

DIMENSIONNEMENT DES REVETEMENTS DE TUNNELS : REACTIONS HYPERSTATIQUES OU ELEMENTS FINIS ?

TUNNEL LINING DESIGN: HYPERSTATIC REACTIONS OR FINITE ELEMENTS?

Nicolas BERTHOZ¹, Sébastien BOUTEILLE¹, Wassim MOHAMAD¹, Didier SUBRIN¹

¹ Centre d'Etudes des Tunnels (CETU), Bron, France

RÉSUMÉ – La méthode des réactions hyperstatiques et celle des éléments finis sont appliquées à une géométrie classique de revêtement de tunnel. Les études paramétriques réalisées permettent de mieux cerner les hypothèses clés ainsi que la cohérence de ces approches et d'en tirer quelques préconisations pour la pratique.

ABSTRACT – Hyperstatic reactions and finite elements methods are applied to a conventional tunnel lining geometry. The parametric studies carried out make it possible to better define the key hypotheses and consistency of both approaches and to draw some recommendations for practice.

1 Introduction

De nos jours, la méthode des éléments finis (MEF) est couramment utilisée pour dimensionner le revêtement des tunnels. Cette méthode permet de représenter explicitement le terrain, le soutènement et le revêtement dans un unique modèle, de leur attribuer des lois de comportement complexes et de prendre en compte le phasage réel de construction. Ces dispositions permettent de prendre en compte au mieux les phénomènes d'interaction terrain-structure.

La méthode des réactions hyperstatiques (MRH) est une méthode plus ancienne dans laquelle seule la structure est modélisée. L'action du terrain est prise en compte sous la forme d'un champ de pression (charge dite « active ») et de ressorts modélisant la réaction du terrain face à la déformation de la structure (charges dites « passives »). La prise en compte simplifiée des phénomènes d'interaction terrain-structure imposée par cette méthode rend son usage plus discutable. Toutefois celle-ci reste utilisée dans la pratique courante compte-tenu de sa facilité de mise en œuvre.

L'AFTES a publié une recommandation dès 1976 sur ces deux méthodes (AFTES, 1976). Des calculs comparatifs ont été réalisés dans deux cas extrêmes : le cas d'un tunnel peu profond dans un terrain meuble, et celui d'un tunnel profond dans un terrain rocheux. Les auteurs ont conclu que « l'approximation fondamentale de la méthode des réactions hyperstatiques (...) est d'autant moins grave que la participation relative du terrain à la stabilité de l'ensemble terrain-revêtement est plus faible ». Cette conclusion a conduit les auteurs à borner l'utilisation de la méthode des réactions hyperstatiques :

- (i) aux tunnels de profondeur moyenne ($1.5 < H/D < 5$ où H est la profondeur de l'axe du tunnel, et D son diamètre),
- (ii) aux revêtements rigides par rapport au terrain ($\beta < 200$ où β est un coefficient adimensionnel exprimant le rapport des rigidités du terrain et du revêtement).

L'étude AFTES (1976) ne comporte cependant pas d'études paramétriques suffisantes pour cerner les influences des différents paramètres d'entrée de chacune des deux méthodes de calcul. De plus, les calculs aux éléments finis réalisés ne sont pas phasés : un déconfinement total est directement imposé en intrados du système composite revêtement / terrain. L'usage actuel de la MEF décrit au §2.2 repose sur un déconfinement partiel du terrain avant la pose du soutènement conformément à la

méthode convergence/confinement (Panet, 1995) et intègre les effets différés du terrain pour mettre en charge le revêtement.

Plus récemment, Do *et al.* (2014) et Kroetz *et al.* (2018) ont étudié, par la méthode des réactions hyperstatiques, les sollicitations dans le revêtement d'un tunnel circulaire. Les études paramétriques réalisées ont notamment quantifié l'influence de la rigidité du revêtement, du poids volumique du terrain et du coefficient de pression des terres au repos K_0 sur les sollicitations dans le revêtement.

Les deux publications précédentes ne comportent pas de comparaison des résultats des calculs par la méthode des réactions hyperstatiques effectués avec des calculs aux éléments finis réalisés « conformément aux règles de l'art actuelles », *i.e.* prenant en compte explicitement le phasage de construction.

