

Tunnelbau

**Vorträge, gehalten an der Frühjahrstagung vom
25./26. März 1966 in Baden**

Construction des tunnels

**Conférences présentées lors de la réunion de printemps,
les 25/26 mars 1966 à Baden**

Nr. 66

Überreicht durch die

Schweizerische Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik
Société suisse de mécanique des sols et de travaux de fondations

Offert par la

Veröffentlichungen der Schweizerischen Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik

Nrn. 1 bis 24 vergriffen (siehe Liste in Veröffentlichung Nr. 60)

Nr.		Nr.	
25 1960 vergriffen	F. Kobold Methoden und Ergebnisse der in den Jahren 1956 bis 1959 im Rutschgebiet von Schuders durchgeführten Verschiebungsmessungen	36 1962 vergriffen	Conférences tenues lors de la réunion d'automne à Biel, le 22 novembre 1961, et contribution des auteurs suisses au 5e Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Foundations, Paris 1961
26 1961 vergriffen	Verbesserung des Baugrundes. Vorträge, gehalten am 13. November 1959 anlässlich der Herbsttagung in Bern D. Bonnard et E. Recordon: <i>Les sols stabilisables au ciment en Suisse romande.</i> — F. Balduzzi: <i>Bodenstabilisierung im Nationalstraßenbau.</i> — J. Huder: <i>Dimensionierung von Straßen mit stabilisierten Schichten.</i> — M. Halder: <i>Grundwasserabsenkung mit dem «Wellpoint»-Verfahren.</i> — H. J. Lang: <i>Mechanische Verdichtungsgeräte</i>	37 1962	Conférences: J. Huder: <i>Bodeneigenschaften und deren Bestimmung.</i> — N. Schnitter: <i>Pfahlgründungen.</i> — H. Zeindler: <i>Bau von Straßen, Flugpisten und Eisenbahnen.</i> — A. von Moos: <i>Verschiedene Probleme.</i> — Ch. Schaefer: <i>Fondations.</i> — E. Recordon: <i>Poussée des terres sur les ouvrages.</i> — J. Descoedres: <i>Méthodes de mesure des caractéristiques des sols en place et prélevements d'échantillons.</i> — J. C. Ott: <i>Barrages en terre, talus et tranchées ouvertes.</i>
27 1961 vergriffen	Aménagement de la chute Arnon-Diablet Pierre Payot: <i>Avant-propos.</i> — R. Pernet/R. Dumont: <i>Les ouvrages de génie civil</i>	38 1962	Contributions: L. Bendel et D. Bovet: <i>Recherches dynamiques sur les fondations et les bâtiments par excitation périodique ou apériodique.</i> — R. Haefeli et H. Bucher: <i>New Methods for Determining Bearing Capacity and Settlement of Piles.</i> — D. Bonnard, H. Mayor et E. Recordon: <i>Études géologiques et géotechniques de l'autoroute Genève-Lausanne.</i> — G. Schnitter et A. Bolliger: <i>Stabilized Soil Foundations for Runways on Soils of low Bearing Capacity.</i> — G. Schnitter et R. Zobrist: <i>Freezing Index and Frost Penetration in Switzerland.</i> — B. Gilg et F. P. Gerber: <i>La digue de Mattmark. Essais et études préliminaires.</i> — J. C. Ott, T. Berg et R. Chappuis: <i>Protection du barrage de Reichenau contre les érosions souterraines et les souspressions au moyen d'un rideau de drains filtrants verticaux.</i> — H. B. Fehlmann: <i>L'application des liquides thixotropiques à la base de bentonite dans le génie civil</i>
28 1961 vergriffen	J. Zeller Sickerströmungen als Folge von Stauspiegelschwankungen. Einfluß der Länge des Grundwasserträgers auf den Sickerströmungsverlauf. — Einfluß der Tiefe des Grundwasserträgers auf den Sickerströmungsverlauf. — The Significance of Aquifer Porosity in Non-Steady Seepage Flow with Free Surface	39 1962	H. Bendel Die Berechnung von Spannungen und Verschiebungen in Erd-dämmen
29 1961 vergriffen	Problèmes géotechniques de l'autoroute Genève-Lausanne. Deux fondations profondes à Genève. Conférences tenues lors de la réunion de printemps, les 20/21 mai 1960 à Nyon Robert Ruckli: <i>Die Autobahn Lausanne-Genf.</i> — E. Dubochet: <i>Projektierung und Ausführung der Autobahn Genf-Lausanne.</i> — E. Recordon: <i>Quelques aspects des études géologiques et géotechniques de l'autoroute Genève-Lausanne. L'organisation des études.</i> — J. E. Bonjour: <i>Le profil géotechnique. La superstructure de l'autoroute Lausanne-Genève.</i> — P. Knoblauch: <i>Problèmes de fondation pour l'agrandissement des magasins «Au Grand Passage» à Genève.</i> — F. Jenny/A. Kündig/P. Vajda: <i>Unterirdische Groß-Garage «Rive Centre» in Genf</i>	40 1963 vergriffen	Geotechnische Probleme des Nationalstraßenbaus. Vorträge, gehalten anlässlich der 7. Hauptversammlung in Zürich am 4. Mai 1962
30 1961 vergriffen	Pfahlgründungen. Vorträge, gehalten am 11. November 1960 anlässlich der Herbsttagung in Solothurn G. Schnitter: <i>Neuere Pfahlgründungen.</i> — A. Müller: <i>Der MV-Pfahl.</i> — R. Haefeli: <i>Neuere Untersuchungen und Erkenntnisse über das Verhalten von Pfählen und deren Anwendung in der Praxis der Pfahlfundation.</i> — H. Bucher: <i>Bohrpfähle und Pfahlwände System «Benoto».</i> — R. Ledergerber: <i>Preßbeton-Bohrpfähle System «Hochstraße-Weise».</i> — W. Pfenninger: <i>Gerammte und gebohrte Ortsbetonpfähle System «Franki».</i> — F. Ferrario: <i>Fundation eines Hochhauses mit gerammten Ortsbetonpfählen System «Züblin-Alpha».</i> — A. Steiner: <i>Beton-Bohr-Pfähle, Ausführungsart Brunner.</i> — E. Kissenköpfen: <i>Utilisation de pieux forés, Système Rodio, dans un cas spécial de fondation d'immeubles.</i> — W. Graf: <i>Icos-Veder-Bohrpfähle.</i> — F. Andres: <i>Tragfähigkeitsvergleiche zwischen gerammten und gebohrten Ortspfählen</i>	41 1963 vergriffen	R. Ruckli: <i>Einführung.</i> — Ch. Schaefer: <i>Du cas général et du cas particulier en géotechnique routière.</i> — P. Halter: <i>Die Bodenmechanik im Nationalstraßenbau.</i> — H. Stüssi: <i>Der Erdbauingenieur im Dienste des Straßenbauers.</i> — U. Kunz: <i>Moderne Fundationsmethoden beim Bau der Nationalstraße N 1 Abschnitt Bern-Kantongrenze.</i> — H. Zeindler: <i>Materialtechnische Probleme und ihre Lösung beim Bau der neuen Grauhölzstraße.</i> — R. Wullimann: <i>Erfahrungen beim Bau von Straßendecken in rutschgefährdetem Gebiet.</i> — F. P. Jaeklin: <i>Der Versuchsdamm in Oerlingen.</i> — R. Sevaldson: <i>Der Versuchsdamm bei Horgen an der linksufrigen Höhenstraße (N 3).</i> — A. von Moos und M. Gautschi: <i>Ergebnisse einiger Straßenversuchsdämme auf schlechtem Grund in der Schweiz.</i> — H. Jäckli: <i>Moränen als Baugrund und Baustoff.</i> — Tiefbauamt der Stadt Zürich/Ingenieurbüro Altdorfer, Cogliatti & Schellenberg: <i>Bau des Altstetterviaduktes in Zürich</i>
31 1961 vergriffen	H. U. Scherrer Praktische Anwendung der Verdichtungskontrolle nach J. Hilf A. von Moos und A. Schneller Rutschung eines Straßendamms in einem Torfgebiet bei Sargans, Kanton St.Gallen	42 1963	E. Recordon Contribution au calcul de l'épaisseur de la superstructure des chaussées
32 1961	W. Heierli Die Dynamik eindimensionaler Bodenkörper im nichtlinearen, nichtelastischen Bereich	43 1963 vergriffen	J. E. Bonjour Détermination de la profondeur du froid dans les chaussées
33 1962 vergriffen	Barrages en Suisse G. Schnitter: <i>Digues en terre ou en enrochements.</i> — O. Lambert: <i>Sondages, injections et traitement du sous-sol.</i> — Ch. Schaefer: <i>Le comportement des digues en terre pendant leur construction et durant l'exploitation de l'aménagement</i>	44 1963 vergriffen	J. Huder Bestimmung der Scherfestigkeit strukturempfindlicher Böden unter besonderer Berücksichtigung der Seekreide
34 1962 vergriffen	L. Bendel Die Fundation von Kunsteisbahnen G. Amberg Temperaturmessungen im Fundationsmaterial von Kunsteisbahnen	45 1963 vergriffen	Ch. Schaefer: <i>Die Erdbauingenieurkunst als Grundlage der Bodenstabilisierung.</i> — R. F. Zobrist: <i>Bodenstabilisierung mit Zement.</i> — V. Kuonen: <i>Bodenstabilisierung mit Kalk.</i> — F. Müller: <i>Die Teerstabilisierung.</i> — P. Fries: <i>Bodenstabilisierung mit Bitumenemulsionen.</i> — A. Bolliger: <i>Die Verstärkung des Straßekörpers auf dem Teilstück Gland-Rolle-Allaman der Autobahn Genf-Lausanne.</i> — I. Karakas: <i>Quelques expériences de stabilisation au ciment faites sur l'autoroute Genève-Lausanne.</i> — E. Abt: <i>Die Kalkstabilisierung im Forststraßenbau.</i> — R. Vogler: <i>Ausbau bestehender Straßen mit Teerstabilisierung.</i> — R. Jenatsch: <i>Beispiel einer Nationalstraßenbaustelle.</i> — G. Wuhrmann: <i>Quelques exemples pratiques sur la stabilisation des sols et des matériaux tout-venant à l'aide d'emulsions de bitume stables du type E. L.</i> — E. Prandi: <i>Le laitier granulé dans le traitement des couches de base.</i> — W. Aichhorn: <i>Entwicklung der Bodenstabilisierung in Österreich.</i> — Das Bauprogramm 1963 für die Nationalstraßen — Programme de construction des routes nationales pour 1963
35 1962 vergriffen	G. Schnitter und F. Müller Die Defektion von Straßendecken unter einer Radlast G. Schnitter und R. Jenatsch Schweizerische Erfahrungen mit zementstabilisierten Tragschichten im Güterwegebau	46 1963 vergriffen	Bewässerungs- und Wasserkraftanlagen in Syrien F. Stöcklin: <i>Projektierung der Dammbauten am Oronte in Syrien.</i> — H. Schwegler: <i>Dammbauten in Syrien</i>

Betrachtungen zur Entwicklung im Tunnelbau

Von Prof. H. Grob, ETH, Zürich

Vortrag, gehalten in Baden an der Tagung vom 25. März 1966 der Schweiz. Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik

Einleitung

Trotz den Fortschritten der Technik steckt der Tunnelbau immer noch voller Ungewissheiten. Wohl bemühen sich die Ingenieure zusammen mit den Geologen, sich ein Bild zu machen von dem, was sie beim Bau zu erwarten haben. Trotzdem können sogar bei ganz kleiner Überlagerung schon erhebliche Fehlurteile vorkommen. Beispielsweise waren an der Walenseestrasse bei Mühlehorn zwei Tunnel zu bauen, beide etwa 200 m lang, also fast an der Oberfläche. Dazu waren genügend Felsaufschlüsse sichtbar. Der eine Tunnel kam in den untersten Teil der sog. Obstalder Sackung zu liegen, dort wo der Fels infolge Reibung auf der Unterlage durch und durch zertrümmert und mit dem Pickel zu lösen war: Kostenvoranschlag also ziemlich hoch. Der andere Tunnel sollte durch einen steilen Felskopf führen, dessen Wände wohl einen klüftigen Fels anzeigen, der aber durchaus standfest erschien, und dies um so eher, als er zum anstehenden Felsuntergrund gehörte und nichts mit der genannten Sackung zu tun hatte: Kostenvoranschlag dementsprechend normal. Die Ausführung hingegen ergab gerade das umgekehrte Bild. Im ersten Tunnel konnte mit ganz wenig Sprengstoff ein wunderschönes Vollprofil herausgeschossen werden, dessen Standfestigkeit mit Hilfe von etwas Gunit nichts zu wünschen übrig liess. Beim zweiten Tunnel zeigte es sich, dass die Klüfte viel zahlreicher und verworrender waren als angenommen worden waren und dass sie zudem häufig Lehm enthielten, so dass nur ein lückenloser Einbau zum Ziele führte. Die Kosten waren entsprechend.

Es sind also auch heute noch verschiedene Risiken mit dem Tunnelbau verbunden, und es fragt sich, wer sie übernehmen soll. Ich halte dafür, dass der Bauherr besser die grösseren Risiken selber trägt und dies bereits in der Ausschreibung klarstellt. Er hat ja den Bauplatz ausgesucht und das Bauwerk entsprechend projektiert. Er wird auf diese Weise eher billiger zum Ziel kommen, als wenn er den Unternehmer alles Erdenkliche in die Preise einrechnen lässt. Dafür wird der Unternehmer seinem Namen Ehre machen und nicht sofort Nachforderungen stellen, wenn einmal auf seiner Seite etwas nicht nach Wunsch gelungen ist. Die Offerte ist ein Vertragsbestandteil, der auch für die Abrechnung gilt.

Im folgenden sollen aus der Fülle des gestellten Themas vier Probleme herausgegriffen werden, die als besonders aktuell gelten können.

1. Mechanisierung

Sie hat auch im Stollenbau seit dem Kriege bedeutende Fortschritte gemacht. Es lohnt sich aber vielleicht, zunächst einen Blick zurück zu werfen und die Leistungen unserer Vorfahren zu betrachten. In Tabelle 1 ist das Mittel der Vortriebe eingetragen, und zwar ist die Bauzeit für die Leistungsberechnung vom Vortriebsbeginn bis zum Durchschlag gerechnet. Deutlich ist der Fortschritt festzustellen von der Handbohrung des Mont Cenis zur dreifachen Leistung mit Maschinenbohrung, Stossbohrung im Gotthard und Arlberg E, Drehbohrung im Arlberg W und im Simplon, verbesserte Stossbohrung im Lötschberg bis zu den leichten Bohrhämmern teils im Lötschberg und voll im Hauenstein. Letztere konnten auch in der Ausweitung benutzt werden, während die früheren Stoss- und Dachbohrmaschinen ihres grossen Gewichtes wegen ähnlich wie unsere heutigen Jumbos auf Wagen montiert waren und praktisch nur im Richtstollen verwendet werden konnten. Haben nicht die Leute vom Mont Cenis und vom Gotthard zu ihrer Zeit einen Unternehmungsgeist an den Tag gelegt, der uns alle Anerkennung abnötigt? Wollten wir es ihnen gleich tun, so müssten wir sofort einen Basistunnel von 45 km Länge in Angriff nehmen.

Verglichen mit den damaligen Vortriebsleistungen müssen wir uns übrigens auf unseren heutigen mechanisierten Vortrieb nichts einbilden. Man wird vielleicht einwenden, dass es sich heute um Vollausbruch handelt, während der Durchschlag früher nur den Richtstollen betraf. Das ändert aber nichts an unserem Vergleich. Die Zeitspanne zwischen Durchschlag und Betriebseröffnung der früheren Tunnel betrug im Mittel 16 Monate, bei den neuen drei Tunneln, allerdings die Lüftungsinstallationen eingeschlossen, 20 Monate. Dies hängt damit zusammen, dass früher die Tunnelarbeiten hinter dem vorauselenden Vortrieb her in zahlreiche Arbeitsstellen aufgelöst waren, so dass es durch Einsatz einer Vielzahl von Arbeitern gelang, das Tempo des Vortriebes mitzuhalten. Heutzutage kennen wir eigentlich im wesentlichen nur noch zwei Arbeitsstellen im Tunnel: Vortrieb und Betonierung. Dies macht sich in einer gewaltigen Verminderung der Arbeiterzahl bemerkbar, und darin liegt eigentlich die Leistung unserer heutigen Mechanisierung. Sie kommt auch in den Ausbruchpreisen zum Ausdruck, die sich in den letzten 50 Jahren nur unwesentlich verändert haben und heute eher wieder unter dem langjährigen Mittel liegen.

Unsere bisherige Mechanisierung hat eigentlich am Ablauf des Vortriebvorganges nichts geändert. Es wird immer noch gebohrt, gesprengt, aufgeladen und weiter hinten verkleidet. Demgegenüber scheint sich nun eine neue Welle der Tunnelbau-Mechanisierung anzubahn, einerseits durch die vermehrte Anwendung der Schildbauweise und andererseits durch die grossen Tunnelbohrmaschinen, welche den Zyklus des Bohrens und Sprengens ersetzen durch ein kontinuierliches mechanisches Abtragen des Felsens.

Der Schild wurde bisher der höheren Kosten wegen nur für allerschwierigstes Gebirge verwendet, wo jede andere Methode versagte, oder allenfalls dort, wo unter allen Umständen Setzungen vermieden werden mussten¹⁾. Zurzeit sind Anstrengungen im Gange, seinen Anwendungsbereich zu erweitern auf milde und gebräuchliche Gebirge. Dies geschieht im Sinne einer Mechanisierung nach zwei Gesichtspunkten:

1. Der Schild selbst kommt einem mechanisierten Einbau gleich, wenigstens auf die Länge des Schildrohres; es ist sofort ein Schutz für die Arbeiter vorhanden, wobei allerdings nicht zu vergessen ist, dass die Gefahr auch von der Brust her drohen kann.
2. Der Schild erlaubt die Vorfabrikation der Tunnelverkleidung, indem in seinem Schutze vorgefertigte Tübbinge zu tragfähigen Ringen zusammengesetzt werden können. Das auf lange

¹⁾ Siehe zum Beispiel *H. Ruppaner*, SBZ 1960, S. 215.

Tabelle 1. Übersicht älterer und neuerer Alpentunnel. Die Zahlen über Vortrieb und Belegschaft bedeuten die Summe aller Angriffsstellen

Tunnel	Baujahre	Länge m	Ausbruch m ²	Vortrieb m/Mt.	Arbeit. max.
Mont Cenis	1857–71	12 849	45	16–51	4000
St. Gotthard	1872–82	15 003	45	85	4000
Arlberg	1880–84	10 270	—	125	4900
Simplon	1898–1906	19 803	40	125	3800
Lötschberg	1906–13	14 536	60	135	3200
Hauenstein	1912–16	8 135	59–67	160	2000
Mont Blanc	1959–65	11 600	75–90	140	600
Gr. St. Bernard	1959–64	5 828	61	70	600
San Bernardino	1962–67	6 596	84–91	95	500

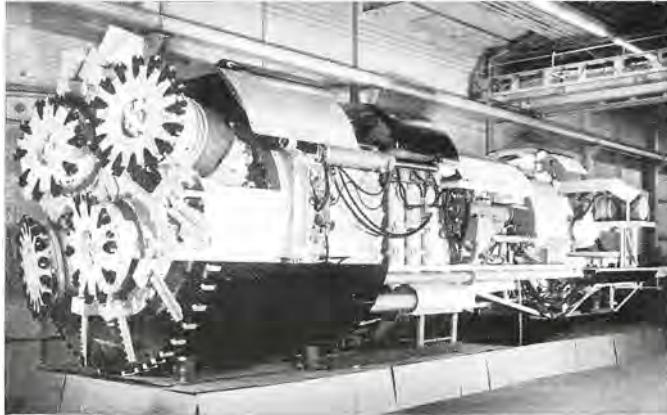


Bild 1. Tunnelbohrmaschine Habegger, Thun



Bild 3. Sprengversuche im Steinbruch der Jura-Cement-Fabriken, Wildegg. Sprengladungen mit Knallzündschnur für schonendes «Hohlraumschiessen»

Strecken gleichbleibende Tunnelprofil fordert ja geradezu die Vorfabrication heraus, wobei zu den bekannten Vorteilen noch der günstige Umstand kommt, dass weniger Arbeiter unter Tag beschäftigt werden müssen.

Die Tatsache, dass in der Schweiz *Stollenbohrmaschinen* laufen, und zwar mit beachtlicher Leistung von 25 bis 35 m pro Tag, zeigt, dass wir künftig ernsthaft mit diesen Geräten zu rechnen haben. Zwar scheint der Betrieb vorläufig noch etwas teurer zu sein als die herkömmliche Sprengarbeit, aber das Beispiel Amerikas mit seinen höheren Arbeitslöhnen deutet die Entwicklung in Richtung Maschinenarbeit an. Erfreulich ist, dass auch ein schweizerisches Unternehmen sich an den Bau solcher Bohrmaschinen herangewagt hat (Bild 1).

Was die Einzelheiten ihrer Arbeitsweise anbelangt, sei auf andere Veröffentlichungen verwiesen²⁾. Die Kunst des Konstrukteurs besteht darin, das wegzuschaffende Gesteinsmaterial nicht etwa gänzlich zu Staub zu zermahlen, sondern es abzuspalten und abzubrechen und dabei einen möglichst grobkörnigen Grus zu erzeugen, dessen Korngrösse einige Zentimeter bis zu einem Dezimeter beträgt. Naturgemäß leisten weiche oder spröde Gesteine der Zertrümmerungsarbeit weniger Widerstand, während harte und zähe Materialien mit grosser Scherfestigkeit vorläufig noch schwierig anzugreifen sind.

Der Abtrag des Gesteins erfolgt kontinuierlich; zweckmässig und am leistungsfähigsten ist daher auch ein kontinuierlicher Abtransport mittels Förderbändern. Bei gutem Fortschreiten der Maschinen fallen ganz gewaltige Materialmengen an (Mangla

²⁾ W. Rutschmann, SBZ 1963, S. 439; 1966, S. 363 und 1968, S. 65.
O. Frey-Bär, SBZ 1965, S. 665.
H. Ruppaner, NZZ 1966, Nr. 2965.
F. P. Jaeklin und R. Ceresola, SBZ 1968, S. 279.

über 2000 m³ fest pro Tag), so dass der Umlad auf Schotterzüge und namentlich der Zugswechsel die Vortriebsleistung beschränkt.

Ich möchte drei wesentliche Vorteile der Bohrmaschinen hervorheben:

1. Da nicht gesprengt werden muss, kommen keine Erschütterungen vor, was in bebautem Gebiet und bei kleiner Überdeckung von ausschlaggebender Bedeutung sein kann und auch die Anwendungen in der Schweiz begünstigt hat.
2. Es entsteht praktisch kein Überprofil, was natürlich besonders den Unternehmer interessiert. Gerade in Turgi ist der Unterschied zwischen der gebohrten Strecke und dem ausgesprengten Stollenanfang eklatant.
3. Das kreisförmige Profil ohne Auflockerungszone im anstehenden Gebirge steht natürlich viel besser als ein ausgesprengter Hohlraum. Was wir dort zum Beispiel als nachbrüchig bezeichnen, wird hier plötzlich standfest, d. h. die Klassierung des Gebirges verschiebt sich um eine oder zwei Stufen.

Natürlich kann der Fall eintreten, dass trotz den günstigen Umständen das Gebirge nicht steht, so dass hinter dem Schneidkopf der Maschine eingebaut werden muss. Das bietet bei grossen Profilen keine besondere Schwierigkeit, wie das Beispiel von Mangla zeigt, wo, wie in einem Schild, ein besonderes Gerät den Einbau der Bogen besorgt (Bild 2). Schlimmer wird es in kleinen Profilen, wo die 10 bis 12 m lange Maschine das Profil fast völlig ausfüllt, so dass das Einbauen von Bogen sehr mühsam und zeitraubend ist und den Fortschritt der Bohrmaschine hemmt. Es ist zu erwarten, dass mit der Zeit auch diesem Übelstand abgeholfen wird, z. B. kann man sich mit einiger Phantasie vorstellen, dass zusammen mit dem Bohrkopf eine Spritzdüse im Kreis herumläuft und den Fels gleich gunitiert. Sollte der Rück-

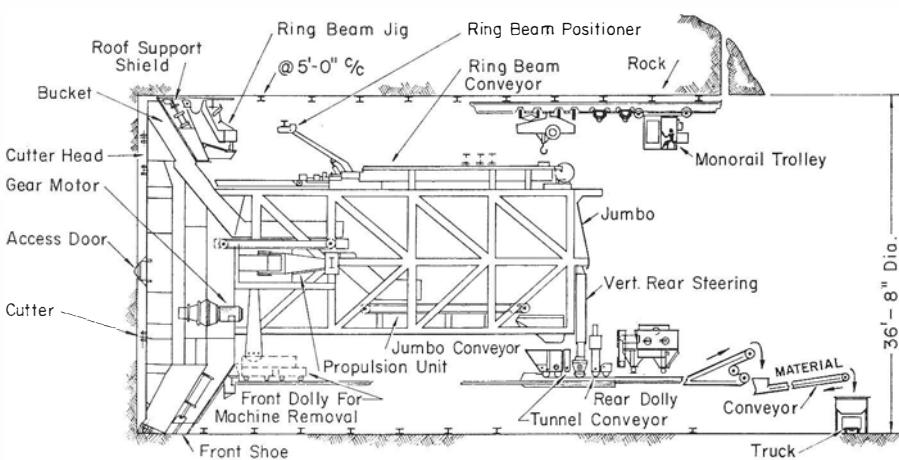


Bild 2. Schematischer Längsschnitt durch die Tunnelbohrmaschine Robbins, die am Mangla-Staudamm in West-Pakistan eingesetzt war. Vortriebsleistung bis 20 m/Tag

Roof Support Shield	First-Schild
Ring beam Jig	Montagering für Einbau
Ring Beam Positioner	Versetzungsvorrichtung für Einbauringe
Ring Beam Conveyor	Vorschlieben der Bogen
Rock	Fels
Monorail Trolley	Einschienen-Kran
Jumbo	Fräsmaschine
Vert. Rear Steering	Hinteres Höhensteuer
Material	Ausbruchmaterial
Conveyor	Transportband
Truck	Lastwagen
Rear Dolly	Hinterer Rollwagen
Tunnel Conveyor	Transportband im Tunnel
Jumbo Conveyor	Transportband in der Maschine
Propulsion Unit	Vorschub-Einheit
Front Dolly for Machine Removal	Vorderer Rollwagen für Rückzug der Maschine
Front Shoe	Vorderer Gleitschuh
Cutter	Frässchneiden
Access Door	Zugangstüre
Gear Motor	Drehmotor
Cutter Head	Fräskopf
Bucket	Schöpfkübel

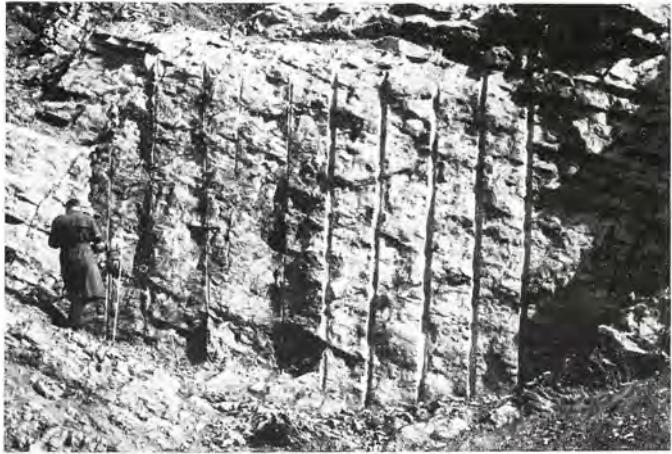


Bild 4. Abgeschossene Wand. Je fünf Bohrlöcher \varnothing 35 mm und 105 mm, alle gleich geladen, jedoch Hohlräume zwischen den Patronen in den kleinen Löchern mit Bohrmehl ausgefüllt



Bild 5. Im kleinen Bohrloch haben die dicht anliegenden Ladungen den Fels örtlich zerschlagen und auch auf der Verdämmungsstrecke einen senkrecht zur Wandoberfläche laufenden Riss hinterlassen



Bild 6. Im grossen Bohrloch hat das Luftpolster den Fels geschont. Die durch den Doppelmeter bezeichneten Sprengstellen waren einzig an Rauchspuren zu erkennen

prall Schwierigkeiten bereiten, so könnte vielleicht eine Glättekelle einen Schnellbinde-Mörtel auf den Fels streichen. Schliesslich wäre es auch denkbar, dass die Bohrmaschine eine Gleitschalung hinter sich zieht, bei welcher der vorne entstehende Hohlraum ständig durch eine Betonpumpe aufgefüllt wird, wie das Ing. *Waldvogel* vorgeschlagen hat. Der Spritzbeton und das direkte Anbetonieren hat gegenüber dem Stahleinbau oder den Tübbingen zudem den Vorteil des satten Anschlusses an den Fels, der für die Tragfähigkeit eine wesentliche Rolle spielt.

