Stabilité du front de taille et prévision des tassements sur le tunnel VL1 SOCATOP A86

Le présent article a pour objet d'exposer la démarche suivie dans le cadre des études de la stabilité du front de taille et de prévision des tassements de surface en préalable au creusement du tunnel VL1 du projet SOCATOP (bouclage souterrain de l'A86 dans l'Ouest parisien).

On rappelle tout d'abord les principales caractéristiques du projet SOCATOP qui voit le creusement au tunnelier d'un tunnel de 11,60 m de diamètre à travers la géologie tertiaire du Bassin Parisien aux environs de Paris, dans un environnement particulièrement sensible. L'article expose ensuite la méthode employée pour l'étude :

 a dans un premier temps étude de la stabilité du front de taille en combinant différentes méthodes de calcul de la pression de confinement du front souhaitable;
 ensuite prévision des tassements susceptibles d'être

produits par le passage de la jupe du tunnelier et lors de la mise en place de l'anneau de voussoirs.

Le programme de calcul aux éléments finis PLAXIS avec son option « contraction » constitue un apport précieux à une simulation réaliste des phénomènes de resserrement du terrain autour de la jupe tronconique, qui à l'analyse se révèlent être la cause majeure des tassements, dès lors que la stabilité du front est assurée.

Le bilan comparatif définitif entre prévisions et observations réelles est évidemment à poursuivre mais les premiers résultats dans l'argile plastique (10 à 20 mm de tassements en surface) confortent les prévions. Sauf à remettre en cause le dimensionnement des voussoirs de telles amplitudes semblent inévitables.

Mots-clés : tunnel, tunnelier, tassements, stabilité du front.

Face stability and settlement prediction in the VL1 SOCATOP A86 ring road tunnel

Abstract

Résumé

The subject of this paper is to set out what has been done as regard to the face stability and settlement prediction studies for the new A86 ring road SOCATOP VL tunnel in the western part of Paris suburbs.

First of all one will recall the main characteristics of the SOCATOP project, which includes boring with a mixshield (EPB + slurry) a 11,6 m diameter tunnel through the Tertiary geology of the Paris basin in a very sensitive environment.

Then we shall set out the relevant method for this study which is made up of two main complementary parts :

To assess the necessary face pressure ;

 To predict settlements occurring along the shield tail and when setting up the segments liner.

The PLAXIS finite element code is widely used for settlement calculations – specially the « contraction » option which gives a realistic simulation of ground squeezing phenomena around the truncated shield tail. Ground squeezing around the shield tail is the major cause of settlement as soon as face stability is secured by a suitable pressure.

At the present time the comparative assessment between settlement prediction and monitoring has of course to be carried on but first results in the plastic clay (10 to 20 mm) agree with prediction.

Key words : tunnel, TBM, settlements, face stability.

B. DEMAY B. LEROI

Service Géotechnique Direction des Innovations, Techniques et Connaissances GTM-Construction 61, avenue Jules-Quentin 92003 Nanterre

NDLE : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1^{er} novembre 2003



Le présent article a pour objet d'exposer la démarche effectuée dans le cadre des études de la stabilité du front de taille et des tassements de surface en préalable au creusement du tunnel VL1 du projet SOCATOP.

Nous rappellerons tout d'abord les principales caractéristiques du projet SOCATOP qui voit le creusement au tunnelier d'un tunnel de plus de 11 mètres de diamètre à travers les formations tertiaires du Bassin parisien aux environs de Paris, dans un environnement particulièrement sensible. Les problèmes usuels de stabilité du front de taille et de maîtrise de tassements y sont posés avec une acuité particulière.

La machine conçue pour réaliser ce creusement offre de larges possibilités en termes de maîtrise du confinement et des tassements (fonctionnement mixte en pression de terre/pression de boue, injection latérale de bentonite le long de la jupe, injection de mortier de bourrage en queue de jupe) ; il s'agissait donc de lui donner avec toute la précision souhaitable tous les éléments nécessaires à son pilotage.

La méthode employée a consisté :

dans un premier temps à étudier la stabilité du front de taille en combinant différentes méthodes de calculs de la pression de confinement du front souhaitable;
ensuite à prévoir les tassements susceptibles d'être produits sur le passage de la jupe du tunnelier et lors de la mise en place de l'anneau de voussoirs, sachant que dans la conduite pratique du tunnelier on peut jouer sur les paramètres complémentaires à disposition, c'est-à-dire la pression d'injection de bentonite le long de la jupe et la pression du mortier de bourrage;
au final, le régime optimal de fonctionnement est déduit de ces calculs par le critère de limitation des tassements de surface à une valeur jugée acceptable et par le niveau de sollicitations induites dans le revêtement.

Le projet SOCATOP

2

2.1

Généralités

Le projet SOCATOP (SOciété pour la Construction de l'Autoroute de la Traversée de l'Ouest Parisien) ou « A86 à l'ouest » consiste à établir le bouclage en souterrain de l'autoroute A86 autour de Paris.

Il se compose principalement de deux tunnels indépendants :

1) un tunnel orienté nord-sud reliant Rueil-Malmaison à Vélizy, long de 10 kilomètres. Ce tunnel (appelé Tunnel Est ou encore Tunnel VL) sera réservé aux véhicules légers et comprendra deux niveaux dotés chacun de trois voies de circulation ;

2) un tunnel orienté nord-est/sud-ouest reliant Rueil-Malmaison à Bailly, long de 7,5 kilomètres. Ce tunnel (appelé Tunnel Ouest ou encore Tunnel TT) est accessible à tous types de véhicules et comprendra une voie par sens de circulation sur un niveau.



Le bouclage de l'A86 à l'ouest s'effectue dans le cadre d'une concession accordée par l'état à la société COFIROUTE pour une durée de 70 ans. A l'heure actuelle, COFIROUTE a confié la réalisation des travaux du Tunnel VL à SOCATOP, groupement d'entreprises impliquant :

 le groupe VINCI (entreprises Campenon-Bernard, Dumez-GTM, GTM-Construction, entreprise Jean Lefebvre) à hauteur de 66 % ;

 le groupe EIFFAGE (entreprises Fougerolle-Borie, Quillery) à hauteur de 17 % ;

 le groupe Bouygues (entreprise Colas) à hauteur de 17 %.