Cette communication a pour objectif de réaliser des calculs comparatifs sur une géométrie type de revêtement de tunnel. Ceux-ci permettent d'identifier les différents mécanismes de déformation induits dans les éléments de structure par la mise en œuvre de l'une ou l'autre de ces méthodes de calcul. Des études paramétriques permettent de quantifier l'influence de chaque paramètre (profondeur de l'ouvrage, déformabilité et résistance du terrain, distance de pose du soutènement par rapport au front de taille, condition d'interface soutènement / revêtement, ...) sur l'amplitude et la répartition des efforts dans le revêtement. Des préconisations relatives au domaine d'emploi et aux paramètres-clés de chaque méthode de calcul en sont déduites.

2 Hypothèses de modélisation

2.1 Présentation du cas de référence

La géométrie du soutènement et du revêtement en section transversale ainsi que les hypothèses mécaniques associées sont inspirées du tunnel de Toulon. La profondeur de l'axe du tunnel H est fixée à 30 m. Le revêtement en béton non armé présente une géométrie en 3 rayons, avec une épaisseur variant de 50 cm en clé 90 cm en radier (Figure 1). Celui-ci est supposé élastique linéaire isotrope avec les paramètres indiqués en Figure 1 pour le calcul des sollicitations. Le calcul des sollicitations est effectué sans coefficients de sécurité partiels. La justification du revêtement est ensuite effectuée, à l'ELU, conformément aux règles applicables au béton non armé (AFTES, 1998).

Le soutènement est composé de profilés métalliques HEB 180 espacés de 1.5 m et de 25 cm de béton projeté. L'ensemble est modélisé sous la forme d'un unique matériau homogène de rigidité équivalente en flexion et en compression au soutènement composite. Ce soutènement est posé en moyenne à 1.5 m du front de taille (0,75 à 2,25 au cours du cycle) ce qui correspond à un taux de déconfinement λ_d de 0.7 lors de la pose du soutènement (Panet, 1995).

Le terrain est supposé de comportement élastique linéaire isotrope parfaitement plastique régi par le critère de Mohr-Coulomb dont les paramètres sont indiqués en Figure 1. Le tunnel est supposé hors nappe. Un glissement parfait est considéré à l'interface soutènement / revêtement en raison de la géomembrane d'étanchéité.

2.2 Hypothèses du modèle aux éléments finis

Les calculs aux éléments finis sont réalisés en déformations planes, pour une demi-largeur du modèle en raison de la symétrie du problème. Le code de calcul utilisé est César-LCPC (ITECH). Le modèle construit comporte des éléments volumiques à 8 nœuds pour simuler le terrain, le soutènement et le revêtement ainsi que des éléments de contacts à 6 nœuds à l'interface soutènement / revêtement. Le maillage retenu après

analyse comporte 23383 éléments à interpolation quadratique (Figure 2a). Le phasage des calculs est le suivant :

- Phase 1 : Initialisation des contraintes géostatiques,
- Phase 2 : Excavation, via la désactivation des éléments excavés et application d'un taux de déconfinement λ_d en paroi,
- Phase 3 : Pose du soutènement, application de son poids propre, et finalisation du déconfinement,
- Phase 4 : Pose du revêtement, application de son poids propre et activation de l'interface (glissante dans le cas de référence) entre le soutènement et le revêtement,
- Phase 5 : Calcul à long terme, via l'affectation des propriétés à long terme du terrain ($E_{T,LT}$) et du revêtement ($E_{R,LT}$), la dégradation du soutènement (caractéristiques mécaniques égales à celles du terrain à long terme) et l'application du chargement σ_d sur le terrain (eq 1), où σ_1 et σ_4 représentent les champs de contraintes calculés dans le terrain à l'issue des phases de calcul n°1 et 4. Ce chargement permet la prise en compte, de manière simplifiée, du fluage du terrain à long terme.

$$\sigma_d = \frac{E_{T,LT} - E_{T,CT}}{E_{T,CT}} \cdot (\sigma_4 - \sigma_1) \quad (1)$$

