# Calcul des tunnels au tunnelier

Résumé

Le présent article décrit les phénomènes d'interaction sol-tunnelier-revêtement qui interviennent lors du creusement d'un tunnel à l'aide d'un tunnelier fonctionnant en mode fermé. Il analyse les raisons pour lesquelles les méthodes classiques de calcul de tunnel sont inadaptées à ce mode de creusement. Il décrit le concept de coefficient d'efficacité du confinement développé par les auteurs et la manière dont celui-ci s'inscrit dans une procédure de maîtrise des tassements, qui va des études préliminaires jusqu'au suivi de la réalisation.

Mots-clés : tunnel, tunnelier, tassement, revêtement, bourrage, calcul.

# Bored tunnels calculations

Abstract

The present paper describes the interactions between soil, tunnel boring machine (TBM) and lining, during excavation with a closed mode TBM. It analyses the reasons why classical computation methods are not adapted to this type of works. It describes the concept of confinement efficiency coefficient developed by the authors and the way it is used within a global settlement control procedure, from preliminary design to in situ monitoring.

Key words: tunnel, tunnel-boring-machine (TBM), settlements, lining, grout, calculations.

# P. ARISTAGHES P. AUTUORI

Bouygues TP Challenger 78065 Saint-Quentin-en-Yvelines

NDLE: Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 30 juin 2002.



Le calcul des tunnels traditionnels se fait classiquement à l'aide de modélisations bidimensionnelles, la progression du creusement et la mise en place différée du soutènement étant prises en compte par l'intermédiaire de modèles tels que celui du taux de déconfinement, d'autant plus élevé que l'on s'éloigne du front de taille. Quant au revêtement, il est simplement représenté par la raideur avec laquelle il réagit à la convergence du terrain à partir de l'instant où il est supposé plaqué contre lui.

Dans le cas des tunnels creusés à l'aide de boucliers pressurisés, ce schéma n'est plus applicable tel quel. En effet, le taux de déconfinement n'est plus fonction de la seule distance au front, mais aussi de la pression de confinement appliquée devant le tunnelier, et autour de la jupe dans le cas d'un confinement à la boue. De plus, le revêtement n'est pas directement plaqué contre le terrain, mais relié à celui-ci par l'intermédiaire d'un produit de remplissage du vide annulaire injecté sous pression.

Le calcul de ce type de tunnel nécessite donc une adaptation du schéma de calcul traditionnel, afin de rendre compte de ces deux différences. Un schéma possible, développé par Bouygues TP à l'occasion de récents projets et sur la base d'expérimentations *in situ*, est proposé dans le présent article.

# Interactions tunnelier-terrainrevêtement

#### 2.1

2

### Mode d'application du confinement

Si l'on excepte les tunneliers conçus pour travailler dans le rocher en mode ouvert, qui sont assimilables, du point de vue du calcul, à des ouvrages creusés en traditionnel, les tunneliers ne se limitent pas à excaver et à installer un revêtement à distance constante du front : ils appliquent également une pression de confinement sur le front et éventuellement à la périphérie de leur jupe, ainsi qu'une pression de bourrage entre terrain et revêtement.

La pression de confinement au front  $P_f$  peut s'exercer de différentes manières, selon le type de tunnelier : pression d'air comprimé, pression de boue ou pression de terre.

Dans des terrains ayant une cohésion d'ensemble sur la hauteur du front, cette pression au front peut avoir pour seule fonction d'empêcher les venues d'eau, auquel cas il suffit de la fixer à la valeur de la pression hydrostatique u (au niveau de la clé du tunnel dans le cas d'un soutènement à pression de boue ou de terre, en pied de tunnel dans le cas de l'air comprimé).

Si la stabilité du terrain n'est pas assurée par les seules caractéristiques de résistance du terrain, la pression au front P, doit non seulement compenser la pression d'eau u, mais doit être telle que la surpression

 $P'_f = P_f - u$  soit suffisante pour stabiliser le front de taille (mais pas trop élevée non plus afin d'éviter les risques de soulèvement ou de pertes de fluide).

Dans certains cas, notamment en site urbain, ces deux conditions (imperméabilité et stabilité) ne sont pas suffisantes : le confinement doit aussi assurer la limitation des tassements. La limite inférieure de P'f est alors plus élevée que celle résultant de la seule condition de sécurité vis-à-vis des fontis : elle est fonction de la raideur des terrains, de la profondeur du tunnel et des déformations admissibles en surface ou sur des fondations voisines.

De plus, dans ce type d'environnement sensible, on cherche souvent à obtenir un confinement effectif autour de la jupe également. Il peut s'agir d'un soutènement actif, généralement via de la boue sous pression (qu'il s'agisse de la recirculation de la boue de la chambre d'abattage dans le cas d'un tunnelier à pression de boue avec surcoupe, ou d'une injection radiale spécifique pour d'autres types de machine), ou passif (soit que les convergences du terrain soient importantes à faible distance du front, ce qui n'est pas souhaitable en soi, soit que la surcoupe soit très faible, ce qui peut poser par ailleurs des problèmes de guidage).

2.2

# Efficacité du confinement : pression ou forces d'écoulement ?

#### 2.2.1

#### Importance des phénomènes d'imprégnation

Dans la plupart des cas, on considère que cette surpression P' s'exerce directement sur le front de taille, ce qui suppose que celui-ci constitue une surface imperméable vis-à-vis du fluide de confinement. Or, cette condition n'est pas toujours remplie dans les terrains très ouverts [Mohkam, Bouyat], où la surpression P' se propage dans le terrain sur une certaine distance L (épaisseur du *cake imprégnation*) le long de laquelle la surpression interstitielle  $\Delta$ u décroît de P' à 0 (selon une loi adimensionnelle du type  $\Delta$ u/P' =  $\psi$  (x/L),  $\psi$  étant une fonction convexe valant 1 en 0 et 0 en 1).