Le tunnel Est

Le tunnel Est, appelé par la suite tunnel VL, comprend deux tronçons :

 VL1, long de 4 500 mètres, entre Rueil-Malmaison et l'autoroute A13 ;

– VL2, long de 5 500 mètres, entre l'autoroute A13 et Vélizy.

Ce tunnel est circulaire et est creusé au tunnelier depuis Rueil-Malmaison en direction de l'A13 (tunnel VL1), et depuis Pont-Colbert jusqu'à l'A13 après démontage et transfert du tunnelier (tunnel VL2) :

diamètre d'excavation : 11,58 m ;

diamètre intérieur : 10,40 m.

Le tracé et les profils retenus représentent une géométrie caractérisée par un rayon de courbure en plan de 800 mètres et une pente maximale (montante ou descendante) de 4,5 %. Le revêtement en voussoirs sur lequel le tunnelier prend appui est constitué d'anneaux universels de longueur unitaire 2 mètres et d'épaisseur 42 centimètres.

Les structures intérieures sont constituées :

 de deux planchers de roulement (dalle basse et dalle médiane de 30 centimètres d'épaisseur ;

 – d'un plancher haut (dalle haute de 15 centimètres d'épaisseur) isolant la ventilation haute.



Le tunnel est relié à intervalles réguliers à la surface par des puits de secours ou de ventilation. Les deux niveaux de circulation sont reliés par des ouvrages annexes de liaison (niches de sécurité avec escalier de transfert pour les piétons).



2.3 La géologie

2.3.1

Les formations rencontrées

Le tunnel VL1, après son démarrage dans les craies du Campanien à Rueil-Malmaison, intercepte les horizons géologiques du tertiaire du Bassin parisien présents dans la zone, jusqu'à sa sortie près de l'A13.

Il en est de même pour le tunnel VL2 entre Pont-Colbert et A13, à l'exception des craies. Les formations traversées sont les suivantes :

TABLEAU I

Ère	Étage (sous-étage)	Formation		
Tertiaire	Stampien	Sables de Fontainebleau Marnes à huîtres Calcaire de Sannois Argile verte		
Tertiaire Bartonien		Marnes supra-gypseuses Calcaires de Champigny Sables de Beauchamp		
Tertiaire	Lutétien	Marnes et caillasses Calcaires grossiers		
Tertiaire Yprésien (Sparnacien)		Fausses glaises Sables d'Auteuil Argiles plastiques		
Tertiaire	Dano-Montien	Marno-calcaire de Meudon		
Secondaire	Sénonien supérieur (Campanien)	Craie blanche de Meudon		

Dans le Bartonien, on notera l'absence des masses et marnes du gypse ainsi que des sables et calcaires (Ducy, Mortefontaine, Saint-Ouen) situés à la base du niveau. Dans l'Yprésien, les sables du Soissonais (Sables de Cuise) habituellement rencontrés sous le calcaire grossier sont absents.

Principales caractéristiques des terrains rencontrés

D'une manière générale, les couches présentes dans la zone sont moins puissantes que dans d'autres secteurs de la région parisienne, ce qui implique que la section du tunnel intersecte souvent plusieurs couches à la fois.

• Les craies du Campanien sont des craies tendres avec peu de silex. Le tracé du tunnel sera hors nappe compte tenu du rabattement provoqué par l'exploitation de la nappe aquifère dans la zone du méandre de Rueil-Malmaison/Bougival/Croissy-sur-Seine.

• Les marnes de Meudon et les argiles plastiques sont assez compactes et cohérentes, au moins à court terme.

• Les sables d'Auteuil ne semblent pas représenter une couche continue, ils se présenteraient sous forme de lentilles sableuses intercalées entre l'argile plastique et les fausses glaises sus-jacentes. Ces lentilles sableuses sont apparemment le siège d'une charge hydrostatique.

• Les fausses glaises d'épaisseur 5 mètres en moyenne se présentent sous la forme d'argiles sableuses noirâtres avec des traces de lignite (lignites du Soissonais).

• Les calcaires grossiers présentent globalement une résistance peu élevée, la partie inférieure de la couche étant un calcaire sableux glauconieux. L'épaisseur totale de la couche est en moyenne de 11 mètres. La moitié inférieure de la couche environ est le siège de la nappe du Lutétien.

- Les marnes et caillasses, d'épaisseur moyenne 3 mètres, présentent quelques bancs siliceux plus durs, elles sont probablement fracturées en blocs.
- Les sables de Beauchamp peuvent présenter des niveaux gréseux indurés ; bien que la couche soit peu épaisse en moyenne (3 mètres), elle est le siège d'une nappe en charge (nappe du Bartonien).

• Les marnes supra-gypseuses sont compactes et le gypse a disparu de ces formations.

• L'argile verte, le calcaire de Sannois, les marnes à huîtres se présentent sous la forme d'une alternance de marnes et calcaires marneux constituant le mur imperméable de la nappe du Stampien qui baigne les sables de Fontainebleau sus-jacents.

• Les sables de Fontainebleau se présentent sous la forme de sables fins (0-300 microns) devenant des sables argileux sur les dix derniers mètres à la base de la couche. Ce sable très fin est dense et présente un caractère marqué de dilatance. Il est boulant sous nappe.

On voit donc que les couches interceptées sont très variables et le tunnelier doit être capable de creuser aussi bien dans des roches tendres comme le calcaire grossier que dans des terrains boulants et aquifères comme les sables de Fontainebleau, sans parler des formations plastiques argileuses et marneuses.

23.3

Hydrologie

Il est admis que les différentes nappes évoquées précédemment (Campanien, Lutétien, Bartonien, Stampien) ne génèrent pas des charges d'eau supérieures à 20 mètres par rapport à l'axe du tunnel sur l'ensemble du tracé.



VL1 geological section.

Il est également admis que, compte tenu de la lithologie décrite précédemment présentant une alternance de couches perméables et imperméables, ces différentes nappes ne sont *a priori* pas en communication entre elles, ni ne le seront suite au creusement du tunnel ou à l'exécution des puits profonds des secours ou de ventilation.

