

Une approche simplifiée pour la conception du boulonnage des roches, basée sur les principes de la Nouvelle Méthode Autrichienne

C. Jassionnesse, GEOS INGENIEURS CONSEILS, Archamps, France, christophe.jassionnesse@geos.fr

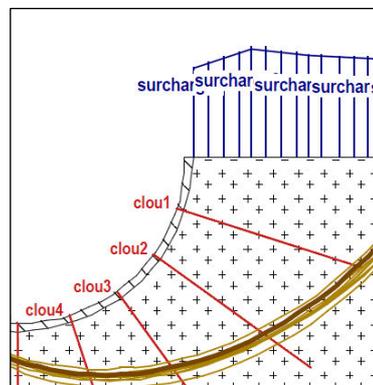
A.Tsirogianni, GEOS INGENIEURS CONSEILS, Archamps, France, alkisti.tsirogianni@geos.fr

E.Vermoote, GEOS INGENIEURS CONSEILS, Archamps, France, eric.vermoote@geos.fr

Résumé

Une approche simplifiée est présentée dans cet article afin d'évaluer l'efficacité du boulonnage dans les excavations souterraines. Les principes fondamentaux de l'approche sont basées sur la Nouvelle Méthode Autrichienne telle que décrite par Rabcewicz dans les années 60, en considérant la « capacité portante » de l'arc rocheux renforcé vis à vis du développement des lignes de cisaillement à travers le système de soutènement (boulons d'ancrage et le béton projeté) et de l'apparition d'un volume en glissement qui, sous l'influence des contraintes géostatiques, est extrudé vers l'intérieur du tunnel. Selon la N.M.A. mais avec plus de rigueur et un formalisme moderne, la conception de boulonnage est basée sur l'équilibre limite, où la résistance au cisaillement à travers l'auréole boulonnée est calculée pour déterminer la stabilité globale en fonction d'un facteur de sécurité.

La méthode simplifiée est équivalente à un calcul classique 2D, réalisé avec **GEOSTAB** ©, un logiciel de stabilité de la pente, où le boulonnage doit vérifier la stabilité du volume en glissement, soumis à une surcharge. La surcharge varie de la résistance résiduelle de la roche à la paroi du tunnel à la contrainte initiale à l'infini, sans tenir compte d'une pression interne fictive comme dans la méthode convergence-confinement, mais un véritable état de contraintes à distance de la face.



Stabilité globale section boulonnée
GEOSTAB ©

Abstract

A simplified approach is presented in this article in order to evaluate the efficiency of Rockbolting in underground excavations. The basic principles of the approach are based on the NATM as it was been described by Rabcewicz in the 60's, with the bearing capacity of the reinforced rock arch depending on the development of shear lines through the support system (rockbolts and shotcrete) and the appearance of a sliding body that under the influence of the geostatic stresses, is extruded towards the interior of the tunnel. According to NATM, but with more rigorous and modern formalism, the design of rockbolting is based on the limit equilibrium, where the shear strength of the reinforced arch is performed to determine the global stability in terms of a safety factor.

The equivalent simplified approach is a typical 2D computation, realized with **GEOSTAB** ©, slope stability software, where the rockbolting should verify the stability of the sliding body, subjected to an overload. The overloading varies from the residual strength of the rock at the tunnel wall, to the initial stress at the infinite without considering a fictitious internal pressure as in the convergence-confinement method but a real state of stresses at distance of the face.

Une approche simplifiée pour la conception du boulonnage des roches, basée sur les principes de la Nouvelle Méthode Autrichienne

C. Jassionnesse, GEOS INGENIEURS CONSEILS, Archamps, France,
christophe.jassionnesse@geos.fr

A.Tsirogianni, GEOS INGENIEURS CONSEILS, Archamps, France, alkisti.tsirogianni@geos.fr

E.Vermootte, GEOS INGENIEURS CONSEILS, Archamps, France, eric.vermootte@geos.fr

1 Introduction

Formulée dans les années 1960, La Nouvelle Méthode Autrichienne (NMA) a comme principe la mobilisation et la conservation de la résistance intrinsèque de la roche en lui permettant de participer avec la structure du soutènement à la stabilité générale de l'ouvrage.