In ähnlicher Weise ist ja auch die Kombination von *Schild* und *Bohrmaschine* zu verstehen, wie sie beim Bau der Untergrundbahnen verschiedener Städte anzutreffen ist. In London ist vorn im Schild eine Art Gemüseschneidemaschine angebracht, welche den Lehm abschält, während hinten Gusstübbing eingebaut werden. In Paris ist es eine Robbins-Maschine, die sich teils durch den Kalkstein frisst, teils aber durch Alluvion, wobei wegen des Grundwassers erst noch Druckluft angewendet werden muss. Im Schild hinter der Bohrmaschine werden Betontübbing eingebaut.

Beunruhigend für den Unternehmer ist, dass solche Maschinen Millionen kosten und dass er nicht sicher ist, auf was für eine Baustrecke er die Amortisation verteilen kann. Vereinfacht würde das Problem dadurch, dass die projektierenden Ingenieure sich auf ganz bestimmte Stollendurchmesser beschränkten. So wäre beispielsweise nur ein einziger Kreis von etwa 11 m Aussendurchmesser erforderlich für einen zweispurigen Strassen- oder Bahntunnel, dazu ein Profil für Untergrundbahnen und einige kleinere Abstufungen für Wasserstollen. Es könnte Aufgabe der Vereini-

gung Schweizerischer Tiefbauunternehmer sein, einen Katalog von gängigen Profilen aufzustellen und die projektierenden Ingenieure darauf aufmerksam zu machen, dass für Zwischenprofile ein Zuschlag zu bezahlen sei. Übrigens wäre eine Normalisierung der Tunnelprofile bereits heute notwendig; auch könnten Tunnelachsen ruhig aus blossem Geraden und Kreisen zusammengesetzt werden, ohne Übergangsklothoiden!

Ein besonders dankbares Anwendungsgebiet für die Stollenbohrtechnik scheint mir auf dem Gebiet der Wasserversorgung und Abwasserkanalisation zu liegen, welche beide besonders im Molassegebiet des Mittellandes ein immer grösseres Ausmass annehmen. Die dort erwünschten Stollendurchmesser sind allerdings oft so klein, dass sie die Konstrukteure der Bohrmaschinen und die Unternehmer noch vor allerhand Aufgaben stellen.

Zum Abschluss dieses Kapitels sei all den Firmen, die sich an den genannten Mechanisierungsbestrebungen aktiv beteiligen und oft ein ansehnliches Lehrgeld in solche Versuche stecken müssen, aufrichtige Anerkennung ausgesprochen.

2. Sprengen

Da vorläufig in der Schweiz immer noch mehr Stollen gesprengt als gebohrt werden, ist auf die Sprengmethoden hinzu-

Bild 7. Nach herkömmlicher Methode in massigem Gestein schön profiliert ausgebrochener Tunnel. Starke Stufenbildung infolge Zertrümmerung des anstehenden Felsens durch die besonders im bohrlochtiefsten satt anliegenden Ladungen

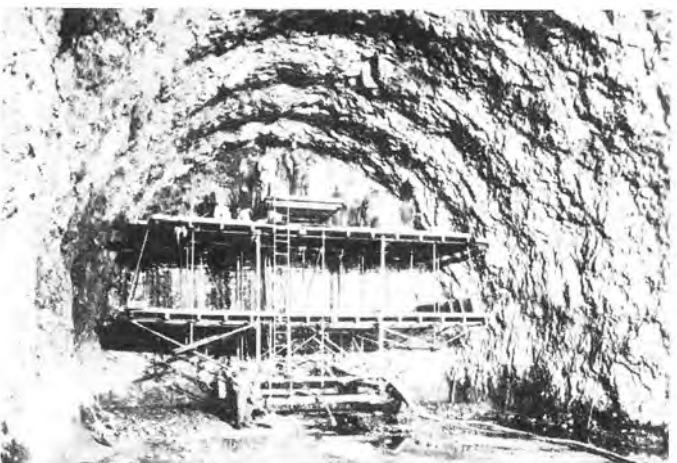


Bild 8. Stollen in klüftigem Dolomit. Kranzschüsse mit Luftpolster geschossen ergeben ein sehr schönes Profil

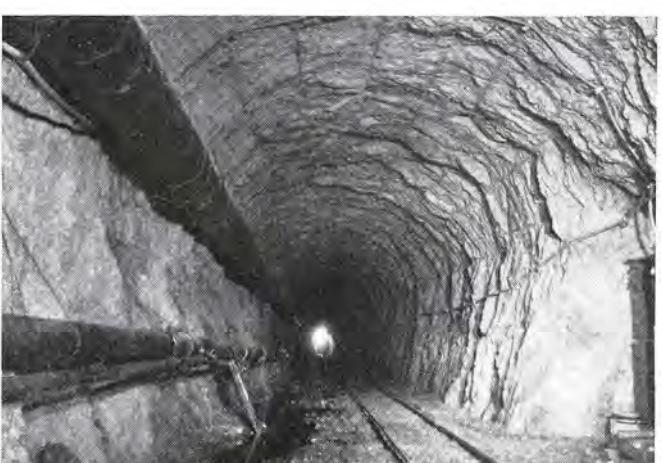




Bild 9. Tunnel an der Axenstrasse mit Gunit-Verkleidung

weisen, die von den Schweden und Amerikanern entwickelt wurden, um ebenfalls das Überprofil klein zu halten und den anstehenden Fels zu schonen³⁾.

Es handelt sich einerseits um das Vorspalten (Presplitting), bei welchem zuallererst die Schussreihe an der Abtragsgrenze gezündet wird. Dabei bildet sich von Loch zu Loch ein Riss, welcher später den Abtrag sauber vom stehenden Fels trennt. Auf den Tunnelbau übertragen, würde das heißen, dass bei einem Abschlag die Kranzschüsse zuerst gezündet werden müssten. Da aber darüber in der Schweiz noch wenig eigene Erfahrungen⁴⁾ bekannt geworden sind, sei die zweite Methode, das sog. Schonsprengen (Smooth blasting, Trimming) etwas näher betrachtet (Bilder 3 bis 8).

Dort geht es darum, die Kranzschüsse in einer besondern Weise als letzte zu sprengen, um den Abtrag zurechtzustutzen, wie das englische Wort sagt, und ihm eine saubere Form zu geben. Wichtig ist auch hier, dass die Schüsse gleichzeitig springen, weil dann am ehesten der erwünschte ebene Riss von Loch zu Loch entsteht. Dabei ist die Genauigkeit des Bohrens sehr wichtig, ferner der Lochabstand, der etwa 80 % der Vorgabe nicht übersteigen soll.

Die grösste Bedeutung kommt aber der Ladung zu. Einmal kann mit trügen Sprengstoffen wie Chlorat oder Ammoniumnitrat eine mehr spaltende als zerstörende Wirkung erzielt werden. Am besten wäre natürlich Schwarzpulver! Dieselbe Wirkung kann aber auch mit denbrisanten Sicherheitssprengstoffen erreicht werden, solange die Sprengstoffäule das Bohrloch nicht völlig ausfüllt. Der Schwede *Langefors* spricht davon, dass die Ladesäule nur etwa einen Zehntel des Bohrlochquerschnittes einnehmen soll, d. h. der Patronendurchmesser sollte etwa einen Dritteln des Lochdurchmessers betragen. Die durchgehende Ladesäule kann auch in einzelne Ladungen aufgelöst werden, wobei zum Beispiel eine Knallzündschnur für die durchgehende Zündung sorgt. Im Stollenbau ist es praktischer, die einzelnen Patronen mit kleinen Abständen in Plastikrohre zu schieben oder in kleine Plastikhälften zu packen, wobei die Detonationsübertragung durch die Luft für die Zündung genügt. Dann spielt das Durchmesser-Verhältnis weniger eine Rolle, zum Beispiel passen Löcher von

3) H. U. Herrmann, SBZ 1964, S. 873.

4) Neue Sprengstoffe — Neue Sprengverfahren (Versuche von Ing. R. Amberg, Sargans), «Hoch- und Tiefbau» 1968, H. 25, S. 596.

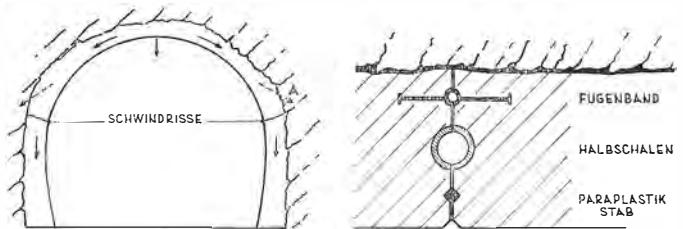


Bild 10. Schwinden der Betonauskleidung mit Bildung horizontaler Risse. A = Abstützung

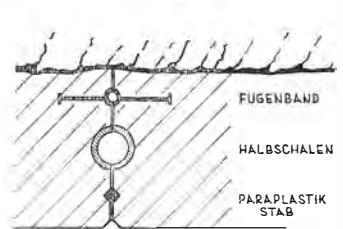


Bild 11. Dichtung von ringförmigen Arbeitsfugen. Die Hauptdichtung mittels Fugenband soll durch eine Drainage gesichert werden, welche ihrerseits wieder durch einen plastischen Streifen gedichtet ist. Die Ausführung hat sich nicht bewährt!

50 mm gut zu Patronen von 25 mm. Auf alle Fälle ist der Bohrlochmund zu verdämmen.

3. Abdichtung

Jeder Tunnelbauer kennt die Schwierigkeit, eine dichte Tunnelverkleidung zu bekommen, d. h. den Ansprüchen zu genügen, welche die Bauherrschaft in dieser Hinsicht stellt.

Was ist üblicherweise die Ursache von Durchsickerungen? Einigermassen anständige Betonprobewürfel zeigen in der EMPA eine beachtliche Wasserundurchlässigkeit. Erst bei grösseren Drücken von 200 m Wassersäule und mehr beginnt jeweils das Wasser durchzusickern. In der Praxis hingegen ist das Problem des wasserdichten Betons nicht ganz so einfach. Abgesehen von porösen Partien im Beton verdienen namentlich die Arbeitsfugen und Schwindrisse als Wasserstellen eine nähere Betrachtung.

Es seien einige der heute üblichen Tunnelverkleidungen auf ihre abdichtende Wirkung hin untersucht.

1. Gunit

Der in dünnen Lagen aufgespritzte Mörtel bildet einen guten Schutz gegen eindringendes Wasser. Arbeitsfugen treten nicht auf, hingegen besteht die Gefahr von SchwindrisSEN, die sich aber bei möglichst sparsamer Zementdosierung und Beimischung von Kalk stark vermindern lässt. Ein Gunit mit guter Vordrainage kann für kurze Tunnel auch heute noch durchaus genügen, wie das Beispiel der Axenstrasse zeigt (Bild 9). Natürlich wird die rauhe Oberfläche mit der Zeit dunkel und reflektiert nur wenig Licht. Die Tunnelbeleuchtung muss in solchen Fällen also mit eigenen Reflektoren ausgerüstet sein.

2. Einfacher Beton

Hier sind die horizontalen Abkühlungs- und Schwindrisse in den Gewölbekämpfern typisch, die sich bei möglichst frühzeitigem Ausschalen wohl zurückdämmen, aber nicht ganz vermeiden lassen, wie Bild 10 zeigt. Solche Risse sind aber fein und verheilen vielleicht von selbst unter dem Einfluss des Wassers, wenngleich solange es nicht läuft, sondern an Ort und Stelle eintrocknet.

Schlimer sind die ringförmigen Arbeitsfugen, die sich nach dem Abbinden öffnen und Wasser durchtreten lassen. Ein Zuschlagen mit Zement nützt bekanntlich nichts, da solche Fugen immer wieder arbeiten. Spitzt man Nuten aus, um Kittfugen anbringen zu können, so entstehen hässliche Flickereien, und der Erfolg ist fraglich.

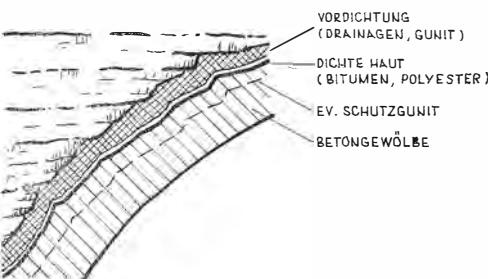


Bild 12 (links). Gespritzte Dichtungshaut

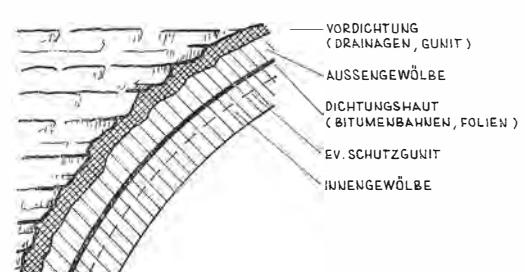


Bild 13 (rechts). Geklebte Dichtungshaut



Bild 14. Innenausbau des Mositunnels mit vorfabrizierten Betonplatten seitlich und über dem Fahrraum

Die in Bild 11 dargestellte Dichtung einer ringförmigen Arbeitsfuge ist wohl sehr kunstvoll aufgebaut mit Fugenband und Fugendrainage und hätte sicher über Tag ihren Zweck erfüllt. Im Tunnel aber, zuhinterst im dunklen Winkel zwischen Fels und Schalung, konnte ihre plangerechte Ausführung nicht überwacht werden. Sie hat auf alle Fälle kläglich versagt, so dass man später bei Injektionen Hilfe suchte, wobei sich die Drainagen füllten, was die Lage eher noch verschlimmerte. Es nützt wenig, den Tunnelbau mit Apothekerarbeit zu verquicken; unter Tag führen nur einfache und massive Methoden zum Ziel.

Der Misserfolg der einfachen Betonverkleidung führte damals den Kanton und mit ihm die Bundesstellen dazu, in den später gebauten Tunneln die Verkleidung mit einer dichten Haut zu versehen.

3. Die dichte Haut

Die Haut gehört auf die Aussenseite des Gewölbes, so dass sie mit dem Wasserdruck und nicht gegen ihn dichtet. Früher wurde deshalb die Dichtung von oben her auf das von Hand gemauerte Gewölbe aufgezogen, indem die Leute in einem Hohlräum zwischen Fels und Gewölbe arbeiteten, der nachher wieder mit Mauerwerk zugepackt wurde. Heutzutage zieht man die Dichtung von innen her auf eine äußere, vorgedichtete Unterlage auf und betoniert rasch hinterher das Innengewölbe. Je nach Art der äußeren Unterlage sind zwei Klassen von Dichtungen zu unterscheiden:

a) Rauhe Unterlage und gespritzte Haut (Bild 12)

Die Unterlage bildet ein Gunit, der über die Vordichtung gespritzt wird. Dessen rauhe Oberfläche führt fast notgedrungen zum Aufspritzen der Dichtungshaut. Hierzu dienen heute meist Kunstarze, welche eine widerstandsfähige Schicht ergeben, an welche ohne weiteres wieder anbetoniert werden kann. Anstelle des ziemlich teuren Kunstarzes kann aber auch geblasenes Bitumen treten, das jedoch durch eine Gunitschicht gegen das weitere Betonieren geschützt werden muss. Dieser Gunit muss sehr mager dosiert sein, damit er nicht reisst, denn die plötzlich auftretenden Risse würden sich ins Bitumen hinein fortpflanzen.

b) Geschaltetes Aussengewölbe und geklebte Haut (Bild 13)

Will man Folien oder Bitumenbahnen verwenden, so sollte einfachheitshalber die äußere Unterlage eine Regelfläche bilden, d.h. sie sollte geschalt sein. Ob im Falle eines gebohrten Stollens sich solche Folien direkt auf den Fels oder auf einen darüber gespritzten Gunit aufziehen lassen, darüber liegen noch keine praktischen Erfahrungen vor. Auf alle Fälle scheint es vorteilhaft, den Gunit abzuglätt und die Folie aufzukleben, damit sie beim Betonieren des Gewölbes nicht beschädigt wird. Es ist in diesem Zusammenhang allerdings auf den Bölcgentunnel zu verweisen, wo eine kräftige Folie mittels Druckknöpfen auf eine Gunitunterlage gehetzt und ohne weiteren Schutz einbetoniert wurde.

4. Dichte Einbauten

Sofern der Tunnel einen Lüftungskanal in der Kalotte erhält, liegt es nahe, auf das Dichten der Tunnelverkleidung zu

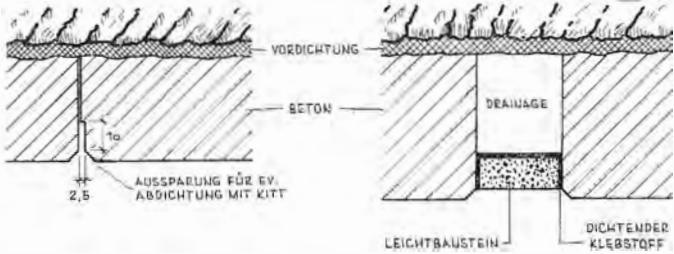


Bild 15. Vorschläge für die Abdichtung von Ringfugen

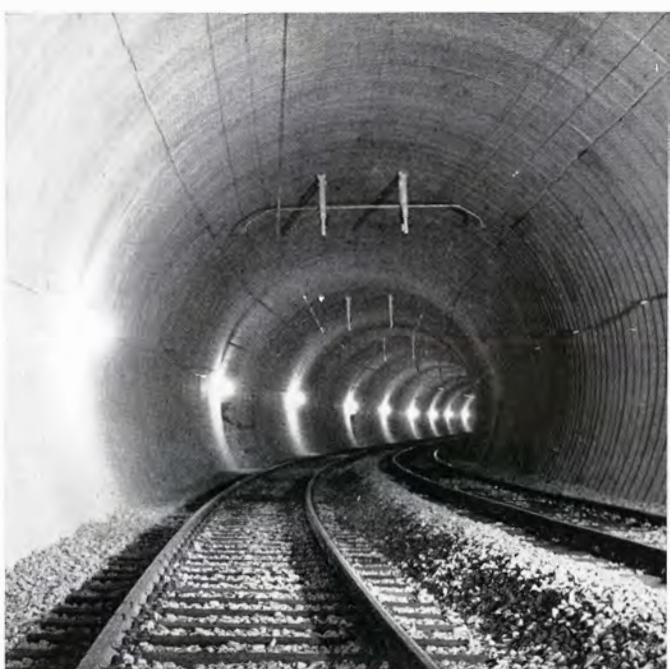
verzichten und die Dichtungsaufgabe der Zwischendecke zuzuweisen. Elegant wurde dieses Problem zum Beispiel im Mositunnel gelöst (Bild 14). Allfälliges Sickerwasser fliesst seitlich über die Zwischendecke und durch einen kleinen Raum zwischen Primärgeölbe und Wandelementen in die Drainage. Die Einbauelemente sind im Betonwerk vorfabriziert und können bei praktisch fehlendem Wasserdruck als dicht betrachtet werden (siehe «Strasse und Verkehr» 1965, Heft 13).

All die wunderschönen Dichtungsmassnahmen sind natürlich nicht gratis, sondern können ohne weiteres gegen 2000 Fr. pro Laufmeter kosten, so dass zu guter Letzt der besorgte Ingenieur des Perfektionismus angeklagt wird. Es sei deshalb noch ein Vorschlag unterbreitet, die Dichtigkeit der einfachen Betonverkleidung durch gute Ausbildung der Drainage zu gewährleisten (Bild 15). Dabei wird Gebrauch gemacht von den neuerdings entwickelten Kunstarzklebestoffen, die auch auf nassen Flächen haften und abbinden.

Einmal lässt sich ohne grosse Kosten mittels Schaumstoff in den Arbeitsfugen eine Nut aussparen, welche nachher bei Bedarf eine Fugendichtung aufnehmen kann. Zunächst wird als Drainage hinten in der Nut ein halber Plastik-Schlauch eingeklebt und darüber eine übliche Kittfuge gefertigt. So lässt sich wenigstens die teure und schädliche Spitzarbeit vermeiden.

Beim andern Vorschlag werden die Arbeitsfugen gleich etwa 30 cm offen gelassen; es ist also eine doppelte Stirnschalung erforderlich. Wo kein Wasser durchtritt, kann eine solche Fuge ohne Schaden offen bleiben. Wo Wasser vorkommt, wird sie mit Leichtbausteinen zugemauert, welche vielleicht an Ort und Stelle auf passendes Mass zugesägt werden müssen. Bedingung ist, dass der zum Aufmauern verwendete Kunstarzmörtel auf die Dauer plastisch bleibt. Ferner muss der Beton eine bestimmte Mindestqualität aufweisen, damit das Sickergefälle längs des Schwindspaltes hinter dem Gewölbe kleiner ist, als quer durch

Bild 16. Donnerbühl tunnel mit unverkleideten Betontübbingen



die Verkleidung. Der Drainageraum in der Arbeitsfuge ist immerhin so gross, dass sich kein Wasserdruck aufbauen kann; auch bleibt er zugänglich und kann bei Bedarf ohne grosse Schwierigkeiten repariert werden. Sollte bei allfälligen Schwindrissen trotzdem noch Wasser durchtreten, so besteht heute die Möglichkeit, diese feinen Riten mit einem Kunsthars zu verheilen. Der Riss wird in kleinen Abständen durch dünne Löcher angebohrt und injiziert, während auf der Oberfläche eine temporäre Dichtung das Austreten des Injektionsgutes verhindert.

Das Dichten von Tübbingen ist ein besonderes Problem. Die Fugen folgen sich dicht aufeinander, ferner kreuzen sich Ring- und Längsfugen, so dass man auch hier, um sicher zu gehen, etwa eine dichte Haut aufbringen und ein zusätzliches Innengewölbe betonieren wird. Es ist aber zu hoffen, dass mit besonders genauer Fertigung und Verlegung der Tübbinge und durch die Anwendung gut haftender Dichtungsstreifen die Tübbingringe immer mehr roh stehengelassen werden können, was zum Beispiel im Falle des Donnerbühl-Tunnels zu einem guten Resultat geführt hat (Bild 16).

4. Lüftung

Bereits in den fünfziger Jahren hat eine Arbeitsgruppe unter Führung von Prof. M. Stahel das Lüftungsproblem im Stollenbau untersucht und Richtlinien für die Dimensionierung aufgestellt. Als beim Bau grösserer Tunnel Schwierigkeiten auftraten, hat sich diese Arbeitsgruppe rekonstituiert, um die Verhältnisse in den grossen Profilen zu überprüfen. Auftraggeber und Mitarbeiter sind die SUVA und die Vereinigung Schweizerischer Tiefbauunternehmer sowie ihr Unfallverhütungsdienst, Ausführende das Gaslabor der EMPA und das Institut für Strassen- und Untergrundbau an der ETH. Obwohl die Arbeiten noch nicht abgeschlossen sind, lassen sich doch schon einige Schlüsse ziehen, die hier mitgeteilt werden sollen, weil doch die Lüftung für das gute Gelingen eines Tunnelbaues von grosser Bedeutung ist.

Herrscht dort ein schlechtes Klima, so wird dadurch in erster Linie die Gesundheit der Arbeiter aufs Spiel gesetzt, aber auch die Unternehmung ist leidtragend, denn die Arbeiter verlassen immer wieder ihren schlecht gelüfteten Arbeitsplatz – man hört von einer drei- bis vierfachen Rotation der Belegschaft pro Jahr – was offensichtlich einem rationellen Betrieb nicht förderlich ist.

Im folgenden seien kurz die verschiedenen Arbeitsphasen des Vortriebes in bezug auf die bei ihnen auftretende Luftverschmutzung betrachtet.

1. Bohren

Die vor 20 Jahren eingeführte Wasserspülung bewährt sich sehr gut. Auch die neueren schweren, laftierten Bohrhämmer erzeugen mit Wasserspülung praktisch keinen Staub. Es kann aber vorkommen, dass beim Bohren in schlechtem Gestein, etwa in weichem Sandstein und Mergel, die Wasserspülung das Bohrloch aufweicht und die Bohrer sich verklemmen. Dann helfen sich die Mineure gerne damit, trocken zu bohren, was sich sofort in einer stark erhöhten Staubkonzentration bemerkbar macht. Es sind in solchen Fällen bis zu 30 mg/m^3 gemessen worden, was schon sehr stark silikosegefährlich ist. Als Abhilfe käme wahrscheinlich das Drehbohren in Frage.

2. Sprengen

Der Sprengschwaden ist die bei der Detonation entstehende Mischung von Sprenggasen und Gesteinsstaub mit der benachbarten Luft. Die Sprenggase werden dabei um einen Faktor ε_0

Tabelle 2. Luftverschmutzung kurz nach dem Abschlag (ohne Ventilation). MAK = maximal zugelassene Konzentration für achtstündige Arbeit

	Gemessene Konzentration	MAK	Erforderliche Verdünnung
Staub < 5 μ	250—400 mg/m^3	5	50—80
CO ₂	5 000—12 000 ppm	1 000	5—12
CO	400—500 ppm	100	4—5
NO ₂	100—200 ppm	5	20—40

verdünnt, nehmen damit das ε_0 -fache Volumen an und erfüllen den Stollen auf die in Bild 17 angegebene Schwadenlänge. ε_0 ist die primäre Verdünnung; die Schwadenlänge gibt ein Mass für die Grösse des zu belüftenden Raumes. Anlässlich der Untersuchungen vor zehn Jahren in kleinen Stollen mit kurzen Abschlägen wurde für ε_0 ein Wert von rund 35 gefunden. In grossen Profilen werden jedoch längere Abschläge angestrebt, was eine grössere Ladedichte, d.h. eine grössere Sprengstoffmenge pro Quadratmeter Querschnittsfläche erfordert. Da aber die vorhandene Luft nicht zunimmt, wird in diesem Fall die primäre Verdünnung kleiner ausfallen, die Schwadenlänge wird also nicht proportional zur Ladedichte wachsen, wie die Kurve des Diagrammes zeigt. Anhand der Messungen der CO₂-Konzentrationen kann die primäre Verdünnung bei einer Ladedichte von 5 kg/m² auf etwa 20 bis 25 geschätzt werden. Wenn allerdings noch thermische Luftströmungen dazukommen, dann wird die Verschmutzung weiterverfrachtet. Dies gilt besonders für hohe Profile mit 5 m lichter Höhe und mehr, wo der Schwaden längs der Kalotte recht weit zurückstreicht und sich allmähhlich mit der unteren Luft vermischt. Dann ist es eher ratsam, mit der gestrichelten Geraden zu rechnen.

Die Tabelle 2 gibt an, was für Verschmutzungs-Konzentrationen im anfänglichen Schwaden zu messen sind, dazu die sog. MAK-Werte (Maximale Arbeitsplatz-Konzentration), welche für eine achtstündige Arbeit noch zugelassen werden können. Zum Staub ist zu bemerken, dass nach neuerer Ansicht der zuständigen Mediziner jeder feine, unlösliche Staub gefährlich ist, sei es nun Quarz, Silikate oder etwas anderes. Der Ausdruck Silikose ist also nicht mehr genau zutreffend. Der MAK-Wert für nitrose Gase ist nicht ganz eindeutig; er schwankt von Land zu Land. 5 ppm ist die deutsche Vorschrift.

