

Analyse des facteurs d'instabilité des tunnels par la méthode du calcul à la rupture *Analysis of the instability factors of tunnels by using the yield design method*

M. KHEMISSA

Université Mohamed Boudiaf de M'sila (Algérie)
BP 1470 RP, 28000 M'sila (Algérie)
khemissa_mohamed@yahoo.fr

Résumé

Cet article traite de la stabilité d'un tunnel en forme de voûte creusé dans un massif calcaire, puis revêtu d'une couche de béton non armé. L'analyse a été effectuée par le calcul à la rupture pour un revêtement constitué d'un matériau obéissant aux critères de traction-compression et de frottement sec. Les résultats obtenus semblent concorder avec ceux d'un calcul en plasticité avec un critère de type Mohr-Coulomb et confirment l'influence de certains paramètres géométriques et mécaniques du revêtement et du massif encaissant sur le coefficient de rupture caractérisant la stabilité potentielle du tunnel.

Mots clés : stabilité, tunnel, calcul à la rupture, plasticité, coefficient de rupture.

Abstract

This paper deals with the stability of a arch-shaped tunnel bored in a limestone and supported by a concrete lining with no reinforcement. The analysis was carried out by using the yield design theory, adopting for the lining material a criterion in traction-compression and in dry friction. The results obtained satisfactorily agree with some results obtained with a plasticity Mohr-Coulomb model. They confirm the influence of some geometric and mechanical parameters of both the lining and the surrounding ground on the failure coefficient that characterizes the potential stability of the tunnel.

Key words : stability, tunnel, yield calculation, plasticity, yield coefficient.

1. Introduction

La stabilité des tunnels dépend notamment de la résistance du revêtement utilisé. Les revêtements de tunnels sont souvent réalisés en béton non armé. Leur vérification à partir de méthodes de calcul des milieux continus est parfois délicate. L'étude présentée dans cet article a pour objet d'analyser par le calcul à la rupture, à l'aide du logiciel VOÛTE-SETRA de calcul à la rupture des voûtes en maçonnerie, la stabilité d'un tunnel en forme de voûte revêtu d'une couche de béton non armé. Elle vise d'abord à confronter les résultats du calcul à la rupture aux résultats du calcul en plasticité avec un critère de type Mohr-Coulomb obtenus à l'aide du code de calcul par éléments finis CESAR-LCPC. L'analyse porte ensuite sur l'influence de la résistance à la compression du revêtement, du coefficient de pression des terres, de la hauteur du massif encaissant et de la zone d'application des charges sur le coefficient de rupture qui caractérise la stabilité potentielle du tunnel.

2. Approche théorique du calcul à la rupture

Les fondements théoriques du calcul à la rupture en relation avec ce thème sont expliqués dans la littérature spécialisée (Coussy et Salençon, 1979; Delbecq, 1982; Salençon, 1983). Leur développe-

ment sort du cadre de cette étude. Aussi, n'exposera-t-on ci-après que les principes de résolution intéressant l'objet de cet article.

2.1 Position du problème

Il s'agit d'étudier la stabilité d'une voûte de géométrie donnée, encastrée à ses extrémités et revêtu d'un matériau homogène isotrope obéissant au critère de traction-compression défini par l'expression suivante :

$$\text{Sup}\{\sigma_i(\sigma_i - \sigma_c), i = 1 \text{ à } 3\} \leq 0 \quad (1)$$

où $\sigma_{i, i=1 \text{ à } 3}$ désignent les contraintes principales du tenseur des contraintes en un point quelconque de la voûte et σ_c la résistance à la compression du matériau constitutif du revêtement ; la résistance à la traction de celui-ci étant nulle. La figure 1 représente ce critère dans le plan de Mohr.

La résistance du matériau constituant le revêtement n'étant pas nécessairement constante, les joints (ou interfaces) sont caractérisés par un critère d'interface global de Coulomb (*i.e.* critère de frottement sec) défini par l'expression suivante :

$$\text{Sup}\{|\tau| - \sigma \tan \varphi ; |\tau| - \sqrt{\sigma(\sigma_c - \sigma)}\} \leq 0 \quad (2)$$

où φ est l'angle de frottement sec du matériau ; sa cohésion étant en pratique très faible, donc négligeable. La figure 2 représente ce critère dans le plan de Mohr.

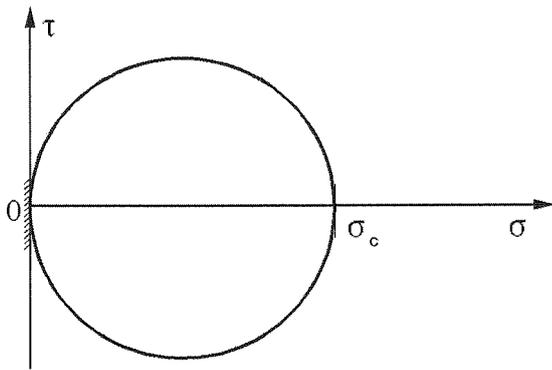


FIG. 1 Critère de traction-compression.
Traction-compression criterion.

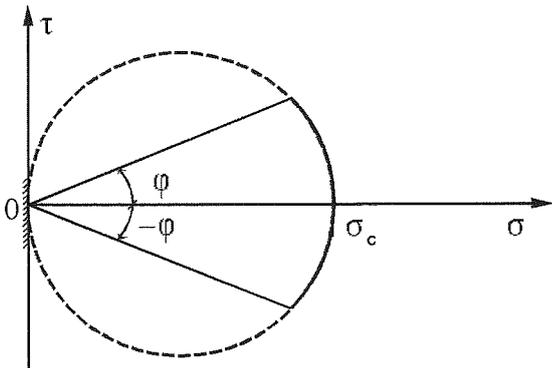


FIG. 2 Critère de frottement sec.
Dry friction criterion.

