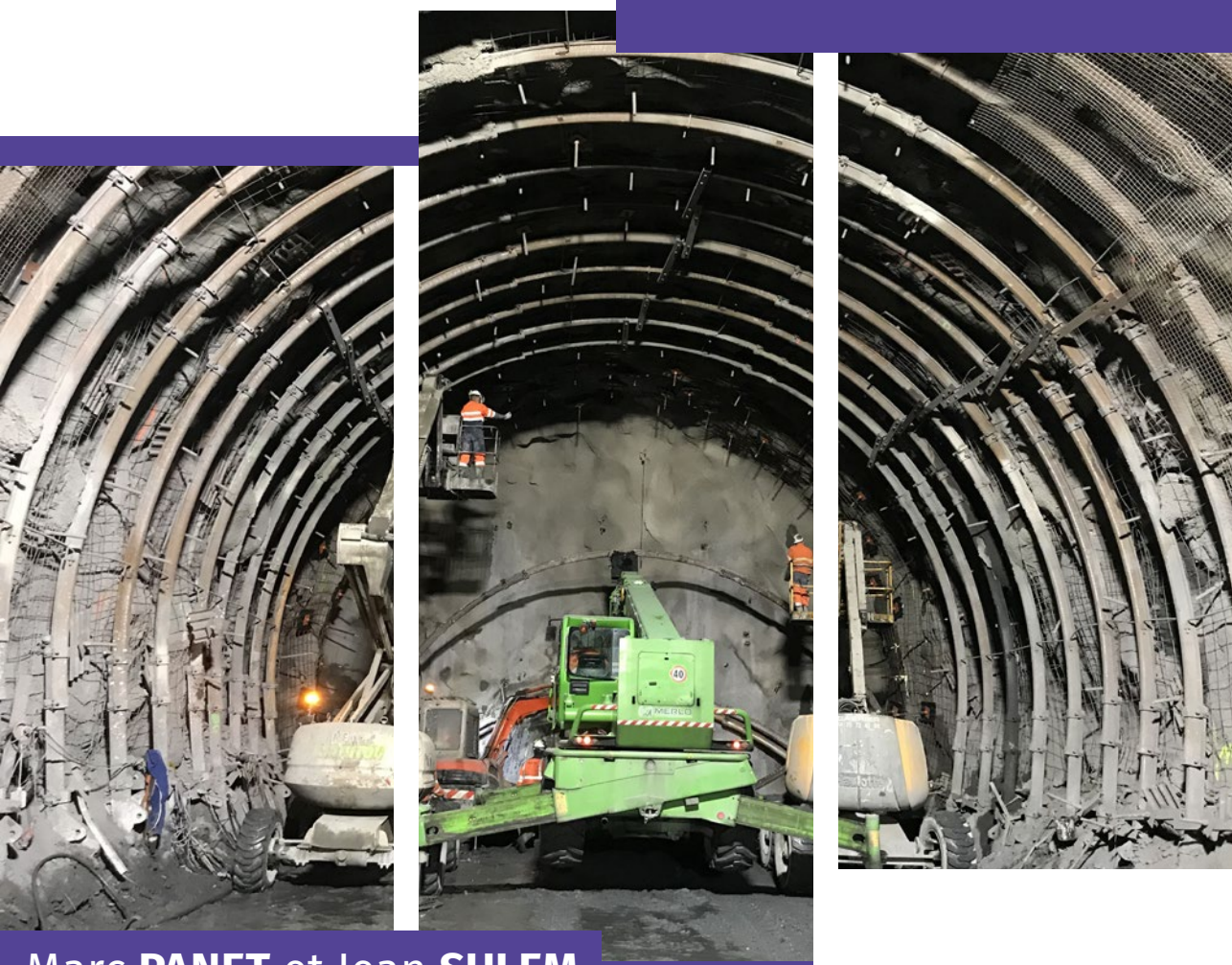


LE CALCUL DES TUNNELS par la méthode convergence-confinement



Marc **PANET** et Jean **SULEM**

Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement

Photo de couverture :

Galerie de Saint-Martin-la-Porte (Photo de Yichun Liu)

SOMMAIRE

Préface	7
1. Introduction	9
1. Les procédés de construction des tunnels	9
2. Les déplacements provoqués par le creusement d'un tunnel	14
3. Les instabilités et ruptures des terrains dans les ouvrages souterrains	17
4. Les fonctions du soutènement	20
5. Les déformations différées	21
6. L'état naturel des contraintes	21
7. Le choix du mode de soutènement et de revêtement	22
8. Les principes généraux de la méthode convergence-confinement	25
9. Annexe : La classification des massifs rocheux.....	28
Références	35
2. Les modes de soutènement	37
1. La distance non soutenue	37
2. Rigidité normale et rigidité en flexion d'un soutènement	38
3. Rigidité normale et rigidité à la flexion d'une coque cylindrique circulaire.....	39
4. Le soutènement en bois.....	42
5. Les cintres métalliques	42
6. Le boulonnage	45
7. Le béton projeté	52
8. Les anneaux de voussoirs.....	54
9. Les blocs compressibles.....	58
10. Les soutènements composites	59
11. Les soutènements biphasés.....	60
12. Le soutènement du front de taille.....	60
13. Le présoutènement	61
14. Le revêtement	64
Références	65

3. La méthode convergence-confinement dans le cas d'un comportement élastique du massif	67
1. Champs de déplacement et convergence d'un tunnel non soutenu	67
2. Champs de contraintes et de déplacement autour d'un tunnel non soutenu	69
3. Application de la méthode convergence-confinement.....	76
Annexe 1 : Principes de résolution d'un problème bidimensionnel en élasticité isotrope	80
Annexe 2 : Contraintes et déplacements autour d'un tunnel de section circulaire excavé dans un milieu élastique à isotropie transverse.....	83
Références	88
4. La méthode convergence-confinement dans le cas d'un comportement élastoplastique du massif	91
1. Modèles usuels de plasticité	91
2. Développement d'une zone plastique	96
3. Champ de contraintes et de déplacement dans le cas d'un comportement élastoplastique parfait	100
4. Comportement avec rupture brutale	107
5. Équilibre en voûte de la zone décomprimée	108
Annexe	110
Références	115
5. La détermination du profil longitudinal de déplacement.....	117
1. Profil longitudinal de déplacement pour un tunnel non soutenu	118
2. Profil longitudinal de déplacement pour un tunnel soutenu	121
3. Prise en compte d'un pré-soutènement ou d'une pression de confinement exercée sur le front	127
Références	128
6. La méthode convergence-confinement et le comportement différé du massif	129
1. Analyse des mesures de convergence.....	129
2. Excavation d'un tunnel à section circulaire dans un massif viscoélastique.....	131
3. Excavation d'un tunnel à section circulaire dans un massif viscoélastique-plastique	134
4. Modèles viscoplastiques.....	136
5. Prise en compte du régime hydraulique.....	139
Références	144

7. Utilisation de modèles numériques	147
1. Généralités	147
2. Modélisation numérique des tunnels excavés en méthode traditionnelle	149
3. Modélisation numérique des tunnels excavés au tunnelier	150
4. Utilisation d'une modélisation numérique 2D pour l'application de la méthode convergence confinement	151
5. Exemple de simulation numérique 3D	154
Références	157

Préface

Les travaux souterrains sont un métier d'expérience. Confrontée d'une part à des approches théoriques de dimensionnement de plus en plus sophistiquées et d'autre part à la réalité empirique complexe d'un terrain aux caractéristiques par définition variables et peu prévisibles, l'expérience est essentielle pour permettre d'identifier et de comprendre les mécanismes à attendre lors d'un creusement, et d'en cerner les effets et conséquences prévisibles à l'aide d'outils relativement simples qui sont d'abord là pour conforter le point de vue de l'expert. Il est fondamental que ce dernier sache conserver, vis-à-vis des résultats, un esprit critique sur les hypothèses introduites, sur le domaine de validité des résultats et sur les incertitudes qui demeurent.

C'est toute la valeur de ce nouvel ouvrage que d'ancrer les concepts et développement théoriques sur une longue et attentive observation du comportement des excavations souterraines et sur de nombreux retours d'expérience, y compris avec des exemples très récents d'ouvrages aussi emblématiques que les travaux de descenderies pour le tunnel transfrontalier du Lyon-Turin. En regard de l'édition de 1995, ce manuel s'enrichit en accordant une place plus importante à la description des procédés et de leur mode d'action, en liaison avec les mécanismes d'instabilité ou de déconfinement que l'on souhaite maîtriser, pour ensuite mettre les approches de dimensionnement proposées au service de cet objectif.