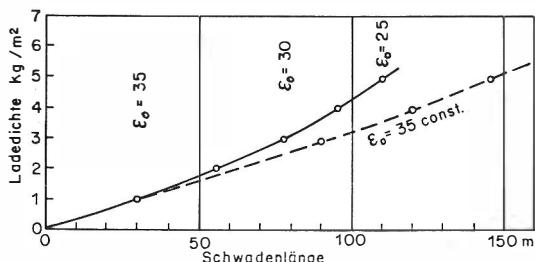


Bild 17. Schwadenlänge als Funktion der Ladedichte, d.h. des Sprengstoffaufwandes pro Quadratmeter Stollenquerschnitt

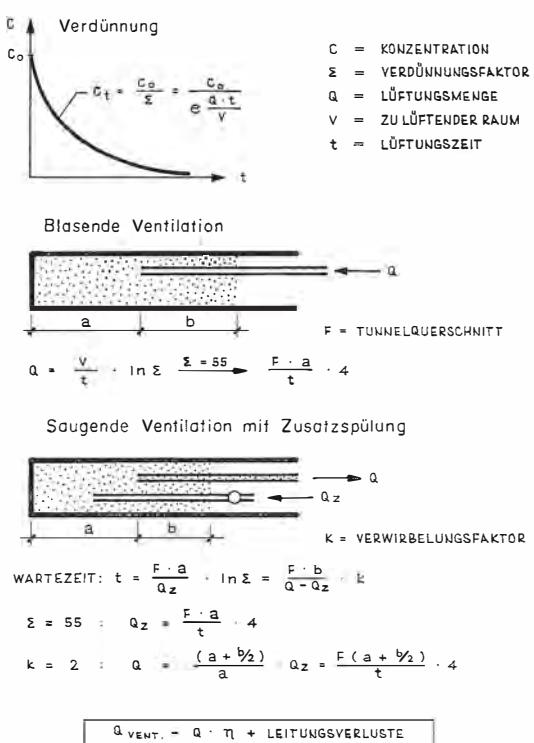


Bild 18. Dimensionierung der Ventilation

Aufgabe der Ventilation ist es, den Schwaden abzusaugen oder ihn durch Einblasen von Frischluft soweit zu verdünnen, dass die Konzentrationen unter den MAK-Wert sinken und ungefährlich werden. Die erforderliche Verdünnung ist in der Tabelle ebenfalls angegeben, und zwar ist der Staub ausschlaggebend, dann folgen die nitrosen Gase, während CO₂ und erstaunlicherweise auch CO nicht massgebend sind.

Die künstliche Verdünnung ϵ ist gleich $\epsilon = \frac{Q}{V}$.

Der Exponent ist das Verhältnis des zugeführten Luftvolumens zu dem zu lüftenden Raum. Die Messungen haben die Abnahme der Konzentration c nach diesem Gesetz sehr schön bestätigt.

Aus den verschiedenen Lüftungssystemen seien zwei herausgegriffen, die beim praktischen Tunnelbau am aussichtsreichsten erscheinen.

a) Blasen

Durch Logarithmieren der genannten Formel erhält man die Beziehung für die erforderliche Luftmenge Q (Bild 18). Wird der Staub als massgebend betrachtet und für $\epsilon = 55$ eingesetzt, so wird, verglichen mit dem Raum vor dem Luttenende, das vierfache Volumen an Frischluft erforderlich ($\ln 55 = 4$). Je nach Wartezeit t ergibt sich die Leistung der Ventilation.

Beispiel: $F = 80 \text{ m}^2$, $a = 40 \text{ m}$, $b = 80 \text{ m}$, $t = 15 \text{ min}$, $Q = 14,2 \text{ m}^3/\text{s}$, $v = 0,18 \text{ m/s}$. Die Luftmenge in diesem Beispiel ist gar nicht so ungeheuerlich, doch besteht der Nachteil, dass der grössere Teil des Schwadens durch den Tunnel zum Portal zurückwandert, und zwar mit kleiner Geschwindigkeit. Sollten unterwegs noch andere Arbeiten im Gange sein, so müsste ganz wesentlich stärker ventilirt oder ein anderes Lüftungssystem benützt werden.

b) Saugen mit Zusatzspülung

Würde man nur saugen, so würde der Vorort nicht richtig gelüftet; es würde nur der hintere Teil des Schwadens abgesogen. Es braucht daher noch eine blasende Spülung, deren Luftstrahl bis zur Brust reicht. Der vorderste Teil des Vortriebes wird also durch Verdünnung belüftet, der hintere Teil des Schwadens wird abgesogen. Hauptlüftung und Zusatzventilator sollen in einer Weise dimensioniert werden, dass die beiden Schwadenteile gleichzeitig verschwinden (siehe Formel für die Wartezeit in Bild 18). Es ist noch zu beachten, dass auf der Absaugseite ein Verwirbelungsfaktor k eingeführt ist, für den im Fall grosser Querschnitte etwa 2 einzusetzen ist. Damit wird angenommen, dass die doppelte Menge des Schwaden-Volumens abgesaugt werden muss, weil der «Zapfen» nicht schön kompakt in die Lutte fliesst, sondern an den Enden sich mit der Nachbarluft vermischt, was besonders bei grossen Profilen der Fall ist. Im Bericht von Prof. Stahel wurde in den kleinen Stollen mit $k = 1,5$ gerechnet. Es ist noch festzustellen, dass die absaugende Lüftung unter den gegebenen Verhältnissen wirtschaftlicher ist als die blasende. Der Verwirbelungsfaktor k beträgt nur 2, der Verdünnungsfaktor jedoch 4. Die Lutte sollte also möglichst nahe an die Brust herangeführt werden.

Gleiches Zahlenbeispiel: $t = 30 \text{ min}$, $Q_z = 7,1 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q = 14,2 \text{ m}^3/\text{s}$. Die doppelte Lüftungszeit ergibt also gerade wieder die gleiche Ventilationsmenge, dafür ist aber am Ende der Wartezeit der Schwaden wirklich weg.

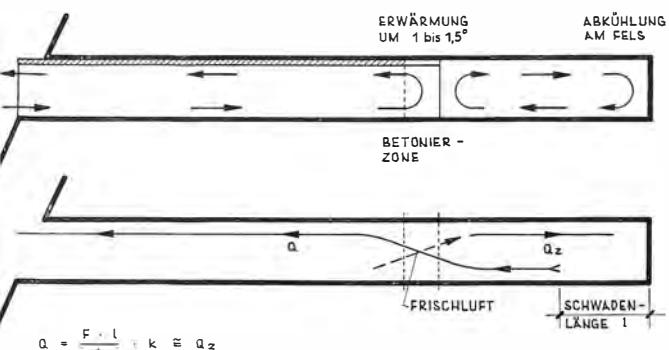


Bild 19. Natürliche Luftströmung in hohen Tunnelprofilen (oben) und entsprechende Anordnung der Ventilationsleitungen (unten)

Die berechneten Luftmengen sind diejenigen, welche vor Ort tatsächlich ankommen bzw. abgesaugt werden sollen. Was unterwegs infolge Undichtigkeit der Leitung verloren geht, muss bei der Bemessung der Ventilatoren hinzugeschlagen werden. Diese Leitungsverluste fallen ganz erheblich ins Gewicht, wie folgende tatsächlich gemessenen Beispiele zeigen:

Leitung ϕ	70 cm	Länge 500 m	blasend	Verlust	90 %
»	40 cm	»	400 m saugend	»	85 %
»	50 cm	»	250 m saugend	»	80 %
»	120 cm	»	250 m blasend	»	65 %

Nach diesen Beispielen wirklich sehr unwirtschaftlicher Anlagen zu schliessen, müsste der Ventilator das fünf- bis zehnfache der oben bestimmten Luftmenge liefern! Dass aber tatsächlich auch bessere Lutten existieren, zeigen die folgenden beiden Beispiele:

Leitung ϕ	60 cm	Länge 1700 m	blasend	Verlust	15 %
»	60 cm	»	700 m saugend	»	18 %

Selbst bei sehr sorgfältigem Unterhalt der Luftleitung erscheint ein Dimensionierungszuschlag von 20 % als angemessen.

3. Schuttern

Die mechanischen Ladegeräte bedeuten insofern eine Gefahr, als sie viel Staub aufwirbeln. Dieser lässt sich allerdings durch gutes Durchnässen des Haufwerkes stark vermindern. Doch sind immer noch gefährliche Konzentrationen angetroffen worden (10 bis 20 mg/m³). Es scheint, dass sich Schotterhaufen mit sehr viel Feinanteil nur schwer benetzen lassen. Aus den bisherigen Messungen lassen sich noch keine Richtlinien für die Ventilation ableiten. Man hält sich auf der sicheren Seite, wenn man die für den Sprengschwaden dimensionierte Ventilation auch während der Schutterzeit arbeiten lässt.

Schlimmer als der Staub ist unter Umständen der Rauch von Dieselmotoren. Natürlich haben Dieselbagger und Dieselfahrzeuge den grossen Vorteil besserer Beweglichkeit gegenüber dem Schienenbetrieb. Auch kommt dieser ja bei Steigungen über 25 % sowieso nicht in Betracht. Der manchmal sehr dichte Rauch der Dieselfahrzeuge bedeutet aber eine gefährliche Sichtbehinderung für den Verkehr und ferner bewirkt sein Gehalt an Aldehyden eine unangenehme Reizung der Augen. Wichtig ist die gute Wartung der Motoren; auch gibt es neuerdings Zusätze zum Treibstoff, welche die Verbrennung im Zylinder verbessern und die Rauchplage stark vermindern.

Es ist vorläufig noch sehr schwierig, für solche Betriebszustände allgemein gültige Regeln für die Ventilation aufzustellen. Die längs des ganzen Tunnels entstehende Luftverschmutzung würde eine Querlüftung erfordern wie in Strassen-tunneln unter Verkehr, nur kann man eben im Tunnelbau nicht den gleichen Aufwand treiben. Bei kurzen Tunnels ist am ehesten noch eine ganz massiv dimensionierte blasende Ventilation am Platz, die erheblich über die von der SUVA vorläufig noch verlangten 2 m³/min, PS (neuerdings 4 m³/min, PS) hinaus geht. Dann ist wenigstens der Vorort sauber und die grösste Konzentration herrscht am Portal, was die Chauffeure beim Durchfahren nicht allzu stark belästigt. Sobald aber andere Arbeiten weiter hinten im Gange sind, kann es soweit kommen, dass diese während der Schotterzeit eingestellt werden müssen oder dass zum Beispiel nur nachts geschottert wird. Es ist schwierig, sich bei langen Tunnels ein wirtschaftlich vertretbares System von Querlüftung vorzustellen, wie es nötig wäre. Besser und einfacher erscheint hier der Gleisbetrieb, denn lange Tunnel sind ja kaum zu steil dafür.

4. Natürliche Luftströmung

Es bleibt noch auf eine Erscheinung hinzuweisen, die in hohen Tunnelprofilen angetroffen wurde. Es handelt sich um thermische Luftströmungen, die auf folgende zwei Ursachen zurückzuführen sind: a) Erwärmung der Tunnelluft im Bereich des frisch gegossenen Betons; b) Abkühlung der Tunnelluft durch den unverkleideten Fels im vordern Teil des Tunnels. Prof. H. Gessner hat im Rahmen der Arbeitsgruppe nachgerechnet, dass die Ventilation nur etwa die Hälfte der Wärmemenge abführt, die mit den Maschinen und mit der Abbindewärme des Betons in den Tunnel geschleppt wird. Der Rest wird vom Fels übernommen.

Die Folge dieser Erwärmung und Abkühlung ist die Bildung von zwei Kreisläufen: Aufstieg in der Betonierzone, Umlauf gegen das Portal, Absteigen an der Brust, d. h. geschlossener Kreislauf zwischen Betonierstelle und Vorort (Bild 19). Die gemessenen Strömungsgeschwindigkeiten betragen 0,2 bis 0,25 m/s, was auch ungefähr mit der Rechnung übereinstimmt. Diese Strömung macht sich bemerkbar, solange die künstliche Ventilation nicht wesentlich stärker ist, d. h. etwa Geschwindigkeiten von 0,3 bis 0,4 m/s erzeugt.

Ungünstig ist, dass die auf natürliche Weise einströmende Luft an der Betonierstelle wieder umkehrt und ungenutzt wegstreicht. Im innern Kreislauf wird die verschmutzte Luft immer wieder neu umgewälzt. Dies ist auch ersichtlich aus den gemessenen Konzentrationen, welche sich in solchen Fällen mehrere Stunden lang fast konstant erhielten: CO rund 100 ppm, NO₂ rund 10 ppm, Staub im Mittel 5 mg/m³, bei verschiedenen Proben aber über 10, ja sogar bis 40 mg/m³. Letztes hängt wohl auch damit zusammen, dass der Staub des Abschlages sich mit der Staubbildung des Baggerns überlagert.

An diese natürliche Luftströmung ist zu denken bei der Montage der Lüftungsleitungen. Liegt nämlich die Hauptleitung im äußeren Tunnelteil am Boden und verliert sie Luft, zum Beispiel auf der Druckseite eines Axialgebläses, so wird die Verunreinigung wieder in den Tunnel getragen. Am besten ist es wohl, die Leitungen so anzutragen, dass ihre Fließrichtung mit der natürlichen Strömung übereinstimmt, wie das Schema Bild 19 zeigt. In der Betonierzone muss ja die Leitung sowieso umgebaut werden. Weiter hinten kann bei Strassentunneln der definitive Luftkanal für die Betriebslüftung mitverwendet werden, nur ist darauf zu achten, dass alle Öffnungen und Aussparungen sorgfältig geschlossen werden. Die Luft hat nämlich wie der Mensch die unverbesserliche Tendenz, den Weg des geringsten Widerstandes einzuschlagen.

Adresse des Verfassers: Prof. *Hans Grob*, dipl. Bau-Ing., Institut für Strassen-, Untertag- und Eisenbahnbau an der ETH, 8006 Zürich, Clausiusstrasse 33.

Schweizerische Bauzeitung

Sonderdruck aus dem 86. Jahrgang, Heft 36, 5. September 1968

Druck: Offset + Buchdruck AG, Zürich

Der Baregg tunnel der N 1 bei Baden

Le tunnel de Baregg sur la N 1 près de Baden

Geotechnische Verhältnisse

Problèmes géotechniques

Die Projektierung

L'élaboration du projet du tunnel de Baregg

Die Messung der Formänderungen der Verkleidung

Le système de mesure des déformations du revêtement

Ausführung der Bauarbeiten

Exécution des travaux

Der Baregg tunnel der N 1 bei Baden

Einleitung

Die Schweizerische Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik führte ihre Frühjahrstagung in Baden unter dem Thema «Tunnelbau» durch. Von verschiedenen Referenten wurden die zurzeit aktuellsten Tunnelbauten in der Schweiz behandelt. Im «Hoch- und Tiefbau» veröffentlichten wir drei Hauptthemen, nämlich

Stollenbau durch Trias-Schichten

von G. Trucco

Der Herdertunnel

von F. Hirth sowie

Der Baregg-Tunnel bei Baden

Fünf Vorträge

Bei diesen Publikationen handelt es sich um diejenigen Vorträge, die unsere Leser und die Bauunternehmer am meisten interessieren dürften.

Im nachfolgenden findet der Leser unter dem Generaltitel «Der Baregg tunnel» fünf Vorträge in der gleichen Reihenfolge, wie sie an der Tagung vorgetragen worden sind. Es handelt sich um folgende Artikel:

Warum wird ein Strassentunnel gebaut und warum gerade hier?

von Kantonsingenieur E. Hunziker, Aarau

Es werden die verkehrstechnischen und geologischen Bedingungen angeführt, die zum Entschluss führten, den Baregg tunnel an dieser Stelle zu bauen.

Geologische Verhältnisse

von Dr. A. von Moos, Zürich

In diesem Kurzbericht wird die Geologie des vom Tunnel durchfahrenen Gebirges erläutert.

Projektierung

von dipl. Ing. W. Veigl, MC Baden

Der Autor gibt einen kurzen Ueberblick über das erste ausgearbeitete Projekt und über den Entschluss, den Bau mit Schildvortrieb durchzuführen.

Das System der Deformationsmessungen

von dipl. Ing. A. Robert, MC Baden

Bei einem so bedeutenden Tunnelbauwerk ist es notwendig, die Gebirgsbewegungen laufend zu messen. Der Verfasser gibt einen Ueberblick über die erfolgten Messungen.

Ausführung der Bauarbeiten

von dipl. Ing. H. Müller

Es werden in Kürze die Bauarbeiten beschrieben, insbesondere die Voraussetzungen, die zur Wahl des Schildvortriebes führten. (Sg)

Le tunnel de Baregg sur la N 1 près de Baden

Introduction

La Société suisse de Mécanique des sols et de Travaux de fondations a organisé au début de l'année une session, dont le thème était «La construction de galeries». Divers rapporteurs traitèrent les questions suisses d'actualité concernant la construction de tunnels.

Dans «L'Entreprise», nous publions trois sujets principaux, à savoir:

Percement de galeries à travers les couches triassiques

par G. Trucco

Le tunnel de Herdern

par F. Hirth, ainsi que

Le tunnel de Baregg près de Baden

cinq conférences

Ces publications sont celles des conférences qui devraient intéresser le plus les entrepreneurs et nos lecteurs.

Dans ce qui suit, le lecteur trouvera sous le titre général «Le tunnel de Baregg», cinq conférences dans le même ordre que celui qui a été présenté à la session. Il s'agit des conférences suivantes:

Pourquoi va-t-on construire un tunnel routier et pourquoi justement à cet endroit?

par E. Hunziker, ingénieur cantonal, Aarau

L'on y présente les conditions dictées par la technique de la circulation et la géologie qui ont mené à la décision de construire le tunnel de Baregg à cet endroit.

Conditions géologiques

par A. von Moos, docteur, Zurich

Dans ce court exposé, on explique la géologie des formations montagneuses traversées par le tunnel.

Elaboration du projet

par W. Veigl, ingénieur diplômé, MC Baden

L'auteur donne une rapide vue d'ensemble du premier projet et de la décision de faire l'avancement avec un bouclier.

Le système des mesures de déformations

par A. Robert, ingénieur diplômé, MC Baden

Au cours de la construction d'un tunnel aussi important, il est nécessaire de mesurer continuellement les mouvements de la montagne. L'auteur donne une vue d'ensemble des mesures entreprises.

Exécution des travaux de construction

par H. Müller, ingénieur diplômé

Les travaux sont rapidement décrits, et surtout, les hypothèses qui ont fait adopter le choix d'un avancement avec bouclier. (A. O.)

Introduzione

La Società Svizzera per la Meccanica dei Terreni e la Tecnica delle Fondamenta ha tenuto la propria sessione primaverile a Baden sotto il tema «La costruzione di gallerie». Numerosi oratori hanno riferito sulle più attuali costruzioni di gallerie in Svizzera ed il «Capomastro» pubblica i tre temi principali, e precisamente:

Traforo attraverso strati di Trias

di G. Trucco

La galleria di Herdern

di F. Hirth

La galleria di Baregg presso Baden

(cinque relazioni)

Sono questi problemi che riteniamo possano essere di grande interesse per i nostri lettori e per gli impresari. Il lettore troverà di seguito, sotto il titolo generale di «Galleria di Baregg», cinque relazioni riportate nella medesima successione con la quale furono presentate in occasione della predetta sessione. Trattasi dei seguenti articoli:

Perchè si costruisce una galleria stradale e perchè proprio qui?

dell'Ing. Cant. E. Hunziker, Aarau

Si delineano le condizioni geologiche e tecnico-circulatorie che hanno determinato la decisione di costruire la galleria di Baregg in quel determinato punto.

Rapporti geologici
del Dr. A. von Moos, Zurigo

In questa breve relazione si descrive la geologia della montagna attraversata dalla galleria.

Progettazione
dell'Ing. W. Veigl, MC Baden

L'autore riferisce brevemente sul primo progetto elaborato e sulla decisione di adottare il sistema di traforazione sotterranea.

Warum wird ein Strassentunnel gebaut,
und warum gerade hier?

Erwin Hunziker, Kantonsingenieur, Aarau

In Fachkreisen ist man sich darüber einig, dass Strassentunnel nur dort gebaut werden sollen, wo dem Straßenverkehr nicht sonst in befriedigender Weise freie Bahn geschaffen werden kann. Nur wo keine andern Lösungen möglich sind, lassen sich die sehr hohen Bau-, Unterhalts- und Betriebskosten rechtfertigen.

Die Nationalstrassen N 1 und N 3 verbinden Zürich mit Bern bzw. Basel und sollen auch die wichtigsten Agglomerationen zwischen diesen Städten möglichst gut bedienen. Im Raum Zürich liegen die Quellen des Verkehrs im Limmat- und im Glatttal. Für die Verbindung von St. Gallen über Winterthur–Oerlikon in Richtung Bern und Basel bietet sich das Furttal an, das oberhalb des Engrisses von Baden in das Limmat-tal mündet. Es ist ohne weiteres ersichtlich, dass die

Sistema di misurazione delle deformazioni
dell'Ing. A. Robert, MC Baden

In un'opera di simile importanza è indispensabile tenere sotto costante controllo i movimenti del terreno. L'autore riferisce sulle misure adottate.

Esecuzione dei lavori di costruzione
dell'Ing. H. Müller

Si descrivono brevemente i lavori di costruzione e particolarmente le premesse che hanno condotto alla scelta del sistema di traforazione sotterranea. (Spa.)

Pourquoi va-t-on construire un tunnel,
et pourquoi justement à cet endroit?

Erwin Hunziker, ingénieur cantonal, Aarau

Dans les milieux spécialisés, on est unanime sur l'opinion qu'un tunnel routier ne doit être construit que là où il n'y a aucun autre moyen de procurer d'une façon satisfaisante un passage dégagé au trafic routier. Le coût très élevé de la construction et de l'entretien ne peuvent se justifier que là seulement où il n'y a aucune autre solution possible.

Les routes nationales N 1 et N 3 relient Zurich respectivement à Berne et Bâle, et doivent également desservir le mieux possible les agglomérations les plus importantes entre ces villes.

Dans la région de Zurich, les origines du trafic se trouvent dans les vallées de la Limmat et de la Glatt. Pour la liaison depuis St-Gall par Winterthour–Oerlikon et vers la direction de Berne et Bâle, il y a

Abb. 1 Strassennetz im Bereich des Baregg-tunnels

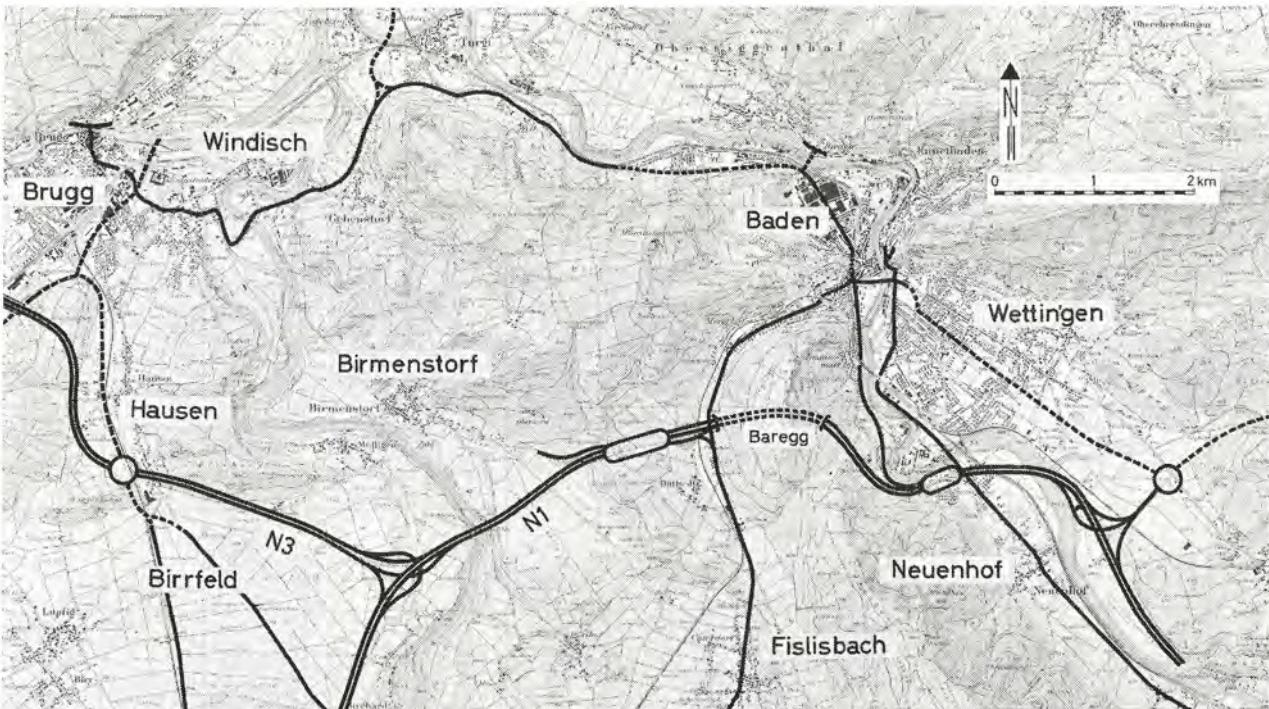


Fig. 1 Réseau routier dans la région du tunnel de Baregg

Verkehrsströme beidseits der Limmat und vom Furttal her am besten oberhalb Baden zusammengefasst und von dort in Richtung Bern und Basel weitergeleitet werden.

In Richtung Bern gilt es, die Höhen zwischen dem Limmat- und dem Reusstal zu überwinden. Bei der Baregg sind diese Hindernisse in bezug auf Breite und Höhe am kleinsten. Die Studien der Eidgenössischen Planungskommission haben seinerzeit ergeben, dass der Verkehr nach Basel am besten zusammen mit demjenigen nach Bern bis ins Birrfeld geführt wird. Bei Birrhard zweigt die N 3 ab in Richtung Bözberg.

Der Sattel der Baregg liegt nur 97 m über der Limmat und 58 m über der Talsohle bei Dättwil. Trotzdem ist es nicht möglich, diesen mit einer Linie, die den Vorschriften für die Linienführung der Nationalstrassen 1. Klasse entspricht, zu erreichen. Die Steigung würde viel zu gross oder die Kurvenradien würden zu klein. Zudem müssen im kritischen Bereich wegen dem zu Rutschungen neigenden Gelände grosse Erdbewegungen und ausgedehnte Rampen an der Berglehne vermieden werden. So bleibt nur die Lösung mit einem Tunnel übrig. Die gewählte Linienführung ist in Abb. 1 dargestellt. An die auf der rechten Seite der Limmat von Würenlos herkommende N 1 wird oberhalb Wettingen die rechtsseitige Limmattalstrasse und die Furttalstrasse angeschlossen. Die N 1 überschreitet dann die Limmat, unterfährt die Bahnlinie Baden-Zürich, folgt zwischen Neuenhof und Baden dem alten Bahntrasse der «Spanisch-brötli-Bahn» in einem Abschnitt, wo auch die linksseitige Limmattalstrasse angeschlossen wird und steigt dann mit 4 % und in Kurven mit Minimalradien

la vallée de la Fourt, qui rejoint la vallée de la Limmat, au-dessus du goulet d'étranglement de Baden.

Il apparaît clairement, sans aller plus loin, que la meilleure solution est de réunir au-dessus de Baden, les courants de trafic provenant des deux côtés de la Limmat et de la vallée de la Fourt, et de les diriger ensemble depuis là dans la direction de Berne et Bâle.

Dans la direction de Berne, cela veut dire que l'on aura à surmonter les hauteurs entre la vallée de la Limmat et celle de la Reuss. Cet obstacle est à Baregg le moins important en ce qui concerne l'altitude et la largeur.

Les études de la Commission fédérale de Planification ont montré en leur temps, que la meilleure solution était de conduire jusqu'à Birrfeld le trafic vers Bâle et celui vers Berne, car c'est près de Birrhard que la N 3 bifurque en direction de Boezenberg.

