

Étude par « convergence-confinement » du boulonnage à ancrage ponctuel comme soutènement de tunnels profonds creusés dans la roche

V. LABIOUSE

Université Catholique
de Louvain,
Unité de Génie Civil
Place du Levant, 1,
B-1348
Louvain-la-Neuve,
Belgique

Résumé

La stabilité des excavations souterraines dans la roche est fréquemment assurée par boulonnage. La contribution présentée dans cet article relève du dimensionnement des boulons à ancrage ponctuel par la méthode dite de « convergence-confinement ». En effet, suite à la constatation de certaines limitations dans deux analyses existantes, une solution alternative a été explorée.

Les améliorations proposées dans cette nouvelle théorie ainsi que quelques considérations essentielles à son élaboration sont tout d'abord présentées. Le schéma de résolution des développements analytiques est ensuite exposé. Sont illustrées à cet effet l'évolution des contraintes et des déplacements dans la voûte boulonnée et le milieu environnant, ainsi que la courbe de convergence du massif rocheux boulonné. Finalement, une application numérique contribue à souligner l'influence des spécificités de la nouvelle méthode.

"Convergence-Confinement" analysis of ungrouted tensioned rockbolts as support of deep tunnels driven in rock masses

Abstract

Bolting supports are frequently used to stabilize underground excavations in rock masses. This paper deals with the calculation of ungrouted tensioned rockbolts by the "Convergence-Confinement" analysis. Indeed, because of some restrictions in existent theories, an alternative solution has been explored. The improvements propounded in this new theory and some considerations essential for its elaboration are first presented. Then, the principles of the analysis are described, displaying the evolution of the stresses and the displacements into the carrying ring and the surrounding rock, and also showing the ground reaction curve for the bolted rock mass. Finally, a numerical application underlines the influence of the improvements of the new method.

Introduction

Introduit depuis une quarantaine d'années en tant que procédé de soutènement dans les travaux souterrains, le boulonnage est désormais envisagé comme une technique familière dans les domaines de la mine et du génie civil.

Cependant, comme souvent dans les sciences de l'ingénieur, la pratique a précédé la théorie ; et il faut bien reconnaître que la détermination des paramètres du boulonnage est depuis longtemps fondée sur des règles largement empiriques. Une étude bibliographique tend également à confirmer que peu de solutions analytiques ou numériques ont été proposées pour le dimensionnement de ce type de soutènement.

S'inscrivant dans un courant de recherche de solutions plus rationnelles, la présente contribution propose une nouvelle analyse du soutènement par boulons à ancrage ponctuel (mécanique ou chimique) suivant la méthode dite de « convergence-confinement ». Sont pris en compte les caractéristiques des boulons (longueur, section, déformabilité), leurs entredistances longitudinale et transversale, la distance de pose en arrière du front de taille, ainsi que la précontrainte lors de la mise en place.

2

Hypothèses fondamentales

Les développements analytiques reposent sur un certain nombre d'hypothèses fondamentales.

2.1

Axisymétrie et état plan de déformation

Il s'agit des deux hypothèses de base de la méthode de convergence-confinement. Concrètement, cette situation se présente dans le cas d'un tunnel profond de section circulaire (rayon r_i) et de grande longueur, creusé dans un massif dont le comportement est homogène et isotrope, soumis à un champ géostatique de contraintes préexistantes (amplitude p_0).

2.2

Influence du front de taille

La simulation de l'effet tridimensionnel du front de taille est réalisée par l'intermédiaire d'une pression fictive p_i^f appliquée à la paroi, telle qu'introduite par Panet et Guellec en 1974 et complétée par Corbetta en 1990. Cette pression permet de simuler la décompression du massif qui s'est déjà opérée lors du passage du front, et peut également tenir compte du retard éventuel de pose du soutènement.

2.3

Lois de comportement du massif rocheux

La relation contrainte-déformation de la roche est schématiquement représentée à la figure 1 pour un essai de compression uniaxiale. Le comportement est tout d'abord élastique linéaire, caractérisé par un module d'élasticité E et un coefficient de Poisson ν .

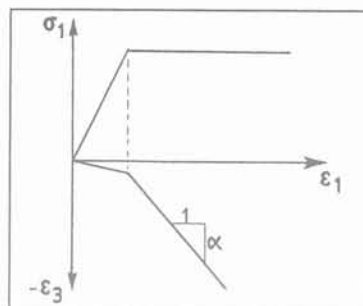


FIG. 1 Relation contrainte - déformation de la roche.

Stress - strain relation of the rock mass.

Le critère d'apparition de la rupture au sein du massif rocheux s'exprime par la loi de Mohr-Coulomb :

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (1)$$

avec τ : la contrainte tangentielle

σ : la contrainte normale

ϕ : l'angle de frottement

c : la cohésion.

Le comportement de la roche dégradée sera ici supposé parfaitement plastique. Néanmoins, l'extension à un comportement élasto-fragile parfait de la roche ne pose pas de problème particulier.

La loi de déformation utilisée dans la zone de rupture est la loi de plasticité non associée telle que proposée par Panet en 1976. Elle néglige la contribution élastique des déformations dans la zone plastique et lie les variations des déformations plastiques par un paramètre de dilatance α :

$$\Delta \epsilon_r + \alpha \Delta \epsilon_t = 0 \quad (2)$$

avec ϵ_r : la déformation radiale

ϵ_t : la déformation tangentielle

α : la dilatance

2.4

Boulonnage

Les boulons sont posés perpendiculairement à la surface du tunnel ; c'est-à-dire suivant des directions radiales (Fig. 2). Leurs caractéristiques sont :

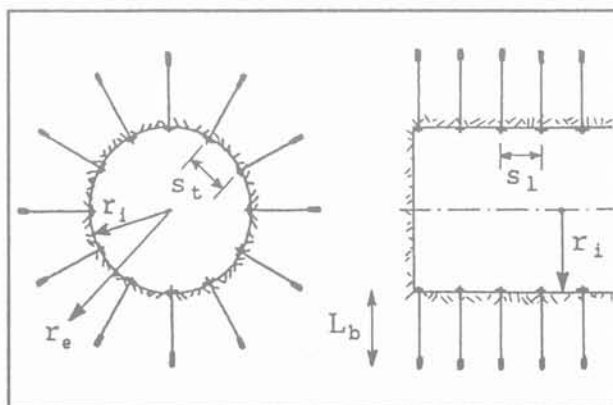


FIG. 2 Disposition du boulonnage.

Lie of the rockbolts.

S_l : l'entredistance longitudinale

S_t : l'entredistance transversale

L_b : la longueur libre du boulon

A_b : la section de la tige

E_b : le module d'élasticité de l'assemblage boulonné.

On globalise en effet dans ce seul terme les déformabilités de la tige et de ses extrémités, à savoir l'ancrage, la tête du boulon et sa plaque d'appui.

Les boulons étudiés sont à ancrage ponctuel (Fig. 3). Le transfert de leur tension est réalisé d'une part à la surface du tunnel par l'intermédiaire d'un écrou et d'une plaque d'ancrage, et d'autre part au sein du massif rocheux grâce à des coquilles d'expansion (ancrage mécanique) ou un scellement au mortier ou à la résine (ancrage chimique). Entre ces deux extrémités du boulon, la roche est libre de se déformer indépendamment de la tige ; c'est ainsi qu'est définie la longueur libre du boulon L_b .

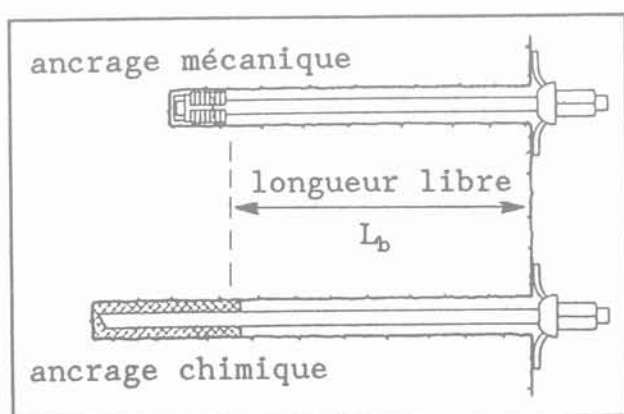


FIG. 3 Boulons à ancrage ponctuel mécanique ou chimique.
UngROUTED mechanically or chemically anchored rockbolts.