Les auteurs ont réussi à trouver le bon équilibre entre théorie et pratique pour livrer un véritable manuel au sens propre, c'est-à-dire un document très didactique et toujours à la portée de la main, afin que le praticien puisse s'y référer à tout moment, et disposer de règles simples pour cerner les problèmes, mais aussi, comme on l'a déjà évoqué, conforter un point de vue.

Certes, les principes de la méthode convergence-confinement ne datent pas d'hier et ont été évoqués très tôt dans l'histoire de l'AFTES, avec notamment la sortie d'un premier texte dans le n° 14 de la revue Tunnels et Ouvrages Souterrains d'avril 1976 dans lequel le groupe de travail 7, sous la houlette de Pierre Gesta, présentait les méthodes de calcul des tunnels. Mais avant cela, Marc Panet au LCPC travaillait déjà depuis plusieurs années pour traiter le problème tridimensionnel de l'interaction entre terrain et soutènement au voisinage du front par un modèle en déformation plane à l'aide d'un coefficient traduisant le déconfinement progressif. Sa communication sur ces travaux au congrès de mécanique des roches de Denver en 1974 est une pierre d'angle qui dessine les principes de la méthode convergence-confinement.

Cette nouvelle édition la resitue dans le contexte actuel. Elle étoffe l'édition précédente par des développements complémentaires, comme ceux sur le critère de

Hoek & Brown ou les modèles viscoplastiques, et prend en compte l'évolution dans les méthodes de creusement avec la place prépondérante prise aujourd'hui par la méthode mécanisée et les modes de soutènement qui lui sont associés. Cette actualisation se fait avec le souci toujours prégnant de fournir des outils simples, d'aider à fixer des ordres de grandeur et de permettre au praticien de faire des analyses de dégrossissage à l'aide de formulations analytiques.

La contribution de Jean Sulem est essentielle également pour établir la passerelle avec les méthodes numériques qui prolongent l'emploi de la méthode convergence-confinement dans des configurations et des géométries que ne peuvent appréhender les formules analytiques. En retour, les modèles numériques, notamment en 3D, apportent des informations précieuses sur le profil longitudinal de déplacement et les taux de déconfinement à introduire dans la méthode simplifiée. Cet ordonnancement des outils, du plus simple au plus complexe, en référence toujours à la réalité des comportements que l'on cherche à comprendre et à évaluer, n'est pas la moindre des qualités de cette nouvelle publication dans laquelle les chercheurs autant que les ingénieurs sauront à n'en pas douter trouver leur bonheur.

L'AFTES, qui rassemble tous les professionnels français des travaux souterrains, peut légitimement rendre hommage aujourd'hui au travail tout à fait remarquable réalisé par les auteurs et encourager tous les membres de sa communauté à se plonger dans la lecture de cet excellent ouvrage.

Michel Deffayet

Président de l'Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain

Introduction

1. Les procédés de construction des tunnels

L'étude d'un projet de tunnel comporte le choix d'une méthode de creusement et de soutènement. Ce choix doit être pris en compte dans la définition et le dimensionnement de l'ouvrage. Les procédés de construction des tunnels ont considérablement évolué au cours des dernières décennies.

On distingue dorénavant les méthodes dites traditionnelles et les méthodes de creusement au tunnelier.

1.1 Les méthodes traditionnelles

Dans les méthodes traditionnelles, l'abattage des roches se fait par marteaux piqueurs, par pelles mécaniques, par des machines à attaque ponctuelle. Pour les roches les plus dures, l'abattage se fait à l'explosif (Figure 1.1). On distingue le soutènement mis en place au fur et à mesure de l'avancement et le soutènement définitif obtenu généralement par un revêtement bétonné coulé en place.

Au cours du XIX^e et du début du XX^e siècle, l'excavation était faite par section divisée avec un soutènement en bois. Les historiens des tunnels distinguent selon la division de la section une méthode belge, une méthode allemande, une méthode autrichienne... Les soutènements par cintres métalliques, boulons et béton projeté ont conduit à des méthodes d'excavation différentes en pleine section ou en section divisée (Figure 1.2).

L'excavation en pleine section a longtemps été réservée aux galeries de petite et moyenne section creusées dans des terrains de bonne tenue. Le développement de nouvelles techniques de présoutènement et de stabilisation du front de taille a conduit Pietro Lunardi (2008) à développer la méthode ADECO-RS (Figure 1.3). Elle préconise l'excavation en pleine section même pour des tunnels de grande section dans des terrains difficiles mettant en œuvre un renforcement ou un présoutènement en avant du front de taille et un revêtement bétonné rigide avec un radier immédiatement derrière le front de taille. Sur de nombreux exemples, notamment en Italie, cette méthode s'est avérée efficace et économique.



Figure 1.1. Abattage à l'explosif en pleine section – Jumbo de foration (Atlas Copco)



Figure 1.2. Tunnel 186 – Creusement traditionnel en demi-section



Figure 1.3. TGV Sud Est – Tunnel de Tartaignille – Application de la méthode ADECO RS avec soutènement du front de taille par des boulons en fibre de verre (P. Lunardi)

1.2 Le creusement au tunnelier

Le creusement au tunnelier (*Tunnel Boring Machine*) connaît depuis quelques décennies un développement considérable. Les tunneliers permettent des vitesses d'avancement beaucoup plus élevées que les méthodes traditionnelles mais s'adaptent plus difficilement à des conditions de terrain imprévues. Les incidents se traduisent souvent par des arrêts prolongés

Trois dates permettent de jalonner l'histoire du développement des tunneliers :

- 1888 – deux amorces de galeries sur chaque rive de la Manche sont creusées dans la craie par les machines du Colonel Beaumont
- 1952 – James Robbins crée le premier tunnelier moderne pour creuser une galerie hydroélectrique du barrage Oake au Dakota du Sud.
- 1964 – Le premier tunnelier avec confinement du front de taille par air comprimé est construit par la Compagnie Robbins pour le creusement à Paris du RER A entre la Place de l'Étoile et La Défense.

On peut distinguer les tunneliers suivant :

- Le mode d'abattage : en pleine section par une roue de coupe, ou par attaque ponctuelle avec un bras d'abattage (*backhoe*)

- le type de bouclier : simple casquette, bouclier à simple jupe, bouclier à double jupe télescopique (Figure 1.4),
- la pose ou non à l'avancement d'un revêtement de voussoirs préfabriqués,
- le confinement ou non du front de taille.

Les tunneliers à front confiné sont utilisés lorsque le front de taille est instable ou pour limiter les tassements pour les tunnels à faible profondeur. Le confinement du front peut être assuré par une pression d'air, une pression de terre ou une pression de boue bentonitique (Figure 1.5).

La pression d'air est souvent difficile à maintenir dans la chambre d'excavation. Les fuites d'air peuvent entraîner des chutes de pression ayant pour conséquence la création d'un fontis au front de taille.

La pression de terre est maintenue dans la chambre d'excavation par un contrôle de l'extraction du minerai au moyen d'une vis. La pression exercée au front de taille par les matériaux excavés n'est pas homogène. Il est difficile, voire impossible, de maintenir la chambre d'excavation pleine.

L'utilisation d'une boue bentonitique dans la chambre d'excavation est le procédé qui permet le meilleur contrôle de la stabilité et des déformations. L'extraction des déblais est hydraulique. Dans les terrains perméables, la formation d'un « cake » en avant du front de taille permet d'exercer efficacement la pression de confinement. Mais elle accroît la complexité et le coût du tunnelier car elle implique une installation de traitement et de recyclage de la boue.

Des innovations sont constamment proposées pour le creusement par tunneliers afin de s'adapter à des conditions de terrains variables. On peut citer les tunneliers à densité variable qui permettent de passer d'un mode à pression de terre à un mode à pression de boue sans qu'il soit nécessaire d'effectuer une modification mécanique dans la chambre d'excavation et sur le train suiveur. Il exige deux systèmes pour l'évacuation des déblais.

