

Projet des Tunnels d'Hallandsås

Un défi technique



F. DUDOUIT
Skanska-Vinci HB



W. BURGER
Herrenknecht AG

Résumé

Le projet des tunnels d'Hallandsås est un projet majeur d'infrastructure en Suède. Dans le passé, il a été arrêté à deux occasions pour des raisons techniques et environnementales. En 2004, commença la troisième tentative pour finaliser les tunnels, fondée sur une nouvelle solution technique avec un tunnelier au rocher bi-mode et un revêtement voussoir étanche.

La grande hétérogénéité de la masse rocheuse, la pression hydrostatique élevée (jusqu'à 15 bars) et la présence de longues zones très aquifères rendent les conditions de creusement très difficiles.

La conjonction de ces conditions et de contraintes environnementales très sévères font de ce projet un défi.

En juin 2010, environ 90 % du premier tunnel était creusé et la Mölleback zone, la faille la plus difficile, était passée.

Principaux intervenants

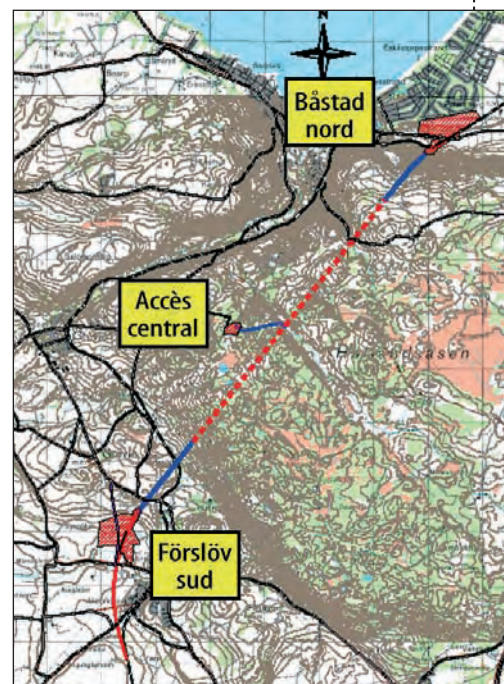
- Client : Banverket
- Groupement : Skanska 60%, Vinci 40%
- Principaux sous-traitants et fournisseurs : Herrenknecht, Marti, MS, Insond

CHIFFRES CLEFS

- ▶ Date de signature du contrat : novembre 2002
- ▶ Démarrage des travaux : mars 2004
- ▶ Date d'achèvement: 2014
- ▶ Montant du contrat : 630 M€



Fig 1 et 2 - Localisation du projet Hallandsås



1 - Le Projet Hallandsås

Le Projet de Tunnel Ferroviaire d'Hallandsås est un projet majeur d'infrastructure actuellement en construction, au sud de la Suède. Il fait partie d'un investissement important visant à étendre et à reconstruire la ligne de chemin de fer de la côte

Projet des Tunnels d'Hallandsås - Un défi technique

occidentale, entre Göteborg et Malmö. Une fois achevée et mise en service, la nouvelle voie ferrée à double voie, conçue pour les trains à grande vitesse, raccourcira de deux heures le trajet entre ces deux villes. En outre, la capacité de la liaison ferroviaire augmentera, et passera de 4 à 24 trains par heure.

Le Projet de Tunnel Ferroviaire d'Hallandsås consiste principalement en la construction de deux tunnels parallèles de 8,6 km de long et de galeries de jonction entre les deux tunnels à 500 m d'intervalle.

2 - Description géologique

La masse rocheuse de la zone est formée de gneiss précambrien et d'amphibolite. La crête d'Hallandsås est un horst, ce qui est très manifeste du point de vue topographique. Ce horst est le résultat d'un soulèvement majeur qui s'est produit il y a environ 70 millions d'années. La masse rocheuse à l'intérieur du horst est fortement affectée par la formation marquée de diaclases et de failles, ce qui laisse supposer des situations géologiques très complexes. Trois zones tectoniques majeures, de plusieurs centaines de mètres d'étendue, se trouvent le long du tracé du tunnel.

Le mouvement de soulèvement a en particulier provoqué une fracturation et un écrasement intenses le long de chaque côté du horst, qu'on désigne aujourd'hui comme les Zones Périphériques Nord et Sud. Ces zones ont été également sujettes à une météorisation en profondeur relativement importante et certaines parties de la masse rocheuse se sont complètement désintégrées en argile. Dans la Zone Périphérique Sud, des sédiments triasiques, principalement des siltites, des argilites et des grès non consolidés, recouvrent la roche du socle météorisée. Les conditions de percement d'un tunnel dans la Zone Périphérique Sud sont très difficiles car la masse rocheuse présente en partie des

terrains s'éboulant ou coulants avec un court délai de stabilité (moins d'une heure).

On rencontre à l'intérieur du horst une autre zone importante, la Zone de Mölleback. Cette zone diffère des zones périphériques en étant en général moins météorisée et par conséquent extrêmement perméable. Des études préliminaires utilisant différentes méthodes géophysiques, percussion et carottage, ont été initialement menées pendant la période 1989-1990.

La masse rocheuse est constituée principalement de gneiss avec des intrusions de dykes d'amphibolite (généralement de géométrie inconnue) et de dykes de dolérite, qui ont été bien repérées pendant les études du site. La résistance à la compression uniaxiale de la roche non fracturée peut atteindre 250 MPa, et l'abrasivité se situe généralement au-dessus de 4,5 CERCHAR, avec des valeurs mesurées allant jusqu'à 5,9.

La masse rocheuse a été divisée en 10 classes de roches différentes, en fonction de leur RQD, de la taille des blocs et de leur degré de météorisation. Les roches de la classe 10 correspondent à des masses rocheuses complètement météorisées.

À cause d'une fracturation intense, le horst est complètement saturé d'eau et la pression de l'eau souterraine au niveau du tunnel atteint 15 bars. Dans un tel cas les difficultés majeures auxquelles on s'attend lors du creusement d'un tunnel sont liées à des infiltrations importantes de la nappe phréatique.

Figures 4 et 5 - Les deux premières tentatives : tunnelier ouvert à grappeurs et méthode du forage et dynamitage.



3 - Les deux premières tentatives

La construction du tunnel a d'abord commencé en 1991/92, mais a été suspendue en 1997. À cette époque, 5,5 km du creusement du tunnel, soit le tiers d'une longueur totale de 18,6 km, avaient été achevés. Il était prévu à l'origine que les tunnels ouvrent en 1997, mais les problèmes se sont acharnés sur le projet. Le premier entrepreneur a utilisé sans succès un tunnelier ouvert à grappeurs qui n'a creusé que 18 m de tunnel. Après avoir ensuite opté pour la méthode du forage et dynamitage, l'entrepreneur a finalement abandonné le projet en n'ayant creusé que 20 % de la longueur totale. Lorsque la seconde tentative a démarré en 1996 en utilisant la méthode traditionnelle, les infiltrations d'eau dans le tunnel sont devenues un problème majeur. Les limites fixées aux infiltrations d'eau pour le projet ont été dépassées. Des méthodes alternatives d'étanchéité ont été évaluées, jusqu'à l'essai du Rhoca Gil, un agent chimique d'étanchéité. Ce produit a alors entraîné dans le tunnel des fuites d'acrylamide, un additif toxique, qui s'est répandu dans les puits et cours d'eau environnants. Les ouvriers travaillant dans le tunnel ont souffert de problèmes de santé, et les vaches des alentours se sont paralysées. Cet accident a provoqué une grande inquiétude et des réactions vigoureuses, et l'Administration Nationale des Chemins de Fer a laissé l'État décider du futur du tunnel. De 1998 à

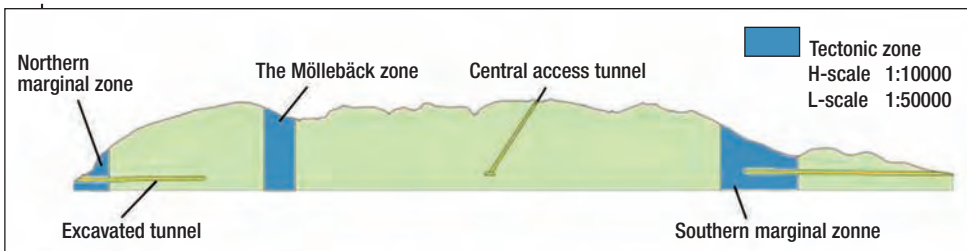


Figure 3 - Coupe géologique schématique de la crête d'Hallandsås avec les sections du tunnel déjà creusées en 1997.

2000, sur instructions de l'État, l'Administration Nationale des Chemins de Fer a mené des études approfondies sur les méthodes possibles de travail, l'impact environnemental et le coût de la poursuite du projet. Un tunnelier à bouclier est recommandé pour la construction du tunnel, mais les techniques de dynamitage traditionnelles peuvent aussi être employées. Dans les deux cas de figure, le reste du tunnel doit être revêtu de béton. En 2001 le Parlement Suédois et le Gouvernement ont donné leur autorisation pour la réalisation de la construction du tunnel.

4 - Le nouveau projet

Le projet a redémarré, pour la troisième fois, en 2004 (pour creuser les portions restantes de deux fois 5 500 m de tunnel), en utilisant une technique beaucoup plus avancée, avec un tunnelier à bouclier mixte pour roche dure bi-mode et des plaques de recouvrement étanches pour contrôler l'infiltration d'eau. Le client est l'Administration Nationale des Chemins de Fer suédoise (Banverket) et l'entrepreneur est une coentreprise entre la société suédoise Skanska Sverige AB et la société française Vinci Construction Grand Projets (Skanska-Vinci HB). Le contrat est un contrat de conception-construction.

Ce projet est considéré comme présentant un profil de risque élevé, et ses trois particularités marquantes sont :

- son histoire, qui comprend deux précédents échecs et un débat public sur sa légitimité.
- une situation géologique et hydrogéologique très complexe.
- des exigences environnementales élevées, qui comprennent une évaluation chimique complète de tous les produits chimiques utilisés pour le projet et des limitations strictes aux infiltrations d'eau.

5 - Exigences environnementales

À la suite des deux tentatives infructueuses, des exigences environnementales très strictes, fixées par le Tribunal de l'Environnement suédois, ont pour finir été imposées au projet Hallandsås.

La quantité d'eau souterraine évacuée de toutes les

excavations du tunnel dans la crête ne doit pas, pendant la période des travaux, excéder les valeurs suivantes :

- sur une période continue de 30 jours : 100 l/s
- sur une période continue de 7 jours : 300 l/s
- à tout moment : 400 l/s

L'eau évacuée du chantier doit être suffisamment traitée, afin de se conformer aux critères de qualité fixés :

- matières en suspension : 65 mg/l pour un rejet dans la mer et 30 mg/l pour un rejet dans les rivières environnantes
- concentration en hydrocarbures : 5 mg/l

Toute inobservation des exigences fixées par le Tribunal de l'Environnement suédois entraînera des poursuites judiciaires. En outre, un ajustement du pH est exigé.

Avant qu'il ne soit transporté sur le chantier et utilisé, la composition complète de tout produit chimique doit être connue et son impact sur l'environnement doit être évalué dans les règles. L'autorisation d'emploi d'un produit est donnée par le client et par l'administration suédoise. Chaque produit n'est autorisé que pour une utilisation particulière et pour une quantité définie. Plus de 450 produits chimiques ont déjà été évalués.

6 - Concept de construction du tunnel pour le nouveau projet

Les données et exigences essentielles qui devaient être prises en compte pour la mise au point du concept de construction du tunnel étaient :

- un contrôle strict des infiltrations d'eau dans les limites fixées par le Tribunal de l'Environnement suédois,
- des possibilités d'infiltrations d'eau importantes tout au long du tunnel,
- une pression statique de l'eau au-dessus de 10 bar le long de la plus grande partie de l'alignement,
- le creusement d'une masse rocheuse dure et abrasive,
- des zones de sol meuble et des situations de front de taille de composition variable,
- des restrictions environnementales strictes et des procédures d'autorisation pour les matériaux et méthodes employés.

En tenant compte, en plus des exigences essentielles, des deux tentatives précédentes, qui

s'appuyaient sur le creusement avec un tunnelier ouvert à gripeurs et sur l'emploi de la technique du forage et dynamitage, et de leurs échecs respectifs, il devenait évident que la solution devait être un bouclier mécanisé et des plaques de recouvrement étanches.

Cette solution a nécessité l'emploi de moyens techniques spécifiques :

- l'injection à l'avant du tunnelier, dans les aquifères, d'un coulis à base de ciment, plutôt en périphérie que sur le front de taille, afin de réduire la perméabilité de la roche et par conséquent les infiltrations futures d'eau souterraine,
- le creusement en mode fermé avec une pression de front de taille allant jusqu'à 8 bars, afin de réduire les infiltrations d'eau entrant dans la chambre d'abatage. Toutefois, l'entretien de la tête de coupe était prévu pour avoir encore lieu dans des conditions atmosphériques. Il était au départ estimé que 20 % du tunnel seraient creusés avec le tunnelier fonctionnant en mode fermé (mode boue) à un maximum de 8 bars,
- l'installation de plaques de recouvrement, équipées de joints d'étanchéité et capables de résister à une pression de l'eau de 15 bars, dans la queue du tunnelier.

Ces moyens techniques spécifiques devaient être combinés aux exigences habituelles du creusement d'un tunnel en roche dure avec un tunnelier.

En outre, afin de pouvoir faire face à de possibles zones de terrain instable (conditions proches de celles des sols) sous une pression élevée d'eau, le tunnelier devait être capable de fonctionner avec une pression de front de taille de 13 bars, et être préparé à l'emploi de la méthode de la plongée à saturation pour un accès hyperbare au front de taille.

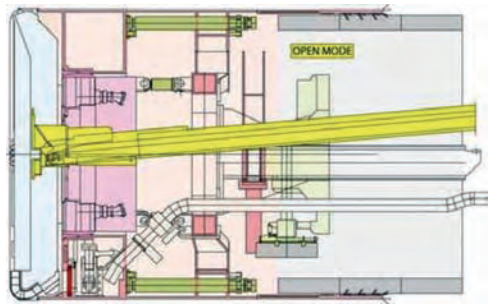
Par conséquent, le tunnelier devait être lui-même capable de travailler aussi bien en mode ouvert que fermé, pour surmonter les pires conditions, des pressions d'eau prévues maximales, et des conditions de terrain imposant la méthode à pression de boue comme seule option de mode fermé réalisable en « dernier recours ».

Sachant que le creusement en mode fermé haute pression dans des roches dures, avec des situations de front de taille de composition variable, est le mode opératoire le plus compliqué, des possibilités étendues d'injection préalable au creusement depuis l'intérieur de la machine devaient être incor-

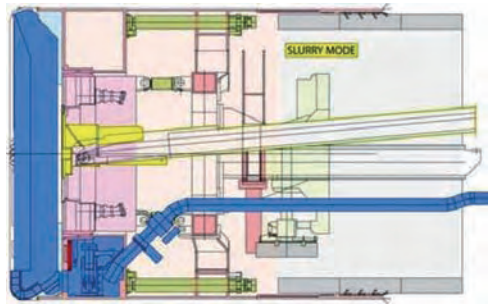
porées pour permettre le travail en mode ouvert. Pour un tel concept de bouclier mixte pour roche dure bi-mode, les modes opératoires disponibles pouvaient être :

- Le mode ouvert avec système d'évacuation des déblais primaires secs (convoyeur tunnelier).
- Le mode ouvert avec injection préalable au creusement (cyclique).
- Le mode ouvert avec injection préalable au creusement (cyclique) en conditions statiques fermées
- Le mode fermé avec système d'évacuation des déblais hydraulique (boue) sous pression réduite de front de taille.
- Le mode fermé avec pression complète de front de taille et des possibilités d'appui positif du front de taille.

