

Le tunnel de Confignon

Autor(en): **Marche, René / Piller, André / Azzolini, Giovanni**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Ingénieurs et architectes suisses**

Band (Jahr): **119 (1993)**

Heft 14

PDF erstellt am: **21.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-78060>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Le tunnel de Confignon

Par René Marche
D'ing., dipl. EPF/SIA
André Piller
D'ing., dipl. EPF/SIA
Giovanni Azzolini
Ing. civil RIAT
GEOS Ingénieurs-
Conseils SA
Quai Wilson 37
1201 Genève

Le tunnel de Confignon est constitué de trois tronçons: les tronçons sud et nord construits à ciel ouvert et le tronçon central construit en tunnel proprement dit. Les tronçons sud et en tunnel présentent un intérêt technique particulier. Les tassements excessifs du tronçon sud, sous l'action des modelés de terrains qui le recouvrent, ont obligé à précharger la fondation préalablement à la construction des tubes et à concevoir des tubes souples à l'égard des tassements. Le tronçon en tunnel se trouve à faible profondeur, en terrain meuble et sous la nappe. Cet article décrit succinctement les solutions techniques retenues, les méthodes d'exécution mises en œuvre et le déroulement des travaux.

Description de l'ouvrage

Le tunnel de Confignon appartient à la route nationale 1a (RN1a); il fait suite au franchissement du Rhône et à la tranchée couverte de Chèvres. Il permet le passage du coteau de Bernex-Confignon et donne l'accès, au sud, à la plaine de l'Aire. La situation du tunnel est définie sur la figure 1. L'ouvrage est borné par les PK 903 425 et 904 880.

Pour satisfaire aux exigences sévères d'intégration au site, le profil en long du tunnel a été abaissé au niveau le plus bas compatible avec le passage de l'Aire et le portail sud a été éloigné du village de Confignon. Il a été amené jusqu'à 125 m du bord de l'Aire, le tunnel proprement dit se trouvant rallongé de 225 m.

Il en résulte que l'ouvrage appelé tunnel de Confignon est constitué de trois éléments distincts quant au mode d'exécution.

1. Le tronçon nord, de 105 m de longueur, situé à l'extrémité nord, construit dans une tranchée à ciel ouvert puis remblayé jusqu'au niveau original du terrain naturel.
2. Le tronçon central de 1025 m de longueur construit en tunnel.
3. Le tronçon sud, de 325 m de longueur, situé à l'extrémité sud, construit dans une tranchée à ciel ouvert. Ce tronçon n'est que partiellement enfoui dans le terrain naturel, il doit être recouvert d'un

modelé de terrain de l'ordre de 3 à 5 m d'épaisseur devant permettre la restitution des sols à l'agriculture.

Le tunnel est constitué de deux tubes comprenant chacun deux voies de circulation; sa longueur totale est de 1455 m. L'axe en plan du tracé a une géométrie en S avec un rayon minimal égal à 1500 m. L'écartement des tubes est imposé au portail sud par l'emprise du pont sur l'Aire et au portail nord par l'échangeur de Bernex. Entre ces deux points, un écartement de 35 m des axes des tubes est recherché aussi vite que possible pour s'affranchir d'une influence mutuelle des tubes au moment de la construction, ce qui a lieu sur approximativement 600 m.

Le profil en long du tunnel descend régulièrement du nord au sud avec une pente de l'ordre de 0,8%, le point bas du profil se trouve à 80 m à l'intérieur du tunnel à partir du portail sud, à l'endroit où les tassements à long terme occasionnés par le modelé de terrain sont maximaux. La géométrie impose des changements de dévers à l'intérieur des tubes, les dévers n'excédant pas 3,5%.

Un profil circulaire ayant un rayon d'intrados de 5,10 m a été retenu pour l'ensemble du tunnel. La configuration répond aux directives et à la pratique de l'Office fédéral des routes. Pour s'en tenir à l'essentiel, le gabarit est de 7,50 m x 4,50 m; cinq galeries dis-

tantes de 250 m assurent le passage d'un tube à l'autre, celle du centre permet le passage des pompiers. Les niches de secours et les bornes hydrantes sont distantes de 144 m. L'évacuation des eaux de drainage et des eaux de la chaussée se fait par des systèmes séparés, le dispositif d'évacuation des eaux de chaussée comporte des siphons de coupure de flamme. Tous les systèmes de collecte d'eau sont visitables, aucun regard n'est aménagé dans la chaussée. L'étanchement du profil est conçu de telle façon que de l'eau ne puisse pas tomber sur la chaussée. La barrière étanche est suivie d'une couche de dissipation de pression.

Le concept retenu pour l'étanchéité permet de localiser l'endroit d'un défaut d'étanchéité. D'une façon générale, le choix des solutions doit amener à un entretien simple et léger.

La ventilation répond aux exigences les plus contraignantes d'un trafic congestionné et bidirectionnel; elle est de type longitudinal avec ventilateurs de jet installés en calotte. L'éclairage des zones d'entrée et de transition est conçu pour une vitesse de 80 km/h.; le rendu des parois est clair.

Conditions de sol et d'eau

Le coteau de Bernex et de Confignon est constitué d'une colline molassique recouverte de dépôts morainiques würmiens. Cette colline a été forte-