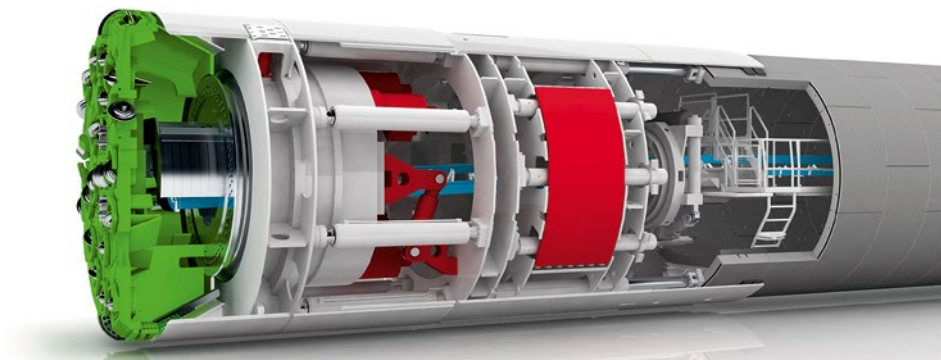


Figure 1.4. Tunnelier à double jupe (Herrenknecht)

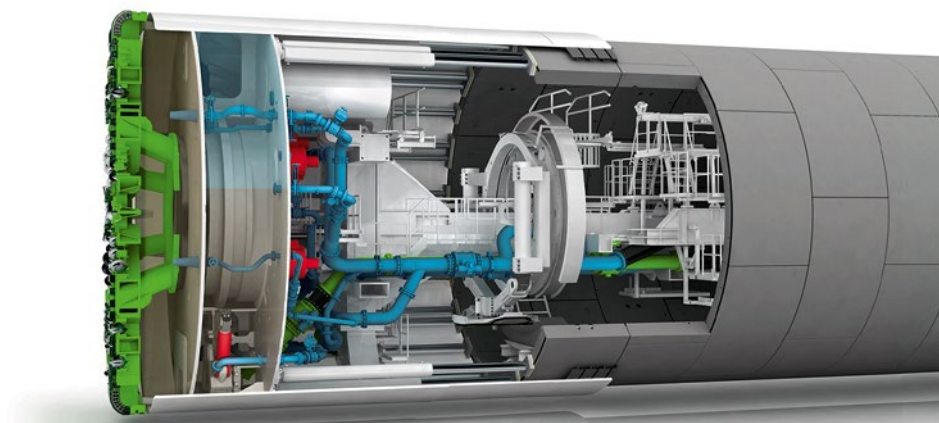


Figure 1.5.a. Tunnelier à pression de boue (Herrenknecht)

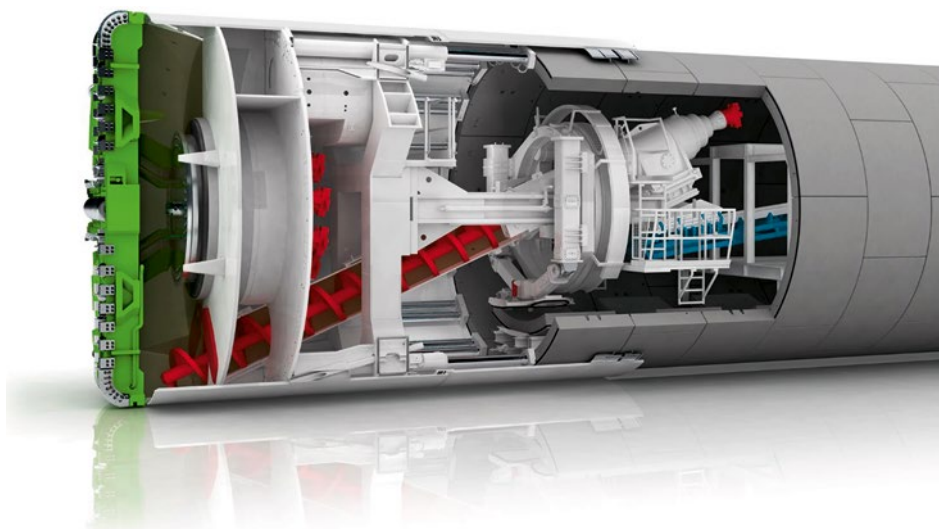


Figure 1.5.b. Tunnelier à pression de terre (Herrenknecht)



Figure 1.5.c. Tunnelier à densité variable (Herrenknecht)

2. Les déplacements provoqués par le creusement d'un tunnel

2.1 La convergence des tunnels

Les champs de déplacement provoqués dans le terrain encaissant sont désormais auscultés au cours du creusement de la plupart la plupart des tunnels. La mesure de la convergence des parois des tunnels est l'auscultation la plus répandue. Elle a pour origine, dans l'exploitation des mines, le suivi des déplacements relatifs du mur et du toit des couches exploitées derrière le front de taille.

Dans les tunnels, si on considère une section orthogonale à l'axe du tunnel S repérée par son abscisse X , la convergence de la section S dans la direction α est le déplacement relatif de deux points opposés des parois dans cette direction :

$$C_{\alpha} = -\Delta L_{\alpha} \quad (1.1)$$

où L_{α} est la distance entre les deux points opposés. La convergence est positive si les deux points se rapprochent et vice-versa.

Il n'est pas nécessaire de déterminer la quantité L_{α} . La convergence est généralement mesurée par des distancemètres mécaniques ou optiques avec une précision de 10^{-5} . Des dispositifs optiques de mesure de la convergence sont de plus en plus utilisés.

Dans une même section on mesure la convergence dans plusieurs directions pour mettre en évidence l'anisotropie du champ de déplacement.

Même en l'absence de tout développement théorique le suivi des convergences se révèle d'une grande utilité pour contrôler le comportement du terrain, prévenir des instabilités, s'assurer de la bonne adéquation du soutènement aux conditions réellement rencontrées. Elle est la base de toute méthode observationnelle.

La convergence varie en fonction de la distance au front de taille. Elle croît généralement rapidement derrière le front de taille puis se stabilise au fur et à mesure de l'éloignement du front de taille si l'excavation est stable. Il est donc nécessaire de réaliser la mesure initiale le plus près possible du front de taille. Cette exigence peut être contraignante voire impossible comme par exemple dans le cas d'utilisation d'un bouclier.

Si à un instant donné t , la position du front de taille est repérée par son abscisse X_f , la distance entre la section de mesure et le front de taille est :

$$x = X_f - X \quad (1.2)$$

L'avancement du front de taille en fonction du temps est donné par la courbe $x(t)$.

En l'absence de déformations différées du terrain, la convergence ne dépend que de x . Pendant un arrêt de l'avancement la convergence ne varie pas. Lorsque le

front de taille est suffisamment éloigné, la convergence se stabilise. On peut alors définir pratiquement une distance d'influence du front de taille d_f .

Si le massif a un comportement rhéologique avec des déformations différées, la convergence continue de croître au-delà de la distance d'influence du front de taille. Dans ce cas, il faut alors considérer la courbe d'avancement du front, la variation de la convergence en fonction de la distance au front de taille, la variation de la convergence en fonction du temps. Les périodes d'arrêt du front de taille fournissent alors des informations très utiles sur la distance d'influence du front de taille et le comportement rhéologique du massif.

Dans certaines sections, la mesure de la convergence peut être complétée par la mesure des déplacements radiaux de points situés à l'intérieur du massif grâce à la mise en œuvre d'extensomètres installés dans des sondages radiaux perpendiculaires à l'axe du tunnel. Ces sections de mesure permettent d'analyser beaucoup plus complètement le comportement du massif et l'interaction entre le massif et le soutènement.

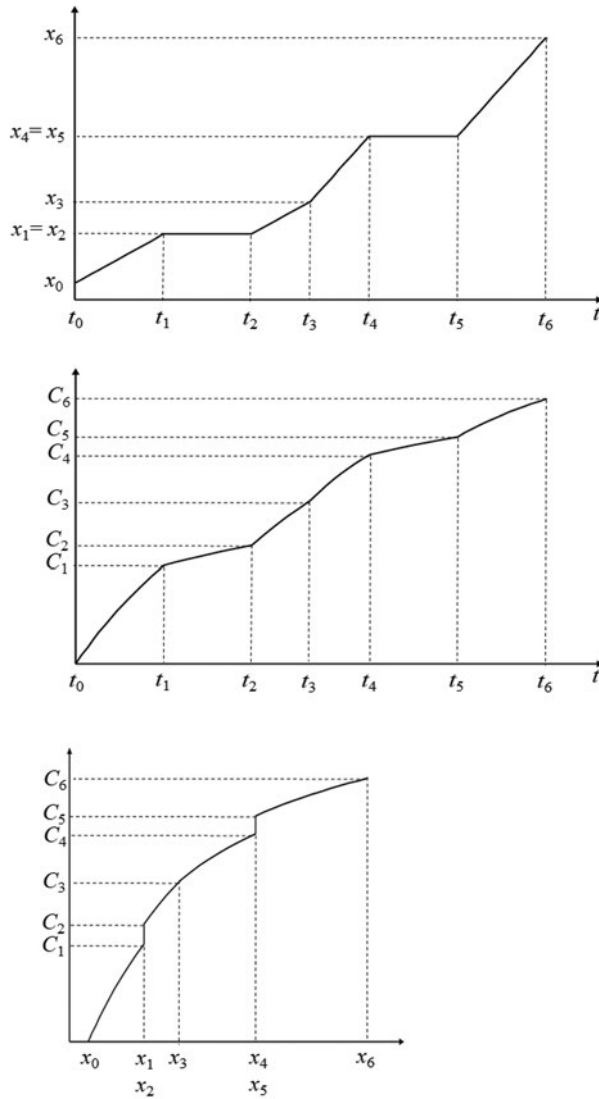


Figure 1.6. Étude de la convergence d'une section en fonction du diagramme d'avancement du front de taille

2.2 Préconvergence et extrusion

Les méthodes modernes de dimensionnement des tunnels se fondent sur l'analyse des champs de contrainte et de déformation autour du front de taille. Si l'étude de la convergence derrière le front de taille est désormais classique, Pietro Lunardi a introduit les notions complémentaires de préconvergence et d'extrusion.