Mode ouvert avec évacuation des déblais primaires secs (convoyeur tunnelier)



Mode fermé avec système d'évacuation des déblais hydraulique (boue)



Figures 6 et 7 - Bouclier mixte bi-mode Herrenknecht.

Après que le contrat du tunnel de Hallandsås ait été attribué à la coentreprise Skanska Vinci, une période intensive de douze mois de pré-conception du tunnelier a démarré avec son fournisseur, Herrenknecht, alors que le projet était encore en attente des décisions finales du Tribunal de l'Environnement.

7 - État des connaissances techniques sur les tunneliers au moment de la pré-conception

L'état des connaissances techniques, au moment de la pré-conception des différents aspects du concept technique, était le suivant :

- Creusement de la roche de grand diamètre : les percements alors en cours des nouveaux tunnels alpins du Lötschberg et du Saint-Gothard avaient déjà fourni des résultats et des enseignements sur la mise au point d'outils et de têtes de coupe qui avait été réalisée auparavant.
- Injections préalables au creusement, systèmes d'évacuation des infiltrations d'eau : parmi les innovations conçues pour le difficile projet de tunnel d'Arrowhead en Californie, avec succès pour ce chantier, figuraient entre autres des systèmes de joints statiques de 10 bar.
- Boucliers mixtes bi-mode : le premier bouclier mixte bi-mode de grand diamètre était utilisé pour le tunnel du Grauholz en Suisse, et au début des années quatre-vingt dix, la seconde génération de ce type de machine avait déjà achevé le tunnel de Thalwil dans le canton de Zürich.
- Travaux sous haute pression : le tunnel de Westershelde aux Pays-Bas étant terminé, on disposait d'une longue expérience des systèmes de joints dynamiques, et de l'expérience du procédé de plongée à saturation pour le creusement des tunnels sous des pressions de 6 à 8 bar.

8 - Conception du tunnelier

Le bouclier mixte bi-mode conçu pour le chantier d'Hallandsås dispose d'un équipement complet pour le creusement par bouclier simple roche dure en mode ouvert comme pour le travail par bouclier à boue en mode fermé avec appui positif du front de taille jusqu'à une pression dynamique maximale du front de taille de 13 bar. Équipement et installations supplémentaires pour injection étendue préalable au creusement depuis l'intérieur de la machine, et évacuation d'importantes entrées d'eau et de déblais chargés d'eau en mode de travail ouvert.

8.1 - Tête de coupe

En 2004, lors de l'étape de conception de la tête de coupe pour Hallandsås, cinq arguments majeurs de conception ont été identifiés, chacun d'entre eux entraînant ses propres exigences. Certaines de ces exigences étaient contradictoires entre elles et ne pouvaient être combinées qu'en acceptant des compromis.

- conditions de roche dure et abrasive,
- roche parfois en blocs,
- importantes infiltrations d'eau en mode ouvert,
- fonctionnement bi-mode,
- comportement potentiel du terrain proche de celui des sols en mode fermé (colmatage).

Il a été décidé d'équiper la tête de coupe de 10,6 m de diamètre d'outils de coupe, ramenant les déblais vers l'arrière, de 17 pouces (charge maximale de 250 kN), plutôt que de systèmes 19 pouces qui étaient encore à l'époque « expérimentaux ». Un espacement de 85 mm a été adopté, ce qui était plus classique que celui de 90 mm employé pour les chantiers de tunnels alpins suisses. Afin de faire face à des situations occasionnelles de roche en blocs, et prévoyant que dans ces cas-là la tête de coupe se comporterait comme un concasseur, la tête d'abattage et ses outils de coupe ont été davantage protégés, à la suite de l'expérience du percement du tunnel du Lötschberg, à travers des parties de terrain composées de blocs.



Figure 8 - Tunnelier pré-assemblé dans l'atelier.

En mode ouvert, les 6 bras de la structure de la tête de coupe sont utilisés pour transporter les déblais au convoyeur à bande central. Afin de limiter la quantité d'eau déplacée vers le haut par la tête de coupe puis évacuée ensuite par le système de

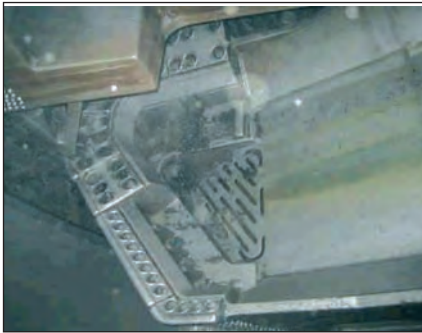


Figure 9 - Grilles d'égouttage le long du canal à déblais.

convoyeurs à bande, des grilles d'égouttage équipent chacun des six bras de la tête d'abattage. Des tests grandeur nature ont été réalisés dans l'usine Herrenknecht afin d'optimiser la géométrie de ces grilles.

En mode fermé (mode boue), la structure ouverte à l'arrière entre les bras permet aux déblais de passer à travers la paroi immergée ouvrant sur la zone du concasseur et du tuyau d'aspiration.

8.2 - Transmission à la tête de coupe

À cause de la grande variété prévue des types de terrain et des importantes infiltrations d'eau potentielles, un système de transmission hydraulique à la tête de coupe a été choisi. Le fait d'être capable de combiner le potentiel d'un couple très élevé à faible vitesse (conditions de terrain meuble ou mélangé) à la vitesse de rotation élevée habituelle pour creuser la roche dure, a profité des plus de 20 % de rendement supplémentaire d'un variateur de vitesse électrique. Pour la même raison de conditions de terrain variables, et afin de conserver le maximum d'options de fonctionnement, l'installation d'un système de transmission entièrement articulé à la tête de coupe a été choisie, avec possibilité d'ajustement longitudinal et d'inclinaison pour surcoupe excentrée.

Une attention particulière et une mise au point supplémentaire ont été nécessaires pour les systèmes de joints de palier étant donné qu'ils doivent résister à une pression dynamique maximale de 13 bar. À cause de l'importance de ce système un test de pression dynamique grandeur nature en atelier, allant jusqu'à 15 bar, a été réalisé afin d'optimiser et de vérifier les réglages du système de contrôle en cascade de la pression d'étanchéité automatique.

8.3 - Système de marinage

Un système complet de marinage équipe le tunnelier, fonctionnant en mode ouvert comme fermé. En mode ouvert, un système de convoyeurs à bande capable d'évacuer 1 000 tonnes/heure est utilisé. En mode fermé, un circuit de boue et une installation de traitement d'un débit nominal de 1 800 m³/heure sont utilisés (correspondant à une vitesse dans la canalisation de retour de 4,1 m/s).

Pour le travail en mode ouvert, des accessoires spéciaux sont prévus sur le tunnelier pour l'évacuation des déblais chargés d'eau. Des zones d'essorage et des bassins d'évacuation le long de la machine et un convoyeur à portique sont installés, y compris un circuit de chasse avec une installation de traitement embarquée pour 600 m³/h. L'eau souterraine est pompée puis traitée à l'extérieur pour satisfaire aux exigences de qualité fixées par le Tribunal de l'Environnement suédois. Cette installation est capable de traiter jusqu'à 400 l/s.

Lorsqu'on change le mode d'opération d'ouvert à fermé, la trémie de réception des déblais, qui comprend le convoyeur du tunnelier au centre de la tête de coupe, peut être rétractée hydrauliquement. Le volet avant de la trémie de réception des déblais se referme alors et l'ouverture centrale est hermétiquement fermée.

Le circuit de boue pour le travail en mode fermé doit répondre, à côté des exigences habituelles d'un bouclier à boue, aux importantes variations des pressions potentielles du front de taille et des niveaux de pression. La distribution habituelle de la granulométrie des déblais issus de l'excavation de roches dures doit également être prise en compte pour l'installation.

8.4 - Pose des voussoirs et remblai

La livraison des voussoirs et des matériaux de remblai s'effectue par train dans l'engin de queue à plate-forme fermée. La manipulation des voussoirs par la grue à voussoir et l'érecteur se fait par des systèmes d'ancrage à vide. Un convoyeur de voussoirs disposant d'une capacité de stockage de 8 pièces, pour un anneau complet, est installé.

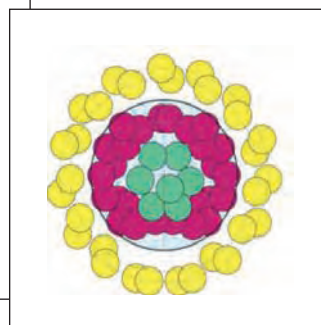
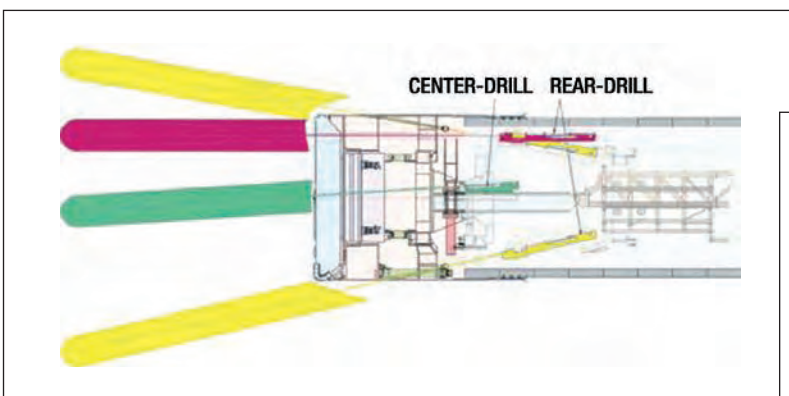
La machine est préparée pour utiliser soit du mortier soit du gravier fin de remblai ou une combinaison des deux. Des dispositifs de manutention et des emplacements de stockage sont installés pour les deux sur l'engin de queue. Elle est également équipée du matériel et des installations de manutention des matériaux et de stockage pour l'injection à base de ciment du liant des petits graviers.

8.5 - Injections préalables au creusement

Les injections préalables au creusement étant identifiées comme l'un des principaux outils pour répondre aux conditions difficiles du terrain, la machine est préparée à cet effet et équipée d'une installation permanente étendue de forage et d'injection.

Plusieurs canaux inclinés dans la virole, ainsi qu'un grand nombre d'orifices dans la cloison étanche et la cloison immergée, et les ouvertures correspondantes de la tête de coupe, permettent un plan de forage dense autour et face au front de taille du tunnel :

- 30 canaux à travers la virole suivant deux angles différents de verrouillage de 10° et 13°
- 26 emplacements sur la face externe
- 7 emplacements sur la face interne



Figures 10 et 11 - Sondage et injections préalables au creusement depuis le tunnelier.

Trois engins de forage installés de façon permanente sur un anneau porteur à 360° derrière l'érecteur, sont capables d'atteindre la périphérie et l'extérieur du front de taille. Une installation de forage temporaire est possible au centre du bouclier et sur l'érecteur. La machine est équipée d'une installation permanente pour les injections préalables au creusement et d'une zone de stockage des matériaux et de manipulation.

8.6 - Accès hyperbare au front de taille

Afin d'être prête pour une inspection de la tête de coupe dans les pires conditions, avec une haute pression de l'eau et un front de taille instable, la machine est équipée de tout l'équipement de base nécessaire pour accéder à la chambre en mode de saturation. Aucun sas permanent à personnel n'est prévu dans la machine pour la décompression comme employé pour des utilisations avec une pression maximale de la chambre de 3 à 5 bars. Outre la tuyauterie et les branchements nécessaires pour un accès à saturation, une pré-chambre permanente est installée dans le bouclier, à laquelle la navette de transport peut être reliée. Une navette de transport est disponible sur site, et tous les moyens de transport, ainsi que le passage de la navette à travers le portique, jusqu'à la pré-chambre, sont prévus et ont été testés pendant la mise en service à l'atelier.

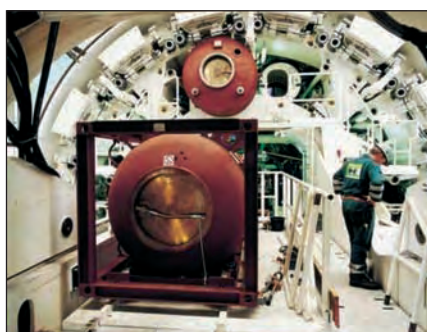


Figure 12 - Tests à l'usine de la navette de transport pour accès hyperbare au front de taille.

9 - Conditions de roche rencontrées et conséquences

Après l'assemblage sur site du bouclier et des portiques, le creusement a démarré en novembre 2005. Le bouclier a été assemblé dans une caverne souterraine à l'extrémité de la précédente excavation par forage et dynamitage à la tête sud du tunnel ; les portiques ont été montés devant la tête, puis transportés à travers la section creusée par forage et dynamitage et connectés au bouclier.

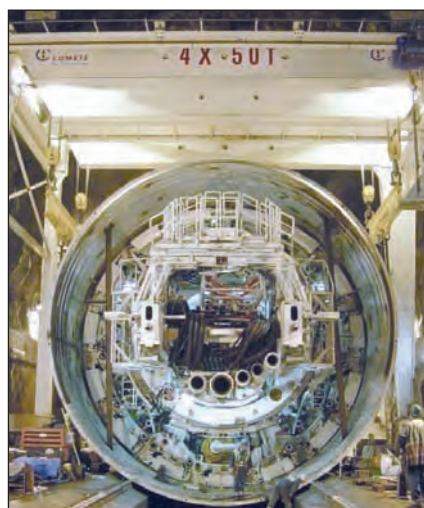


Figure 13 - Assemblage du bouclier dans la caverne souterraine.

Dès le début du creusement avec le tunnelier, outre les difficultés associées à l'évacuation des infiltrations d'eau souterraine, des difficultés ont été rencontrées avec la masse rocheuse :

- instabilité des blocs se répétant. Des déblais en excédent importants sur le front de taille et des quantités de blocs ont été observés dans cette situation,
- grande variabilité de la masse rocheuse.

Les investigations mécaniques de la roche concernant l'instabilité des blocs ont mis en évidence deux causes principales.

- Faibles valeurs des contraintes in situ. Afin de définir le régime réel des contraintes in situ prévalant dans la crête d'Hallandsås, les contraintes ont été mesurées dans le sous-sol à différents endroits le long du tracé des tunnels. En plus de ces mesures sur le terrain, un modèle géotechnique de la crête a été élaboré, et les contraintes associées à l'histoire technique de la crête lui ont été appliquées. Les deux méthodes ont permis d'établir que la contrainte horizontale perpendiculaire au tracé des tunnels était de 0,7 à 1 fois la contrainte verticale et que la contrainte horizontale parallèle au tracé des tunnels était de 0,5 à 0,7 fois la contrainte verticale.
- Les valeurs de la force frictionnelle de jonction. La structure des blocs sur le front de taille du tunnel a ensuite été modélisée. Différents niveaux de contraintes in situ et différentes forces frictionnelles de jonction ont été appliquées au modèle. Le principal enseignement de cette étude a été que les déblais en excédent sur le front de taille augmentent lorsque les contraintes sur le site et les forces frictionnelles de jonction diminuent.