Dans ce cas, si l'on se donne la valeur du ratio L/P' et la fonction  $\psi$ , les efforts qui s'opposent à un mécanisme d'effondrement tel que celui représenté ci-dessous ne sont plus égales à l'intégrale Fs de la surpression P' sur la surface du front, mais à l'intégrale Fv des forces volumiques d'écoulement sur le volume grisé de la figure 1 ci-après. Dès lors que le cake va au-delà du volume de terrain susceptible de s'effondrer, comme illustré, il est clair que toute la surpression P' n'est mas mobilisée.

Le programme TUNNELF2, développé par Bouygues TP en 1993 en étendant la méthode de Leca-Dormieux (1990), fondée sur l'analyse de mécanismes de rupture tels que celui représenté ci-dessous, au cas d'un confinement avec imprégnation, met bien en évidence la chute de stabilité à P' constant due à l'augmentation de la longueur d'imprégnation, ou au changement de forme de la fonction  $\psi$ . A la limite, pour de fortes valeurs du ratio L/P', et pour un gradient de pression uniforme ( $\psi$  linéaire), une augmentation de P' à partir d'un certain seuil n'a plus aucun effet sur le coefficient de sécurité : le cake s'allonge proportionnelle-



ment à P', mais les gradients de pression, donc les forces volumiques stabilisatrices, restent constants.

D'où l'importance de savoir estimer cette longueur d'imprégnation, ou de savoir comment la limiter de telle sorte que l'efficacité du confinement ne soit pas trop altérée.

#### 2.2.2

#### Modèle d'imprégnation

Le modèle suivant permet de répondre partiellement au problème précédent, en mettant en évidence l'influence de certains paramètres liés au sol et au fluide de confinement.

Le sol est assimilé à un ensemble de N canaux parallèles par unité de surface, de diamètres D répartis (en nombre) entre un diamètre maximal Do et un diamètre minimal Do/ $\delta$ , selon une densité de répartition  $\phi$  (D). Le nombre de canaux N est relié à la porosité n par la formule :

n = section vide/section totale = ( $\pi$ N/4).I<sub>2</sub>, en notant I<sub>n</sub> =  $\int D^{n}.\phi$  (D) dD

Le fluide est supposé se comporter comme un fluide de Bingham, caractérisé par sa viscosité plastique  $\mu_p$  et son seuil de cisaillement *(yield value)*  $\tau_0$ . L'écoulement d'un tel fluide dans un canal de section D sous un gradient de pression u' est bloqué dès que l'on a : u' <  $4\tau_0$ ./D. Pour des gradients supérieurs, la vitesse du fluide s'écrit :

v = f (u', D) = (D<sup>2</sup>u'/32µ<sub>p</sub>) – ( $\tau_0$ .D/µp).[1 – 16 ( $\tau_0$ /Du')<sup>3</sup>] D'où la vitesse de filtration (débit par unité de surface): V = ∫ ( $\pi$ D<sup>2</sup>/4).f (u', D).N  $\varphi$  (D) dD = (n/I<sub>2</sub>) ∫ D<sup>2</sup>.f (u', D).  $\varphi$  (D) dD

Dans le cas de l'eau pure ( $\tau_0 = 0$ ,  $\mu_p = \mu = \rho v$ , avec  $\rho = 1\,000 \text{ kg/m}^3$  et  $v = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ ), en comparant l'expression précédente à celle de la loi de Darcy (V = k.u'/pg), il vient :  $I_4/I_2 = 32 \text{ kv/ng}$ .

Si l'on suppose que la courbe granulométrique du sol est un segment de droite dans un diagramme logD – W, la densité de probabilité d'un diamètre de grain donné est en D<sup>-4</sup> sur ce segment. Si l'on admet que cette forme de répartition reste valable pour les diamètres de pores entre D<sub>0</sub>/ $\delta$  et D<sub>0</sub>, la relation précédente devient : D<sub>0</sub> = 4 (2 kv\delta/ng]<sup>1/2</sup>. Plus généralement, D<sub>0</sub> = 4.A( $\delta$ ) [2 kv/ng]<sup>1/2</sup>, où A est une fonction croissante du rapport  $\delta$ , qui vaut  $\delta^{1/2}$  dans le cas précédent.

Une condition suffisante de blocage du cake s'obtient en écrivant que le débit est nul jusque dans les plus gros pores (u' =  $4\tau_o/D_o$ ), et en assimilant le gradient u' au rapport entre épaisseur de cake L et surpression au front P' (hypothèse de gradient constant, adaptée aux sols très ouverts, conservative dans les autres cas). Cette condition s'écrit :

$$\frac{L}{P'} = \frac{A}{\tau_0} \sqrt{\frac{2kv}{ng}} \ 450 = \frac{A}{\tau_0} \sqrt{\frac{k}{n}}$$

la seconde expression supposant que L/P' soit exprimé en m/MPa, k en m/s et  $\tau_{\rm o}$  en Pa.

Une analyse des essais au perméamètre effectués dans le cadre du Projet national Tunnel [Mohkam, 1986 et 1987] conduit à un ordre de grandeur pour A compris entre 5 et 10. Cette plage n'est pas remise en cause par les quelques mesures effectuées épisodiquement à l'aide de piézomètres placés devant le front de tunneliers que nous avons pu analyser. Un regroupement des expériences in situ effectuées ici ou là permettrait de confirmer ces premiers résultats, en prenant garde à ce que ce modèle est sans doute conservatif dès lors que la boue peut elle-même contribuer à colmater le terrain.

#### 2.3

# Phénomènes liés au revêtement

On a coutume de modéliser le revêtement comme un anneau en béton plaqué contre le terrain à la sortie de la jupe, à la manière dont on modélise les soutènements en traditionnel.

En réalité, cette modélisation n'est pas adaptée aux tunneliers à confinement, du fait des propriétés rhéologiques du produit de bourrage qui s'interpose entre le terrain et l'anneau. En effet, le remplissage du vide annulaire n'est pas assimilable à la mise en place instantanée de « cales » qui assureraient la continuité tant mécanique que cinématique.

Il s'agit en réalité d'une injection de matière entre deux systèmes (le sol et l'anneau), matière qui s'écoule dans le vide annulaire jusqu'à l'arrêt du mouvement ascendant du revêtement dû à la poussée d'Archimède. La quantité de produit injecté dépend de sa pression d'injection et de sa compressibilité. La position finale d'équilibre dépend de ses caractéristiques rhéologiques lors de sa mise en œuvre (essentiellement de son seuil de cisaillement) et de l'épaisseur du vide annulaire.

A ce stade, le problème n'est pas un problème classique de structure : le système n'est pas « fermé » (la quantité de matière injectée dépend des équilibres de pression), et il s'agit d'un problème d'écoulement de fluide binghamien en interaction avec ses frontières, et non d'un calcul de structure sous l'effet de charges extérieures données.

Quand les mouvements relatifs ont cessé, les pressions qui agissent sur l'anneau sont les pressions de fluide résultant de l'écoulement juste avant blocage. Dans un certain sens, le sol et le revêtement sont encore déconnectés cinématiquement à ce stade.

Ce n'est que plus tard que, le bourrage ayant fait prise, les charges du terrain peuvent se reporter sur l'anneau par son intermédiaire. Mais il ne s'agit alors que de redistributions d'efforts, gouvernées principalement par le fluage du sol et du béton. 3

# Limites des approches classiques

#### 3.1

# Interprétation du taux de déconfinement

Le taux de déconfinement peut s'interpréter en considérant que le volume à excaver est initialement rempli d'un fluide dont on diminuerait progressivement la pression de  $\sigma_0$  (contrainte initiale dans le terrain) jusqu'à 0, pour traduire l'approche puis l'éloignement du front de taille d'une section de tunnel donnée.

Si cette pression fictive est écrite sous la forme  $(1 - \lambda)\sigma_0$ , on voit que le taux de déconfinement  $\lambda$  est une fonction de la position x du front par rapport à la section étudiée, qui varie de 0 (très loin devant le front) à 1 (loin derrière le front).

La détermination pratique de la fonction  $\lambda$  (x) se fait en écrivant que la convergence calculée en coupe transversale (déformation plane) avec une pression interne  $(1 - \lambda)\sigma_0$  est égale à la convergence que l'on mesurerait en réalité à la distance x du front.

Les principes précédents ont été initialement établis dans le cas des tunnels circulaires profonds (couverture >> diamètre) dans des terrains isotropes ( $K_0 = 1$ ). Des calculs aux éléments finis ont permis d'obtenir ainsi des courbes donnant  $\lambda$  en fonction de la distance relative au front (x/R) et du degré de plastification du terrain, et en particulier la courbe  $\lambda$  (x/R) dans le cas où le comportement du sol reste élastique.

Cette dernière hypothèse est à peu près satisfaite dans notre cas, dès lors que le confinement est suffisant. En ce qui concerne les deux premières (profondeur et isotropie), elles peuvent être contournées via des calculs préliminaires tridimensionnels représentant le tunnel non revêtu, à condition de rechercher  $\lambda$  sous la forme  $\lambda$  (x,  $\theta$ ) où  $\theta$  désigne la position angulaire du point considéré.

Afin d'illustrer l'effet de la profondeur relative et de l'anisotropie, on trouvera ci-dessous les courbes donnant le taux de déconfinement calculé en trois points (clé, rein et pied) d'un tunnel creusé sous une couverture égale à 3R, dans un sol homogène de coefficient de pression des terres au repos Ko de 0,5.



On constate que le taux de déconfinement augmente nettement plus vite en pied qu'en clé ou qu'aux reins. De plus, les courbes correspondant à la clé et aux reins encadrent la courbe idéale (sol élastique isotrope en grande profondeur) de l'Aftes. En particulier, à un diamètre du front,  $\lambda$  est de l'ordre de 0,88 en clé, de 0,94 aux reins, alors que la valeur idéale est de 0,9.

Si l'on considère que les tassements sont principalement gouvernés par les terrains situés au-dessus de l'axe du tunnel, on peut donc, dans le cas précédent, adopter la valeur de 0,9 en queue de tunnelier.

#### 3.2

# Difficultés à définir un taux de déconfinement global

Pour un sol et une profondeur donnés, il est évident que le taux de déconfinement effectif  $\lambda^*$  du terrain à la pose du revêtement (*i.e.* lors de l'injection du produit de bourrage derrière l'anneau en sortie de jupe) est d'autant plus faible que la pression de confinement P est plus élevée.

Pour fixer les idées, si l'on se place dans le cas d'un tunnel profond creusé dans un sol isotrope (coefficient  $K_0 = 1$ ), et si l'on suppose que le confinement est réalisé à l'aide d'une boue de densité voisine de 1, alors le taux de déconfinement effectif  $\lambda^*$  peut être estimé par interpolation entre l'absence de confinement (P' = 0 auquel cas  $\lambda^* = \lambda$ ) et le confinement parfait (P' =  $\sigma_0$ ' et  $\lambda^* = 0$ ), ce qui conduit à la relation :

•  $\lambda$  = taux de déconfinement en sortie de jupe en mode ouvert, déduit des courbes classiques (de l'ordre de 0,9 compte tenu que les proportions des tunneliers sont telles que x/R = 2);

 $\lambda^* = \lambda . [1 - P'/\sigma'_o]$ 

•  $\sigma_0' = \text{contrainte effective initiale};$ 

• P' = P - u = surpression de confinement (écart entre la pression de boue P et la pression hydrostatique de la nappe u, à peu près constant autour du tunnel dans le cas d'un soutènement à la boue, puisque la densité est de l'ordre de 1).

Une telle relation permet, dans une certaine mesure, de relier le confinement réel P (celui que le chantier cherche à obtenir puis contrôle) et le taux  $\lambda^*$  à introduire dans les calculs. Elle se heurte néanmoins au caractère très restrictif des hypothèses qui la sous-tendent : forte profondeur et isotropie qui ne sont pratiquement jamais vérifiées. En particulier, le vecteur contrainte initiale varie de la clé au pied de la section excavée, alors que la surpression P' est sensiblement constante.



# Limites de la notion de ground loss

En marge de la notion de déconfinement, des approches empiriques ont été développées par le passé pour évaluer les tassements générés par le creusement des tunnels [Panet]. Elles sont fondées sur le concept de *ground loss* (littéralement perte de terre), qui est censé représenter à la fois le volume de la cuvette de tassement (rapporté à celui de l'excavation théorique) et le volume « perdu » au voisinage de la surface excavée par convergence ou surexcavation.

Comme il est difficile d'évaluer le second, ce concept est dénué à la base de toute valeur prédictive réelle, en tout cas dans le cas des tunneliers à confinement. Aussi est-il généralement utilisé de l'une des deux manières suivantes :

– approche purement statistique, fondée sur la mesure a posteriori des cuvettes de tassement : on s'aperçoit que le « taux de perte » ainsi mesuré varie dans des proportions appréciables (de fait, sa valeur finale dépend tant des caractéristiques géotechniques que du type de tunnelier et de la manière dont il a été conduit), d'où l'impossibilité de fixer une valeur a priori et donc de prédire les tassements;

– approche en termes d'objectif à atteindre. Certains maîtres d'œuvre traduisent le tassement qu'ils considèrent comme admissible en termes de coefficient de perte, et font de la valeur ainsi obtenue un objectif à atteindre. Une telle démarche n'a aucune valeur ajoutée, dès lors que ce coefficient ne correspond pas à un paramètre physique mesurable.

Certains relient ce *ground loss* au volume géométrique du vide compris entre la surface excavée et la jupe du tunnelier, qu'ils supposent implicitement égal au volume de la cuvette de tassement. Moyennant une hypothèse supplémentaire relative à l'extension latérale de cette cuvette, ils relient le tassement maximal en surface à la géométrie du tunnelier. Or ce raisonnement est totalement faux, pour les raisons suivantes :

 même sans confinement radial, le sol ne converge pas nécessairement jusqu'à atteindre la jupe, du fait de sa raideur et du confinement au front ;

 le confinement radial, notamment avec un tunnelier à pression de boue, a indiscutablement un effet sur les tassements, ce qui est en contradiction totale avec ce raisonnement.

Outre le fait que ce type de « modèle » n'a aucun fondement scientifique, il a des conséquences graves dans la pratique :

 – il retire en principe toute responsabilité aux équipes de conduite du tunnelier ;

– il conduit sur la base d'hypothèses erronées à des conceptions de machines avec faible surcoupe et faible conicité de la jupe, qui non seulement n'améliorent en rien le contrôle des tassements, mais présentent des inconvénients en termes de guidage de la machine.

Les équipes techniques de Bouygues TP ont été plus d'une fois confrontées à ces contradictions, notamment dans le cadre de groupements d'entreprises étrangères dont certaines pratiquaient le *ground loss* et annonçaient des tassements (inacceptables) de plusieurs centimètres, alors que la démarche décrite plus loin conduisait à la possibilité de contenir les tassements à des niveaux raisonnables moyennant un niveau minimal de confinement.

Si ce concept a pu, et continue à, rendre des services en excavation traditionnelle, il est évident qu'il ne peut pas tel quel être d'une quelconque utilité dans le cas des tunnels creusés à l'aide de tunneliers pressurisés, sauf à se contenter de contrebalancer la pression hydrostatique, ce qui ramène au cas du mode traditionnel.

Il serait sans doute intéressant de l'étendre au cas qui nous intéresse, mais il ne faut pas sous-estimer la difficulté d'une telle tâche, du fait notamment de la nécessité d'intégrer comme paramètres d'entrée supplémentaires les pressions de confinement et de bourrage.



# Problèmes liés à la modélisation du revêtement

La transposition directe des méthodes du type convergence-confinement conduit au phasage de calcul suivant (hors effets de fluage à long terme) :

• Phase 1 – application de forces surfaciques  $f_1 = \lambda^* \sigma'_0$  sur la surface excavée, le revêtement étant encore absent ;

• Phase 2 – application du restant des forces de déconfinement, à savoir  $f_2 = (1 - \lambda^*)\sigma'_0$  au sol, et de la pression hydrostatique u au revêtement imperméable.

Cette manière de procéder suppose implicitement qu'il y a, dès la sortie de jupe, égalité des déplacements du sol et de l'anneau. Or, nous avons vu plus haut que cette hypothèse n'était pas vérifiée.

Même en imaginant que le taux de déconfinement  $\lambda^*$  corresponde à une réalité (ce qui renvoie aux considérations du paragraphe précédent), cette manière de calculer conduit à sous-estimer la profondeur et la pente de la cuvette des tassements en surface (certains calculs à faible déconfinement conduisent même à un soulèvement du terrain en surface !). En effet, cette manière de modéliser conduit à un soulèvement du terrain en clé sous l'effet de la poussée d'Archimède correspondant à la pression hydrostatique u appliquée à l'extrados de l'anneau, ce qui revient à appliquer deux fois cette pression sur le terrain.

L'erreur vient de ce que, comme nous l'avons vu plus haut, les déplacements de l'anneau et du sol sont déconnectés pendant la phase de remontée d'anneau durant laquelle le produit de bourrage est fluide : s'il est bien connu que l'anneau remonte systématiquement en sortie de jupe, on sait également que le creusement d'un tunnel tend plutôt à faire tasser le terrain qu'à le soulever !

Principe de la méthode explicite

4.1

# Coefficient d'efficacité du confinement

D'où l'intérêt de la méthode de calcul suivante, où le confinement P est représenté explicitement. Les efforts réellement appliqués à la surface excavée sont respectivement :

 $\bullet$  les efforts de déconfinement  $\sigma_0$  (vecteur contrainte totale initiale) ;

la pression de boue P (de sens opposé).

Par la suite, dans un modèle bidimensionnel, les efforts à appliquer au sol pour simuler la progression du creusement depuis –  $\infty$  jusqu'à x sont les forces surfaciques :

#### $f = \lambda (\sigma_0 - P)$

Compte tenu de la définition de  $\lambda$  (moyen de passer d'un calcul 3D à un calcul 2D),  $\lambda$  (x) est donné par les courbes usuelles (pour un sol élastique).

De plus, si l'on remarque que, en vertu de la loi de Terzaghi,  $\sigma_0 - P = \sigma'_0 - P'$ , on constate que le calcul peut aisément être mené en contraintes effectives, tout en conservant une formulation rigoureuse quant aux efforts appliqués.

# Modélisation d'un confinement complexe

Les tunneliers à pression de terre exercent une pression au front de taille, mais pas forcément autour de la jupe. Ceci nous a conduits à étendre la notion d'efficacité exprimée en termes de taux de déconfinement classique, à trois coefficients d'efficacité relatifs respectivement à la pression au front Pf, à la pression radiale autour de la jupe Pr et à la pression de bourrage Pb.

En calculant les déplacements en clé sous l'effet de chacune de ces trois pressions avec un modèle aux éléments finis tridimensionnel élastique, et en comparant avec les déplacements correspondants en bidimensionnel, on obtient les trois *courbes d'efficacité* suivantes, dont le cumul (total clé) correspond bien à la courbe classique de déconfinement, puisqu'elle est définie de la même manière en global :

#### coefficient d'efficacité du confinement



On peut tirer les enseignements suivants de ce graphique :

– la pression au front n'a aucun impact sur le tassement en clé : en réalité, elle a un impact certain sur la stabilité du front (cf. mécanismes tels que celui représenté en 2.2.1), mais, dès lors que la pression Pf est suffisante pour assurer cette stabilité, une augmentation supplémentaire de Pf n'a qu'un effet marginal sur la limitation des tassements;

 la pression radiale autour de la jupe a un effet sensible sur les tassements, mais qui reste localisé aux environs de sa zone d'application (de l'ordre de 2,5 R dans le modèle);

– la pression de bourrage prolonge l'action du confinement autour de la jupe lorsqu'il existe ; si ce n'est pas le cas, on peut imaginer qu'il puisse remonter le terrain qui aurait eu tendance à descendre lors du passage du tunnelier : encore faut-il pour cela que le terrain ne se soit pas trop plastifié avant bourrage, sans quoi l'effet ne sera pas aussi net.

#### 4.3

## Actions appliquées au revêtement

Une représentation fidèle des phénomènes réels supposerait donc que l'on modélise explicitement le D'où la nécessité de trouver un compromis entre réalisme de la modélisation et simplicité d'application. La première idée, qui consiste à privilégier l'un des aspects, en l'occurrence l'aspect tassements, nous a conduits à la méthode décrite ci-dessous. Celle-ci s'est ensuite révélée apte, moyennant quelques adaptations, à traiter également le calcul des efforts dans l'anneau.

5

# Méthodologie de calcul

5.

### Calcul orienté tassements

Conformément à l'habitude de dissocier le calcul d'un tunnel en deux phases (hors fluage), le calcul peut se faire selon le schéma suivant :

 Phase 1 – progression du creusement jusqu'à la sortie de jupe : le sol est chargé par les forces de déconfinement suivantes :

$$f_{s1} = \lambda \left( \sigma'_0 - P' \right)$$

où  $\lambda$  représente le taux de déconfinement classique à une distance du front égale à la longueur du bouclier. Compte tenu que cette longueur est, en général, voisine du diamètre, ce taux est de l'ordre de 0,9.

• *Phase 2 –* fin du déconfinement en présence de l'anneau.