La NMA, est appliquée depuis des années pour la réalisation des ouvrages sous fortes contraintes où l'objectif du soutènement mis en place est d'accompagner les déformations du terrain afin de solliciter le moindre possible le revêtement définitif.

La méthode de dimensionnement proposée par L. Rabcewicz en 1964 [1], qui justifiait les concepts de la NMA, vérifie une « capacité portante de la roche armée » comme étant la somme des résistances disponibles de chaque élément, terrain, boulons et béton projeté.

Cependant, les imprécisions de la méthode, notamment pour déterminer le coefficient de sécurité du composite roche-soutènement, justifient le développement d'une approche plus rigoureuse, avec un formalisme moderne.

L'objectif est de présenter une approche simple pour la vérification d'un soutènement constitué par des boulons et du béton projeté, qui soit basée sur une analyse de stabilité d'un massif renforcé, à l'aide d'un logiciel courant de calcul de stabilité des talus tel que GEOSTAB © , développé par GEOS Ingénieurs Conseils.

2 La méthode de Rabcewicz

2.1 Concept de la Nouvelle Méthode Autrichienne

Le concept de la NMA est basé sur l'hypothèse que la roche autour de l'excavation fait partie du système de soutènement et que sa résistance doit être préservée et mobilisée au maximum. Il est supposé que la mobilisation de la résistance est assurée jusqu'à un certain niveau de déformation au-delà de laquelle une perte significative est observée.

Le système du soutènement préconisé consiste en un boulonnage systématique et une coque flexible de béton projeté. Le revêtement définitif est posé dans une phase ultérieure, une fois qu'une partie importante des convergences est acquise.

2.1.1 Mécanisme de rupture

Le mécanisme de rupture décrit par Rabcewicz est basé sur des observations faites sur des parois minces de béton projeté boulonnée. Selon ces observations, dans le cas où l'adhérence entre la coque mince de béton projeté et la paroi de l'excavation est correcte, la rupture de la paroi mince découle d'un dépassement de la résistance en cisaillement du béton projeté. Il n'est pas observé de rupture en compression et flexion composée des parois en béton projeté.

Selon la direction de la contrainte majeure, la rupture de la paroi mince est observée en voûte ($\sigma_h/\sigma_v > 1.0$) ou en rein ($\sigma_h/\sigma_v < 1.0$). Ce schéma de rupture correspondrait à la formation « d'un corps glissant » derrière les parois et poussé par les contraintes géostatiques vers l'intérieur du tunnel (Effet « noyau de cerise »).

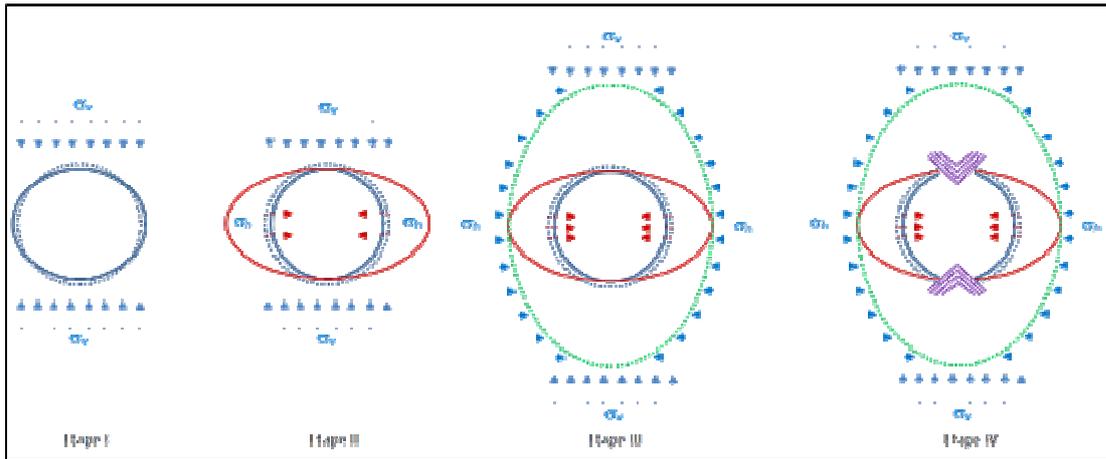


Figure 1. Evolution du mécanisme de rupture d'une excavation non soutenue

Selon Rabcewicz, l'évolution du mécanisme de rupture est résumée en quatre étapes :