La préconvergence est la convergence du profil théorique du tunnel en avant du front de taille. Elle peut être mesurée pour les tunnels peu profonds par des extensomètres verticaux installés à partir de la surface. Mais elle est difficilement mesurable pour les tunnels profonds.

L'extrusion est le déplacement axial des points situés en avant du front de taille. Elle peut se mesurer par un extensomètre horizontal ayant une longueur de 2 à 3 diamètres installé à partir du front de taille. L'extension totale est obtenue par le cumul des déplacements mesurés au fur et à mesure de l'avancement du front de taille.

La préconvergence et l'extrusion du front permettent de délimiter la zone perturbée par l'excavation en avant du front de taille. Celle-ci est généralement surestimée ; elle est presque toujours inférieure à deux diamètres et le plus souvent de l'ordre d'un diamètre.

3. Les instabilités et ruptures des terrains dans les ouvrages souterrains

Au cours de l'excavation d'un ouvrage souterrain, des instabilités et des ruptures peuvent se produire sur les parois latérales de l'excavation, au radier et au front de taille. Au stade du projet, il convient de prévoir la nature de ces instabilités et ruptures.

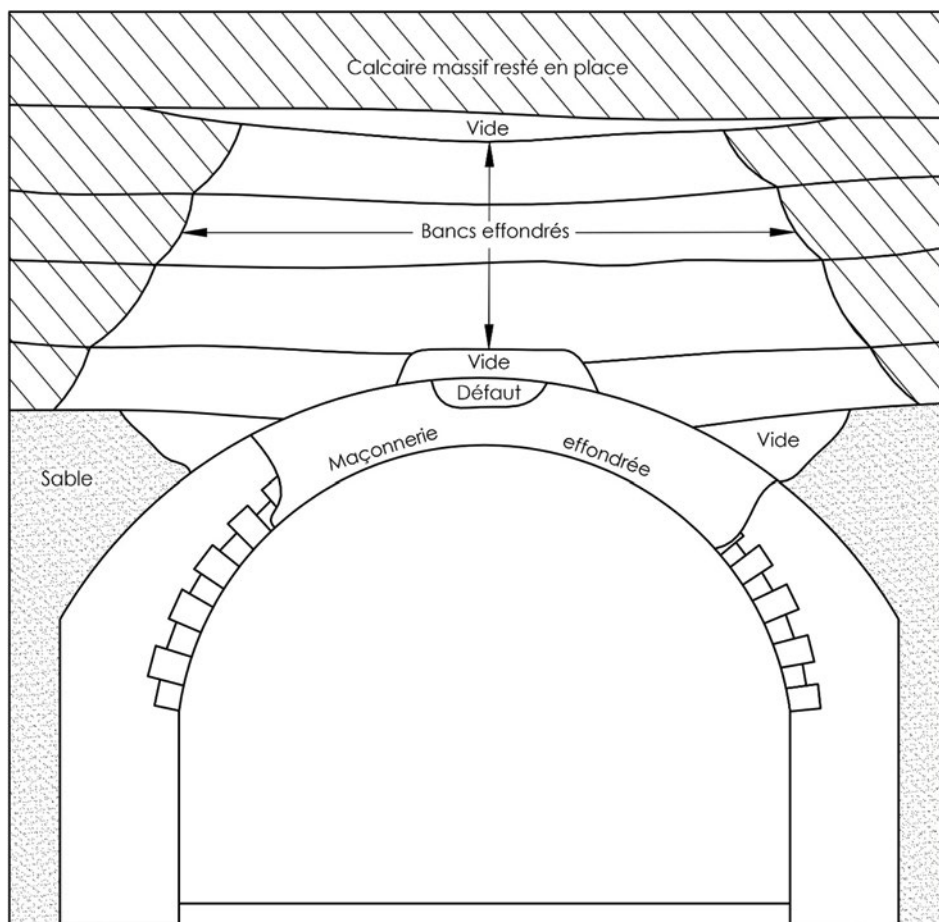
On peut distinguer :

- Les chutes de blocs découpés par les surfaces de discontinuité naturelles des massifs rocheux (plans de stratification, schistosité, diaclases, failles).
- Les éboulements de sols pulvérulents qui se produisent au front de taille.
- Dans les massifs rocheux stratifiés les ruptures de bancs en flexion. La flexion des bancs dépend de leur inertie. Entre des bancs d'inertie variable, des décollements se produisent. Les bancs d'inertie moindre et à faible résistance peuvent se rompre alors que les bancs de forte inertie peuvent constituer un toit stable.
- Dans les roches schisteuses ou finement litées, lorsque le tunnel est creusé en direction par rapport à la schistosité, les ruptures par flambement des lits schisteux.
- Lorsque la résistance globale du massif est insuffisante vis-à-vis de l'état des contraintes naturelles, les ruptures du massif par cisaillement ou extension créent une zone d'instabilité souvent appelée « zone décomprimée » assimilée dans les modèles élastoplastiques à la zone endommagée. Dans les roches massives ces ruptures peuvent donner lieu à des ruptures brutales (*rockbursts*). Dans les roches plus ductiles, ces ruptures donnent lieu à des convergences

des parois parfois importantes (*squeezing rocks*). Au radier, on peut également observer des soulèvements. Ceux-ci peuvent avoir une forte intensité dans les roches gonflantes (*swelling rocks*).

Parmi les instabilités qui ont entraîné les accidents les plus graves dans les travaux souterrains, il faut mentionner les irruptions brutales d'eau au front de taille. Les conditions hydrogéologiques du massif et les conditions de drainage des eaux souterraines vers l'excavation doivent faire l'objet d'une reconnaissance et d'une analyse approfondies. Elles ne sont pas traitées dans cet ouvrage.

Dans le choix d'une méthode de soutènement et dans son dimensionnement, il faut analyser quels sont les types d'instabilités et de ruptures qui sont susceptibles de se produire et adapter la nature des soutènements mis en œuvre.



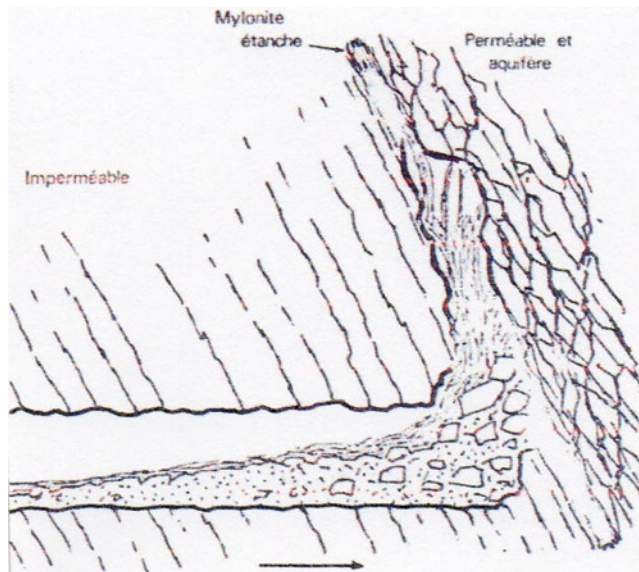
Tunnel de Vierzy – Accident du 16 juin 1972. Flexion et rupture des bancs du Lutétien inférieur. Effet de dalle du banc calcaire de Saint Leu



Tunnel Lyon Turin – Descenderie de Saint Martin la Porte – Fortes convergences dans les schistes du Houiller (Eiffage)



Tunnel du Mont Blanc – Ruptures brutales en paroi (*Rockbursts*)



Instabilité du front de taille, venues d'eau et débouffrage (C. Bordet)

4. Les fonctions du soutènement

Les fonctions du soutènement d'un tunnel sont :

- Assurer la sécurité du chantier et la stabilité du tunnel en cours de creusement.
- Limiter les déformations provoquées par le creusement afin qu'elles demeurent compatibles avec la fonctionnalité de l'ouvrage et celle des ouvrages souterrains et superficiels avoisinants.
- Reprendre les pressions de terrain qui peuvent se développer à long terme et qui sont liées au comportement différé du massif.

