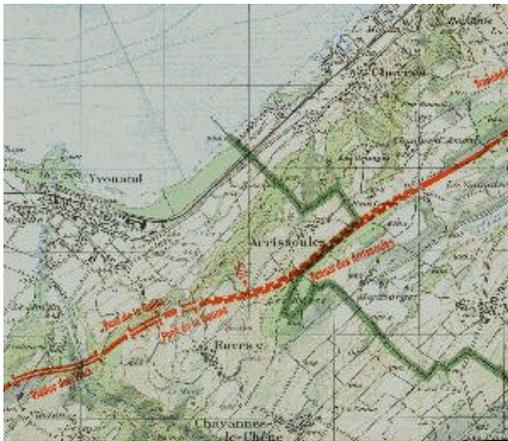


Autoroute A1 Lausanne-Berne

LE TUNNEL D'ARRISSOULES

Benoît Stempfël, Fribourg



Contexte général

Le projet de tunnel

Un tunnel sous pression hydrostatique

La maîtrise d'une grande cavité

Le tunnel d'Arrissoules est un ouvrage marquant du dernier tronçon en construction de la A1. Trait d'union entre les cantons de Vaud et Fribourg, il est aussi, sur ce tracé, le point culminant du parcours de la liaison Nord-Sud.

Ce tunnel comprend deux tubes d'une longueur de 3'000 m couverte, dont 2'860 m creusés à l'aide d'un tunnelier de 11.76 m de diamètre. La section achevée offrira une largeur roulable de 7.75 m. Sous la chaussée, une galerie technique distribuera l'énergie et les équipements nécessaires à l'exploitation du tunnel.

L'ouvrage, dont la durée des travaux de génie civil sera d'environ quatre ans et demi, traverse les horizons molassiques du Burdigalien saturés d'eau et caractérisés par une grande hétérogénéité. Aucune surprise majeure n'a été rencontrée durant l'excavation du tube Alpes dont le percement a eu lieu à fin juillet 1996.

La principale difficulté réside dans la réalisation d'un ouvrage non drainé nécessitant la mise en œuvre d'une étanchéité circulaire et dont le revêtement intérieur doit contenir une pression hydrostatique de 30 m et ceci même pour les grandes sections que sont les places d'évitement.

La mise en service du tunnel d'Arrissoules est prévue conjointement avec l'ouverture complète

au printemps 2001 de l'autoroute A1.

Contexte général

Le tunnel d'Arrioules est un des ouvrages marquant du dernier tronçon en construction de la A1 entre Yverdon et Morat. Trait d'union entre les cantons de Vaud et de Fribourg, le tunnel permet le franchissement des hauts plateaux de Cheyres à une altitude de 698 m, point culminant de la liaison européenne Nord-Sud.

Le projet du Tunnel

Principales caractéristiques du projet

L'ouvrage terminé comportera deux tubes de 3'000 m, recevant chacun deux voies de circulation unidirectionnelles. La largeur roulable est de 7.75 m, constituée de deux couloirs de circulation de 3.875 m chacun, et bordée de trottoirs. La hauteur libre de la chaussée est de 4.50 m alors que l'espace supérieur est occupé par les ventilateurs de jet, les luminaires et la signalisation. Sous la chaussée, le profil circulaire, donné par le choix de l'excavation au tunnelier, laisse suffisamment d'espace pour placer une galerie technique. Celle-ci contient l'ensemble des câbles et conduites des équipements du tunnel.

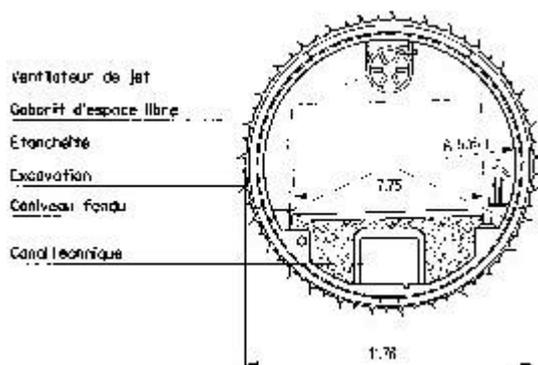
De la longueur de 3'000 m couverte, 2'878 m pour le côté Jura et 2'863 m pour le côté Alpes sont creusés à l'aide d'un tunnelier, le solde étant un ouvrage en tranchée du côté Est. La géométrie en plan est rectiligne sur la majeure partie du tracé et les deux tubes sont disposés parallèlement avec un entraxe de 36 m.

Le profil en long présente une pente descendante de 1.5 % en direction d'Yverdon, alors que le point haut du tracé se situe à l'intérieur du tunnel à 97 m du portail Est pour le tube Jura et 154 m pour le tube Alpes.

Pour des raisons de sécurité et d'entretien, les deux tubes sont reliés entre eux tous les 300 m par neuf galeries transversales, six piétonnes et trois carrossables. Ces dernières sont combinées avec des niches de stationnement d'une longueur de 46 m, implantées dans chaque tube.

A chaque portail sont implantés une centrale électro-mécanique et des locaux de service.

Équipement du tunnel



Compte tenu de sa longueur et des problèmes liés à l'entretien et à l'exploitation, le tunnel est équipé de ventilateurs de jet suspendus en calotte et concentrés vers les portails. Ces ventilateurs sont commandés par des sondes de mesure du CO et de

l'opacité.

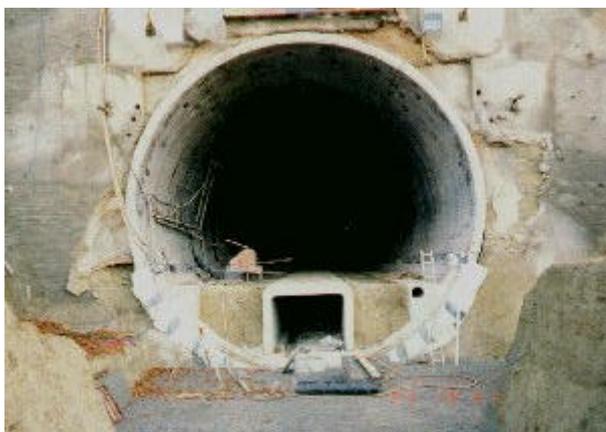
Ce tunnel sera équipé, comme tous les ouvrages routiers modernes, de systèmes de sécurité et d'exploitation garantissant un fonctionnement optimal : recueil des matières dangereuses par caniveau et siphons coupe-feu, niches de sécurité et d'incendie, éclairage variable aux portails, hublots de jalonnement, réseau de défense incendie, distribution électrique intérieure, signaux d'affectation des voies et système de régulation du trafic, câbles de transmission radio, réseau d'appel d'urgence, surveillance télévisée, système avertisseur de verglas aux têtes.

Tous ces équipements seront contrôlés depuis le poste de gestion technique centralisé, implanté dans le centre d'entretien d'Yverdon.

L'alimentation électrique du tunnel est assurée par deux réseaux indépendants de la Compagnie Vaudoise d'Electricité (CVE) et aboutissant au portail côté Vaud.

Contraintes

L'étude d'impact a soulevé de nombreuses questions liées à l'abaissement de la nappe par l'effet de drainage des tunnels.



En particulier, le problème de l'alimentation des communes directement approvisionnées par des sources venant du massif et captées à faible profondeur. Une autre conséquence du percement des tunnels est l'influence occasionnée aux milieux naturels (forêt à flanc de coteaux principalement) pouvant être très sensibles à des variations importantes du niveau de la nappe souterraine.

Géologie et hydrogéologie

Le massif traversé au niveau des tunnels appartient entièrement à la molasse marine supérieure (Burdigalien). Cette molasse se caractérise par une prédominance de grès grossiers ou moyens mi-durs, avec par place des grès fins durs et des grès coquilliers très durs. Cela se traduit par une stratification très hétérogène et une grande variabilité de dureté dans le massif. Les grès coquilliers très durs présentent une extension latérale limitée à quelques dizaines de mètres et de faible épaisseur (0.20 à 5 m).

