

Zeitschrift:	Bulletin technique de la Suisse romande
Band:	100 (1974)
Heft:	15
Artikel:	L'application de la "Nouvelle méthode autrichienne de construction de tunnels" à la construction du métropolitain de Francfort-sur-le-Main
Autor:	Atrott, Gerhard
DOI:	https://doi.org/10.5169/seals-72120

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

Download PDF: 26.01.2026

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

L'application de la «Nouvelle méthode autrichienne de construction de tunnels» à la construction du métropolitain de Francfort-sur-le-Main

par GERHARD ATROTT, Francfort-sur-le-Main

1. Généralités

Entre 1969 et 1971, deux lots du métropolitain de Francfort-sur-le-Main ont été creusés par forage. Tandis que le premier de ces lots a été exécuté selon les spécifications du contrat d'adjudication, c'est-à-dire par avancement horizontal au bouclier avec tubings de revêtement en béton armé et parois intérieures en béton, une méthode spéciale a été utilisée pour le second lot selon les propositions d'un groupement d'entreprises.

Le tracé du lot d'adjudication 25, la section transversale ainsi que la nature du sol sont indiqués dans les figures 1 à 3.

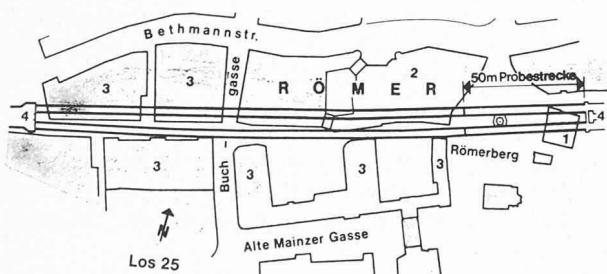


Fig. 1. — Plan de situation du lot 25 de construction du métropolitain :

(1) bâtiment à démolir, (2) le « Römer », (3) constructions normales de trois à cinq étages.

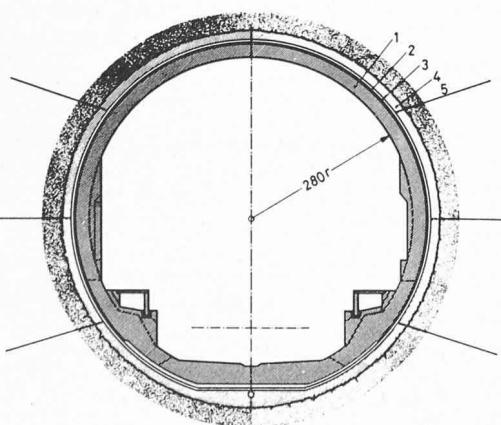


Fig. 2. — Coupe des tubes du tunnel :
(1) coque intérieure, (2) isolation, (3) couche d'égalisation, (4) coque de béton projeté, (5) ancrage dans le sol.

2. Description de la méthode proposée

La proposition des firmes du groupement consistait à mettre en application le procédé dit « Nouvelle méthode

autrichienne de construction de tunnels » [1], [2].¹ Il fut proposé d'appliquer au fur et à mesure du creusement du tunnel une coque en béton projeté armé d'un treillis métallique Q 188, épaisseur 15 à 18 cm. Des cintres de tunnel en profilés TH « 48 » (G = 16,5 kg/m) seraient disposés tous les 0,75 m et une bonne adhérence avec la roche environnante serait obtenue au moyen de six barres d'ancrage (env. 3 à 4 m de long) par cintre. De plus, l'achèvement aussi rapide que possible de la circonférence du tube du tunnel permettrait de réduire au minimum les déformations et, par conséquent, les perturbations du terrain. Ce système composé de béton projeté, de cintres métalliques, de barres d'ancrage et de roche supporterait entièrement la pression du terrain.

Ces travaux seraient accompagnés d'un programme de mesure très complet qui sera traité en détail ci-dessous.

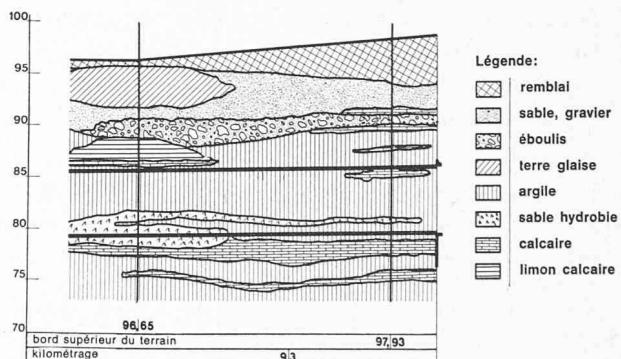


Fig. 3. — Coupe géologique au voisinage du tronçon d'essai.

Comme protection contre les eaux souterraines, on établirait une étanchéité en feuilles de PVC recouverte d'une paroi intérieure en béton armé. Pendant la durée des travaux, l'eau souterraine serait abaissée par 30 puits d'épuisement ; quant à l'éventuelle faible quantité d'eau en nappes restantes, elle serait immédiatement évacuée par des tuyaux en plastique dans un drain de radier.

Ce type de construction en béton projeté a déjà été appliquée avec succès dans plusieurs tunnels. Le principe n'est pas nouveau. Cependant, les données suivantes n'ont pas d'antécédents :

1. Le faible recouvrement de la voûte du tunnel, qui ne compte que 11 à 13 m ;
2. le faible écartement entre la voûte du tunnel et les fondations des immeubles, qui n'atteint par endroits que 6 m.

¹ Les chiffres entre crochets renvoient à la bibliographie en fin d'article.

En outre, il fallait creuser la galerie sous certaines parties des ruines romaines historiques de Francfort (Fig. 1). De plus, la nature du sol, de par l'alternance irrégulière de couches d'argile, de calcaire et de sable hydrobie (Fig. 3), offre des conditions très peu propices à l'établissement d'un tunnel souterrain.

3. Précautions préliminaires

Des études préliminaires approfondies étaient nécessaires avant que le maître d'œuvre ne donnât son approbation définitive pour la mise en exécution de cette méthode de construction.

3.1 Galerie d'essai

Il fallait d'abord déterminer et vérifier si la méthode proposée était appropriée aux conditions du sous-sol. A cet effet, on perça en automne 1968 une galerie d'essai d'un diamètre de 2,5 m, à une distance de 11,4 m entre l'axe de la galerie et la surface du sol. L'entreprise fit appel aux conseils du professeur Dr. Ing. L. Müller, de l'université de Karlsruhe, pour les études correspondantes.

Les mesures suivantes furent effectuées :

1. contrainte radiale aux points 1 à 5 ;
2. contrainte normale aux points 11 à 15 ;
3. déformation du sol aux profondeurs 0,5 m, 2,0 m et 5,0 m au-dessus de la voûte du tunnel, au moyen d'extensomètres « Interfels », ainsi que les tassements aux alentours du front d'attaque de la galerie.

Dans les figures 6 et 7 sont reportées les contraintes radiales et normales, soit :

- après l'achèvement du percement (a)
- après le relâchement des eaux (b)
- un mois après l'inondation (c).

Les affaissements de la voûte de la galerie d'essai ont pu être limités à un minimum. L'affaissement maximum enregistré par l'extensomètre installé à 0,5 m au-dessus de la voûte de la galerie n'a pas dépassé 1 centimètre.

Toutefois, comme les affaissements de la voûte dépendent essentiellement de la profondeur d'abattage, du degré d'effondrement éventuel du front d'attaque, de la durée d'achèvement de la circonférence du tunnel et, naturellement, du diamètre du tunnel, on ne pouvait faire que des pronostics réservés sur les tassements à prévoir en cours de percement de la galerie du métropolitain. En outre, les dégâts qui peuvent être causés à des constructions s'élevant au-dessus du tunnel à creuser ou à proximité du tracé du

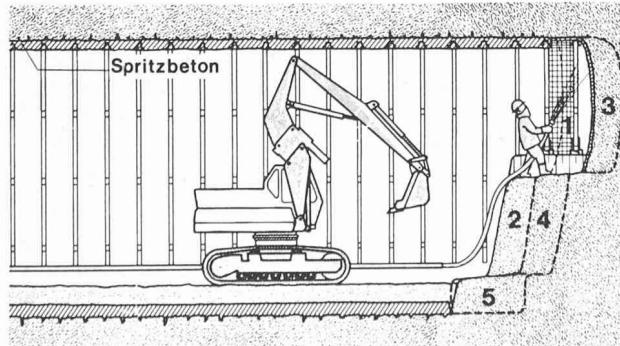


Fig. 4. — Schéma de principe du système d'avancement du tunnel avec les phases de déblai 1 à 5 :

(1) et (3) déblai de la voûte, (2) et (4) déblai du stross, (5) déblai du radier.

métropolitain ne proviennent pas tant de la grandeur absolue du tassement que des rotations angulaires dans le plan de fondation des bâtiments.

3.2 Tronçon d'essai

La décision définitive concernant la mise en œuvre de la « nouvelle méthode autrichienne de construction » sur l'ensemble du lot 25 du métropolitain (en particulier le passage des galeries en dessous des bâtiments de la vieille ville avec ses ruines romaines), dépendait du succès du percement d'un tronçon d'essai long de 50 m. Le maître d'œuvre s'est adressé pour l'expertise au professeur Dr. Ing. H. Breth, de l'Ecole polytechnique de Darmstadt, qui devait superviser en même temps l'ensemble du programme de mesure. Sur le tronçon d'essai se trouvaient deux immeubles de 4 étages avec cave simple, bâtis côte à côte, qui devaient être démolis dans le cadre du réaménagement du quartier cathédrale-ruines romaines. La distance entre le bord inférieur des fondations de ces bâtiments et la voûte du tunnel comportait environ 9 m.

Le programme de mesure suivant a été effectué sur ce tronçon d'essai.

1. Mesure de tassement

Deux sections de mesure ont été installées perpendiculairement aux axes des galeries : la première a été prévue après un tronçon d'avancement d'environ 30 m directement derrière les deux bâtiments voués à la démolition, la deuxième 15 m plus loin. Dans chacune des sections de mesure 5 extensomètres à tige ont été ancrés à des profondeurs d'environ 6 m, 9 m et 11 m sous terre. Les emplacements de mesure ont été choisis entre et au-dessus des voûtes des galeries, et à 3 m environ à côté des galeries.

Avec des nivelllements supplémentaires de la surface du terrain, il a été possible d'observer le tassement en quatre perspectives.

2. Mesures sur les bâtiments

Pour pouvoir observer le comportement au tassement des deux bâtiments à démolir, 41 chevilles de mesure ont été fixées dans les murs des caves à environ 20 cm du sol.

3. Mesures du déplacement horizontal

Pour chaque section de mesure, deux indicateurs de déformation ont été installés à mi-hauteur à côté des deux parois d'une galerie.

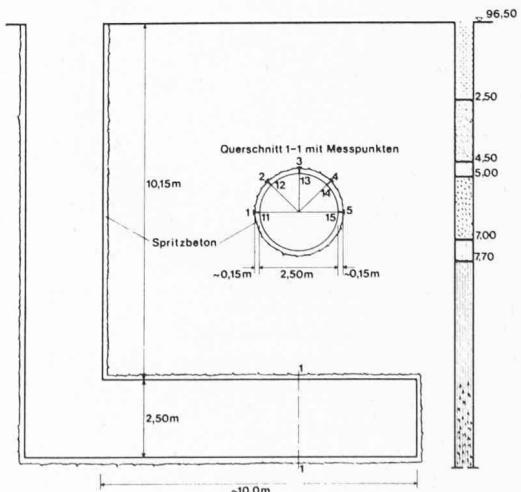


Fig. 5. — Schéma de la galerie expérimentale : (Pour la légende de la coupe géologique voir la figure 3.)

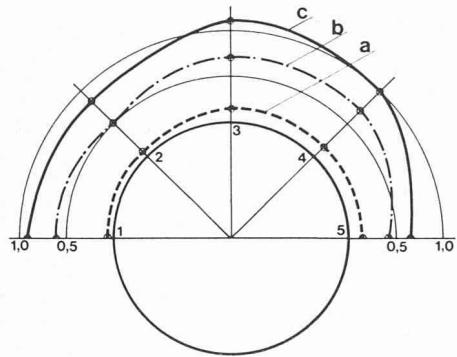


Fig. 6. — Contraintes radiales mesurées (kg/cm^2).

4. Mesures dans les galeries

a) Mesures de convergence : après achèvement de la circonference, les variations de diamètre de la galerie ont été mesurées dans plusieurs sections des deux galeries.

b) Selon la même disposition que dans le tunnel d'essai (cf. Fig. 5), les contraintes radiales entre le béton projeté et le terrain ont été mesurées en cinq points de chaque section de mesure, ainsi que les contraintes normales dans la circonference du béton projeté.

Ces mesures ont donné les résultats suivants :

Mesures 1 : dans les deux sections de mesure, et jusqu'à un mois après la fin du percement, la surface du terrain a subi un tassement maximal d'environ 8,0 cm ceci en raison du percement du tunnel ainsi que de l'abaissement de la nappe souterraine, la part due à l'abaissement de la nappe souterraine étant de 3,5 cm environ ; autour de la voûte, le tassement total atteignait 10,0 cm, de sorte que dans cette zone 6,5 cm provenaient du percement proprement dit. Les creux de tassement ont un profil similaire dans les deux sections de mesure. Pour la section de mesure II, les parts du tassement dues au percement sont reportées en figure 8.

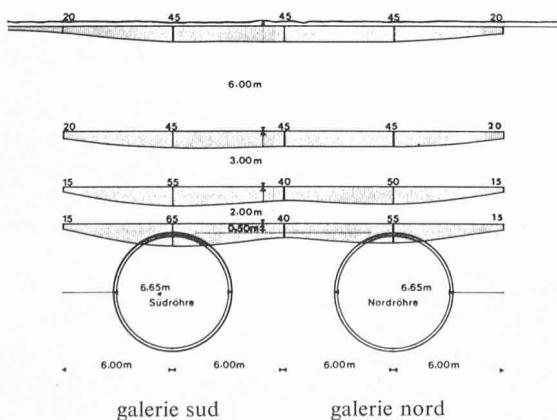


Fig. 8. — Tassements dans la section de mesure II en mm.

Quant au comportement des tassements dans le temps, on a pu observer qu'au-dessus de la voûte environ 60 % de l'ensemble des tassements eurent lieu jusqu'au moment où le front d'abattage atteignit le point de mesure. 20 % de l'affaissement se produisirent ensuite au cours de la durée allant jusqu'à la fermeture, et les 20 % restant dans le mois qui suivit. En ce qui concerne la surface du terrain, les

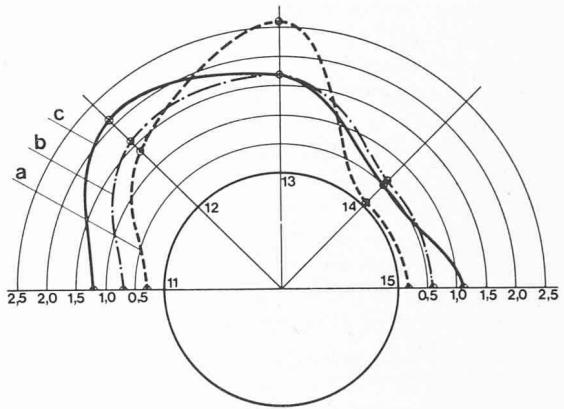


Fig. 7. — Contraintes normales mesurées (kg/cm^2).

parts correspondantes furent de 40 %, 25 % et 35 %. L'effet du tassement précéda d'environ 15 m l'avancement de percement du tunnel. Conclusion : pour les bâtiments à fondations jusqu'à 6 m de profondeur, c'est le creux de tassement à la surface du terrain qui est déterminant ; de ce fait, les tassements maximaux causés par le percement peuvent aller jusqu'à 5,0 cm. La pente la plus grande entre une tangente au creux de tassement et l'horizontale comporte environ 1 : 250.

Mesures 2 : les valeurs de tassement ont correspondu à peu près à celles des sections de mesure. Les murs attenants des deux bâtiments, agissant en disques, ont empêché toutefois un fléchissement des bâtiments correspondant au creux de tassement enregistré sur le terrain.

Les cotes des points de mesure, mesurées après le percement, ont donné comme diagramme une ligne droite dans la zone intérieure des bâtiments. Cependant, cette droite n'était plus horizontale. En plus, cette ligne accusait un coude à l'endroit des murs pignons entre les deux bâtiments. La rotation réciproque des deux murs pignons attenants était d'environ 1 : 750.

Aucun dégât notable n'a été constaté dans les bâtiments après le percement, sauf quelques fissures à 45° d'une largeur inférieure d'un millimètre dans la cave.

Mesures 3 : jusqu'à l'achèvement de la circonference, on enregistra aux quatre emplacements de mesure des déformations de l'ordre de 15 à 17 mm dirigées vers l'intérieur du tunnel. Après l'achèvement, on constata dans la première section de mesure un déplacement de 2 à 6 mm dirigé vers le sous-sol, tandis qu'il n'y eut pas de déplacement dans la seconde section de mesure. Dans les deux sections, environ 70 % de l'ensemble des déformations se sont produites entre le percement et l'achèvement de la circonference en béton.

Mesures 4, a) : à peu près une semaine après l'achèvement de la circonference, les diamètres horizontaux des galeries avaient augmenté d'environ 7 mm ; après 7 semaines, cette valeur atteignit 13 mm.

Mesures 4, b) : des contraintes radiales allant de 1,4 à 2,3 kg/cm^2 ont été enregistrées dans les parois de la section de mesure I, onze semaines après l'achèvement de la circonference ; dans la région de la voûte, on a enregistré des contraintes de l'ordre de 1,3 kg/cm^2 et, à la section de mesure II, dans la région des parois, des contraintes entre 1,1 et 1,4 kg/cm^2 ; sur la voûte d'une des galeries, environ 0,9 kg/cm^2 ; dans l'autre galerie, les valeurs mesurées de 0,3 kg/cm^2 doivent vraisemblablement être attribuées à un indicateur de pression défectueux.

En ce qui concerne les contraintes normales dans l'anneau de béton projeté, on ne dispose que des résultats de mesure de la section II. Ici les contraintes dans les parois étaient de l'ordre de 5 à 17 kg/cm², et dans la voûte de 6 à 11 kg/cm². Dans les mesures des contraintes radiales et en particulier des contraintes normales, des facteurs perturbateurs, tels des imprécisions des indicateurs de pression utilisés ou des influences sur les contraintes normales de l'anneau, ont pu considérablement influencer les résultats : ceci explique l'importante dispersion des valeurs mesurées.

Sur la base de ces résultats, et en particulier des mesures de déformation décrites sous [2] et [3], les experts (professeur Dr. Ing. H. Breth, professeur Dr. Ing. L. Müller) ont jugé avoir obtenu la preuve que le mode de construction prescrit est applicable, même avec la nature du sol relativement défavorable de Francfort et avec les faibles hauteurs de recouvrement déjà mentionnées par rapport aux édifices existants. Le magistrat de la ville de Francfort, en sa qualité de maître d'œuvre, représenté par le Service de construction du métropolitain, ainsi que le Contrôle technique pour la construction du métropolitain se sont ralliés à cet avis et ont donné leur accord pour la mise en œuvre de la « nouvelle méthode autrichienne de construction », même pour le tracé dans la zone des constructions.

4. Mise en œuvre de la méthode

La longueur du tronçon souterrain comportait pour chaque galerie environ 370 m. Le puits d'entrée est du Römerberg constituait en même temps l'extrémité de la station de métro Römerberg. La profondeur de la fouille était de 21 m, sa largeur également. La consolidation des fondations fut réalisée en partie par pilotis de forage de Ø 110 cm et en partie par poutres d'acier IPB 550, le renforcement par quatre plans d'étalement aux cotes -1,50 m, -6,90 m, -11,10 m et -14,60 m.

Le percement du tronçon d'essai long de 50 m (voir paragraphe 3.2), ainsi que celui d'un nouveau tronçon de 30 m fut entrepris à partir de cette fouille. Le reste du tronçon fut percé à partir du puits d'entrée ouest à la place Weissfrauen. Les dimensions et le coffrage de ce puits correspondaient à peu près à ceux de la fouille d'entrée est.

Les deux galeries ont été percées autant que possible en même temps, les différences dues aux vitesses d'avancement inégales atteignirent au maximum 7 m. La vitesse moyenne d'avancement était de 3,50 m par journée de travail, la vitesse maximale atteinte par jour de 8,00 m.

Pour l'abattage du terrain, on utilisa dans chaque galerie une excavatrice hydraulique de type « Atlas AB 1202 » à bras allongé, après que cet engin eut fait ses preuves dans le tronçon d'essai. Le terrain fut déblayé en terrasse, d'abord la voûte, ensuite la zone des deux parois et, dans une troisième phase, le radier. Les bancs rocheux intercalés furent détachés par dynamitage à « l'Ammongelit III ». Les longueurs de rabattement étaient de 0,5 à 1,0 m ; la quantité maximale d'explosif par trou de mine était d'environ 100 g, et de 1 à 1,5 kg par tir. Les intrados à découvert furent immédiatement scellés avec du béton projeté, et, en cas de besoin, le front d'abattage également.

Malgré l'abaissement de la nappe souterraine, il fallut compter avec un certain afflux d'eau. En cas d'arrivée d'eau considérable, il avait été prévu d'obtenir un drainage suffisant en opérant un forage préalable à partir du front d'attaque. Il n'a cependant pas été nécessaire de prendre de telles mesures ; les faibles quantités d'eau infiltrées furent évacuées directement par des tuyaux en plastique et dirigées vers le drain du radier (fig. 9). Le déblai du souterrain vers

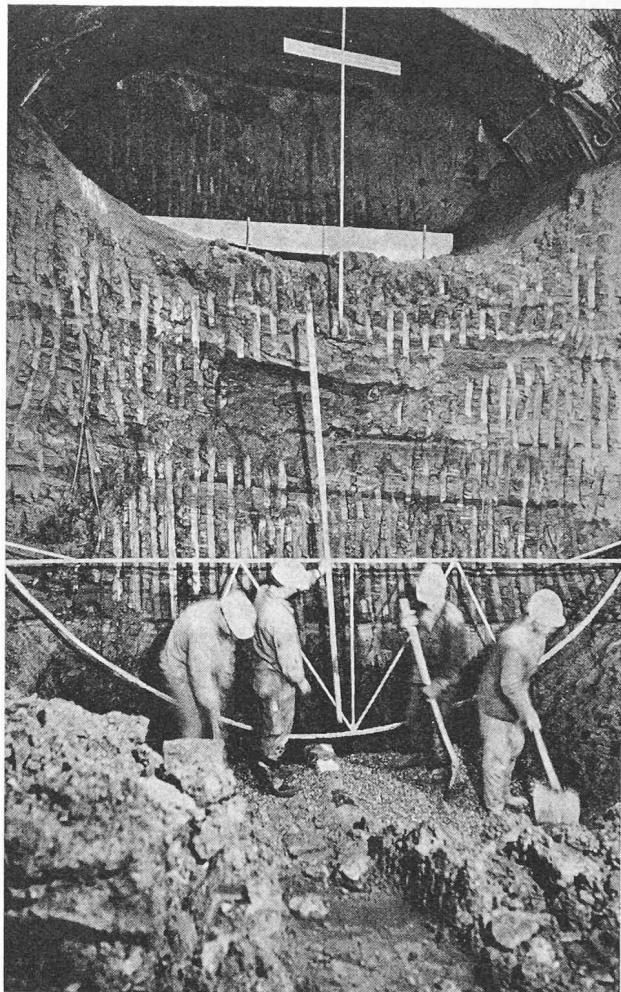


Fig. 9. — Etablissement du drainage du radier.

les puits d'entrée fut exécuté au moyen de chargeurs sur pneus, et l'évacuation à partir de là avec des bennes à câbles équipées de grappins sur camions allant se décharger à l'extérieur. Après le percement d'environ 190 m à partir du puits ouest, une galerie transversale fut établie entre les deux galeries qui se côtoient à cet endroit avec un écartement entre-axe de 14 m, pour faciliter le croisement et la manœuvre des chargeurs.

Le facteur décisif quant à l'importance des tassements fut l'intervalle de temps compris entre l'ouverture des voûtes et l'achèvement de la circonférence en béton projeté dans la région du radier (fig. 10 et 11). Cet intervalle comportait 5 jours au début du tronçon d'essai, mais put être ramené



Fig. 10. — Mise en place des ancrages supérieurs dans le terrain.

à la suite à une moyenne de 24 heures dans des conditions normales de percement. Par là même, les tassements ont pu être diminués considérablement par rapport à ceux observés dans les sections de mesure du tronçon d'essai ; dans la zone des fondations des bâtiments ils oscillaient entre 2,1 cm et 4,6 cm.

Etant donné que les mesures dans le tronçon d'essai avaient montré que jusqu'à 40 % des tassements se produisaient en avant du front de taille, le professeur Müller conseilla de construire un « support actif du front d'abattage » à l'aide d'ancrages précontraints. On prépara six tirants répartis sur la section, précontraints à 40 tonnes, qu'on essaya d'ancrer dans le sens longitudinal du tunnel soit comme tirants d'injection, soit dans des forages supplémentaires. Les tirants devaient être maintenus sur le front de taille avec des plaques d'ancrage, et gardés autant que possible continuellement sous tension au cours du percement. En raison de difficultés techniques et de manque de temps, ces expériences n'ont pas donné de résultat satisfaisant.

La dernière partie de l'ouvrage a été le creusement des galeries sous les ruines romaines. En raison des conditions de construction qui entraient en ligne de compte pour ces ouvrages historiques — voûtes de maçonnerie et arcs en grès — on pria le professeur Mehmel de Darmstadt d'analyser les effets des tassements à prévoir sur ces constructions et, en cas de besoin, d'indiquer les mesures de sécurité à envisager afin de minimiser au maximum les dégâts qui pourraient survenir et en vue de sauvegarder la

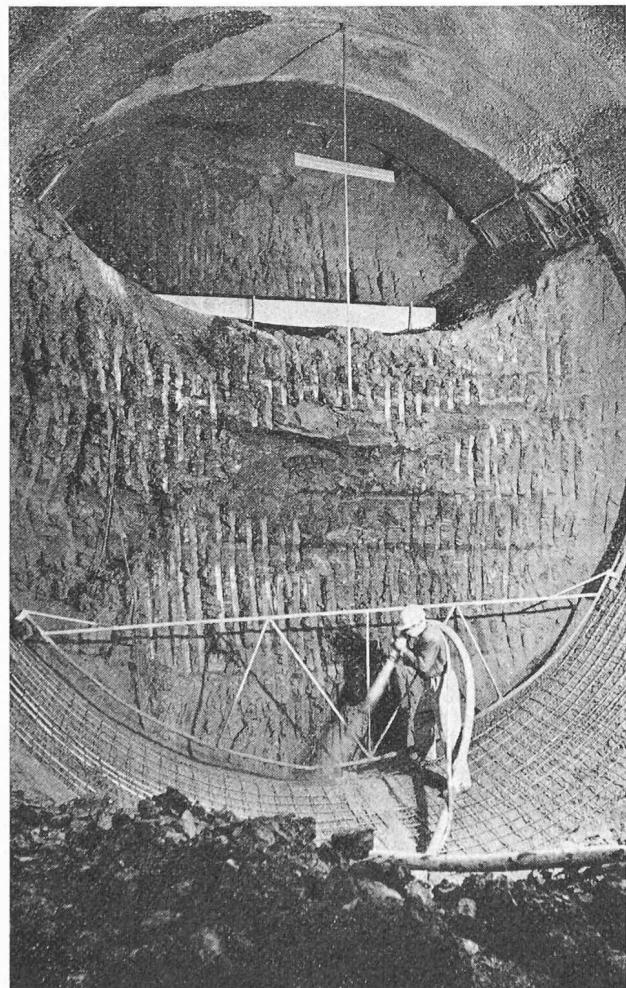


Fig. 11. — Fermeture de l'anneau de béton projeté dans la zone du radier.

stabilité de l'ensemble. Sur la base de l'expertise du professeur Mehmel, on installa durant la période de percement, dans les éléments de construction particulièrement sensibles à l'affaissement, des échafaudages d'arrêt et de soutien qui devaient empêcher l'écroulement éventuel de certaines parties menacées en cas de tassements importants.

Après l'achèvement du percement, on put constater que, malgré les tassements de 2 à 5 cm survenus, aucun dégât important n'a subsisté aux constructions dans la zone du tracé du tunnel. Les fissures les plus importantes se sont limitées presque exclusivement aux alentours des joints d'ouvrage. Elles n'ont nullement nui à la stabilité d'une construction quelconque.

Il était intéressant d'observer que les effets de formation du creux de tassement précédaient toujours dans le sens longitudinal le percement du tunnel de 10 à 20 m. A une tour d'angle du complexe de l'Hôtel de Ville, haute de 40 m, on put observer une inclinaison de la tour vers les galeries correspondant à la pente du creux de tassement. Le déplacement horizontal de l'extrémité de la tour fut d'environ 3 cm. Des fissures correspondantes apparurent aux joints entre la tour et les éléments de construction adjacents. Après le creusement des galeries sous la tour et, partant, la limitation du creux de tassement dans cette région, la tour se remit à la verticale et les fissures apparues se refermèrent en grande partie.

5. Dimension de la coque intérieure

En ce qui concerne tout d'abord la coque extérieure, on admet qu'elle représente, en tant que surface traitée, une partie de l'ensemble de la construction composée « terrain/béton projeté ». De par son élasticité, elle échappe aux effets des moments de torsion. Le béton projeté frais est assez flexible pour subir les contraintes concentriques du terrain environnant par un léger déplacement vers le vide excavé, mais quand même assez ferme pour garantir un état de contraintes triaxiales, ce qui empêche l'ameublissement et la décohésion de la roche.

Si l'on pouvait s'attendre à un nouvel état d'équilibre, et avec lui à la fin des déformations, il n'y aurait à dimensionner la coque intérieure que pour son poids propre et pour la pression d'eau.

Ces raisonnements presupposent que le terrain dans la zone portante autour des galeries n'est pas dérangé. Cette condition n'était cependant pas remplie dans la zone urbaine du tracé, étant donné la petite profondeur de la voûte des galeries de 11 à 13 m seulement au-dessous de la surface du sol. Si plus tard, toutefois, l'équilibre vient à être dérangé, entraînant des nouvelles déformations du terrain, on ne peut plus supposer que le béton projeté, alors entièrement durci, et la coque intérieure soient assez élastiques pour absorber des moments de flexion.

Il en résulte que la coque intérieure dut être divisée en deux secteurs, chacun avec des données différentes :

Le premier secteur : il comprend les galeries sous le Römerberg, le tronçon d'essai et 40 autres mètres de galerie. Un garage souterrain est prévu à cet endroit avec des fouilles allant jusqu'à environ 1,60 m au-dessus de la voûte de galerie.

Le deuxième secteur : il s'étend du puits d'entrée ouest jusqu'au Römerberg. Il fallait y prévoir les fouilles jusqu'à 7 m au-dessus de la voûte du tunnel au cours d'une éventuelle modification du plan d'urbanisation.

Dans le premier secteur on supposa que la coque en béton projeté serait tellement endommagée par la construc-

tion des fondations du garage souterrain que la coque intérieure devrait supporter la charge totale. La surcharge la plus faible de la voûte était prévue après l'excavation des fondations (env. 3,0 t/m²), et la surcharge la plus importante après l'achèvement du garage souterrain (env. 21 t/m²). La différence de niveau de terrain, juste à côté d'une galerie et parallèlement à l'axe de celle-ci, à partir du bord supérieur du terrain jusqu'au bord inférieur des fouilles pour le garage souterrain, comporte environ 10 m. Cela signifie que, pour le cas de surcharge minimale du toit, les pressions horizontales restent à peu près inchangées ce qui peut provoquer des moments qui exercent dans la voûte et dans le radier des tractions vers l'extérieur et dans les parois des tractions vers l'intérieur. Le calcul repose sur le système statique suivant :

assise élastique de la galerie, excepté le secteur de la voûte de 60°,

coefficient de pression latérale	λ	= 0,50
module de déformation	E_s	= 500 kg/cm ²
rayon	R	= 295 cm
coefficient d'assise	C_b	$\frac{E_s}{R} = 1,70 \text{ kg/cm}^3$

Sur la base de ces conditions, on a prévu une coque intérieure de 40 cm d'épaisseur en béton qualité B 300, armé d'un treillis en acier spécial St IV b, section maximale de l'acier 17 cm²/m.

En ce qui concerne le deuxième secteur, on admet que la coque en béton projeté aiderait à soutenir les forces transversales en rapport des rigidités, mais qu'il n'existerait plus aucun effet d'adhérence avec le terrain environnant. En prenant pour base le même système statique que dans le premier secteur, on envisagea une coque intérieure de 25 cm d'épaisseur en B 300/St IV b, section de l'acier 8 cm²/m.

6. Conclusion

$2 \times 370 = 740$ m linéaires de galeries ont été creusées au total. Les travaux de gros œuvre dans les galeries et dans les fouilles des puits d'entrée ont été achevés à la fin de l'année 1971. Le coût net du gros œuvre par mètre linéaire de tunnel à galerie unique a été de l'ordre de 25 000 fr. Une part du succès de la méthode de construction employée revient aussi aux équipes de mineurs expérimentés qui ont participé à l'exécution des travaux.

Entre-temps, le même groupe d'entrepreneurs s'est vu adjugé le forage d'un nouveau tronçon du métropolitain dans le quartier Bornheim de Francfort. Il s'agit de deux galeries de 600 m de long chacune à être mises en œuvre dans des conditions semblables à celles du premier lot d'adjudication.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] VON RABCEWICZ, Brevet autrichien N° 165573, année 1949.
- [2] VON RABCEWICZ et SATTLER, « La nouvelle méthode autrichienne de construction des tunnels », *Bauingenieur* 40 (1965), Cahier 8, p. 289 à 301.
- [3] BRETH, « Comportement de l'argile de Francfort lors de sollicitations intervenant dans les travaux souterrains », Communication de l'Institut de Recherche pour la mécanique des sols et les fondations, de l'Ecole polytechnique de Darmstadt, Cahier 4 (avril 1970).

Adresse de l'auteur :

Gerhard Atrott, ingénieur dipl., Stadtbahnbauamt, D-6000 Francfort-sur-le-Main, Zeil 53

Groupe d'entreprises ayant exécuté les travaux :
Beton & Monierbau AG ; Julius Berger-Bauboag AG ; Heilmann & Littmann Bau-AG ; Rembert Oberranzmeyer ; Polensky & Zöllner ; Ed. Züblin AG.

Procédé représenté en Suisse par Meynadier & Cie SA, 8048 Zurich.

Groupement familial et unité d'habitat

Un système de contrôle basé sur les grilles de distribution

par SLOBODAN M. VASILJEVIĆ, Genève

Le domaine de recherche que constitue la construction englobe l'ensemble des relations s'établissant entre l'homme et le monde bâti, ainsi que toutes les influences exercées sur l'homme par le monde bâti.

Prof. J.-W. HUBER¹

Dans le vaste domaine qu'englobe le terme « construire », nous allons essayer de préciser quelques relations « quantifiables » qu'exercent mutuellement les forces contenues dans les notions : *humain* et *bâti*. Plus précisément, notre ambition est de développer nos réflexions sur leurs corrélations qui se manifestent dans l'habitat (secteur par excellence) car les rapports qui s'établissent entre eux ont un impact considérable sur l'économie et, par conséquent, nécessitent des choix politiques. Mais il nous est difficile de détacher de toute spéculation spatiale un troisième facteur, le sol, qui forme avec les deux autres un ensemble cohérent :

- 1 humain,
- 2 foncier,
- 3 bâti.

Ils sont les composantes privilégiées de toute action de « construire ». Dans la démarche architectonique, le choix des interrelations ainsi que la pondération de leurs valeurs respectives varie énormément selon le projecteur (et le maître d'œuvre), mais une tendance générale à l'hyper-simplification est manifeste ces dernières décennies ; que ce soit au niveau théorique (fonctionnalisme) ou pratique (« plantype »).

Cette situation de crise a provoqué une remise en question des procédés habituels de la construction (et de la projection) et il n'est pas facile maintenant d'engager le dialogue sur un problème fondamental, mais si controversé : *processus* ou *produit* ?

¹ Rapport à l'assemblée CRB (Centre de rationalisation du bâtiment) 1973.