La selle de Baregg ne s'élève que de 97 m au-dessus de la Limmat, et de 58 m au-dessus du fond de la vallée, près de Daettwil. Malgré cela, il n'est pas possible de l'atteindre avec un tracé qui satisfasse aux prescriptions concernant le tracé des routes nationales de première classe. Les rampes seraient trop fortes ou bien les rayons des courbes trop petits. De plus, dans une région critique à cause d'un terrain aux pentes propices aux glissements, il faut éviter de grands mouvements de terres et des rampes étendues. Ainsi, il ne reste que la solution du tunnel. Le tracé choisi est représenté sur la fig. 1. A la N 1,

Abb. 2 Die Nationalstrasse N 3 im Raum Brugg, Varianten 1 und 2

- 1 tiefliegende Variante
- 2 hochliegende Variante
- ← Steigungen in %



Fig. 2 La route nationale N 3 dans la région de Brugg; variantes 1 et 2

- 1 variante inférieure
- 2 variante supérieure
- ← rampes en %

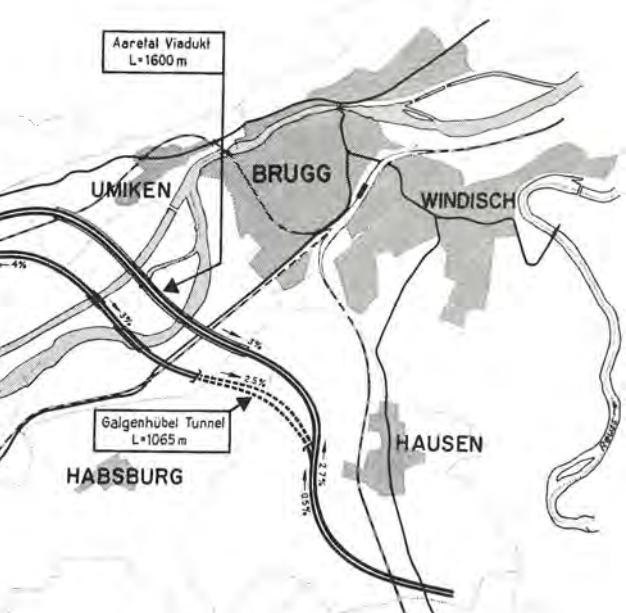




Abb. 3 Autobahn bei Richmond in Kalifornien

von 400 m gegen das Ostportal des Bareggtunnels an. Jenseits des Tunnels überschreitet die N 1 in offenem Einschnitt einen flachen Sattel zwischen Dättwil und Birmenstorf, wo ein weiterer Anschluss, der dem Gebiet Reusstal–Rohrdorferberg–Baden dient, angeordnet ist. Zwischen Zürich und dem Birrfeld wird die N 1 sechsspurig mit Ausnahme der Strecke zwischen den Anschlüssen Neuenhof und Dättwil, wo man sich wegen den hohen Kosten des Tunnels mit vier Spuren begnügt. Die Anschlüsse im Bereich von Baden sind so gewählt, dass der Engpass Baden bestmöglich entlastet wird.

Die Kosten des 1,1 km langen Tunnels sind auf rund 36 Millionen Franken veranschlagt. Die bei der generellen Projektierung durchgeföhrten Baugrunduntersuchungen liessen erwarten, dass der Tunnel in die Molasseformation zu liegen kommt, die auch beim Kreuzliberg-Bahntunnel in Baden durchörtert werden musste. Im grossen und ganzen erwies sich diese Annahme als richtig, die genaueren Bodenuntersuchungen, die im Zusammenhang mit dem Bauprojekt ausgeführt wurden, ergaben aber doch noch Überraschungen. Trotzdem dürfte es möglich sein, den Kostenvoranschlag einzuhalten.

Über die Betriebs- und Unterhaltskosten liegen noch keine zuverlässigen Angaben vor.

Einmal mehr ergibt sich, dass Strassentunnel, auch bei Anwendung modernster Baumethoden, nur mit sehr grossem Aufwand gebaut und betrieben werden können. Die Schwierigkeiten, mit denen solche Bauwerke verbunden sind, lassen sich am besten vermeiden, wenn solche Tunnel gar nicht gebaut werden. Beispiele, wie andere Lösungen gesucht und gefunden werden, zeigen die Abb. 2 und 3. Die Abb. 2 enthält 2 Vorschläge für den Übergang der N 3 über

Fig. 3 Autoroute près de Richmond en Californie

venant de Wurenlos, sur la rive droite de la Limmat, on raccorde au-dessus de Wettingen la route de la vallée de la Limmat (rive droite) et la route de la vallée de la Fourt. Ensuite, la N 1 traverse la Limmat, passe sous la ligne de chemin de fer Baden–Zürich, suit entre Neuenhof et Baden l'ancien tracé du «Spanischbroetli-Bahn», sur un tronçon où l'on raccorde aussi la route de la vallée de la Limmat, rive gauche, puis monte à 4 % en virages (rayon minimum 400 m) jusqu'au portail Est du tunnel de Baregg. Au-delà du tunnel, la N 1 traverse en tranchée la selle plate entre Daettwil et Birmenstorf; un autre raccordement y est disposé, desservant la région de la vallée de la Reuss – Rohrdorferberg–Baden.

Entre Zürich et Birrfeld, la N 1 comporte 6 voies, à l'exception du tronçon entre les raccordements de Neuenhof et de Daettwil, où l'on s'est contenté de 4 voies, à cause du coût élevé du tunnel.

Les raccordements dans le voisinage de Baden ont été choisis de façon à décharger au mieux le goulot d'étranglement de Baden.

Le coût du tunnel de 1,1 km est estimé à environ 36 millions de francs. Au cours de l'élaboration du projet général, les reconnaissances du sol ont laissé supposer que le tunnel viendrait dans des formations de molasse, que le tunnel ferroviaire de Kreuzliberg, à Baden, avait déjà dû traverser. Dans l'ensemble, cette hypothèse s'avéra juste; cependant, les études de sols plus précises effectuées avec le projet d'exécution fournirent encore quelques surprises. Néanmoins, il fut possible de respecter le devis. Mais en ce qui concerne les coûts d'exploitation et d'entretien, il n'y a encore aucune donnée sérieuse.

Il apparaît une fois encore, que même lors de l'utilisation de méthodes de constructions les plus modernes, un tunnel routier ne peut être bâti et exploité qu'au prix de grosses dépenses. La meilleure manière d'éviter des difficultés auxquelles un tel ouvrage est lié, est de ne pas construire du tout de tunnel! Des exemples d'autres recherches de solutions sont montrés dans les fig. 2 et 3. La fig. 2 contient deux propositions pour la traversée de la vallée de l'Aare au-dessus de Brougg par la N 3. Une variante inférieure prévoit deux tunnels dont la longueur d'ensemble serait de quelque 2,2 km. Les conditions géologiques seraient plus défavorables que pour le tunnel de Baregg. L'autre variante — supérieure — exige, au-dessus de la vallée de l'Aare, un viaduc de dimensions inhabituelles. La longueur de ce viaduc serait d'environ 1600 m et la hauteur maximale au-dessus du fond de vallée de 60 m. Si l'on pense qu'un pont coûte par unité de longueur à peine plus que la moitié du prix d'un tunnel équivalent, et que d'autre part, le

das Aaretal oberhalb Brugg. Eine tiefliegende Variante sieht 2 Tunnel vor, die zusammen etwa 2,2 km lang sind. Die Baugrundverhältnisse sind ungünstiger als beim Baregg tunnel. Die andere, hochliegende Variante erfordert einen Viadukt über das Aaretal von ungewöhnlichem Ausmass. Die Länge desselben beträgt rund 1600 m und die grösste Höhe über der Talsohle 60 m. Wenn man bedenkt, dass eine Brücke pro Längeneinheit nicht wesentlich mehr als halb so viel wie ein Tunnel kostet und durch den grossen Viadukt bei der hochliegenden Variante nicht nur die beiden Tunnel, sondern auch weitere Brücken ersetzt werden können, lässt sich erkennen, welche Lösung die wirtschaftlichere sein wird.

Die Abb. 3 zeigt ein Beispiel aus Kalifornien, wo für eine Autobahn ein gewaltiger Einschnitt von etwa 70 m Tiefe und 300 m grösste Breite in Kauf genommen wurden, um einen Tunnel zu vermeiden.

grand viaduc de la variante supérieure permet non seulement d'éviter les deux tunnels, mais aussi d'autres ponts, il apparaît nettement quelle solution sera la plus avantageuse.

La fig. 3 montre un exemple en Californie, où, pour une autoroute, une énorme tranchée d'environ 70 m de profondeur et de 300 m de largeur maximale a été admise pour éviter un tunnel. (A. O.)

Geotechnische Verhältnisse

Dr. A. von Moos und Dr. C. Schindler
Geotechnisches Büro Dr. A. von Moos, Zürich

Problèmes géotechniques

Dr A. von Moos et Dr C. Schindler
Bureau géotechnique A. von Moos, Zurich

Einleitung

Die von den Planern des schweizerischen Nationalstrassennetzes gewählte Linienführung der N 1 aus dem Raum des Limmattales nordwestlich Zürich in das westlich gelegene Reusstal und das Birrfeld hat zwischen Neuenhof und Dättwil die nördliche Fortsetzung des Heitersberges, die sog. Baregg zu querren. Dies erfolgt in einer gegen W ansteigenden Doppelröhre von je 90 m² Querschnitt und 1120 resp. 1140 m Länge, von denen die Nordröhre nach dreijähriger Bauzeit im Mai 1966 durchschlagen wurde. Da das von der Arbeitsgemeinschaft Baregg tunnel (Schafir und Mugglin AG + Traugott Läubli AG) angewandte System des Vortriebes im Vollausbruch durch konventionelles Bohren und Sprengen im Schutze eines hydraulisch vorgetriebenen, wandernden Stahleinbaues und sofort nachfolgendem Einbau der Eisenbeton-Tübbinge u. a. von den speziellen geotechnischen Verhältnissen diktiert wurde, sollen diese hier im Detail geschildert werden.

Im Auftrage des Tiefbauamtes des Kantons Aargau hat unser Büro 1958/59 im Rahmen der generellen Projektierung 1 : 5000 des Abschnittes von der Kantongrenze Zürich/Aargau bis zum Birrfeld der N 1 die geologischen Verhältnisse untersucht und seit 1961 sich auch den geotechnischen Studien für das Ausführungsprojekt und der Verhältnisse beim Bau speziell des Bareggtunnels gewidmet. Wir möchten auch an dieser Stelle dem Tiefbauamt des Kantons Aargau, speziell Herrn Kantonsingenieur E. Hunziker und seinen Mitarbeitern, der Motor Columbus AG Baden sowie dem oben erwähnten Bau-

Introduction

Le tracé choisi pour la route nationale suisse N 1 depuis la région de la vallée de la Limmat, au nord-ouest de Zurich, vers la vallée de la Reuss et le Birrfeld situés plus à l'Ouest, doit croiser entre Neuenhof et Daettwil le prolongement Nord du Heitersberg, que l'on appelle Baregg. Cette traversée se fait au moyen d'un tunnel double, qui monte vers l'Ouest. Chaque tunnel a une section de 90 m², les longueurs sont respectivement de 1120 m et 1140 m. La percée du tunnel Nord a eu lieu en mai 1966 après trois ans de travaux. Le consortium «Tunnel Baregg» (Schafir & Mugglin S. A. + Traugott Läubli S. A.) utilisait le procédé classique d'avancement par forage et explosifs, mais à l'abri d'un court revêtement en tube d'acier mobile, déplacé hydrauliquement, à la suite duquel l'on mettait en place un tubage en béton armé. Etant donné que cette méthode avait été imposée par les conditions géotechniques locales, nous allons examiner celles-ci en détail.

Pour le compte du service des Travaux Publics du canton d'Argovie, notre bureau a étudié, au courant de 1958/59, les conditions géologiques pour le projet général au 1 : 5000 du tronçon de la N 1 s'étendant depuis la frontière des cantons de Zurich et d'Argovie jusqu'au Birrfeld. Nous nous occupons depuis 1961 également de l'étude géotechnique du projet d'exécution et des problèmes spéciaux concernant la construction du tunnel de Baregg.

Nous voudrions exprimer ici nos remerciements au service des Travaux Publics d'Argovie, plus particulièrement à Monsieur E. Hunziker, ingénieur can-

konsortium, insbesondere den Mitarbeitern der Firma Schafir und Mugglin AG (Dir. M. Oswald, Ing. H. Müller, Ing. R. Schneebeli) für ihre stete, wohlwollende Unterstützung unserer Arbeit bestens danken.

Geologische Verhältnisse

Der Heitersberg und seine nördliche Fortsetzung, die Baregg bei Baden, befinden sich südlich des letzten östlichen Ausläufers des Kettjenjuras, dem sog. Lägerngewölbe, resp. seiner Fortsetzung westlich der Limmat (Schlossberg bei Baden-Hundsburg-Baldegg) bereits im Bereich des schweizerischen Mittellandes. Der zu durchhörternde Felsuntergrund wird dabei von der tertiären Molasseformation, hier im speziellen von Sandsteinen und Siltsteinen, vor allem aber von Mergeln der sog. Unteren Süßwas-

tonal et à ses collaborateurs, ainsi qu'à Motor-Columbus S. A., Baden, et au consortium mentionné plus haut, surtout aux collaborateurs de la maison Schafir & Mugglin S. A. (Monsieur M. Oswald, directeur, Messieurs H. Müller et R. Schneebeli, ingénieurs) pour le soutien constant qu'ils ont apporté à notre travail.

Conditions géologiques

Le Heitersberg et son prolongement Nord – le Baregg près de Baden – se trouvent au Sud de la dernière chaîne du Jura oriental, formant l'anticlinal de la Laegern, respectivement de son prolongement à l'Ouest de la Limmat (Schlossberg dans la région de Baden, Hundsburg-Baldegg), déjà dans le plateau suisse. La roche à traverser est constituée par des formations tertiaires, c'est-à-dire de grès, de silt-

Abb. 1 Geologische Karte des Baregg-Gebietes (vereinfacht).

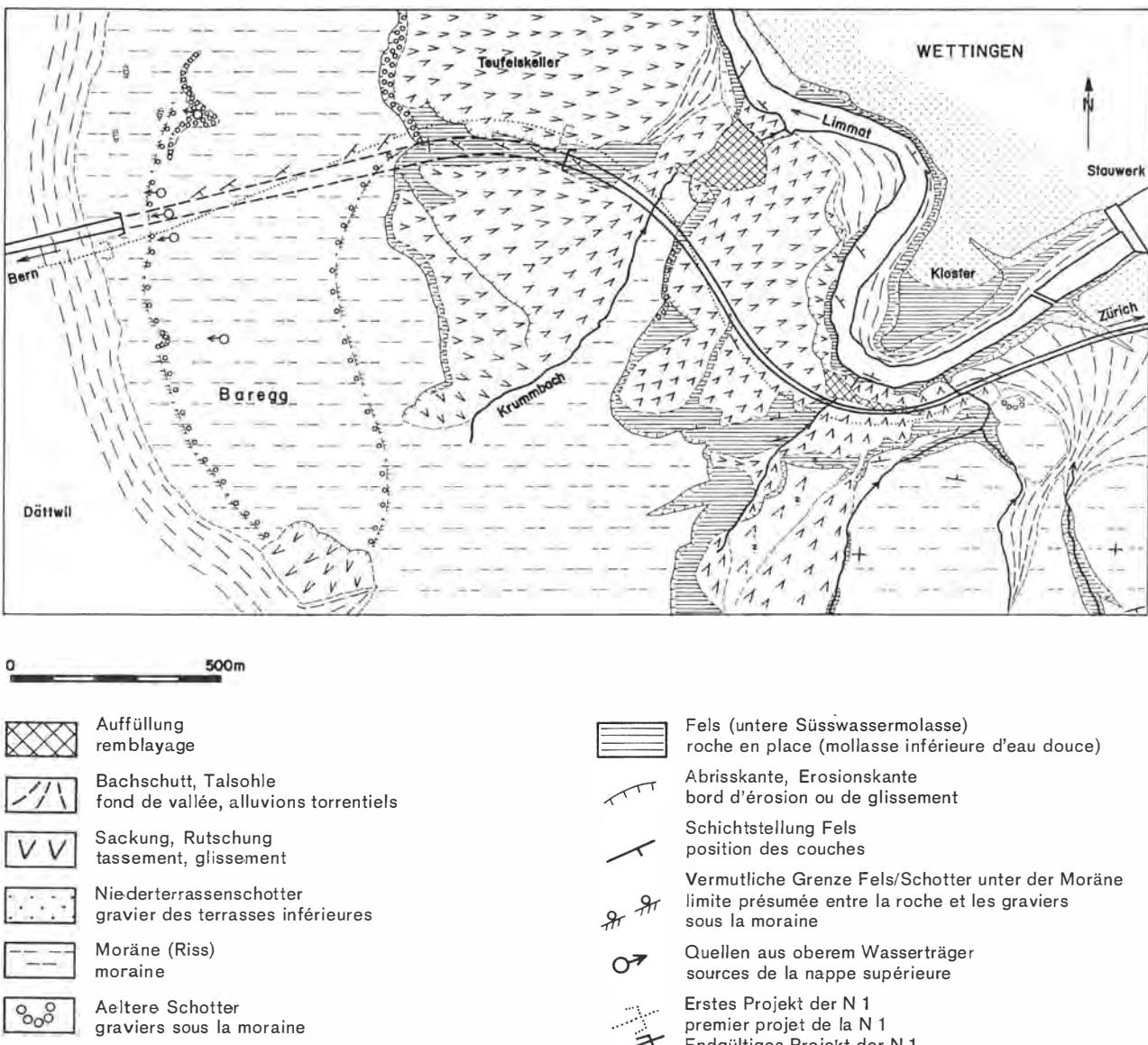


Fig. 1 Carte géologique de la région de Baregg (simplifiée).

sermolasse aufgebaut. Diese Gesteinsschichten sind bei den Faltungen des Juragebirges im Jungtertiär hier verstellt und auch von Störungen durchsetzt worden. Die Felsgesteine werden im Gebiet der Baregg überlagert von eiszeitlichen Schottern, von Moränen und an zahlreichen Stellen auch von Sakkungs- und Rutschmassen.

Die Detailuntersuchung im Gebiet des zukünftigen Trasses der N 1 im Gebiet der Baregg mit Hilfe von Sondierschächten und Sondierbohrungen hat nun ergeben, dass die geologischen Verhältnisse komplizierter sind als dies aus den geologischen Karten von F. Mühlberg (1902) und von G. Senftleben, 1921) zu erwarten war (siehe neue geologische Karte Fig. 1). Auf der Ostseite der Baregg gegen das Limmattal wird das Bild beherrscht von zahlreichen Sackungen und Rutschungen, die z.T. noch aktiv sind. Der sog. Teufelskeller stellt einen alten Abbruch der Molasse dar, wobei die überlagernden, verwitterten Schotter (Deckenschotter nach Mühlberg und Senftleben) zu gewaltigen Blöcken und Türmen zerrissen wurden, dazwischen liegen tiefe Gräben. Diese wilde Topographie mitten im Hochwald hat dem Gebiete zu seinem Namen verholfen. Die Trümmer der Sackung, welche heute nicht mehr aktiv ist, reichen unterhalb des neuen Friedhofes Liebefels z.T. bis zum Ufer der Limmat. Bemerkenswert ist, dass Quellen und Bäche erst im tiefsten Teil auftreten und unsere Bohrungen im Portalgebiet das Grundwasser nicht erreichten, sodass alle Niederschläge in die Tiefe zu dringen scheinen.

Gegen Süden schliessen sich zahlreiche alte, aber z.T. noch aktive Rutschungen an. Diese werden durch relativ schmale Felsrippen unterteilt, welche z.T. mit Moränen bedeckt sind. Das ursprüngliche Tunnelprojekt (punktierte Linie in Abb. 1) sah das Ostportal in einer Mulde nördlich einer solchen Rippe vor. Aufgrund der Oberflächenkonfiguration und der Sondierungen erwies sich deren Untergrund in der Folge aber als tiefgründige Rutschmasse (Abb. 2).

Um den erwarteten baulichen Schwierigkeiten in diesem Rutschgebiet auszuweichen, wurde aufgrund weiterer Sondierungen das Ostportal und der erste Tunnelabschnitt in die Felsrippe, auf die die Geologen schon früher hingewiesen hatten, verlagert, wodurch die Linienführung leicht geändert werden musste (siehe ausgezogene resp. punktierte Linie in Abb. 1, ferner Abb. 2).

Auch die Zufahrtsrampe vom Limmattal, d.h. von Neuenhof über Chlosterrüti bis zum Ostportal, durchquert verschiedene Rutschgebiete, welche auf kurze Strecken von einzelnen Felsrippen unterbrochen werden. Die Studien über Projekt und Stabilitätsprobleme sind hier z.T. noch im Gange.

Auch der bewaldete Westhang der Baregg gegen Dättwil, der oberflächlich einen sehr zuverlässigen Anblick bietet und auch keine Rutschungen aufweist, erwies sich in der Folge aufgrund der Sondierungen voller Überraschungen. Es stellte sich nämlich heraus, dass dort, verdeckt unter Moränen, ein alter Tallauf verborgen ist, dessen Sohle bis in die Kalotte

stone, mais surtout de marnes appartenant à la molasse d'eau douce inférieure. Ces couches de roche ont été plissées et fracturées durant le plissement du Jura, au tertiaire supérieur. Dans la région de Baregg, les roches ont été, de plus, recouvertes de différents terrains meubles, c'est-à-dire de graviers, de moraines et, en de nombreux endroits, de masses de glissements et de tassement.

Les études de détail du futur tracé de la N 1 dans la région de Baregg, études faites à l'aide de forage à carotte et de puits ont montré que les conditions géologiques étaient plus compliquées que prévu au vu des cartes géologiques de F. Muehlberg (1902) et de G. Senftleben (1929) (voir la nouvelle carte géologique de la fig. 1).

Le côté Est du Baregg est dominé par de nombreux tassements et glissements qui, à l'heure actuelle, sont encore en partie en mouvement. Ainsi, le Teufelskeller est un ancien tassement de la molasse. Le congolomérat diluvial recouvrant originellement la roche (Deckenschotter d'après Muehlberg et Senftleben) a été disloqué en énormes blocs entre lesquels se trouvent des fosses profondes. Cette topographie sauvage au milieu d'une forêt a fourni le nom de la région. Les débris de ce tassement, qui n'est plus en mouvement à l'heure actuelle, s'étendent au-dessous du nouveau cimetière de Liebefels jusqu'à la rive de la Limmat. Il est remarquable que des sources et des ruisseaux n'apparaissent que dans la partie la plus basse, et que des forages profonds effectués dans cette région n'aient pas atteint la nappe phréatique, de sorte que toutes les précipitations semblent s'enfoncer dans les profondeurs.

Vers le Sud, se réunissent plusieurs glissements encore partiellement actifs. Ils sont séparés par des crêtes de roche relativement étroites, qui sont partiellement recouvertes de moraine. Le projet initial du tunnel (ligne pointillée de la fig. 1) prévoyait le portail Est dans une dépression au Nord d'une telle crête. La levée géologique et de nombreux sondages ont montré que le sous-sol dans cette zone était une masse de glissement (fig. 2). Pour diminuer les difficultés de construction auxquelles l'on pouvait s'attendre dans une telle zone de glissement, on déplaça, sur la base de nouveaux sondages, le portail Est et le premier tronçon du tunnel dans une des crêtes de rocher que les géologues avaient déjà mentionnée auparavant. Par conséquent, le tracé a dû être légèrement modifié (voir lignes continue et pointillée de la fig. 1 et de la fig. 2).

La rampe d'accès depuis la vallée de la Limmat, c'est-à-dire de Neuenhof jusqu'au portail Est, en passant par Chlosterrüti, elle traverse aussi plusieurs zones de glissement, qui sont interrompues sur de courtes distances par des crêtes de roche isolées. Les études relatives au projet et aux problèmes de stabilité sont ici encore partiellement en cours.

Le versant oriental du Baregg, boisé et exposé en direction de Daettwil, présentait en surface un aspect stable et inspirant toute confiance. Il offrit par la suite, lui aussi, de nombreuses surprises lorsque l'on y fit des sondages. Il apparut une ancienne vallée

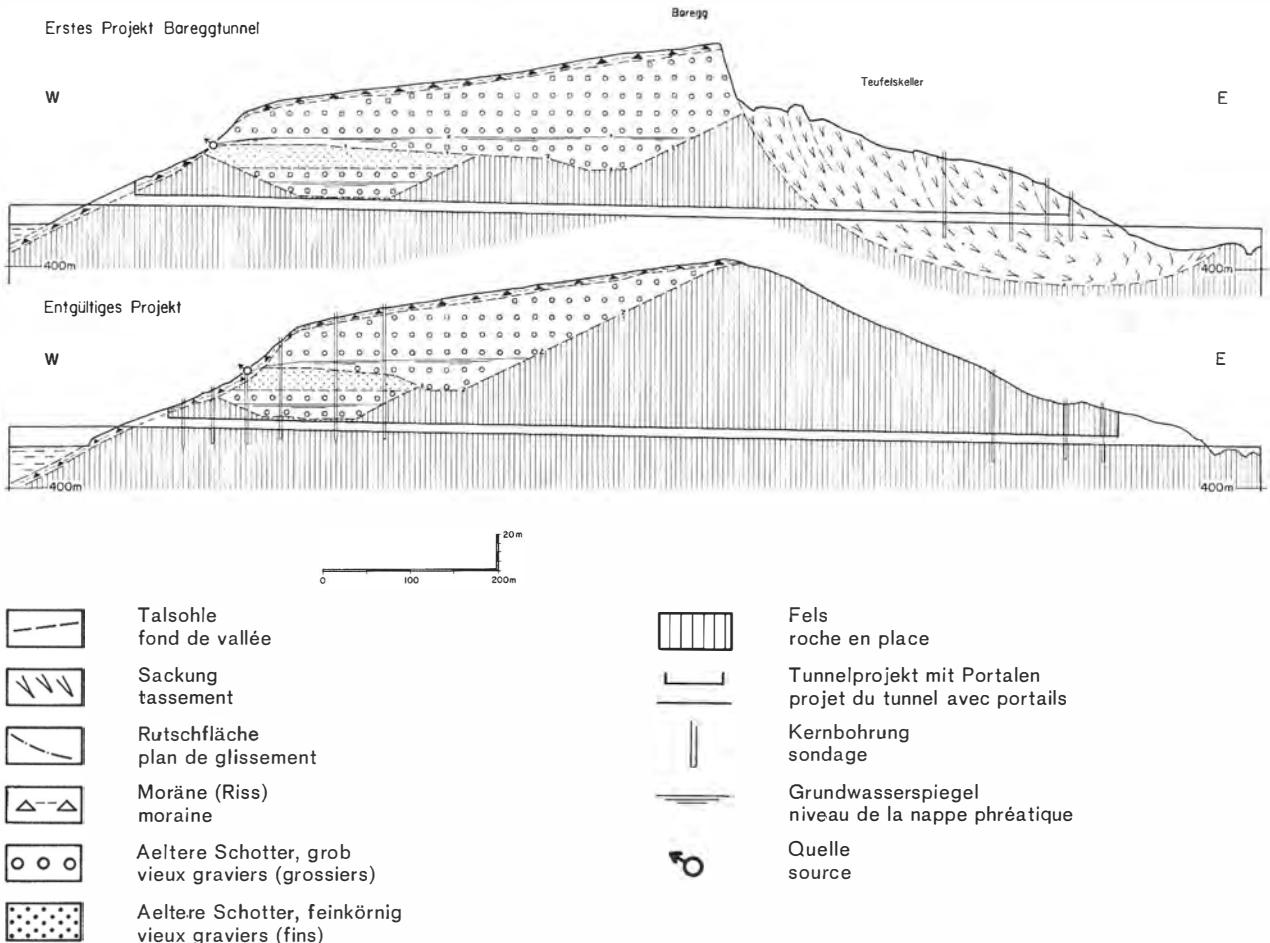


Abb. 2 Geologisches Profil des Baregg-Tunnels, Prognose. Oben erstes, später aufgegebenes Projekt, unten S-Röhre des endgültigen Projekts.

Fig. 2 Profil géologique du tunnel de Baregg, pronostic. En haut, premier projet auquel on a ultérieurement renoncé, en bas, tunnel sud du projet définitif.

des vorgesehenen Tunnels reicht. Vor der letzten Eiszeit hatte sich die Limmat hier tief in den Fels eingefressen, später aber das Tal mit Kies-Sanden, Sanden und Silt wieder aufgefüllt, wobei die Lokalkereste nachträglich durch Kalkausscheidungen teilweise verkittet wurden. In der Folge wurde das ganze Gebiet vom Gletscher überarbeitet und mit Moräne bedeckt, sodass das ehemalige Tal oberflächlich nicht mehr zu erkennen war.

Die Ablagerungen der Limmat werden durch eine un durchlässige, stark siltig-tonige Schicht in 2 Teile aufgespalten, wobei sowohl im oberen wie auch im unteren Stockwerk der Kies-Sande Grundwasser auftritt. Der obere Wasserträger ist durch zahlreiche Ueberlaufquellen und Wasserfassungen schon seit langem bekannt, während der verborgene untere nur durch 2 in Bohrungen eingelassene Wasserbeobachtungsrohre festgelegt und beobachtet werden konnte (siehe Abb. 1, 2 und 4).