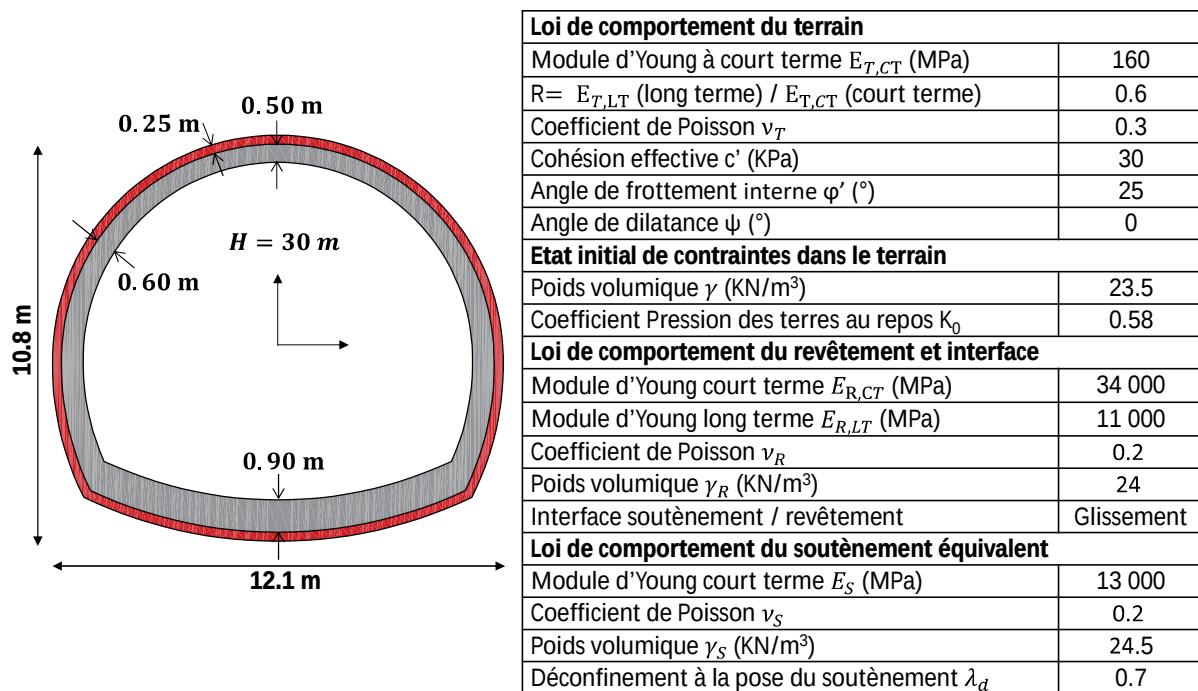


Figure 1: Hypothèses géométriques et mécaniques du cas de référence étudié.

2.3 Hypothèses du modèle aux réactions hyperstatiques

Le calcul aux réactions hyperstatiques est effectué grâce au logiciel de calcul à barres ST1 (CEREMA). Le revêtement est modélisé sous la forme d'une poutre de section variable (Figure 2b). Après étude de maillage, une discrétisation en 130 éléments est retenue. Les caractéristiques mécaniques attribuées à cette poutre sont celles à long terme du revêtement (γ_R , ν_R , $E_{R,LT}$). Le soutènement n'est pas modélisé.

La charge active verticale P_v est exprimée en fonction de la distance B entre les surfaces de cisaillement du mécanisme de rupture de Terzaghi (AFTES, 1976). Cette largeur B est égale à 21.5 m dans le cas étudié, lorsqu'on considère des plans de

glissement naissant à la jonction piédroit / radier et inclinés d'un angle $\pi/4 + \varphi'/2$ par rapport à l'horizontale. L'épaisseur de couverture C du tunnel (24 m) étant voisine de la largeur B, AFTES (1976) recommande de ne pas tenir compte des effets de voûte se développant dans la couverture, et donc de retenir :

$$P_v = \gamma \cdot B = P_{v,ref} = 510 \text{ kPa} \quad (2)$$

Notons que la prise en compte des effets de voûte conduit à une valeur beaucoup plus faible de la charge active P_v :

$$P_v = \frac{B}{2 \cdot \tan \varphi'} \cdot \left(\gamma - \frac{2 \cdot c'}{B} \right) \cdot \left(1 - e^{-\frac{2 \cdot c' \cdot \tan \varphi'}{B}} \right) = 310 \text{ kPa} \quad (3)$$