Le calcul à la rupture permet de donner un encadrement du chargement provoquant l'instabilité de la voûte. Si le chargement appliqué à la voûte est à l'extérieur du domaine des chargements potentiellement supportables, la voûte est instable. Par contre, s'il appartient à ce domaine, la voûte est potentiellement stable. Le domaine des chargements potentiellement supportables, appelé aussi domaine de stabilité potentielle, est caractérisé par un état de contraintes respectant les équations d'équilibre, les conditions aux limites sur le contour et les critères de rupture définis ci-avant.

2.2 Notion de stabilité potentielle

Si l'on découpe la voûte en un nombre fini de blocs délimités par des joints interceptant l'intrados et l'extrados

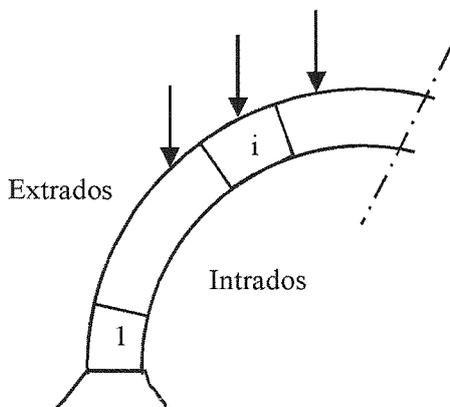


FIG. 3 Découpage de la voûte en blocs délimités par des joints.
Decomposition of the arch in blocks delimited by joints.

dos, chaque bloc doit être en équilibre grâce à l'effet des contraintes normales et tangentielles qui lui sont appliquées (Fig. 3); ces contraintes devant rester compatibles avec le critère de traction-compression du matériau constitutif des blocs et éventuellement avec le critère de frottement sec au niveau des joints. Si le chargement est potentiellement supportable, le point d'application des efforts intérieurs (moment fléchissant M, effort normal N et effort tranchant T) induits en toute section droite de la voûte se trouve à l'intérieur du domaine de stabilité potentielle. Ce domaine est défini :

- vis-à-vis du critère de traction-compression, à partir de M et N respectant l'inéquation suivante (Fig. 4):

$$|M| \leq Nh \left(1 - \frac{N}{\sigma_c S}\right) \quad (3)$$

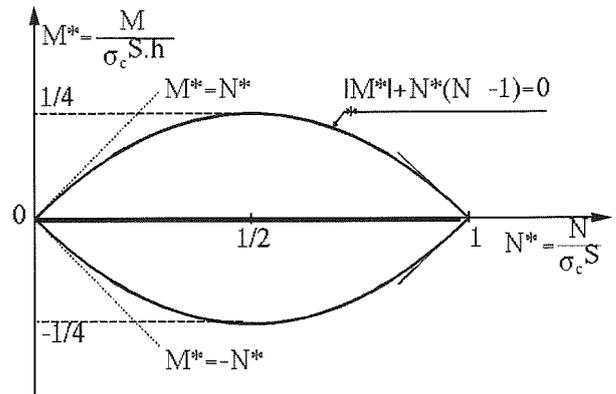


FIG. 4 Domaine de stabilité défini par le critère de traction-compression.
Domain of stability defined by the traction-compression criterion.

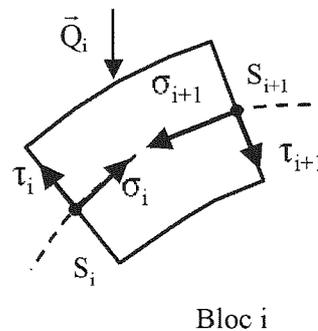
où h désigne la demi-hauteur de la section considérée et S son aire;

- vis-à-vis du critère de frottement sec, à partir de T et N respectant l'inéquation suivante (Fig. 5):

$$|T| \leq N \tan \varphi \quad (4)$$

2.3 Interprétation géométrique

L'ensemble des points d'application des efforts intérieurs (M, N, T) constitue une ligne, appelée *ligne des*



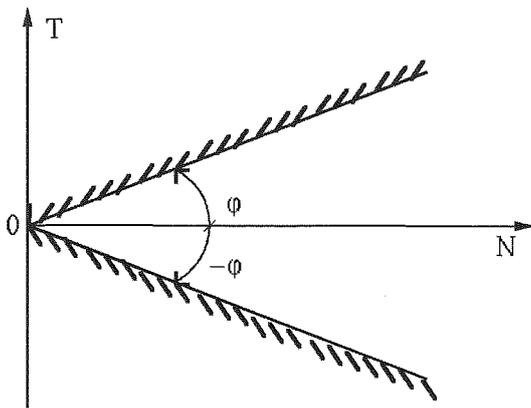


FIG. 5 **Domaine de stabilité défini par le critère de frottement sec.**
Domain of stability defined by the dry friction criterion.

centres de pression (Fig. 6), caractérisée par l'effort normal H à la clé, appelé aussi poussée horizontale à la clé, et par la cote z du point de passage de cette ligne à la clé. Lorsqu'on néglige les effets de l'effort tranchant T (ce qui est justifié ici), la stabilité potentielle de la voûte peut être analysée uniquement par rapport au critère de traction-compression.