Aufgrund der Erfahrungen beim benachbarten, 1959 erstellten Kreuzlibergtunnel der SBB bei Baden wusste man, dass der zu durchhörternde Fels der Unteren Süßwassermolasse bei konventionellen

recouverte de moraines, dont le fond atteignait la calotte du futur tunnel prévu. La Limmat s'était profondément encastrée dans la roche à cet endroit, puis plus tard, cette vallée avait de nouveau été remplie de graviers, de sables et de limons. Les graviers furent ensuite partiellement cimentés par des dépôts calcaires. Par la suite, la région tout entière fut envahie par une avance des glaciers et recouverte de moraine, de sorte que la vallée primitive n'était plus perceptible de la surface. Les dépôts remplissant cette dépression sont partagés en deux étages par une couche imperméable fortement argileuse. De l'eau s'est infiltrée aussi bien dans la couche supérieure que dans l'inférieure. La nappe supérieure était déjà connue depuis longtemps par des captages et des sources, mais la nappe inférieure ne fut découverte que lors des sondages, et observée ensuite par deux piézomètres (voir fig. 1, 2 et 4).

Sur la base des expériences faites en 1959 lors de la construction du tunnel CFF de Kreuzliberg près de Baden, l'on savait que, si l'on utilisait des méthodes d'avancement conventionnelles pour traverser la roche — de la molasse inférieure d'eau douce —,

Vortriebsmethoden zu Quellungen, Aufweichungen und Nachfall neigt, Fliess- und Tropfwasser bringt und — namentlich in Oberflächennähe — häufig klüftig ist.

Aufgrund der Einschätzung des Felses als leicht gebräch bis gebräch wie auch wegen des Auftretens eines epigenetischen, teilweise mit Wasser gefüllten Tales in unmittelbarer Nähe des Tunnelscheitels entschied sich die Bauherrschaft, dem eingangs erwähnten neuen Vortriebsverfahren des Baukonsortiums den Vorzug zu geben; zudem lag dieses Angebot auch preismässig am günstigsten.

Geotechnische Beobachtungen beim Vortrieb der Nordröhre

Zunächst bot der Voreinschnitt im Fels vor dem Ostportal grössere Schwierigkeiten, indem die bergseitige Flanke wohl im Fels lag, dieser aber nur einer schmalen seitlich 30° steil abfallenden Rippe angehörte. Der verbleibende Felskeil zwischen Rutschung und Baugrube wurde im Verlaufe der Arbeit durch die dahinter liegenden durchnässten Lockergesteine im oberen Teil des Krummbachgebietes abgedrückt. In der Folge musste bergseits des Voreinschnittes im Schutze von Spundwänden abschnittsweise eine kostspielige Winkelstützmauer erstellt werden.

Auch die über 15 m hohe Felsböschung am Beginn der Tunnelröhren zeigte bald Risse und Ablösungen, worauf sie gunitiert wurde. Die Risse erneuerten sich, doch zeigte die genaue Beobachtung einzelner Messpunkte zur Hauptsache nur Bewegungen an, die als Folge von Volumenschwankungen der Felsmasse unter dem Einfluss der Temperatur erkannt wurden. Dazu traten lokale Quellvorgänge und Auswirkungen von Sprengungen im Tunnel, doch konnte die Gefahr einer regionalen Felsgleitung aufgrund der geologischen Situation ausgeschlossen werden.

Was nun den eigentlichen Tunnelbau anbetrifft, so bot der Vollausbruch mit anschliessendem Einbau der Tübbingie für den Geologen den Nachteil, dass Gesteine und Lagerung derselben jeweilen nur an der Brust einzusehen waren. Sie konnten dort zudem nur mit einer gewissen Gefahr eingehend untersucht werden, da beim hydraulischen Vortrieb des Schildes ständig Material nachbrach und auch beim Schutteln häufig Nachfallgefahr bestand. Man behaftete sich derart, dass in mehr oder weniger regelmässigen Abständen durch den Geologen oder den Bauleiter die Lagerungs-, Kluft-, Gesteins- und Wasserverhältnisse beim Vortrieb skizziert und diese Skizzen später zu einem durchgehenden Profil kombiniert wurden, wovon Abb. 3 Beispiele zeigt.

Typisch war, wie erwartet, der ständige Wechsel der Gesteinsbänke im Schichtprofil, z. T. aber auch im gleichen Horizont. Braungraue bis blassbunte, stark bunte Mergel, rote Tonsteine, sandige Mergel und Sandsteine, letztere teils mit Knauern und im westlichen Teil häufig mit Oelimpregnation wechselten ab. Die Schnittgeraden der Schichtflächen mit der Brustfläche fielen meist schief und zwar erst mit $20\text{--}45^{\circ}$ in nördlicher Richtung, nach einer

il y avait des risques d'amenées d'eau sous forme de sources ou de suintements, ce qui aurait provoqué un gonflement des parois et éventuellement des éboulements locaux. On savait également que la roche était fréquemment fissurée, surtout vers la surface.

Etant donné que l'on avait estimé la roche comme légèrement friable, voire friable, et vu la présence d'une vallée épigénique remplie d'eau dans le voisinage immédiat de la calotte du tunnel, le maître de l'œuvre s'est alors décidé à donner la préférence à la nouvelle méthode d'avancement proposée par le consortium, méthode qui avait aussi l'avantage d'être la plus économique.

Observations géotechniques au cours de l'avancement du tunnel Nord

Des difficultés apparurent immédiatement lors de l'excavation de la tranchée ouverte devant le portail Est. Bien que le flanc amont ait été dans la roche, celle-ci n'appartenait qu'à une étroite crête inclinée de 30° . Au cours des travaux, le coin de roche restant entre la fouille et le glissement s'affondra sous la poussée de la masse de glissement gorgée d'eau se trouvant derrière la crête rocheuse. Par la suite, à l'amont de la tranchée ouverte, il fallut construire par tronçons un onéreux mur de soutènement à l'abri d'un rideau de palplanches.

Le talus rocheux de 15 m de haut au front du tunnel fit apparaître lui aussi des fissures, des éboulis de roche et il fut ensuite gunité. Les fissures se renouvelèrent, mais l'observation exacte de points de repère isolés ne montra que des mouvements dus aux variations de volume de la masse rocheuse sous l'effet de changements de température. Toutefois, au vu de la situation géologique générale, le danger d'un glissement régional de la roche put être considéré comme exclu.

En ce qui concerne la construction du tunnel proprement dite, l'excavation à section complète avec soutènement immédiat par tubage était très désavantageuse pour les géologues qui ne pouvaient observer la roche et la disposition des couches qu'au front de taille. De plus, il y avait du danger à effectuer une étude approfondie car, par suite de l'avancement hydraulique du bouclier, la roche se disloquait et s'écroulait et, lors du marinage, il subsistait un grand danger d'éboulement. On se tira d'affaire en faisant faire des croquis géologiques au front de taille, à des intervalles plus ou moins réguliers, soit par le géologue, soit par le chef de chantier. Ces croquis ont été ultérieurement combinés en un profil continu dont la figure 3 montre des exemples.

Comme prévu, on trouva l'alternance des couches de différents bancs de roche: des marnes brun-gris ou multicolores, pâles ou aux couleurs vives alternaien avec des argiles rouges, des marnes sableuses et des grès, ces derniers partiellement avec nodules, et dans la partie Ouest fréquemment avec imprégnation bitumineuse. L'intersection du front de taille avec les plans des couches était la plupart du temps oblique, d'abord de 20° à 45° vers le

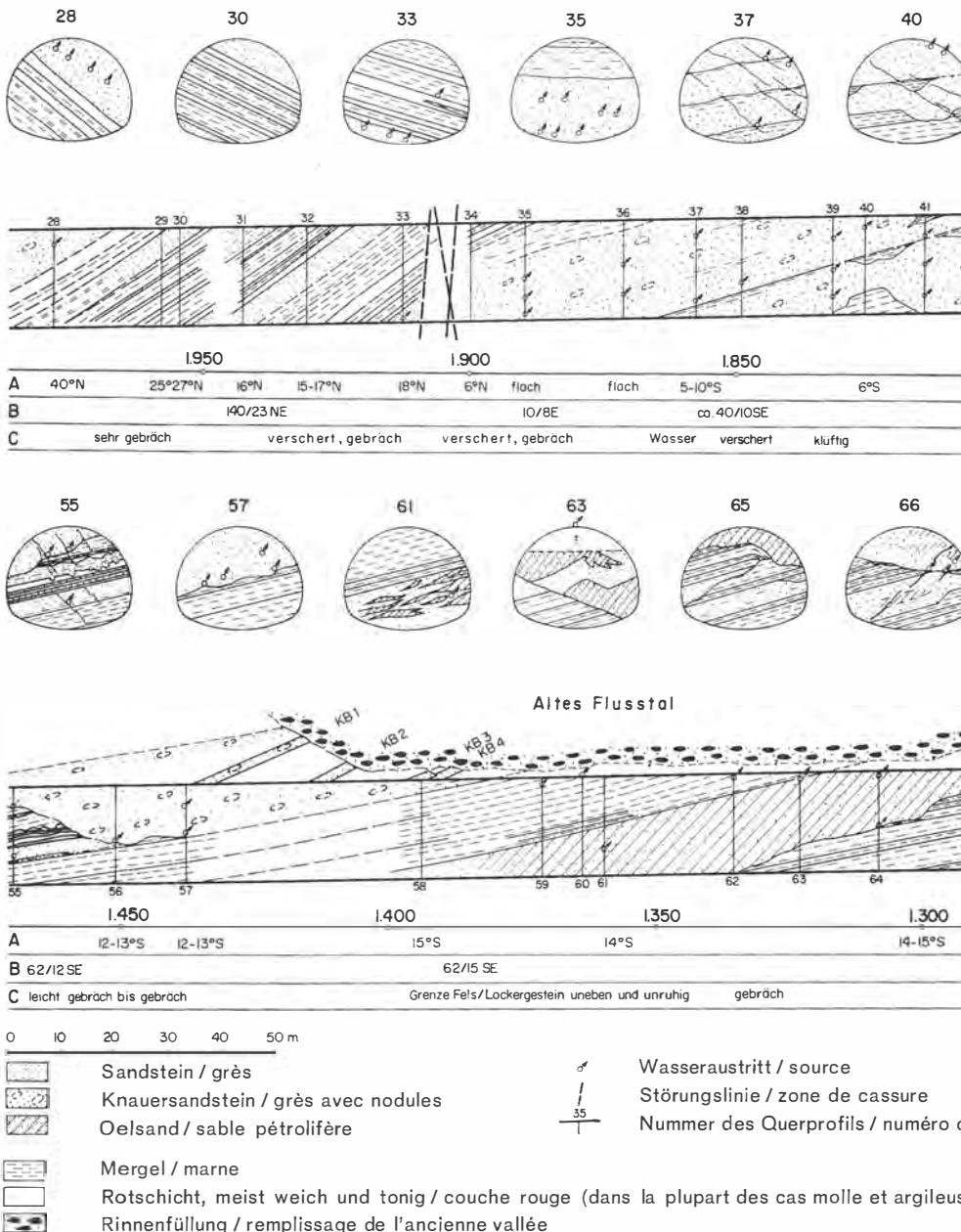


Abb. 3 Ausschnitte des geologischen Tunnelprofils der N-Röhre des Baregg-Tunnels mit einzelnen Aufnahmen der Brust und konstruiertem Längsprofil. Unterhalb Längsprofil Kilometrierung, dann Kolonne A mit scheinbarem Schichtfallen in Brust, Kolonne B mit effektiver Schichtstellung (1. Zahl Streichen, z. B. N 62 E, 2. Zahl Fallen), Kolonne C mit Bemerkungen.

Verflachung später aber mit 10–15° gegen Süden ein (Abb. 3, oberer Teil). Lokal war das Gestein geklüftet und verschert, im allgemeinen gebräch bis leicht gebräch.

Als sich der Vortrieb dem alten Teil näherte, dessen Konfiguration nur durch total 10 Sondierungen abgetastet worden war, wurde dessen genaue Lage durch Bohrungen fixiert, welche aus dem Tunnel schief aufwärts vorgetrieben wurden (siehe Abb. 3,

Fig. 3 Partie du profil géologique en long du tunnel nord, avec relevés isolés fait au front de taille: A pendages apparents des couches au front de taille; B pendages effectifs (premier nombre – direction, deuxième nombre – inclinaison); C remarques.

Nord, puis horizontale, puis de 10° à 15° vers le Sud (fig. 3, partie supérieure). Localement, la roche était fissurée, friable à légèrement friable.

Lorsque l'avancement approcha de l'ancienne vallée, dont la configuration était sommairement délimitée par 10 sondages seulement, l'emplacement exact fut déterminé par des forages obliques dirigés vers le haut, percés depuis le tunnel (voir fig. 3, profil inférieur, forages KB - 1 à 4).

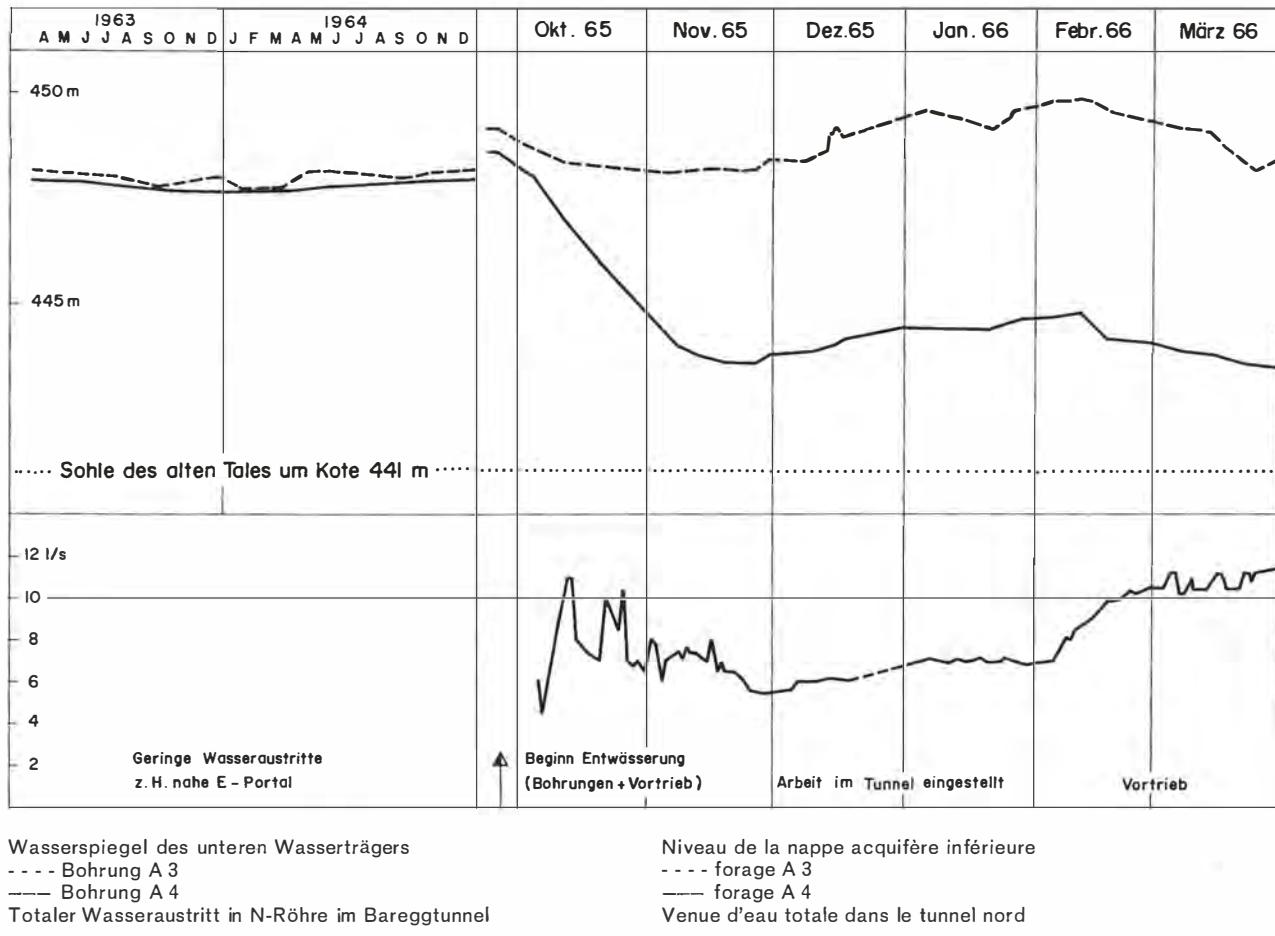


Abb. 4 Verhalten des Wasserspiegels des unteren Grundwasserträgers, Beobachtungsrohre nahe Baregg W-Portal (oben) und totaler Wasseraustritt aus der N-Röhre des Baregg-Tunnels (unten). Horizontal: Zeit, wobei der Maßstab für die Jahre 1963/64 einerseits und für die Monate Oktober 1965 bis März 1966 anderseits verschieden ist.

Fig. 4 Comportement du niveau d'eau de la nappe aquifère inférieure, niveau piézométrique près du portail ouest (en haut), et venue d'eau totale dans le tunnel de Baregg nord (en bas). Horizontalement: temps. Les échelles pour les années 1963/64 sont différentes de celles du mois d'octobre 1965 à mars 1966.

unteres Profil, Bohrungen KB 1–4). Auf diese Weise konnte zugleich die Entwässerung eingeleitet werden. Durch Beobachtung der Wasserstandsrohre wusste man, dass der Spiegel des unteren Grundwasserträgers um Kote 447,5–449 m schwankte, während die Tunnelsohle um 433 m, d. h. bis zu 16 m tiefer lag (Abb. 4), so dass ein Wassereinbruch zu befürchten war. Nach einer ersten Entwässerungsphase durch Bohrungen wurde der Tunnel weiter vorgetrieben, wobei die Abschlagslänge von 4 m auf 2 m reduziert und am «Schild» Querbalken als Sicherung gegen grössere Nachbrüche montiert wurden. War bisher der Wasseranfall aus Klüften und Störungszonen im Tunnel nur gering gewesen, so stieg er nun zeitweise auf 11 l/s, kurzfristig auf 40 l/s, an, wobei sich der Wasserspiegel im Beobachtungsrohr der Bohrung B 4 über der S-Röhre in 1½ Monaten um 5 m absenkte. Erstaunlicherweise blieb dagegen der Spiegel in Bohrung A 3 ungestört, trotzdem der Vortrieb unter dieser Stelle hindurchführte. Dies dürfte damit zusammenhängen, dass der untere

Ces sondages de prospection permirent en même temps le drainage de l'ancienne vallée. En observant les tubes piézométriques dans les sondages de surface, l'on savait que le niveau de la poche d'eau inférieure oscillait entre les altitudes 447,5 m à 449 mètres, alors que le toit du tunnel se trouvait à 433 m, c'est-à-dire de 14,5 à 16 m plus bas (fig. 4), de sorte qu'une venue d'eau était à craindre. Après une première phase de drainage par forages, l'avancement du tunnel fut poursuivi avec des volées réduites de 4 m à 2 m, et avec des poutres transversales montées sur le bouclier, en guise de protection contre les éboulements importants pouvant surgir après coup. Jusqu'alors, les venues d'eau dans le tunnel, originaire des failles et des zones bouleversées, n'avaient été que très faibles, mais à cet endroit, elles augmentèrent jusqu'à 11 l/s, et pendant de courtes périodes atteignirent même 40 l/s, alors que le niveau d'eau dans le piézomètre du forage B 4, au-dessus du tunnel Sud, s'abaissait de 5 m en 1 mois et demi. Par contre, le niveau dans le forage

Grundwasserträger durch zahlreiche, wenig durchlässige Lagen aufgespalten und unterteilt ist, wobei nur die Kiesschichten in Bohrung B 4 mit jenen unmittelbar über dem Tunnel direkte Verbindung besitzen. Dieser Umstand wie auch die leichte Verkitzung der groben, schlecht sortierten Lockergesteine direkt über dem Tunnel dürften neben der behutsamen Art des Vortriebes dafür verantwortlich sein, dass das alte Tal relativ stetig und ruhig entwässert werden konnte und dass grössere Materialeinbrüche vermieden wurden. Beim weiteren Vortrieb stieg die anfallende Wassermenge allmählich an, während sich eine Arbeitspause infolge Reparatur des «Schildes» im Dezember 1965/Januar 1966 in einer Abnahme der Wassermenge und einem allmählichen Anstieg des Grundwasserspiegels abbildete. Wie in Abb. 3 im unteren Teil zu erkennen ist, streifte der Scheitel des Tunnels die Sohle des alten Tales auf eine Länge von 110 m, wobei aber zufälligerweise die Grenzfläche das Tunnelprofil nie ganz erreichte, so dass der Vortrieb durchwegs in Fels erfolgte, durch Nachfall das kiesige, meist verkitzte Material aber sichtbar wurde. Westlich dieser kritischen Strecke nahm die Felsüberdeckung wieder zu, sodass die Vortriebsleistungen anstiegen. Mit Annäherung an das W-Portal wirkte sich allerdings bald die bis zu 8 m tief greifende Oberflächenverwitterung derart aus, dass das Gestein grösstenteils brüchig und weich wurde, so dass dort in den letzten 50 m des Tunnels der hydraulische Vorschub des Stahleinbaues allein für den Vortrieb genügte. Bedeutende Schwierigkeiten entstanden aber dadurch, dass nahe der Sohle eine harte, feste Sandsteinbank lag, welche gesprengt werden musste, wobei der «Schild» infolge der grossen Härteunterschiede im Tunnelprofil nun zum Abdrehen tendierte. Als die Ueberlagerung nur noch ca. 5 m betrug, erfolgte ein Einbruch bis an die Oberfläche, worauf im verbleibenden Abschnitt das Material über dem Tunnelscheitel im Tagbau entfernt wurde, was einen weiteren Vortrieb des «Schildes» ermöglichte.

Abb. 5 Tunnelbrust am 24. September 1965. Das Fallen der Schichten gegen links (S) ist deutlich sichtbar; oben Sandstein, unten Mergel, u. a. die Rotschichten. Foto M. Gautschi.



A 3 resta, d'une façon étonnante, inchangé, malgré que l'avancement ait passé sous cet emplacement.

Cela pouvait être en relation avec le fait que le gravier inférieur était divisé en de nombreuses couches peu perméables, et que les couches de graviers du forage B 4 avaient une relation avec celles qui se trouvaient immédiatement au-dessus du tunnel. Grâce à l'avancement soigneux et à un léger cimentage des blocs et des graviers qui se trouvaient juste au-dessus du tunnel, on put drainer l'ancienne vallée de façon continue et éviter de gros éboulements. Au cours de l'avancement ultérieur, le débit des venues d'eau augmenta graduellement, tandis qu'un arrêt du travail pour réparation du bouclier en décembre 65 et janvier 66 se traduisit par une diminution du débit et une remontée du niveau de la nappe souterraine.

Comme on peut le remarquer sur la partie inférieure de la fig. 3, la calotte du tunnel longea sur 110 m le fond de l'ancienne vallée. Mais le hasard voulut que la surface du tunnel n'atteignit jamais complètement le fond de cette dernière, de sorte que l'avancement eut toujours lieu dans la roche. Pourtant, par suite d'éboulements, le remplissage graveleux et fortement cimenté fut visible. A l'Ouest de ce tronçon critique, le recouvrement rocheux augmenta à nouveau, de sorte que les avancements furent plus grands. A mesure que l'on approchait du portail Ouest, les influences de la surface, allant jusqu'à une profondeur de 8 mètres, se firent sentir. La roche était pour la plus part cassante et molle, si bien que dans les derniers 50 m du tunnel, le déplacement hydraulique du bouclier suffit seul à l'avancement. Mais des difficultés notables surgirent, du fait qu'au voisinage de la base du tunnel se trouvait une couche solide de grès dur qui dut être dynamitée. Quant au bouclier, à cause des différences de duretés sur un même profil, il tendait à basculer.

Un éboulement atteignant la surface se produisit, alors que le recouvrement ne faisait qu'environ 5 mètres, si bien que, dans le tronçon du tunnel restant, le marinage put être effectué à l'air libre à travers la calotte du tunnel, permettant de ce fait un avancement jusqu'au but.

Perspectives

L'avancement du tunnel Sud, qui, à l'inverse du projet, se fera après celui du tunnel Nord, à cause de glissements au portail Est, rencontrera, à peu de choses près, les mêmes conditions géologiques que le tunnel Nord. Le premier tronçon aurait pu offrir de plus grandes difficultés, dues à la proximité immédiate d'une zone perturbée et de masses de glissement gorgées d'eau. Dans la région de l'ancienne vallée, on ne peut cependant pas prédire si

Fig. 5 Front de taille le 24.9.1965. L'inclinaison des couches vers la gauche (sud) est clairement visible. En haut — grès; en bas — marne, en partie rouge. Photo M. Gautschi.

Ausblick

Der Vortrieb der Südröhre, welcher wegen der Rutschung am Ostportal im Gegensatz zum Projekt demjenigen der Nordröhre nachfolgt, wird nahezu dieselben geologischen Verhältnisse wie bei der Nordseite antreffen, wenn auch das erste Teilstück wegen der unmittelbaren Nähe einer Störungszone und einer durchnässten Rutschmasse grössere Schwierigkeiten bieten dürfte. Im Gebiete des alten Tales kann indessen nicht genau vorausgesagt werden, ob der Talboden dort tiefer in die Röhre greift und ob der Verkittungsgrad der Schotterfüllung ähnlich wie bei der Nordröhre ist.

Bezüglich des neuen, hier angewandten Vortriebsverfahrens im Vollausbruch sieht der Geologe gegenüber der klassischen Methode Vorteile, indem der quellfähige Fels nur kurze Zeit exponiert wird und durch die Tübbinge im ganzen Profil sofort wieder geschützt und unter Spannung gebracht wird.

¹⁾ Siehe A. von Moos und N. Pavoni: Oelimpregnationen in der Unterer Süsswassermolasse im Kreuzlibergtunnel bei Baden, Kt. Aargau. Bull. Verh. Schweiz. Petrol. Geol. und Ing. Vol. 26, 1959.

le fond de celle-ci touchera le tunnel, ou si le cimentage du remplissage sera analogue à celui du tunnel Nord.

En ce qui concerne la nouvelle méthode d'avancement appliquée ici, le géologue y voit les avantages suivants, par rapport à la méthode classique: la roche, sensible au gonflement, n'est exposée que pendant un laps de temps très court et est à nouveau immédiatement protégée et remise en contrainte sur tout le profil grâce au tubage.

cf. A. von Moos et N. Pavoni: Imprégnations pétrolières de la molasse inférieure d'eau douce au tunnel de Kreuzlibaden près de Baden, Canton d'Argovie, Bulletin de l'Union des pétroliers, géologues et ingénieurs suisses, volume 26, 1959.

Die Projektierung

**Wolfgang Veigl, Oberingenieur
Motor-Columbus AG, Baden**

Der 1130 m lange Bareggstunnel wird als Bestandteil einer Nationalstrasse 1. Klasse mit eigenen Fahrbahnen für beide Verkehrsrichtungen zweiröhrig angelegt, wobei jede Tunnelröhre zwei Fahrspuren aufweist.

Die N 1 verlässt das Limmatatal, von Zürich kommend, vor dem Engpass Baden in westlicher Richtung. Dieses Abschwenken erfolgt in Form einer langgezogenen S-Kurve, deren letzter Teil in den Tunnel reicht und an die sich eine Gerade anschliesst. Aus verschiedenen Gründen war es nicht möglich, vor dem westlichen Tunnelende wiederum eine Kurve anzutragen, obwohl dies wegen des Lichteinfalles wünschenswert wäre. Im Hinblick auf wirtschaftliche Bauvorgänge mussten die beiden Tunnelröhren auf einen Achsabstand von ca. 30 m gebracht werden. Dies hatte einerseits ungleiche Tunnellängen zur Folge, nämlich 1142 m für die Nordröhre und 1120 für die Südröhre, anderseits eine Unsymmetrie der beiden Fahrbahnachsen zueinander auf einer Strecke von ungefähr 2,5 km. Beide Tunnelröhren sind in ihren Viertelpunkten durch Verbindungsstollen miteinander verbunden. Ihre Aufgabe besteht darin, dem Ueberwachungspersonal den Querverkehr zu ermöglichen und entsprechende Fluchtwege zu schaffen, falls es aus irgendeinem Grunde erforderlich wäre, einen Verkehrsraum auf kurzem Wege zu verlassen. Beide Tunnelröhren weisen in westlicher Richtung eine Steigung von 1 Prozent auf. Dies ist vor allem für die künstliche Belüftung von Bedeutung,

L'élaboration du projet du tunnel de Baregg

**Wolfgang Veigl, ingénieur
Motor-Columbus S. A., Baden**

Le tunnel de Baregg, long de 1130 m, fait partie d'une route nationale de première classe, à chaussées séparées. Il est réalisé sous forme de deux galeries, une pour chaque sens, chacun des tunnels comportant deux voies de circulation.