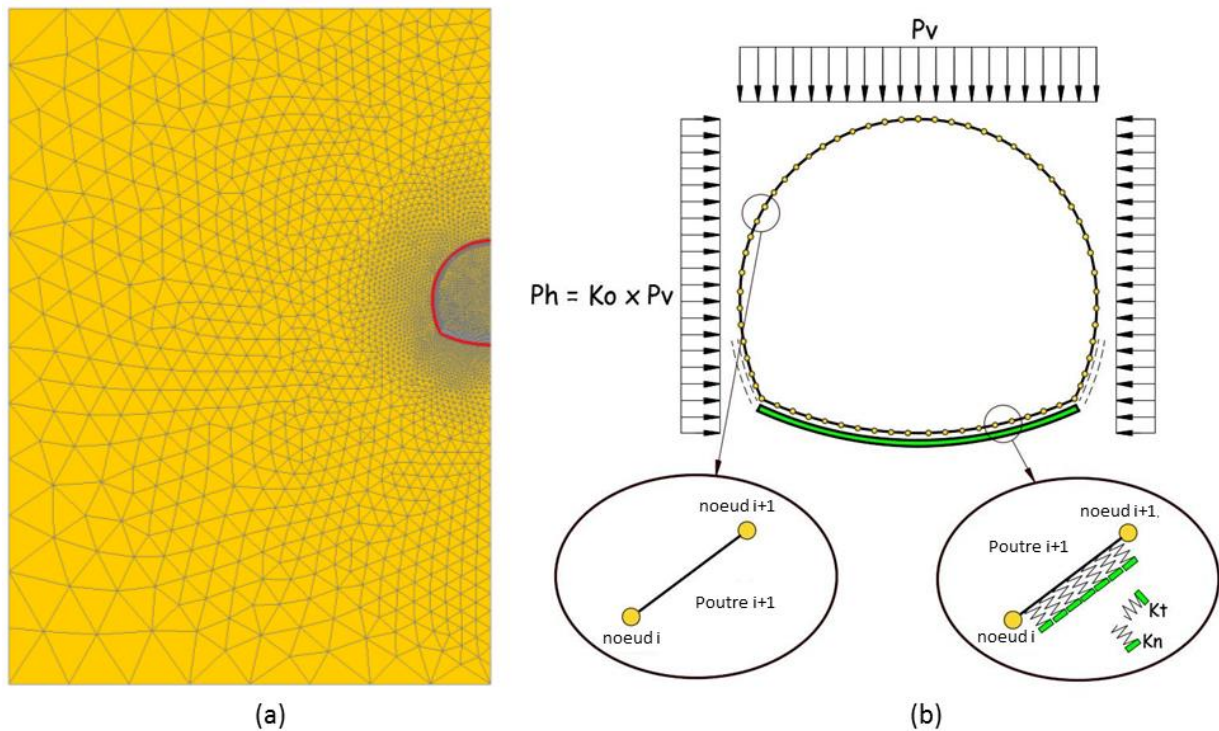


Figure 2 : (a) modèle aux éléments finis, (b) modèle aux réactions hyperstatiques.

La charge active horizontale P_h est considérée constante et exprimée en fonction du coefficient de pression des terres au repos conformément à AFTES (1976) :

$$P_h = K_0 \cdot P_v = 296 \text{ kPa} \quad (4)$$

Les charges passives (ressorts modélisant la réaction du terrain) sont exprimées sous la forme d'un ressort radial K_n et d'un ressort tangentiel K_t . Les ressorts K_n sont supposés ne travailler qu'en compression. La rigidité radiale est exprimée grâce à la courbe de convergence d'un tunnel circulaire (de rayon R), non soutenu, creusé dans un terrain homogène élastique linéaire isotrope :

$$K_n = \frac{E_{T,LT}}{(1 + \nu_T) \cdot R} \quad (5)$$

Dans le cas de référence, une rigidité tangentielle nulle ($K_t = 0$) est considérée compte-tenu de la présence de l'étanchéité. L'ensemble de ces hypothèses est conforme à AFTES (1976) et à la pratique actuelle.

3 Analyse des résultats

3.1 Comparaison pour les hypothèses « de référence »

Notons tout d'abord qu'en voûte, les pressions exercées sur le revêtement calculées par le modèle aux éléments finis (MEF) sont inférieures à celles considérées dans le calcul aux réactions hyperstatiques (Figure 3). Les valeurs issues du modèle aux éléments finis ($P_v \approx 300$ kPa) sont très proches de celles calculées en considérant le mécanisme de Terzaghi ($P_v \approx 310$ kPa) avec prise en compte de l'effet de voûte.