Dans le mode de creusement traditionnel, un soutènement est mis en œuvre au fur et à mesure du creusement pour assurer la sécurité du chantier et la stabilité des excavations et pour limiter les convergences. Il peut être mis en œuvre en une ou plusieurs phases et comporter un présoutènement en avant du front de taille. Un revêtement définitif généralement en béton coffré constitue le soutènement définitif de l'ouvrage. Il est notamment dimensionné pour s'opposer aux déformations différées.

Lors d'un creusement au tunnelier, le soutènement en cours de travaux et le soutènement définitif sont le plus souvent garantis par un anneau de voussoirs préfabriqués. Il est souvent installé sous la jupe du tunnelier. Le vide intercalaire qui

apparaît à la sortie de la jupe entre l'extrados des voussoirs et le terrain est comblé par l'injection d'un mortier de bourrage. Le dimensionnement des voussoirs doit prendre en compte ces conditions de mise en œuvre.

Les différents types de soutènement et leur comportement mécanique sont décrits dans le chapitre 2 de cet ouvrage.

5. Les déformations différées

Il a été indiqué ci-dessus que la convergence mesurée dans une section s'amortit au fur et à mesure que le front de taille s'éloigne. Mais lorsque la distance entre la section de mesure et le front de taille est grande, l'évolution de la convergence doit être attribuée au comportement différé du terrain.

L'origine de ces déformations différées doit être recherchée soit dans le comportement rhéologique du terrain donnant lieu à un phénomène de fluage-relaxation, soit dans l'évolution du champ des pressions interstitielles autour du tunnel qui constitue généralement un drain. Même lorsque le revêtement est étanche, on installe souvent à l'intrados du revêtement bétonné un complexe d'étanchéité qui comporte un système drainant. Lorsque les terrains sont peu perméables, le temps d'établissement du régime d'écoulement permanent autour du tunnel peut être long.

Parmi les autres sources de déformations différées affectant les tunnels, il faut citer le gonflement des terrains argileux et gypseux. Ces phénomènes de gonflement peuvent être préjudiciables notamment au comportement des radiers. Ils ne sont pas traités dans cet ouvrage.

6. L'état naturel des contraintes

Creuser un tunnel, c'est introduire une perturbation dans un massif en équilibre. Toute analyse du comportement des terrains encaissants nécessite une évaluation de cet équilibre initial, c'est-à-dire de l'état des contraintes naturelles dans le massif. Or, et plus particulièrement pour les tunnels creusés à grande profondeur, la détermination de cet état est difficile et il subsiste in fine des incertitudes sur cet état de contrainte dont il faut tenir compte dans l'étude du projet.

Les principaux facteurs à prendre en compte pour déterminer l'état des contraintes naturelles sont :

- La profondeur de l'ouvrage
- La topographie du site

- Les propriétés des terrains et éventuellement leur anisotropie
- La présence de zones ou discontinuités majeures à l'échelle du massif ayant une faible résistance au cisaillement
- Les contraintes tectoniques régionales

Pour déterminer l'état de contrainte dans un massif rocheux on peut avoir recours à des essais in situ. Ces essais sont essentiellement de deux types :

- Les essais faits en sondage par surcarottage ; ils ne peuvent être pratiqués que dans des zones saines et peu fracturées. Dans les massifs hétérogènes, les résultats sont très dispersés et difficiles à interpréter.
- Les méthodes hydrauliques par fracturation et réouverture des discontinuités existantes (*Hydrofracturing Test on Preexisting Fractures*) donnent les données les plus fiables mais généralement insuffisantes pour une détermination complète du tenseur des contraintes initiales.

La meilleure estimation de la distribution de l'état de contrainte dans un massif peut être obtenue par un modèle numérique géomécanique tel que préconisé par Ove Stephanson (2012) prenant en compte toutes les données disponibles.

Pour les tunnels à faible ou moyenne profondeur sous un relief plat ou peu marqué, on fait généralement l'hypothèse que la contrainte verticale σ_v^0 est principale et égale au poids des terres de couverture. Les contraintes principales horizontales σ_h^0 sont déterminées par le coefficient K_0 :

$$\sigma_h^0 = K_0 \sigma_v^0 \quad (1.3)$$

Le coefficient K_0 dans un massif élastique semi infini est égal à $\frac{\nu}{1-\nu}$, ν étant le coefficient de Poisson. K_0 est souvent pris égal à 0,5. Mais dans des conditions particulières telles que pour des sols surconsolidés ou du fait de contraintes tectoniques K_0 peut être supérieur à 1.

7. Le choix du mode de soutènement et de revêtement

Les grottes préhistoriques et les habitats troglodytes apportent la preuve que des ouvrages souterrains peuvent rester stables sur de très longues périodes sans soutènement ni revêtement. Toutefois, la plupart des tunnels modernes, parce qu'ils ne sont pas implantés dans des terrains donnant des garanties certaines de stabilité sont soutenus et revêtus.

Les ingénieurs chargés de définir et calculer le soutènement d'un tunnel ont toujours balancé entre une démarche purement empirique fondée sur les retours d'expérience et une approche plus conforme à leur formation en calcul des structures. Cependant l'innovation en matière de techniques de soutènement et le développement de nouvelles méthodes ont généralement eu pour auteurs des ingénieurs ayant une approche pragmatique grâce à une perception concrète du comportement des terrains et de la validité des techniques mises en œuvre. Les justifications théoriques plus ou moins bien fondées sont intervenues après les succès acquis sur des chantiers. Tel fut le cas de la Nouvelle Méthode Autrichienne (NATM) reposant essentiellement sur l'utilisation du béton projeté qui a connu un très large succès depuis les années 1960.

Parmi les méthodes conduisant au choix du soutènement on peut donc distinguer :

- Les méthodes essentiellement empiriques se référant à des classifications du massif spécifiques pour les tunnels
- Les méthodes plus récentes fondées sur l'analyse de l'interaction entre le terrain et le soutènement et qui font appel à des modélisations numériques.

7.1 Les classifications géotechniques spécifiques pour les tunnels.

La démarche la plus typiquement empirique consiste à reproduire les types de soutènement qui se sont révélés efficaces dans des conditions à peu près semblables à celles du projet étudié. Certains ouvrages construits dans un passé plus ou moins récent acquièrent ainsi un statut d'ouvrage de référence. L'art de l'ingénieur consiste alors à reproduire les techniques proches de celles mises en œuvre sur des ouvrages bien documentés dans des « conditions à peu près semblables » en les adaptant aux conditions particulières du projet. Les « conditions à peu près semblables » ont trait à la profondeur, aux dimensions de l'ouvrage mais surtout aux conditions géologiques et géotechniques.

On peut distinguer différents types de comportement des terrains dans les ouvrages souterrains :

- Les terrains stables à l'excavation
- Les terrains sans cohésion ou intensément fracturés instables non saturés (*ravelling ground*)
- Les terrains sans cohésion ou intensément fracturés instables avec des venues d'eau (*flowing ground*) nécessitant un drainage et/ou un traitement de terrains par injections ou congélation.
- Les massifs rocheux sains et fracturés présentant des instabilités localisées aux parois de l'excavation dues à la présence et à l'intersection de discontinuités du massif rocheux (*discontinuity controlled block fall*)

- Les terrains stables à l'excavation, secs ou avec de faibles venues d'eau, donnant des convergences modérées des parois de l'excavation
- Les terrains donnant de fortes convergences des parois de l'excavation (*squeezing rocks*)
- Les massifs rocheux dans lesquels le creusement entraîne des ruptures fragiles (*spalling*) pouvant se manifester par des décompressions violentes (*rockbursts*)
- Les terrains donnant des déformations différées
- Les terrains gonflants (*swelling rocks*)

Ces comportements ne sont pas exclusifs les uns des autres. Par ailleurs, dans un même profil d'excavation, peuvent être présents des terrains de comportement divers. Cette liste met clairement en évidence les principales caractéristiques des terrains qui doivent être déterminées par la reconnaissance géologique et géotechnique.