La N., venant de Zurich et se dirigeant vers l'ouest, quitte la vallée de la Limmat avant le goulot d'étranglement de Baden. Cette séparation est réalisée sous forme de courbe en S étiré, dont la dernière partie atteint le tunnel, et à laquelle est raccordé un alignement droit. Il n'a pas été possible, pour diverses raisons, de placer encore une courbe devant l'extrémité ouest du tunnel, bien que cela eut été souhaitable, vu l'incidence de la lumière.

Pour des raisons économiques d'exécution, les deux tunnels devaient être distants de 30 m entre les axes. Ceci a pour conséquences, d'une part des longueurs différentes, pour les deux tunnels (1142 m pour le tunnel Nord et 1120 m pour le tunnel Sud), d'autre part une symétrie des axes des deux chaussées sur une distance d'environ 2,5 km. Les deux tunnels sont reliés aux quarts de leur longueur par des galeries de liaison. Le but de ces galeries est de permettre la circulation transversale du personnel de contrôle, et d'offrir des accès de secours dans le cas où il serait nécessaire d'évacuer rapidement l'un des tronçons.

Les deux tunnels présentent, en direction de l'ouest, une montée de 1 pour-cent. Cela a une grande im-

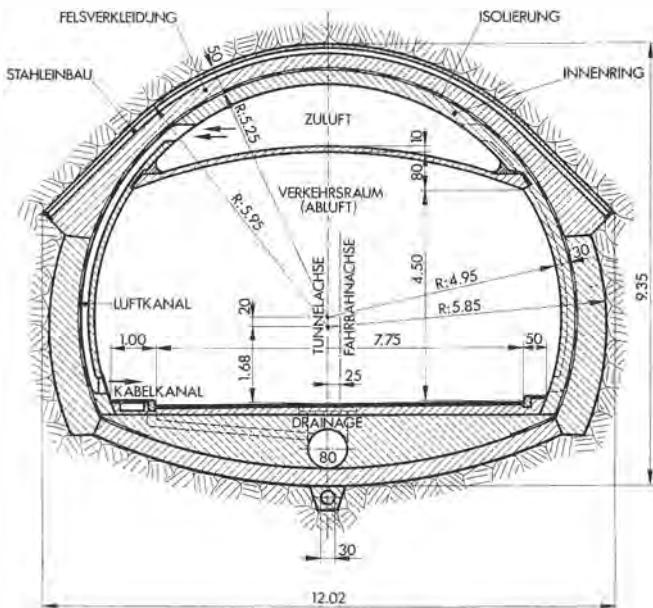


Abb. 1 Tunnelnormalprofil, wie es im allgemeinen Bauprojekt vorgesehen worden war. Felssicherung mit Stahleinbau, Felsgleidung mit Ortsbeton.

da die Abgasproduktion der Fahrzeuge mit zunehmender Steigung rasch wächst.

Die Konstruktion des Tunnelnormalprofils hatte sich auf die vorgeschriebenen Abmessungen des Verkehrsraumes zu beziehen; im weiteren war den vorliegenden geologischen Verhältnissen und der Notwendigkeit einer künstlichen Belüftung gebührend Rechnung zu tragen. Die 7,75 m breite Fahrbahn wird auf der einen Seite von einem 1 m breiten, auf der anderen Seite von einem nur 0,5 m breiten, um 15 cm gegenüber der Fahrbahn erhöhten Sicherheitsstreifen begrenzt. Die lichte Höhe des eigentlichen Verkehrsraumes über der Fahrbahn misst unter Beachtung der Querneigung mindestens 4,50 m. Die Konstruktion des Tunnelgewölbes erforderte vor allem die Berücksichtigung der vorliegenden geologischen Verhältnisse. Da ein sogenannter Vollvortrieb, also der Ausbruch des ganzen Querschnittes von rund 90 m², nach den üblichen Baumethoden nicht in Frage kam, musste für das Bauprojekt eine partielle und möglichst wirtschaftliche Lösung gefunden werden. Das erste Projekt sah einen Vortrieb des Kalottengewölbes unter eventueller Zuhilfenahme eines entsprechenden Richtungstollens vor. Da das Gebirge als stark gebräck bis druckhaft erkannt worden war, mussten stählerne Einbaubogen und Verzüge dazu beitragen, das Gebirge bis zur Erstellung des Betongewölbes am Nachbruch zu hindern. Erst nach erfolgter Gewölbeverkleidung war vorgesehen, den eigentlichen Kern, die beiden Widerlager und die Sohle auszubrechen und zu verkleiden. Der grosse Anteil an quellendem Mergelgestein gab den Anlass, ein durchgehendes Sohlengewölbe vorzusehen, dessen Gewölberaum die Ent-

Fig. 1 Section-type de tunnel, telle qu'elle avait été prévue dans le projet général. Etayage de la roche par des cintres d'acier, revêtement de la roche par du béton in situ.

portance pour la ventilation, car la production de gaz d'échappement par les véhicules croît rapidement avec la pente.

La conception du profil-type du tunnel découle des dimensions prescrites de l'espace nécessaire au trafic. Pour le reste, il a fallu tenir largement compte des conditions géologiques existantes et de la nécessité d'une ventilation. La chaussée de 7,75 m de large est limitée des deux côtés par des trottoirs de sécurité surélevés de 15 cm; l'un de ces trottoirs a 1 m de largeur, l'autre seulement 0,50 m. La hauteur libre au-dessus de la chaussée proprement dite est de 4,50 m au minimum, compte-tenu des pentes transversales.

La construction de la voûte du tunnel exigea avant tout la prise en considération des conditions géologiques existantes. En utilisant les procédés de construction classiques, il était impossible d'envisager un avancement à pleine section, c'est-à-dire l'excavation du profil complet de 90 m². Il a donc fallu trouver, pour le projet d'exécution, une solution de compromis, la plus avantageuse possible. Le premier projet prévoyait l'excavation au préalable de la calotte de voûte, avec éventuellement une galerie d'avancement correspondante.

Etant donné que le terrain avait été reconnu très disloqué et susceptible de pression, on pensait qu'il faudrait placer des cintres en acier et des marchants qui devraient éviter l'écroulement de la roche avant voûte en béton.

Ce n'est qu'après le bétonnage de la voûte seulement, que l'on prévoyait d'excaver le noyau proprement dit, les piedroits et le radier, puis de les revêtir de béton.

En raison de la grande proportion de marne, avec possibilités de sources, on avait prévu une voûte-semelle continue. L'espace offert par la partie cintrée devait remplir la fonction d'évacuateur d'eau, et devait être, par ailleurs, remplie de béton drainant. Au point le plus bas de la section de la voûte-semelle devait être disposé un collecteur, interrompu tous les 75 m par des puits de visite.

On devait s'attendre à trouver des eaux souterraines, surtout dans la partie ouest du tunnel, c'est la raison pour laquelle on avait prévu une étanchéité continue sur la voûte, supportée par un anneau intérieur bétonné. Cet anneau devait aussi contenir les canaux d'aération, et servir de piedroit à une fausse voûte, légèrement bombée, qui aurait mérité ainsi un espace dans la calotte, espace devant servir au transport de l'air frais.

Ultérieurement, les soumissions pour les travaux de génie civil du tunnel mobilisèrent tout le savoir et les moyens d'application des entreprises intéressées à l'exécution. Il apparut alors que la méthode la moins chère et la plus avantageuse était celle appelée communément sous le nom de «procédé du bou-

Abb. 2 Tunnelnormalprofil, wie es im Zusammenhang mit dem Schildvortrieb zur Ausführung kommt. Felssicherung durch den Schild, Felsverkleidung mit Tübingen (Betonfertigteile).

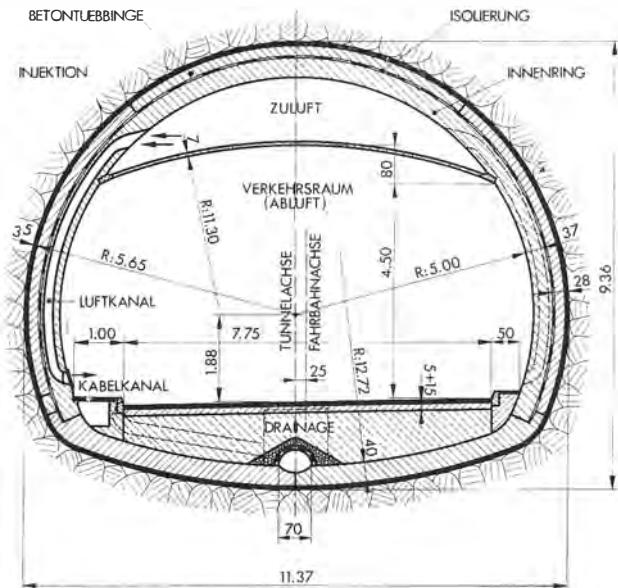


Fig. 2 Section-type de tunnel, telle qu'elle est exécutée avec l'avancement par le procédé du bouclier, revêtement avec éléments de tubage (pièces préfabriquées en béton).

wässerung aufzunehmen hatte und im übrigen mit Sickerbeton zu füllen war. Nur die zentrale Tunnelkanalisation, ein alle 75 m von Kontrollschränen unterbrochener Sammler, hatte unter dem Sohlgewölbe im tiefsten Punkt des Querschnittes Platz gefunden. Da vor allem in der westlichen Tunnelhälfte mit Bergwasser gerechnet werden muss, wurde eine durchgehende Gewölbeisolation vorgesehen, die von einem betonierten Innenring gestützt wird. Dieser Innenring hat auch die Luftkanäle aufzunehmen und dient als Widerlager der leicht gewölbten Zwischendecke, die auf diese Weise in der Kalotte einen Raum ausspart, der dem Transport der Frischluft dient. Die spätere Submission der Arbeiten für den Bau des Tunnels mobilisierte auch das Können und die einsetzbaren Möglichkeiten der an der Ausführung interessierten Unternehmungen. Hierbei zeigte sich die, hier fälschlich, aber üblicherweise als Schildvortrieb bezeichnete Baumethode als wirtschaftlich günstigste Lösung. Die eigentliche Schildbauweise ist seit vielen Jahren bekannt und fand beim Tunnelbau in England vielfach Anwendung. Der vorliegende Vortrieb bedarf jedoch keines eigentlichen Schildes, sondern nur des Vortriebzyinders, der den Vollausbruch gestattet und gleichzeitig das gebräche Gebirge satt abstützt. Dieser stählerne Zylinger, der in diesem Falle keine geschlossene Kreisform aufweist, besitzt eine Länge von ca. 6 m und wird mittels am ganzen Umfang verteilter Pressen in das Gebirge eingedrückt. Das hiefür nötige Ringwiderlager wird jeweils von der Betonverkleidung gebildet, die aus vorfabrizierten, armierten Betontübbingen besteht, die im Schutze des stählernen Zylinders eingebaut werden. Diese Bauweise, die von der Firma Schafir & Mugglin AG, Zürich, für den Bareggstunnel entwickelt worden ist, brachte eine generelle Umdisposition des Tunnelquerschnittes bis Innenkante Gewölbeverkleidung.

Die Längen der beiden Tunnelröhren mit 1142 m und 1120 m sowie der als Berechnungsbasis anzunehmende unbehinderte Verkehr von 3600 Personenwagen pro Stunde (PWE/h) und Richtung machten von allem Anfang an klar, dass eine künstliche Belüftung erforderlich ist. Eingehende technische und wirtschaftliche Untersuchungen haben ergeben, dass dem System der Halbquerlüftung mit Frischluftzufuhr vom Ostportal der Vorzug zu geben ist.

Das am Ostportal zwischen den beiden Tunnelröhren im Tagbau angeordnete Betriebsgebäude ist mit den Ventilatorenstationen kombiniert. Je zwei gleich grosse Axialgebläse saugen die Frischluft durch einen kurzen Schacht an und drücken sie in die Luftkanäle der beiden Tunnelröhren. Da an jedem Portal eine Länge von ca. 50 m unbelüftet bleibt, ergeben sich belüftete Tunnellängen von 1042 m für die Nordröhre (steigender Verkehr) und 1020 m für die Süd-

clier», bien que cette dénomination soit inexacte dans le cas présent. Le procédé du bouclier est connu depuis de nombreuses années et fut utilisé principalement lors de constructions de tunnels en Angleterre. La méthode d'avancement, dans le cas du tunnel de Baregg, ne nécessitait pas un bouclier proprement dit, mais un cylindre permettant l'excavation à section totale et l'étayage complet de la roche. Ce cylindre d'acier, qui ne pouvait pas présenter une section circulaire fermée, devait avoir une longueur d'environ 6 m et être enfoncé dans la roche à l'aide de presses réparties sur tout le pourtour. L'appui nécessaire sur la circonférence devait être constitué par l'anneau de revêtement en béton, formé lui-même d'éléments de tubage armés et préfabriqués, montés à l'abri du cylindre d'acier. Ce procédé de construction, spécialement mis au point pour le tunnel de Baregg par la maison Schafir & Mugglin S.A., Zurich, apporta une modification générale de la section du tunnel jusqu'aux arêtes intérieures du revêtement de la voûte.

Les longueurs (1142 m et 1120 m) des deux tunnels, ainsi que la base de calcul admise pour le trafic — 3600 voitures passant sans aucune restriction, par heure et par direction —, rendaient évidente, dès le début, la nécessité d'une ventilation forcée. Des études économiques et techniques approfondies ont montré que l'avantage devait être donné à un système de ventilation transversal par moitiés, avec amenée d'air frais depuis le portail Est.

Le bâtiment de service, disposé à l'air libre, entre les portails Est des deux tunnels, est combiné avec les stations de ventilation. Deux souffleries coaxiales identiques par tunnel aspirent l'air frais par un puits court et l'insufflent dans le canal à air du tunnel correspondant. A chaque portail, une longueur d'environ 50 m reste non ventilée artificiellement, ainsi les

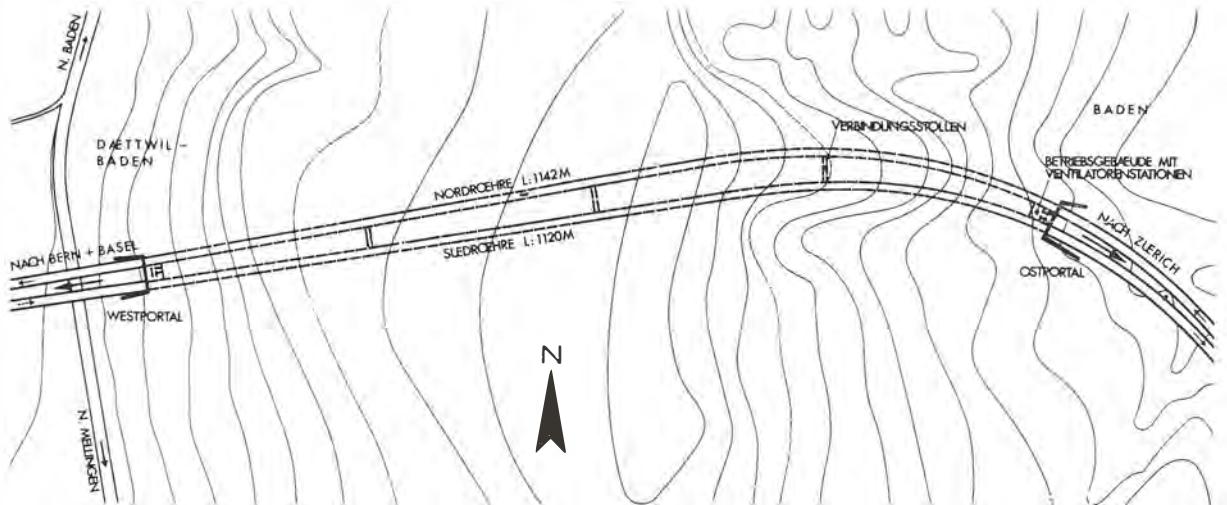


Abb. 3 Situation des doppelröhigen Bareggtunnels, Betriebsgebäude mit Ventilatorenstationen und Verbindungsstollen.

Fig. 3 Situation du tunnel double de Baregg, bâtiment de service avec stations de ventilation et galeries liaison.

röhre (fallender Verkehr). Von diesem Luftkanal zweigen an beiden Seiten alle 5 m Verteilkanäle ab, durch welche die Frischluft in Auspuffhöhe in den Verkehrsraum eingeblasen wird. Der Betrieb der Ventilation richtet sich nach den jeweiligen Luftverhältnissen, die ihrerseits von der Art und der Stärke des Verkehrs abhängig sind. Da das vor allem von Benzimotoren in erheblichen Mengen produzierte Giftgas Kohlenmonoxyd (CO) völlig farb- und geruchlos ist, sind spezielle Einrichtungen vorgesehen, um die Konzentration dieses Giftgases laufend zu messen und zu registrieren. Neben den Belüftungseinrichtungen sorgt eine moderne Beleuchtung in Form beidseits angeordneter Leuchtstoffröhren für die Sicherheit der Verkehrsteilnehmer. SOS-Tele-

longueurs ventilées artificiellement deviennent 1042 m pour le tunnel Nord, et 1020 m pour le tunnel Sud (trafic descendant). Du canal à air principal de chaque tunnel, bifurquent tous les 5 m, de chaque côté, des conduits de répartition, qui soufflent de l'air frais dans l'espace réservé au trafic, à la hauteur des pots d'échappement.

La marche de la ventilation se règle d'après les conditions d'aération du moment, qui dépendent elles-mêmes de la nature et de l'intensité du trafic. Des appareils spéciaux ont été prévus pour mesurer et enregistrer de façon continue la concentration en oxyde de carbone (CO), gaz toxique totalement incolore et inodore, qui est produit en quantités notables par les moteurs à essence.

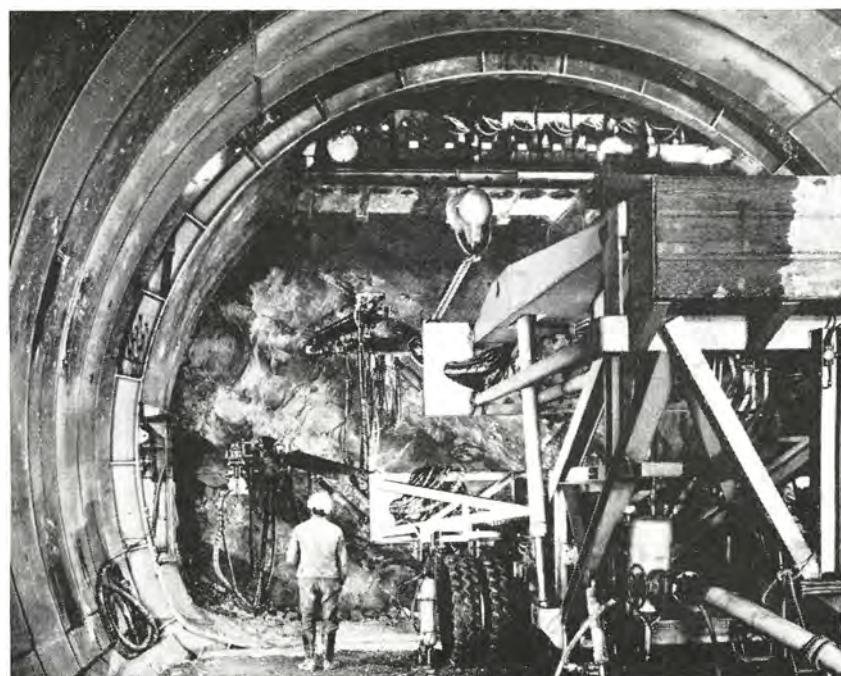


Abb. 4 Bohrarbeit am Tunnelvortrieb, Schildkonstruktion und versetzte Betonstützringe.

Fig. 4 Travail de percement au cours de l'avancement du tunnel; réalisation du bouclier et éléments de tubage déjà posés.

phone, Alarmdrucktasten, Feuerlöscher und eine Hydrantenanlage sind weitere Einrichtungen, die in einem stark befahrenen Autobahntunnel nicht fehlen dürfen.

Mit dem Bau des Baregg tunnels wurde im Jahre 1963 begonnen. Wenn alles planmäßig verläuft, können beide Tunnelröhren bis zum Jahre 1969 betriebsbereit sein. Der auf Preisbasis Januar 1962 berechnete Kostenvoranschlag ergab 36,7 Mio. Franken an Erstellungskosten. Unter Berücksichtigung der seither eingetretenen Lohn- und Materialsteigerungen sollte dieser Betrag genügen.

Outre les installations de ventilation, un éclairage moderne, sous forme de tubes luminescents disposés des deux côtés, assure la sécurité de ceux qui prennent part au trafic.

D'autres aménagements, tels que téléphone de secours, pousoirs d'alarme, extincteurs, bouches d'incendie, sont également réalisés, car ils ne doivent pas faire défaut dans un tunnel d'autoroute à fort trafic.

La construction du tunnel de Baregg fut commencée en 1963. Si tout se passe d'après le programme, les deux tunnels unitaires pourront être prêts, pour l'utilisation en 1969. Le devis de la construction, établi selon les prix en cours en 1962, s'élève à 36,7 millions de francs. En tenant compte des renchérissements de salaires et de matériaux intervenus depuis, cette somme devrait suffire. (A. O.)

Die Messung der Formänderungen der Verkleidung

André Robert, Oberingenieur, Motor-Columbus AG, Baden

Es soll kurz über das System zur Messung der Formänderungen der Verkleidung berichtet werden. Zunächst ist darzulegen, warum die Durchführung solcher Messungen beschlossen wurde und welche Erkenntnisse man daraus zu gewinnen hoffte.

Das Problem der Dimensionierung der Tunnelverkleidungen, **besonders in schlechten Gebirgsarten**, hat von jeher die Ingenieure beschäftigt. Wie bekannt, gibt es zahlreiche Theorien zur Berechnung des Gebirgsdruckes in Tunnels. Es ist jedoch stets sehr heikel, die Grösse und die Richtung der wirk samen Kräfte festzustellen.

Es ist deshalb sehr schwierig, sich für die geeignete Theorie für die Berechnung der Verkleidung zu entscheiden. Die Ausmasse der Verkleidung werden gewöhnlich vom Ingenieur auf empirischer Grundlage festgesetzt. Unter diesen Umständen ist es sehr verständlich, dass durch direkte Messungen an ausgeführten Bauten die Beanspruchung der Verkleidung zu ermitteln versucht wird, um daraus auf die sie verursachenden Belastungen zu schliessen. Aufgrund solcher Resultate können die angenommenen Dimensionen und die Sicherheitskoeffizienten des Baus nachgeprüft werden. Weiterhin können solche Resultate auch beim Bau von projektierten Tunnels in ähnlichen geologischen Formationen wieder verwendet werden. So schien es dem Projektverfasser interessant, dem Bauherrn die Durchführung eines Messprogramms vorzuschlagen, das, ohne auf Einzelheiten einzugehen, anschliessend erläutert wird.

Die Wahl der vorzunehmenden Messungen

Es ist charakteristisch für die Felsmechanik, dass die notwendigen Untersuchungen sich nicht auf das Stadium der Laboratoriumsversuche beschränken

Le système de mesure des déformations du revêtement

André Robert, ingénieur en chef, Motor-Columbus S. A., Baden

Il est intéressant de parler brièvement du système de mesures des déformations du revêtement et de préciser d'abord, pourquoi l'on a décidé de procéder à de telles mesures et ce que l'on espère en tirer.

Le problème du calcul de l'épaisseur du revêtement des tunnels, **surtout dans les mauvais terrains**, a toujours préoccupé et continue de préoccuper les ingénieurs. Il existe de nombreuses théories du calcul des poussées sur les tunnels. Cependant, il est toujours extrêmement délicat de déterminer la grandeur et la direction des forces agissantes.

Aussi est-il très difficile de choisir parmi les différentes théories celle qui convient le mieux pour calculer les dimensions du revêtement qui sont en général fixées par l'ingénieur d'une manière empirique. Il apparaît donc tout naturel d'essayer, par des mesures directes sur des ouvrages, de déterminer les sollicitations du revêtement et d'en déduire ensuite les charges qui les ont provoquées, ceci, dans le but de vérifier les dimensions admises et par conséquent aussi la sécurité de l'ouvrage, et ensuite d'appliquer les résultats obtenus à des tunnels à exécuter dans des formations géologiques semblables. C'est pourquoi il a paru intéressant de proposer au maître de l'ouvrage la réalisation d'un programme de mesure.

Le choix des mesures à faire

Le domaine de la mécanique des roches est caractérisé par le fait que les recherches nécessaires ne peuvent rester au stade des essais de laboratoire, si l'on veut en tirer des conclusions pratiques, pouvant être mises à la disposition des ingénieurs se consacrant à l'étude et à l'établissement des projets d'ouvrages pour lesquels les qualités du rocher jou-

können, wenn den Ingenieuren praktische Erkenntnisse zur Verfügung gestellt werden sollen. Die Kenntnisse der Felseigenschaften sind massgebend bei der Projektierung von Tunneln. Beim Baregg-Tunnel schienen folgende Grössen von weitgehendem Interesse zu sein:

Gebirgsdruck

- die Druckkräfte, die infolge Auflockerung am Umfang des Sprengquerschnittes entstehen
- die von der Stärke der Verkleidung herrührenden Druckkräfte
- die Druckkräfte, welche auf latente Kompressionserscheinungen zurückzuführen sind, die bei der Bohrung freigesetzt werden, d.h., die tectonischen und hydraulischen Druckkräfte.

Eigenschaften des Felsens

- der Elastizitätsmodul
- die in der Längsachse wirksamen Reibungskräfte
- die Quellungskräfte
- die Temperatur
- der kapillare Wasserdruck

Verkleidung:

- die Formänderung der Tübbinge und die Formänderung der gesamten Verkleidung, d.h. des inneren Rings und der Tübbinge.

Die Feststellung der Druckkräfte des Felsens

ist ohne Zweifel das schwierigste Problem, da dessen Lösung auf zahlreiche Hindernisse stösst.

Gezwungenermassen müssen die Ziele etwas reduziert und eine durch die materiellen und finanziellen Mittel begrenzte Auswahl getroffen werden. Dadurch wird automatisch das Ausmass der Messungen bestimmt, sowohl hinsichtlich der Anzahl der zu beobachtenden Querschnitte als auch bezüglich der Zahl der anzubringenden Messapparate.

Die Messungen können entweder auf einige wenige Querschnitte konzentriert oder aber auf zahlreiche Querschnitte verteilt werden.

Diese letztere Methode erlaubt unzweifelhaft eine umfassendere und eine viel bessere Veranschaulichung der Zustände längs des ganzen Tunnels, sie ist aber auch kostspieliger. In bezug auf die Vorgänge, die sich in der Gesteinsmasse abspielen, wäre es interessant, die Kräfte zu kennen, die auf die Verkleidung des Tunnelquerschnitts einwirken. Es wären direkte Messungen dieser Kräfte vorzunehmen durch Einsetzen von «Kraftgebern» zwischen Fels und Betonverkleidung. Eine genauere Untersuchung der technischen Möglichkeit der Anwendung einer solchen Methode liess jedoch die ungeheuren Schwierigkeiten erkennen, die im Falle Baregg infolge der Anwendung der Schildbauweise entstanden wären. Es wurde deshalb beschlossen, sich auf die Messung der Verformungen zu beschränken, die im Beton auftreten, und zwar einerseits in den Betontübbingen, andererseits in dem inneren Betongewölbe selbst. Aus den Verformungen werden sodann die Kräfte berechnet.

ent un rôle important. Pour le tunnel du Baregg, les grandeurs qui pouvaient présenter le plus d'intérêt étaient les suivantes:

Dans le domaine des poussées du rocher ce sont:

- les poussées résultant de la dislocation du rocher autour de la section de minage
- les poussées dues à l'épaisseur du recouvrement
- les poussées résultant d'efforts de compression latents et libérés lors de la perforation, c'est-à-dire les poussées tectoniques et hydrostatiques.

Parmi les propriétés du rocher ce sont:

- le module d'élasticité
 - les forces de frottement pouvant s'exercer dans l'axe longitudinal
 - les forces de gonflement
 - la température
 - la pression d'eau interstitielle
- et enfin; pour le revêtement

la déformation des voussoirs seuls, et

- la déformation du revêtement complet, c'est-à-dire de l'anneau intérieur et des voussoirs.