Les boulons à ancrage ponctuel sont généralement pré-tendus et présentent essentiellement un rôle de confinement : ils combattent la décompression du massif rocheux entourant l'excavation, ce qui réduit l'ouverture des discontinuités et provoque un accroissement de leur résistance au cisaillement. Cette influence est schématiquement représentée à la figure 4 (ancrage mécanique du côté gauche, et ancrage chimique du côté droit) : le boulonnage crée autour du tunnel un anneau porteur dont l'intrados (rayon r_i) coïncide avec la paroi du tunnel, tandis que son extrados (rayon r_e) marque la fin de la tige et le début de l'ancrage.

Pour garder l'axisymétrie du problème, il faut supposer que les entredistances longitudinale et transversale des boulons sont suffisamment faibles pour que le comportement de la roche située autour du tunnel puisse être considéré comme uniforme et indépendant de la localisation de chacun des boulons (Fig. 5). On traduira ainsi l'influence des boulons par une pression de soutènement p_p appliquée à la surface du tunnel (rayon r_i) et une pression de « réaction » $p_p \cdot r_i / r_e$ agissant dans le massif (extrados de la voûte boulonnée ; rayon r_e).

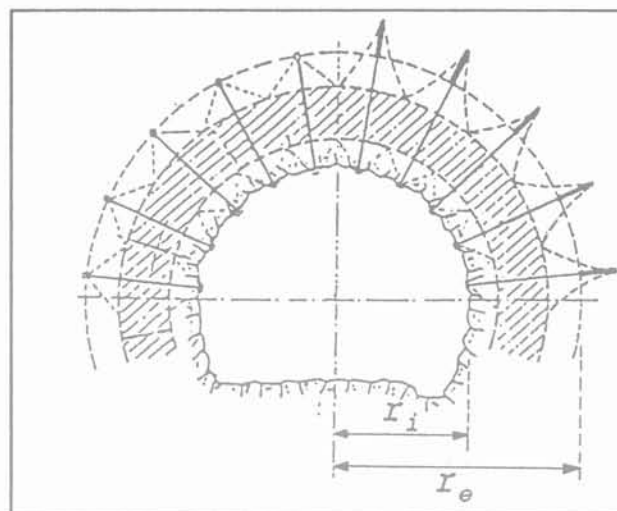


FIG. 4 Influence du boulonnage à ancrage ponctuel.
Influence of ungrouted tensioned rockbolts.

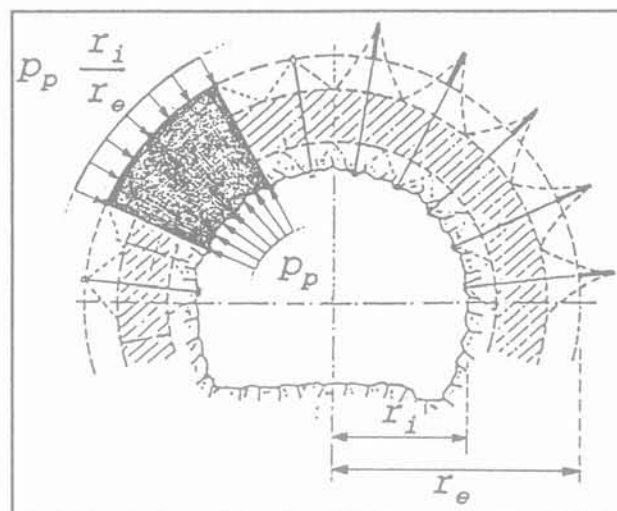


FIG. 5 Pression de soutènement p_p et pression de réaction $p_p \cdot r_i / r_e$ induites par le boulonnage.
Support pressure p_p and reaction pressure $p_p \cdot r_i / r_e$ induced by the rockbolting system.

3

Spécificités de la nouvelle méthode analytique

Dans le cadre, défini ci-dessus, de la méthode de convergence-confinement, le soutènement par boulons actifs a déjà fait l'objet de deux études théoriques : il s'agit d'une part de l'approche de Hoek et Brown (1980), et d'autre part de la thèse de Egger (1973).

Les limitations de chacune de ces deux méthodes sont tout d'abord présentées ; puis, les améliorations proposées dans la nouvelle théorie seront introduites.

Approche de Hoek et Brown (1980)

Hoek et Brown analysent le soutènement par boulonnage comme un soutènement intérieur. Ce faisant, ils ne tiennent compte que de l'action du boulon sur les parois du tunnel et négligent la force de réaction transmise au sein du massif rocheux par l'ancrage ponctuel.

Le point d'ancrage des boulons (rayon r_a) est supposé ne subir aucun déplacement ($\Delta u_{re} = 0$) ; alors que dans la réalité, ce point se déplace avec la roche avoisinante. En conséquence, l'allongement du boulon n'est pas égal à la variation de convergence en paroi Δu_{ri} mais seulement à une fraction de celle-ci. La pression induite par le boulon pour une même convergence u_{ri} est donc plus faible ; et le boulon pourra subir une convergence plus grande avant rupture...

La recompression élastique induite dans la zone boulonnée suite à la précontrainte éventuelle des boulons n'est pas prise en considération ; or cette phase élastique temporaire va réduire les mouvements du massif rocheux.

3.2

Thèse de Egger (1973)

Contrairement à l'approche de Hoek et Brown, celle de Egger prend en considération la force de réaction des boulons dans le massif rocheux. Elle est simulée par l'application d'une pression $p_p \cdot r_i / r_e$ sur l'extrados de la zone boulonnée (Fig. 5).

En revanche, Egger néglige la variation de tension postérieure à la mise en précontrainte. Or, la détente du massif lors de l'éloignement du front de taille provoque une progression des convergences et, en particulier, un mouvement relatif des deux extrémités des boulons. Cet allongement se traduit par un accroissement de leur tension et donc de la pression de soutènement.

Finalement, tout comme dans la méthode présentée par Hoek et Brown, la phase élastique temporaire de la voûte boulonnée après prétension n'est pas considérée.

3.3

Nouvelle méthode analytique

Cette nouvelle théorie rencontre les remarques faites ci-dessus en proposant les améliorations suivantes :

1. la force de réaction des boulons transmise au massif rocheux dans la zone d'ancrage est représentée par une pression agissant sur l'extrados de la région boulonnée. Son amplitude vaut la pression du soutènement par boulonnage p_p réduite d'un facteur r_i / r_e . (En effet, si la tension dans les boulons provoque une pression p_p uniforme sur un cercle de rayon r_i , elle induira une pression réduite $p_p \cdot r_i / r_e$ sur une circonférence de rayon r_e) ;
2. la variation de longueur des boulons est analysée en suivant l'évolution de la convergence de leurs deux points de contact avec la roche ; et elle se répercute sur la tension après la mise en précontrainte ;
3. si les boulons sont soumis à une précontrainte lors de leur pose, il s'en suit une recompression de la zone boulonnée (cf. point 4.2 ci-après). Dès lors, les points de cette région qui avaient déjà atteint l'équilibre limite de rupture lors de la détente initiale du massif, vont retrou-

ver un comportement élastique. Celui-ci ne sera probablement que temporaire, car la reprise du creusement au front de taille se traduit par une nouvelle détente du massif.

4

Considérations préliminaires

Avant de présenter la philosophie de résolution des développements théoriques, il est opportun de souligner et de développer deux points essentiels intervenant dans leur élaboration :

- l'extension de la notion de courbe de convergence du massif rocheux ;
- les problèmes liés à la mise en précontrainte des boulons.