- La nature des terrains en fonction de leur comportement lors du creusement de l'ouvrage : sol pulvérulent, sol cohérent, roches à comportement plastique, roches à comportement fragile, roches à déformations différées, roches gonflantes.
- La structure des massifs rocheux, c'est-à-dire la distribution et la description des discontinuités
- Les conditions hydrogéologiques pour évaluer les venues d'eau : charge hydraulique, coefficient de perméabilité et coefficient d'emmagasinement des nappes
- La résistance mécanique des roches rapportée à l'état des contraintes naturelles
- Les caractéristiques de comportement mécanique des terrains à court terme et à long terme

Ce sont certaines de ces caractéristiques qui servent de base aux classifications géotechniques pour les tunnels. Leur usage est très répandu dans le monde en dépit des critiques académiques dont elles sont l'objet. On peut également leur reprocher de ne pas prendre en compte suffisamment le comportement des terrains dans la zone du front de taille.

Les trois classifications les plus utilisées (cf. annexe) sont :

- La classification RMR (*Rock Mass Rating*) proposée par Z.T. Bieniawski
- La classification conduisant à la détermination d'un coefficient Q ayant pour auteur Nick Barton
- La classification GSI due à Evert Hoek puis complétée par Evert Hoek et Paul Marinos

Le mode d'excavation et de soutènement est donné directement par la valeur du coefficient obtenu par application de la classification.

Des corrélations ont pu être établies entre les coefficients RMR, Q et GSI.

Une mention particulière doit être faite pour la classification GSI car elle propose une démarche permettant sur la base du coefficient GSI de déterminer les paramètres d'une loi de comportement élastoplastique : module de déformation, critère de rupture (*Rockscience*). Vu la carence des essais de laboratoire et des essais in situ pour déterminer ces caractéristiques dans de nombreux cas, notamment pour les massifs hétérogènes, cette démarche est intéressante. Les valeurs des caractéristiques géomécaniques ainsi déterminées doivent toutefois être analysées avec circonspection au vu des observations, des reconnaissances géologiques et géotechniques du site, des retours d'expérience. Cette démarche ouvre la voie à l'étude de l'interaction entre le terrain et le soutènement.

7.2 Les méthodes fondées sur l'analyse de l'interaction terrain-soutènement

À la simplicité pratique de l'utilisation des classifications s'oppose la complexité de l'analyse quantitative de l'interaction entre le terrain et le soutènement. Cette complexité réside dans la nécessité de la connaissance, d'une part, de l'état d'équilibre initial du massif et de la loi de comportement du massif à court terme et à long terme et, d'autre part, des paramètres définissant le mode de soutènement. Par ailleurs, comme indiqué ci-dessus, il est nécessaire de procéder à une analyse tridimensionnelle pour tenir compte de la proximité du front de taille. Le formidable développement des modèles numériques tridimensionnels permet dorénavant ce type d'analyse. Toutefois la multitude des paramètres à introduire dont la détermination est souvent incertaine rend l'interprétation des résultats difficile sans multiplier les études de sensibilité aux variations des données. Aussi les modèles numériques tridimensionnels sont encore rarement utilisés au stade d'un projet et sont surtout mis en œuvre pour des interprétations a posteriori des observations et des mesures faites sur des ouvrages.

La méthode convergence-confinement substitue à l'analyse tridimensionnelle une analyse à deux dimensions en simulant la présence du front de taille et son éloignement progressif. Cette simplification lui procure des vertus didactiques fortes pour interpréter l'interaction entre le terrain et le soutènement mais elle se fait naturellement à partir d'hypothèses dont la pertinence doit être analysée dans chaque cas d'application.

8. Les principes généraux de la méthode convergence-confinement

Dans la méthode convergence-confinement, on réduit la complexité du problème tridimensionnel en lui substituant un problème bidimensionnel en déformation plane dans laquelle on applique à la paroi du tunnel un état de contrainte :

$$\sigma = (1 - \lambda)\sigma_0 \quad (1.4)$$

où σ_0 représente l'état de contrainte initial.

Le coefficient λ , appelé taux de déconfinement, est égal à 0 dans l'état initial et croît au fur et à mesure du creusement pour atteindre 1 loin du front de taille lorsque le tunnel est non soutenu. Il est déterminé à partir de la courbe de variation du déplacement radial u à la paroi du tunnel (*Longitudinal Displacement Profile LDP*).

La relation entre l'état de contrainte plan et le déplacement radial à la paroi du tunnel :

$$f_m(\sigma, u) = 0 \quad (1.5)$$

est la loi de convergence du massif (*Ground Reaction Curve GRC*) (Figure 1.7).

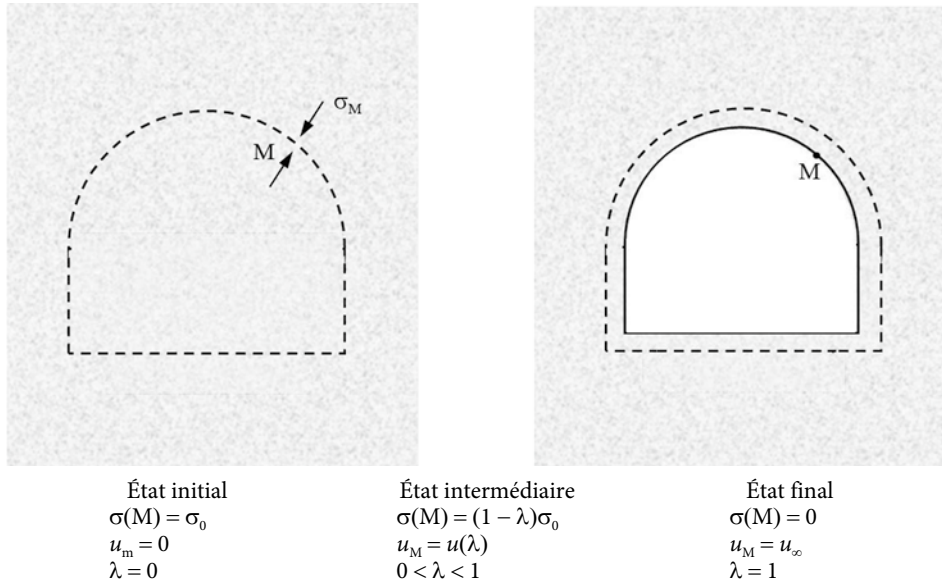


Figure 1.7 Principe de détermination de la loi de convergence du massif

Le comportement mécanique du soutènement peut être donné par une relation entre l'état de contrainte s'appliquant à son extrados et le déplacement radial :

$$f_s(\sigma, u) = 0 \quad (1.6)$$

Le soutènement s'oppose à la convergence du tunnel qu'à partir d'une distance d du front de taille, appelée distance non soutenue. À cette distance un déplacement radial u_d s'est déjà produit. La relation :

$$f_s(\sigma, u - u_d) = 0 \quad (1.7)$$

caractérise le mode de soutènement et constitue la loi de confinement du soutènement (*Support Confining Curve SCC*).

L'équilibre final résulte de l'interaction entre le massif et le soutènement. Il est donné par la solution du système d'équations constitué par la loi de convergence du massif et la loi de confinement du soutènement.

Le cas où toutes les conditions d'une symétrie de révolution par rapport à l'axe du tunnel sont satisfaites, permet une représentation graphique simple de la méthode convergence-confinement. La contrainte radiale et le déplacement radial à l'intrados du massif sont des scalaires. La loi de convergence du massif et la loi de confinement du soutènement sont souvent appelées les courbes caractéristiques (Figure 1.8).

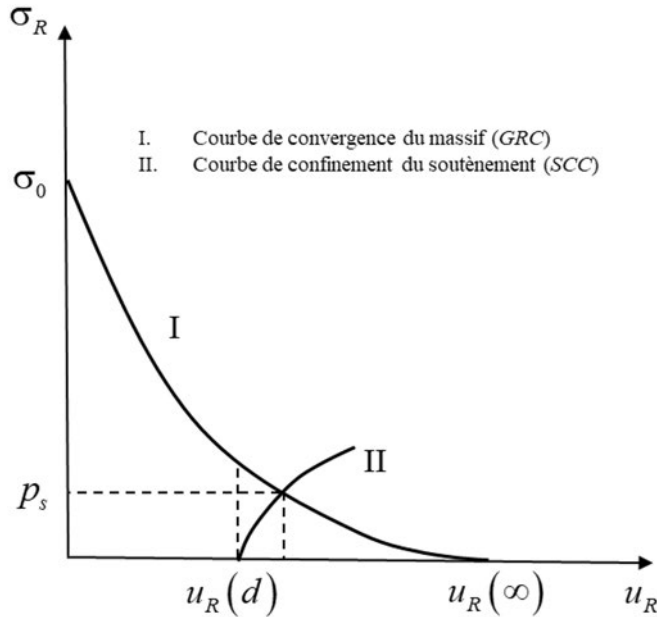


Figure 1.8. Détermination de la pression de soutènement dans le cas axisymétrique

Cette notion de courbes caractéristiques a été introduite pour la première fois par F. Pacher (1964). Elle lui a permis d'analyser de manière qualitative l'interaction entre le massif et le soutènement. La méthode convergence-confinement a permis une analyse quantitative en introduisant les conditions de mise en œuvre du soutènement derrière le front de taille par le truchement du taux de déconfinement (Panet et Guellec, 1974). D'autres méthodes quelque peu différentes ont été proposées mais sont peu utilisées.