Calcul de la stabilité du front de taille

3.1

Remarques préliminaires

Dans la mesure où il n'existe pas de méthode de référence traitant du sujet susceptible d'être appliquée sans interrogation sur la validité des hypothèses et la précision des résultats propres de la méthode, il nous a semblé nécessaire d'effectuer des calculs selon plusieurs méthodes et d'en déduire une plage de pressions de confinement optimisée en tenant compte évidemment du résultat des calculs mais aussi de l'expérience acquise en ce domaine.

Il est à noter que les méthodes ici inventoriées sont dans l'ensemble bi-dimensionnelles alors que le problème de la stabilité du front de taille dans un tunnel est par nature tridimensionnel. En comparaison d'une modélisation tridimensionnelle, les résultats obtenus conduisent à une surestimation de la pression nécessaire pour assurer la stabilité du front et à une sousestimation de la pression provoquant la rupture par explosion (*blow-up*). Les résultats obtenus vont donc dans le sens de la sécurité.

3.2

Les méthodes utilisées

3.5.1

Méthode du nombre de stabilité

Cette méthode ne s'applique qu'aux terrains purement cohérents. Le creusement d'un tunnel circulaire dans des matériaux cohérents à court terme se déroule sans instabilité du front si le rapport (facteur de charge):

$$N = \frac{\gamma H + q - p_a}{C_a} \tag{1}$$

est inférieur à une valeur dont l'expression varie selon les auteurs [3, 9, 10] en fonction de la distance au front non soutenue et de la configuration géométrique de la section étudiée (longitudinale ou transversale).

Dans cette expression :

H = C + R = profondeur à l'axe du tunnel $<math>\gamma$ densité du sol ;

q = surcharge uniformément répartie à la surface du sol ;

 $p_a = pression de confinement exercée sur le front ;$ $C_u = cohésion à court terme (non drainée).$ On peut retenir les formules suivantes dans le cas du tunnel soutenu immédiatement à front (Peck *et al.* ; Davis *et al.* :

(PECK)
$$\sin H > 2D \quad N = \frac{2\pi}{1 + \frac{D}{6H}}$$
 (2)

si H < 2D N =
$$\frac{2H_D + \pi - 1}{1 + \frac{D}{6H}}$$
 (3)

(DAVIS) $N = 4\sqrt{C/D} + 0.25$ (4) (borne supérieure)

$$N = 2 + 2Ln \left(2C_{/D} + 1 \right)$$
 (5) (borne inférieure)

La borne supérieure de N correspond à la valeur de la pression de confinement en deçà de laquelle il y a, à coup sûr, instabilité. La borne inférieure de N correspond à la valeur de la pression de confinement au-delà de laquelle il y a à coup sûr stabilité ; et entre les deux valeurs de pression on ne sait pas prédire s'il y a ou non stabilité ou instabilité.

On en tire la relation donnant la pression de confinement :

$$p_a > \gamma H + q - NC_u$$
(6)

Méthode « Atkinson »

Cette méthode ne s'applique qu'aux terrains purement frottants. Elle a néanmoins l'avantage de prendre explicitement en compte la pression hydrostatique.

A faible profondeur, une relation a été déduite des travaux d'Atkinson (cf. [3]) pour la pression de confinement p assurant la stabilité latérale d'un tunnel circulaire :

$$\frac{P}{\gamma D} = \frac{K_p}{K_{p^2} - 1} \text{avec } K_p = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$
(7)

 φ étant l'angle de frottement intergranulaire avec D = diamètre du tunnel et γ = densité du sol.

La prise en compte d'une pression hydrostatique (niveau de nappe supérieur à l'axe) se fait en appliquant cette relation à la contrainte effective et en y ajoutant la pression hydrostatique à l'axe :

$$p = \gamma' D. \frac{K_p}{K_{p^2} - 1} + u \tag{8}$$

avec $\gamma = \gamma - \gamma_w = \gamma - 10 \text{ kN/m}^3$.

On obtient ainsi une valeur moyenne de pression à répartir entre la voûte et le radier en fonction de la variation de pression hydrostatique sur la hauteur de la section.

3.2.3

Méthode du « coin de terrain »

(stabilité au glissement d'un prisme de terrain devant le front de taille)

Cette méthode, développée dans [10], est une méthode d'équilibre limite qui étudie la stabilité d'un volume prismatique devant le front de taille sous l'effet du poids des terrains sus-jacents. Elle s'applique au cas d'un terrain à la fois cohérent et frottant surmonté de terrains sans cohésion, ce qui correspond au cas souvent rencontré du creusement dans une formation donnée (terrain meuble ou rocheux) recouvert par des remblais ou des terrains alluvionnaires.

La modélisation comprend deux couches de terrain situées au-dessus du tunnel et il est possible d'affecter à la couche inférieure une cohésion que l'on doit en fait considérer comme une résistance au cisaillement vertical, venant s'opposer au poids des terrains.

La surface de rupture à la base du prisme est plane et fait un angle β avec la génératrice inférieure du tunnel ($\beta = \pi/2 - \omega$ sur la Fig. 5). Sur cette surface de rupture s'exercent la cohésion c et, éventuellement, la sous-pression hydrostatique.



La cohésion s'exerce également sur les surfaces latérales du prisme. On écrit l'équilibre des forces s'exerçant sur le prisme :

- poids de la colonne de terrain + poids du prisme ΣW_1 ;

- réaction du massif R ;
- forces dues à la cohésion C ;
- sous-pression hydrostatique U;
- effort de poussée dû au confinement P ;

parallèlement et perpendiculairement à la surface de rupture (2 équations).

Après élimination de la réaction du massif entre les deux équations, la poussée due au confinement peut s'écrire :

$$p = \frac{\Sigma Wi(\sin\beta - tg\varphi\cos\beta) + Utg\varphi - C}{tg\varphi\sin\beta + \cos\beta}$$
(9)

Une valeur minimale de P est obtenue après dérivation de l'expression de la poussée P considérée comme une fonction de l'angle β . Une valeur moyenne de la pression de confinement est ensuite obtenue en divisant cette valeur de poussée minimale par la surface frontale du tunnel.