Les conséquences de l'instabilité des blocs sur la tête de coupe, le système de convoyeurs à bande et le circuit de boue en mode fermé, étaient graves et des solutions devaient être mises en place pour surmonter ce problème.

9.1 - Conséquences sur la tête de coupe

Dans des conditions de roche en blocs (instabilité des blocs sur et devant le front de taille), les blocs qui tombent du front de taille sont de dimensions

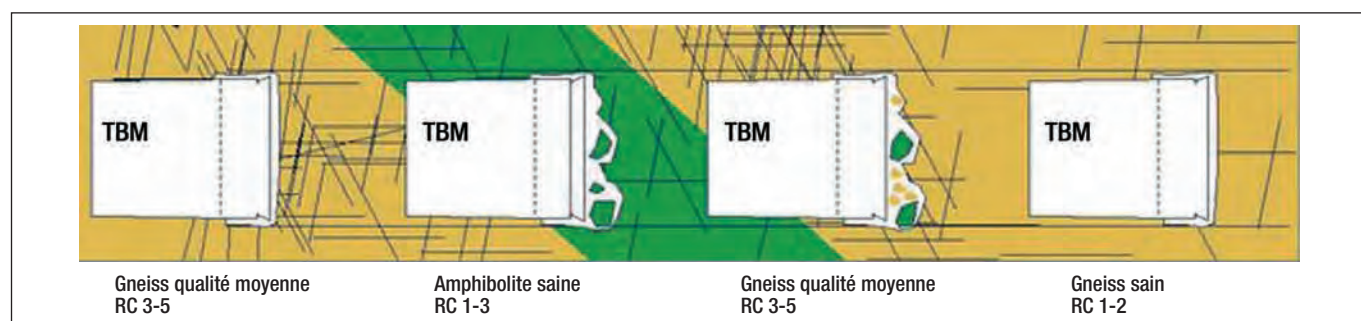
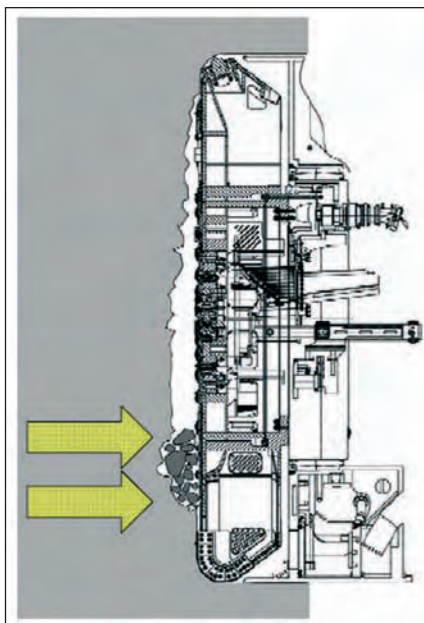


Figure 14 - Tunnelier progressant dans des conditions de roche en blocs

et de force telles qu'un écrasement important se produit devant la tête de coupe. L'excavation de la roche ne découle pas de l'action contrôlée des molettes de coupe, qui sont montées sur la tête de coupe et produisent des éclats, mais des actions d'écrasement plutôt incontrôlées à l'avant de toute la tête de coupe.

Des inspections de routine du front de taille pour mesurer les déblais en excédent sur le front de taille et le pourcentage de trace d'outils de coupe sont réalisées en gros tous les un ou deux anneaux afin de savoir quel est le pourcentage des outils de coupe qui travaillent de façon normale en tant que molettes de coupe.



Figures 15 et 16 - Schéma de la zone d'écrasement de la roche devant la tête de coupe et blocs typiques passant à travers les ouvertures de la tête de coupe.

L'observation des dommages sur la tête de coupe et ses outils (outils de coupe et racleurs) a confirmé les effets désastreux des blocs. Les actions d'écrasement sont associées à des charges maximales sur les outils de coupe, qui peuvent excéder d'au

moins 5 fois la charge nominale de 250 kN, et qui sont de direction variable. Elles provoquent en particulier des dégâts sur les outils de coupe, leurs fixations et leurs logements. Le pourcentage de remplacements d'outils de coupe dus à une usure normale n'atteint qu'environ 40 %, le reste étant dû à des blocages (provoqués généralement par la défaillance prématurée du palier, des fissures dans l'anneau de coupe, ou un moyeu endommagé). Les dommages aux éléments de fixation et aux logements provoquent des difficultés supplémentaires pour replacer les outils de coupe usés ou endommagés.

La durée de maintenance quotidienne de la tête de coupe augmente de 0,75 heure/ml de tunnel à une fourchette de 0,9 à 1,65 heure/ml, lorsque les conditions du front de taille sont marquées par la présence de nombreux blocs.

9.2 - Conséquences sur le système de convoyeurs à bande

La taille des blocs transportés par le système de marinage est fonction de la géométrie des ouvertures pratiquées dans la tête de coupe et des déflecteurs de blocs installés dans ces ouvertures. La taille des blocs peut être réduite en fermant les ouvertures, mais des actions d'écrasement supplémentaires ont lieu et par conséquent plus de dégâts se produisent à l'avant de la tête de coupe et sur ses outils de coupe et ses godets.



Figure 17 - Marin typique du tunnel présentant des blocs écrasés provenant du creusement en mode ouvert.



Figure 18 - Marin typique du tunnel provenant du creusement en mode fermé (blocs arrondis).

Le transport des blocs par le système de convoyeurs à bande est associé à des blocages aux points de transfert entre deux convoyeurs à bande, et à des dommages à la bande, qui est heurtée de façon répétitive, ou subitement coupée, par les blocs, retenus dans une trémie.

9.3 - Conséquences sur le circuit de boue

En creusement en mode fermé, les blocs, qui entrent par les ouvertures de la tête de coupe, doivent passer à travers un ensemble grille d'aspiration et concasseur à mâchoires devant la prise du tuyau d'évacuation. La grille d'aspiration limite la taille des grains pouvant entrer dans le tuyau d'évacuation à 150 mm. Les plus grands blocs restent devant la grille et seront écrasés par le concasseur pour arriver à une taille convenable.

Après moins de 50 m de tunnel creusés en mode fermé, des dégâts importants au circuit de boue ont été constatés : plusieurs tuyaux et coudes en acier percés par les impacts répétés des blocs. Ceci a été observé de façon égale sur les composants du circuit de boue installés sur le tunnelier et sur l'engin de queue. L'action destructrice des blocs, aggravée par l'abrasivité des matériaux transportés, a également été constatée sur d'autres composants tels que les pompes à boue, les vannes, et les tuyaux télescopiques.

Malgré des réparations coûteuses en temps, un programme de maintenance sur le circuit de boue et le remplacement de certains composants par d'autres ayant une plus grande résistance à l'usure, d'importantes difficultés ont été éprouvées pour maintenir le circuit de boue opérationnel. Les blocs écrasés typiques initialement anguleux étaient retrouvés arrondis à l'installation de traitement de la boue, après leur transport le long de la conduite d'évacuation de la boue.

Dans des conditions de terrain en blocs, la capacité du concasseur à mâchoires est souvent devenue le facteur déterminant de la vitesse possible de creusement. Selon la gravité de la situation, une réduction importante de la vitesse d'avancement du tunnelier, voire même son arrêt afin que le concasseur ait le temps d'absorber les blocs, ont été nécessaires. Dans les situations les pires, les blocs s'accumulent dans la chambre obstruaient l'ouverture de la cloison immergée au point que la

connexion hydraulique convenable entre la tête de coupe et les chambres à bulles d'air était coupée. La conséquence de cela était une surpression de la chambre de la tête de coupe. À cause de la forme et de la taille défavorables des particules rocheuses, le débit de la conduite de retour a dû être augmenté de 1800 à 2000 m³/heure pour atteindre une vitesse d'écoulement plus élevée, de 4,6 m/s, et réduire le risque de dépôts et de blocages dans la conduite d'évacuation. Environ 6 % du premier tunnel ont été percés en mode fermé.

10 - Actions entreprises pour s'adapter aux conditions de la roche




Les conditions de roche extrêmement difficiles et le comportement du front de taille ont entraîné plusieurs modifications des aspects opérationnels et de l'équipement mécanique résultant du nécessaire réajustement de certaines exigences de base du projet, imposé en fin de compte par les conditions de terrain sur le site.

10.1 - Catégories de conduite du tunnelier

Afin de trouver le meilleur compromis entre la progression sur le site et les dommages subis par la tête de coupe, un exercice de rétro-analyse a été lancé très tôt, comprenant l'étude des :

- paramètres d'excavation du tunnelier, comme la vitesse de rotation de la tête de coupe, la vitesse de pénétration des outils de coupe, la charge moyenne des outils de coupe,
- inspections du front de taille (description géologique, informations détaillées sur les déblais en excédent, pourcentage de traces d'outils de coupe visibles sur le front de taille),
- enregistrements liés à la maintenance de la tête de coupe.

Une stratégie de choix des paramètres d'excavation du tunnelier en fonction du niveau de présence des blocs a alors été adoptée. Trois catégories différentes de conduite du tunnelier ont été définies, (tableau ci-après) :

Paramètres de fonctionnement du tunnelier	
<p>Catégorie de Conduite du Tunnelier A</p> <ul style="list-style-type: none"> • Éclats sur le convoyeur à bande • Plus de 80 % de marques d'outils de coupe visibles sur le front de taille 	 <ul style="list-style-type: none"> • 4 à 5 tr/min • 200 à 250 kN/outil de coupe • 10 mm/tr
<p>Catégorie de Conduite du Tunnelier B</p> <ul style="list-style-type: none"> • Éclats et petits blocs (< 200 mm) sur le convoyeur à bande • Plus de 20% de marques d'outils de coupe non visibles sur le front de taille 	 <ul style="list-style-type: none"> • 2,5 à 3,5 tr/min • 200 kN/outil de coupe • 12 mm/tr
<p>Catégorie de Conduite du Tunnelier C</p> <ul style="list-style-type: none"> • Blocs sur le convoyeur à bande • Marques d'outils de coupe non visibles sur le front de taille 	 <ul style="list-style-type: none"> • 1 à 1,5 tr/min • 200 kN/outil de coupe • 20 mm/tr

En s'appuyant sur les paramètres enregistrés pendant le forage de sondage (trois trous sont systématiquement forés à la périphérie en avant du front de taille), les géotechniciens font un pronostic des catégories de conduite du tunnelier, qui est transmis au conducteur du tunnelier. Le choix final des paramètres du tunnelier s'appuie sur l'observation des blocs sur le convoyeur à bande et sur les résultats de l'inspection du front de taille. À cause de la grande variabilité de la géologie, il est très fréquent qu'il soit nécessaire de changer plusieurs fois de catégorie de conduite du tunnelier au cours d'une même journée.

10.2 - Actions liées à la tête de coupe

10.2.1 - Maintenance sur la tête de coupe

La maintenance quotidienne sur la tête de coupe a été modifiée et une plus grande fréquence des inspections a été adoptée suivant une procédure définie (la longueur de l'anneau de voussoir est de 2,2 m).

- Anneau n : Vérification de tous les outils (outils de coupe et mâchoires du godet) et mesure de l'usure. Resserrage des boulons de fixation des outils de coupe et remplacement des outils usés ou endommagés
- Anneau n+1 : Resserrage des boulons de fixation des outils de coupe remplacés à l'anneau n
- Anneau n+3 : Contrôle visuel de tous les outils et remplacement de ceux qui sont usés ou endommagés

- Anneau n+4 : Resserrage des boulons de fixation des outils de coupe remplacés à l'anneau n+3
- Anneau n+5 : Comme pour l'anneau n.

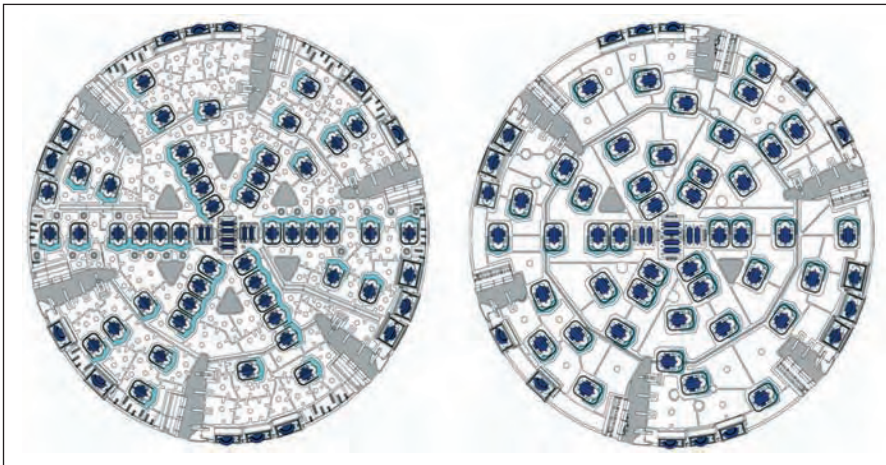
Un suivi des dommages à la tête de coupe et des dommages aux outils de coupe a montré que la plus grande partie des dommages se concentre sur une certaine zone de la face extérieure, qui correspond probablement à l'intense écrasement qui se produit à cet endroit en conséquence de l'instabilité des blocs sur le front de taille.

En plus de la maintenance journalière de la tête de coupe effectuée de l'intérieur et derrière la tête de coupe, un intervalle d'environ 500 m a été établi pour une maintenance lourde, comprenant la possibilité d'accéder à l'avant de la tête de coupe pour entretenir et remplacer la protection contre l'usure avant et les déflecteurs de blocs.

Bien que des procédures de maintenance lourde comparables ne soient requises que tous les 3000 à 5000 m de tunnel pour les tunneliers roche dure alpins, les conditions de roche en blocs du chantier d'Hallandsås exigent des intervalles beaucoup plus courts afin que la tête de coupe reste complètement opérationnelle.

10.2.2 - Seconde tête de coupe :

Dans l'intention de réduire l'impact de la maintenance de la tête de coupe sur le creusement, et sachant que des opérations lourdes répétées de soudure, sous terre, peuvent avoir en fin de compte des conséquences négatives sur la structure de base, la décision a été prise à l'automne 2006 de lancer la conception d'une seconde tête de coupe.



Figures 19 et 20 - Première et seconde têtes de coupe.

La possibilité d'accès de la galerie d'accès du milieu, à peu près à mi-chemin du premier tunnel, ainsi que l'occasion de réaliser des modifications de conception afin de s'adapter aux conditions de roche rencontrées sur le site et au comportement du front de taille ont été des arguments importants en faveur de cette décision.

La conception de la seconde tête de coupe devait prendre en compte comme il convenait l'expérience accumulée au travers des différentes situations déjà rencontrées le long du tracé du tunnel Est, en particulier la présence de blocs, et toutes les modifications concernant la protection contre l'usure et les déflecteurs de blocs et barres de grille déjà réalisées dans une certaine mesure sur la première tête de coupe.