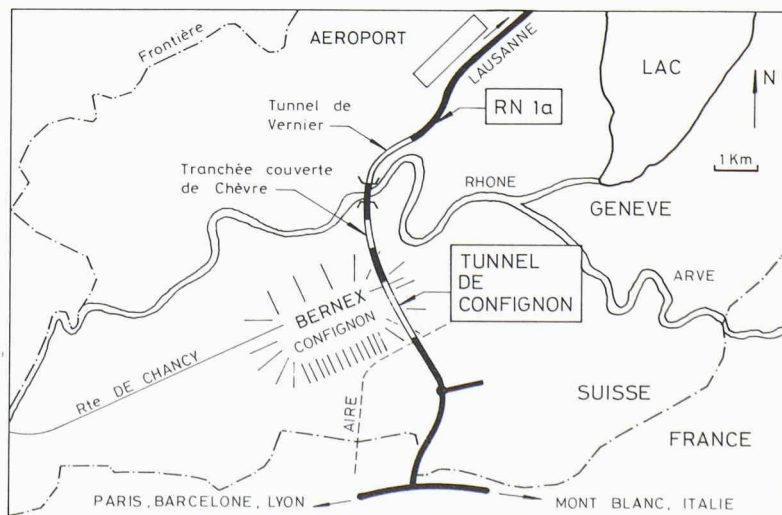


Fig. 1. - Situation

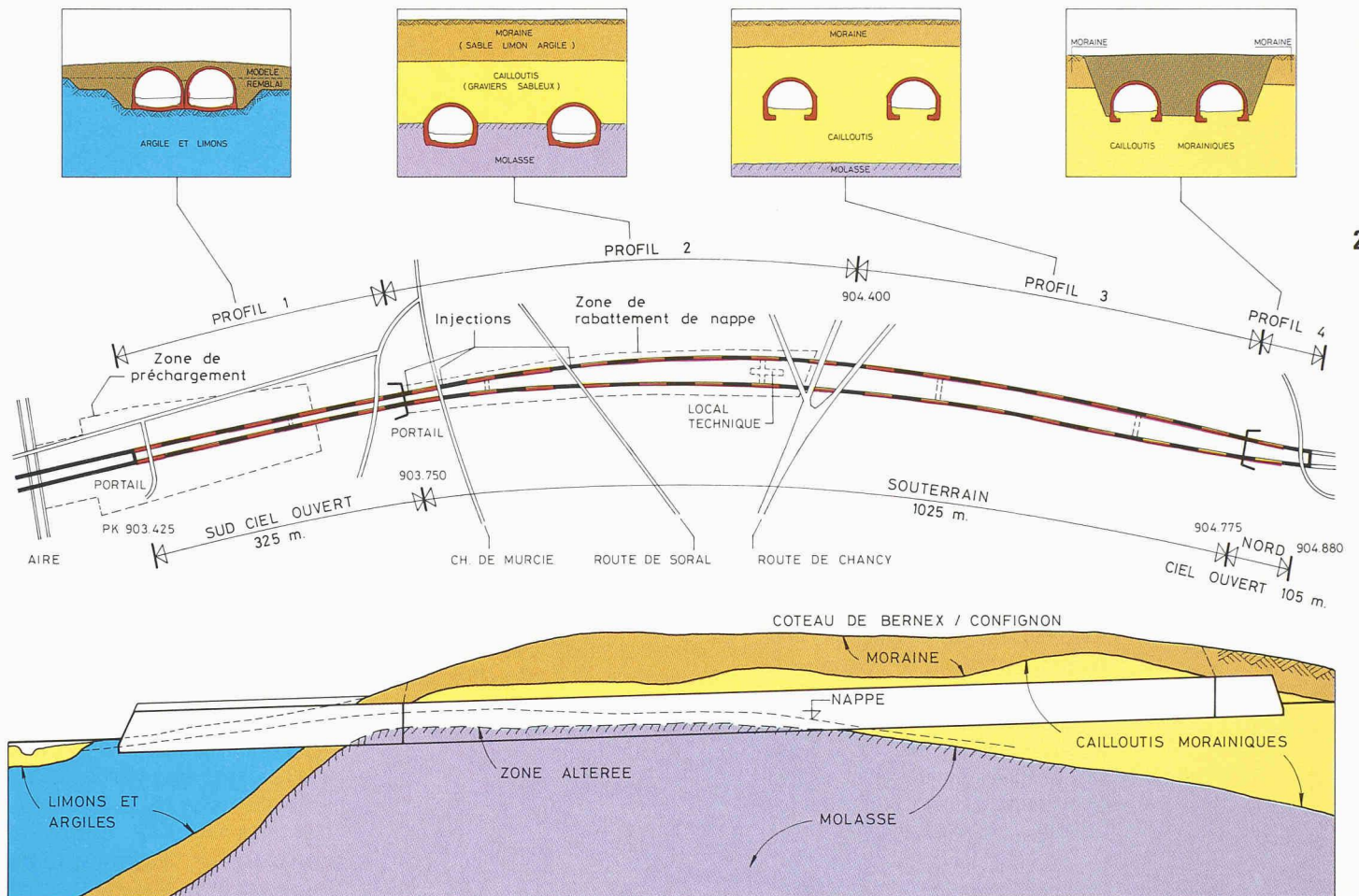


Fig. 2. — Stratigraphie et configurations

ment érodée au nord-ouest par le Rhône, et son flanc sud-est plonge brusquement, laissant place à un remplissage de sédiments fins faiblement consolidés de la plaine de l'Aire. La coupe stratigraphique est donnée sur la figure 2. Quatre formations essentielles sont rencontrées par le projet.

1. La moraine à cailloux et blocs alpins (7c, 7d)¹ constituée d'un mélange en proportions voisines de gravier, sable, limon et argile avec un peu de gravier, de compacité dense et imperméable. Localement, des lentilles nettement graveleuses, sableuses ou constituées de limon feuilleté peuvent être rencontrées. La tenue à l'excavation en front se détériore rapidement avec le temps et l'eau. Cette formation constitue essentiellement la couverture du tunnel, elle est traversée au portail nord.
2. Les cailloutis morainiques (9a) constitués de graviers sableux et limoneux de compacité élevée et perméable. Des lentilles de sable moyen à granulométrie continue, de sable limoneux et de gros graviers ouverts sont fréquemment
3. La molasse fait partie de la formation des marnes et grès gris à gypse. Elle est constituée essentiellement de bancs de marnes bien stratifiées tendres avec des passées minces silteuses, des niveaux intercalaires de grès fins durs, et des filons de gypse de quelques centimètres d'épaisseur. L'anhydri-

te au niveau du tunnel n'apparaît que sous forme de traces et sans pénétration des eaux en profondeur; il n'y a pas lieu de craindre un gonflement à cause de son hydratation. Le massif présente peu de déformation tectonique. La partie supérieure de cette couche est altérée; elle a les caractéristiques d'une argile dure sur une épaisseur qui peut atteindre 2 m. En dessous la résistance en compression simple est de l'ordre de 8 à 15 MPa (80 à 150 kg/cm²). La partie sud du tunnel échance sur 450 m de longueur le massif de molasse jusqu'à 5 m de profondeur.

4. Les dépôts glacio-lacustres de la plaine de l'Aire, constitués de limon argileux et argiles limoneuses finement stratifiées (varvées) avec localement des lentilles finement sableuses. Au voisinage de la surface la consistance est raide sur les 5 à 7 premiers mètres puis elle est plus molle. Le dépôt a plus de 50 m d'épaisseur, il est compressible et imperméable. La partie sud du tunnel est située sur ces dépôts. La mise en place du modelé de terrain à construire dans cette zone, sans consolidation préalable

¹Selon nomenclature des sols genevois, Service cantonal de géologie

de ces dépôts, entraînerait un tassement de 40 à 50 cm des tubes localement.

Les niveaux d'eau mesurés sont indiqués sur la figure 2. La moraine de couverture est le siège de nappes superficielles. La partie inférieure de la couche de cailloutis morainiques est le siège d'une nappe établie qui baigne les naissances de voûte et les piédroits de la partie sud du tunnel. La perméabilité élevée des graviers, la puissance élevée de la nappe et la nécessité de la restituer après les travaux, ont conduit à rabattre la nappe pendant les travaux de percement du tunnel, et à recourir à une étanchéité complète du profil pour la partie sud du souterrain. Les eaux de la nappe sont chargées en sulfate et nécessitent que des ciments résistant à leur attaque soient utilisés.

Tronçons exécutés à ciel ouvert

Tronçon sud à ciel ouvert, préchargement

Les tassements prévus de cette zone sous l'action des modelés de terrain étaient de l'ordre de 50 cm et, par suite, bien supérieurs à ceux que peuvent tolérer les tubes à construire. Pour pallier à cette situation deux mesures ont été prises.