4.1

Extension de la notion de courbe de convergence du massif rocheux

Le problème classique de l'interaction roche-soutènement se résout par l'intersection de deux lignes caractéristiques tracées dans un diagramme (u_{ri} , p_i) :

- la courbe de convergence C_v des parois du tunnel de rayon r_i ;
- la courbe de confinement C_f du soutènement intérieur.

Ce type de présentation n'est strictement valable que lorsque le massif rocheux et le soutènement ont des comportements totalement indépendants, c'est-à-dire pour des soutènements intérieurs au tunnel tels que le béton projeté et les cintres en acier. Néanmoins, cette approche a également été utilisée par Hoek et Brown (1980) pour traiter le soutènement par boulonnage (Fig. 6), bien que les déplacements du massif rocheux et des boulons ne puissent plus être étudiés séparément dans la zone d'ancrage.

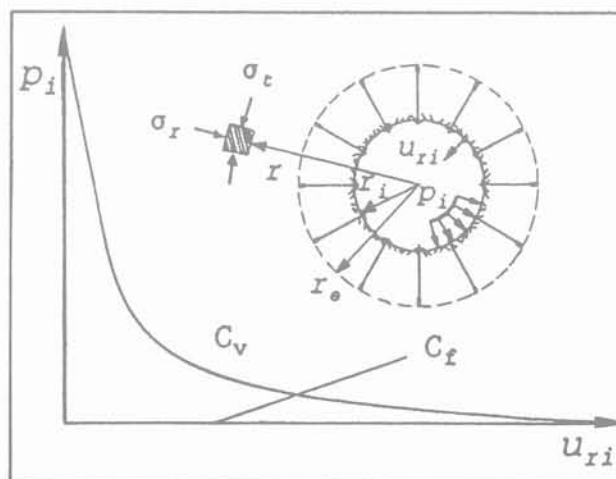


FIG. 6

Interaction roche - soutènement : courbe de convergence C_v et courbe de confinement C_f .

Rock - support interaction : convergence curve C_v and confinement curve C_f .

Afin de pallier cette simplification, une nouvelle voie a été explorée : elle consiste à représenter dans le diagramme (u_{ri} , p_i) classique, la courbe de convergence C_{vb} du massif rocheux soutenu par boulonnage. Une telle courbe est reprise à la figure 7 à côté de la ligne caractéristique du massif sans soutènement C_v (présentation usuelle). Par ailleurs, la courbe de confinement C_f d'un soutènement intérieur (béton projeté ou cintres) est également dessinée. La situation d'équilibre est atteinte lorsque cette dernière courbe coupe la ligne représentative du comportement du massif supporté par boulonnage.

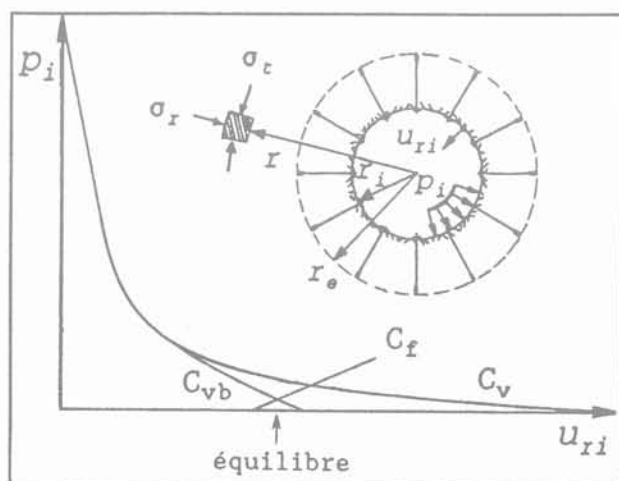


FIG. 7 Courbe de convergence C_{vb} du massif rocheux soutenu par boulonnage. Ground reaction curve C_{vb} for a rock mass supported with rockbolts.

Cette approche présente divers avantages :

- elle tient compte des comportements couplés du massif rocheux et des boulons dans la zone boulonnée. Elle permet notamment une étude complète de la phase de mise en précontrainte, ainsi que des diverses phases ultérieures qui se présentent lors de la détente du massif, et qui provoquent un accroissement de la tension dans les boulons ;
- elle est d'interprétation aisée ; la comparaison des courbes caractéristiques du massif rocheux sans soutènement et avec soutènement par boulonnage, met clairement en évidence l'influence bénéfique de ce dernier ;
- le traitement du boulonnage et des autres soutènements intérieurs étant réalisé séparément, il autorise une étude aisée de leur contribution respective à la stabilité de l'excavation.

C'est donc sur base de cette nouvelle notion de courbe de convergence qu'a été menée l'étude du soutènement par boulons à ancrage ponctuel soumis à tension initiale. Il est intéressant de constater qu'une approche du même type a été récemment proposée et utilisée pour l'étude de boulons à scellement continu (Stille *et al.*, 1989 ; Holmberg, 1991).

4.2

Problèmes liés à la mise en précontrainte des boulons

Afin de connaître les répartitions élastiques des contraintes radiale σ_r et tangentielle σ_t , ainsi que du déplacement u_r au sein de l'anneau boulonné ($r_i \leq r \leq r_e$) suite à l'application des pressions de boulonnage p_p à l'intrados et $p_p r_i / r_e$ à l'extrados, il suffit d'utiliser les formules de Lamé (1852) relatives aux parois cylindriques annulaires épaisses :

$$\sigma_r = p_p \frac{r_i}{r_e + r_i} \left(1 + \frac{r_i r_e}{r^2} \right) \quad (3)$$

$$\sigma_t = p_p \frac{r_i}{r_e + r_i} \left(1 - \frac{r_i r_e}{r^2} \right) \quad (4)$$

$$u_r = \frac{(1 + \nu)}{E} p_p \frac{r_i r}{r_e + r_i} \left(1 - 2\nu - \frac{r_i r_e}{r^2} \right) \quad (5)$$

L'évolution des contraintes au sein de la voûte boulonnée est dessinée à la figure 8. On remarque immédiatement l'influence bénéfique de la précontrainte. En effet, alors que dans le massif rocheux, la contrainte tangentielle σ_t est supérieure à la contrainte radiale σ_r (aussi bien dans la zone élastique que dans l'éventuelle zone plastique), dans ce cas-ci, c'est la contrainte radiale qui est supérieure à la contrainte tangentielle. Cette dernière prend même des valeurs négatives (c'est-à-dire de la traction) pour $r_i \leq r \leq \sqrt{r_i r_e}$. La superposition de la précontrainte à la situation initiale avant la pose des boulons sera donc toujours favorable, puisqu'elle va diminuer la différence entre contraintes principales majeure et mineure.

Par conséquent, si la future zone boulonnée ($r_i \leq r \leq r_e$) est caractérisée par un comportement élastique avant la mise en précontrainte, cette dernière ne va faire qu'augmenter la sécurité par rapport à une rupture potentielle apparaissant à l'intrados.

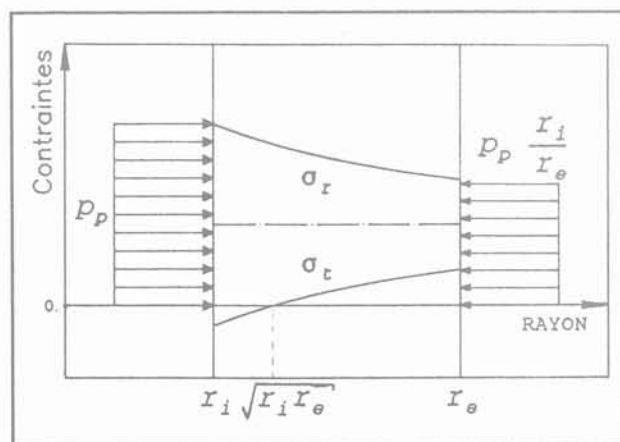


FIG. 8 Contraintes radiale et tangentielle dues aux pressions de boulonnage p_p et $p_p r_i / r_e$. Radial and tangential stresses due to the bolting pressures p_p and $p_p r_i / r_e$.