La rigidité de l'anneau étant maintenant représentée, le sol est chargé par le restant des forces de déconfinement, à savoir :

$$f_{s_2} = (1 - \lambda)(\sigma'_0 - P')$$

Il est à noter que l'intégralité de la pression hydrostatique a été ainsi appliquée au terrain, puisque :

$$f_{s} = f_{s_{1}} + f_{s_{2}} = \sigma'_{0} - P' = \sigma'_{0} + u - P$$

5.9

### Calcul orienté anneau

On peut imaginer un phasage identique, à ceci près que, lors de la phase 2, l'anneau est chargé par la pression de confinement, soit P = P' + u.

On peut aussi dissocier la surface excavée et l'extrados de l'anneau en introduisant une interface de contact.

Dans l'hypothèse où sol et anneau resteraient en contact mécanique pendant la phase 2, l'effort total appliqué à l'interface sol-anneau durant cette phase serait donc :

$$f_{A2} = (1 - \lambda)(\sigma'0 - P') + P' + u = (1 - \lambda)\sigma'_{0} + \lambda P' + u$$

Cependant, la pression P qui agit sur l'anneau constitue une sorte de précontrainte qui s'exerce instantanément (par rapport aux efforts de déconfinement qui ne se développent qu'au fur et à mesure de la progression du creusement), sans interaction nette avec le sol, du fait des considérations développées plus haut.

Par suite, il peut être envisagé de représenter cette mise en charge initiale par un phasage de calcul dans lequel l'anneau est mis en contrainte par P lors d'une phase intermédiaire de calcul (située entre les phases 1 et 2). Les conditions aux limites ou l'environnement de l'anneau doivent être définis pour cette phase de manière réaliste, compte tenu du contexte (type d'interface terrain-anneau, résistance au cisaillement du produit de remplissage). Par ailleurs, seules les contraintes dans le béton doivent être réinjectées en phase 2.

La phase 2 est donc identique à celle décrite au paragraphe précédent, à ceci près que les contraintes dans le béton sont cette fois initialisées à la valeur obtenue à l'issue de la phase intermédiaire décrite précédemment.

Le fait d'adopter la même valeur P pour la pression de confinement et la pression de bourrage repose sur l'hypothèse que le remplissage du vide annulaire est réalisé de manière complète et qu'un équilibre se crée entre les deux pressions. Quoi qu'il en soit, une pression de bourrage supérieure à la pression de confinement irait dans le sens de la sécurité, tant pour les tassements que pour la résistance de l'anneau.

5.3

# Comparaison entre méthodes globale et explicite

A titre d'exemple, on trouvera ci-dessous les résultats obtenus pour la configuration définie au paragraphe 1, en supposant la nappe au niveau du terrain naturel. Dans l'hypothèse d'une surpression de confinement P' par rapport à la nappe égale à 50 kPa, et pour un poids volumique déjaugé de 10 kN/m<sup>3</sup>, la formule donnant  $\lambda^*$  en fonction du vecteur contrainte  $\sigma'_{o}$ et de P' conduit au valeurs suivantes : 0,6 en clé, 0,4 aux reins, 0,7 en pied, ce qui illustre au passage l'impossibilité de relier un confinement réel à un taux de déconfinement unique.

Nous avons donc choisi d'effectuer deux modélisations « classiques » pour  $\lambda^* = 0.4$  et 0,6 respectivement, et d'en comparer les résultats avec la modélisation « explicite » décrite plus haut.

Comme on pouvait s'y attendre, la modélisation classique conduit à des tassements maximaux et à des pentes de cuvette plus faibles, ce qui ne va pas dans le sens de la sécurité.

En ce qui concerne les efforts dans l'anneau, les diagrammes ci-dessous montrent que, si l'on peut considérer que l'ordre de grandeur de l'effort normal N n'est pas nettement modifié, il n'en est pas de même pour le moment de flexion M, qui est sensiblement plus faible, en particulier en clé.

Il n'est pas surprenant que la méthode explicite, qui colle plus à la réalité des phénomènes, donne des flexions différentes de celles obtenues avec la méthode classique, dès lors que  $K_0$  est nettement différent de 1, puisque les forces de confinement sont définies d'une manière très différente.

Applications opérationnelles

La démarche décrite précédemment a été motivée par la recherche d'une méthode de prévision des tassements, ou plus exactement de détermination des pressions de confinement aptes a priori à assurer des tassements admissibles.

#### Tramway de Strasbourg

Dans le cas de Strasbourg, où des tassomètres avaient été disposés à différents niveaux sur un plot d'essai, la méthode a été calée moyennant une analyse des paramètres géotechniques, et en prenant en compte le fait que les sols dans lesquels le tunnel était creusé (sables et graviers) avaient un module de déchargement sensiblement supérieur au module de chargement (le seul que l'on considère en général), ce qui était confirmé par des essais pressiométriques cycliques.

Or les tassements sont principalement conditionnés par le comportement des terrains en clé, lesquels sont déchargés par le creusement. Ce phénomène, qui n'est pas du tout du second ordre dans certains types de formations, doit impérativement être pris en compte lors de la définition des paramètres géotechniques de calcul.



et par la méthode classique pour deux taux de déconfinement (courbes avec symboles). Bending moment (left) and normal effort (right) computed via explicit method (thick curve) and classical method for 2 stress release ratios (curves with symbols).



#### Métro du Caire

L'enjeu était de définir des pressions de consigne théoriques en fonction des tassements admissibles (30 mm à l'axe du tunnel). Ce point était d'autant plus critique pour le client que les expériences précédentes de chantiers au tunnelier au Caire avaient conduit à des tassements nettement plus importants (typiquement 5 à 10 cm).