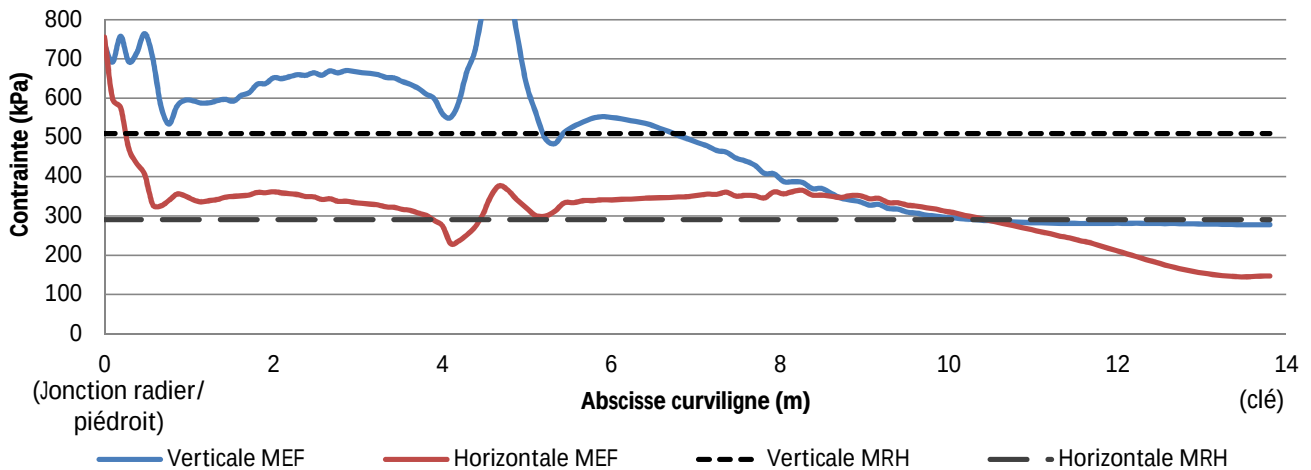


Figure 3 : Contraintes verticales et horizontales exercées sur l'extrados du revêtement.

En piédroit, la contrainte horizontale calculée par le modèle MEF est légèrement supérieure à celle considérée dans le modèle MRH ($K_0 \cdot \gamma \cdot B$).

Les hypothèses préconisées par AFTES (1976), sans prise en compte de l'effet de voûte, conduisent par conséquent à surestimer fortement les contraintes verticales exercées sur le revêtement en voûte, et à sous-estimer légèrement les contraintes horizontales exercées en piédroit.

Ce constat se traduit par une déformation beaucoup plus importante du revêtement lorsque l'approche MRH est utilisée comme en attestent les valeurs de déplacements indiquées sur la Figure 4 (convergence diamétrale égale à 105 mm dans le cas MRH contre 21 mm dans le cas MEF).

Les sollicitations calculées dans les différentes sections du revêtement sont comparées au diagramme des sollicitations admissibles, à l'Etat Limite Ultime, par du béton non armé de résistance $f_{c28} = 30$ MPa conformément à AFTES (1998). Conformément aux déformations plus importantes du revêtement présentées précédemment, les efforts normaux N et les moments fléchissants M sont significativement plus importants dans le cas du calcul aux réactions hyperstatiques (MRH) que dans le calcul aux éléments finis (Figure 5). Si le calcul MRH est retenu pour le dimensionnement, davantage de sections du revêtement doivent être ferrillées, et un ferrailage plus important par section est nécessaire.

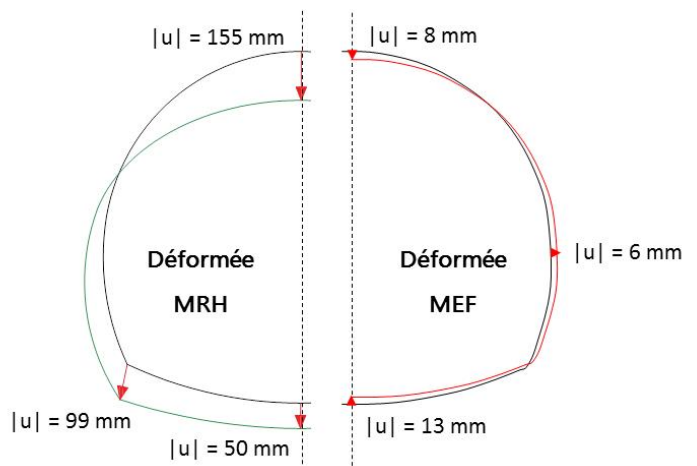


Figure 4 : Déformées de la fibre moyenne du revêtement avec les hypothèses « de référence ».