En revanche, si certains points de cette zone ont atteint l'équilibre limite de rupture dans la situation initiale, la prétension des boulons va leur permettre de retrouver temporairement un comportement élastique. En effet, les cercles de Mohr représentatifs de l'état de contraintes, initialement tangents à la droite intrinsèque de Coulomb, vont s'en détacher grâce à la recompression bénéfique de la zone boulonnée (Fig. 9).

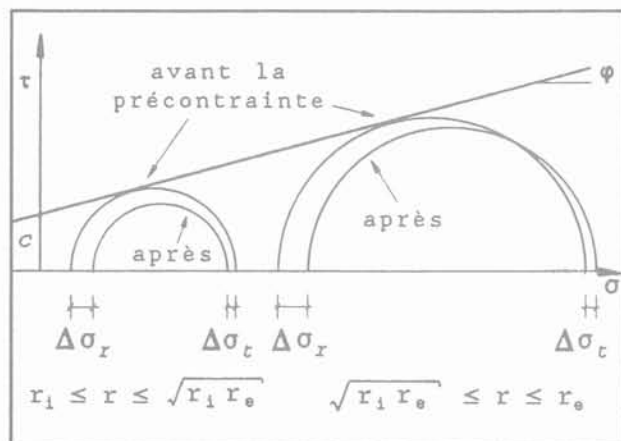


FIG. 9 Évolution des cercles de Mohr suite à la mise en précontrainte des boulons.
Evolution of the Mohr's circles following the bolts preload.

Cette succession de comportements plastique et élastique de certains points de la voûte boulonnée doit être traitée précautionneusement. A cet effet, l'étude a été menée par analogie avec le comportement d'une poutre en flexion qui est soumise à un moment tel que les contraintes dépassent la limite d'élasticité, et qui est ensuite déchargée jusqu'à sa situation initiale (Fig. 10). En additionnant la solution en contraintes, déformations et courbure de la flexion élastique sous moment $-M_s$ à celle de la première flexion élasto-plastique sous moment M_s , on obtient l'état des contraintes, déformations, courbure après charge et décharge (Halphen et Salençon, 1987).

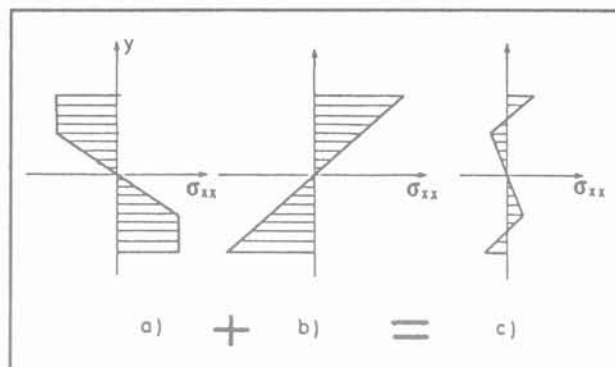


FIG. 10 a-c Distribution finale (c) de la contrainte normale dans une poutre soumise à flexion élasto-plastique (a) et déchargée ensuite élastiquement (b).
Final distribution (c) of the normal stress into a beam first submitted to an elasto-plastic bending (a) and then unloaded elastically (b).

De même, dans la voûte boulonnée, les contraintes, déformations et déplacements après précontrainte s'obtiennent en sommant à la situation initiale élasto-plastique (= avant la pose des boulons) les distributions induites par la recompression élastique.

Les situations qui se présenteront ultérieurement dans la voûte boulonnée devront également tenir compte du chemin parcouru par les contraintes :

1. détente élastique ou élasto-plastique avant la pose des boulons ;
2. recompression élastique lors de la précontrainte ;
3. nouvelle détente due à la reprise du creusement au front de taille.

5

Schéma de résolution

Lors de l'établissement des équations relatives à cette étude du boulonnage, trois cas ont dû être envisagés ; ils dépendent de la présence éventuelle d'une zone en

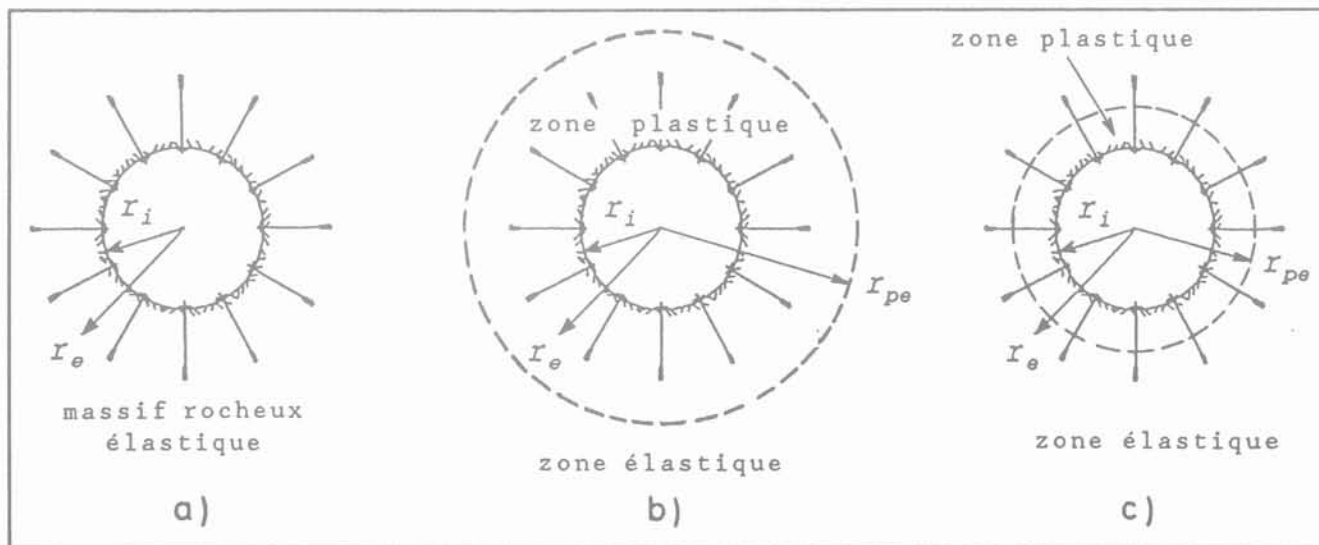


FIG. 11 Les trois situations pouvant être rencontrées lors de la mise en place des boulons.
The three situations which can exist at the bolts installation.

rupture autour de l'excavation lors de la pose des boulons et de la position du point d'ancrage de ces derniers :

- boulons placés initialement dans un massif à comportement purement élastique (Fig. 11a) ;
- boulons placés entièrement dans la zone dégradée qui s'est déjà développée autour de l'excavation (Fig. 11b) ;
- boulons dont le point d'ancrage est situé au-delà de la zone décomprimée entourant l'excavation (Fig. 11c).

La présentation complète de ces trois éventualités conduisant à l'écriture laborieuse de plus d'une centaine de pages d'équations, seule la démarche de résolution du troisième cas (probablement le plus rencontré dans la pratique) sera présentée dans cet article. Le lecteur intéressé par les deux autres situations ou par les développements analytiques complets est invité à consulter la thèse doctorale de l'auteur.

5.1

Situation avant la mise en précontrainte

Les distributions des contraintes radiale σ_r , tangentielle σ_t , et du déplacement u_r dans le massif rocheux juste avant la mise en place des boulons sont schématiquement reprises à la figure 12. La pression p_{i0} appliquée à l'intrados (rayon r_i) est la pression fictive introduite pour tenir compte de l'effet tridimensionnel du front de taille. Dans ce cas, on note qu'une zone en rupture ($r_i \leq r \leq r_{pe0}$) s'est déjà développée autour de l'excavation avant la pose du soutènement par boulonnage. Néanmoins, la longueur des boulons est choisie de telle sorte que leur point d'ancrage (rayon r_e) soit situé au-delà de la limite de cette zone dégradée.