Cette méthode, à cause de l'importance des volumes mobilisés (simplification de l'effet tridimensionnel), donne généralement des valeurs élevées pour la pression de confinement en comparaison des autres méthodes ; mais elle a une réalité physique dans le cas où le tunnel est surmonté de terrains boulants sans cohésion dont le mécanisme de rupture est celui de l'effondrement d'une cheminée sub-verticale jusqu'en surface (fontis). Elle a, par contre, le désavantage de ne pas prendre en compte les effets de voûte susceptibles de se produire dans le terrain ; c'est pourquoi elle ne doit être utilisée qu'avec prudence dans les cas de tunnels situés à une profondeur conséquente (H/D > 2).

3.2.4

Méthode de la spirale logarithmique

Cette méthode est une méthode d'équilibre limite dont la description détaillée est donnée dans [9].

Le principe de la méthode consiste à étudier l'équilibre d'un onglet de terrain au front de taille se détachant de celui-ci en glissant le long d'une surface de rupture représentée par une spirale logarithmique partant de la génératrice inférieure du tunnel. Cette forme de surface de rupture est très proche de celles observées dans la réalité sur les sols.

L'application qui en est faite ici est bidimensionnelle mais un développement tridimensionnel est possible, tenant compte de la forme réelle de la surface de rupture. La méthode 2D présente dans l'absolu une sécurité intrinsèque par rapport au risque réel d'instabilité dans la mesure où elle néglige la cohésion sur les faces latérales de la surface de rupture réelle tridimensionnelle. Les résultats obtenus en 2D conduisent donc à une surestimation de la pression réellement nécessaire pour assurer la stabilité du front.

La tranche d'un mètre d'épaisseur représentée par l'onglet est soumise à son propre poids à l'action de la charge verticale, cette fois-ci réduite car calculée selon Terzaghi, et à l'action de la poussée de l'eau le cas échéant, dont le diagramme de pression est trapézoïdal.

Ces trois forces exercent chacune un moment moteur par rapport au point O. La cohésion le long de la spirale logarithmique exerce un moment résistant.

Le programme mis en œuvre sur SOCATOP calcule d'abord la somme des moments moteurs et résistants; Si celle-ci est négative, il n'y a (théoriquement) pas besoin de confiner et il y a donc un coefficient de sécurité intrinsèque par rapport à la rupture F = somme des moments moteurs/moment résistant. Si la somme des moments moteurs est supérieure au moment résistant, il y a tendance à l'éboulement du front et donc nécessité d'exercer une pression de confinement. Cette pression de confinement ajoute le complément de moment résistant nécessaire à l'équilibre des moments. L'équilibre exact donne la pression minimale, c'est-à-dire celle pour laquelle le coefficient de sécurité F est égal à 1.

La pression de confinement, dont le diagramme est trapézoïdal lui aussi sur la hauteur de la section, est nécessairement positive ou nulle en voûte (il ne peut y avoir de pression négative). En fonction de la densité du fluide dans la chambre (12 kN/m³ en pression de boue), le programme utilisé recalcule les deux extrémités du diagramme de pression, la pression en voûte étant soit nulle (diagramme de pression triangulaire), soit positive (diagramme de pression trapézoïdal).

Le diagramme de pression recalculé donne un gradient de pression de confinement le long de la hauteur de la section, donc une densité moyenne réellement nécessaire.

Si cette densité est inférieure à 10 kN/m³, le confinement réalisé peut être obtenu grâce à l'air comprimé, la pression à exercer devant être supérieure en tout point de la section (donc notamment en radier) à la pression moyenne déstabilisante résultant des moments moteurs.

Si cette densité est supérieure à 10 kN/m³, le confinement doit nécessairement être un confinement liquide ou pâteux (pression de boue ou pression de terre, avec adjuvants (mousse et/ou polymères)).

Il est également possible de calculer la pression de confinement nécessaire à l'obtention d'un facteur de sécurité donné (par exemple F = 1,2).

3.9.5

Méthode développée par E. Leca

Le détail de la méthode est exposé dans [6]. L'application en est faite ici pour estimer la « borne inférieure » donnant à la fois la pression minimale pour assurer la stabilité du front et une pression maximale correspondant au risque de rupture par explosion (blow-up).

Les formules utilisées sont les suivantes ([6], p. 11, § 4.1) appliquées au terrain à la fois cohérent et frottant.

$$\sigma_{T} \ge \frac{1}{K_{p}} \left[\sigma_{S} + \gamma D \left(\frac{C}{D} + 1 \right) - \sigma_{C} \right] = K_{A} \left[\sigma_{S} + \sigma_{V_{radier}} - \sigma_{c} \right] \quad (10)$$

$$\sigma_T \leq K_P \cdot \sigma_S + \left(K_P \cdot \frac{C}{D}\right) \gamma D + \sigma_C = K_P \left(\sigma_S + \sigma_{V_{volte}}\right) + \sigma_C$$
(11)



FIG. 6 La méthode de la spirale logarithmique. Logarithmic spiral method.

avec σ_s = surcharge

$$\frac{K_{p}}{K_{A}} = \text{coefficient de butée}/\text{poussée}$$

 $\frac{K_{p}}{K_{A}} = \text{contrainte verticale en radier ou en voûte}$

et σ_c = résistance à la compression donnée par

$$\sigma_C = \frac{2C\cos\phi}{1-\sin\phi} \tag{12}$$

La prise en compte de la présence de la nappe se fait en utilisant ces formules en contraintes effectives et en y ajoutant la valeur de la pression hydrostatique à l'axe.

3.3

Choix d'une plage de pressions de confinement

Dans chaque section étudiée, on applique l'ensemble des méthodes exposées ci-dessus, dans la mesure où elles sont applicables.

Le choix du niveau de pression de confinement se fait en définissant un intervalle de valeurs de pression à l'axe vers lesquelles convergent les méthodes, et en tenant compte :

 de l'influence la plus probable de la pression hydrostatique, en relation avec la perméabilité ;

 des terrains et la rapidité de rétablissement de la pression hydrostatique dans la chambre ;

 de la position de la section étudiée par rapport à l'environnement (bâti, ouvrages existants);

- du degré d'approximation propre à chaque méthode.