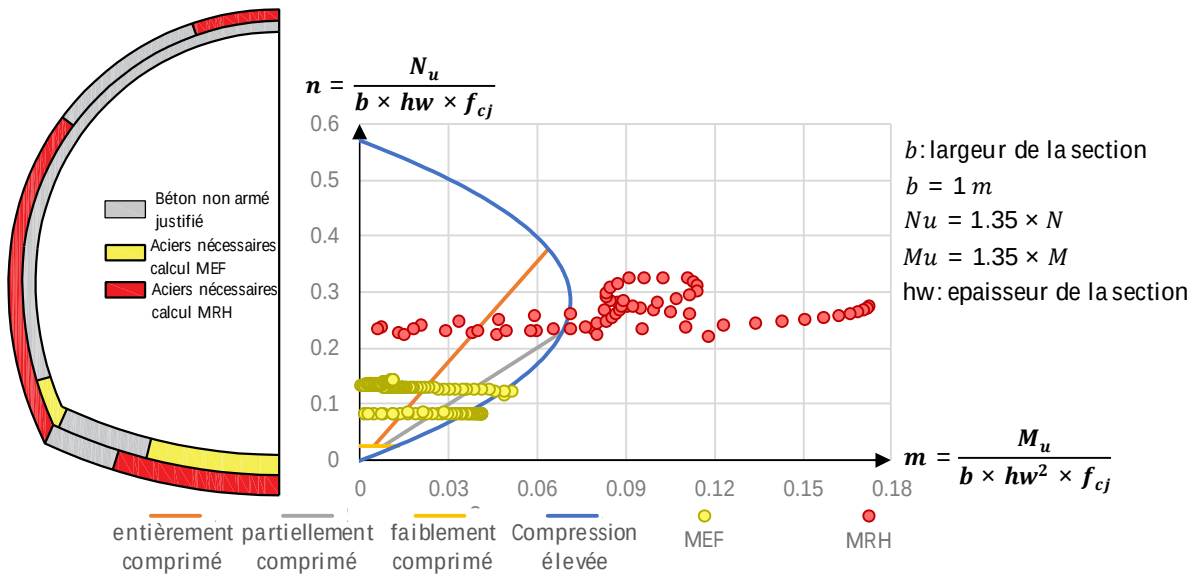


Figure 5 : Localisation des sections du revêtement non justifiées en l'absence d'acier.

3.2 Influence de l'interface terrain / revêtement et de la profondeur du tunnel sur l'écart entre MRH et MEF

La Figure 6 présente les sollicitations au milieu du radier pour différents cas de calcul. Cette section, la plus sollicitée, est également représentative des tendances observées dans le reste du revêtement (voûte et piédroit).

Avec les hypothèses « de référence » (interface glissante et $P_v = \gamma \cdot B$), la surestimation des sollicitations associée à la méthode des réactions hyperstatiques (MRH) est de l'ordre de 3 à 4 par rapport au calcul aux éléments finis (MEF). Considérer une charge active P_v issue de l'équation (3) au lieu de $\gamma \cdot B$ réduit l'écart entre MEF et MRH à un facteur 2 environ pour la profondeur de tunnel étudiée ($H = 30 \text{ m}$).

Les sollicitations dans la section étudiée du radier sont 1.5 à 2 fois plus faibles dans le cas d'une adhérence parfaite soutènement / revêtement que dans le cas d'un glissement parfait. Cette tendance est vraie avec les deux méthodes, avec un écart entre MEF et MRH similaire. Notons qu'une incertitude réside dans le choix de la raideur tangentielle K_t à considérer pour tendre vers une condition d'adhérence parfaite. Les deux cas étudiés ($K_t = K_n / 2$ et $K_t = K_n$) montrent que, dans le cas présent, l'accord avec le calcul MEF est assez bon en considérant $K_t = K_n / 2$ et P_v issue de l'équation (3).