1. Le massif de fondation a été préchargé par un remblai pour provoquer les tassements préalablement à la construction des tubes et causer une homogénéisation de comportement à terme de la fondation. Le préchargement est du type avec surcharge et drains verticaux, il a été conçu pour que les tubes, après construction, subissent un tassement total et un tassement différentiel respectivement de l'ordre de 10 cm et 1/1000 au maximum
2. Le tronçon de tunnel a été conçu comme une «colonne vertébrale» permettant les déformations longitudinales.

Le préchargement a été conçu pour répondre aux exigences suivantes:

1. provoquer en un an les tassements de l'ordre de 30 à 50 cm qui auraient été pris à très long terme sous l'action du modelé,
2. ne pas causer de plastification du

massif de fondation lors de la construction du remblai,

3. provoquer les tassements dans les couches qui tassent sous l'effet de l'aménagement définitif et
4. utiliser le volume minimal de remblai. Les terres du préchargement ont été celles qui ultérieurement seront utilisées pour le modelé de terrain.

Le préchargement a été réalisé sur une surface de l'ordre de 40 000 m² à l'emplacement montré sur la figure 2. Dans un premier temps, un réseau de 4221 drains artificiels verticaux, d'une longueur comprise entre 25 et 38 m, et implantés selon une maille triangulaire de 3,5 m a été mis en place avec son tapis drainant de décharge. Ensuite le remblai de 180 000 m³ a été construit à la cadence et avec la forme suggérés par le calcul, pour imposer les contraintes voulues aux couches, selon les résultats d'une simulation faite par modèle mathématique du comportement de la fondation. 14 mois après sa mise en place, le remblai avait provoqué les tassements voulus et était repoussé de part et d'autre de la zone d'excavation pour la construction des tubes, dans l'attente d'être utilisé pour les modelés de terrain. Le chantier en phase finale d'installation des drains et en cours de montée du remblai est montré sur la figure 3. A titre d'illustration le tassement du point situé au PK 903 450 sous le préchargement est montré sur la figure 4.

Chaque tube du tronçon sud est constitué de 33 anneaux élémentaires de 10 m de longueur. Le profil type est celui appelé type 1 sur la figure 5. C'est un profil à simple anneau avec radier voûté et étanchéité extérieure descendue en piédroit. Une mortaise longitudinale entre anneaux au niveau des radiers autorise la rotation entre tubes mais entrave les tassements différentiels. Une semelle de transition entre anneaux successifs empêche les tassements différentiels longitudinaux entre anneaux. Le joint entre anneaux successifs a 5 cm de largeur afin de permettre aux tubes de suivre les courbures de tassement sans dommage. Des solutions particulières ont été développées pour assurer la continuité des organes d'écoulements dans le tunnel et permettre à l'étanchéité extérieure de suivre les mouvements sans se déchirer. Le préchargement et la phase de construction des tubes ont fait l'objet de mesures permanentes de tassements et dissipation de pressions interstitielles permettant de saisir le comportement de la fondation et décider du déroulement approprié des travaux.

Les tassements observés pendant les différentes phases de construction au PK 903 450, situé à 46 m à l'intérieur du tunnel, sont donnés sur la figure 4. Le tassement du tube à cet endroit est actuellement de l'ordre de 8 cm.

Tronçon nord à ciel ouvert

Ce tronçon se trouve dans la moraine à cailloux et la zone de transition des

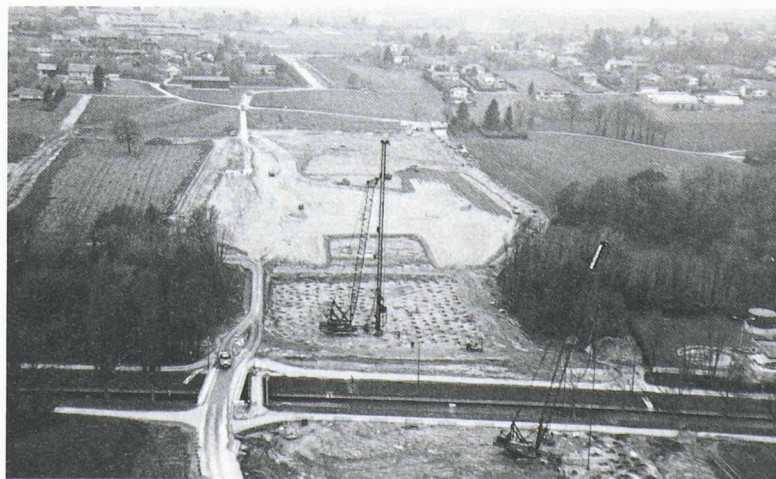


Fig. 3. – Mise en place des drains et du préchargement

cailloutis morainiques. Le profil type est celui appelé type 4 sur la figure 5. La qualité des cailloutis en fondation autorise de se fonder sur semelles. Les tubes est et ouest sont constitués respectivement de 11 et 10 anneaux de l'ordre de 10 m de longueur. Ils ont été construits de façon traditionnelle dans une fouille de 10 à 17 m de profondeur. Le soutènement de la moraine et de la zone de transition des cailloutis est assuré par un mur clouté drainé de grande hauteur. Ce soutènement économique a pu être retenu malgré la nappe située dans la moraine, après une étude montrant que les déformations cumulatives en pied étaient en deçà de celles entraînant une entrée en plasticité. Pendant le chantier le gel des drains a été empêché et les déplacements ont été suivis.

Projet du tronçon en tunnel

Les profils types et méthodes de construction du tronçon en tunnel sont adaptés aux conditions rencontrées qui se résument ainsi.

1. La partie sud du tunnel se trouve en profil mixte avec la molasse en piédroit et le gravier en calotte. Progressivement, du sud au nord, le gravier remplace la molasse en piédroit.
2. La partie sud du tunnel se trouve dans la nappe. Le niveau de la nappe passe progressivement du niveau de la calotte au sud au niveau des fondations au centre du

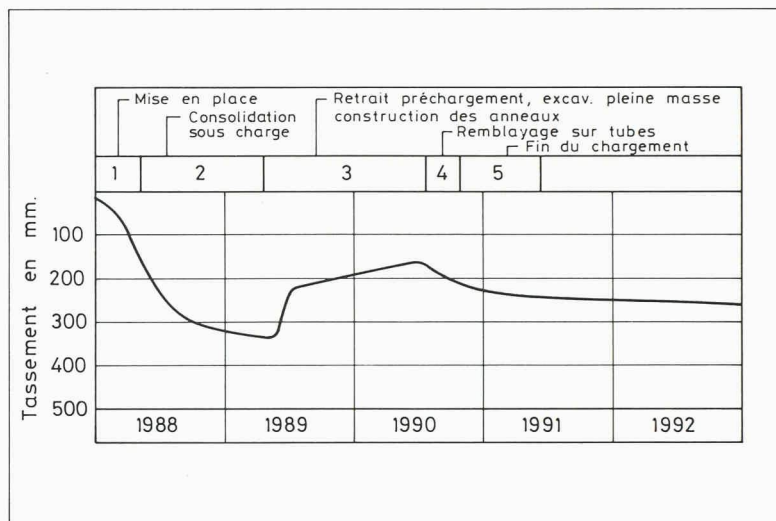


Fig. 4. - Tassements observés au PK 903 450

3. La partie nord du tunnel se trouve tout entière dans une couche de gravier sableux ou limoneux et hors nappe.
4. La couverture ne dépasse jamais 22 m. Sur 45% de la longueur du tunnel elle est inférieure à 1,5 fois le diamètre des tubes et la couverture minimale est de l'ordre de 8 m.
5. L'espacement entre tubes est généralement inférieur à 1,5 fois leur diamètre bord à bord. Cela nécessite, lors de la réalisation, de tenir compte d'une interaction entre tubes.
6. Les marnes de la molasse contiennent des minéraux argileux gonflants, ce qui nécessite de les protéger à l'ouverture et empêcher qu'elles soient mouillées.
7. Les exigences en matière de tassement admissibles en surface ne