Puisqu'une expérience fiable d'utilisation des outils de coupe de 19 pouces pour une tête de coupe ramenant les déblais vers l'arrière existait alors, la décision a été prise d'adopter ces outils de coupe plus massifs pour la seconde tête de coupe. Dans le cas particulier du chantier d'Hallandsås, le bénéfice qu'on pensait en tirer résidait plutôt dans la structure plus massive et plus rigide des outils de coupe et de leurs systèmes de fixation, pour résister à l'écrasement sous les charges d'impact, que dans les performances plus élevées associées à l'accroissement de la charge nominale de 250 à 320 kN. En outre, le diamètre de 19 pouces des outils de coupe, plus important, permet de déplacer le système de fixation de 25 mm en arrière du front de taille, et plus à l'intérieur de la structure de base de la tête de coupe, et par conséquent qu'il soit mieux protégé.

Le risque d'engorgement de la tête de coupe dans des conditions proches de celles des sols, identifié à

l'origine pour le projet, a été réévalué et considéré comme étant moins important, et par conséquent certaines ouvertures ont été enlevées sur la tête de coupe. Ce changement a permis une disposition optimisée des outils de coupe dans la zone du front de taille.

Les protections ont été conçues pour une remise en état plus facile et des outils de concassage à l'arrière nouvellement mis au point ont été ajoutés le long de la zone extérieure la plus touchée.

L'expérience, à compter du redémarrage à partir de la galerie d'accès du milieu, montre que la nouvelle tête de coupe modifiée a permis de réduire de façon importante la maintenance quotidienne de la tête de coupe et la maintenance lourde. En particulier, le pourcentage de remplacements d'outils de coupe dus à l'usure normale a augmenté, en passant de 40 à 80 %.

En revanche cela a entraîné une augmentation du creusement journalier, qui est d'environ 12 m/jour en dehors des périodes de traitement du terrain, de construction des barrières ou de maintenance lourde sur la tête de coupe.

Au total la progression du tunnelier est équivalente à celle à laquelle on parvenait autrefois sur le chantier d'Hallandsås avec cinq avancements en galerie par forage et dynamitage simultanés, sans tenir compte du fait que les tunnels étaient non doublés à cette époque.

10.3 - Actions liées au système de convoyeurs à bande

Les mesures suivantes relatives au système de convoyeurs à bande ont été prises :

- modification de la géométrie des points de transfert entre deux convoyeurs à bande pour améliorer le passage des blocs,

- renforcement des barres d'impact des glissières d'évacuation du marin,
- personnel supplémentaire pour surveiller le transport des blocs à des emplacements stratégiques pour limiter le risque de dégâts et de blocage,
- installation d'une unité de séparation des blocs à l'entrée du tunnel afin de protéger les convoyeurs à bande extérieurs. Cette installation ne pouvait pas être réalisée à l'arrière du tunnelier principalement à cause de contraintes spatiales.

10.4 - Actions liées au circuit de boue

À cause des dégâts importants et des difficultés à conserver le circuit de boue opérationnel dans les conditions de terrain rencontrées, la décision a été prise d'abandonner progressivement l'emploi du mode fermé pour contrôler les infiltrations d'eau, et de donner la priorité à l'utilisation de l'excavation alternative en mode ouvert, appuyée par des injections préalables au creusement.

La maintenance de la tête de coupe, coûteuse en temps, à laquelle devait faire face le chantier, réduit de plus de manière très importante le bénéfice du mode fermé comme mesure de contrôle des infiltrations d'eau, étant donné que la maintenance doit être effectuée dans des conditions atmosphériques. Une maintenance lourde sur le circuit de boue, et le remplacement de composants par d'autres ayant une résistance encore plus grande à l'usure à des emplacements stratégiques, ont été effectués afin de pouvoir encore faire fonctionner le tunnelier en mode fermé dans des situations exceptionnelles si nécessaire.

10.5 - Infiltrations d'eau souterraine

La limitation stricte de l'infiltration d'eau souterraine, pour l'ensemble du chantier, étant l'une des exigences obligatoires essentielles du projet, la limitation de la quantité d'eau entrante pendant l'avancement actif de la galerie étant d'une importance majeure pour la quantité totale d'eau entrante. Les infiltrations de la nappe phréatique sont principalement contrôlées par l'utilisation de deux techniques :

- le traitement du terrain à l'avant du front de taille (injections préalables au creusement) pour limiter les infiltrations futures,
- une méthode optimisée de remblayage avec construction fréquente de barrière d'eau derrière les plaques de recouvrement.

Les travaux relatifs au contrôle des infiltrations d'eau sont coûteux en temps. Chaque mois, à l'extérieur de la zone de Mölleback, entre 6 et 66 % du temps sont consommés pour ces travaux. Par conséquent l'avancement mensuel du creusement du tunnel dépend fortement des conditions d'infiltration de la nappe phréatique.

Afin de permettre la progression du tunnelier à travers des zones d'aquifères, un traitement du terrain est effectué à l'avant du bouclier. L'objectif en est de rendre la masse rocheuse suffisamment étanche pour permettre la progression du tunnelier en mode ouvert sans dépasser les limites maximales fixées par la décision du Tribunal de l'Environnement suédois. Le traitement du terrain est déclenché par les infiltrations d'eau mesurées pendant les campagnes de forage de sondage de l'avant, qui sont réalisées systématiquement, avec l'exigence de conserver un minimum de 10 m de chevauchement entre deux orifices de sondage consécutifs.

Le forage d'orifices d'injection est généralement réalisé dans des conditions atmosphériques. Selon les infiltrations d'eau, en particulier leur valeur à 30 jours, et le risque de fuite de coulis sur le front de taille, les injections sont effectuées soit sous pression atmosphérique soit sous pressurisation. Dans ce cas, la pression de la chambre est augmentée jusqu'à ce que l'équilibre soit atteint avec la pression de la nappe phréatique environnante et qu'il ne soit plus observé d'infiltration d'eau. La pression habituelle de la chambre, pour obtenir une situation statique (équilibrée), est de 9 à 11 bars. Les orifices d'injection sont habituellement forés jusqu'à leur pleine profondeur et injectés en une seule fois. Du ciment microfin est utilisé comme matériau d'injection.

L'expérience tirée du creusement des 4 900 premiers mètres du tunnel montre qu'on obtient de meilleurs résultats qu'en périphérie en forant à travers le front de taille, pour contrôler les infiltrations de la nappe phréatique.

Toutefois, en présence d'une masse rocheuse ayant de mauvaises propriétés mécaniques, le forage et l'injection à travers le front de taille sont complétés de forages et d'injections en périphérie, dans le but d'améliorer la stabilité de l'excavation. L'instabilité de la masse rocheuse peut provoquer le percement de cheminées à l'extérieur de la zone injectée de coulis, qui peuvent jouer le rôle de conduits d'infiltrations d'eau importantes.

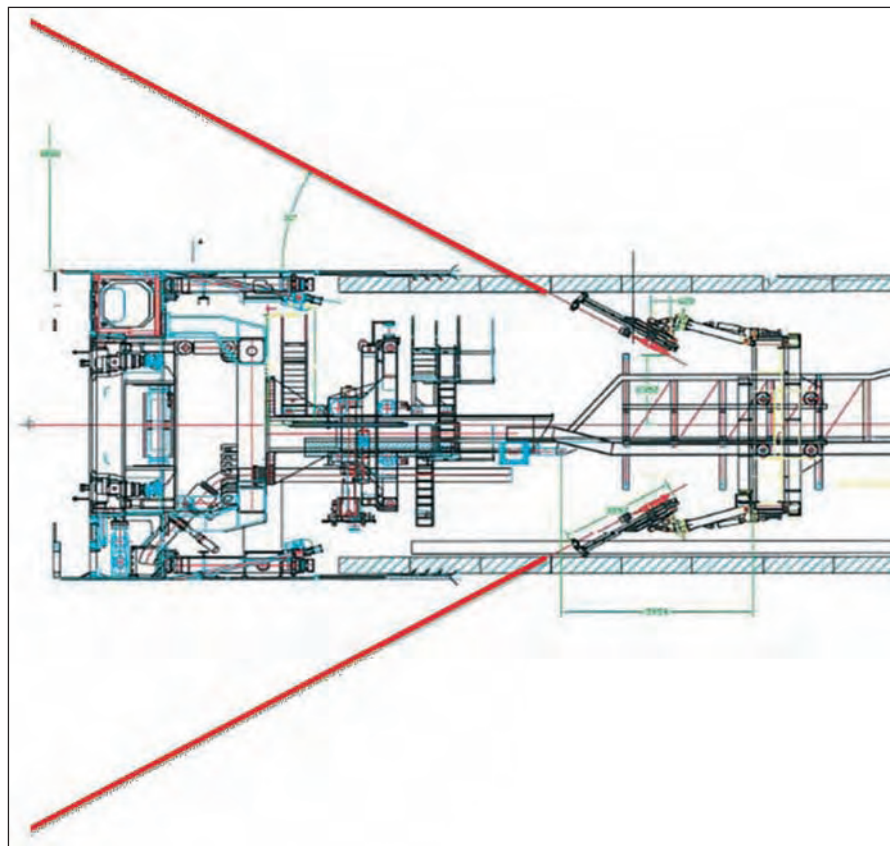


Figure 21 - Forage à travers le revêtement pour injection autour du bouclier.

Pendant le chantier, le forage et l'injection autour du bouclier ont été mis en place afin de traiter la masse rocheuse de cette zone. Le but de cette troisième méthode de traitement est de réduire les infiltrations d'eau et de stabiliser la masse rocheuse autour du bouclier. Pour mettre en œuvre cette méthode, le premier anneau à l'arrière du bouclier est évidé et des tuyaux verticaux sont installés. Ensuite des orifices à 25 ou 30 degrés sont forés et injectés de coulis à travers des blocs obturateurs de puits, en employant la technique de descente. À cause de ces angles plus importants, les engins de forage habituels sont remplacés par d'autres ayant des alimentations plus courtes.

10.6 - Barrières

Plusieurs méthodes ont été testées pour établir des barrières efficaces derrière les plaques de recouvrement, et prévenir les infiltrations d'eau derrière les plaques de recouvrement étanches le long du bouclier et dans la chambre de la tête de coupe. La méthode usuelle de construction d'une barrière est la suivante :

- installation d'un voussoir spécial équipé de vannes de purge dans le radier, un remblayage

étant effectué avec du petit gravier derrière ces voussoirs,

- remblayage avec du mortier des 5 anneaux suivants afin de créer un mur arrière,
- remblayage avec du petit gravier des 3 anneaux suivants,
- excavation sans remblayage des 4 anneaux suivants. Dans la conception des plaques de recouvrement figurent de forts goujons entre les anneaux, qui permettent de ne pas remblayer sans qu'il y ait de mouvements importants entre les anneaux,
- pressurisation du bouclier pour équilibrer la pression de la nappe phréatique environnante et obtenir des conditions statiques (habituellement entre 9 et 11 bars),
- remblayage des trois derniers anneaux avec du mortier,
- injection du liant du petit gravier se trouvant entre les deux parois de mortier avec un lait de ciment
- dépressurisation du bouclier

Les résultats en terme de réduction des infiltrations d'eau sont plutôt satisfaisants, mais ils varient en fonction :

- des conditions géologiques locales prévalant

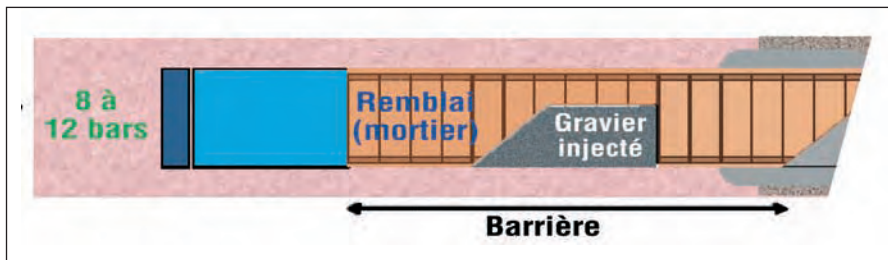


Figure 22 - Construction habituelle d'une barrière.

autour de la barrière (en particulier des caractéristiques des fractures de la masse rocheuse : orientation, ouverture, remplissage). Il a été observé à plusieurs occasions que l'eau souterraine circulait dans la roche parallèlement au revêtement. Les injections préalables au creusement sont un moyen d'améliorer les conditions géologiques locales et par conséquent l'efficacité de la barrière,

- de la quantité d'eau s'infiltrant et de la pression de la nappe phréatique existantes dans la masse rocheuse environnante,
- des déblais en excédent,
- de la longueur de la barrière,
- de la possibilité d'équilibrer strictement la pression de la nappe phréatique pendant la construction.

Une méthode alternative de construction de barrière, basée sur l'utilisation de sacs externes, a été mise au point. Elle peut s'utiliser lorsque les infiltrations d'eau sont inférieures à 80 l/s et que la périphérie de l'excavation n'est pas affectée par les déblais en excédent ; son champ d'application est par conséquent plus restreint.



Figures 23 et 24 - Tests en usine des sacs externes.

Des voussoirs spéciaux, avec des échancrures périphériques, ont été conçus pour pouvoir installer des sacs tubulaires, convenablement pliés. Une fois dépliés, ces sacs sont suffisamment grands pour clore les intervalles avec les sacs adjacents. Ces sacs sont protégés par des rabats en caoutchouc afin qu'ils ne soient pas endommagés lorsqu'ils passent au travers des brosses du revêtement de queue, ces rabats participant aussi à l'étanchéité comme les sacs.

Pour édifier une barrière de ce type, des voussoirs spéciaux équipés de vannes sont installés, afin d'évacuer l'eau. Les sacs externes sont injectés successivement, en commençant depuis le radier, avec du mortier, jusqu'à une pression maximale prédéfinie.

Les deux outils, traitement du terrain et construction de barrières sont combinés afin de maintenir les infiltrations d'eau dans les limites fixées. Le traitement du terrain est employé pour limiter l'accroissement des infiltrations d'eau souterraine lors du creusement à travers un aquifère. Les barrières ont pour objectif de réduire de façon importante les infiltrations après la traversée de l'aquifère.

Le traitement du terrain et la construction des barrières sont coûteux en temps. L'objectif reste de les limiter en durée et par conséquent de maximiser le temps pendant lequel le tunnelier peut creuser.

10.7 - Remblayage derrière les plaques de recouvrement

Lors des premières étapes du creusement du tunnel, des difficultés ont été rencontrées pour le remblayage derrière le revêtement à cause des infiltrations importantes de la nappe phréatique. Malgré l'emploi de fibres de polypropylène, agent contre le ravinement et accélérateur, le ravinement du mortier, en tant que matériau de remblayage, n'a pas pu être totalement empêché. Afin de compléter le remblayage en cas de perte résultant du ravinement, un remblayage complémentaire

à 15 m environ derrière le bouclier a été mis en place.

La méthode de remblayage a alors été modifiée pour permettre l'emploi d'une technique avec du petit gravier. Le revêtement est remblayé avec une quantité contrôlée de petit gravier depuis le radier jusqu'à la naissance. Du mortier est injecté dans la partie supérieure. Puisque de l'eau circule à travers le liant de gravier fin en bas, le ravinement du mortier au-dessus est évité. La construction de barrières est nécessaire pour arrêter cette circulation. Une fois cette construction achevée, le liant de gravier fin est injecté d'un mélange de ciment.