Pour les sections jugées les plus représentatives, une étude de sensibilité à la valeur de la pression de confinement à l'intérieur de cette plage est ensuite entreprise pour les tassements de surface.

Calcul des tassements

Généralités

4

Dans le cas des travaux réalisés au tunnelier, les tassements finaux, après passage du tunnelier dans une section donnée, sont la somme de plusieurs tassements élémentaires qui surviennent chacun à différentes phases du creusement :

 ceux liés aux déplacements du massif dans la zone du front et en avant de celui-ci ;

 ceux liés aux déplacements du massif dans l'espace annulaire autour de la jupe du tunnelier (influence d'une éventuelle surcoupe et de la conicité de la jupe);

 ceux liés à la mise en place du mortier de bourrage et à la pose du revêtement ;

 – ceux liés à l'ovalisation de l'anneau et au passage des caractéristiques court terme du couple terrain-revêtement à ses caractéristiques long terme. L'amplitude des tassements observés dépendra très directement de la qualité du fonctionnement du tunnelier :

 qualité du confinement influant sur l'amplitude des tassements en avant du front ;

 optimisation du pilotage du tunnelier (surcoupe, guidage...);

- bon fonctionnement de l'injection du mortier de bourrage et de l'injection de bentonite le long de la jupe, visant à limiter la contraction du terrain autour de la jupe, contraction liée à la conicité de celle-ci.

Les calculs ont pour objectif de définir une plage de pressions (confinement à front, injection le long de la jupe, injection de morteir de bourrage) minimisant à chaque étape du creusement les tassements de surface.

Ceci dit, la modélisation 2D est une représentation simplificatrice pour rendre compte de tous ces phénomènes et il y a lieu de considérer les résultats des calculs comme des données approchées à partir desquelles on peut agir sur les « réglages » des outils à disposition : la pression de confinement, la pression d'injection de bentonite le long de la jupe, la pression d'injection du mortier de bourrage.

L'estimation des tassements, sur la base des errements habituels, peut se faire au travers de trois types de méthode :

 les méthodes empiriques (par exemple approche par la formule de Peck);

 une méthode analytique sur la base du calcul des déplacements dans le massif à l'aide du concept convergence-confinement;

 une méthode numérique par étude d'une section transversale à l'aide des éléments finis (2D).

4.2

Méthodes empiriques

Il s'agit notamment des méthodes décrites dans les recommandations AFTES [1]. Nous avons laissé le plus souvent de côté dans cette étude d'exécution l'utilisation des méthodes empiriques, dans la mesure où celles-ci sont réservées aux estimations sommaires d'avant-projet.

Méthode analytique

4.3

Cette méthode, initialement développée dans [4] et complétée par les fondamentaux de la méthode en convergence-confinement contenus dans [7], est une méthode analytique basée sur la relation pression/déplacement au sein du massif de sol dont le com-

portement ici choisi est élasto-plastique parfait. L'isotropie du changement est supposée dans le plan transversal et l'on utilise les critères de Tresca pour les sols purement cohérents et de Mohr-Coulomb pour les solds cohérents et/ou frottants.

La méthode donne le calcul du déplacement radial d'un point du massif à une distance r de l'excavation. Le déplacement radial à l'axe du tunnel dans un plan vertical (r = R + C, θ = 90°) est donc, sous certaines réserves, comparable au tassement vertical s_{max}. Le calcul de convergence-confinement donne le tassement après passage du tunnelier lors de la mise en œuvre du revêtement en voussoirs, en supposant que le mortier de bourrage est injecté à une pression suffisante pour que l'état d'équilibre pression terrain/pression sur le revêtement soit obtenu après avoir autorisé au terrain un déplacement radial total correspondant à la somme pré-convergence + surcoupe + conicité de la jupe.

Le calcul donne également la pression d'équilibre terrain/revêtement. Lorsque cette pression est jugée trop élevée au regard du dimensionnement de la structure anneau de voussoirs, il est possible en pratique de la faire diminuer en utilisant une surcoupe d'excavation. La méthode analytique montre que le tassement est sensible à l'importance de la surcoupe qui peut être rendue nécessaire par les pressions élevées s'exerçant sur le revêtement. Faire baisser cette pression jugée trop élevée revient à augmenter corrélativement le tassement en surface, même en cas de couverture importante.

C'est ainsi que l'on peut distinguer deux cas : • Cas où le terrain ne vient pas au contact de la jupe lors du creusement

Le déplacement radial au cours des phases de creusement est inférieur à la conicité de la jupe. Ce peut être le cas de sections situées dans des terrains à « bonnes » caractéristiques mécaniques et/ou à « faible » état de contraintes (par exemple dans la craie). Dans ce cas le terrain ne reste pas en contact avec la jupe et c'est le mortier de bourrage qui vient au contact du terrain en s'expansant dans l'espace annulaire entre le bord libre de l'excavation et l'extrados du voussoir.

• Cas où le terrain reste en contact avec la jupe du tunnelier lors du creusement

En fonction des caractéristiques géomécaniques du terrain et de l'état de contraintes, il est possible que le déplacement radial lors de l'excavation soit très vite supérieur à l'amplitude de la conicité de la jupe. Dans ce cas le déplacement radial du terrain au bord de l'excavation est limité par la jupe et bloqué en fin de jupe par la mise en place du mortier de bourrage.

Comme la section du tunnel s'inscrit souvent dans plusieurs couches, et que la modélisation ne permet que la prise en compte d'un seul type de terrain, il a été affecté à la section les caractéristiques des terrains majoritairement présents dans le profil étudié, sans appliquer des méthodes d'homogénéisation de terrain.

Par ailleurs, cette méthode ne tient pas compte de l'ovalisation des structures et, ainsi, sous-estime les déplacements et donc les tassements de surface. Enfin, les restrictions concernant les conditions d'emploi de la méthode convergence-confinement (milieu homogène semi-indéfini, chargement isotrope, profondeur suffisante) s'appliquent pleinement.

Pour toutes ces raisons, les résultats ne doivent donc être considérés que comme des ordres de grandeur, permettant néanmoins d'apprécier la validité des calculs aux éléments finis et de les orienter.