La condition de stabilité de la voûte par rapport au critère de traction est définie par le domaine $T(H,z)$ tel que $\max[H_{\min}(z,s)] \leq H \leq \min[H_{\max}(z,s)]$ et $z_{\text{int}} \leq z \leq z_{\text{ext}}$, où $H_{\min}(z,s)$ et $H_{\max}(z,s)$ désignent les poussées horizontales minimale et maximale à la clé permettant d'assurer la stabilité de la partie de tunnel comprise entre la clé et la section S repérée par l'abscisse curviligne s par rapport à la clé et z_{int} et z_{ext} les cotes d'intrados et d'extrados. Lorsque le domaine $T(H,z)$ est vide, la voûte est instable en traction. Dans le cas contraire, il existe au moins une ligne des centres de pression interne à la voûte et partout compressive.

La résistance à la compression du matériau constitutif des blocs a une valeur finie et la condition précédente n'est pas suffisante pour assurer la stabilité de la voûte par rapport au critère de compression. Si l'on désigne par f le taux de compression défini par l'expression suivante :

$$f = \frac{N}{2\sigma_c h - \frac{|M|}{2\sigma_c h}} \quad (5)$$

il existe au moins une section sur laquelle f est maximal. A l'intérieur du domaine de stabilité $T(H,z)$, il existe un point correspondant au minimum du taux de compression maximal. Ce minimum correspond à la ligne

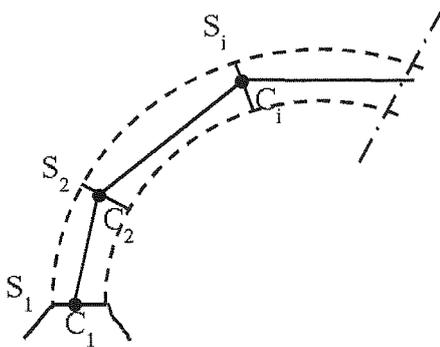


FIG. 6 **Interprétation géométrique par les lignes des centres de pression.**
Geometric interpretation by the lines of the pressure centres.

des centres de pression optimale par rapport au critère de traction-compression. Si celui-ci est inférieur à 1, il est égal à l'inverse du coefficient de rupture défini ci-après.

2.4 Définition du coefficient de rupture

On caractérise la stabilité de la voûte par un coefficient de rupture défini par :

$$F = Q_{\text{max}}/Q \quad (6)$$

où Q_{max} désigne le chargement maximum pour lequel la voûte est à l'état limite d'instabilité et Q le chargement réel. Si $F > 1$, la voûte est potentiellement stable ; si $F < 1$, la voûte est certainement instable.

On parle ici de coefficient de rupture et non de sécurité puisqu'il fournit soit une certitude d'instabilité, soit une présomption de stabilité. Compte tenu des incertitudes propres à la détermination des paramètres relevant de la stabilité de l'ouvrage, un coefficient de rupture $F = 3$ est choisi comme critère de stabilité potentielle. En dessous de cette valeur, le tunnel est considéré comme instable.

3. Conditions retenues et mise en œuvre des calculs

3.1 Données des calculs

Le tunnel est assimilé à une voûte constituée d'une arche circulaire reposant sur deux piédroits encastres à leur base et revêtue par une couche de béton non armé. Il est creusé dans un massif constitué de trois couches de sols. Le tableau I donne les caractéristiques géotechniques de ces trois couches.

Le béton de revêtement est caractérisé par une résistance à la compression simple $\sigma_c = 35$ MPa, un poids volumique $\gamma = 25$ kN/m³, un module d'Young $E = 3.10^4$ MPa et un coefficient de Poisson $\nu = 0,2$.

Les actions considérées comprennent le poids du revêtement, le poids du massif encaissant et une surcharge uniforme en surface $q = 200$ kPa.

Compte tenu des symétries géométrique et de chargement du cas considéré, les calculs intéressent seulement une demi-section du tunnel (Fig. 7).

3.2 Calcul à la rupture à l'aide du logiciel VOÛTE-SETRA

Le tunnel est supposé encastré à sa base. Il est découpé en blocs délimités par des joints interceptant

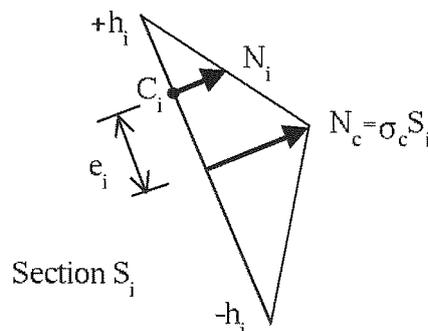


TABLEAU I

Caractéristiques géotechniques des couches de sols.

Geotechnical characteristics of the soil layers.

Couches de sols	Alluvions anciennes	Marne	Calcaire
Épaisseur h (m)	6,50	6,50	6,68
Poids volumique γ (kN/m ³)	20	20	22
Module d'Young E (MPa)	50	50	1 000
Coefficient de Poisson ν	0,3	0,3	0,3
Angle de frottement interne φ (°)	35	30	30
Cohésion c (kPa)	0	20	

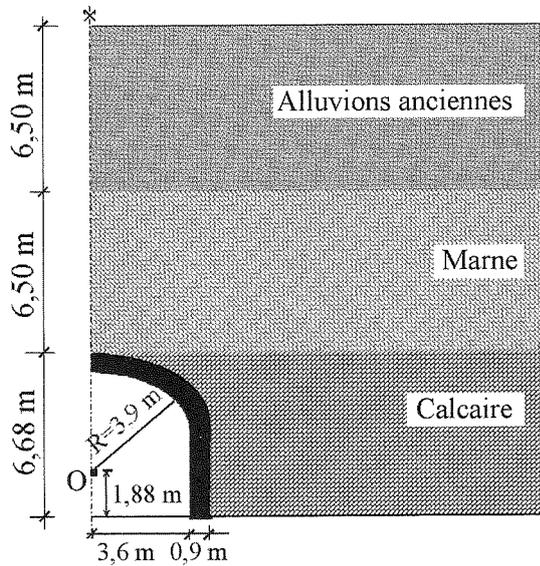


FIG. 7 Coupe transversale analysée.
Cross-section analyzed.

l'intrados et l'extrados (Fig. 8). La zone d'application des charges, dite zone d'influence, est délimitée par un plan issu du piedroit du tunnel et orienté d'un angle $\alpha = \pi/4 + \varphi/2$ par rapport à l'horizontale (Fig. 9).