La qualité du remblayage est contrôlée en vérifiant que les quantités combinées de gravier fin, de mortier et de lait de ciment dépassent de façon suffisante leur volume théorique et en réalisant des forages de contrôle. Une méthode acoustique de contrôle du remblayage, à la place des forages de contrôle, est en cours de mise au point sur le chantier. Les premières campagnes de mesures sont plutôt prometteuses.

Les résultats en terme de mouvement des plaques de recouvrement à l'arrière du bouclier sont très satisfaisants en utilisant la technique combinée gravier fin et mortier.

10.8 - Évacuation de l'eau du tunnelier

Le système d'évacuation des infiltrations d'eau déjà installé, avec un circuit de chasse comprenant une installation de traitement embarquée, a été améliorée, et plusieurs de ses détails modifiés, pour être capable d'évacuer des volumes importants d'infiltrations en peu de temps, afin de soutenir le choix de fonctionner le plus possible en mode ouvert.

L'amélioration des circuits d'essorage et de pompage a été nécessaire afin de trouver le meilleur réglage concernant chasse et pompage. Chasser un débit important dans le radier de la chambre à bulles d'air, où les pompes évacuent l'eau souterraine de la chambre de la tête de coupe sont installées, est nécessaire pour éviter que le système de pompage ne soit bouché par les particules fines. Le circuit de boue est donc utilisé pour transporter l'eau souterraine et les particules fines jusqu'à l'installation extérieure de traitement de la boue. Une section d'essorage supplémentaire le long du convoyeur du portique a été installée, avec une section de bande plate de 7 m de long et un grand bassin de chasse en dessous.

Ces améliorations et ajustements du système permettent à présent à la machine de pouvoir techniquement fonctionner en mode ouvert avec des infiltrations d'eau en provenance du front de taille d'un débit aussi élevé que 350 à 400 l/s.

11 - Traitement de la zone de Mölleback

Le tracé du tunnel traverse la zone de Mölleback, zone faillée étendue, d'environ 320 m de long. Une partie de cette faille a fait l'objet d'une opération de congélation du terrain avancée afin de faciliter le creusement du tunnelier à travers cette section, la partie restante étant traitée par injection conventionnelle de ciment.

La masse rocheuse à l'intérieur de la zone de faille est composée en grande partie de gneiss (météorisé sur le site) complètement décomposé et d'amphibolite, combinés à une pression de la nappe phréatique de 10 à 12 bars. Un « comportement de terrain coulant » était attendu de ce matériau sableux-limoneux-argileux au cas où un traitement par congélation ne serait pas réalisé.

Une première phase de congélation du terrain a été réalisée par seize orifices de congélation, forés horizontalement, d'une longueur de 100 m. Étant donné que les orifices de congélation sont situés à l'intérieur du tracé final du tunnelier, tous les gainages et tuyaux étaient constitués de fibre de verre renforcée époxy. Un système conventionnel de congélation à la saumure de 800 kW a été installé et la température opérationnelle est descendue à -39°C. À l'intérieur de la section finale du tunnel, d'un diamètre de 10,6 m, un petit tunnel pilote de 5 m de diamètre a été creusé à travers la zone congelée. À partir du front de taille sud de ce tunnel, la zone congelée a été étendue de 30 m (seconde phase) pour atteindre une longueur totale de tunnel congelé de 130 m.

La conception et l'exécution des opérations de congélation et d'excavation ont suivi la méthode d'observation. Celle-ci comprenait la prévision, la surveillance et le suivi de tous les paramètres associés au comportement du terrain congelé, tels que la résistance et les propriétés de fluage, ainsi que des aspects de conception des plaques de recouvrement finales installées par le tunnelier.

Le tunnelier a traversé avec succès la partie congelée de la zone de Mölleback en 2 semaines

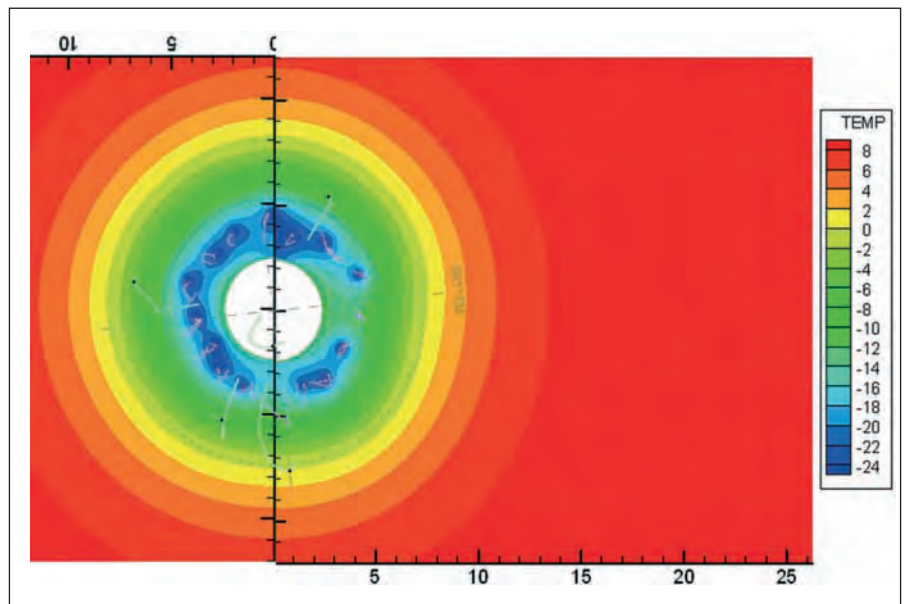
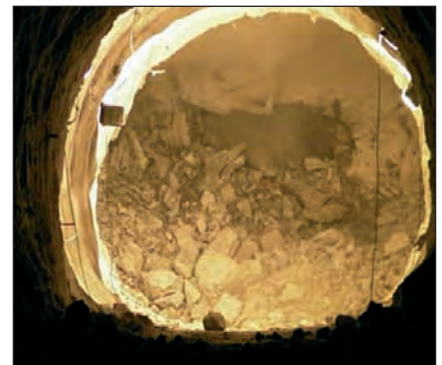


Figure 25 - Mise au point de la congélation dans la zone de Mölleback.



Figures 26 et 27 - Tunnel pilote congelé de 5 m de diamètre avant et pendant le percement par le tunnelier de 10,6 m de diamètre.

au printemps 2010. Dans cette section, celle ayant à l'origine les plus mauvaises propriétés mécaniques de roche (classes de roche 7 à 10), aucune instabilité n'a été observée sur le front de taille et sur la périphérie (contrairement à ce qui a été éprouvé dans d'autres sections du tunnel, même après des travaux importants d'injection préalable), la charge moyenne de l'outil de coupe se situait toujours aux environs de 15 tonnes et toutes les traces de coupe étaient visibles. La congélation a vraiment permis de créer des conditions extrêmement sûres et convenables pour le creusement du tunnelier à travers la zone de Mölleback, qui n'auraient pas pu être obtenues par d'autres techniques.

12 - Conclusion

En juin 2010, le tunnelier avait permis de creuser avec succès 90 % du premier tunnel, à des vitesses beaucoup plus élevées que celles observées pendant les deux premières tentatives, et en conformité absolue avec les exigences environnementales. L'acceptation et la confiance au sein du public, à l'égard de ce projet, ont été établies.

De nombreux progrès techniques, ainsi qu'une bonne collaboration des parties impliquées, le propriétaire, l'entrepreneur et le fournisseur du tunnelier, ont été nécessaires pour surmonter les difficultés et pour obtenir un avancement régulier et acceptable dans les conditions difficiles particulières au Projet de Tunnel d'Hallandsås. ♦

Hallandsås Tunnels Project

A technical challenge



F. DUDOUIT
Skanska-Vinci HB



W. BURGER
Herrenknecht AG

Abstract

The Hallandsås Tunnel Project is a major infrastructural project in Sweden. In the past, it has been stopped twice for technical and environmental reasons. In 2004, the third attempt to complete the construction of the tunnels started, based on an alternative technical solution involving excavation with a hard rock Mix-Shield TBM and installation of a watertight segmental lining.

The large variations in the characteristics of the rock mass, the high water pressure (up to 15 bars) and the presence of long water bearing zones make the tunneling conditions definitively difficult.

The conjunction of strict environmental constraints and of these difficult rock conditions gives to this project the status of technical challenge.

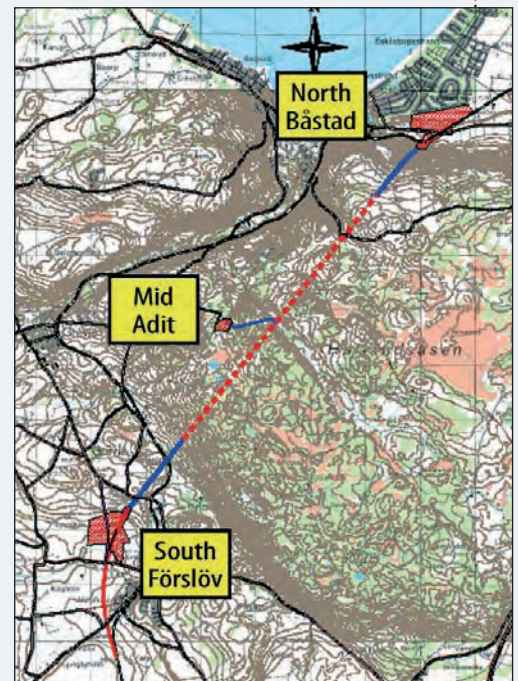
In June 2010, about 90% of the east tunnel has been excavated by the TBM and the Mölleback zone, the most difficult fault zone along the tunnel route, was passed.

Main interveners

- Owner: **Banverket**
- Contractor: **JV Skanska 60%, Vinci 40%**
- Main subcontractors and suppliers: **Herrenknecht, Marti, MS, Insond**

KEY FIGURES

- ▶ Contract signing: November 2002
- ▶ Start of works: March 2004
- ▶ Completion date: 2014
- ▶ Contract amount: 630 M€



1 - The Hallandsås Project

The Hallandsås Railway Tunnel Project is a major infrastructural project presently under construction in southern Sweden. It is part of a large investment aiming at expanding and re-building the west

Figures 1 et 2 - Location of the Hallandsås project

Hallandsås Tunnels Project - A technical challenge

coast railway line between Gothenburg and Malmö. Once completed and taken into operation the new twin-track rail link, designed for high speed trains, will shorten the travel time between the two cities by two hours. Furthermore, the overall capacity of the rail link will increase from 4 to 24 trains per hour. The Hallandsås Railway Tunnel Project consists mainly in the construction of two parallel 8.6 km long tunnels and of cross tunnels between the two tunnels at 500m interval.

2 - Geological description

The rock mass in the area consists of precambrian gneiss and amphibolite. The Hallandsås ridge is a horst, which is topographically very conspicuous. The horst is a result of major uplifting that occurred approximately 70 Million years ago. The rock mass within the horst is strongly affected by the pronounced jointing and faulting, implying very complex geological conditions. Three major tectonic zones, several hundreds of metres wide, are found along the tunnel route.

The uplifting movement especially caused severe fracturing and crushing along each side of the horst, today seen as the Northern and Southern Marginal Zones. These zones have also been subjected to a relatively strong deep-weathering and parts of the rock mass are completely disintegrated into clay. Within the Southern Marginal Zone triassic sediments, mainly siltstones, claystones and unconsolidated sandstones, overlay the weathered basement rock. The tunnelling conditions within the Southern Marginal Zone are very difficult as the rock mass partly exhibit ravelling or running ground with short stand-up time (less than 1 hour).

Inside the horst another major zone, the Mölleback Zone, is encountered. This zone differs from the marginal zones by being less weathered in general and therefore extremely permeable.



Figures 4 and 5 - The first two attempts: open gripper TBM and drill & blast methods

Pre-investigations comprising different geophysical methods, percussion and core drilling were initially carried out during the period 1989-1990. The rock mass consists mainly of gneiss intruded by amphibolite dykes (generally with unknown geometry) and by dolerite dykes, which have been well defined during the site investigations. Uniaxial compressive strength of the unfractured rock can reach 250 MPa, abrasivity is generally above 4.5 Cerchar and values up to 5.9 have been measured. The rock mass has been divided into 10 different rock classes as a function of RQD, block size and the degree of weathering. Rock class 10 corresponds to completely weathered rock mass. Due to the intense fracturing, the horst is completely water saturated and the ground water pressure at the tunnel level reaches 15 bars. In this case the major problems for the tunnel excavation were expected to be related to significant inflows of groundwater.

3 - The two first attempts

The tunnel construction began first in 1991/92, but was suspended in 1997. By this time, 5,5 km of the tunnel excavation, or a third of the total length of 18,6 km, had been completed. The tunnels were originally scheduled to open in 1997, but the project has been

dogged by problems. The first contractor unsuccessfully used an open gripper TBM which excavated only 18 m of tunnel. After changing to drill and blast method the contractor finally aborted the project leaving only 20% of the total length completed. When the second attempt started in 1996 using traditional methods water leakage in the tunnel became a major problem. The water inflow limits for the project where exceeded. Alternative sealing methods were evaluated, leading to the testing of Rhoca Gil, a chemical sealing agent. This caused acylamide, a toxic additive, to leak into the tunnel and spread into nearby wells and watercourses. Tunnel workers experienced health problems, and cows in the vicinity became lame. This event caused great alarm and strong reactions, and the National Railway Administration left it up to the Government to decide the future of the tunnel. Between 1998 and 2000, on commission by the Government, the National Railway Administration conducted intensive investigations regarding possible working methods, environmental impact and the costs of continuing the project. A shielded TBM has been recommended for the tunnel construction, but traditional blasting techniques may also be used. In either case the rest of the tunnel is to be lined with concrete. In 2001 the Swedish Parliament and Government gave the go-ahead for the tunnel construction to proceed.

4 - The new project

The project started for the third time in 2004 (to excavate the remaining 2 times 5 500 m of tunnel) using a much more advanced technique including a dual mode hard rock Mix-Shield TBM and a water-tight segmental lining to control water ingress. The client is the Swedish Rail Road Administration

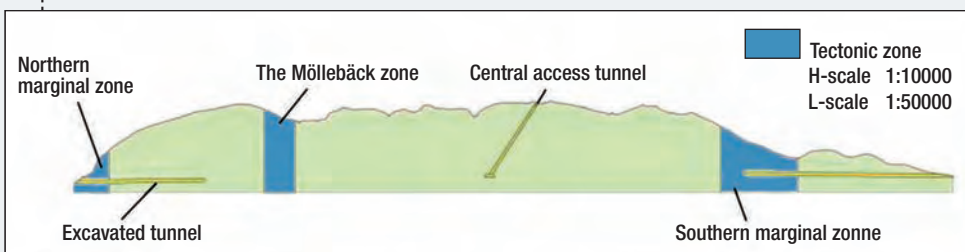


Figure 3 - Schematic geological profile of the Hallandsås ridge with in 1997 already excavated tunnel sections.

(Banverket) and the contractor a joint venture between the Swedish company Skanska Sverige AB and the French company Vinci Construction Grand Projets (Skanska-Vinci HB). The contract is a design - build contract.

The project is considered to have a high risk profile and three significant circumstances particular to the project are:

- the history, including two previous failures and a public debate on the legitimacy of the project.
- the very complex geological and hydro geological situation.
- the high environmental demands, including comprehensive chemical evaluation of all chemicals used within the project and tight restrictions on water ingress.