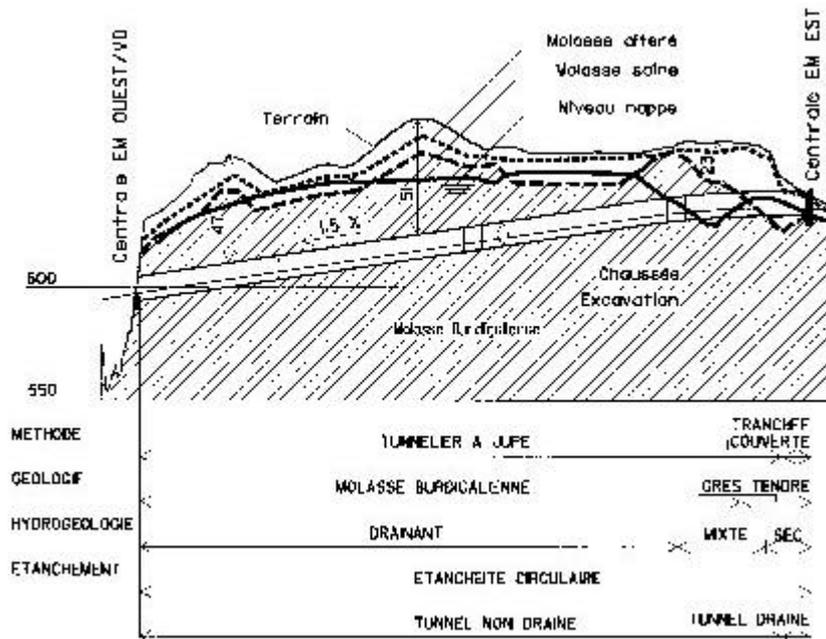


Figure 4 Profil en long tube Jura

La roche altérée, rencontrée à la sortie Est du tunnel, s'est révélée plus compacte et stable que prévue par les forages de reconnaissances. Ce constat a conduit à l'abandon d'une galerie pilote dans le tube Alpes après 17 m d'excavation. Cette différence provient essentiellement de la difficulté d'interprétation de carottes de forage.

Peu d'accidents géologiques importants ont été relevés au cours des reconnaissances. Toutefois, le percement du tube Alpes a mis à jour deux zones fracturées. La première entre les TM 533 et 560 et la deuxième entre les TM 1520 et 1670. Ces zones ont provoqué des problèmes de stabilité du front avec développement de hors-profil et une activité beaucoup plus intense du point de vue hydrogéologique. Une fois les zones fracturées traversées, une augmentation notable du débit d'eau à l'avancement a été mesurée au front, passant de 40 à 60 l/min à plus de 100 l/min.

Sur les deux premiers tiers de la longueur, l'infiltration d'eau dans le tunnel a été avant tout favorisée par une fractuosité importante due à la présence de nombreux bancs de grès coquilliers, voire de grès très durs. Cette configuration particulière a conduit à contenir un débit de l'ordre de 50 l/s au portail, ce qui a créé des problèmes de rejet à l'exutoire. Des essais Lugeons en souterrain ont démontrés la grande hétérogénéité de cette fracturation (principalement verticale) et de la perméabilité qui lui est liée.

Incidences sur le génie civil

Les contraintes et difficultés mentionnées ci-dessus ont conduit à différentes adaptations du projet initial :

Réalisation d'un ouvrage non drainé nécessitant la mise en œuvre d'une étanchéité circulaire et dont le revêtement intérieur doit contenir une pression hydrostatique de

3 Mpa au maximum (proposé en variante par le consortium d'entreprises);
La rencontre de la première zone fracturée du tube Alpes a nécessité le déplacement de la première place d'évitement d'environ 50 m;
Avec les forts débits d'eau constatés lors du percement du tube Alpes, le tube Jura s'exécute en attaque montante, contrairement à la variante d'entreprise retenue.

Mis à part ces modifications, les choix opérés en cours de projet se sont avérés judicieux :

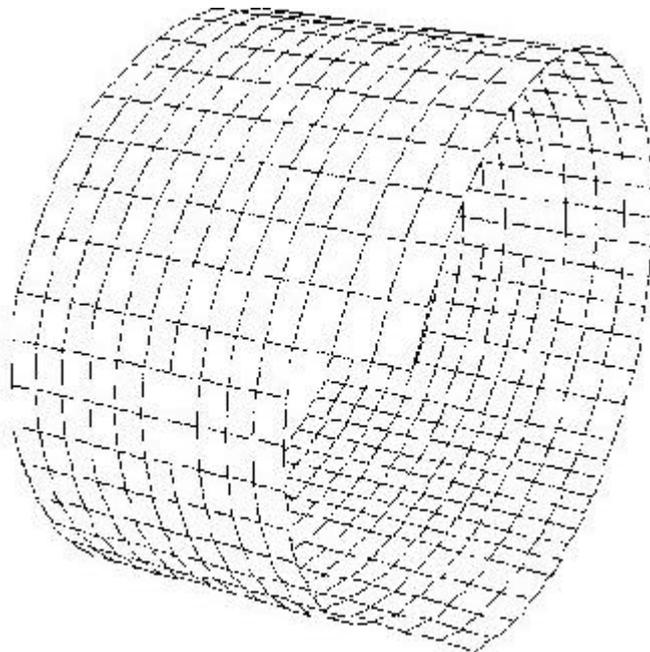
Le système d'excavation avec un tunnelier à jupe et soutènement en voussoirs préfabriqués a permis d'avancer avec une vitesse moyenne de l'ordre de 11 m/jour et de s'adapter aux circonstances géologiques.

L'abaissement du niveau de la nappe durant la construction allait avoir des conséquences directes sur l'approvisionnement en eaux des communes d'Arrioules et de Rovray. Aussi la réalisation, avant le percement des tunnels, d'une conduite d'alimentation en eau pour les villages concernés et reliée au réseau régional s'est avéré une bonne mesure préventive. Les sources ont effectivement été asséchées mais les villages n'ont à aucun moment manqué d'eau.

3. Un tunnel sous pression hydrostatique

Conditions d'exploitation

La structure intérieure du tunnel, lequel est construit sans drainage et avec une étanchéité circulaire, va subir à l'état final et dans un massif saturé une pression hydrostatique.



L'étanchement va être assuré en intercalant entre les voussoirs et l'anneau intérieur en béton un système d'étanchéité composé d'un feutre de protection, d'un lé d'étanchéité en matière polyoléfine et d'un lé noppé, le tout réinjectable. A l'extrados, la poussée de la roche sera prise par le soutènement en voussoirs admis

perméable (infiltration d'eau à travers les joints). Les pressions hydrostatiques sont donc à reprendre entièrement par l'anneau intérieur en béton.

Le calcul du revêtement sous pression hydrostatique

Classification et paramètres de la roche

Dans une réflexion préliminaire et en se basant simplement sur la mobilisation du massif rocheux, tout en négligeant la contribution du soutènement en voussoirs, des contraintes de tractions élevées sont apparues dans le revêtement. Celles-ci sont importantes principalement dans le cas où le niveau de la nappe se situe juste au-dessus de la calotte (c'est le cas pour le tronçon du portail Est dans les grès tendres). Ceci a conduit l'auteur du projet à approfondir les réflexions pour les paramètres impliqués dans la répartition des contraintes entre le rocher et le revêtement intérieur. Ces paramètres sont :

- Le confinement du couple soutènement et terrain autour du revêtement définitif
- Le module de réaction de la roche (K_t)
- Le coefficient de raideur du soutènement (K_b)
- Le module d'élasticité du soutènement tenant compte des joints entre voussoirs (E_b)
- La pression sur le soutènement (PS)

L'hétérogénéité du rocher a également été considérée, la difficulté majeure résidant dans l'estimation de la part et la position dans la section de la roche altérée.

Le modèle de calcul

Le revêtement intérieur est assimilé à une coque reposant sur un sol. Ce dernier étant caractérisé par son module de réaction. Le calcul est fait dans le domaine élastique et en plusieurs passages pour éliminer les éléments de roche qui sont tendus.

Le calcul

Le calcul du revêtement intérieur est basé sur la méthode des réactions hyperstatiques mais en tenant compte de la présence du voussoir de soutènement. De plus, il est admis que les efforts dus aux terrains sont repris par le voussoir et les efforts dus à la pression d'eau sont repris par le revêtement intérieur.

Modèle coque du revêtement intérieur

Le module de réaction pris en compte pour modéliser les effets du terrain et du voussoir est défini par la relation suivante :

$$K = K_b + K_t \quad 1.1$$

où

K_b = module de réaction du voussoir

K_t = module de réaction du terrain
 R = rayon moyen du voussoir
 e = épaisseur du voussoir

module de poisson du béton

La pression P_s exercée par le terrain sur le voussoir est calculée par la méthode convergence confinement.

La réaction P_R du couple voussoir-terrain sur le revêtement intérieur est calculée par le programme MAPS coque.

Pour que la relation (1.1) reste valable, il faut que $P_R \leq P_s$ si non le module de réaction à prendre en compte est celui du terrain.

Les résultats ont montré que seules les sections particulières avec ouvrages annexes (niches SOS et galeries piétonnes) ont nécessité une armature ainsi que des zones de transition des portails, mais uniquement en radier.

4. La maîtrise d'une grande cavité

Excavation des places d'évitement

Au nombre de trois dans chaque tube, les places d'évitement ont été excavées en trois étapes.

Dans un premier temps, la voie de roulement a été remblayée sur une hauteur de 2.5 m. Puis, les éléments préfabriqués de voussoir ont été démontés en calotte par tranche successive. Ensuite, la roche a été excavée et un soutènement en béton projeté clouté, localement renforcé par des cintres réticulés, a été mis en place.

En deuxième étape, le remblai provisoire a été réexcavé jusqu'au niveau chaussée et les voussoirs des parements évacués avec, simultanément une application systématique du soutènement. La troisième étape a été exécutée de la même manière, mais pour la partie radier.

Le soutènement

Les paramètres de l'étude

Le calcul, au stade de l'exécution, de cavités de telle dimension, n'est pas à négliger d'autant que les phases d'exécution ont une influence importante sur l'état des contraintes et le déconfinement du massif.

Dans le cas de l'excavation de la place d'évitement, le massif ayant déjà subi un déconfinement au passage du tunnelier, l'état des contraintes entourant la future cavité dépend fortement des éléments suivants :

- Des paramètres du massif (cohésion, angle de frottement interne, fissuration, etc.)
- De la distance du front à laquelle les soutènements ont été mis en place
- De la qualité du remplissage au mortier et gravier derrière les voussoirs
- Des effets différés du massif
- Les éventuelles discontinuités dans le massif

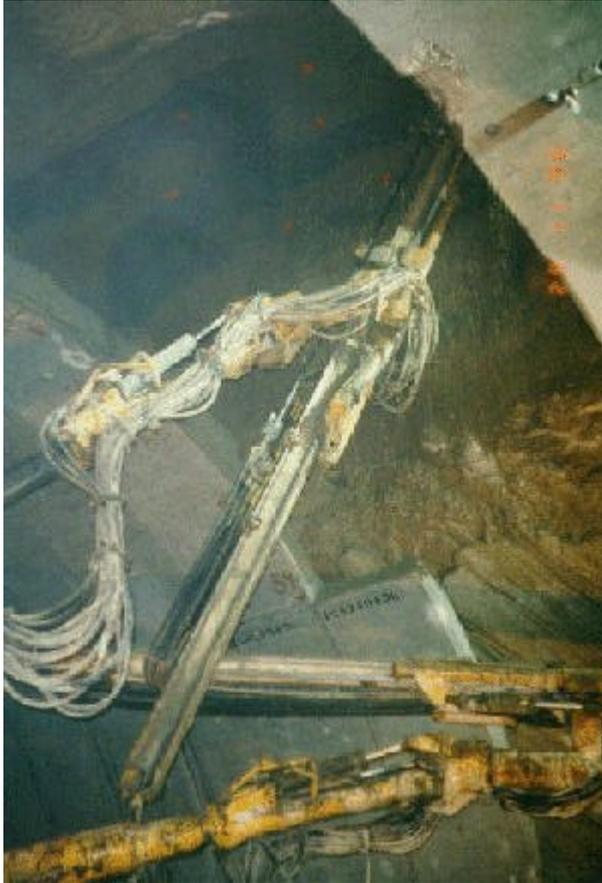


Figure 6 Mise en place du soutènement place d'évitement

La méthode utilisée

Le calcul a été réalisé à l'aide d'un modèle par éléments finis bi-dimensionnels, permettant l'introduction d'une non linéarité des matériaux, soit la possibilité d'utiliser différents modèles de plastification du massif (Mohr-Coulomb, Drucker-Prager, etc.).

Le modèle a permis de simuler les phases d'excavation et de soutènement, en commençant par l'excavation du tunnel proprement dit, afin de prendre en compte la part de déconfinement de cette première phase.