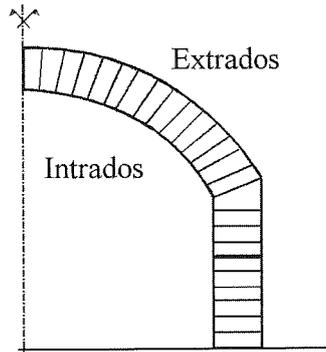


FIG. 8 Discretisation du tunnel.
Discretization of the tunnel.

3.3 Calcul en plasticité à l'aide du code CESAR-LCPC

Une synthèse détaillée des études rhéologiques et numériques réalisées sur les lois de comportement des géomatériaux et sur les algorithmes de résolution implémentés dans le code CESAR-LCPC, ainsi que les applications possibles aux ouvrages réels, a été exposée par Mestat (1993, 1994). Aussi, ne décrira-t-on ci-après que les principes de calcul intéressant l'objet de cet article.

La figure 10 présente le maillage préparé à l'aide du

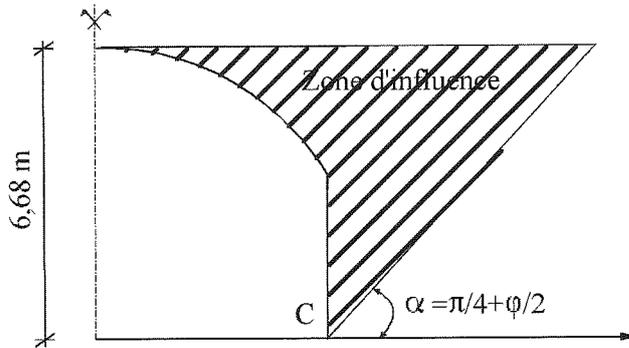


FIG. 9 Zone d'application des charges.
Zone of application of the loads.

pré-processeur MAX-2D du code CESAR-LCPC. Il est divisé en quatre groupes, représentant le revêtement du tunnel et les trois groupes de sols. Ces quatre groupes sont constitués chacun d'éléments triangulaires à six nœuds. Les conditions aux limites imposées sont définies par des déplacements horizontaux sur les bords latéraux et verticaux sur la base inférieure du maillage nuls.

Le tunnel est supposé être excavé en pleine section. L'état initial est caractérisé par des contraintes de type géostatique. Les contraintes servant à générer les forces de déconfinement sont calculées par la méthode convergence-confinement (Panet, 1995), pour un taux de déconfinement λ_d compris entre 0 et 1 et appliqué par incréments de 10 % (chaque valeur de λ_d correspond à une valeur donnée de l'instant de pose du revêtement). Les phases de calcul considérées ici sont donc les suivantes :

- initiation des contraintes supposées géostatiques ($\lambda_d = 0$);
- excavation de la section du tunnel : application des forces fictives destinées à simuler le déconfinement du front de taille avant installation du revêtement ($0 < \lambda_d < 1$);
- mise en place du revêtement et application du complément d'efforts d'excavation ($\lambda_d = 1$).

Les lois de comportement adoptées sont l'élasticité linéaire pour le revêtement et la couche de calcaire et l'élastoplasticité avec un critère de type Mohr-Coulomb pour les couches de marne et d'alluvions. L'algorithme de calcul employé est basé sur la méthode des contraintes initiales pour le calcul des efforts internes et sur un procédé itératif de type Newton-Raphson modifié pour la résolution du système matriciel global.

4. Résultats des calculs et discussion

4.1 Validation de l'approche utilisée

Le calcul à la rupture à l'aide du logiciel VOÛTE-SETRA donne directement le coefficient de rupture F