sont pas sévères, sauf au passage de trois routes, où des conduites en fonte grise sont enfouies. Les profils types construits en tunnel sont définis par 2 et 3 sur la figure 6; le profil 2 s'applique à la partie sud, alors que l'excavation est en profil mixte molasse/gravier aussi longtemps que le tunnel se trouve dans la nappe. Le profil 3 s'applique quand le tunnel est tout entier dans les graviers et hors nappe. Le profil 2 est à double anneau avec radier voûté et étanchéité intermédiaire complète. Le radier a pour but de s'affranchir des effets du gonflement éventuel de la molasse. Compte tenu de la faible couverture, ce moyen s'avère suffisant. Le profil 3 est à double anneau avec semelles de fondation et étanchéité intermédiaire en parapluie. Compte tenu de la faible couverture sur le tunnel, les voûtes de décharge ne peuvent se constituer entièrement. Pour déterminer les efforts dans l'anneau extérieur porteur, la méthode de

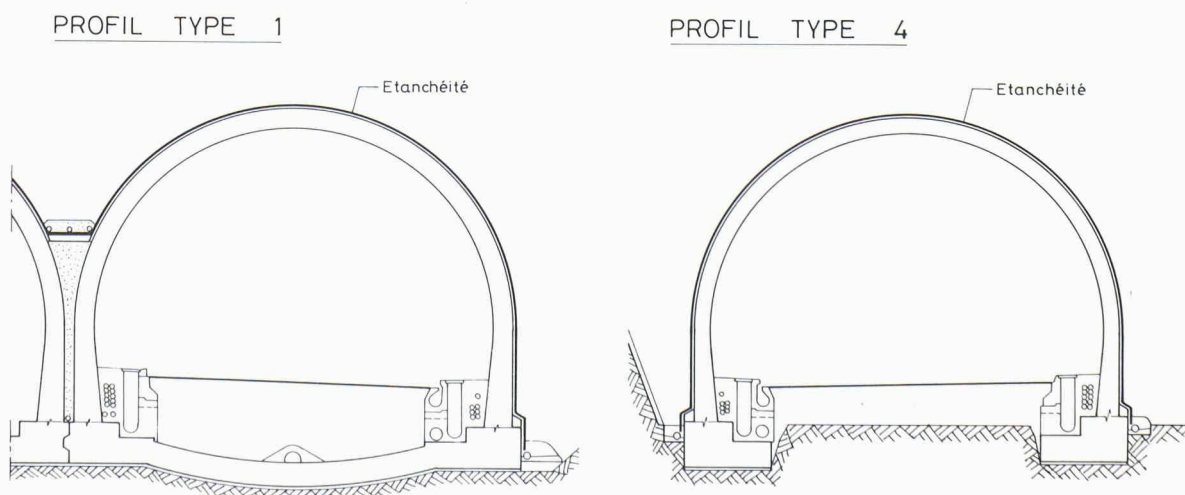


Fig. 5. - Profils types des tronçons construits à ciel ouvert

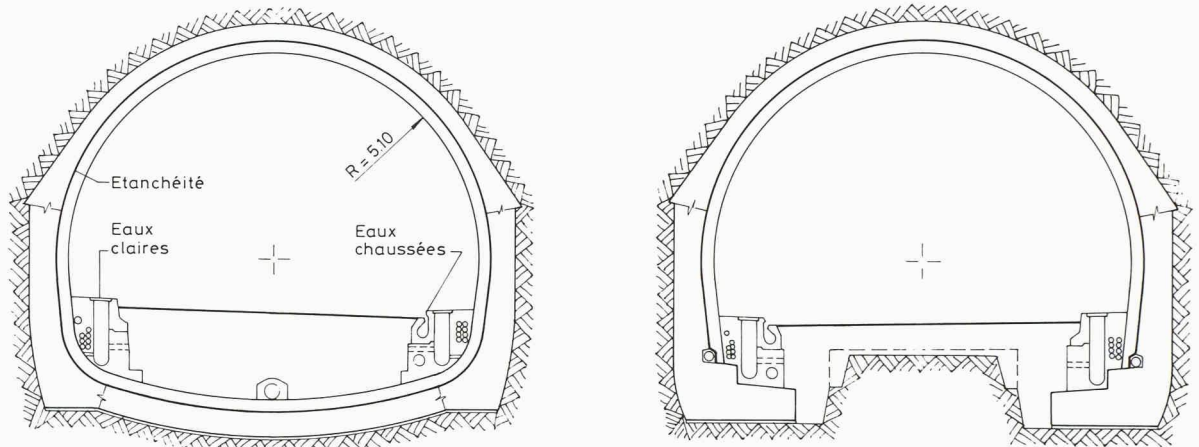


Fig. 6. – Profils types des tronçons construits en tunnel

calcul par éléments finis, avec simulation des phases d'exécution et prise en compte de déformations compatibles entre le massif et le revêtement, a été utilisée. Lors du calcul il a été tenu compte des conditions défavorables pour la structure d'une part et des conditions défavorables pour la stabilité en cours de construction d'autre part.

Exécution du tronçon en tunnel
Méthode générale

Les travaux ont commencé par le sud pour les deux tubes, l'exécution en

penne montante permettant l'évacuation des eaux par gravité.

Les excavations ont commencé par le tube ouest, pour donner le plus tôt possible la possibilité de construire la bretelle Bernex-Chancy mitoyenne de ce tube dans la partie nord.

Dans les paragraphes qui suivent seront successivement examinés les travaux préalables, l'exécution de l'anneau extérieur, l'exécution de l'étanchéité et de l'anneau intérieur ainsi que l'exécution des aménagements et ouvrages annexes.

Travaux préalables

Les niveaux d'attaque au portail sud et au portail nord se trouvent à 17 m de profondeur. Les fronts d'attaque sont constitués en partie haute d'un talus de préexcavation, puis d'un mur cloué reposant sur un parement massif en béton armé, coulé contre terre en quatre étapes en descendant et ancré par des ancrages actifs. Le portail sud est montré sur la figure 7. La couverture n'étant que de quelques mètres, elle a été injectée avec un coulis de ciment fluidifié sur une distance de l'ordre de 15 m, nécessaire



Fig. 7. – Attaques sous boucliers au portail sud

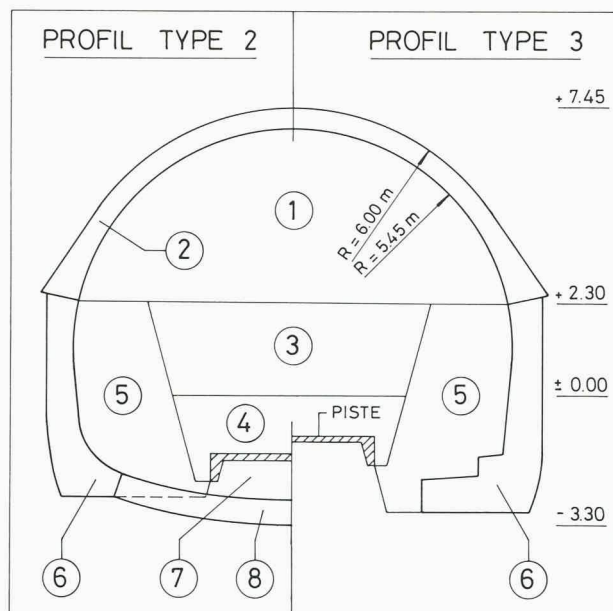


Fig. 8. - Etapes d'exécution de l'anneau extérieur

pour créer un effet d'arche longitudinal au départ des boucliers. Le massif situé sous le collecteur de Murcie et celui sous la route de Sorol ont également été injectés, parce que les conduites existantes, notamment une conduite en fonte grise, n'auraient pu

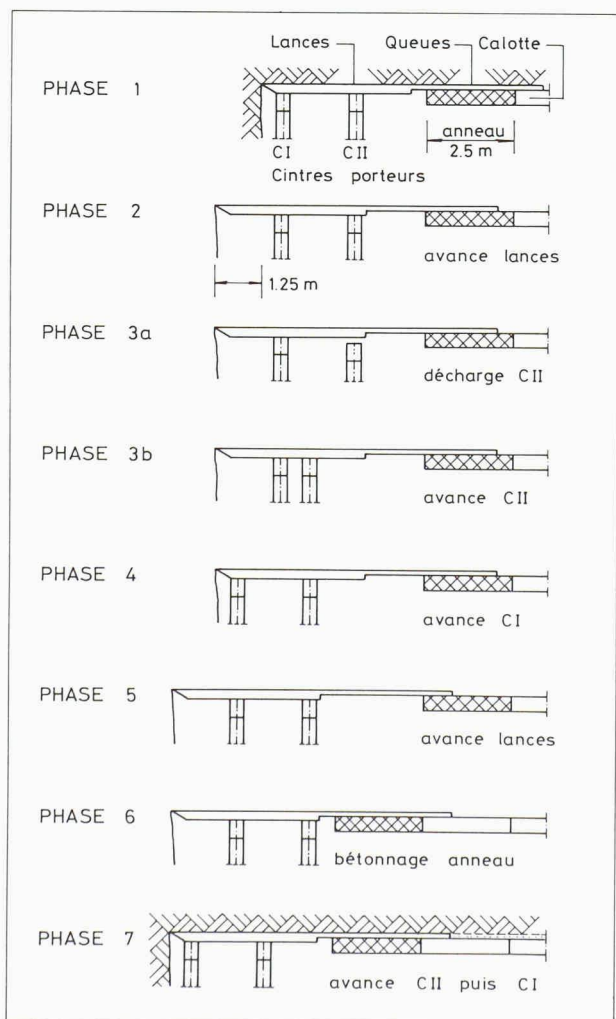


Fig. 9. - Phase d'exécution de la calotte

supporter les tassements provoqués. Au droit de la route de Bernex, il s'est avéré plus économique de changer une conduite de gaz que d'injecter le massif; au droit de la route de Chancy, on a considéré que les services enfouis pouvaient tolérer les tassements de l'ordre des 5 cm attendus. Deux plots d'essai d'injection ont été réalisés au préalable pour fixer les critères d'injection et vérifier l'utilité de telles injections dans ces terrains de couverture relativement fins. Les essais et l'observation amènent à constater que la consolidation résultant d'injections à faible vitesse est effective et qu'elle est autant attribuable au resserrement du terrain (persistance de l'enchevêtrement sous charge) qu'à l'effet d'armature occasionné au massif par l'imprégnation des couches ouvertes. La nappe phréatique a été rabattue artificiellement au front d'attaque sud, et entre ce point et la route de Bernex, au moyen de 10 puits de 600 mm de diamètre disposés autour de l'attaque et de 60 puits de 250 mm de diamètre disposés sur trois lignes de part et d'autre des tubes. Le dispositif de rabattement initialement prévu pour l'excavation des tubes du tunnel a été modifié sur la base des essais de pompage exécutés dans les premiers puits réalisés. Compte tenu de la chenalisation des cailloutis morainiques et de leur stratification, un grand nombre de puits de faible diamètre a été préféré. Le dimensionnement a visé à garantir que la frange restant de nappe au-dessus de la molasse ne dépasse pas 1 mètre. Cette condition étant remplie, la même méthode d'excavation économique adaptée aux graviers non submergés de la partie nord pouvait être envisagée sur toute la longueur du tunnel.

Anneau extérieur

La méthode d'exécution, au stade du projet, prévoyait l'exécution de l'anneau extérieur en procédant à l'excavation de la calotte à l'abri d'un bouclier à lances, l'excavation du stross, l'excavation des piédroits par étapes en quinconce et l'excavation du radier. C'est cette méthode d'exécution qui fut mise en œuvre, mais avec deux innovations de l'entreprise: l'utilisation

d'un bouclier à avance rampante des cintres et l'exécution du piédroit et de sa fondation en une seule opération. Les étapes d'exécution sont celles définies sur la figure 8. L'exécution des piédroits et de leur fondation en une phase permet de raccourcir le temps d'ouverture des piédroits, elle nécessite par contre de créer les pistes provisoires indiquées sur la figure 8, pour assurer l'appui des coffrages.

Le bouclier comporte 19 lances de 10,20 m de longueur et deux cintres porteurs. Les lances supportent le terrain et constituent le coffrage extérieur de la calotte. Le mécanisme d'avance est original. Il est schématisé sur la figure 9. Le pas d'avance du bouclier est de 1,25 m, le pas de bétonnage est de 2,5 m. Ce bouclier a permis des cadences d'avance bien supérieures à 2 m par jour. Avec trois éléments de coffrage de 2,5 m, les cadences d'avance ont été contrôlées par l'arrachement, lors de l'avance des lances, du béton de l'anneau qui vient d'être coffré.

Le vide laissé par les lances a été rempli avec du gravier rond de 3-8 mm soufflé à l'extrémité arrière de chaque lance.

La calotte est armée en naissance de voûte seulement; sa continuité longitudinale est assurée par 8 barres longitudinales \varnothing 36 mm de type *Swiss Gewi* assemblées par manchonnage. Dans les zones où la charge sur la calotte perd sa symétrie ou a une amplitude probable qui évolue dans le temps de façon considérable, ou bien encore a une amplitude supérieure à celle de la section courante, la calotte reçoit une armature complémentaire constituée de poutres réticulées formant voûte.

Le béton de l'anneau extérieur est un BH300 avec des agrégats de 0-30, un ciment sursulfaté type *SULFIX* dosé à 325 kg/m³ et 0,8% de plastifiant *SIKAMENT 300* en poids de ciment. La résistance exigée à 36 h est de 15 N/mm². La faible résistance initiale de ce béton en période froide a obligé l'entreprise à utiliser un troisième coffrage de calotte. Par ailleurs, les faibles densités de ce béton dans les zones de béton non confinées, notamment en toit de calotte, ont obligé



Fig. 10. – Réalisation d'un piédroit

à modifier les tolérances d'exécution de la calotte et de passer d'une épaisseur de 45 cm (± 5 cm) à une épaisseur de 45 cm ($-0 + 10$ cm).

L'excavation des graviers au front d'attaque s'est faite avec une pelle hydraulique Liebherr 902 à bras sur tourelle avec godet plein à deux dents. Le chargement du marin s'est effectué au chargeur sur pneus.

Les piédroits et leur fondation ont été réalisés en une seule phase, selon la méthode illustrée sur la figure 10. Le coffrage est suspendu à la voûte, il est déplacé sur des rails ancrés en naissance de voûte, il est maintenu en place par des étaçons s'appuyant sur la piste. L'ouverture du piédroit se fait sur 9 m de longueur, le soutènement temporaire des graviers est assuré par du béton projeté et un treillis. Le soutènement temporaire de la molasse susceptible de claquages par relaxation de contraintes est assuré par des cintres légers couplés à des ancrages passifs type *SWELLEX* et du béton projeté avec treillis intermédiaire.

Les zones de plus faible tenue se

trouvent généralement sous les naissances de voûte. Elles résultent d'un manque de cohésion naturelle des graviers, de l'effet de l'eau ou d'un état lâche provoqué par sur-excavation au moment de l'excavation de la calotte, un phénomène de vidange du dos des naissances de voûte pouvant apparaître. Ces zones reçoivent un soutien dès leur découverte avec un béton projeté à prise rapide, les pressions d'eau étant déchargées par barbacanes.

Les zones les plus lâches en piédroit ont été repérées préalablement à l'ouverture par mesure des modules horizontaux des couches dans les bermes de piédroits. Pour ces zones le soutènement provisoire ne fut pas différent mais les étapes de soutènement temporaires furent appliquées dès la découverte, le gunitage étant concomitant à l'excavation.

L'armature de la fondation et d'une partie du piédroit est préfabriquée en partie. Elle est complétée sur place. La liaison calotte-piédroit est assurée par imbrication et avec des armatures

déployées laissées en attente repliées en appuis de calotte. Les piédroits sont bétonnés par longueur de 7.5 m environ 4 à 6 heures après la pose du soutènement temporaire.

Le radier est exécuté à l'avancement par étapes d'excavation de 15 m et bétonné par tronçons de 12 m. Dès l'ouverture, la molasse est protégée par du béton maigre sur lequel les éléments de cage d'armature sont posés et liaisonnés. Le radier reçoit une armature lourde préfabriquée en trois éléments. La liaison avec les piédroits se fait par clavage du béton. La réalisation du radier est illustrée sur la figure 11.

Dans la zone sans radier, le blocage latéral des fondations est assuré par des massifs de 1 m de largeur tous les 7 mètres bétonnés contre le noyau de la piste qui reste en place.

Étanchéité et anneau intérieur

Dans la zone sud où le profil comporte un radier, la construction de l'anneau extérieur est suivie par les opérations suivantes:

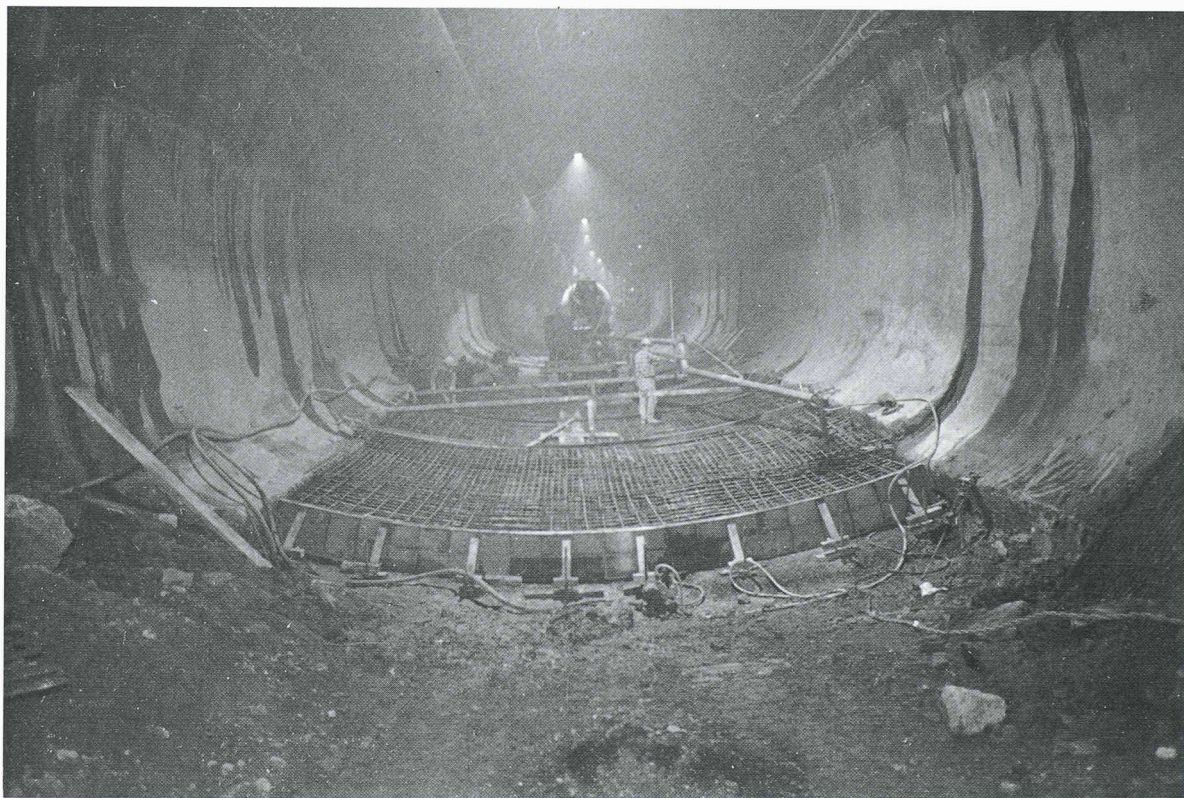


Fig. 11. - Réalisation du radier

1. mise en place de l'étanchéité de fond sur le radier et bétonnage du radier intérieur,
2. pose de l'étanchéité sur tout le profil,
3. bétonnage des blocs latéraux,
4. bétonnage de l'anneau intérieur,
5. exécution des aménagements intérieurs et
6. mise en place de la fondation de la chaussée et pose du revêtement routier.

Dans la zone du profil avec semelles, les opérations 2., 4., 5. et 6. sont réalisées. Quand le tunnel se trouve dans la nappe, l'étanchement du profil est assuré selon le principe illustré sur la figure 12a. Il est constitué d'une première barrière étanche complète en PVC de 3 mm d'épaisseur, puis en voûte et en piédroit, d'une couche drainante intermédiaire type ENKAMAT de 20 mm d'épaisseur et d'une seconde barrière étanche en PVC de 2 mm d'épaisseur. Les eaux provenant des défauts d'étanchéité de la barrière

extérieure complète sont récoltées par la couche drainante et se déversent dans la rigole longitudinale sous trottoir par l'intermédiaire des lumières traversant le revêtement intérieur. En radier la barrière de PVC 3 mm est protégée par un matelas de 1 cm de caoutchouc aggloméré. La pose des nappes en calotte et en piédroit est ponctuelle sans percement des barrières, la pose en radier est flottante, la jonction entre les deux parties se fait par soudure. Des dispositifs temporaires de décharge sont prévus pour que l'eau ne puisse pas se mettre en charge derrière la barrière extérieure avant le bétonnage de l'anneau intérieur. Tous les 20 mètres, les barrières étanches extérieures et intérieures sont soudées ensemble le long d'un profil transversal pour constituer des compartiments d'étanchéité indépendants, afin de pouvoir le cas échéant circonscrire une zone défectueuse.

Quand le tunnel se trouve hors nappe, l'étanchement du profil est assuré selon le principe illustré sur la figure

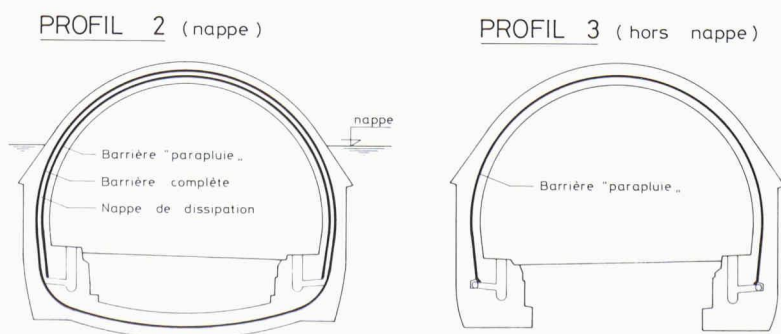


Fig. 12.- Etanchement des profils 2 et 3

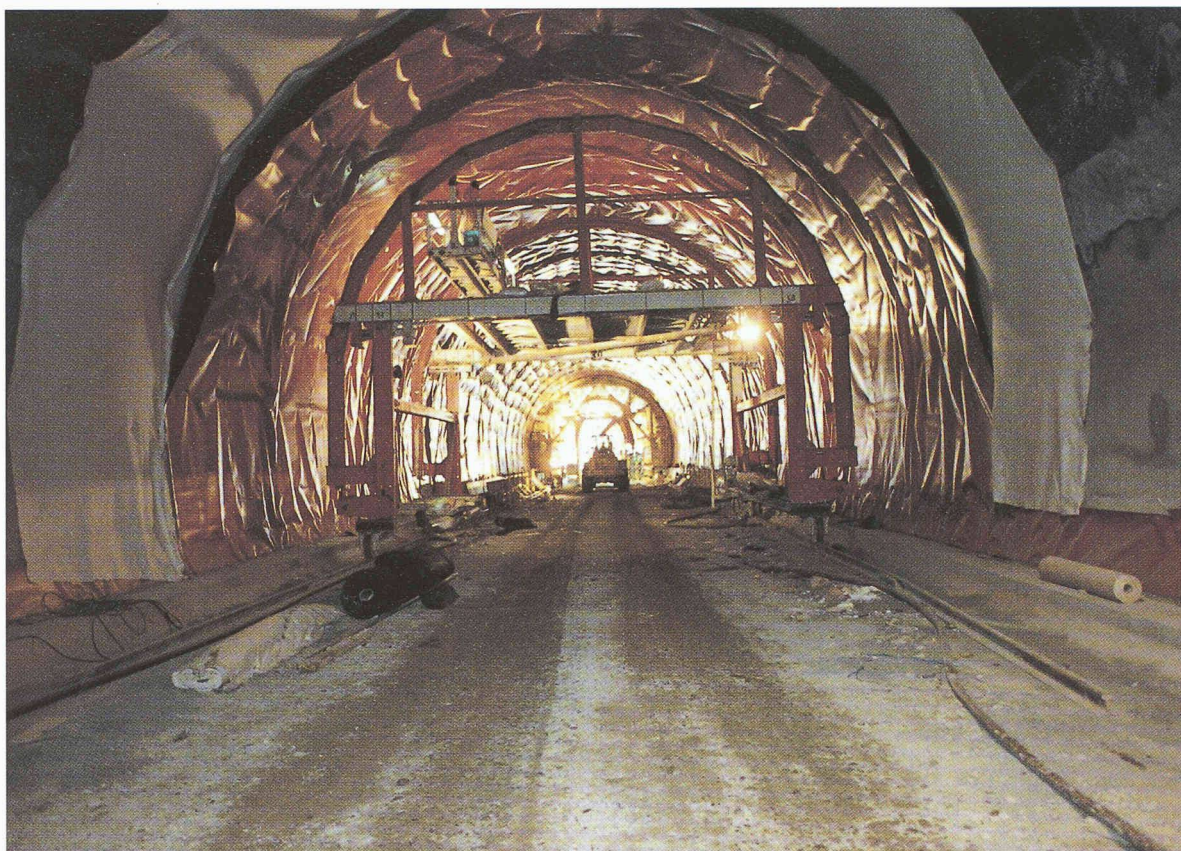


Fig. 13. – Etanchement du profil et coffrage de l'anneau intérieur

12b. Il est constitué par une couche drainante type *ENKAMAT* de 20 mm d'épaisseur et une feuille étanche PVC de 2 mm d'épaisseur en voûte et en piédroit. L'eau collectée par la couche drainante est évacuée par un drain longitudinal en PVC dur se déversant dans la rigole ouverte longitudinale sous trottoir par l'intermédiaire de chambres de visite. La continuité de l'étanchement entre la partie en souterrain et la partie à ciel ouvert se fait par soudure sur collerette, avec soufflet de jeu et pontage double.

Le bétonnage de l'anneau intérieur suit la pose de l'étanchéité. La figure 13 illustre la réalisation de l'anneau intérieur et l'étanchement du profil. L'anneau intérieur a 30 cm d'épaisseur, seul son pied est armé. Il est bétonné en une seule opération par tronçon de 12 m de longueur. Le coffrage télescopique montré sur la figure 13 est utilisé. Le calage du coffrage est assuré par des jambes de force hy-

drauliques, le gros du bétonnage s'effectue par les fenêtres latérales, il est complété par quatre bouches en tête. Le bétonnage dure 4 heures environ pour 72 m³ à mettre en place.

Le béton utilisé est un BH300 dosé à 325 kg/m³, à haute résistance fabriqué avec du ciment portland normal et un adjuvant *SIKAMENT* à raison de 0,5% en poids de ciment. Les huiles de coffrage, malgré les recherches effectuées, ne se sont pas montrées satisfaisantes quant à l'apparence du béton, elles ont laissé des traces permanentes.

Aménagements et ouvrages annexes

Les aménagements intérieurs ont été réalisés en les scindant en phases élémentaires simples se prêtant à une exécution linéaire avec des coffrages rigides de grande longueur. Les cadences atteintes ont complètement annihilé l'intérêt d'avoir recours à des

éléments préfabriqués pour les parties d'ouvrages linéaires.

Parmi les ouvrages annexes d'intérêt se trouvent les chambres situées de part et d'autre de la galerie transversale centrale et devant abriter l'équipement électromécanique. Ces chambres sont situées entre les deux tubes au centre du tunnel. Leur stabilité à l'ouverture est tributaire des décompressions occasionnées par la réalisation des tubes. Elles ont été exécutées en méthode traditionnelle avec, en calotte, des cintres et des marches avant. L'attaque depuis la galerie principale s'est faite soit à l'abri d'une voûte parapluie constituée de barres, soit à l'abri d'une voûte injectée. Le stross des chambres a ensuite été repris en sous œuvre.

Déroulement des travaux

Le déroulement des travaux a fait l'objet d'études d'ordonnancement particulières. La mécanisation pous-

sée, la volonté d'un déroulement linéaire pour arriver à une production élevée et les contraintes résultant de l'interaction entre tubes ont obligé à exploiter toutes les possibilités d'accès. Les galeries piétons ont été agrandies pour permettre le passage de l'équipement et les chantiers élémentaires se sont articulés autour des possibilités laissées par ces galeries dès qu'elles étaient atteintes.

Les travaux ont débuté en juin 1988. Pour fixer les idées, l'excavation de la calotte d'un tube a pris 16 mois, la réalisation des piédroits d'un tube 12 mois, la réalisation de l'anneau intérieur d'un tube 12 mois et la réalisation des aménagements intérieurs 8 mois. Le génie civil était complété en avril 1992, les travaux avaient duré 46 mois.

Pendant les travaux, les mesures effectuées ont permis de s'assurer que les phases de travaux étaient sûres et que les parties d'ouvrage se comportaient bien comme prévu. Le rabattement a été contrôlé régulièrement par des mesures piézométriques. La mesure des débits de chaque puits a mis en lumière avant percement les zones où la frange de nappe au-dessus de la molasse et la granulométrie pouvaient amoindrir la tenue à l'excavation. Les pressions sur le bouclier ont été mesurées en permanence, elles ont donné une indication de la tenue des sols traversés et elles ont constitué un signal d'anomalie, conduisant à mieux régler l'excavation et les conditions d'avance du bouclier ou à déceler des conditions de sol défavorables à prendre en compte pour l'armature de la voûte et la conduite de l'ouverture des piédroits.

Les pressions imposées au sol par les naissances de voûte ont été mesurées avec des cellules Gloetzi. Ces mesures ont permis de s'assurer d'un niveau de contraintes acceptables sur les bermes supportant la voûte au moment de l'excavation pour la réalisation des piédroits.

Les mesures de convergence effectuées sur la voûte, puis sur le profil avec piédroit et radier ont permis de s'assurer que les déformations et les déplacements étaient explicables, cohérents et demeuraient en deçà de

Intervenants

Maître de l'ouvrage	Etat de Genève, Département des travaux publics, génie civil, Service des routes nationales
Projet général du tunnel, projet et direction des travaux souterrains, préchargement et coordination technique du tunnel	GEOS Ingénieurs Conseils S A avec l'assistance, pour la géologie, de Géologie Géophysique J.P. Burri S A
Projet d'exécution et direction des travaux des tranchées couvertes sud et nord	Ingénieurs Civils associés M. Buffo + M. Chatelain, Jeheber + Sansonnens, ICA, S A
Architecture des portails	AVV Andrey-Varone-Vasarhelyi, Atelier d'architecture et d'urbanisme
Exécution des travaux souterrains	Consortium du tunnel de Confignon: R. Ambrosetti, Induni & Cie SA, Scrasa & Reymond SA, Locher & Cie SA, Ed. Zublin & Cie SA, CSC Entreprise de construction SA
Exécution des travaux de la tranchée couverte nord	Consortium d'entreprises: SA Conrad Zschokke, Losinger SA, Prader AG, Murer SA, SA, H.R. Schmalz SA, J. Spinedi SA, Rothpletz, Lienhard & Cie
Exécution des travaux de la tranchée couverte sud	Association d'entreprises: J. Piasio SA, Construction Perret SA, E.J. Belloni, Cochet & Cie SA

ceux qui selon l'expérience pouvaient être tolérés. Ces mesures ont aidé à la maîtrise des phases d'excavation délicates.

Les tassements mesurés en surface ont confirmé le comportement en grand d'une couverture de grande raideur. Ils ont contribué à valider les calculs prévisionnels pour lesquels cette caractéristique avait été retenue sur la base d'un faisceau d'indices sans confirmation de sa validité quant au comportement en grand du massif. Ces mesures, avec en plus

1. l'observation de la façon dont l'équipement travaille,
 2. l'examen permanent à l'avancement des conditions d'abattage et
 3. les mesures simples de compacité, de raideur et d'altération,
- ont permis de cerner le comportement des couches et d'arriver à des procédés à base d'opérations simples autorisant des cadences élevées sans, pour autant, mettre en péril la sécurité.

A l'issue des travaux, les coûts du génie civil pour le tronçon sud à ciel ouvert, le tronçon en souterrain et le tronçon nord à ciel ouvert sont respectivement de 31, 118 et 13 millions de francs.

Conclusions

La réalisation du tunnel de Confignon a demandé que soient abordés des aspects techniques d'intérêt. Ce sont essentiellement la diminution rapide de la compressibilité d'argiles préconsolidées, la conception de tubes déformables, le percement en milieu granulaire dans la nappe, à faible profondeur et avec localement interaction entre tubes, la conception d'un profil à étanchéité complète, des méthodes n'activant pas le gonflement de la molasse, un ordonnancement adapté à l'exécution simultanée de travaux préalables importants.

Les méthodes d'exécution des entreprises ont été innovatrices à maints égards. Ces méthodes se sont révélées également contenir les nuisances et autoriser des rendements élevés. Le projet a bénéficié des études et avis de M. Gad Amberger, géologue cantonal, des recommandations de M. Frédéric Ruckstuhl, ing. dipl. EPF, chef de section à l'Office fédéral des routes, ainsi que de la responsabilité qu'a inspirée le Département des travaux publics et le Service des routes nationales.