- Etape I : Réponse du massif dans le domaine élastique, faible convergence entre la clé et le radier;
- Etape II : Ruptures locales (écailles) aux parois latérales du tunnel sous fortes contraintes géostatiques ;
- Etape III : A l'arrière des écailles, les corps glissants (noyaux de cerise) sont expulsés vers l'intérieur de l'excavation. Dans le cas où l'excavation reste non soutenue, les déplacements de la voûte et du radier augmentent avec le temps ;
- Etape IV : Dans une phase ultérieure, la voûte et le radier fléchissent sous l'influence de contraintes géostatiques verticales avant de flambés sous l'influence de contraintes horizontales

2.1.2 Conception et justification du soutènement

La justification du soutènement composite de boulons radiaux et de béton projeté, est faite en vérifiant la « capacité portante de la voûte armée », correspondant à la résistance disponible qui empêche une rupture interne par glissement du « noyau de cerise ».

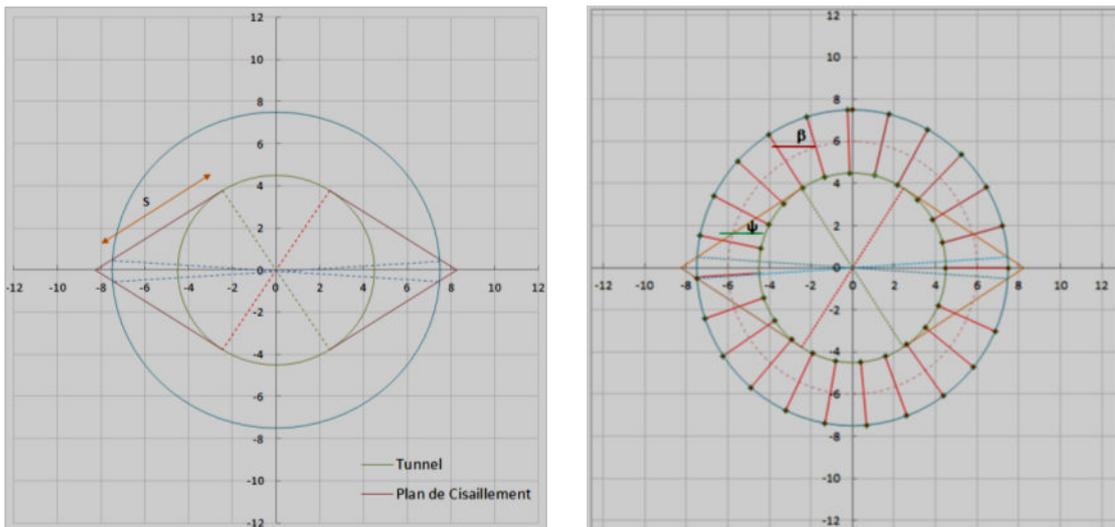


Figure 2. Lignes de cisaillement et voûte armée

La résistance au cisaillement du terrain dans la voûte armée est calculée à partir du critère de Mohr-Coulomb, pour une contrainte principale mineur égale à la pression de confinement apportée par les boulons et le béton projeté.

La capacité portante de la voûte armée résulte alors de la somme des capacités disponibles de chaque élément de soutènement.

2.1.3 Objectif et approximation de la méthode

L'objectif final de la méthode est de calculer le facteur de sécurité disponible pour le soutènement envisagé. Ce coefficient est calculé comme étant le rapport entre la capacité portante et la pression géostatique qui la sollicite.

Le calcul du coefficient de sécurité dépend de la rigidité que le système du soutènement apporte à la zone plastique autour de l'excavation. L'augmentation de la capacité portante amène à l'augmentation de la rigidité de la « voûte armée », assimilée à un tube épais élastique. Par conséquent, la « voûte armée » se trouve en équilibre pour des déplacements moins importants et donc soumis à une pression de terrain plus élevée, selon le principe de la « convergence-confinement ». La recherche de coefficients de sécurité élevés ne semble alors pas atteignable.