La méthode convergence-confinement fait donc appel pour le massif à une loi de comportement d'un milieu continu. Toute modélisation d'un sol ou d'une roche implique une simplification de son comportement et une homogénéisation de ce comportement à l'échelle de l'ouvrage. Le choix des caractéristiques du massif à une échelle convenable constitue l'étape la plus délicate de la modélisation. Elle ne consiste pas simplement à transcrire les résultats d'essais de laboratoire et d'essais in situ mais à les interpréter à cette échelle en analysant toutes les données quantitatives et qualitatives acquises par la reconnaissance géologique et géotechnique en dépit de leurs dispersions, de leurs insuffisances et incertitudes.

Les formations géologiques sont des milieux complexes qui n'obéissent pas à des lois de comportement simples mais cette constatation ne suffit pas à discréditer leur usage. Dorénavant les modélisations numériques permettent d'introduire des lois de comportement de plus en plus sophistiquées et de simuler à trois dimensions les phases de creusement. Ces possibilités sont certes séduisantes. Mais, à tout prendre, un modèle simple dont on sait analyser les insuffisances et les limites est souvent préférable à un modèle nécessitant d'introduire une multitude de paramètres dont l'évaluation est très incertaine et qui devrait entraîner un très grand nombre de calculs pour déterminer la sensibilité des résultats à de très nombreuses incertitudes. Tout résultat qui s'écarte trop de l'ordre de grandeur attendu par un ingénieur compétent doit, a priori, être considéré comme suspect. La compétence qui est fille de l'expérience et du bon sens demeure le meilleur outil de gestion de la complexité.

Les modèles d'étude du dimensionnement d'un tunnel ne sont pas seulement utiles au stade du projet mais constituent pendant le creusement de l'ouvrage un outil de suivi notamment dans le cadre de la méthode observationnelle qui est désormais très répandue.

Les fondements de la méthode convergence-confinement exposés dans les chapitres suivants sont développés sous une forme analytique dans le cadre d'hypothèses très restrictives : la section circulaire du tunnel, un avancement en pleine section, un massif homogène et isotrope, un état de contrainte initial isotrope. Une formulation explicite n'a pas seulement une valeur didactique ; l'ingénieur dispose d'un outil simple et efficace pour obtenir des ordres de grandeur, pour évaluer la sensibilité de ceux-ci à la variation de propriétés caractéristiques des terrains encaissants, pour valider au moins partiellement les modélisations numériques.

9. Annexe : La classification des massifs rocheux

Les principales classifications utilisées actuellement pour les ouvrages souterrains sont :

- La classification de l'AFTES
- La classification RMR introduite par Bieniawski
- La classification Q proposée par Nick Barton
- La classification GSI dont l'auteur principal est Evert Hoek

Chacune de ces classifications ont leur caractère propre, leurs avantages et leurs limites d'emploi.

9.1 La classification AFTES

La classification AFTES joue, en France, un rôle particulier. Elle présente de manière très ordonnée une description quantifiée des principaux paramètres des massifs rocheux qui doivent être pris en compte dans un projet de tunnel :

- Les caractéristiques de la roche à l'échelle de l'échantillon de laboratoire en distinguant les paramètres d'identification, les paramètres mécaniques
- Les caractéristiques des discontinuités : paramètres d'identification, les caractéristiques des systèmes de discontinuité, les indices globaux de densité de discontinuités, les paramètres mécaniques des discontinuités
- Les caractéristiques du massif rocheux : paramètres d'identification, les paramètres mécaniques, les conditions hydrogéologiques, l'état des contraintes initial dans le massif.

La classification AFTES est un document de référence. Elle constitue un guide très utile pour l'étude géologique et géotechnique d'un projet. Elle permet d'établir de manière claire et précise un mémoire géologique et géotechnique. Cette pièce du dossier d'appel d'offres est essentielle pour l'étude du dossier par les entreprises. Elle est, en outre, une référence utile pour analyser le bien-fondé des réclamations des entreprises.

Cette classification constitue en fait, une recommandation. Elle se distingue des classifications présentées ci-dessous par son caractère strict de description quantifiée qui ne débouche pas sur des conclusions sur le comportement des massifs et, par conséquent, sur les modes de creusement et de soutènement à mettre en œuvre.

9.2 La classification RMR

Historiquement, plusieurs classifications des terrains ont été proposées pour déterminer le mode de creusement et de soutènement des tunnels. Les plus répandues ont été celles de Karl Terzaghi dans les pays anglo-saxons, de Lauffer dans les pays germaniques et de Protodiakonov dans les pays de l'Est de l'Europe. Bieniawski a été le premier en 1973 à proposer une classification des massifs rocheux fondée sur les acquis d'une discipline nouvelle, la Mécanique des Roches. Ainsi elle s'appuie par rapport à ces devancières sur des progrès importants dans la description et la compréhension du comportement des massifs rocheux. Il est fait ci-dessous référence à la dernière version de cette classification qui date de 1989 (Tableau 1.1).

Cette classification prend en compte les paramètres suivants :

- R_1 – La résistance mécanique de la roche donnée par des essais de compression simple (R_c) ou des essais Franklin (I_f)

- *R2* – L'état de discontinuité du massif rocheux déterminé sur les sondages carottés par l'indice RQD introduit par Don Deere (1964).
- *R3* – L'espacement des discontinuités
- *R4* – L'état des discontinuités classées par leurs caractéristiques morphologiques (extension, ouverture, rugosité, remplissage, altération des épontes)
- *R5* – Les conditions hydrogéologiques qualifiées par la nature et la quantité des venues d'eau en galerie
- *A* – L'orientation et le pendage des principales discontinuités par rapport à l'axe du tunnel qui constitue pour les ouvrages souterrains un coefficient d'ajustement.

Chacun de ces paramètres est quantifié et le coefficient *RMR* est donné par la somme des coefficients *R1* à *R5*, *A* est un coefficient d'ajustement appliqué pour les ouvrages souterrains.

$$RMR = R1 + R2 + R3 + R4 + R5 + A$$

Cette simple règle d'addition n'a évidemment aucune base théorique.

Le coefficient *RMR* varie entre 0 et 100.

Cette classification met surtout l'accent sur l'état de fracturation et des discontinuités représentés par les paramètres *R2*, *R3* et *R4*. Elle ne prend pas en compte l'hétérogénéité éventuelle du massif rocheux. Dans un massif dans lequel alternent des bancs de résistance très différente, le choix de la valeur de *R1* s'avère délicat. En l'absence de sondages carottés, la détermination de l'indice RQD peut être sujet à contestations.

Sur la base de la valeur du coefficient *RMR*, la classification donne des recommandations sur le mode de creusement et de soutènement du tunnel. Ces recommandations fondées sur la compilation du creusement de nombreux ouvrages ne prennent pas réellement en compte une analyse du comportement du terrain. Elles constituent la partie la plus contestable de la classification et il convient d'être très prudent pour l'appliquer à un cas particulier.