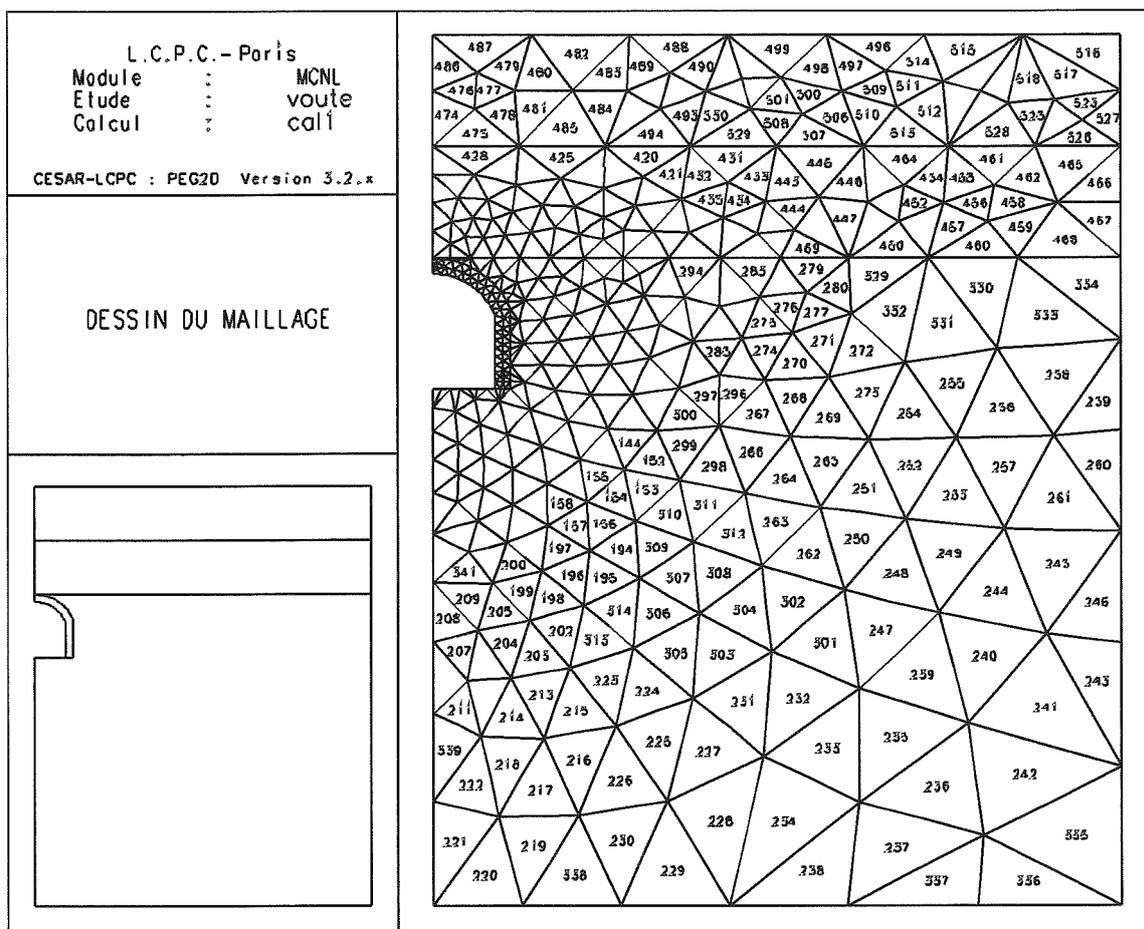


FIG. 10 Maillage du tunnel et du massif encaissant.
 Mesh of the tunnel and the surrounding ground.

et le dessin des lignes des centres de pression pour les critères de traction (Fig. 11a à 11d) et de compression (Fig. 11e à 11g) définis plus haut, ainsi que le dessin de la ligne des centres de pression optimale résultant de la combinaison de ces deux critères (Fig. 11h); H_{\min} et H_{\max} étant les poussées horizontales minimale et maximale à la clé, z_{\min} et z_{\max} les cotes de leur point de passage dans cette section.

Le calcul en plasticité à l'aide du code CESAR-LCPC ne donne pas directement le coefficient de rupture F . Celui-ci est défini par le rapport $F = \sigma_c / \sigma_{\max}$, où σ_{\max} désigne la contrainte normale maximale sollicitant le tunnel. La figure 12 présente l'évolution de σ_{\max} et de F en fonction du taux de déconfinement λ_d .

Le calcul à la rupture conduit à un coefficient de rupture $F = 5,95$. Le calcul en plasticité donne un coefficient de rupture variant entre $F = 9,76$ (pour $\lambda_d = 0$) et $F = \infty$ (pour $\lambda_d = 1$). Ces résultats permettent de constater que le calcul à la rupture, comme le calcul en plasticité, conduit à la stabilité potentielle du tunnel. Toutefois, le calcul en plasticité donne des valeurs de F supérieures à celles obtenues par le calcul à la rupture. Ceci provient vraisemblablement du fait que le modèle de comportement permet au terrain de reprendre une partie des efforts, le tunnel étant de ce fait moins chargé.

4.2 Influence des caractéristiques géométriques et mécaniques

On considère maintenant, pour simplifier les calculs, que le tunnel est creusé dans un massif de sol

homogène de caractéristiques comparables à celles de la couche de calcaire. L'analyse de l'influence des paramètres géométriques et mécaniques considérés sur le coefficient de rupture F est présentée ci-après.

4.2.1 Influence de la résistance à la compression du revêtement

La figure 13 donne l'influence de la résistance à la compression σ_c du béton de revêtement sur le coefficient de rupture F . Ces résultats montrent que F varie linéairement avec σ_c et semble indiquer que le tunnel est potentiellement stable pour $\sigma_c > 12,75$ MPa.

4.2.2 Influence du coefficient de pression des terres

La figure 14 donne l'évolution du coefficient de rupture F en fonction du coefficient de pression des terres K_s variant entre 0 et 2. Ces résultats montrent que F augmente avec K_s jusqu'à $F = 8,5$ pour $K_s = 1,25$, puis décroît jusqu'à $F = 2,69$ pour $K_s = 2$. On peut alors dire que :

- le tunnel est potentiellement stable pour $0,46 \leq K_s \leq 1,97$;
- pour $K_s < 0,46$, la pression latérale au niveau des piliers est faible et le confinement latéral du tunnel par le massif encaissant n'empêche pas le mécanisme de rupture de se produire;
- pour $K_s > 1,97$, la pression latérale est trop forte et le tunnel devient instable par enfoncement des piliers.