5 - Environmental demands

Following the two unsuccessful attempts, very strict environmental legal demands, set by the Swedish Environmental Court, were finally applied to the Hallandsås project.

The flow of ground water discharged from all tunnel excavations in the ridge must, during the construction period, not exceed the following values:

- over a rolling period of 30 days: 100 l/s
- over a rolling period of 7 days: 300 l/s
- at any time: 400 l/s

The water discharged from the project shall be sufficiently treated in order to comply to set quality criteria:

- suspended material: 65 mg/l for discharge in the sea and 30 mg/l for discharge in the surrounding rivers
- concentration of hydrocarbons: 5 mg/l

Any breach of the demands set by the Swedish Environmental Court will result in legal proceedings. In addition, pH adjustment is required.

Before being brought to the project and used, any chemical product must have its full composition known and its impact on the environment must be duly assessed. Approval to use a product is granted by the client and by the Swedish authorities. Each product is only approved for a particular application and for a defined quantity. More than 450 chemical products have been already assessed.

6 - Concept of tunnel construction for the new project

The key data and requirements which had to be considered in the development of the tunnel construction concept were:

- strict control of the water inflows within the limits set by the Swedish Environmental Court
- potential of high water inflow along the total length of the tunnel
- static water pressure above 10 bars along the majority of the alignment
- excavation of a hard and abrasive rock mass
- zones of soft soil and mixed face conditions
- strict environmental restrictions and approval procedures on materials and methods used

Considering in addition to the key requirements, the two previous attempts based on excavation with an open gripper TBM and on the use of the drill and blast technique and their respective failures, it became obvious that the solution should be with a shielded machine and a watertight segmental lining. The solution required the use of specific technical means:

- grouting ahead of the TBM, in water bearing zones, with cementitious grout, rather at the periphery than at the face, in order to reduce the permeability of the rock and consequently the future ground water inflows.
- excavation in closed mode with a face pressure up to 8 bars, in order to reduce the water inflows entering the cutterhead chamber. However, maintenance on the cutterhead was planned to still take place under atmospheric conditions. It was estimated originally that 20 % of the tunnel will be excavated with the TBM operated in closed (slurry) mode at a maximum of 8 bars.
- installation of a segmental lining, equipped with gasket and capable to withstand 15 bars of water pressure, within the tail of the TBM.

These specific technical means should be combined with all the conventional requirements of hard rock tunnelling with a TBM.

In addition, in order to handle possible zones of unstable ground (soil like conditions) under a high water pressure, the TBM should be capable to be operated with 13 bars of face pressure including the preparation for the use of saturation diving methods for hyperbaric face access.

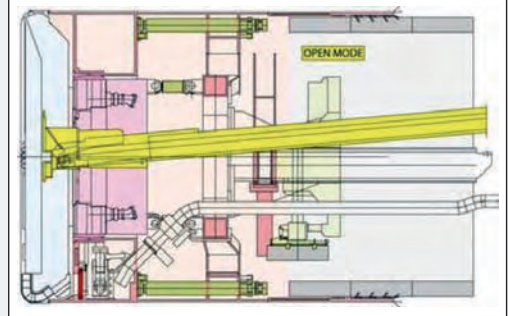
Consequently, the TBM itself should be able to operate in open as well as in closed mode to overcome worst case conditions, with anticipated maximum water pressure and ground conditions leaving the slurry method as only feasible closed mode option to be available as a "last resort".

Being aware that high pressure closed mode excavation under hard rock and mixed face conditions is a most difficult way of operation, extensive possibilities for pre excavation grouting from within the machine should be incorporated to support open mode operation.

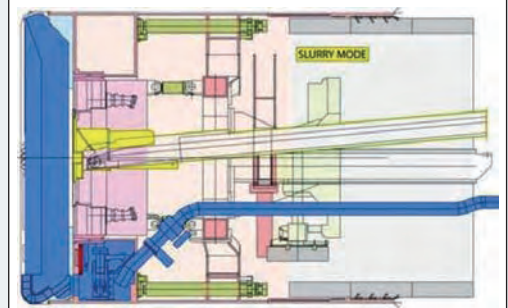
For such a concept of a dual mode hard rock Mix-Shield the available modes of operation could be:

- Open mode with dry primary muck discharge system (TBM conveyor)
- Open mode with (cyclic) pre excavation grouting
- Open mode with (cyclic) pre excavation grouting in closed static conditions
- Closed mode with hydraulic (slurry) muck discharge system under reduced face pressure
- Closed mode under full face pressure and potential for positive face support

Open mode with dry primary muck discharge system (TBM conveyor)



Closed mode with hydraulic muck discharge system (slurry)



Figures 6 and 7 - Dual mode Herrenknecht Mix-Shield.

Hallandsås Tunnels Project - A technical challenge

After the contract for the Hallandsås tunnel was awarded to the Skanska Vinci JV, an intensive twelve months pre design period for the TBM with the supplier Herrenknecht started whilst the project still was waiting for the final rulings of the Environmental Court.

7 - TBM state of the art at the time of the pre-design

The state of the art, at the time of the pre design for the different aspects of the technical concept, were:

- Large diameter rock excavation – the at the time ongoing excavation of the new Alpine tunnels at Lötschberg and Gotthard already provided results and “lessons learned” of cutter and cutterhead developments that have been done previously.
- Pre-excavation grouting, inflow water management systems – the developments done for the difficult Arrowhead project in California and their success on site also including 10 bars static seal systems.
- Dual mode Mix-Shields – with the first large diameter dual mode Mix-Shield being employed at the Grauholz project in Switzerland in the early nineties the second generation of that machine type already had finished the Thalwil project in Zürich.
- High pressure operations – having the Westerschelde project in the Netherlands finished long term experience for dynamic seal systems as well as process experience for saturation diving in tunneling for pressure ranges 6-8 bars where available.

8 - TBM design concept

The dual mode Mix-Shield TBM supplied for the Hallandsås project has on board the full size equipment for open mode single shield hard rock TBM excavation as well as for closed mode slurry operation with positive face support up to a maximum dynamic face pressure of 13 bars. Additional equipment and installation for extensive pre excavation grouting from within the machine as well as the handling of high water inflows and water laden muck in open mode operation.

8.1 - Cutterhead

In 2004, at the design stage of the Hallandsås cutterhead, five major design arguments were identified each of them causing its own design requirements. Some of these requirements contradicted each other and could only be combined accepting compromises.

- Hard and abrasive rock conditions
- Occasionally blocky rock
- High water inflows in open mode
- Dual mode operation
- Potential soil like ground behaviour in closed mode (clogging)

It was decided to equip the 10.6m diameter cutterhead with 17 inches backloading cutters, (maximum load of 250 kN), instead of the at that time still “experimental” 19” systems. A spacing of 85 mm was adopted, which was more conservative than the 90 mm one used in the Swiss Alpine tunnel projects.

In order to cope with occasional blocky ground conditions and anticipating the cutterhead acting as a crusher in these conditions, the cutterhead and its cutting tools have been further protected, following the experience on the Lötschberg tunnel through sections of blocky ground conditions.

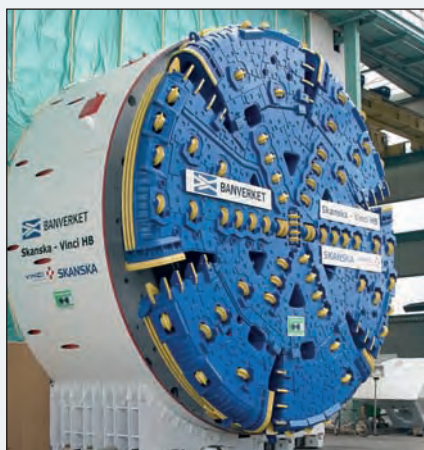


Figure 8 - TBM pre assembled in the workshop.

In open mode, the 6 structural arms of the cutterhead are used to transport the muck to the central belt conveyor. In order to limit the amount of water transported upwards by the cutterhead and then discharged on the belt conveyor systems, dewatering grids have been provided in each of the six cutterhead arms. Original size tests were carried out in Herrenknecht factory in order to optimize the geometry of these grids.

In closed mode (slurry mode), the open rear structure between the arms allows the muck to pass through the submerged wall opening to the crusher-suction pipe area.



Figure 9 - Dewatering grids along muck channel.

8.2 - Cutterhead drive

Due to the anticipated wide range of ground conditions and the potential of high water inflows the decision was taken in favour of a hydraulic cutterhead drive system. The fact of being able to combine the potential of very high torque at low speed (soft and mixed ground conditions) with a typical high revolution hard rock operation took advantage over the 20% better power efficiency of a VF electric drive. For the same reason of variable ground conditions and to maintain the maximum amount of operational options the installation of a fully articulated cutterhead drive system was decided with the possibility of longitudinal adjustment and angular tilting for eccentric overcutting. Special care and further development was necessary for the bearing seal systems since they have to withstand a maximum dynamic pressure of 13 bar. Due to the importance of this system an original size dynamic shop test up to 15 bars pressure was performed to optimize and verify the settings of the automatic seal pressure cascade control system.

8.3 - Mucking system

A full size mucking system for open and closed modes operation is provided. In open mode, a belt conveyor system capable to handle 1000 tons/hour is used. In closed mode, a slurry circuit and a treatment plant for a nominal flow rate of 1800 m³/hour are used (corresponding to a velocity in the return line of 4.1 m/s).

For open mode operation, special features are foreseen on the TBM for the handling of water laden muck. Dewatering areas and drainage basins along the machine and gantry conveyor are installed

including a flushing circuit with on board treatment plant for 600 m³/h. The ground water is pumped and then treated outside to meet the quality demands set by the Swedish Environmental Court. This plant is capable to treat up to 400 l/s.

When changing the mode of operation from open to closed, the muck hopper including the TBM conveyor in the cutterhead center can be hydraulically retracted. The front plate of the muck hopper then closes and seals the center opening.

The slurry circuit for closed mode operation has besides the typical slurry shield requirements to address the wide variation of potential face pressures and pressure levels. Also the typical muck grain size distribution from a hard rock excavation process has also to be taken into account for the layout.

8.4 - Segment erection and backfill

The supply of segments and backfill material is via train into the closed deck trailing gear. Segment handling is with vacuum gripping systems for the segment crane and the erector. A segment feeder with a storage capacity for one complete ring consisting of 8 pieces is installed.

The machine is prepared to use either mortar or pea gravel backfill material or a combination of both. Handling systems and storage capacities for both are installed on the trailing gear. Also equipment and material handling and storage facilities for cementitious grouting of the pea gravel matrix is provided.

8.5 - Pre-excavation grouting

With the pre excavation grouting being identified as one of the major tools to handle the difficult ground

conditions, the machine is prepared and equipped with extensive permanent installation for drilling and grouting.

Multiple inclined channels in the shield skin as well as a large number of ports in the bulkhead, submerged wall and corresponding cutterhead openings allow a dense drill pattern around and in front of the tunnel face:

- 30 channels through the shield skin in two different lockout angles of 10° and 13°
- 26 outer face positions
- 7 inner face positions

Three permanently installed drill rigs are located on a 360° carrier ring behind the erector able to reach the periphery and outer face positions. A temporary drill installation is possible in the shield center and on the erector.

A permanent pre excavation grout plant and materials storage and handling area are provided.

8.6 - Hyperbaric face access

In order to be prepared to inspect the cutterhead in the worst case conditions with high water pressure and unstable face the machine is equipped with all necessary basic installation for chamber access in saturation mode.

No permanent man lock for decompression within the machine is foreseen as used for applications with a maximum of 3 - 5 bars chamber pressure. Besides piping and connections required for saturation access, a permanent pre chamber is installed in the shield to which the transport shuttle can be connected. A transport shuttle is available on site and all means of transport and passage of the shuttle through the gantry to the pre chamber are foreseen and have been tested during workshop commissioning.

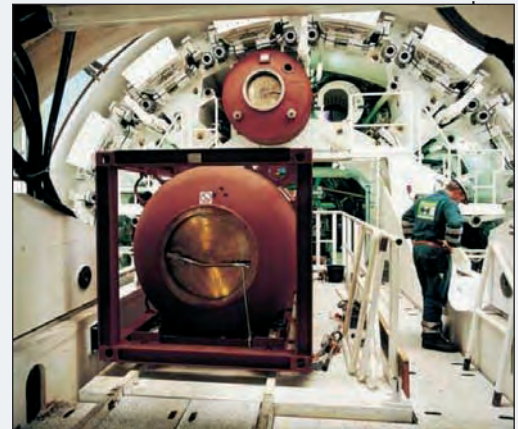


Figure 12 - Factory tests with transport shuttle for hyperbaric face access.

9 - Experienced rock conditions and consequences

After site assembly of the shield and gantries, excavation started in November 2005. The shield was assembled in an underground cavern at the end of the previous drill and blast excavation at the south portal, the gantries were assembled in front of the portal and then transferred through the drill and blast section and connected to the shield.

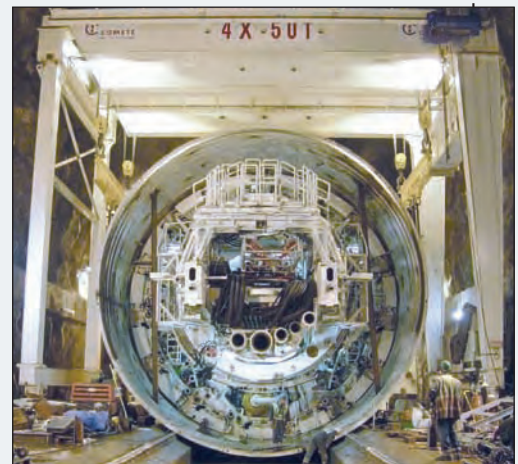
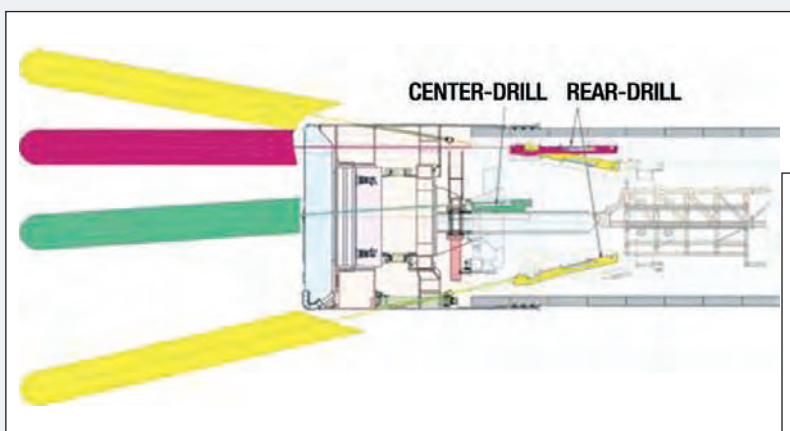
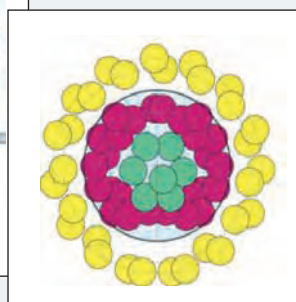


Figure 13 - Shield assembly in the underground cavern.



Figures 10 and 11 - Probing and pre excavation grouting from TBM.