La détermination des poussées de la roche constitue, sans aucun doute, le problème le plus difficile à résoudre car sa solution se heurte à de nombreux obstacles.

Il faut donc forcément limiter ces objectifs en procédant à un choix dicté par les moyens matériels et financiers disponibles, ce qui fixe automatiquement l'ampleur des mesures, tant du point de vue du nombre de sections à observer que du nombre d'appareils à mettre en place.

On peut, par exemple, concentrer les mesures en quelques sections seulement ou, au contraire, les répartir dans de nombreuses sections.

Cette dernière méthode permet incontestablement de se faire une image plus complète et bien meilleure des conditions existantes tout le long du tunnel, mais elle est aussi la plus coûteuse.

Parmi les phénomènes se déroulant dans le massif rocheux, il serait intéressant de connaître celui des forces qui s'exercent sur le revêtement de la section d'excavation. Pour ce faire, il faudrait procéder à des mesures directes des forces pouvant s'exercer sur le revêtement en plaçant des «capteurs de force» entre le rocher et le béton de revêtement. Toutefois, un examen approfondi des possibilités techniques de réalisation d'un tel système fit ressortir, dans le cas du Baregg, d'énormes difficultés, vu le mode d'exécution du tunnel par la méthode du bouclier et l'on décida de se borner à mesurer les déformations à l'intérieur du béton, dans les voussoirs d'une part, et dans le revêtement du béton intérieur, d'autre part. On peut alors, à partir des déformations ainsi mesurées, déterminer les forces qui les ont provoquées.

La réalisation de telles mesures faites à l'échelle grandeur nature a surtout pour but:

d'augmenter les connaissances dans le domaine de la mécanique des roches tout en permettant de fixer

Zweck der Durchführung solcher Messungen am Objekt:

Die Kenntnisse auf dem Gebiet der Felsmechanik zu bereichern und gleichzeitig die wirtschaftlichen Dimensionen der Verkleidung zu bestimmen.

Der Bau des Baregg-Tunnels bietet eine ausgezeichnete Möglichkeit zur Vornahme von bodenmechanischen Messungen in einer Molasseformation.

Es ist zu hoffen, dass sich daraus interessante Schlüsse in bezug auf die Eigenschaften des Gebirges ziehen lassen sowie gegebenenfalls nützliche Kriterien für die Berechnung von Tunnelverkleidungen in ähnlichen geologischen Formationen. Man kann daher die Messung der Formänderungen des Bauwerks, bzw. der auf dasselbe wirkenden Kräfte, als ein **Bindeglied zwischen Geologie und Statik** betrachten, das ermöglichen wird, die Gültigkeit der den Berechnungen zugrunde liegenden theoretischen Voraussetzungen zu überprüfen.

Unter Berücksichtigung der verschiedenen Möglichkeiten und der verfügbaren Geldmittel wurde folgendes Programm aufgestellt:

a) Mechanische Verformungsmessungen

Diese werden in erster Linie mit einem Dutzend Querschnitte an den Tübbingen vorgenommen. Man kann nämlich annehmen, dass sich im Zeitpunkt des Betonierens des inneren Rings — das ziemlich spät nach dem Einsetzen der Tübbinge erfolgt — ein allfälliger Gebirgsdruck auf die Tübbinge schon ausgewirkt hat.

Die Verformungen der drei oberen Betontübbinge werden gemessen, indem die Längenänderung der Bogensehnen und der Bogenhöhen geprüft werden. Die Verformungen des Gesamtquerschnitts werden durch Messen eines zwischen den in den Tübbingen eingelassenen Bolzen gespannten Metallbandes festgestellt und damit auch die Längenänderungen der Durchmesser und der Diagonalen. Die Messquerschnitte befinden sich in einer Entfernung von ca. 100 m.

b) Elektrische Fernmessungen der Verformungen nach dem Prinzip von Maihak

Dazu werden elektrische Spannungsmesser, die mit Schwingsaiten ausgerüstet und durch Kabel mit den Ablese-Apparaten verbunden sind, verwendet.

Der sogenannte Messquerschnitt ist mit 39 Instrumenten ausgerüstet, und zwar:

- 8 Spannungsmesser in jedem der oberen Scheiteltübbing, wovon 6 an der Armierung befestigt und 2 im Beton versenkt sind,

- 6 Spannungsmesser in jedem Sohlbübbing, wovon 4 an der Armierung befestigt und 2 im Beton versenkt sind,

ausserdem:

- 2 Manometer für die Messung des Kapillar-Wasserdrucks und

- 1 elektrisches Thermometer (s. Abb. 1 und 2).

Es wäre leider verfrüht, die Ergebnisse der Messungen zu kommentieren oder zu veröffentlichen. Die

les dimensions du revêtement les plus économiques.

La construction du tunnel du Baregg offre une excellente occasion de procéder à des mesures géomécaniques dans une formation molassique. Il faut espérer qu'il sera possible d'en déduire des propriétés intéressantes et éventuellement des critères utiles pour le calcul du revêtement des tunnels dans des formations géologiques analogues. On peut donc considérer les mesures des déformations de l'ouvrage, respectivement des forces qui le sollicitent, comme un **trait d'union entre la géologie et la statique** devant permettre d'apprécier la valeur des hypothèses théoriques ayant servi de base aux calculs.

Compte tenu des différentes possibilités et des moyens financiers disponibles, le programme suivant a été adopté:

a) Des mesures mécaniques de déformation

appliquées en premier lieu aux voussoirs dans une douzaine de sections, puisque, au moment du bétonnage de l'anneau intérieur — suivant assez tard la mise en place des voussoirs —, l'on peut admettre que les poussées éventuelles du rocher sur les voussoirs se sont déjà amorties.

On mesure les déformations des trois voussoirs supérieurs en contrôlant les variations de longueur des cordes et des flèches et les déformations de la section totale en mesurant les variations de longueur des diamètres et des diagonales au moyen d'un ruban métallique tendu entre des repères scellés dans les voussoirs. Les sections de mesure sont distantes d'environ 100 m les unes des autres.

b) Des mesures électriques à distance des déformations selon le principe Maihak

au moyen de capteurs électriques équipés de cordes vibrantes et reliés par câble aux appareils de lecture.

La section dite de mesure est équipée de 39 appareils comportant:

- 8 capteurs dans chacun des 3 voussoirs supérieurs dont 6 fixés aux armatures et 2 noyés dans le béton

- 6 capteurs dans chacun des voussoirs du radier dont 4 fixés aux armatures et 2 noyés dans le béton

de plus:

- 2 manomètres pour la mesure de la pression de l'eau interstitielle et

- 1 thermomètre électrique
(voir fig. 1 et 2)

Il est malheureusement prématûr de donner ou de commenter des résultats des mesures.

Elles se poursuivent actuellement et sont transmises pour interprétation à «l'Institut pour constructions routières et souterraines de l'EPF» que dirige Monsieur le Professeur Grob à Zurich.

En terminant cet exposé sommaire, il faut souhaiter que les recherches et les essais dans le domaine de la mécanique des roches se poursuivent non seulement dans des tunnels, mais aussi dans d'autres ouvrages souterrains et dans des formations géologiques aussi variées que possible.

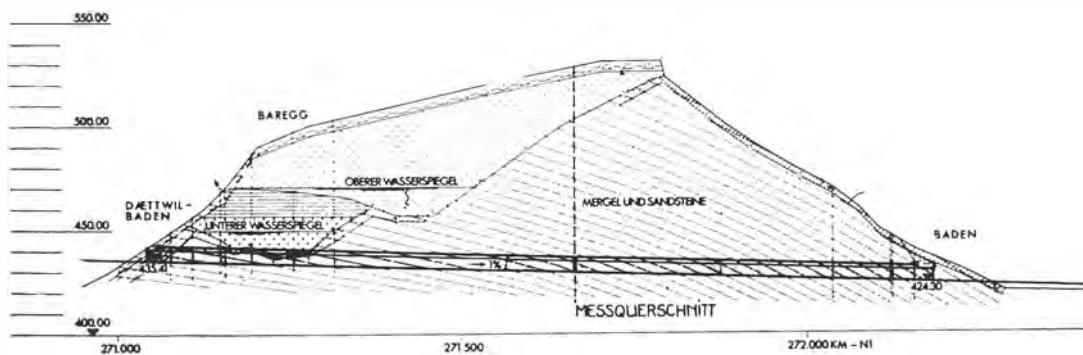


Abb. 1 Längsprofil des Tunnels mit dem Standort des Messquerschnitts

Fig. 1 Profil en long du tunnel avec l'emplacement de la section de mesure.

Messungen werden fortgesetzt und die Zahlen dem von Prof. Grob in Zürich geleiteten «Institut für Straßen- und Untertagbau an der ETH» zur Auswertung überwiesen.

Zum Abschluss dieses kurzen Berichts kann der Wunsch ausgesprochen werden, dass die Forschungen und die Versuche auf dem Gebiet der Felsmechanik nicht nur in Tunneln, sondern auch in anderen Untertagebauten, und zwar in möglichst unterschiedlichen geologischen Formationen fortgesetzt werden.

Um eine Verzettelung der Anstrengungen der Forscher zu vermeiden, sollten die Ergebnisse solcher Versuche in einem Studienzentrum für die Felsmechanik gesammelt werden. Dieselben wären auf rationelle Weise zu registrieren und durch geeignete Publikationen den mit diesen Problemen beschäftigten Ingenieuren zugänglich zu machen.

Es scheint, dass das «**Institut für Straßen- und Untertagbau**» an der ETH in Zürich ganz besonders für die Aufgabe geeignet wäre, nicht nur die einzelnen Versuchsergebnisse zu registrieren, sondern bereits mit dem Ingenieur bei der Vorbereitung der Versuche und bei der Wahl und der zweckmässigen Anordnung der Messinstrumente zusammenzuarbeiten, um auf solche Weise der Erweiterung unserer Kenntnisse auf diesem in voller Entwicklung befindlichen Gebiet zu dienen.

Es ist vielleicht nicht überflüssig, die Wichtigkeit von **aufeinander abgestimmten Arbeiten** zu betonen sowie besonders den unzweifelhaften Vorteil einer solchen Zusammenarbeit, die allein zu einer reichen

Afin de ne pas disperser les efforts des chercheurs, il serait important de rassembler les résultats de tels essais en un Centre d'étude de mécanique des roches qui pourrait les ordonner, les classer et, par le moyen de publications appropriées en faire bénéficier les ingénieurs préoccupés par ces problèmes.

C'est pourquoi il me semble que «**l'Institut pour constructions routières et souterraines**» de l'EPF à Zurich, serait particulièrement bien indiqué pour remplir cette fonction consistant non seulement à enregistrer les résultats d'essais isolés, mais aussi à participer déjà à leur préparation en étudiant, en étroite collaboration avec l'ingénieur, le choix et

Abb. 2 Querschnitt des Tunnels mit der Anordnung der elektrischen Spannungsmesser

- | | |
|-----------------|--------------------------|
| 1. Betontübbing | 6. Verkehrsraum (Abluft) |
| 2. Injektion | 7. Luftkanal |
| 3. Isolierung | 8. Kabelkanal |
| 4. Innenring | 9. Tunnelachse |
| 5. Zuluft | 10. Fahrbahnachse |

Messpunkte

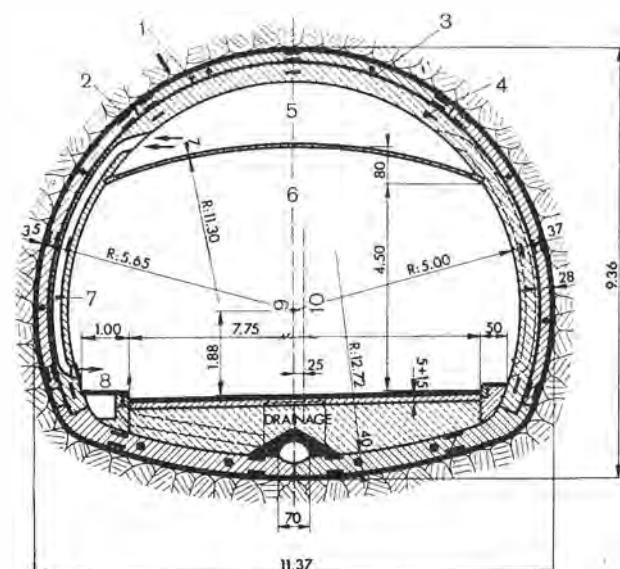
- | | |
|------------------|---------------|
| — σ Beton | — Porenwasser |
| — σ Eisen | Temperatur |

Fig. 2 Section du tunnel montrant la disposition des capteurs électriques.

- | | |
|----------------------|------------------------------------|
| 1. Cuvelage en béton | 6. Espace utile (évacuation d'air) |
| 2. Injection | 7. Canal d'aération |
| 3. Isolation | 8. Canal de câbles |
| 4. Charge | 9. Axe du tunnel |
| 5. Amenée d'air | 10. Axe de la chaussée |

Points de mesure

- | | |
|------------------|------------------|
| — σ béton | — eau capillaire |
| — σ fer | température |



Ernte von wertvollen Beobachtungen und Ergebnissen führen kann.

Es wäre erfreulich, wenn sich auf Initiative der Gesellschaft für Bodenmechanik und dank dem Interesse seiner Mitglieder eine fruchtbare Zusammenarbeit mit dem vorgeschlagenen Studienzentrum entwickeln könnte.

Abschliessend sei noch der verbindliche Dank an die zuständigen Behörden gerichtet, d. h. an das Eidg. Amt für Strassen- und Flussbau und an das Baudepartement des Kantons Aargau, die die nötigen Geldmittel zur Verfügung gestellt haben, um das ihnen von der Bauleitung unterbreitete Programm der Verformungsmessungen durchzuführen. Durch diese Freigebigkeit haben die Behörden einen wichtigen Beitrag zur Lösung des heiklen Problems der Berechnung von Tunnelverkleidungen in molassischen Gebirgsformationen geleistet. (Ha)

la disposition judicieuse des instruments de mesure et de contribuer ainsi au progrès des connaissances dans ce domaine encore en plein développement.

Car, il n'est peut-être pas inutile d'insister sur l'importance **d'un travail concerté** et surtout sur l'intérêt incontestable pouvant résulter d'une telle collaboration, seule susceptible de conduire à la récolte d'observations et de résultats pouvant rendre d'éminents services.

Car il serait heureux de voir ainsi se développer par l'intermédiaire de la société de mécanique des sols et grâce à l'intérêt de ses membres une fructueuse collaboration avec un tel centre d'études.

Enfin, il faut remercier les autorités compétentes, c'est-à-dire le Service fédéral des Routes et des Diges et le Département des travaux publics du canton d'Argovie, qui, en acceptant le programme de mesures de déformations qui leur a été soumis par la direction des travaux, ont également accordé les moyens financiers nécessaires à sa réalisation. Par ce geste généreux, les représentants des autorités auront, bien sûr, permis d'apporter une contribution intéressante et très utile à la solution du délicat problème du calcul du revêtement de tunnels dans des formations molassiques.

Ausführung der Bauarbeiten

Referat: H. Müller, dipl. Bauing. ETH,
Firma Schafir & Mugglin AG, Zürich

Ausschreibungsunterlagen

Die Ziffer 7 der «Besonderen Bestimmungen» für die Ausführung der Bauarbeiten des Bareggstunnels sagte unter anderem folgendes aus: «Die geologischen Verhältnisse des zu durchtrennenden Gebirges lassen einen Vortrieb im Vollausbruch nicht zu. Es ist deshalb vorgesehen, von beiden Portalen je Tunnelröhre gleichzeitig Richtstollen als Sohlstollen auszubrechen, die sich in der Tunnelmitte treffen.»

Gemäss Artikel 17 der Vorbemerkungen zum Angebot wurde für die Fertigstellung der beiden Röhren eine Bauzeit von sechs Jahren vom 1. April 1963 bis zum 1. April 1969 zur Verfügung gestellt.

Der geologische Bericht bezeichnete den Fels auf etwa 80 Prozent der Tunnellänge als «**gebräch**», auf etwa 15 Prozent der Tunnellänge als «**stark gebräch bis leicht druckhaft**», und auf etwa 5 Prozent der Tunnellänge als «**druckhaft**».

Das Angebot sah drei Varianten vor, wobei im Vorwort zu den «Besonderen Bestimmungen» festgehalten wurde, dass eine der drei Varianten durchgehend, d. h. mit gleichbleibendem Profil ausgeführt werde.

Exécution des travaux

Exposé présenté par M. H. Müller, ing. dipl. EPF,
de l'entreprise Schafir et Mugglin S.A., Zurich

Bases de la soumission

Le chiffre 7 des conditions spéciales pour la construction du tunnel de Baregg indiquait, entre autres, ce qui suit: les conditions géologiques du massif à traverser ne permettent pas une excavation en section totale; il en découle qu'il est prévu de percer des galeries de base simultanément depuis chaque extrémité; elles serviront de galerie de direction et se rencontreront au milieu du tunnel.

L'article 17 des observations préliminaires pour la soumission indiquait que l'on disposait de 6 ans pour la construction des deux tunnels, soit du 1er avril 1963 au 1er avril 1969.

Le rapport géologique donnait les renseignements suivants:

la roche est **friable** sur environ 80 % de la longueur,
la roche est **très friable et presse légèrement** sur 15 % de la longueur,
et elle **presse** sur 5 % de la longueur.

L'offre devait prévoir trois variantes; dans la préface des conditions spéciales, il était précisé que l'une des trois devait prévoir une section constante.



Abb. 1 Bareggsschild Werkmontage

Profil: Breite 11,40 m; Höhe 9,40 m
28 cm Vacumbeton-Tübbing armiert

37 cm Innenbeton unarmiert

65 cm Gesamtstärke, dazwischen Epikote-Buton-Kunstharzisolation
Ausbruchquerschnitt ca. 90 m²

Schild: Gewicht 200 t

Pressen:

28 Vortriebspressen je 150 t, Vorschub 1,00 m

14 Rückhaltepressen je 300 t, Vorschub 10 cm
je in 7 Gruppen zusammengefasst

Horizontalbühnen 6 Stück in 2 Ebenen hydraulisch verschiebbar
50 cm

Fig. 1 Montage du bouclier en atelier

Dimensions du profil: largeur 11,40 m, hauteur 9,40 m

28 cm voussoir armé en vacuum-concrete

37 cm revêtement intérieur non armé

65 cm épaisseur totale, y compris l'isolation en résine synthétique épicode-buton

section à excaver: env. 90 m²

bouclier: 200 tonnes

vérins: 28 pour l'avancement de 150 t

(montés par pompes tonnes chacun: course de 1,00 m de 7 unités)

14 pour le recul de 300 tonnes chacun; course de 10 cm

6 planchers de travail, sur 2 niveaux, déplaçables hydrauliquement; 50 cm de course.

Variante avec bouclier

Les conditions fondamentales étaient donc:

- attaque en section totale exclue;
- six années à disposition;
- rocher mauvais à très mauvais;
- profil constant.

Elles incitèrent l'entreprise, qui fut plus tard une association des firmes Schafir & Mugglin S. A. et Traugott Läubli S. A., à présenter une variante comportant la mise en œuvre d'un seul bouclier de section non circulaire pour l'exécution successive des deux tunnels longs chacun de 1130 m environ.

C'était une proposition audacieuse si l'on songe à ce qui suit:

La méthode du bouclier n'avait été utilisée jusqu'à présent qu'en terrain meuble; ici, la roche que l'on allait trouver exigerait pour que son excavation soit économique, l'emploi d'explosifs.

A peu d'exceptions près, et même pour des tunnels beaucoup plus courts, seuls des boucliers circulaires avaient été utilisés avec succès.

Le bouclier pèse quelque 200 tonnes; il ne peut être conçu et monté rapidement que dans les propres ateliers de l'entreprise; une acquisition à l'étranger est exclue, du fait de son coût élevé.

Si la méthode du bouclier veut avoir une chance de succès, son coût doit être plus avantageux que celui des méthodes conventionnelles.

Ce système demande moins de main-d'œuvre; par contre, celle-ci doit être qualifiée et formée spécialement.

Il est bien rare que l'on construise en Suisse deux tunnels de même profil; ici, par contre, l'on devait d'emblée prévoir un réemploi.

Ainsi, grâce à des interprétations et à des hypothèses favorables, et peut-être même trop optimistes, il fut possible de proposer au maître de l'ouvrage la solution la plus économique de toutes.

Variante in Schildbauweise

Aus diesen vier Gegebenheiten

- Ausschluss eines Vollausbruches,
- Bauzeit von sechs Jahren,
- Schlechte bis sehr schlechte Felsqualität,
- Einheitliches Profil

entschloss sich die Unternehmung, die nachmalige Arbeitsgemeinschaft Bareggstunnel, bestehend aus den Firmen Schafir & Mugglin AG und Traugott Läubli AG, eine Variante in Schildbauweise anzubieten, unter Verwendung eines einzigen, nicht kreisrunden Schildes für die zeitlich nacheinander auszuführenden beiden Tunnelröhren von je ca. 1130 m Länge. Es brauchte dazu eine ganz erhebliche Dosis Unternehmermut, wenn berücksichtigt wird,

dass bisher Schildvortriebe nur im Lockergestein ausgeführt wurden. Der zu erwartende Fels erforderte aber für den wirtschaftlichen Abtrag ein Bohren und Sprengen,

dass bis auf wenige Ausnahmen, auch für weit geringere Längen, nur kreisrunde Schilder zum Erfolg führten,

dass eine ca. 200 Tonnen schwere Schildkonstruktion nur in den eigenen Werkstätten rechtzeitig entwickelt und bereitgestellt werden konnte und dass

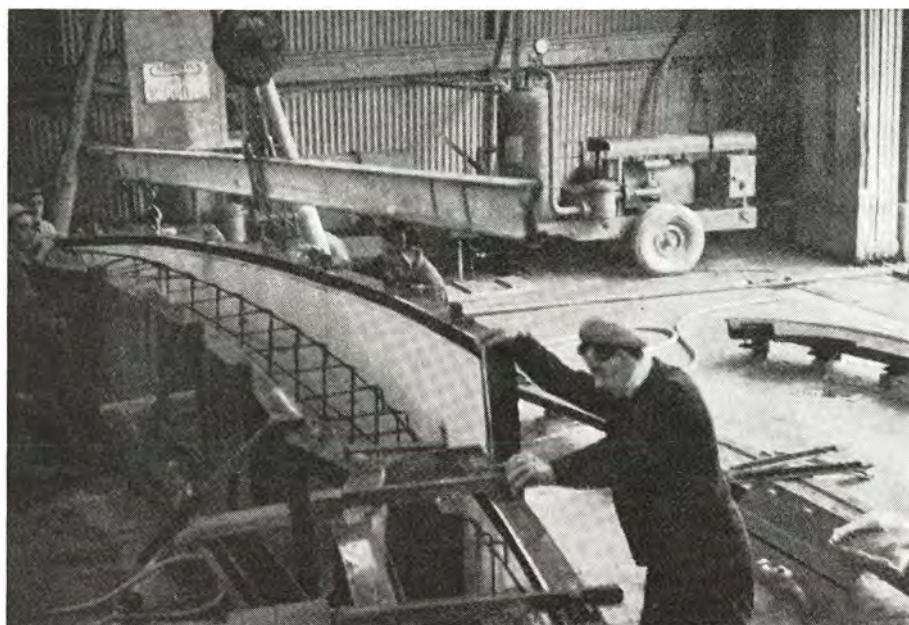


Abb. 2 Tübbing-Fabrikation. Ausführung der Tübbinge mit Vacuum-Concrete (siehe auch «Hoch- und Tiefbau», Nr. 19/1965).

Fig. 2 Fabrication des voussoirs. Exécution des voussoirs en vacuum-concrete (voir «L'Entreprise» No 19/1965).

eine auswärtige Beschaffung zufolge der hohen Kosten ausgeschlossen werden musste,

dass die Schildbauweise preisgünstiger als die konventionellen Baumethoden sein musste, wenn sie beim herrschenden Konkurrenzkampf Aussicht auf Erfolg haben wollte,

dass weniger Arbeitskräfte, dafür erst noch eher angelernte als Facharbeiter Verwendung finden sollten,

obwohl in der Schweiz kaum je zwei Tunnel mit dem gleichen Profil ausgeführt werden dürften, musste man eine Wiederverwendungsmöglichkeit voraussetzen.

Zufolge optimistischer, teilweise vielleicht auch zu optimistischer Beurteilung all dieser und vieler anderer Punkte, war es möglich, mit der Schildvariante der Bauherrschaft die absolut billigste Lösung vorzuschlagen.

Arbeitsvergebung

Nachdem diese erste Klippe überwunden war, brauchte es auch noch vom Projektverfasser, der Motor-Columbus AG, reichlich Mut, seine eigene Konzeption der Bauausführung zu überprüfen, um sich für die im vorliegenden Fall ungewohnte Schildbauweise zu entscheiden und diese der Bauherrschaft zur Ausführung vorzuschlagen. Dabei wurde der Nachweis der Tübbing-Statik der Unternehmung überbunden. Die Ingenieure Dr. E. Basler und E. Hoffmann haben diese Statik in der Folge mit aller nur wünschbaren Gründlichkeit studiert.

Adjudication des travaux

Ce premier écueil surmonté, il fallut encore beaucoup de courage à l'auteur du projet, la Motor-Columbus S. A., pour juger l'offre à la lumière de sa propre conception des travaux, pour l'adopter et pour proposer au maître de l'ouvrage cette méthode peu habituelle.

Le calcul statique des voussoirs fut laissé à l'entreprise; il fut exécuté par la suite par les ingénieurs Dr. E. Basler et E. Hoffmann avec toute la minutie désirable.

Et finalement, le maître de l'ouvrage, en l'occurrence le canton d'Argovie, et le service fédéral des routes et des digues, dut aussi avoir le courage d'accepter ce procédé. Les risques inhérents à la qualité du ro-

Fig. 3 Bouclier en place. 7 vérins, butée, voussoirs en place et pompe à injection.



Abb. 3 Schild Vorort. 7 Hydraulikpumpen, Druckring, eingebaute Tübbinge, Injektionsgerät.

Abb. 4 Abheben der Tübbinginge vom Transportwagen mit 30-t-Spezialkran und hydraulischem Versetz-Greiferkopf.

And last but not least musste nun auch die Bauherrschaft, der Kanton Aargau und das Eidgenössische Amt für Strassen- und Flussbau, den Mut aufbringen, dieser Ausführungsart zuzustimmen. Das Risiko der Felsqualität hatte die Unternehmung zu übernehmen, sodass abgesehen von einer bescheidenen Wasserhaltung, der Tunnel pro Laufmeter über die ganze Tunnellänge, zu einem festen Einheitspreis ausgeführt wird. Unmittelbar vor Auftragerteilung liessen die neuesten geologischen Untersuchungen, die Durchörterung von Lockergestein in einer gewissen Zone nicht ausschliessen, sodass dieses Risiko für die Bauherrschaft auch noch minimalisiert werden konnte. Hier wurden durch die Anwälte des Bauherrn – in anerkennenswerter Weise – optimale Konditionen erwirkt, so dass nur zu hoffen bleibt, dass der Steuerzahler hierüber ebenso gründlich informiert werden wird, wie dies in etwas anders gelagerten Fällen auch geschehen ist.

Anwendung der Schildbaumethode

Die Unternehmung hat sich beim Entscheid für die Anwendung der Schildbaumethode von folgenden Gesichtspunkten leiten lassen:

Die grösstmögliche Sicherheit der Belegschaft ist vom Zeitpunkt des Ausbruches bis zum Vollausbau gewährleistet, d. h. die Unfallrisiken sind praktisch auf diejenigen für Arbeiten über Tag herabgemindert. Entweder befindet sich der Arbeiter im Schutz des Schildmantels oder des lückenlosen Tübbingineinbaus und damit im gut beleuchteten und gut belüfteten Vollprofil des Tunnelquerschnittes.

Der Fels wird unmittelbar nach dem Ausbruch geschützt indem die Schildschneide die letzte Partie der Felsoberfläche teilweise wegschrämmmt und der Schildmantel als sattanliegendes Einbauelement dient in dessen Schutz die vorfabrizierten Eisenbetontübbinginge von genau kontrollierbarer Qualität versetzt werden. Sie übernehmen nicht nur das mehrfache eines Stahleinbaues sondern auch alle auftretenden Scheitel- und Gebirgsdrucklasten als definitives Bauwerksteil. Der später folgende Innenbeton fixiert die Lage der äussern Schale.