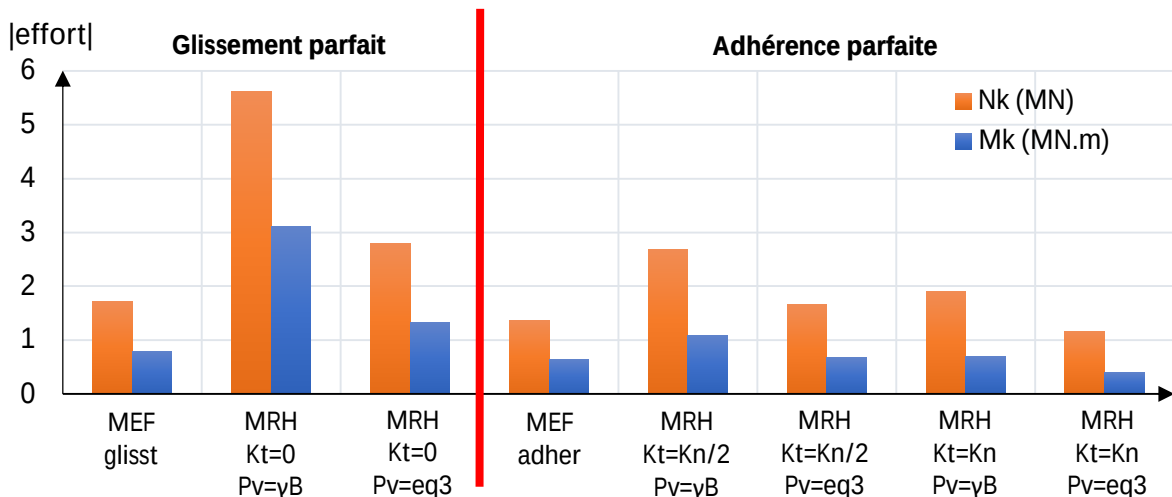


Figure 6 : Sollicitations au centre du radier pour différents cas de calcul

Les calculs aux éléments finis montrent également que les sollicitations dans le revêtement (effort normal N et moment fléchissant M) évoluent de manière proportionnelle avec la profondeur et avec un même coefficient. A contrario, la charge active P_v considérée dans le cas MRH calculée par le mécanisme de Terzaghi n'augmente plus à partir d'une certaine profondeur (de l'ordre de $3.B$ pour un angle de frottement de 25°). En conséquence, la méthode des réactions hyperstatiques n'est pas pertinente au-delà d'une profondeur H de l'ordre de $3.B$, soit environ $5.D$). Cet ordre de grandeur est cohérent avec celui indiqué dans AFTES (1976).

3.3 Influence des caractéristiques mécaniques du terrain

Des études paramétriques sont réalisées sur les paramètres mécaniques principaux des deux modèles à partir du cas de référence. Dans le cas du calcul par la méthode des réactions hyperstatiques (MRH), des variations de $\pm 30\%$ de P_v , K_0 et K_n sont successivement étudiées. Dans le cas du calcul par la méthode des éléments finis (MEF), des variations de $\pm 30\%$ de $E_{T,CT}$, $R = E_{T,LT} / E_{T,CT}$, K_0 , c' , ϕ' et λ_d sont étudiées. L'ensemble de ces paramètres est défini en Figure 1.

Les résultats sont présentés en termes de variation des efforts normaux N et moments fléchissants M dans la section centrale du radier, par rapport au cas de référence (efforts notés M_{ref} et N_{ref}).

Ces calculs montrent que, dans le cas du calcul aux réactions hyperstatiques, le chargement vertical (P_v) est le paramètre dont l'influence est la plus forte : une augmentation de ce paramètre de 30% entraîne une augmentation de M et N au centre du radier de la même amplitude (Figure 7a et b). Le constat effectué au paragraphe précédent sur l'importance de cette hypothèse dans la MRH (*i.e.* considérer ou non les effets de voûte dans le terrain) est conforté. Les négliger peut être une hypothèse fortement sécuritaire. Cette hypothèse n'est jamais effectuée avec le modèle MEF.