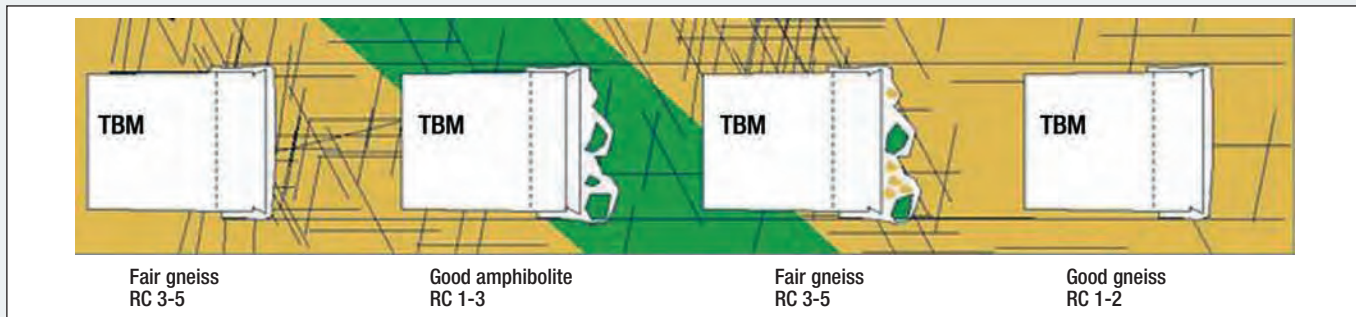


Figure 14 - TBM progressing through blocky rock conditions.

From the beginning of the excavation with the TBM, in addition to the difficulties associated with handling of the ground water inflows, difficulties with the rock mass have been experienced:

- repetitive blocks instabilities. Significant overbreaks at the face and amounts of blocks were observed in such conditions
- high variability of the rock mass

Rock mechanical investigations regarding the blocks instabilities have highlighted two main causes.

- Low values of in situ stresses.

In order to define the actual regime of in-situ stresses prevailing in the Hallandsås ridge, stresses have been measured underground at various locations along the tunnels route. In addition to these field measurements, a geotechnical model of the ridge has been built and the stresses associated to the technical history of the ridge applied to it. Both methods have permitted to establish that the horizontal stress perpendicular to the tunnels route amounted to 0.7 to 1 times the vertical stress and the horizontal stress parallel to the tunnels route to 0.5 to 0.7 times the vertical stresses.

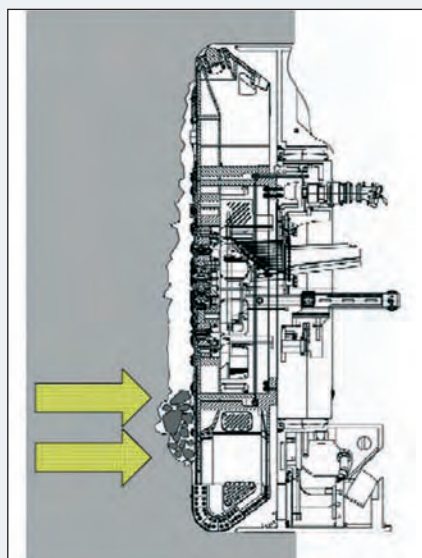
- The values of the joint frictional strength.

The blocks structure at the tunnel face has then been modelized, Various levels of in-situ stresses and various joint frictional strength have been applied to the model. The main finding was an increase of overbreaks at the face with decreasing in situ stresses and decreasing joint frictional strength.

The practical consequences of the blocks instability have been dramatic on the cutterhead, the belt conveyor systems and on the slurry circuit in closed mode and solutions had to be deployed to overcome them.

9.1 - Consequences on the cutterhead

In blocky rock conditions (block instabilities at and in front of the face), the blocks, fall in from the face, are of a size and strength that major crushing takes place in front of the cutterhead. The rock excavation does not proceed from the controlled action of the rolling cutters, mounted on the cutterhead and producing chips, but from the rather uncontrolled crushing actions of the entire cutterhead front. Routine face inspections to record at the face overbreaks and percentage of cutters tracks are performed basically every one or two rings in order to know the percentage of cutters working in regular mode as rolling cutters.



Observation of the damages on the cutterhead and on its tools (cutters and scrappers) has confirmed the disastrous effects of the blocks. The crushing actions are associated with peak loads on the cutters, which can exceed by at least a factor of 5 times the nominal load of 250 kN and which are variable in direction. In particular, they result in damages on the cutters, on their fixations and housings. The percentage of cutter changes due to normal wear reaches only about 40%, the rest being replaced due to blockage (generally caused by premature failure of the bearing, cracks in the cutter ring, damaged hub). Damages in the fixing elements and housings result in additional difficulties in replacing worn or damaged cutters. Duration for daily maintenance on the cutterhead increases from 0.75 hour/ml of tunnel to 0.9 - 1.65 hour/ml, as the face conditions move to highly blocky.

9.2 - Consequences on the belt conveyors system

The size of the blocks, transported by the mucking system is function of the geometry of the openings provided in the cutterhead and block deflectors installed in these openings. The size of the blocks can be reduced by closing the openings, but additional crushing actions take place and consequently more damages occur on the cutterhead front and its cutting tools and buckets. Transport of blocks on the belt conveyors system is associated with blockages at transfer points between two belt conveyor units and with damages to the belt, being repetitively punched or suddenly cut by blocks, trapped in a hopper.

Figures 15 and 16 - Schematic sketch of rock crushing area in front of the cutterhead and typical blocks passing through the cutterhead openings.



Figure 17 - Typical tunnel muck showing crushed blocks from open mode operation.



Figure 18 - Typical tunnel muck from closed mode operation (rounded blocks).

9.3 - Consequences on the slurry circuit

In closed mode operation, the blocks, entering through the cutterhead openings, have to pass through the suction grill / jaw crusher combination in front of the discharge pipe inlet. The suction grill limits the grain size allowed to enter the discharge pipe to 150mm. Larger blocks stay in front of the grill and will be crushed by the jaw crusher to a suitable size.

After less than 50 m of tunnel excavated in closed mode, severe damages to the slurry circuit have been experienced: several elbows and steel pipes being pierced by the repetitive impacts of the blocks. Such observations were even made on the components of the slurry circuit installed on the TBM and trailing gear. The destructive actions of the blocks, worsened by the abrasivity of the transported materials, were observed also on other components such as slurry pumps, valves, and telescope pipes.

Despite time consuming repairs, maintenance programme on the slurry circuit and replacement of some components by ones with a higher resistance to wear, severe difficulties were experienced to maintain the slurry circuit operational. The typical crushed blocks initially angular were found at the slurry treatment plant rounded after their transport along the slurry discharge line.

In blocky ground conditions, the jaw crusher capacity often became the determining factor for the achievable mining speed. Depending on the severity of the situation, significant reduction of the TBM advance speed or even to stop it in order to give the time to the crusher to absorb the blocks were found necessary. In the worst situations, the blocks piling up in the chamber, were obstructing the submerged wall opening to an extent that a proper hydraulic connection between the cutterhead and air bubble chambers was lost. The effect followed by this was an over pressurization of the cutterhead chamber.

Due to the unfavourable shape and size of the rock particles, the flow in the return line had to be increased from 1800 to 2000 m³/hr to reach a higher flow speed of 4.6m/s and reduce the risk of settlement and blockages in the discharge line. Approximately 6% of the first tunnel has been mined in closed mode.

10 - Actions taken to adapt to the rock conditions

The extremely difficult rock conditions and face behaviour resulted in a number of modifications of operational and mechanical equipment aspects resulting from a necessary re-adjustment of some of the basic projects requirements finally dictated by the in situ ground conditions.


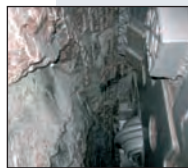

10.1 - TBM driving classes

In order to find the best compromise between spot progress and damages on the cutterhead, a back analysis exercise was launched very early, involving study of:

- TBM excavation parameters such as cutterhead rotation speed, penetration rate of the cutters, average load on the cutters
- face inspections (geological description, details of the overbreak, percentage of the cutters tracks visible at the face)
- records pertaining to the maintenance on the cutterhead

A strategy regarding selection of the TBM excavation parameters related to the degree of blockiness has then been adopted. Three different TBM driving classes have then been defined respectively (see table below).

Based on the parameters recorded during the probe drilling exercise (three holes are systematically drilled at the periphery ahead of the face), the geotechnicians are making a prognosis of the TBM driving classes, which is given to the TBM driver. The final selection of the TBM parameters is based on the observation of the blocks on the belt conveyor and on the face inspection results. Due to the high variability of the geology, it is very frequent that several changes of TBM driving classes are necessary during the same day.

		TBM operation parameters
<p>TBM Driving Class A:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Chips on belt conveyor • More than 80% of the cutter marks visible at the face 		<ul style="list-style-type: none"> • 4-5 rpm • 200-250 KN/cutter • 10 mm/rev
<p>TBM Driving Class B:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Chips and small blocks (<200mm) on belt conveyor • More than 20% of the cutter marks not visible at the face 		<ul style="list-style-type: none"> • 2,5-3,5 rpm • 200 KN/cutter • 12 mm/rev
<p>TBM Driving Class C:</p> <ul style="list-style-type: none"> • blocks on belt conveyor • Cuttermarks not visible at the face 		<ul style="list-style-type: none"> • 1-1,5 rpm • 60 KN/cutter • 20 mm/rev

10.2 - Actions related to the cutterhead

10.2.1 - Maintenance on the cutterhead

The daily maintenance on the cutterhead was modified and a higher frequency of inspections was adopted following a defined procedure (segment ring length is 2.2m).

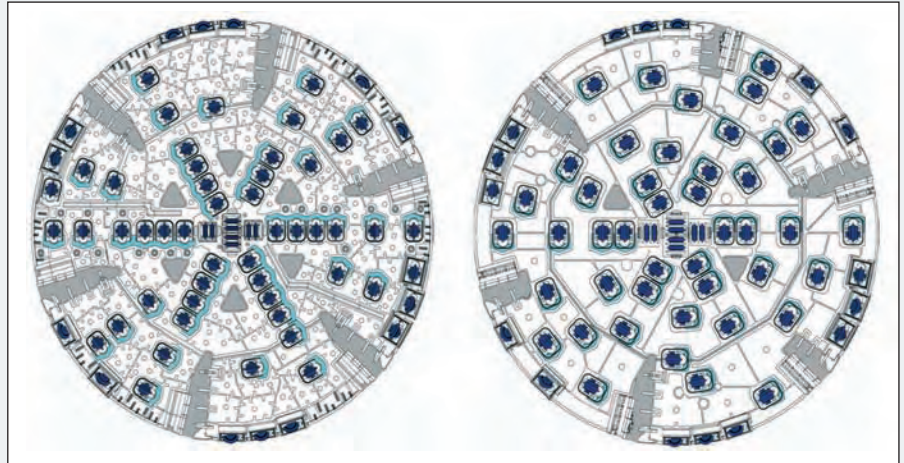
- Ring n: Check of all tools (cutters and bucket lips) and wear measurement. Re-tightening of cutters fixing bolts and change of the worn or damaged tools
- Ring n+1: Re-tightening of the fixing bolts of the cutters changed at ring n
- Ring n+3: Visual check of all tools and change of the worn or damaged ones
- Ring n+4: Re-tightening of the fixing bolts of the cutters changed at ring n+3
- Ring n+5: As ring n.

A follow up of the cutterhead damages and tool damages has shown that most damage is concentrated to a certain area of the outer face, likely to correspond to intense crushing taking place at this location as a consequence of block instabilities in the face.

In addition to the daily cutterhead maintenance carried out from inside and behind the cutterhead, a approximately 500m interval has been established for heavy maintenance including access possibility to the cutterhead front to maintain and replace front wear protection and block deflectors. Whereas comparable heavy maintenance procedures are required every 3000-5000m of tunnel for the Alpine hard rock TBMs, the blocky rock conditions in the Hallandsås project require far shorter intervals in order to keep the cutterhead fully operational.

10.2.2 - Second cutterhead:

With the view to reduce the impact of the cutterhead maintenance on the production and aware that repetitive heavy underground welding operations may finally have a negative effect on the basic structure, decision was taken in autumn 2006 to launch the design for a second cutterhead. Also the access possibility of the mid-adit, about half way of the first tube, as well as the chance to do design modifications in order to adapt to the in situ experienced rock conditions and face behaviour were major arguments for the decision.



Figures 19 and 20 - First and second cutterheads.

Design of the second cutterhead should take due consideration of the experience gained through the various conditions already encountered along the route of the east tunnel, in particular the blockiness, and all the modifications regarding wear protection and block deflectors / grid bars already done to some extent on the first cutterhead. Since meanwhile reliable experience in the use of 19 inches cutters for backloading cutterhead existed, a decision was taken to adopt these heavier cutters for the second cutterhead. In the specific case of the Hallandsås project, the benefit is rather thought to be in the heavier and more rigid structure of the cutters and of their fixation systems for withstanding the crushing impact loads than in the higher performances associated to the increase of the nominal load from 250 to 320 kN. In addition, the larger diameter of the 19 inches cutters permits to move the fixation system 25 mm backwards away from the face and more inside the basic cutterhead structure and to be therefore better protected.

The risk of clogging of the cutterhead in soil like conditions identified originally on the project has been re-evaluated and considered to be less important and therefore some openings on the cutterhead have been removed. This move permitted an optimized arrangement of the cutters in the face area. Protections have been designed for easier refurbishment and some newly developed backloading crushing tools have been added along the most affected outer face area.

Experience, since the re-start from the mid-adit, shows that the new, modified cutterhead has permitted to reduce significantly the daily cutterhead

maintenance and the heavy maintenance. In particular, the percentage of cutter changes due to normal wear has increased from 40 to 80%,

This has in return led to an increase of the daily production, which is in the range of 12m/day outside the periods of ground treatment, barriers construction or heavy maintenance on the cutterhead. Overall the progress of the TBM is equivalent to the one achieved in the past on the Hallandsås project by five simultaneous drill and blast headings, without considering the fact that the tunnels were unlined at that time.

10.3 - Actions related to the belt conveyors system

The following measures have been taken in relation to the belt conveyors system:

- modification of the geometry of transfer points between two belt conveyors to improve passage of blocks
- strengthening of impact bars at muck chutes
- additional personnel to watch transport of blocks at strategic positions to limit the risk of damages and blockages
- installation of a block separating unit at the entrance of the tunnel in order to protect the outside belt conveyors. Such installation could not be done on the TBM back-up due to mainly geometrical constraints.

10.4 - Actions related to the slurry circuit

Due to the severe damages and to the difficulties to maintain the slurry circuit operational in the

encountered ground conditions, decision was taken to abandon progressively the use of closed mode to control the ground water inflows and to put priority on the use of the alternative excavation in open mode supported by pre excavation grouting.

In addition, the time consuming cutterhead maintenance, experienced on the project, reduces dramatically the benefit of the closed mode as a measure to control the ground water inflows, since maintenance has to be carried out under atmospheric conditions.

Heavy maintenance on the slurry circuit, replacement of components with ones having an even higher resistance to wear at strategic positions have been implemented in order to be still in a position to operate the TBM in closed mode in exceptional cases if needed.