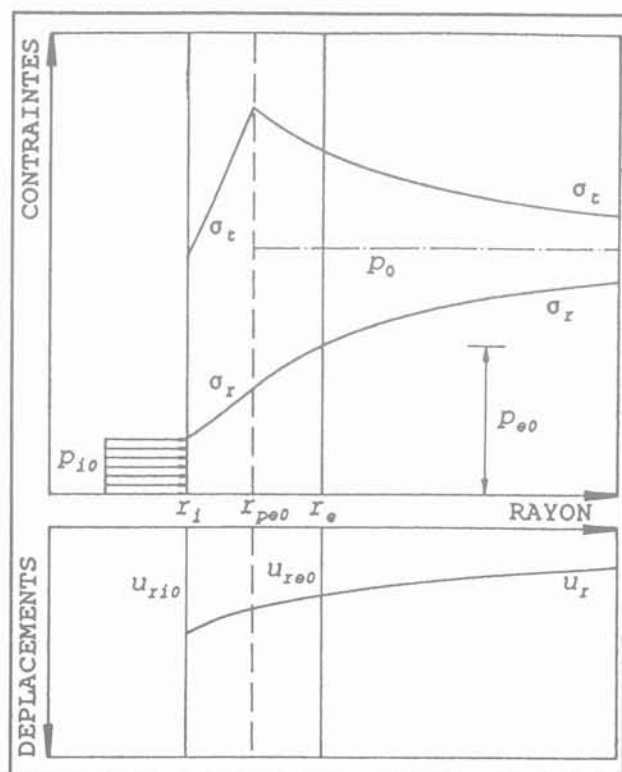


FIG. 12. Situation avant la mise en précontrainte des boulons.
Situation before the bolts preload.

5.2

Situation après la mise en précontrainte

Juste après l'installation des boulons et leur mise en précontrainte (tension d'amplitude T_{b0}), la zone plastique qui s'est développée autour du tunnel ($r_i \leq r \leq r_{pe0}$) retrouve temporairement un comportement élastique. Comme explicité auparavant (point 4.2), les contraintes radiale σ_r et tangentielle σ_t , ainsi que le déplacement u_r (Fig. 13) s'obtiennent en additionnant à la situation initiale élasto-plastique les distributions élastiques dues à l'application des pressions de boulonnage $p_{p0} = T_{b0}/(S_i S_t)$ à l'intrados et $p_{p0} r_i/r_e$ à l'extrados de l'anneau renforcé (équations 3 à 5).

Par ailleurs, contrairement à ce que l'on pourrait penser, la mise en tension des boulons a une légère influence sur le massif rocheux situé au-delà de la zone renforcée ($r_e \leq r \leq \infty$). En effet, en provoquant des déplacements au sein de la voûte boulonnée (cf. équation 5) et en particulier au droit de son extrados, la précontrainte induit une modification Δp_{e0} de la pression p_{e0} exercée par le massif rocheux sur l'anneau boulonné.

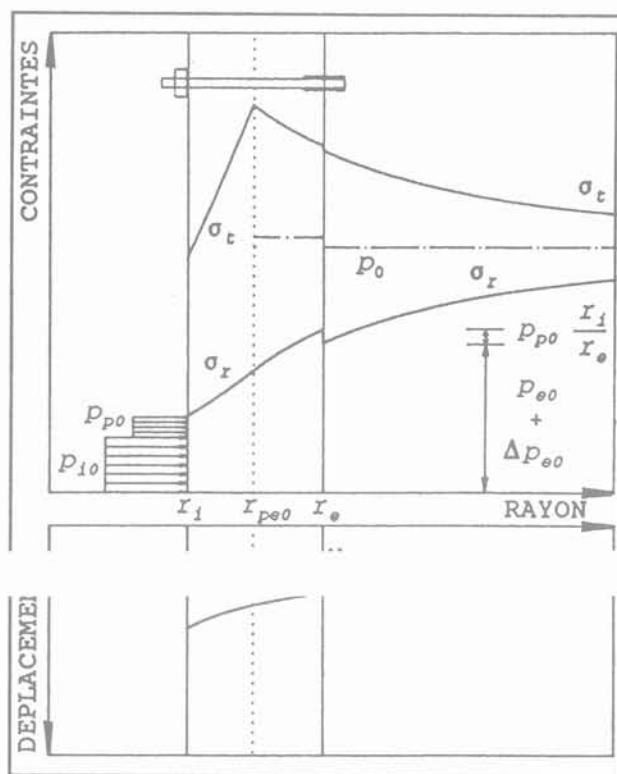


FIG. 13. Situation juste après la mise en précontrainte des boulons.
Situation just after the bolts preload.

5.3

Comportement complètement « élastique » de la voûte boulonnée

Après la phase de mise en tension, on étudie le comportement de l'ensemble massif rocheux - anneau boulonné suite à une diminution graduelle de la pression fictive intérieure p_i (de p_{i0} jusqu'à zéro). On simule de la sorte l'éloignement progressif du front de taille.

Dans un premier temps, la zone renforcée par boulonnage conserve un comportement purement « élastique » (Fig. 14) ; les guillemets rappelant qu'une partie de cette zone ($r_i \leq r \leq r_{pe0}$) était dans une phase plastique avant que la mise en précontrainte ne la ramène en phase élastique.

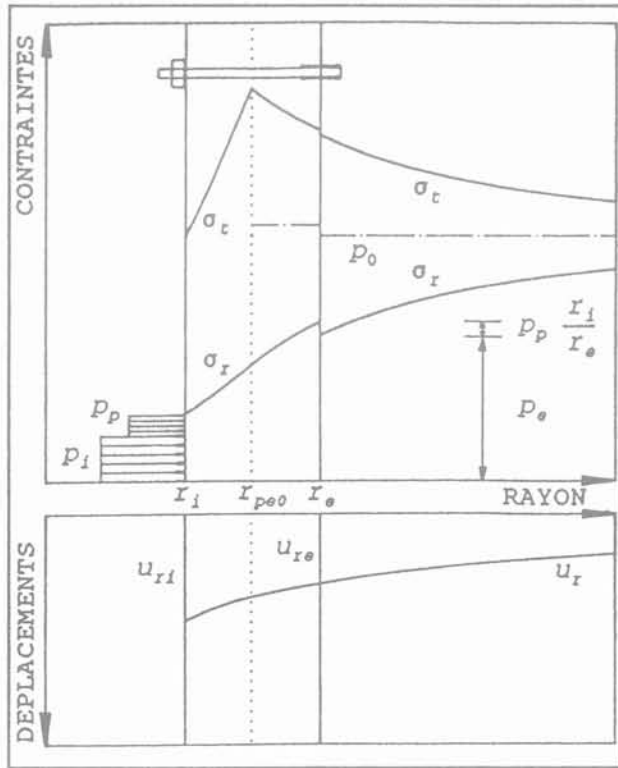


FIG. 14 Comportement complètement « élastique » de la voûte boulonnée.
Fully « elastic » behaviour of the bolted arch.

Les expressions valables dans la voûte boulonnée s'obtiennent donc par superposition des diverses étapes de « chargement » qu'elle a subies :

1. la situation élasto-plastique initiale (pressions p_{i0} et p_{e0}) ;
2. la recompression élastique suite à la précontrainte des boulons et à leur incrément ultérieur de tension (pressions p_p et $p_p \cdot r_i/r_e$) ;
3. la détente élastique due à la diminution des pressions à l'intrados ($p_{i0} \rightarrow p_i$) et à l'extrados ($p_{e0} \rightarrow p_e$).