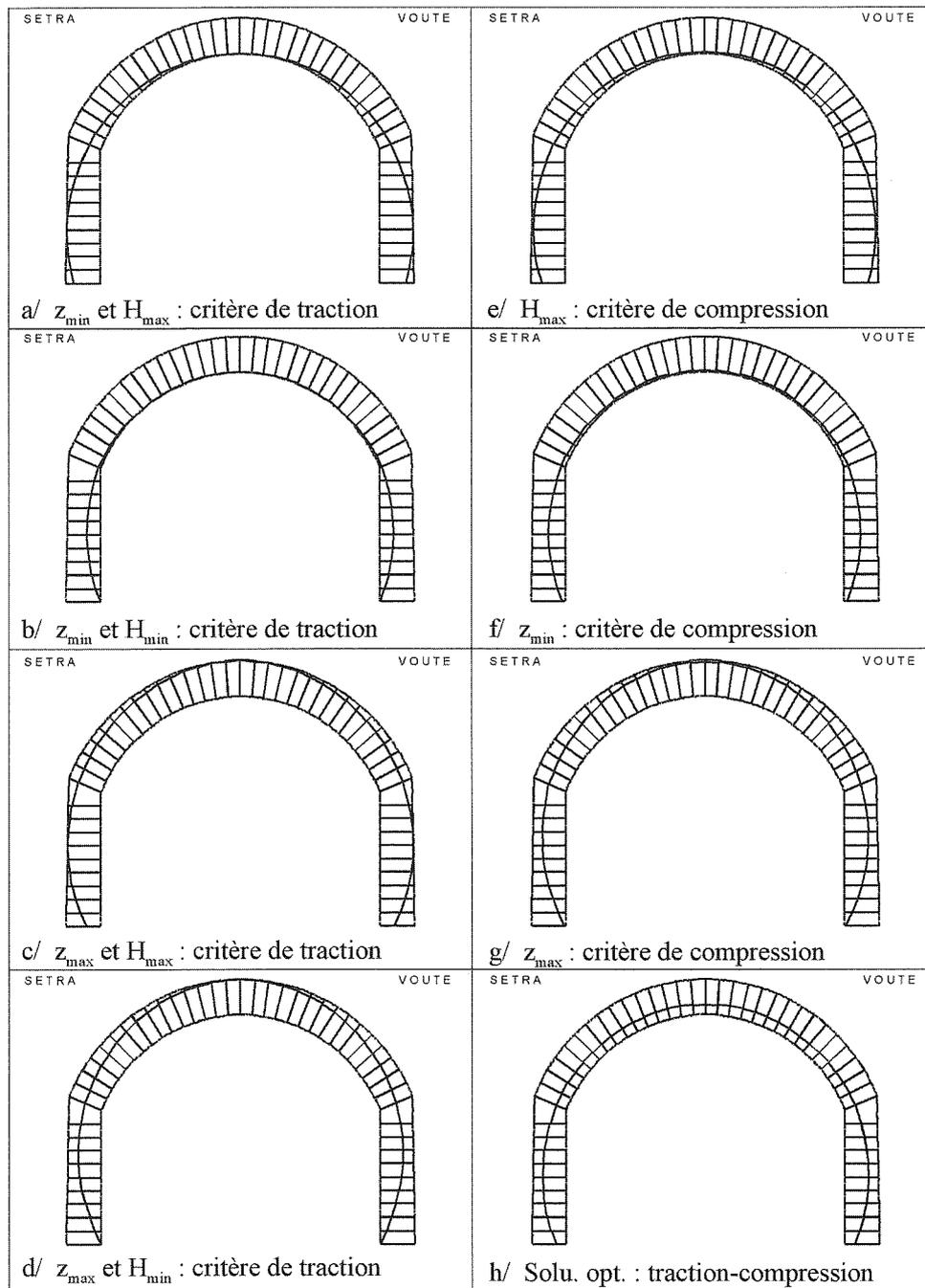


FIG. 11 Position de la ligne des centres de pression pour différents critères de rupture.
Position of the line of the pressure centres for different rupture criteria.

4.2.3 Influence de la hauteur du massif encaissant

La figure 15 donne les valeurs du coefficient de rupture F pour une hauteur du massif encaissant comprise entre sa hauteur choisie comme référence dans cette étude ($h = 19,68$ m) et le toit du tunnel ($h = 6,68$ m). Ces résultats montrent que, quelle que soit la hauteur du massif encaissant, le tunnel demeure stable ($F > 3$). On constate toutefois une forte réduction de F pour $h = 6,68$ m (couverture nulle); le chargement provenant alors seulement du poids propre de la voûte.

4.2.4 Influence de la zone d'application des charges

La figure 16 donne l'évolution du coefficient de rupture F en fonction de l'étendue x_f de la zone d'applica-

tion des charges au-dessus de la voûte correspondant à différentes valeurs de l'angle α (donc la valeur de l'angle de frottement interne ϕ), qui délimite la zone d'influence du tunnel dans le terrain encaissant (la valeur de référence choisie correspondant à $\alpha = \pi/4 + \phi/2$). Les valeurs de F obtenues sont indépendantes de x_f pour $\alpha < 65^\circ$ ($x_f > 4,47$ m). Si toutefois on considère le cas d'une charge d'étendue limitée au-dessus de la voûte, on peut arriver à une réduction importante de F , qui commence à diminuer à partir de $x_f < 4,47$ m et s'annule pour $x_f = 4,3$ m. Ces résultats montrent que le tunnel devient instable pour $x_f < 4,44$ m ($F < 3$). Cette forte réduction de la valeur de F résulte vraisemblablement de la perte de confinement latéral des piédroits du tunnel qui lui est associée. La figure 17 donne les lignes des centres de pression pour quelques valeurs