4.4

Méthode numérique (éléments finis)

Le logiciel utilisé est le programme PLAXIS version 7.2, commercialisé en France par Terrasol.



Modélisation

On modélise une section *transversale* perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage (méthode bidimensionnelle) à laquelle on applique différentes phases correspondant aux étapes du creusement au tunnelier : excavation de la section avec ou sans pression sur le front, passage de la jupe du tunnelier avec réduction du diamètre de celle-ci, mise en place du revêtement, éventuellement application de charges de surface et passage aux caractéristiques à long terme du terrain :

• Sol :

- discrétisé en éléments triangulaires à 6 nœuds ;

 critère de Mohr-Coulomb, modèle élasto-plastique pour le comportement des sols ;

– matériaux en conditions drainées.

• Excavation :

- diamètre de coupe minimal : 11,580 m ;

 – ce diamètre d'excavation est susceptible d'être augmenté d'une surcoupe d'épaisseur variable jusqu'à 120 mm.

- Jupe tunnelier :
- modélisée par des éléments de poutre ;
- module moyen acier : E = 200 000 Mpa ;
- épaisseur moyenne : 0,08 m, densité acier 78 kN/m3 ;

- conicité de la jupe - valeur maxi sur le diamètre : 50 mm - qui est introduite dans les paramètres de définition de la section du tunnel sous la forme d'une « contraction » de la section de la jupe de 0,8 %.

- Revêtement :
- modélisé par des éléments de poutre ;

– module moyen béton utilisé : $\mathrm{E}_{\mathrm{PLAXIS}}$ = 27 000 Mpa, à long terme 13 500 Mpa ;

- épaisseur : 0,420 m ;
- inertie réduite par la formule de Muir-Wood ;

– densité : 25 kN/m³ pour le calcul du poids du revêtement.

4.4.2

Phases de calculs

Le phasage adopté est le suivant dans le cas le plus général ou le terrain vient au contact de la jupe ou du revêtement :

• Phase 0 – Initialisation des contraintes. Génération des pressions interstitielles.

Phase 1 – Excavation (construction par étapes) :

désactivation des éléments à l'intérieur de la section ;

 application de la pression de confinement à front par l'intermédiaire d'une pression hydrostatique limitée à l'emprise de la section et confinée à l'intérieur d'un revêtement fictif de rigidité nulle (modélisation du cake membrane);

– déconfinement à front estimé suivant [2] en fonction de la pression de confinement par la forme $\lambda' = \lambda \times (1 - p'/\sigma'_0)$ où p' = surpression de confinement/pression hydrostatique, et σ'_0 = contrainte verticale effective initiale. Lorsque la pression de confinement est nulle le taux de déconfinement est pris forfaitairement égal à 0,27. • Phase 2 - Passage de la jupe du tunnelier :

 mise en place d'un revêtement ayant les caractéristiques de la coque en acier du tunnelier;

 – enlèvement de la pression de confinement à l'intérieur de la section excavée ;

- fin de la construction par étapes.

 Phase 3 – Application de la contraction de la jupe : – une contraction de 0,8 % correspondant à la conicité de la jupe est affectée dans les caractéristiques de base de la section du tunnel (cf. 4.4.1);

– il est possible dans cette phase de calcul de jouer sur la valeur de cette contraction, en la limitant à une valeur inférieure à ces 0,8 %. Le déplacement radial au bord de l'excavation est donc réduit, de même que les déplacements dans le massif et donc les tassements en surface. Une étude paramétrique permet alors de définir le taux de contraction souhaitable pour limiter les tassements en surface à une valeur donnée.

• Phase 4 – Mise en place du revêtement en voussoirs (changement de rigidité du revêtement).

• Phase 5 – Pour les formations dont les caractéristiques sont susceptibles d'évoluer à long terme, affectation des caractéristiques long terme (avec prise en compte des caractéristiques long terme pour le revêtement également).

Lorsque l'analyse préliminaire par convergenceconfinement a permis de discerner que le terrain ne viendrait pas au contact de la jupe ou du revêtement (cas des sections dans la craie par exemple), les phases 2 et 3 sont supprimées.

4.4.3

Paramètres de sol

Les paramètres géotechniques à prendre en compte pour les calculs ont été définis lors de l'APD par Simecsol. Pour certaines couches ils varient suivant la position de la section dans le tracé.

Les angles de dilatance, lorsque non définis spécifiquement (sables de Fontainebleau), sont pris égaux à 0.

TABLEAU II



Sections étudiées

Après examen simultané du profil en long géologique, des conditions géométriques et hydrauliques et du bâti existant en surface, il est apparu nécessaire d'étudier en détail les sections suivantes pouvant présenter un risque en termes d'instabilité du front ou de tassement inacceptable :

- section dans la craie au démarrage ;
- section dans l'argile plastique au PM 842 ;
- section dans le calcaire grossier
- section dans la série marneuse sous-jacente au sable de Fontainebleau;
- section dans les sables de Fontainebleau.

Une étude détaillée spécifique a été conduite au lieu-dit le Butard, où le tracé du tunnel passe dans les sables de Fontainebleau sous des voies SNCF à fort trafic.

5

Principaux résultats de calcul et comparaison avec les observations faites sur chantier

5.1

Dans la craie

En conclusion des calculs de stabilité, il n'est pas nécessaire de maintenir un confinement pour assurer la stabilité du front de taille.