1. Paramètres

Paramètre			Domaine des valeurs					
1	Résist. Compr. simple (MPa)	> 250	100 - 250	50 - 100	25 - 50	10 - 25	3 - 10	< 3
	Note	15	12	7	4	2	1	0
2	Coefficient RQD	90 - 100	75 - 100	50 - 75	25 - 50	< 25		
	Note	20	17	13	8	3		
3	Espacement des joints	> 2 m	0,6 - 2 m	20 - 60 cm	6 - 20 cm	< 6 cm		
	Note	20	15	10	8	5		
4	Caractéristiques des discontinuités	- très rugueuses - ouverture < 0,1 mm - non persistantes - épontes non altérées	- très rugueuses - ouverture < 0,1 mm - non persistantes - épontes légèrement altérées	- légèrement rugueuses - ouverture < 0,1 mm - persistantes - épontes très altérées	- épontes lisses - ouverture 1 - 5 mm - persistantes - remplissage < 5 mm	- ouverture > 5 mm - persistantes - remplissage > 5 mm		
	Note	30	25	20	10	0		
5	Venues d'eau	l/min par 10 m tunnel	aucune	< 10 l/min	< 25 l/min	25-125 l/min	> 125 l/min	
		Conditions générales	Complètement sec	humide	saturé Hw < 10 m	eau sous pression modérée Hw 10 à 100 m	eau sous forte pression Hw > 100 m	
	Note		15	10	7	4	0	

2. Effet de l'orientation et du pendage des discontinuités

Orientation perpendiculaire à l'axe du tunnel				Orientation parallèle à l'axe du tunnel		Pendage 0 - 20° indépendamment de l'orientation
Avancement avec pendage		Avancement contre pendage				
Pendage 45 - 90°	Pendage 20 - 45°	Pendage 45 - 90°	Pendage 20 - 45°	Pendage 45 - 90°	Pendage 20 - 45°	
Très favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très favorable	Moyen	Défavorable
0	-2	-5	-10	0	-5	-12

3. Note finale de qualité du massif rocheux

Note finale	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 20
Classe n°	I	II	III	IV	V
Description	Excellente	Bonne	Moyenne	Mauvaise	Très mauvaise

Tableau 1.1 Classification RMR (d'après Bieniawski, 1989)

9.3 La classification Q

Nick Barton a introduit en 1974 une classification concurrente de la classification RMR. Son auteur l'a réactualisée à diverses reprises. Elle est fondée sur la détermination d'un indice Q qui combine six paramètres :

- L'indice *RQD*
- Le nombre de familles de discontinuités J_n (*joint set number*)

- La rugosité des discontinuités les plus défavorables J_r (*joint roughness number*)
- Le degré d'altération des épontes discontinuités ou la nature de leur remplissage J_a (*joint alteration number*)
- Les venues d'eau potentielles J_w (*joint water reduction*)
- Un facteur tenant compte de la présence de zones de faiblesses, de l'état des contraintes naturelles vis-à-vis de la résistance de la roche, de la possibilité d'avoir des convergences ou du gonflement SRF (*stress reduction factor*)

L'indice Q est donné par l'expression :

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$

On peut remarquer que cet indice met l'accent par les trois coefficients J_n , J_r , J_a , sur l'état de discontinuité du massif et les caractéristiques de ces discontinuités.

Le choix du facteur SRF est essentiel. Il prend en compte des caractéristiques très diverses et peut donc varier très largement (de 1 à 400 selon N. Barton). Il est essentiellement défini par un comportement anticipé du terrain. Quatre catégories de terrain sont distinguées pour le choix de la valeur du paramètre SRF : les massifs présentant des zones de faiblesse, les massifs de roche saine en fonction de l'état des contraintes in situ, les massifs de « roche poussante » (susceptibles de donner des convergences importantes) et les massifs de roche gonflante.

Cette classification est comme la précédente le fruit d'une collecte de nombreux cas mais elle n'est pas réellement fondée sur une analyse rationnelle de paramètres géologiques et géomécaniques qui justifie une prévision du comportement du terrain pour un ouvrage souterrain.

9.4 La classification GSI

Une nouvelle classification fut introduite par Evert Hoek en 1994. Cette classification est fondée sur deux critères de description des massifs rocheux strictement qualitatifs, la structure du massif rocheux et l'état des épontes des surfaces de discontinuité.

Elle définit six classes de structure des massifs rocheux :

1. Les massifs de roche saine ne présentant que quelques discontinuités espacées à l'échelle de l'ouvrage
2. Les massifs sains, fracturés, présentant trois familles de discontinuités découpant des blocs de forme sensiblement cubique bien jointifs
3. Les massifs très fracturés, présentant quatre ou plus familles de discontinuités qui déterminent des blocs polyédriques angulaires jointifs

4. Les massifs stratifiés, schisteux, plissés avec des blocs anguleux résultant de l'intersection de nombreuses familles de discontinuités
5. Les massifs intensément fracturés et déstructurés formés d'éléments rocheux angulaires et arrondis peu jointifs
6. Les massifs laminés et cisailés ne présentant pas de blocs rocheux du fait de surfaces de schistosité ou de cisaillement très voisines de faible résistance

et cinq classes d'état des épontes des surfaces de discontinuité :

- A. Surfaces très rugueuses et non altérées (*Very Good*)
- B. Surfaces rugueuses et légèrement altérées avec des taches d'oxydes (*Good*)
- C. Surfaces régulières modérément altérées (*Fair*)
- D. Surfaces très altérées comportant des slickensides, avec des remplissages compacts ou d'éléments anguleux entre les épontes (*Poor*)
- E. Surfaces très altérées comportant des slickensides, avec des remplissages argileux entre les épontes (*Very poor*)

À partir de l'abaque de la Figure 1.9, on détermine le coefficient GSI (*Geological Strength Index*) qui varie de 0 à 100. Sur la base de descriptions purement qualitatives, il ne convient pas de rechercher une valeur trop précise du coefficient GSI, la lecture de l'abaque montre que l'incertitude sur ce coefficient est de ± 5 , voire de ± 10 .

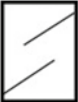
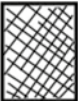
GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS		SURFACE CONDITIONS				
		VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
	INTACT OR MASSIVE—intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES ↓	90			
	BLOCKY—well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets		80			
	VERY BLOCKY—interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets		70			
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY—folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity		60			
	DISINTERATED—poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces		40			
	LAMINATED/SHEARED—Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes		20			
					10	

Figure 1.9 *Geological Strength Index (GSI)* pour un massif rocheux fracturé (d'après Hoek et Marinos, 2000)

Entre le coefficient GSI et le coefficient RMR a été établie la relation empirique :

$$GSI = RMR - 5 \text{ en prenant } R5 = 15$$

Comme pour les classifications précédentes, elle présente des insuffisances pour son application aux formations hétérogènes. Il convient toutefois de noter l'extension proposée par Hoek et Marinos (2000) pour les formations de type flysch qui a été appliquée lors de la construction du Métro d'Athènes.

Références

- AFTES (2002), Recommandations relatives à la méthode convergence-confinement, *Tunnels et Ouvrages Souterrains*, 170, 79-89.
- AFTES. (2003). Caractérisation des massifs rocheux utile à l'étude et à la réalisation des ouvrages souterrains. *Tunnels et Espaces Souterrains*, 177, 140-186.
- Barton, N., Lien, R., Lunde, J. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics*, 6(4), Springer, 189-236.
- Bieniawski Z.T. (1983). *Rock Mechanics Design in Mining and Tunnelling*, Balkema, Rotterdam.
- Bieniawski Z.T. (1993). Classification of rock masses for engineering: The RMR system and future trends. In: *Comprehensive Rock Engineering*, Vol. 3, 22, Pergamon Press, London, 553-573.
- Bouvard-Lecoanet A., Colombet G., Esteule F. (1988). *Ouvrages souterrains – Conception, Réalisation, Entretien*, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- Comité Français de Mécanique des Roches (2013). *Manuel de Mécanique des Roches*. Tome IV. Part. 7, Tunnels à grande profondeur. Collection Sciences de la Terre et de l'Environnement. Presses des Mines. Paris.
- Cundall P.A., Hart R.D. (1993). Numerical modelling of discontinua. In: *Comprehensive Rock Engineering*, Vol. 2, 9, Pergamon Press, London, 231-234.
- Daemen J.J.K., Fairhurst C. (1972). Rock failure and support loading. In: *Proc. Int. Symp. Underground Openings*, Lucerne, 356-369.
- Deere D.U. (1963). Technical Description of Rock Cores for Engineering Purpose. *Rock Mechanics and Engineering Geology*, Vol. 1, No. 1, 16-22.
- Deere, D.U., Deere, D.W., (1988). The Rock Quality Designation (RQD) Index in Practice. *Rock Classification Systems for Engineering Purposes*, ASTM STP 984, ed. Louis Kirkaldie, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 91-101.
- Duffaut P. (1977). Ground pressure and tunnelling from the nineteenth century to present. *Underground Space*, Vol. 1, 3, 185-200.
- Goodman R.E., Shi G.H. (1985). *Block Theory and its Application to Rock Engineering*. Prentice Hall, London.
- Guenot A., Panet M. Sulem J., (1985). A new aspect in tunnel closure interpretation. In: *Proc. 26th U.S. Symposium on Rock Mechanics*. Rapid City, South Dakota, USA. Ed. E. Ashworth, Balkema, pp. 455-460.
- Hoek, E. (1994). Strength of rock and rock masses, *ISRM News Journal*, 2, 2, 4-16.
- Hoek E., Brown, E.T. (1980). *Underground Excavations in Rocks*, Institution of Mining and Metallurgy, London.
- Hoek, E., Marinos, P. (2000). Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses, In: *Tunnels and Tunneling International* 32, 11, 45-51.