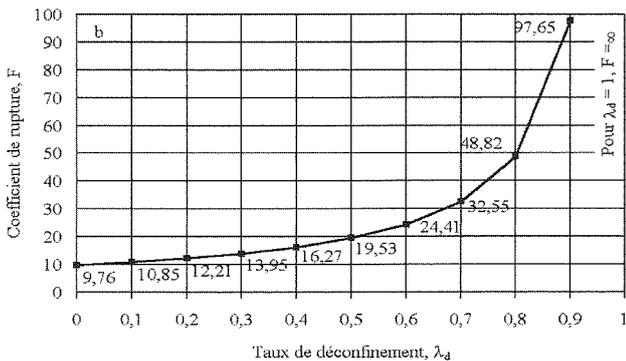
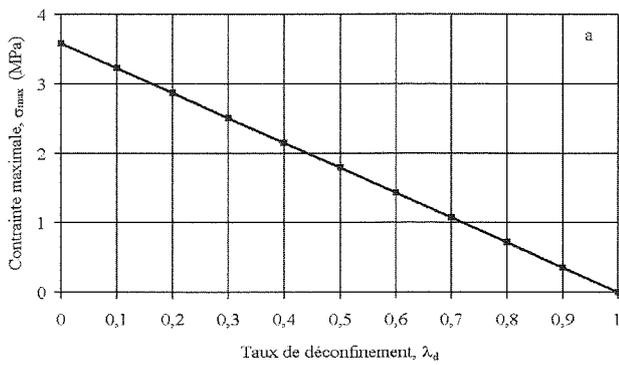


FIG. 12 Évolution de la contrainte normale maximale σ_{max} sollicitant le tunnel (a) et du coefficient de rupture F (b) en fonction du taux de déconfinement λ_d .
Evolution of the maximal normal stress σ_{max} applied on the tunnel (a) and of the yield coefficient F (b) according to the decompression ratio λ_d .

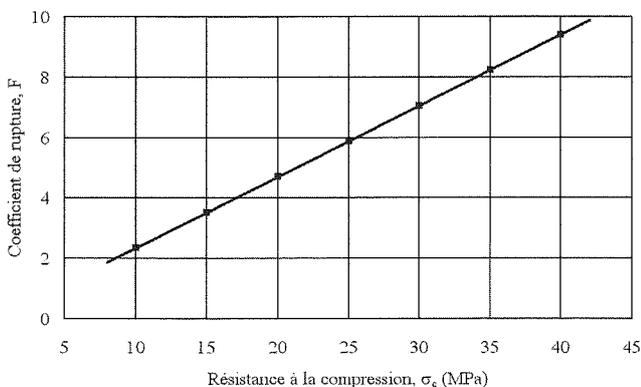


FIG. 13 Influence de la résistance à la compression du revêtement sur le coefficient de rupture.
Influence of the resistance to the compression of the coating on the yield coefficient.

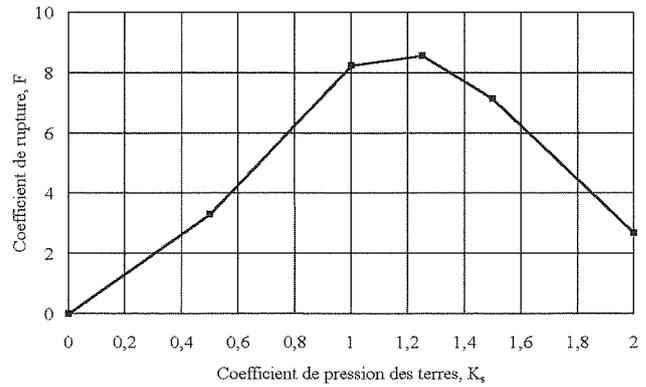


FIG. 14 Influence du coefficient de pression des terres sur le coefficient de rupture.
Influence of the coefficient of earth pressure on the yield coefficient.

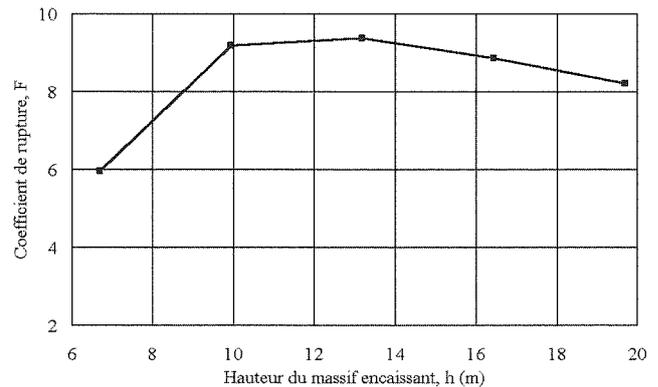


FIG. 15 Influence de la hauteur du massif encaissant sur le coefficient de rupture.
Influence of the height of the surrounding ground on the yield coefficient.

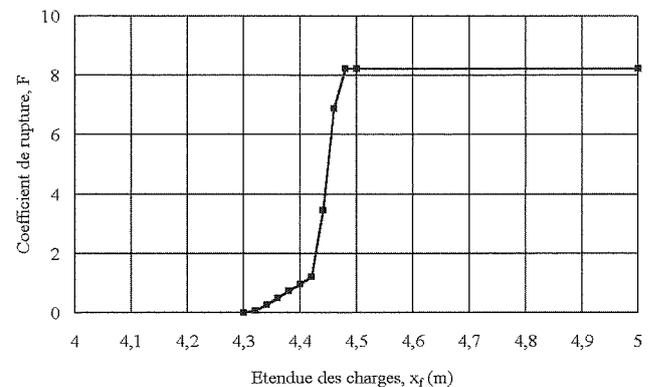


FIG. 16 Influence de l'étendue des charges sur le coefficient de rupture.
Influence of the load extent on the yield coefficient.

de l'étendue des charges x_f et les valeurs du coefficient de rupture F correspondantes. On peut observer que le point de passage de ces lignes à la clé et aux naissances est d'autant plus proche de l'extrados que F est faible (zones de traction).