L'analyse des déplacements par convergenceconfinement montre que le terrain ne vient pas au contact de la jupe (déplacements radiaux inférieurs à

	C _u (kPa)	$\phi_n^{\ \alpha}$	C' (kPa)	$\phi'_{u}{}^{\circ}$	E _o (Mpa)	E _{int} (Mpa)	K ₀	v/v′
SF	0	35	0	35	70 ou variable	70 ou variable	0,8 à 0,4	0,25
MH/AV	150/300	0	30	25	75/150	20/40	1 à 0,6	0,49/0,3
MSG	150/400	0	0	30	75/200	20/40	1 à 0,7	0,49/0,3
CCh	200	-30	200	30	300	200	0,5	0,3
SB	0	35	0	35	250	250	0,5	0,3
MC	200	25	150	30	300	200	0,6	0,3
CG	490/440	39/43	490/440	39 à 43	1 600	1 200	0,5	0,3
FG/SA	0	35	0	35	250	250	0,5 à 0,4	0,25
AP	250/390	0	100	9	180/250	40 à 60	1 à 0,75	0,49/0,4
MCM	200	25	150	30	350	250	0,6	0,3
Cr	480	39	480	39	450	250	0,5	0,3

la conicité de la jupe). Ce point a été confirmé lors du creusement, le tunnelier pouvant se positionner quasi librement dans l'excavation. Il n'est pas nécessaire d'injecter de la bentonite sous pression entre la jupe et le terrain afin de limiter l'amplitude des tassements de surface. Quant au mortier de bourrage il doit remplir tout le vide annulaire pour assurer un contact immédiat entre le terrain et le revêtement, avec une pression seulement nécessaire au bon remplissage de ce vide.

L'analyse détaillée des tassements par la méthode aux éléments finis confirme qu'il n'y a pas nécessité d'appliquer un confinement pour limiter les tassements, les tassements observés en surface étant très faibles (< 2 mm).

5.2

Dans l'argile plastique

5.2.1

Stabilité du front

Jusqu'au PM 850 environ, les calculs donnent un faible niveau de pression de confinement (moins de 100 kPa ou 1 bar) obtenu facilement par un fonctionnement à pression d'air comprimé, bien adapté à l'argile plastique étanche.

Au-delà, le passage des lentilles de sables d'Auteuil et des fausses glaises conduit à un niveau de pression plus élevé (environ 150 kPa ou 1,5 bar) obtenu par un remplissage progressif de la chambre amenant à un fonctionnement en pression de terre. Ce mode de fonctionnement n'est *a priori* plus nécessaire lorsque la section se trouve inscrite, majoritairement ou en totalité, dans le calcaire grossier.

5.9.9

Analyse par convergence-confinement

On constate ici que les déplacements radiaux autour de la jupe dépassent très nettement l'espace annulaire disponible autour de la jupe et donc les mouvements du terrain sont, à terme, bloqués par la machine. Dans ce cas, la pression pouvant s'exercer sur le revêtement est importante (+ de 500 kPa ou 5 bars).

Ce cas de figure est obtenu pour une configuration standard de la tête de coupe sans surcoupe additionnelle, c'est-à-dire un espace annulaire de 50 mm autour de la jupe. Afin d'éviter d'infliger une pression trop importante au revêtement, il est possible d'augmenter le diamètre d'excavation par une surcoupe additionnelle (atteignant 60 mm sur le rayon).

Le fait d'augmenter le diamètre d'excavation autorise un plus grand déplacement radial possible et donc une détente plus importante des terrains autour de la jupe, ce qui a pour effet d'abaisser la pression finale à l'équilibre sur le revêtement. Malheureusement cette détente plus importante des terrains s'accompagne de déplacements dans le massif et donc de tassements de surface plus importants.

A titre d'exemple, les calculs analytiques faits au PM 842 montrent que le fait de surcouper de 60 mm permet de réduire la pression sur le revêtement de 200 kPa (2 bars) en moyenne mais multiplie par 2.5 la valeur du tassement en surface.

5.2.3

Calculs éléments finis

La cuvette de tassement observée est très large ce qui n'induit pas de tassement différentiel significatif. Le radier remonte sous l'effet de la décompression de l'argile plastique. Les calculs effectués montrent que (à pression de confinement constante de l'ordre de 100 kPa – 1 bar), dans l'argile plastique sous 50 m de

TABLEAU III

Contraction réalisée	Surcoupe équivalente	Tassement maxi en surface	Tassement différentiel	Déplacement en voûte	Déplacement en radier
0,84 %	Configuration base	11 mm	1,5.10-4	35 mm	– 19 mm
1,26 %	20 mm	17 mm	2,2.10-4	48 mm	– 23 mm
1,59 %	30 mm	22 mm	2,8,10-4	58 mm	– 26 mm
1,91 %	40 mm	26 mm	3,4.10-4	67 mm	– 29 mm

TABLEAU IV Efforts sur le revêtement correspondant

Surcoupe	Effort normal maxi (kN/m)	Moment correspondant (kN.m/m)	Moment maxi	Effort normal correspondant
Config. de base	3 508	49	167	3 440
20 mm	2 842	64	258	2 770
30 mm	2 406	82	324	2 331
40 mm 2 095		280	383	1 975

couverture, une réduction significative des efforts sur le revêtement peut être obtenue par une surcoupe de 40 mm au prix d'une multiplication par 2,5 des tassements, de 11 à 26 mm.

On peut ainsi mesurer l'influence de l'utilisation de la surcoupe sur les sollicitations s'exerçant sur le revêtement.

5.2.4

Comparaison avec la réalité

A la date de rédaction de cet article (septembre 2001) le tunnelier a creusé environ 1 000 m et a traversé la craie, le marno-calcaire de Meudon et évolue dans l'argile plastique. Les tassements observés en surface au droit des sections dans l'argile plastique atteignent effectivement les valeurs annoncées dans le calcul comme en témoigne la figure ci-après. La pression de confinement est comprise en moyenne entre 50 et 100 kPa (0,5 à 1 bar), et la surcoupe est minimale.



On observe également une cuvette de tassement d'étendue très importante, comme la modélisation par éléments finis le laissait supposer.

5.3

Dans le calcaire grossier

Le calcul conclut, comme on pouvait s'y attendre, à l'absence de pression de confinement. Compte tenu de l'hétérogénéité du calcaire grossier et de la nature sableuse présentée par le faciès dans la partie inférieure de la couche, laquelle est baignée par la nappe, il sera néanmoins souhaitable de maintenir une pression d'air comprimé à front. Ceci limitera d'éventuelles venues d'eau circulant dans les fractures préexistantes au sein de la couche.

TABLEAU V

Les sections étudiées par la méthode convergenceconfinement dans le calcaire grossier se situent sous une couverture de 50 à 70 m. Les valeurs de pression sur le revêtement obtenues montrent qu'il n'est pas nécessaire de surcouper pour la diminuer : 60 à 100 kPa (0,6 à 1 bar) en moyenne, alors que le terrain ne vient pas au contact de la jupe du tunnelier.

Les tassements de surface seraient inférieurs au mm (sans tenir compte de l'ovalisation de l'anneau de voussoirs).

5.4

Dans le sable de Fontainebleau

5.4.1

Stabilité du front de taille

Des disparités importantes existent suivant les méthodes utilisées. Les pressions calculées s'échelonnent entre 100 et 300 kPa (1 à 3 bars) suivant la hauteur de couverture et la charge hydrostatique, lesquelles diminuent progressivement en allant vers A13. La méthode Leca donne des résultats très proches de la valeur moyenne tant que le niveau d'eau est supérieur à l'axe du tunnel. La méthode dite du « coin de terrain » prend ici tout son sens, vu la configuration géologique. Elle donne par contre des résultats significativement plus élevés que la valeur moyenne dès que l'on est en présence d'eau. Au final, la méthode la plus fiable semblerait être celle de la spirale logarithmique car ses résultats sont toujours proches de la valeur moyenne toutes méthodes confondues.



Tassements

Comme on pouvait s'y attendre dans ce matériau sans cohésion, le déplacement radial du terrain est bloqué par la jupe du tunnelier et les pertes de volume après équilibre s'échelonnent entre 1 et 1,2 %. Les calculs empiriques [8] et analytiques prévoient des tassements à l'axe compris entre 5 et 12 mm, ce tassement augmentant lorsque la couverture diminue.

Une zone plastique apparaît systématiquement autour de l'excavation, son épaisseur varie de 0,80 m à 2,30 m. Les pressions moyennes sur le revêtement s'échelonnent entre 220 et 80 kPa (2,2 à 0,8 bar) ce qui est *a priori* tout à fait acceptable pour le revêtement envisagé. Il n'y a donc pas nécessité d'utiliser une quelconque surcoupe.

Les calculs aux éléments finis donnent les résultats suivants (pression de confinement = 100 kPa – 1 bar) :

Fonctionnement tunneller	Contraction réalisée	Tassement maxi en surface	Distorsion maximale	Déplacement en voûte	Déplacement en radier
Configuration de base	Configuration 0,86 % de base		1/270	54 mm	39 mm
« Injection sous pression »	0 %	5 mm	1/3 200	14 mm	– 27 mm

Dans le cadre du fonctionnement en configuration de base, la cuvette de tassement observée est très prononcée et le tassement en surface dépasse les 30 mm. On mesure ainsi très directement *l'influence de la conicité de la jupe sur le tassement*.



Pour réduire le tassement en surface, la solution théorique consiste à empêcher le terrain de suivre, lors de sa détente radiale, le profil tronconique de la jupe du tunnelier. Ceci s'obtient en réduisant l'amplitude de la contraction dans le programme PLAXIS. Les résultats de calcul en termes de contrainte (en voûte, en radier et aux naissances par exemple) permettent d'estimer le niveau de contre-pression théorique d'injection de bentonite à exercer le long de la jupe.

Conclusion

Les problèmes de stabilité de front de taille et de maîtrise des tassements sont récurrents sur tous les chantiers de tunnelier, particulièrement ceux de grand diamètre comme SOCATOP.

L'approche qui en est faite dans cet article est une tentative d'analyse complète de la question intégrant une réponse simultanée aux phénomènes se produisant à front et le long du tunnelier.

Elle démontre que si les problèmes de stabilité du front de taille peuvent être approchés de manière satisfaisante par des calculs manuels, une prévision sérieuse des tassements atteints ne peut se faire que par une analyse aux éléments finis. A ce titre, le programme PLAXIS au travers de son option « contraction » constitue un apport précieux à une simulation réaliste des phénomènes de resserrement du terrain autour de la jupe, phénomènes que les praticiens connaissent bien. Cette option « contraction » permet d'éviter les utilisations abusives et erronées du concept du taux de déconfinement que l'on voit hélas trop souvent.

Par ailleurs, cet article démontre que, dès lors que la stabilité du front est assurée, la cause majeure des tassements provient de la conicité de la jupe et de la possibilité qu'a ou non le terrain de se refermer autour de celle-ci. Tout calcul prévisionnel de tassements qui n'intégrerait pas la forme spécifique et les dimensions du tunnelier doit donc être considéré comme irréaliste.

Le bilan comparatif définitif entre prévisions et observations réelles des tassements sur le chantier SOCATOP est évidemment à poursuivre, mais les premiers résultat montrent que dans des formations très sensibles comme l'argile plastique des tassements de 10 à 20 mm – conformes aux prévisions – sont inévitables, tout au moins dès lors que l'on ne remet pas en question le dimensionnement des voussoirs.

Bibliographie

- AFTES Les tassements liés au creusement des ouvrages en souterrain. Recommandations AFTES, 1999.
- [2] Aristaghes P., Autuori P. « Calcul des tunnels creusés au tunnelier ». Journées techniques AFTES, 1996, p. 145 à 150.
- [3] Atkinson, Potts « Stability of a shallow circular tunnel in cohesionless soil ». *Géotechnique*, vol. 27, n° 2, 1977, p. 203-215.
- [4] Corbetta F. Nouvelles méthodes d'étude des tunnels profonds. Calculs

analytiques et numériques. Thèses ENS Mines de Paris, 1990.

- [5] Davis et al. « The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material ». *Géotechnique* 30, n° 4, 1980, p. 397-416.
- [6] Leca E., Panet M. « Application du calcul à la rupture à la stabilité du front de taille d'un tunnel ». *Revue française de* géotechnique, n° 43, 1990.
- [7] Panet M. Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement. Presses de l'ENPC, 1995.
- [8] Peck et al. « Design of tunnels liners and support systems ». Rapport NTTS n° 183799, 1969.
- [9] Pera J. « Présentation générale des boucliers à pression de boue », § 4 : Stabilité d'ensemble du front de taille. AFTES, Le creusement des tunnels en terrains meubles et aquifères, 1984.
- [10] Sternath R., Baumann Th. « Face support for tunnels in loose ground ». *Tunnels for people*, Golser, Hinkel and Schubert eds, Rotterdam, Balkema, 1997.