10.5 - Ground water inflows

With the strict limitation of groundwater inflow for the overall project being one of the essential mandatory project requirements, the limitation of inflow quantity in the active heading is of major influence for the total inflow water quantity. Ground water inflows are controlled by mainly the use of two techniques:

- ground treatment ahead of the face (pre-excavation grouting) to limit the future inflows
- optimized method of backfilling with frequent construction of water barriers behind the segmental lining

Works relative to control of the water inflows are time consuming. On a monthly basis, outside the Möllebäck zone, between 6 and 66% of the time is spent in such works. Consequently the monthly figure of tunnel excavation is highly depending on the ground water inflows conditions.

In order to permit advance of the TBM through water bearing zones, ground treatment is carried out ahead of the shield. The target is to seal off the rock mass sufficiently to permit progress of the TBM in open mode without violating the maximum limits set by the Swedish Environmental Court ruling. Ground treatment is triggered by the water inflows measured during the forward probe drilling campaigns, which are systematically performed with the requirement to maintain a minimum of a 10m overlap between subsequent probe holes.

Drilling of grout holes is generally performed under atmospheric conditions. Depending on the water inflows, particularly the 30-days average value and the risk of grout leakage at the face, grouting is carried out either under atmospheric pressure or under pressurised conditions. Under such conditions, the chamber pressure is increased until the balance with the surrounding ground water pressure has been reached and no more water inflows measured. The typical chamber pressure to achieve a static (balanced) situation is found in the range of 9 - 11 bars.

Grout holes are usually drilled to full depth and grouted in one stage. Microfine cement is used as grouting material.

Experience, which has been gained along the first 4900 m of tunnel, shows that better results are obtained by drilling through the face than at the periphery, for controlling the ground water inflows. However, in the presence of rock mass with poor

mechanical properties, drilling and grouting through the face is supplemented with drilling and grouting at the periphery, with the aim to improve the stability of the excavation. Unstability of the rock mass can result in chimneys penetrating outside the grouted zone and potentially acting as conduits for significant water inflows.

During the course of the project, drilling and grouting around the shield has been introduced in order to treat the rock mass in this area. The aim of this third method of treatment is to reduce the water inflows and to stabilise the rock mass around the shield. As part of this method, the first ring behind the shield is cored and stand pipes are installed. Then holes at 25 or 30 degrees are drilled and grouted through blow out preventers, using the downstage technique. Due to these larger angles, the usual drill rigs are replaced by ones with shorter feeders.

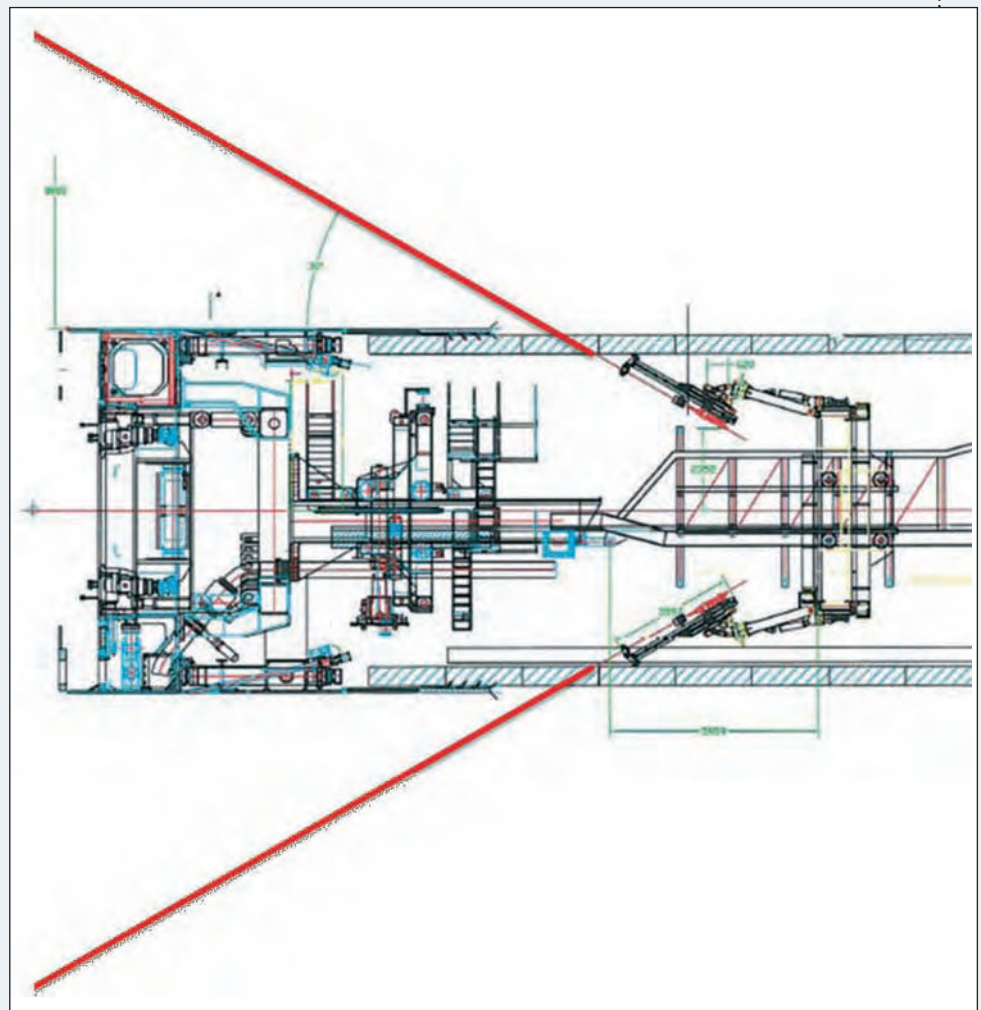


Figure 21 - Drilling through the lining for grouting around the shield.

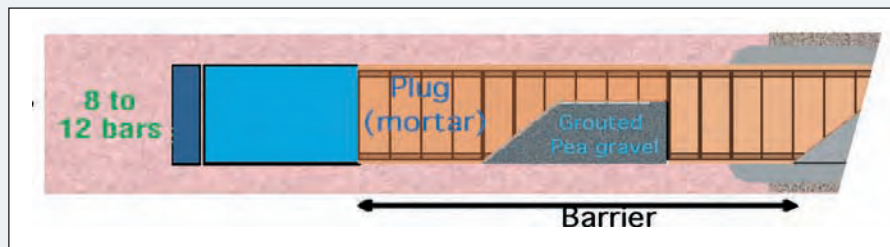


Figure 22 - Typical barrier construction.

10.6 - Barriers

Various methods have been tested to build efficient barriers behind the segmental lining, preventing ground water inflows from behind the watertight segmental lining along the shield and into the cutterhead chamber.

The usual method for construction of a barrier is as follows:

- installation of special segment equipped with drainage valves in the invert, backfilling being done with pea-gravel behind these segments
- backfilling with mortar of the following 5 rings in order to create a "rear wall"
- backfilling with pea-gravel of the following 3 rings
- excavation without backfilling of the following 4 rings. The design of the segmental lining includes strong dowels between rings which permit to omit backfilling without significant movements between the rings
- pressurization of the shield to balance the surrounding ground water pressure and achieve static conditions (usually between 9 and 11 bars)
- backfilling of the last three rings with mortar
- grouting of the pea-gravel matrix contained between the two mortar walls with a cement grout
- de-pressurization of the shield

Results in terms of reduction of the water inflows are quite satisfactory, but they vary in function of:

- local geological conditions prevailing around the barrier (in particular characteristics of the rock mass fractures: orientation, opening, infilling). It has been observed at various occasions that the ground water was circulating in the rock and parallel to the lining. Pre-excavation grouting is a mean to improve the local geological conditions and consequently the efficiency of the barrier.
- amount of water inflows and ground water pressure prevailing in the surrounding rock mass
- overbreaks
- length of the barrier
- ability to balance strictly the ground water pressure during construction

An alternative method for barrier construction based on the use of external bags has been developed. It is applicable when the water inflows are below 80 l/s and the periphery of the excavation is not affected by overbreaks, the field of application is consequently more restricted.



Figures 23 et 24 - Factory tests of external bags.

Special segments with peripheral recesses have been designed to permit installation of tubular bags, adequately folded. When unfolded, bags are sufficiently long to close the gaps with the adjacent ones. The bags are protected with rubber flaps in order to ensure that they are not damaged when passing through the tail skin brushes, the flaps assisting as well the bags in their sealing functions. In order to construct of such a barrier, special segments equipped with valves are installed in order to drain the water. The external bags are grouted sequentially starting from the invert with mortar, up to a preset maximum pressure.

The two tools: ground treatment and barriers construction are combined in order to control the

water inflows within the set limits. Ground treatment is used to limit the increase of the ground water inflows when mining through a water bearing feature. Barriers aim at reducing significantly the inflows after passage of the feature.

Ground treatment and barriers construction are time consuming. The objective remains to limit them in time and consequently to maximize the time during which the TBM can excavate.

10.7 - Backfilling behind segmental lining

In the early stage of the tunnel excavation, difficulties have been encountered in backfilling behind the lining due the high ground water inflows. Despite the use of PP fibers, anti-washout agent and accelerator, washout of the mortar, as backfilling material, could not be totally prevented. In order to complement the backfilling of the loss resulting from the washout phenomenon, complementary backfilling about 15m behind the shield was introduced.

Then the backfilling method has been modified to introduce the use of the pea-gravel technique. The lining is backfilled with a controlled quantity of pea-gravel from the invert to the spring line. Mortar is injected in the upper part. Since the water is circulating through the lower pea-gravel matrix, washout of the mortar in the top is avoided. Construction of barriers is required to stop this circulation. When it is achieved, the pea-gravel matrix is grouted with a cementitious mix.

The quality of the backfilling is checked by ensuring that the combined quantities of pea-gravel, mortar and grout exceed sufficiently the theoretical volume and by proof drilling. Acoustic method for checking the backfilling, instead of proof drilling, is under development on the project. The first campaigns of measurements are quite promising. Results in terms of movement of the segmental lining behind the shield are very satisfactory using the combined technique pea-gravel and mortar.

10.8 - Handling of water on the TBM

The already installed inflow water management system with a flushing circuit including an on-board treatment plant has been upgraded and modified for several details to be able to handle short term high inflow volumes in order to support the tendency for as much as possible open mode operation.

Upgrading of the dewatering/pumping circuits have been required in order to find the best set up involving flushing and pumping. Flushing at high flow in the invert of the air bubble, where the pumps removing the ground water from the cutterhead chamber are installed, is necessary to avoid the pumping system being plugged by fines. The slurry circuit is then used to transport the ground water and fines to the outside slurry treatment plant.

An additional dewatering section along the gantry conveyor has been installed with a flat belt section, 7 m long and a large flushing basin below.

This upgrades and system adjustments enable the machine now to technically maintain open mode operation with water inflows from the face as high as 350-400 l/s.

11 - Treatment of the Mölleback zone

The tunnel route crosses the Mölleback zone, extensive fault zone, over about 320m in length. A part of this fault was subject of an advanced ground freezing operation in order to facilitate TBM excavation through this section, the remaining part being treated by conventional cement grouting.

The rock mass within the fault zone consists to a large extend of a completely decomposed (in situ weathered) gneiss and amphibolite in combination with 10 to 12 bars ground water pressure. "Flowing ground behaviour" was expected in the sandy-silty-clayey material in the event treatment by freezing was not performed.

A first stage of ground freezing was carried out in sixteen horizontally drilled freeze holes with a length of 100m. Since the freeze holes are located inside the final TBM profile all casings and pipes material consist of glass fibre reinforced epoxy. A conventional 800kW brine freezing system was installed and the operational temperature has been -39 °C. Within the 10.6m diameter final tunnel section a small 5m diameter pilot tunnel was excavated through the frozen area. From the south face of this tunnel, the freezing zone was extended by 30m (second stage) to reach a total length of frozen tunnel of 130m.

The design and execution of the freezing and excavation operations have followed the observational method. This including prediction, monitoring and follow up of all parameters associated with

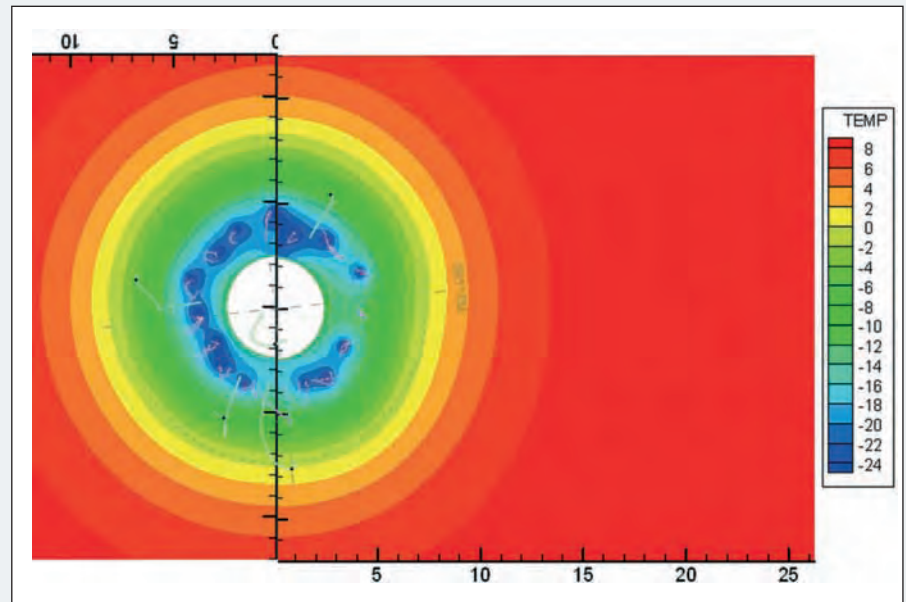


Figure 25 - Freeze development in the Mölleback zone.

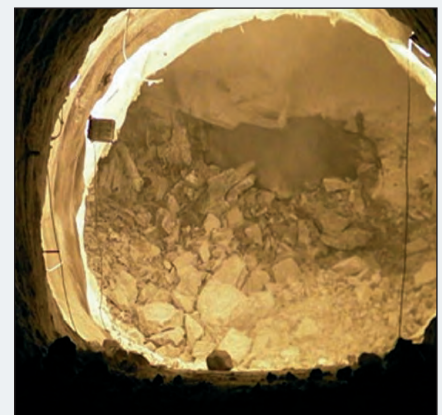


Figure 26 and 27 - 5m diameter frozen pilot tunnel before and during breakthrough of the 10.6 m diameter TBM.

design of frozen ground, such as strength and creep properties, as well as design aspects on the final segmental lining installed by the TBM.

The TBM successfully passed the frozen part of the Mölleback zone in 2 weeks during spring 2010. In the section, originally with the lowest rock mechanical properties (rock classes 7 to 10), no instabilities at the face and at the periphery were observed (contrarily to what has been experienced in other sections of the tunnel, even after heavy pre grouting works), the average cutter load was still in the region of 15 tons and all cutters tracks were visible. Freezing has definitively permitted to create extremely safe and suitable conditions for TBM excavation through the Mölleback zone, which could not have been achieved by other techniques.

Conclusion

In June 2010, the TBM had successfully permitted to excavate 90% of the first tunnel, at rates much higher than the ones experienced during the first two attempts and in full compliance with the environmental demands. Acceptance and trust in the project within the public have been established.

Numerous technical developments as a good collaboration of involved parties, the owner, the contractor and the TBM supplier have been required to overcome the difficulties and to achieve regular and acceptable progress in the challenging conditions specific to the Hallandsås Tunnel Project. ♦