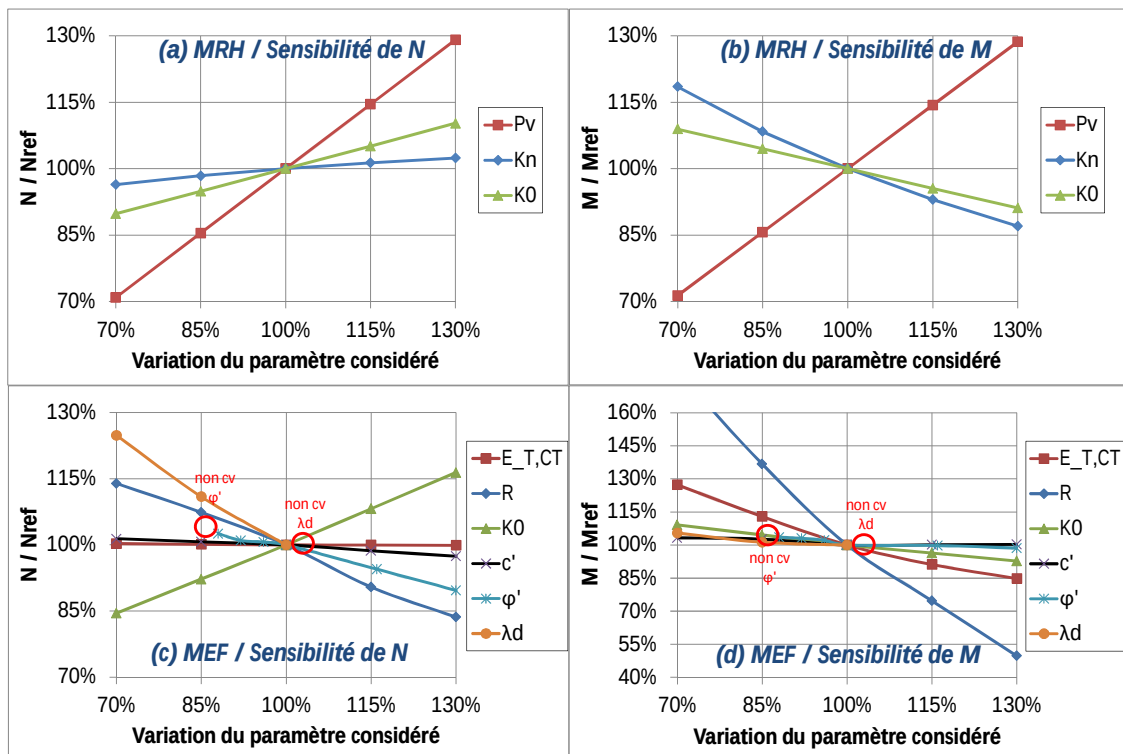


Figure 7 : Influences respectives des différents paramètres des modèles sur les sollicitations dans la section la plus sollicitée du revêtement (au centre du radier).

Dans le cas du calcul aux éléments finis, le chargement du revêtement est induit principalement par le « fluage » du terrain (passage de $E_{T;CT}$ à $E_{T;LT} = R.E_{T;CT}$) sous la variation de contrainte entre l'état initial et l'état final (directement fonction du taux de déconfinement avant la pose du soutènement λ_d). R et λ_d apparaissent par conséquent comme deux paramètres importants du problème. Par exemple, une diminution de R de 30 % (de 0.6 à 0.42 par exemple) se traduit par une augmentation de N de 15 % et une augmentation de M de 80 % (Figure 7c et d). A ratio R constant, une modification de $E_{T;CT}$ a également un effet, mais d'amplitude plus limitée.

L'effet du coefficient de pression des terres au repos K_0 sur les sollicitations calculées est également significatif. Pour les deux méthodes (MRH et MEF), une diminution de K_0 de 30% se traduit par une diminution de l'effort normal N et une augmentation du moment fléchissant M de 10 à 15%.

L'influence de la rigidité radiale K_n dans le calcul MRH est du même ordre que celle de K_0 . Utiliser des ressorts élastoplastiques (Do *et al.*, 2014) peut à ce titre être intéressant.

Les paramètres de résistance au cisaillement (c' et ϕ') influent peu sur les sollicitations au centre du radier dans le calcul MEF, même lorsque le terrain est proche de la rupture.

4 Conclusions

Cet article a comparé deux modèles (MRH et MEF) pour une géométrie classique de revêtement de tunnel. Conceptuellement, ces deux modèles sont différents. Le calcul des sollicitations introduit dans le modèle MRH est basé sur un mécanisme de rupture, et les actions et réactions du sol sont découplées de manière artificielle. L'interaction entre le terrain et le revêtement est par contre modélisée de manière globale dans le calcul aux éléments finis, via une approche « en déformations ».

Les études paramétriques réalisées ont permis d'illustrer les importances majeures de $R = E_{T;LT} / E_{T;CT}$ et λ_d sur les sollicitations calculées par la méthode des éléments finis (MEF). Dans le cas du calcul aux réactions hyperstatiques (MRH), la charge verticale P_v est le paramètre clé du problème : négliger les effets de voûte pour les faibles couvertures peut s'avérer très sécuritaire mais en tenir compte doit s'appuyer sur une analyse fine du contexte géologique et de l'agencement des terrains en voûte de l'ouvrage. A contrario, au-delà d'une profondeur H de l'ordre de $5.D$, les sollicitations introduites dans le calcul MRH sont sous-estimées.

Moyennant un choix éclairé des paramètres, ces deux méthodes de calcul restent toutefois toutes deux dignes d'intérêt.

5 Références

AFTES (1976). Réflexions sur les méthodes usuelles de calcul du revêtement des souterrains, GT7 R2F1, Tunnels et Ouvrages Souterrains, 14, 139-164.

AFTES (1998). L'utilisation du béton non armé en tunnel, Recommandation GT7 R5F1, Tunnels et Ouvrages Souterrains, 149, 387-395.

Do N.A., Dias D., Oreste P., Djeran-Maigre I. (2014). The Behaviour of the Segmental Tunnel Lining Studied by the hyperstatic reaction method, EJECE, 18-4, 489-510.

Kroetz H.M., Do N.A., Dias D., Beck A.T. (2018). Reliability of tunnel lining design using the hyperstatic reaction method, TUST, 77, 59-67.

Panet, Marc. 1995. Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement.