h1} + \sigma_{h2} \quad [kN/m^2]$$

Sachant que :

$$\sigma_{h2} = \gamma * y * \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c * \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad [kN/m^2]$$

Application numérique.

— **Au niveau de la calotte.**

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2} \right)$$

$$K_a = 0,405$$

$$\sigma_{h1} = 0,405 * 212,58 \quad [kN/m^2]$$

$$\sigma_{h1} = 86,10 \text{ kN/m}^2$$

— **Au niveau de radier.**

$$\sigma_{h2} = 20,5 * 9,09 * \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2} \right) - 2 * 40 * \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2} \right) \quad [kN/m^2]$$

$$\sigma_{h2} = 24,70 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_h = 86,10 + 24,70 = 110,8 \quad [kN/m^2]$$

K. L'expérience soviétique.

Au niveau de la calotte.

$$\sigma_{h1} = \gamma * h_p * \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c * \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad [kN/m^2]$$

Au niveau des stross.

$$\sigma_{h2} = \gamma(h_p + y) * \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c * \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad [kN/m^2]$$

Tel que :

$$h_p = \frac{b}{2 * \sin \varphi} \quad [m]$$

Application numérique.

$$h_p = \frac{10,02}{2 * \sin 25} = 11,85 \text{ m}$$

— Au niveau de la calotte.

$$\sigma_{h1} = 20,5 * 11,85 * \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2} \right) - 2 * 40 * \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2} \right) \quad [kN/m^2]$$

$$\sigma_{h1} = 47,66 \text{ kN/m}^2$$

— Au niveau des stross.

$$\sigma_{h2} = 20,5 * (11,85 + 9,09) * \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2} \right) - 2 * 40 * \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2} \right) \quad [kN/m^2]$$

$$\sigma_{h2} = 123,32 \text{ kN/m}^2$$

VI. Evaluation de la pression agissant au niveau du radier.

A. Méthode de TERZAGHI.

Pour un terrain à cohésion parfaite où $c \neq 0$ et $\varphi = 0^\circ$, l'effort agissant sur le plan est :

$$Q_0 = \left(\frac{b\gamma}{2} \right) * \left(3H_1 - y - \frac{2f}{3} \right) - H_1 * c \quad [kN/m^2]$$

La résistance d'une bande de terrain de largeur $ea = b$ est :

$$Q = P_{max} * b = (2 + \pi) * c * b \quad [kN/m^2]$$

Le coefficient de sécurité sera donc exprimé par le rapport suivant :

$$n = \frac{Q}{Q_0} = \frac{2c * (2 + \pi)}{\gamma * \left[H_1 * \left(3 - \frac{2c}{b\gamma} \right) - \frac{2f}{3} - y \right]} \geq 1,5$$

Pour un terrain granuleux sans cohésion où $c = 0$ et $\varphi \neq 0^\circ$, la résistance au cisaillement agissant le long des plans de glissement verticaux sera égale à :

$$Q_0 = \left(A + \frac{b}{2} \right) H_1 \gamma - \frac{by\gamma}{2} - \frac{bf\gamma}{3} - \frac{\gamma}{2} * \left[H_1 * \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right]^2 * \tan \varphi \quad [kN/m^2]$$

Avec,

A : Largeur de la zone (ae) [m]

$$A = \left[H_1 * \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right] * \tan \varphi - \frac{b}{H_1} * \left(H_1 - y - \frac{2f}{3} \right) > 0 \quad [m]$$

La charge de rupture exprimant la résistance de terrain pour le cas $c = 0$ s'écrit sous la forme suivante :

$$Q = A^2 * \gamma * n_0 \quad [kN/m^2]$$

Avec, n_0 le coefficient de la résistance empêchant le glissement du terrain qui est fonction de φ , pouvant être tiré du tableau suivant :

φ [°]	0	10	20	25	30	35	40	44	48
n_0	0	1	5	10	20	40	140	260	780

Tableau 10 le coefficient de la résistance en fonction de φ

Notons que si $A = 0$, la sécurité vis-à-vis du glissement du radier est inexistante, il faudra donc prendre le soin de mettre en place un étayage.

Application numérique.

L'effort agissant sur le plan est :

$$Q_0 = \left(\frac{10,02 * 20,5}{2} \right) * \left(3 * 14,5 - 9,09 - \frac{2 * 0,52}{3} \right) - 14,5 * 40 \quad [kN/m^2]$$

$$Q_0 = 2918,44 \text{ kN/m}^2$$

La résistance d'une bande de terrain de largeur $ea = b$ est :

$$Q = (2 + \pi) * 40 * 10,02 = 2060,75 \text{ kN/m}^2$$

Le coefficient de sécurité sera donc exprimé par le rapport suivant :

$$n = \frac{2060,75}{2918,44} = 0,70$$

B. Méthode de TSIMBAREVITCH.

A une profondeur Z , les valeurs respectives de la poussée et de la butée seront :

$$\text{La poussée} \quad E_a = (p + \gamma Z) * K_a - 2c * \sqrt{K_a} \quad [kN/m^2]$$

$$\text{La butée} \quad E_p = (\gamma Z) * K_p - 2c * \sqrt{K_p} \quad [kN/m^2]$$

Avec :

$$K_{a,p} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} \mp \frac{\varphi}{2} \right)$$