Par ailleurs, suivant l'approche retenue, le confinement apporté par la couche de béton projeté est prépondérant, hypothèse qui semble optimiste en regard de la faible épaisseur de béton projeté qui n'est pas sensé travailler comme une coque continue, surtout sous forte couverture, lorsque des saignées longitudinales sont prévues pour absorber une partie des convergences.

3 La nouvelle méthode proposée

L'analyse proposée est menée à l'aide du logiciel GEOSTAB ©, logiciel permettant de calculer le coefficient de sécurité de talus renforcés par clous, épingles, tirants, armatures. Le soutènement doit vérifier la stabilité du volume en glissement soumis à une surcharge.

Les paramètres utilisés pour l'exemple sont résumés dans le tableau suivant. Le sol est non pesant et le champ de contraintes géostatiques au droit du tunnel est isotrope avec une contrainte de 16.5 MPa.

Tableau 1. Paramètres du calcul

	Unité	Valeur
Rayon	m	4.5
Contrainte géostatique σ_0	MPa	16.5
Cohésion C	MPa	5.0
Angle de frottement Φ	°	17.5
Résistance à la compression de la roche Rc	MPa	13.7
Traction max boulon Tmax	KN	250
Epaisseur béton projeté e	m	0.15
Maille de boulons espacement LxT	m ²	1.5x1.5

3.1 Principes de la méthode

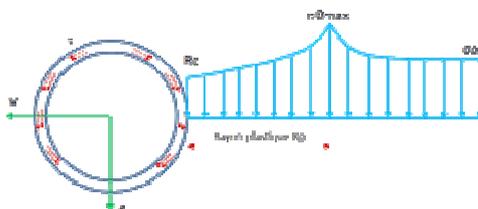


Figure 1 : répartition de la contrainte orthoradiale dans le massif autour du tunnel.

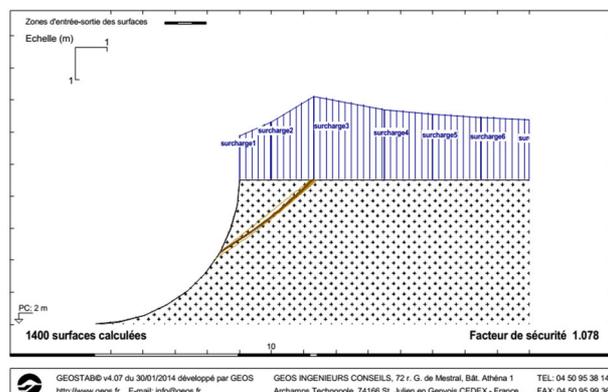


Figure 2 : approche de l'équilibre statique dans la couronne plastique non renforcée.

La méthode est basée sur une approche de l'équilibre interne de la couronne plastique qui résulte du creusement du tunnel. Dans la couronne plastique, la pression orthoradiale qui augmente autour du tunnel, est équilibrée par la résistance au cisaillement le long des lignes de rupture qui s'y développe.

Ce type de mécanisme interne peut être assimilé à un volume en glissement soumis à une surcharge de direction orthoradiale, variant de la résistance à la compression en paroi du tunnel jusqu'à la contrainte initiale à l'infini. La valeur maximale de la surcharge correspond, selon la distribution élastoplastique dans la couronne, à l'interface entre la zone plastique et la zone élastique (ou « rayon plastique »), tel que donné par les équations suivantes (avec les notations

$$\text{Rayon plastique maximal: } R_p = \left[\frac{2 \cdot \lambda e}{(K_p + 1) \cdot \lambda e - (K_p - 1)} \right]^{\frac{1}{K_p - 1}} \cdot R \quad (1)$$

$$\text{Contrainte orthoradiale maximale à } r = R_p : \sigma_{\theta \max} = (1 - \lambda e) \cdot \sigma_0, \quad (2)$$

$$\text{Avec : } \lambda e = \left[\frac{(K_p - 1) \cdot \sigma_0 + R_c}{(K_p + 1) \cdot \sigma_0} \right] \quad (3)$$

L'approche diffère de la méthode convergence-confinement parce qu'aucune pression interne fictive n'est prise en compte, même si la distribution des contraintes orthoradiales résulte d'un équilibre tri-dimensionnel autour du front de taille. La distribution de la contrainte radiale dans la couronne plastique, qui par ailleurs, tend vers zéro à la paroi, est négligée dans l'équilibre.