L'analyse géotechnique (Hamza Associates) a conduit à l'établissement de profils de calcul objectifs (position des couches et paramètres géotechniques) tout au long du tracé. Par suite, compte tenu des alea (zones lâches, défauts de confinement...), nous avons procédé à une étude de sensibilité pour chaque profil (en faisant varier la surpression de confinement P') et avons défini les pressions de consigne en visant un objectif de l'ordre de moins de 15 mm pour le tassement maximal théorique (cf. triangles sur le graphique ci-dessus, correspondant aux prévisions de tassements faites avant creusement pour les pressions de confinement préconisées au stade des études d'exécution).

Les analyses auxquelles nous avons procédé montrent que les tassements maximaux en surface sont (en dehors des zones de bouchon proches des stations) en général compris entre 10 et 20 mm, avec quelques pointes entre 20 et 30 mm, comme illustré ci-dessous :

Le second graphique donne les valeurs réelles des pressions de confinement appliquées lors du creusement. On observe d'une part la grande sensibilité des tassements vis-à-vis de la pression de confinement (ce qui justifie l'intérêt d'une méthode de calcul explicite), et d'autre part l'anticipation que permet ce type d'approche. Les calculs préliminaires avaient en effet mis en évidence en fin de parcours (dernier point de calcul) des tassements triples de ceux calculés à l'avant dernier point de calcul, ceci à confinement théorique constant. Le chantier, sensibilisé à cet ordre de grandeur, a délibérément augmenté le confinement au prorata de ce phénomène, ce qui a permis de maintenir les tassements à un niveau bas dans cette zone.

Cette conformité entre prévision et résultat final est d'autant plus remarquable que les chantiers précédents avaient occasionné des tassements doubles voire triples pour des diamètres inférieurs. Une méthode strictement empirique aurait donc conduit à une prévision fausse : seule une méthode déterministe fondée sur des essais et une analyse géotechnique adaptés était susceptible de répondre au problème posé.

Une telle concordance est très satisfaisante compte tenu des incertitudes inhérentes à ce type de travaux, portant sur : la géotechnique, la position réelle de la nappe lors du creusement, la pression moyenne de confinement, la pression de bourrage, les surcharges d'immeubles ou de surface, et sur la mesure des tassements. Quant à la forme de la cuvette de tassement calculée, elle est proche de celle mesurée, comme le montre la figure suivante (où apparaissent deux courbes expérimentales enveloppes compte tenu des incertitudes de mesure) :



#### Métro de Lille

L'objectif était le même que pour l'étude menée sur le métro du Caire. A la différence du cas précédent, les paramètres géotechniques ont été définis par Setec une fois pour toutes pour chaque formation, ce qui conduit à des profils de calcul légèrement plus conservatifs.

Comme précédemment, les analyses effectuées montrent un excellent accord entre les ordres de grandeur des tassements prévus, l'objectif étant cette fois de rester en dessous de 5 mm, et la moyenne des tassements mesurés. De plus, comme précédemment, la hiérarchisation des sections mise en évidence par les calculs préliminaires s'est bien retrouvée sur le site.

#### Métro de Sydney

Le métro de Sydney a été creusé en sol meuble (sables, argiles, dont certaines très peu rigides), à l'aide d'un tunnelier à pression de boue, sous un environnement urbain induisant des contraintes de tassements sévères, et aussi sous les pistes de l'aéroport, avec des contraintes très strictes. La méthode décrite plus haut a été parfaitement valorisée dans ce contexte, notamment avant et pendant le passage sous les pistes. Une calibration systématique a en effet été menée, qui nous a permis entre autres d'évaluer l'impact de la pression de bourrage sur les tassements.

#### Métro de Dusseldorf

Dans le cadre d'un projet en groupement, une première prévision de tassement sous une zone sensible, effectuée sur la base du *ground loss* censé correspondre au volume « perdu » compte tenu de la conicité de la jupe, a conduit à des tassements de 6 à 7 cm. Il s'ensuivait une nécessité de traiter le terrain, non prévue au départ. L'application de la méthode explicite a permis de définir la pression de confinement minimale qu'il fallait appliquer pour descendre en dessous des 2 cm réputés acceptables. Comme cette pression de confinement était réaliste, il a été fait ainsi, et les tassements sont restés dans la plage souhaitée.

#### Métro de Hong Kong (KCR 320)

Le creusement d'un bitube dans des terrains très hétérogènes, allant du rocher à des alluvions de module d'Young de l'ordre de 20 MPa, a conduit à la mise au point d'une machine mixte, capable de fonctionner en mode ouvert dans le rocher et en mode pression de terre dans les sols meubles. Toutefois, l'étude préliminaire de tassement, effectuée avec la méthode décrite dans cet article, ayant montré l'importance du confinement autour de la jupe dans les zones sensibles, il a été décidé de doter la machine de dispositions permettant d'injecter de la bentonite autour du bouclier. On se retrouve donc face à la gestion de trois pressions : celle au front, assurée par le mode classique pression de terre, celle autour de la jupe, et celle du produit de bourrage, dont on a vu sur Sydney l'importance.

Les trois sections considérées comme représentatives du point de vue des tassements se sont comportées (à l'issue du creusement du premier tube) de manière très similaire aux prévisions, les pressions autour de la jupe et derrière les voussoirs s'étant révélées essentielles. A noter cependant la difficulté, déjà entrevue sur Sydney, d'apprécier la pression de bourrage réelle, compte tenu des pertes de charge. Dans les deux cas, le meilleur ajustement a été obtenu pour une chute de pression de 70 kPa.