La détente du massif donne lieu à une progression des convergences. On constate notamment que les deux points de contact des boulons avec la roche subissent un mouvement relatif (Fig. 15), ce qui provoque un allongement ΔL_b de leur tige :

$$\Delta L_b = (u_{ri} - u_{ri,pp0}) - (u_{re} - u_{re,pp0}) \quad (6)$$

où : $u_{ri,pp0}$ et $u_{re,pp0}$ sont les déplacements de la roche au droit des rayons r_i et r_e au moment de la mise en tension des boulons (Fig. 13).

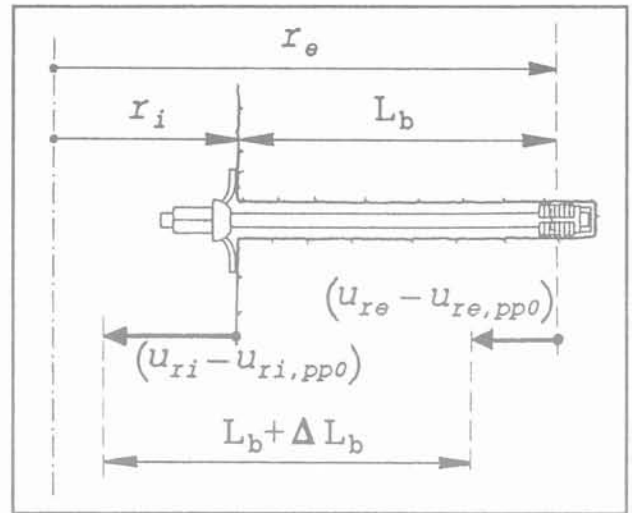


FIG. 15 Mouvement relatif des deux extrémités des boulons.
Relative displacement of the bolts ends.

Cette variation de longueur ΔL_b des boulons après leur pose a une répercussion sur la tension T_b existant en leur sein :

$$T_b = T_{b0} + \Delta T_b = T_{b0} + \frac{\Delta L_b E_b A_b}{L_b} \quad (7)$$

Par conséquent, comme mentionné ci-dessus, les pressions p_p et $p_p \cdot r_i/r_e$ générées par le système de boulonnage s'obtiennent en sommant deux contributions :

$$p_p = p_{p0} + \Delta p_p = \frac{T_{b0} + \Delta T_b}{S_i S_t} \quad (8)$$

5.4

Comportement partiellement plastique de la voûte boulonnée : première phase

Le comportement purement « élastique » de la voûte boulonnée, retrouvé grâce à la tension initiale des boulons, n'est que provisoire. En effet, on assiste rapidement à la réapparition d'une zone à comportement plastique à l'intrados de l'anneau renforcé, et ensuite à son développement autour de l'excavation.

Dans un premier temps (Fig. 16), l'ampleur de cette zone plastique (rayon limite r_{ie} ; traits discontinus) demeure plus faible que celle qu'elle présentait lors de la mise en place des boulons (rayon limite r_{pe0} ; traits pointillés). A ce moment, trois zones à comportement différent coexistent dans la voûte boulonnée :

- $r_i \leq r \leq r_{ie}$ zone à comportement plastique ;
- $r_{ie} \leq r \leq r_{pe0}$ zone à comportement « élastique » (mais plastique avant la mise en tension des boulons) ;
- $r_{pe0} \leq r \leq r_e$ zone à comportement élastique.

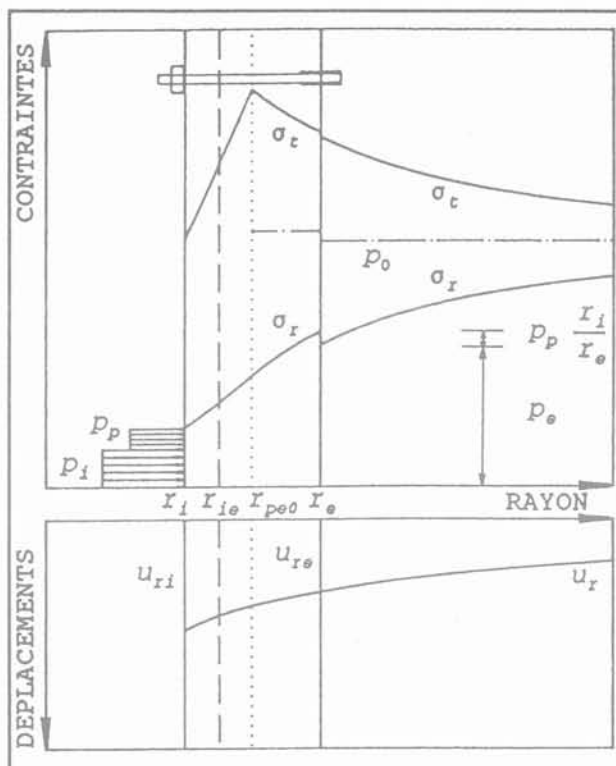


FIG. 16 Comportement partiellement plastique de la voûte boulonnée : première phase.
Partly plastic behaviour of the bolted arch : first stage.

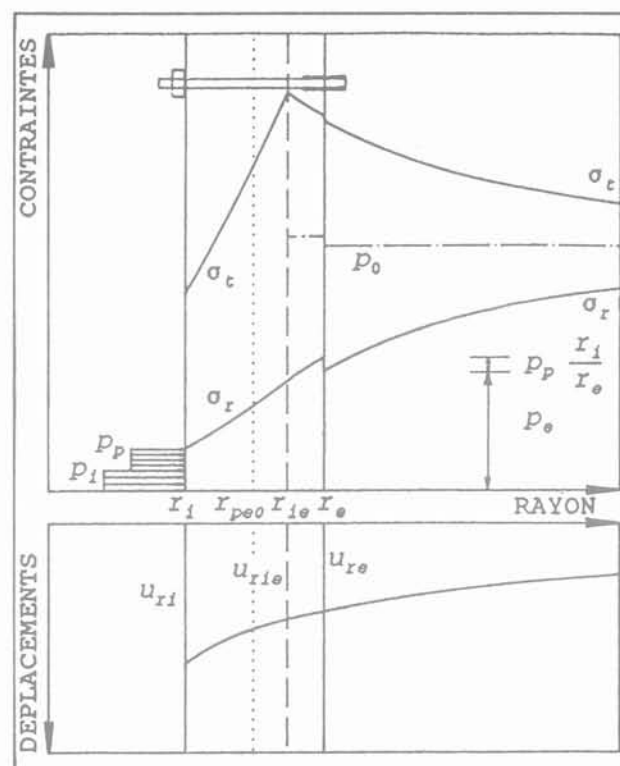


FIG. 17 Comportement partiellement plastique de la voûte boulonnée : seconde phase.
Partly plastic behaviour of the bolted arch : second stage.

5.5

Comportement partiellement plastique de la voûte boulonnée ; seconde phase

Durant cette seconde phase (Fig. 17), la zone plastique (rayon limite r_{le} : traits discontinus) se propage dans la voûte boulonnée au-delà de la position qu'elle occupait lors de l'installation du système de boulonnage (rayon r_{pe0} : traits pointillés). Seules deux zones de l'anneau renforcé présentent alors un comportement différent :

- $r_i \leq r \leq r_{le}$ zone à comportement plastique ;
- $r_{le} \leq r \leq r_e$ zone à comportement élastique.

Il est à noter que cette extension de la zone plastique se traduit par une importante accélération des convergences, et donc par un accroissement plus substantiel de la tension dans les boulons.

5.6

Comportement entièrement plastique de la voûte boulonnée

La situation partiellement élastique – partiellement plastique présentée ci-avant est susceptible de se maintenir jusqu'à l'équilibre massif rocheux – soutènement. Néanmoins, lorsque les caractéristiques mécaniques de la roche ne sont pas assez bonnes et que la rigidité du système de boulonnage n'est pas suffisamment élevée, il peut arriver que la voûte boulonnée soit complètement plastifiée avant que la situation d'équilibre ne soit atteinte (Fig. 18).