Classiquement, la stabilité globale du volume en glissement est vérifiée en tenant compte du système du boulonnage qui apporte un effort résistant sur la surface de glissement. Le soutènement en béton projeté recoupé n'est pas considéré comme une coque rigide résistante en compression. La contribution de la couche en béton projeté est développée au §3.2.

3.2 Application à une paroi boulonnée

- Stabilité globale

Pour l'exemple donné, loin à l'arrière du front taille, le rayon plastique atteint 1 ½ rayon de la paroi. La stabilité globale de la section excavée est assurée par un boulonnage radial. L'effet du béton projeté n'est pas pris en compte. Le facteur de sécurité obtenu est, logiquement de l'ordre de 1,0 avec et sans boulonnage, le boulonnage apportant un gain de 2% seulement.

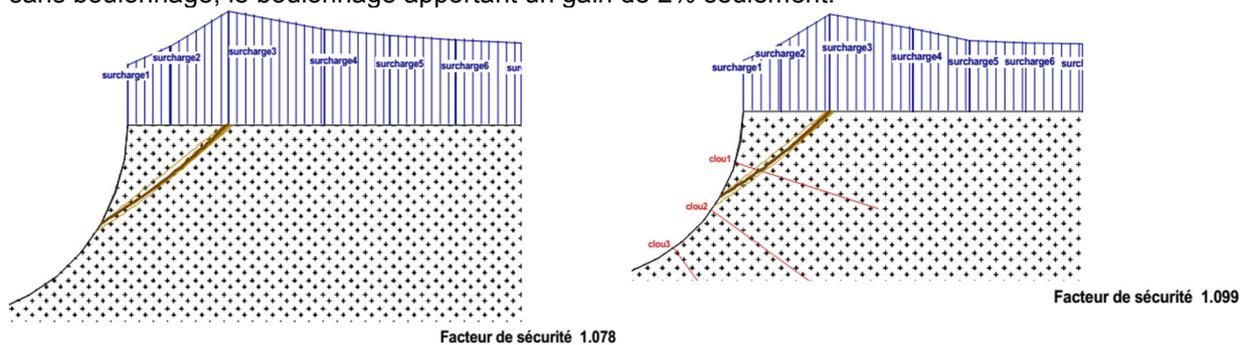
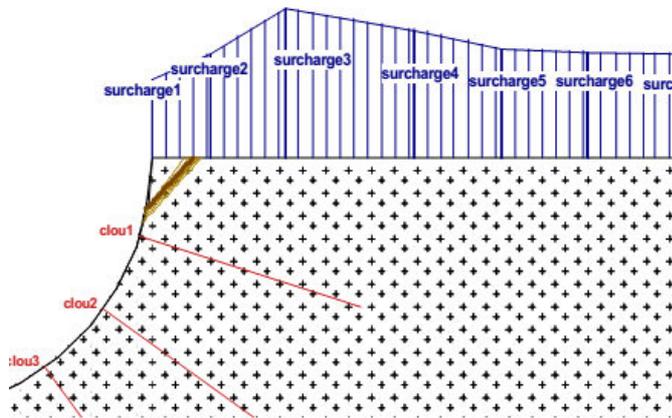


Figure 3. Stabilité globale d'une section sans & avec boulon, loin du front taille, GEOSTAB ©

Ce gain de stabilité est équivalent à une augmentation de cohésion du massif de l'ordre de 150 kPa.

- Stabilité locale

Toutefois, comme le montre la figure 4, le facteur de stabilité locale au voisinage de la paroi tend vers 1,0 quel que soit le schéma de boulonnage, lorsque la surcharge tend vers la résistance en compression simple R_c : c'est la couche du béton projeté entre les boulons qui doit assurer la stabilité locale de la section.



Facteur de sécurité 1.035

Figure 4. Stabilité locale d'une section entre les boulons

3.3 Contribution de la couche du béton projeté

La couche du béton projeté doit être vérifiée :

- Au cisaillement
- En flexion composée

Justification au cisaillement

Le béton projeté est vérifié vis-à-vis du cisaillement dont la résistance est mobilisée par adhérence au terrain.

Selon la recommandation de l'AFTES [2], la résistance en cisaillement mobilisée par le béton projeté est :

$$R_{\text{cisaillement mobilisée}} = u \cdot e \cdot \tau_s,$$

Avec

u : périmètre de la zone en cisaillement

e : épaisseur du béton projeté

τ_s : résistance en cisaillement du béton estimée à 20% de la résistance en compression

vis-à-vis de la pression maximale appliquée par le système du boulonnage de maille $e_L \times e_T$

$$Pb = \frac{T_{\text{max}}}{e_L \cdot e_T} \text{ avec } T_{\text{max}} \text{ traction mobilisable dans les boulons.}$$

Le facteur de sécurité résultant du dimensionnement du béton projeté en cisaillement est donné dans le Tableau 4.

Tableau 2. Vérification du béton projeté en cisaillement

Vérification en cisaillement du béton projeté		Béton projeté (jeune âge)
Epaisseur	e [m]	0,15
Résistance caractéristique	fck [MPa]	30
Résistance moyenne en compression au jeune âge	fcm(t) [MPa]	5
Résistance en cisaillement	τ_s [MPa]	1
Espacement Longitudinal de boulon	eL [m]	1,5
Espacement transversal de boulon	eT [m]	1,5

Vérification en cisaillement du béton projeté		Béton projeté (jeune âge)
Périmètre de la zone de cisaillement	u [m]	3.0
Surface de la zone de cisaillement	Sc [m ²]	2.25
Résistance en cisaillement mobilisée par le b.p.	R [MN]	0.45
Pression équivalente en cisaillement mobilisée	Peq. [MPa]	0.20
Pression équivalente apportée par le système de boulonnage	Pb [MPa]	0.11
Facteur de sécurité	FS	1.80

La pression équivalente Ps1, que la couche de béton peut reprendre, est alors de l'ordre de 200KPa.

Justification en flexion composée

Sans tenir compte des boulons et vis-à-vis de la stabilité globale de la section excavée et selon le schéma proposé par Rabcewicz, la vérification du béton projeté devrait également être faite en flexion composée.

$$\text{Effort normal :} \quad N = P_s \cdot R \quad (3)$$

$$\text{Moment fléchissant :} \quad M = P_s \cdot R \cdot \frac{R}{2} \quad (4)$$

$$\text{Contrainte :} \quad \sigma_b = \frac{P_s \cdot R}{e} \cdot \left(1 \pm \frac{3 \cdot R}{e}\right) \quad (5)$$

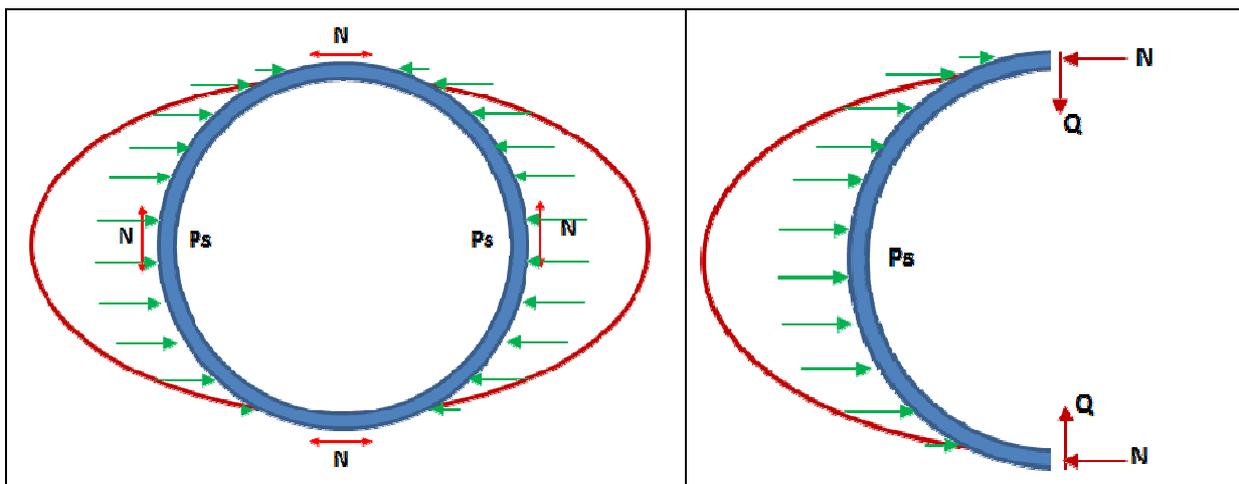


Figure 5. Dimensionnement du béton projeté en flexion composée

La pression équivalente Ps2, que la « coque » de béton peut reprendre, est alors seulement de 10KPa pour le rayon de 4.5m. La pression est nettement inférieure à la pression équivalente mobilisée en cisaillement.

Cette observation conduit à une deuxième vérification en flexion composée de la coque, cette fois entre deux boulons espacés de 1,5 m. Dans ce cas, les plaques d'appuis de boulons sont considérées comme point d'encastrement. Par conséquent, la hauteur intervenant dans le calcul de l'effort normal et du moment fléchissant que le béton projeté reprend est limitée à l'espacement transversal entre deux boulons. La contrainte σ_b est donnée par l'équation (5).

La pression équivalente Ps3, que la « coque » de béton peut reprendre, est alors de 100 KPa.

La valeur de la pression reprise par la coque est quasiment équivalente à la pression apportée par le système de boulonnage mais inférieure à celle mobilisée au cisaillement du béton.

Les calculs précédents montrent que l'effet du béton projeté sur la stabilité globale de la section n'est pas prépondérant. Le confinement qui apporte devient significatif sur la stabilité locale, entre deux

boulons, ce qui confirme son rôle d'accompagnement du boulonnage, comme déjà montré par d'autres approches.

4 Perspectives de développement

Les premiers résultats présentés ci-avant ne permettent pas de conclure à une augmentation très significative de la stabilité d'un tunnel par le boulonnage, du même ordre cependant que d'autres approches, en augmentation de cohésion équivalente ou en pression de confinement par exemple.

Il est toutefois envisageable qu'un développement prenant en compte un comportement radoucissant du massif au voisinage de la paroi soit plus prometteur.

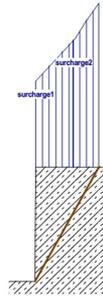


Figure 6. : Calcul simplifié

Par ailleurs, il est également envisageable de ramener le problème à celui d'un volume simple, défini par les paramètres géométriques R , R_p et soumis à la surcharge « orthoradiale », suivant un mécanisme de rupture plane.

Le but des développements à venir serait alors l'étude analytique de l'influence des paramètres de base –résistance du massif, contrainte initiale, inclinaison éventuelle de la paroi, pente de la surface de rupture - sur la stabilité générale d'une section excavée ainsi que leur incidence sur la justification et l'efficacité du boulonnage.

5 Conclusion de l'article

Le présent article développe une approche d'un facteur de sécurité pour la justification du boulonnage dans les ouvrages souterrains. L'origine de la méthode découle de l'approche initiale de Rabcewicz, mais le développement est mené selon une démarche plus cohérente, basée sur le principe de la stabilité de talus renforcés dans le logiciel GEOSTAB ©. L'approche visera à mieux quantifier l'intérêt du boulonnage et du béton projeté sur la stabilité d'une section excavée vis-à-vis de phénomènes de ruptures locales et globales.

6 Remerciements

Nous remercions J. Launay pour sa présentation pragmatique de la méthode développée initialement par Rabcewicz, assez difficile d'accès compte tenu de son formalisme.

7 Références

- [1] Rabcewicz L. 1964, The New Austrian Tunneling Method, Water Power, Nov. – Dec. 1964 & Jan 1965
- [2] AFTES GT20, 2001, Recommandations « Conception et dimensionnement du béton projeté utilisé en travaux souterrains », Travaux et Ouvrages Souterrains n°164, 2001.
- [3] Launay J. 2010, Approche du fonctionnement et du dimensionnement d'une voûte de tunnel renforcée par boulons scellés et béton projeté, Tunnels et Espace Souterrain, n°219, Mai/Juin 2010, page 184

ⁱ S'agissant d'un milieu non pesant dans un champs de contraintes isotropes, les axes géométriques des figures n'ont pas de sens physique.