7.1

# Intérêt et perspectives

Les développements précédents permettent d'effectuer des prévisions de tassements plus fiables, ainsi que d'optimiser le dimensionnement des anneaux.

### Calcul des tassements

La méthode précédente permet, au niveau d'un avant projet, d'étudier la faisabilité d'un creusement au tunnelier dans une zone sensible, de définir les spécifications du tunnelier (puissance de confinement) ou les besoins en traitement préalable des terrains. Elle s'intègre parfaitement dans la philosophie de plus en plus pratiquée de l'analyse de risques, car elle permet de quantifier l'impact de telle déviation de paramètre.

Au stade des études d'exécution, elle permet de définir un profil théorique de pression de consigne le long du tracé. Il est bien évident que ces pressions de consigne sont destinées à être adaptées en cours de chantier si les mesures de tassement en surface conduisent à remettre en cause les résultats de la prévision (du fait d'une remise en cause des paramètres géotechniques ou de la stratigraphie).

Cependant, le schéma initial reste un guide en matière de définition des pressions de consigne, puisque, moyennant un recalage éventuel ou une adaptation locale, il définit une hiérarchie entre les différentes zones du tracé (profondeurs, formations, immeubles ou structures sensibles) en matière de besoin en confinement.

#### 7.2

# Calcul de l'anneau

Devant la difficulté d'estimer un taux de déconfinement de manière objective et donc consensuelle, une première approche consiste à vérifier l'anneau avec la méthode classique pour un taux de déconfinement  $\lambda^*$ aussi faible que possible, et en tout état de cause faible eu égard aux capacités de confinement de la machine ou aux besoins de confinement dans la section considérée. Une telle démarche, conservative, peut suffire dans certains cas.

Néanmoins, le fait d'adopter systématiquement des taux de déconfinement faibles conduit à une surestimation de l'effort normal, qui peut avoir des répercussions sur les aciers de frettage derrière les joints longitudinaux.

De plus, du fait que la méthode de calcul globale tend à surestimer les flexions, elle peut conduire à un inutile épaississement de l'anneau ou des joints longitudinaux (au détriment de l'espace disponible pour les étanchéités). Ces surdimensionnements sont d'autant plus dommageables que l'anneau, en principe identique sur tout le tracé, est conditionné par quelques sections critiques isolées.

Par ailleurs, un taux de déconfinement global constant sur tout le pourtour de l'excavation est totalement inefficace quand il s'agit de justifier une section située à proximité immédiate d'une structure enterrée ou de fondations importantes. En effet, la contrainte initiale  $\sigma'_{o}$  peut ne plus être du tout régulière autour du volume excavé, auquel cas le fait d'appliquer des forces proportionnelles à cette contrainte conduit à des flexions importantes et sans aucune réalité. Ceci nous a conduits à utiliser à plusieurs reprises la méthode explicite pour justifier des sections particulières, en vérifiant que les critères de tassement et d'intégrité de l'anneau étaient simultanément respectés pour une plage de pressions de confinement réalistes.

#### 7.3

## Une méthode plus proche des chantiers

Il nous semble par conséquent que l'approche explicite offre des perspectives intéressantes, car elle rend mieux compte des phénomènes observés ou ressentis par les chantiers, en particulier :

## Bibliographie

- Aristaghes P., Autuori P. « Slurry TBM in urban areas : connection between calculation and driving ». World Tunnel Congress 98, Sao Paulo.
- Aristaghes P., Berbet F., Michelon P. « Prévention des fontis: des études au temps réel ». Tunnels et ouvrages souterrains, n° 128, 1995.
- Bouyat C. « Le soutènement à pression de boue ». Tunnels et ouvrages souterrains, n° 106, 1991.
- Leca E., Dormieux L. « Upper and Lower Bound Solutions for the Face Stability of Shallow Circular Tunnels in Frictional Material ». *Geotechnique* n° 40, 1990.
- Mohkam M. Étude de la boue de soutènement liquide et de la stabilité du front de taille. Projet national Tunnel 85-90, AFTES, rapport mars 1986.
- Mohkam M. Adjuvants physiques de la boue de confinement. Étude de confettis de papier. Projet national Tunnel 85-90, AFTES, rapport octobre 1987.

- · la remontée de l'anneau en sortie de jupe ;
- la non-remontée du terrain et la forme de la cuvette de tassement en surface ;

• le fait que les contraintes dans l'anneau sont principalement dues aux pressions de confinement et de bourrage.

Par ailleurs, cette méthode représente le confinement par un paramètre physique mesurable (une pression) et non par un taux de déconfinement global  $\lambda^*$ , ce qui a deux conséquences :

• une meilleure compréhension entre bureau d'études et chantier ;

• la possibilité de traduire directement les résultats des calculs en termes de propositions d'actions : il est plus facile de chercher à obtenir une pression de confinement de 0,5 bar au-dessus de la nappe que de viser un  $\lambda^*$  de 0,45 ou un ground loss de 0,3 % !

- Mohkam M. Application des polymères hydrosolubles (CMC) dans le creusement avec bouclier à pression fluide. Projet national Tunnel 85-90, AFTES, rapport octobre 1987.
- Panet M. Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement. Presses des Ponts et Chaussées 1995.
- Rowe K.R., Kack F. « A theoretical examination of the settlements induced by tunneling : four cases history ». Canadian Geotechnical Journal, vol. 20, p. 299-314.