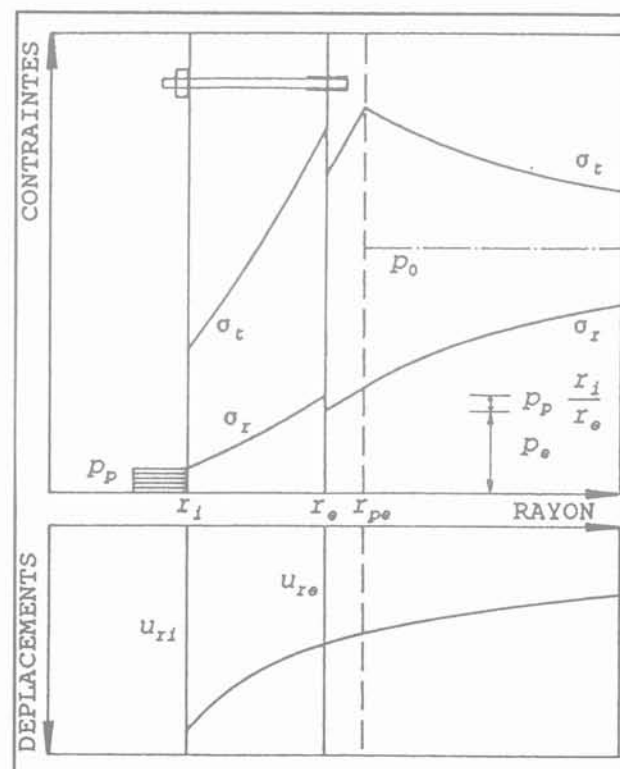


FIG. 18 Comportement entièrement plastique de la voûte boulonnée.
Fully plastic behaviour of the bolted arch.

Courbes de convergence du massif rocheux boulonné

Les développements analytiques (dont seul le schéma de résolution a été présenté ci-avant) permettent de relier la pression intérieure p_i et la pression de boulonnage p_p à la convergence en paroi u_{ri} . Dès lors, il est possible d'illustrer graphiquement :

– dans un diagramme classique (u_{ri} , p_i) la courbe de convergence du massif rocheux soutenu par boulonnage ;

– dans un diagramme (u_{ri} , p_p) l'accroissement de tension dans les boulons lors de la détente du massif rocheux.

Ces deux courbes (u_{ri} , p_i) et (u_{ri} , p_p) sont reprises à la figure 19, toujours dans le cas de boulons précontraints dont le point d'ancrage est situé au-delà de la zone en rupture entourant l'excavation (Fig. 11c). En fonction des caractéristiques du boulonnage, la situation d'équilibre peut alors être caractérisée par un comportement partiellement ou entièrement plastique de l'anneau boulonné. Dans la figure 19, la seconde éventualité a été choisie afin de représenter tous les comportements successivement possibles. Les astérisques marqués d'une lettre A à F signalent le passage d'une situation à une autre :

A. Situation lors de la pose des boulons ;

B. Situation après la mise en précontrainte ;

C. Situation limite correspondant à la réapparition d'une zone plastique à l'intrados de l'anneau renforcé ;

D. Situation intermédiaire entre les phases 1 et 2 du comportement partiellement plastique de la voûte boulonnée (à ce moment, $r_{ie} = r_{pe0}$) ;

E. Situation limite pour laquelle la zone plastifiée s'étend à l'entière de la voûte boulonnée ;

F. Situation d'équilibre.

En diminuant progressivement la pression intérieure p_i pour simuler l'éloignement du front de taille, les situations suivantes, numérotées de 1 à 5 dans la figure 19, sont successivement rencontrées dans la zone boulonnée :

1. *Comportement partiellement élastique-partiellement plastique avant la pose des boulons*

Avant le placement des boulons, le massif rocheux présente tout d'abord un comportement élastique (droite dans le diagramme de convergence) ; ensuite une zone plastique s'étend progressivement autour de l'excavation (courbe subséquente).

2. *Comportement complètement « élastique » (point 5.3)*

On note tout d'abord une petite discontinuité dans la courbe de convergence entre les situations A) et B). En effet, suite à la précontrainte des boulons, on assiste à un léger décrément du déplacement en paroi u_{ri} , la pression intérieure fictive p_{i0} n'étant quant à elle pas modifiée. On relève également le saut d'amplitude p_{p0} dans le diagramme (u_{ri} , p_p) suite à la mise en tension des boulons.

Par la suite, la voûte boulonnée ayant retrouvé temporairement un comportement « élastique », on peut constater un ralentissement drastique des convergences ; le coefficient angulaire de la courbe est à ce moment fort proche de celui de la droite élastique avant pose des boulons.

3. *Comportement partiellement plastique ; phase 1 (point 5.4)*

Ce comportement très bref correspond au retour rapide de la zone plastique de la voûte boulonnée à la position (r_{pe0}) qu'elle présentait avant la recompression élastique induite par la précontrainte des boulons. Cette réapparition du comportement plastique dans une partie de la voûte boulonnée se traduit par une accélération des convergences et par un accroissement de la pression du soutènement par boulonnage.

4. *Comportement partiellement plastique ; phase 2 (point 5.5)*

Cette seconde phase, qui se présente lorsque la zone plastique se propage au-delà de sa position initiale r_{pe0} avant pose des boulons, peut être brève ou longue suivant l'étendue de la zone de rupture au moment du placement des boulons. L'accélération des déplacements et l'augmentation de charge dans les boulons sont encore accentuées durant cette phase.

5. *Comportement entièrement plastique (point 5.6)*

Lorsque la voûte boulonnée est entièrement plastifiée, il est possible de démontrer l'existence d'une relation linéaire entre l'accroissement de convergence en paroi et l'incrément de tension dans les boulons :

$$\Delta T_b = \frac{E_b A_b}{L_b} \left[1 - \left(\frac{r_i}{r_e} \right)^\alpha \right] \Delta u_{ri} \quad (9)$$

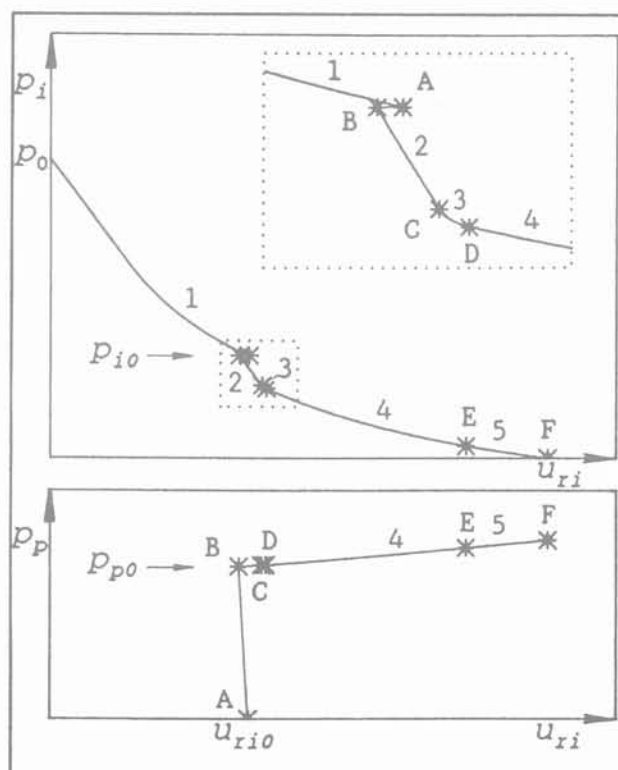


FIG. 19 Courbes (u_{ri} , p_i) et (u_{ri} , p_p) du massif rocheux boulonné.
(u_{ri} , p_i) and (u_{ri} , p_p) curves of the bolted rock mass.