On notera par ailleurs que l'application d'une charge latérale équivalente à l'action du massif encaissant conduit à la stabilité du tunnel ($F = 8,28$), quelle que soit la valeur de l'étendue des charges x_f comprise entre 4,3 m (étendue correspondant à $F = 0$) et 4,5 m (demi-largeur du tunnel). Ce résultat confirme l'effet de confinement du massif encaissant sur les piédroits du tunnel.

5. Conclusion

Cette étude avait pour finalité de vérifier par le calcul à la rupture la stabilité d'un tunnel en forme de voûte creusé dans un massif calcaire, puis revêtu d'une couche de béton non armé. Elle a permis dans une première étape de comparer les prévisions de stabilité du tunnel par le calcul à la rupture à celles données par le calcul en plasticité avec un critère de type Mohr-Coulomb. La comparaison des résultats obtenus montre que les deux approches concluent à la stabilité du tunnel. Le calcul en plasticité permet néanmoins de tenir

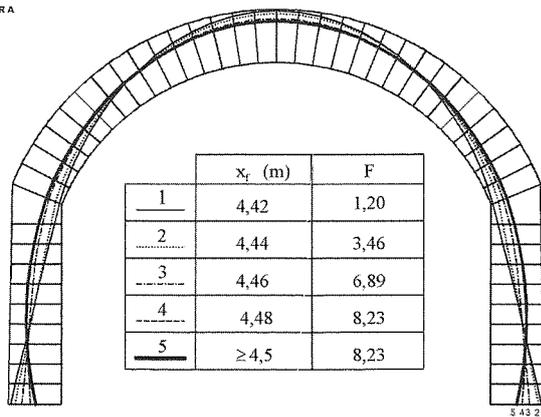


FIG. 17 Lignes des centres de pression pour quelques valeurs de l'étendue des charges.

Lines of the pressure centres for some values of the load extent

compte de la redistribution des contraintes avant la pose du soutènement et conduit par conséquent à des valeurs du coefficient de rupture F supérieures à celles données par le calcul à la rupture. Ainsi, pour $\lambda_d = 0$ (ce qui constitue l'hypothèse adoptée implicitement dans le calcul à la rupture), la valeur de F donnée par le calcul en plasticité est supérieure à celle obtenue par le calcul à la rupture.

Cette étude a permis dans une seconde étape d'analyser l'influence de certains paramètres géométriques et mécaniques sur le coefficient de rupture qui caractérise la stabilité du tunnel. Les résultats obtenus font apparaître que deux paramètres sont prépondérants : le coefficient de pression des terres K_s et l'étendue de la zone d'application des charges x_r . Ces deux facteurs interviennent par l'intermédiaire de la poussée des terres sur les piédroits du tunnel. Lorsque la poussée des terres n'est pas assez importante (K_s trop petit ou x_r trop faible) ou trop importante (K_s trop grand), le tunnel est instable. En effet, quand la pression latérale exercée par le massif encaissant contre les piédroits du tunnel est insuffisante, ces derniers ne peuvent résister aux efforts exercés en clé de voûte. Quand elle est trop importante, ils s'effondrent. Les résultats des calculs concluent par ailleurs que la hauteur du terrain de couverture intervient dans une moindre mesure dans la stabilité du tunnel et que le coefficient de rupture augmente linéairement avec la résistance à la compression du béton de revêtement.

REMERCIEMENTS

Cet article est extrait d'une étude menée au Laboratoire central des ponts et chaussées conjointement avec le bureau SIMEC-SOL et a bénéficié de l'appui de MM. E. Leca et Ph. Mestat.

Bibliographie

- CESAR-LCPC – Mode d'emploi. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, Section des modèles numériques, Service de mécanique. Version 3.2.1, 1992.
- Coussy O., Salençon J. – Analyse de la stabilité des ouvrages en terre par le calcul à la rupture. *Annales des ponts et chaussées*, 4^e trimestre, 1979, p. 7-35.
- Delbecq J.-M. – Analyse de la stabilité des voûtes en maçonnerie par le calcul à la rupture. *Journal de mécanique théorique et appliquée*, vol.1 (1), 1982, p. 91-121.
- Mestat Ph. – *Lois de comportement des géomatériaux et modélisation par la méthode des éléments finis*. Études et recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées, série géotechnique, GT 52, 1993, 192 p.
- Mestat Ph. – *Validation du progiciel CESAR-LCPC en comportement mécanique non linéaire*. Vol. 1 : Fondations superficielles et tunnels. Études et recherches des Laboratoires des Ponts et chaussées, série géotechnique, GT 58, 1994, 176 p.
- Panet M. – *Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement*. Presses des Ponts et Chaussées, Paris, 1995, 182 p.
- Salençon J. – *Calcul à la rupture et analyse limite*. Presses des Ponts et Chaussées, Paris, 1983, 368 p.
- VOÛTE-SETRA. – *Manuel de référence*. Service d'études techniques des routes et autoroutes, Bagnaux, Département des ouvrages d'art. Version 1.0, 1993.