La poussée des terres étant égale à la butée on retrouve l'expression suivante de Z :

$$Z = \frac{p * K_a - 2c * (\sqrt{K_p} - \sqrt{K_a})}{\gamma * (K_p - K_a)} \quad [m]$$

La résultante des efforts agissant en direction de l'excavation sera :

$$E = E_a - E_p \quad [kN/m^2]$$

L'effort horizontal agissant en la direction de l'excavation peut être décomposé en deux composantes : T parallèle et S perpendiculaire à la série des plans de glissements.

$$\begin{cases} T = E * \cos \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) & [kN/m^2] \\ S = E * \sin \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) & [kN/m^2] \end{cases}$$

En tenant compte du fait que le déplacement du terrain soit provoqué par des efforts survenant des deux côtés on retrouve une résultante T_0 telle que :

$$T_0 = \frac{2E}{\cos \varphi} * \sin^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad [kN/m^2]$$

La résultante T_0 exerce son action dont l'axe central étant verticale.

Cette pression dirigée vers le haut est équilibrée soit par une surcharge q ou par une forme en contre voûte du radier, la charge q doit être répartie sur une longueur Y calculée par l'équation suivante :

$$Y = \frac{Z}{\tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)} \quad [m]$$

Ainsi la contrainte engendrée sous le radier est :

$$\sigma = \frac{T_0}{Y} = \frac{T_0}{Z} * \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad [kN/m^2]$$

Vérification de non soulèvement :

Il faudra également s'assurer que l'on ne doit pas dépasser l'état limite de rupture au niveau du radier donné par la relation suivante :

$$\sigma \leq \left[\frac{4c}{1 - \sin \varphi} \right] * (2 + \sin \varphi) * \cos \varphi \quad [kN/m^2]$$

Application numérique.

Pour une profondeur $Z = 0,3 \text{ m}$:

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2}\right) = 0,41$$

$$K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{25}{2}\right) = 2,46$$

$$\text{La poussée } E_a = (212,58 + 20,5 * 0,3) * 0,41 - 2 * 40 * \sqrt{0,41} \quad [kN/m^2]$$

$$E_a = 38.45 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{La butée } E_p = (20,5 * 0,3) * 2,46 - 2 * 40 * \sqrt{2,46} \quad [kN/m^2]$$

$$E_p = -110,35 \text{ kN/m}^2$$

La résultante des efforts agissant en direction de l'excavation sera :

$$E = 38.45 + 110,35 \quad [kN/m^2]$$

$$E = 148.8 \text{ kN/m}^2$$

L'effort horizontal agissant en la direction de l'excavation peut être décomposé en deux composantes : T parallèle et S perpendiculaire à la série des plans de glissements.

$$\begin{cases} T = 148.8 * \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2}\right) & [kN/m^2] \\ S = 148.8 * \sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2}\right) & [kN/m^2] \end{cases}$$

D'où :

$$T = 125.49 \text{ kN/m}^2$$

$$S = 79.95 \text{ kN/m}^2$$

En tenant compte du fait que le déplacement du terrain soit provoqué par des efforts survenant des deux côtés on retrouve une résultante T_0 telle que :

$$T_0 = \frac{2 * 148.8}{\cos 25} * \sin^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2} \right) \quad [kN/m^2]$$

$$T_0 = 94.79 \text{ kN/m}^2$$

La résultante T_0 exerce son action dont l'axe central étant verticale.

Cette pression dirigée vers le haut est équilibrée soit par une surcharge q ou par une forme en contre voûte du radier, la charge q doit être répartie sur une longueur Y calculée par l'équation suivante :

$$Y = \frac{0,3}{\tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2} \right)} \quad [m]$$

$$Y = 0,47 \text{ m}$$

Ainsi la contrainte engendrée sous le radier est :

$$\sigma = \frac{94.79}{0,47} = \frac{9479}{0.3} * \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2} \right) \quad [kN/m^2]$$

$$\sigma = 201,68 \text{ kN/m}^2$$

Vérification de non soulèvement :

Il faudra également s'assurer que l'on ne doit pas dépasser l'état limite de rupture au niveau du radier donné par la relation suivante :

$$\sigma \leq \left[\frac{4 * 40}{1 - \sin 25} \right] * (2 + \sin 25) * \cos 25 \quad [kN/m^2]$$

$$\left[\frac{4 * 40}{1 - \sin 25} \right] * (2 + \sin 25) * \cos 25 = 608,44 \text{ kN/m}^2$$

On voit bien que :

$$\sigma = 201,68 \text{ kN/m}^2 \leq 649,1 \text{ kN/m}^2$$

VII. Conclusion

On voit que les résultats des charges appliquées sur le sol que ce soit vertical ou horizontale sont différentes pour chaque théorème. Cela nous explique que on ne peut pas arriver à la charge exacte du sol appliquée sur une galerie souterraine.

On conclut aussi qu'il n'y a pas de soulèvement de radier parce que la relation est vérifiée.

La méthode de Terzaghi est la plus utilisée car parce que cette méthode passe sur les caractéristiques géotechniques du sol.

La vérification de soulèvement de radier est nécessaire, dans le cas où la relation n'est pas vérifiée « il y a un soulèvement du radier » on fait un soutènement provisoire de radier de un à deux mètres pour assurer la stabilité de ce dernier.

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.**