Application numérique comparative

Afin de comparer la présente approche à la théorie classique de Hoek et Brown (1980), prenons un exemple numérique.

Une galerie de 10 m de diamètre est creusée à 400 m de profondeur (contrainte préexistante $p_0 = 10 \text{ MN/m}^2$) dans un massif à comportement élasto-plastique parfait dont les caractéristiques sont les suivantes :

- module de Young $E = 10\,000 \text{ MN/m}^2$
- coefficient de Poisson $\nu = 0,30$
- angle de frottement $\phi = 34^\circ$
- cohésion $c = 0,75 \text{ MN/m}^2$
- dilatance $\alpha = 1,8$

Le soutènement est placé au front de taille ($\rightarrow$ la zone plastique ne s'étend à ce moment que de 35 cm à l'intérieur du massif). Il est assuré par un système de boulonnage dont les paramètres sont :

- module de Young $E_b = 80\,000 \text{ MN/m}^2$
- diamètre $\phi_b = 0,025 \text{ m}$
- longueur libre $L_b = 4 \text{ m}$
- entredistances $S_l = S_t = 0,75 \text{ m}$
- tension initiale $T_{b0} = 100 \text{ kN}$
- charge ultime $T_{b\max} = 200 \text{ kN}$

Bien que la situation d'équilibre représentée à la figure 20 montre peu de différences au niveau des contraintes et des déplacements entre la méthode usuelle (courbes pointillées) et la nouvelle approche (courbes continues), les résultats numériques permettent de faire les constatations suivantes :

- la tension dans les boulons calculée par Hoek et Brown (180 kN) est supérieure à notre évaluation (148 kN). Vu que les boulons étaient soumis à une précontrainte de 100 kN, on constate que l'incrément de tension provoqué par l'allongement des boulons est largement surévalué (plus de 60 % !) par la méthode classique ;
- la zone en rupture estimée par la nouvelle approche est un peu plus étendue que dans les développements usuels ;
- les convergences évaluées par la théorie classique sont plus faibles que celles calculées par la nouvelle méthode.

Les différences mises en évidence dans cette application numérique s'expliquent par les spécificités de la méthode présentée dans cet article. En effet, en prenant en considération le mouvement du point de scellement des boulons, le déplacement relatif des deux extrémités de leur tige, ainsi que la force de réaction transmise au sein du massif rocheux par l'ancrage ponctuel, il est logique de constater que le système de boulonnage calculé par la nouvelle théorie est caractérisé par une rigidité plus faible que celle obtenue par l'évaluation usuelle. Cela se traduit concrètement par une détente plus importante du massif rocheux et par des convergences plus grandes.

Par ailleurs, on ne peut conclure de ce seul exemple que l'estimation de la tension dans les boulons sera systématiquement plus élevée par Hoek et Brown que par notre méthode. En effet, divers calculs ont montré que cette dernière fournit des valeurs plus élevées lorsque les boulons sont placés dans un massif rocheux présentant de mauvaises caractéristiques mécaniques.

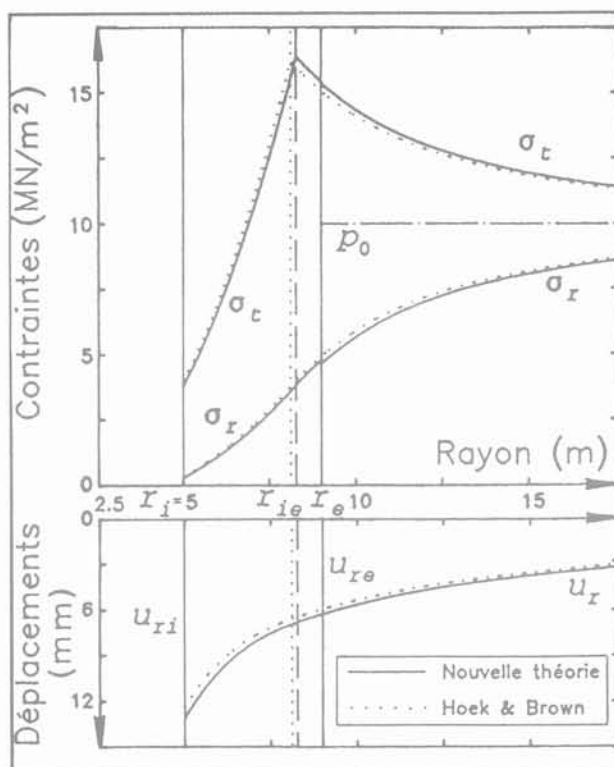


FIG. 20 Contraintes et déplacements à l'équilibre.
Stresses and displacements at equilibrium.

Conclusion

Diverses solutions obtenues par l'étude analytique présentée ci-avant ont été confrontées aux résultats fournis par des méthodes numériques. La comparaison s'avère réellement excellente, et atteste de la sorte de la validité (dans le cadre des hypothèses posées) des développements théoriques réalisés.

De plus, cette analyse par convergence-confinement présente l'avantage sur les autres méthodes de dimensionnement d'un temps de résolution nettement moindre (environ deux ordres de grandeur de différence !). Par conséquent, elle permet de réaliser une étude très rapide de l'influence des paramètres de boulonnage et des caractéristiques mécaniques de la roche, tant sur les convergences en paroi que sur la tension régnant dans les boulons à l'équilibre.

Dans le cas où la situation réelle s'éloigne de la condition d'axisymétrie, la méthode développée conserve néanmoins toute sa valeur au stade d'un avant-projet. En effet, en rendant possible une appréciation aisée de l'influence de nombreux paramètres, elle va orienter le choix des caractéristiques de soutènement et permettre la sélection des facteurs déterminants à introduire dans un calcul de projet.

Bibliographie

- Corbetta F. – Nouvelles méthodes d'étude des tunnels profonds – Calculs analytiques et numériques, Thèse de doctorat, École nationale supérieure des Mines de Paris, 1990.
- Egger P. – Einfluss des Post-Failure Verhaltens von Fels auf den Tunnelbaubau, Thèse de doctorat, Veröff. Inst. Bodenmechanik, Karlsruhe, 1973.
- Halphen B., Salençon J. – Élasto-plasticité. Cours de calcul des structures anélastiques, Paris, Presses de l'École nationale des Ponts et Chaussées, 1987.
- Hoek E., Brown E.T. – Underground Excavations in Rock. The Institution of Mining and Metallurgy, London, 1980.
- Holmberg M. – The mechanical behaviour of untensioned grouted rock bolts. Thèse de doctorat, Dep. of Soil and Rock Mechanics, Royal Institute of Technology, Stockholm, 1991.
- Labieuse V. – Rockbolting in the rock-support interaction analysis, Proc. 7th Int. Cong. Rock Mechanics, Aachen, vol. 2, pp. 1321-1324, 1991.
- Labieuse V. – The rock-support interaction analysis applied to ungrouted tensioned rockbolts, Proc. Int. Symp. on Rock Support, Sudbury, pp. 75-82, 1992.
- Labieuse V. – Études analytiques et numériques du boulonnage à ancrage ponctuel comme soutènement de tunnels profonds creusés dans la roche, Thèse de doctorat, Unité Génie Civil, Université Catholique de Louvain, Louvain-la-Neuve, 1993.
- Lamé G. – Leçons sur la théorie de l'élasticité, Paris, Gauthiers-Villars, 1852.
- Panet M., Guellec P. – Contribution au problème de l'étude du soutènement d'un tunnel derrière le front de taille, Proc. 3rd Int. Cong. Rock Mechanics, Denver, vol. 2B, 1974.
- Panet M. – Analyse de la stabilité d'un tunnel creusé dans un massif rocheux en tenant compte du comportement après la rupture, *Rock Mechanics*, vol. 8, n° 4, pp. 209-223, 1976.
- Stille H., Holmberg M., Nord G. – Support of weak rock with grouted bolts and shotcrete, *Int. Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, vol. 26, n° 1, pp. 99-113, 1989.