Die aufgezeigte tunnelbautechnische Forderung, den Fels unmittelbar nach Ausbruch zu schützen respektive durch Einbauten zu sichern, ist aufgrund der klassischen Baumethoden immer schwerer zu realisieren, da die Zahl der qualifizierten Einbaumeure ganz einfach nicht mehr vorhanden ist. Die heranwachsende Generation von Bauarbeitern verfügt immer weniger Lust, persönlich und direkt Hand anzulegen. Wenn wir mechanisierte Baumethoden entwickeln, die die Anwendung von Hebezeugen und andern Geräten erlauben, werden wir genügend Leute finden, – auch einheimische – die sich für Tunnelbauarbeiten gewinnen lassen. Die Unterneh-



Fig. 4 Prise des voussoirs sur le véhicule d'aménée; grue de 30 tonnes à pince hydraulique.

cher furent assumés par l'entreprise, ce qui eut pour conséquence que le prix unitaire par mètre courant de tunnel fut le même sur toute sa longueur, sauf un léger supplément pour le cas où il y aurait de l'eau à évacuer.

Les dernières recherches géologiques, connues peut avant l'adjudication, n'excluent pas la possibilité de trouver des roches meubles dans certaines zones, ce qui réduit encore les risques pour le maître de l'ouvrage.

Ainsi, les conseils de celui-ci obtiennent les conditions les plus favorables et il faut espérer que le contribuable en sera dûment informé, comme ce fut aussi le cas en d'autre circonstances.

Application de la méthode du bouclier

Les circonstances suivantes influencent l'entreprise dans son choix:

La sécurité du personnel est vraiment très élevée, du commencement de l'excavation à la fin de la mise en place des voussoirs; pratiquement le risque d'accident est le même que pour des travaux à ciel ouvert. L'ouvrier se trouve ou bien à l'abri du bouclier, ou dans la partie terminée, dans une atmosphère bien ventilée et bien éclairée.

Immédiatement après l'excavation, le couteau du bouclier arrache les derniers blocs proéminents et tient ainsi le rocher. Le corps du bouclier plaque contre le rocher lui-même, comme un élément de la construction, à l'abri duquel les voussoirs sont montés; ceux-ci sont en béton, dont la qualité est continuellement surveillée. Ils supportent non seulement un multiple d'un étayage d'acier, mais ils sont un élément définitif de la construction qui supporte toute la pression du massif. Le revêtement ultérieur et intérieur de béton fixe seulement la position du tunnel proprement dit.

Abb. 5 Einsetzen des Sohlübbings in den Schildmantel.

mer müssen notgedrungen solch mechanisierte Tunnelbaumethoden ersinnen, auch wenn sich der wünschbare finanzielle Erfolg nicht immer auf Anhieb erzielen lässt.

Es ist die sofortige Erreichung des Vollprofiles unter Beachtung aller Sicherheitsvorkehrungen anzustreben, um für den Abtransport des Schuttergutes und in unserm Fall auch für den Zutransport der vorfabrizierten Eisenbetontübbinge den Einsatz rationeller Grossgeräte zu ermöglichen.

Die eigentliche Bauausführung

Die Schildbauweise wurde aus der englischen Tunnelbaumethode entwickelt. Marc Isambard Brunel erfand 1818 den Tunnelschild und setzte ihn für den Bau des ersten Tunnels unter der Themse ein. Dieser Bau dauerte 18 Jahre, von 1825 bis 1843, und war mit ausserordentlich grossen Schwierigkeiten verbunden.

Die englische Tunnelbaumethode ist unter den klassischen diejenige, die dem auftretenden Gebirgsdruck, oder auch nur der schlechten Felsqualität, am wenigsten Rechnung trägt. Es wird auf eine kurze Strecke von 4 bis 8 m der ganze Querschnitt aufgebrochen und ausgezimmert, wobei die Joche der Zimmerung nach hinten gegen den letzten gemauerten Ring und nach vorn gegen den Brustverzug abgestützt werden. Nun erfolgt die Ausmauerung auf diese Strecke, wobei die Mauerung die Funktion der Joche übernimmt. Die Kronbalken, welche damit ausserhalb der Mauerung liegen, werden jeweils um Jochabstand nachgezogen und hinterlassen einen entsprechenden Hohlräum, der zu späteren Setzungen führt.

Demnach stellt die Schildbauweise die Mechanisierung der klassischen alten englischen Tunnelbaumethode dar, wobei aber alle ihr anhaftenden Mängel ausgeschaltet werden konnten.

Einzelne Nachteile der englischen Methode erwiesen sich beim Uebergang zur Mechanisierung als Vorteile. In technischer Beziehung ist die Schildbauweise heute für die Auffahrung von Lockergesteins-Strecken, von druckhaften, gebrächem oder nicht standfestem Gebirge auch unter Wasser allen klassischen Tunnelbaumethoden überlegen.

Zu Beginn wird der Schild auf ein bestehendes oder zu errichtendes Widerlager abgestützt und so um die erste Vorschublänge nach vorn gepresst, wobei gleichzeitig das Lockergestein abgetragen und nach aussen gefördert wird. Sind einmal die Pressen um ihre ganze Länge — je nach Konstruktion um 50 cm bis 1,50 m — ausgestossen, werden diese anschliessend wieder eingezogen, womit die Vortriebslänge innerhalb des Schildmantels zum Einbau der Tübbing



Fig. 5 Mise en place des voussoirs inférieurs, à l'intérieur du bouclier.

L'exigence constructive dont nous venons de parler — soutenir le rocher immédiatement après l'excavation, ou tout au moins l'assurer pas un étayage — est toujours plus difficile à réaliser lors de l'emploi des méthodes classiques, car on ne trouve plus de boiseurs qualifiés: la jeune génération d'ouvriers a peu envie de mettre la main à la pâte. Mais si nous développons des méthodes de travail qui permettent d'utiliser des appareils de levage et d'autres engins, nous trouverons suffisamment de monde et même des ouvriers suisses pour la construction de tunnels. L'entrepreneur est contraint de concevoir ces procédés mécanisés, même si le succès financier n'est pas toujours certain.

Le profil entier doit être atteint en un seul temps, tout en prenant les précautions nécessaires, afin que l'on puisse employer de gros engins, tant pour l'évacuation des déblais que pour l'amenée des voussoirs de béton armé.

Exécution des travaux

La méthode du bouclier fut développée à partir de la méthode dite anglaise. Marc Isambard Brunel eut l'idée du bouclier, en 1818, et l'appliqua pour la construction du premier tunnel sous la Tamise. Ce travail dura 18 ans, de 1825 à 1843 et rencontra de très grandes difficultés.

La méthode anglaise est, parmi les procédés classiques, celle qui se préoccupe le moins des pressions ou même de la mauvaise qualité du rocher. On abat et on étaie le profil entier sur 4 à 8 m, de telle sorte que les étais s'appuient en arrière contre la maçonnerie et vers l'avant contre le front d'attaque lui-même. Puis on maçonne ce tronçon et la maçonnerie reprend la fonction de l'étayage. Les bois contre le rocher sont donc en dehors de la maçonnerie; on peut les retirer, mais ils laissent des vides qui provoquent des tassements.

L'emploi du bouclier est en fait la mécanisation de la vieille méthode anglaise classique, tout en élimi-



Abb. 6 Einsetzen des Scheiteltübbings. Mit dem Einfügen des Schlussteins ist der Ring geschlossen.

freigegeben wird. Die Tübbinge werden im vollständigen Schutz des Schildmantels mechanisch oder von Hand versetzt. Hierauf werden die Pressen mit ihrem Kopfteil auf die Tübbinge abgestützt und der Schneidenteil des Schildes, mit welchem die Zylinderteile der Vorschubpressen fest verbunden sind, nach vorn gepresst. Bei Lockergestein erfolgt der Abtrag gleichzeitig mit dem Vorpressen, während bei Fels die Schildschneide unmittelbar nach dem Abschlag nach vorn gestossen wird. In jedem Fall muss gleichzeitig der durch den Schildschwanz entstehende Hohlraum hinterpresst werden, um Setzungen zu vermeiden. Wenn die Pressen wiederum vollständig ausgestossen sind, kann der Zyklus von neuem beginnen, wobei der Schildschwanz den zuletzt versetzten Tübbingring um etwa halbe Vorschublänge überlappt.

Fig. 6 Mise en place du voussoir faîtier; avec la mise en place de cette clé de voûte, l'anneau est fermé.

nant des propres défauts. Quelques-uns même se révèleront être des avantages pour la mécanisation, et l'on peut dire, du point de vue technique, que la méthode du bouclier est aujourd'hui supérieure à toutes les autres méthodes classiques pour le percement de tunnels, chaque fois que l'on a des roches meubles, friables, instables, en pression et même sous l'eau.

Au commencement, le bouclier s'appuie sur une culée ad hoc, et les vérins le poussent en avant d'une première longueur de leur course; pendant cette manœuvre, on excave et on évacue les débris de rocher. Lorsque les vérins sont à bout de course, — entre 50 et 150 cm, selon la construction — ils sont dégonflés et repliés, ce qui libère la longueur nécessaire à la mise en place des premiers voussoirs, à l'abri du bouclier lui-même. Ce montage peut être mécanique ou fait à la main.

A ce moment, les vérins sont remis sous pression entre les voussoirs et le couteau du bouclier, et le processus recommence.

Lorsque la roche est friable, l'excavation est faite en même temps que l'avancement du couteau; par contre, si le rocher est compact, on procède d'abord à son abattage puis l'on avance le boudrier.

Dans les deux cas, le vide laissé par l'avancement du bouclier doit être étayé, afin d'éviter des tassements. Le processus se répète indéfiniment, en notant que la partie postérieure du bouclier recouvre les derniers voussoirs posés d'une demi-longueur d'avancement.
(J. W.)

Der Ulmbergtunnel in Zürich

Planungskonzept

Die der Stadt Zürich zustrebenden Nationalstrassen aus dem Limmattal und Glatttal (N 1) und vom linken Zürichseeufer (N 3) sind auf Stadtgebiet durch das «Expressstrassen-Y», im wesentlichen bestehend aus der Expressstrasse im Sihlraum, dem Verkehrsdreieck am Platzspitz und dem Milchbucktunnel, zu verbinden. Im Zeitpunkt der Inbetriebnahme dieser drei Nationalstrassenäste werden die städtischen Expressstrassen aus bekannten Gründen noch nicht zur Verfügung stehen. Es ist deshalb vorgesehen, den zusätzlichen Verkehrsanfall der Nationalstrassen vorläufig durch eine tangentiale Hochleistungsstrasse, die Westtangente, aufzunehmen.

Die Westtangente führt von der Alfred-Escher-Strasse über den Ulmbergtunnel—Hardplatz—Escher-Wyss-Platz—Bucheggplatz zur Hirschwiesenstrasse. Sie ist so leistungsfähig auszubauen, dass sie bis zur Verwirklichung der Expressstrassen den Zusammenschluss der Nationalstrassen gewährleistet.

Für die bis zum Sihlhölzli vorstossende N 3 sind Anschlussrampen über die Manessestrasse an die Westtangente geplant. Zusätzlich übernimmt der Ulmbergtunnel den Binnenverkehr zwischen den Quartieren Wollishofen—Enge und Wiedikon—Aussersihl.

Das Projekt Alfred-Escher-Strasse—Unterführung Bleicherweg—Ulmbergtunnel—Manessestrasse

Der Ulmbergtunnel wurde im Jahr 1875 als Eisenbahntunnel der linksufrigen Zürichseebahn erstellt. Er besteht aus einem gemauerten Tunnelgewölbe von 7,5 m Sohlenbreite. Mit der Verlegung der linksufrigen Zürichseebahn ist der Tunnel 1927 an die Stadt abgetreten und in einen Strassentunnel umgebaut worden. Die Fahrbahnbreite beträgt nur 4,85 m und erlaubt knapp einen Verkehr in beiden Richtungen. Die Fussgänger sind der schlechten Luft und dem Verkehrslärm des Tunnels ausgesetzt.

Durch den Bau eines zweiten Ulmbergtunnels wird die Verkehrsleistung des Engpasses Ulmberg ganz

wesentlich gesteigert. Dem Verkehr steht damit je ein Tunnel pro Fahrtrichtung zur Verfügung: 3 Spuren von total 9 m Breite Richtung Sihlraum (im neuen Tunnel) und 2 Spuren von zusammen 6,5 m Breite Richtung See (im umgebauten alten Tunnel). Eine solche Leistungssteigerung ist aber nur sinnvoll, wenn auch die Knotenpunkte an beiden Portalen entsprechend ausgebaut werden. Als niveaufreie Kreuzung der Westtangente mit dem Strassenzug Bleicherweg—Seestrasse—Bederstrasse folgt unmittelbar nach dem ostseitigen Tunnelportal die Unterführung unter dem Bleicherweg mit zwei richtungsgesonderten Fahrbahnen von je 6 m Breite.

Für die Fussgänger wird als Ersatz für das im alten Tunnel wegfallende Trottoir eine in der Kalotte des neuen Tunnels vom Verkehrsraum vollständig getrennte Fussgängerpassage von 3,5 m Breite und 2,5 m lichter Höhe erstellt, mit Anschluss an Bleicherweg, Parkring und Sihlpromenade.

Geologie

Der neue Ulmbergtunnel durchstösst die in der letzten Eiszeit (Würm) entstandene Stirnmoräne des Zürcher Stadiums des Linthgletschers. Die Sondierbohrungen zeigen einen äusserst heterogenen Aufbau dieser Moräne. Grobblockiges Material wechselt mit bindigem und nicht bindigem Silt beziehungsweise Sand und Kies. Ferner sind einzelne, undurchlässige Schichtmulden, in denen sich das in den Boden einsickernde Wasser sammeln kann, wahrscheinlich. Auf dem grösseren Teil der Tunnelstrecke ist mit leicht bindigem, bei Trockenheit ziemlich standfestem Material zu rechnen.

Bei Sickerwasserzutritt kann das Material sofort in fliessenden Zustand übergehen. Ferner sind Blöcke von ganz beträchtlichem Ausmass, bestehend aus den Leitgesteinen des Linth—Rhein-Gletschers (Malmkalk, Flyschsandstein, Verrukano, Nagelfluh, Granit usw.) zu erwarten. So musste bereits im ersten Bauabschnitt unter der Brandschenkestrasse ein Malmkalk-Findling von etwa 500 m³ Inhalt im Stollenvortrieb abgebaut werden. Allgemein wird der Boden mit zunehmender Tiefe immer feinkörniger.



Findling aus Malm-Kalk von ca. 500 m³ Inhalt in der Stirnmoräne des Linthgletschers beim Nordportal des Ulmberg-Tunnels.

Bloc erratique de calcaire d'une contenance de 500 m³ dans la moraine frontale du glacier de la Linth, au portail nord du tunnel de l'Ulmberg.

Bauvorgang

Mit Rücksicht auf die unsichere Stabilität des gemauerten Gewölbes des ehemaligen Eisenbahntunnels ist der Axabstand zwischen dem alten und dem neuen Tunnel auf mindestens 16 m festgelegt worden. Vor Beginn der Tunnelbauarbeiten wurde das im Einflussbereich der Setzungen stehende Gebäude an der Aubrigstrasse mit Bohrpfählen unterfangen.

Von der rund 260 m langen Tunnelstrecke wird nur die Hälfte bergmännisch erstellt. Die beiden Portalabschnitte mit wenig Ueberdeckung und infolge der zusätzlichen Fahrspuren mit veränderlichen Querschnitten werden in offenen Baugruben als rechteckige Rahmen in armiertem Beton ausgeführt.

Die Rahmenstile bestehen aus Benoto-Pfahlwänden, welche bis auf etwa 6 m unter die Tunnelsohle reichen. Der Bauvorgang wickelt sich wie folgt ab:

1. Voraushub bis etwa UK spätere Rahmendecke.
2. Abteufen von armierten Betonpfählen mit Durchmesser 88 cm, im Abstand von etwa 1,5—2 m, von Pfahlaxe zu Pfahlaxe gemessen.
3. Weiterer Erdaushub von etwa 2 m Tiefe. Erstellen der als Cofratol-Hohlkörperdecke ausgebildeten Rahmendecke. Diese wirkt für das weitere Vorgehen als Ausspissung.

4. Abbau des Erdkerns zwischen den beiden Pfahlwänden, wobei der freie Zwischenraum zwischen den Pfählen, um ein Nachbrechen des Erdmaterials zu verhindern, auf etwa halbe Pfahldicke mit Sickerbeton hinterfüllt wird.

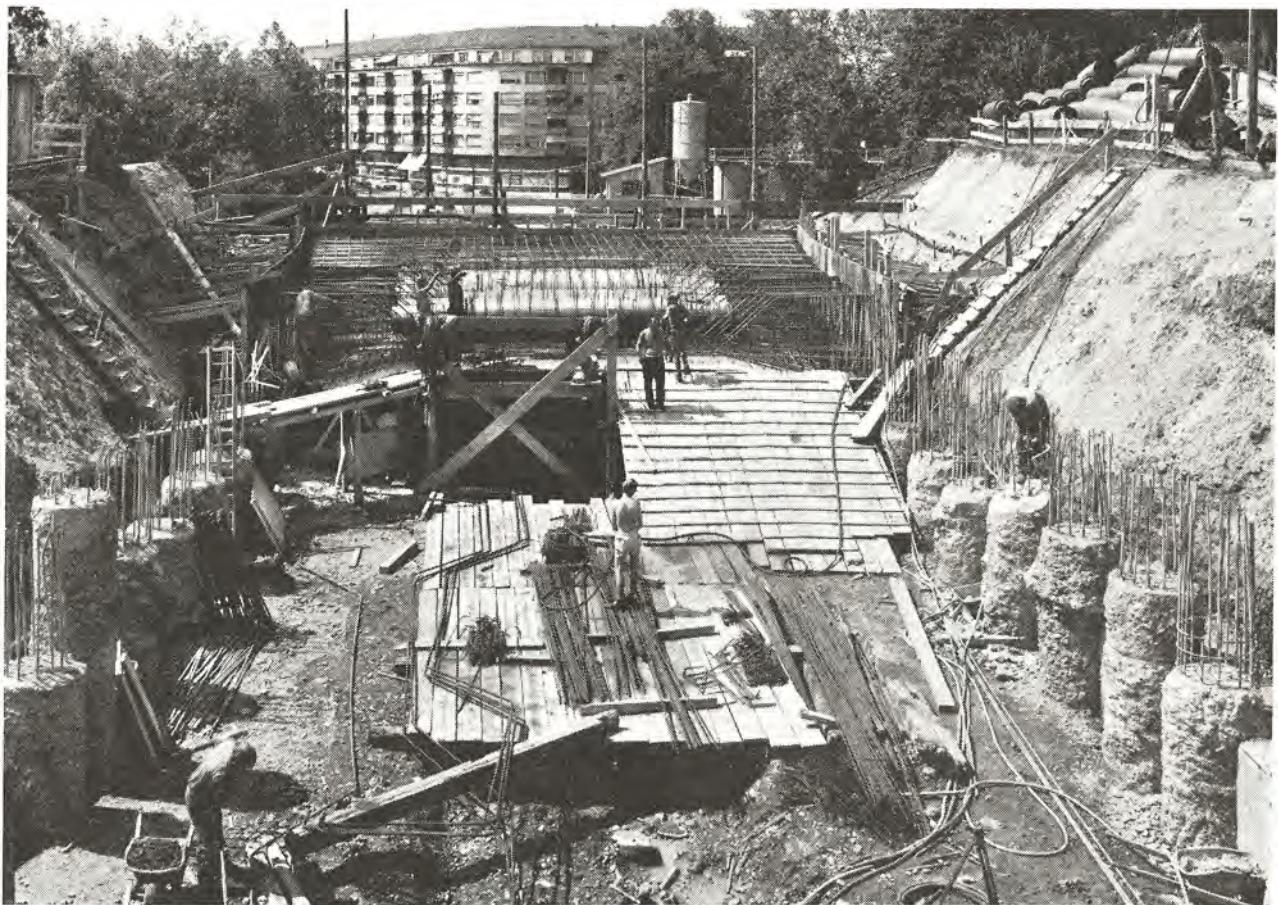
5. Einziehen einer Bodenplatte und Aufbetonieren einer Sichtfläche an die beschriebene Pfahlwand. Die Vorteile dieses Vorganges sind die folgenden: geringere Einwirkung auf den alten Tunnel, frühzeitiger Bodenaufschluss durch die Bohrung der Pfähle,

der Terraineinschnitt wird auf eine minimale Breite begrenzt und der Baulärm ist relativ gering, was im Bereich der anliegenden Gebäude sehr erwünscht ist.

Die grösste Ueberlagerung der bergmännischen Strecke beträgt nur rund 13 m. Der Tunnelquerschnitt besteht aus einem Druckliniengewölbe in Beton P 300 mit rund 60 cm Scheitel- und 1,2 m Widerlagerstärke. Das Gewölbe ist, mit Ausnahme von kurzen Randzonen, unarmiert. Um ein Ausquetschen des Untergrundes unter der Verkehrsbeanspruchung zu vermeiden und ferner das Gewölbe seitlich auszusteifen, ist der Einbau einer Sohlenplatte vorgesehen. Bei ganz ungünstigen Bodenverhältnissen würde diese Platte zu einem Sohlgewölbe verstärkt.

Aufgrund der geologischen Aufschlüsse waren folgende Gesichtspunkte bei der Wahl der Tunnelbauweise massgebend:

1. Grösstmögliche Anpassungsfähigkeit und Sicherheit bei der zu erwartenden stark wechselnden Bodenbeschaffenheit.
 2. Der Umstand, dass die Bodenverhältnisse nach der Tiefe hin ungünstiger werden, spricht für einen Bauvorgang von unten nach oben, also entsprechend der deutschen Tunnelbauweise, bei der von Anfang an ein genügendes Auflager für das Gewölbe geschaffen wird.
 3. Ein Ausbruch mit mehreren Angriffsstellen ist einem Vollausbruch vorzuziehen. In der Nähe des bestehenden alten Tunnels ist vom seinerzeitigen Bau her noch mit einer Auflockerung des anstossenden Untergrundes zu rechnen. Um gefährliche Setzungen zu verhindern, ist ein durchgehender Einbau während des Auffahrens des neuen Tunnels erforderlich.
- Die von der Unternehmung vorgeschlagene deutsche Bauweise mit zwei Sohlstollen, einem Firststollen und nachfolgender seitlicher Aufschlitzung erfüllt weitgehend die erwähnten Forderungen.
- Die Sohlstollen mit je etwa 19 m² Fläche sollen in Etappen von rund 30 m vorgetrieben werden. Die Fundamente und Gewölbewiderlager werden in Betonierabschnitten von 5—10 m Länge erstellt. Die Sicherung erfolgt mit Gerlachbögen (Profil 130—140) sowie Stahlspitzen oder armiertem Spritzbeton. Gleichzeitig und mit analogem Einbau erfolgt der Ausbruch des Firststollens von etwa 10 m² Fläche. Anschliessend wird vom Firststollen aus seitlich ausgeweitet und die Tunnelwand mit Verzugsblechen, Longarinen und Stempeln auf den restlichen Erdkern abgestützt. Nach der Ausweitung werden Schalbögen eingebaut, die Scha-



Baugrube im Bereich des Nordportals (Seite Sihl). Benoto-Pfähle ϕ 88 cm im Abstand von 1,5–2,0 m. Schalung und Armierung der Cofratol-Hohlkörperdecke.

Déblaiement au niveau du portail nord (côté Sihl); mise en place de pieux Benoto armé de 88 cm ϕ ; la distance mesurée d'un axe à l'autre est de 1,5 à 2 m. Coffrage et armature de la couverture à blocs creux Cofratol.

lungen sukzessive hochgezogen, die Stempel und Longarinen mit dem Erhärten des aufgehenden Betons ausgebaut. Sofern es die Verhältnisse erlauben, sollen auch die Verzugsbleche zurückgewonnen werden. Anschliessend erfolgt das Ausbaggern des Kernes und der Einbau der Sohlenplatte.

Innenausbau

Auf eine spezielle Isolierung des Tunnelgewölbes wird verzichtet. Durch den Einbau eines Sekundär gewölbes, bestehend aus vorfabrizierten Betonelementen, kann der Fahrbahnraum vor allfällig durch den Beton sickerndem Wasser geschützt werden. Die an Ort und Stelle betonierte Zwischendecke in 4,8 m Höhe über der Tunnelsohle trägt den Fussgängertunnel.

Beleuchtung

In beiden Tunnels sind je zwei durchgehende Lichtbänder sowie zusätzliche Bänder im Portalbereich vorgesehen. Die Steuerung erfolgt automatisch in Abhängigkeit der Tageshelligkeit bei den Portalen. Zusammen mit einem beleuchtungstechnisch bewährten Anstrich der Wände in hellgrüner Farbe und der Decke in dunkler Farbe sowie einem möglichst hellen

Fahrbahnbelaag lässt sich eine gute optische Verkehrs führung erzielen.

Belüftung

Für Tunnellängen unter 500 m ist normalerweise keine künstliche Belüftung notwendig, da der natürliche Luftzug für genügend frische Luft sorgt. Dies setzt aber voraus, dass im Tunnel ein kontinuierlicher Verkehr gewährleistet ist, das heisst keine stehenden Fahrzeugkolonnen auftreten. Diese wesentliche Bedingung ist beim Ulmbergtunnel nicht erfüllt. Die Kreuzungen am Bleicherweg und Sihlhölzli werden in Spitzenzeiten Stauungen mit stockendem Verkehr oder gänzlichem Stillstand der Fahrzeuge im Tunnel zur Folge haben. In solchen Fällen ist die natürliche Lüftung nicht genügend, und die zunehmende CO-Konzentration kann in wenigen Minuten den kritischen Wert von 250 ppm erreichen. Als zweckmässigstes und wirtschaftlichstes Lüftungssystem wurde eine Längslüftung mit Strahlventilatoren gewählt. Für den neuen Tunnel sind zwei Aggregate mit einer Förderleistung von total 17 m³/s und für den alten Tunnel ist ein solches von 8,5 m³/s erforderlich. Diese Gebläse werden in der Mitte des Tunnels, in der Kalotte beim alten, in Nischen der Zwischendecke beim neuen Tunnel, aufgehängt.

F. Hirt, Ingenieur



Passage sous le Bleicherweg.

Unterführung unter dem Bleicherweg.

Le tunnel de l'Ulmburg à Zurich

Généralités

Les routes nationales convergeant vers Zurich à partir des vallées de la Limmat et de la Glatt (RN 1) ainsi que de la rive gauche du lac de Zurich (RN 3) doivent être raccordées, en ville, aux «voies express Y» constituées principalement par un axe de circulation express le long de la Sihl, le carrefour du Platzspitz et le tunnel du Milchbuck. On sait que ces voies de raccordement express ne pourront être mises en service en même temps que les trois tronçons de routes nationales précitées. Une solution provisoire a donc été adoptée: l'aménagement d'une voie de dégagement dite «tangente ouest» garantissant une fluidité maximum du trafic.

Cette tangente ouest emprunte le tracé suivant: Alfred-Escher-Strasse, tunnel de l'Ulmburg, Hardplatz, Escher-Wyss-Platz, Bucheggplatz et Hirschwiesenstrasse. Cet axe de circulation urbain doit assurer la jonction entre les routes nationales jusqu'au moment où les voies express prévues à cet effet pourront être mises en service.

Des rampes de raccordement ont également été prévues dans l'axe de la Manessestrasse pour relier la RN 3, qui s'avance jusqu'à la hauteur du Sihlhölzli, à la tangente ouest. Le tunnel de l'Ulmburg sera également affecté au trafic interurbain entre les quartiers Wollishofen—Enge et Wiedikon—Aussersihl.

Projet Alfred-Escher-Strasse, passage sous le Bleicherweg, tunnel de l'Ulmberg, Manessestrasse

Construit en 1875, le tunnel de l'Ulmberg fut tout d'abord destiné à la ligne de chemins de fer desservant la rive gauche du lac de Zurich. Il s'agit d'un ouvrage à voûte maçonnée mesurant 7,5 m à la base. En 1927, le tracé de la voie ferrée ayant été modifié, cet ouvrage a été transformé en tunnel routier. Sous le tunnel, la chaussée ne mesure que 4,85 m de large, ce qui est nettement insuffisant pour un trafic dans les deux sens. Notons également que le bruit et les gaz d'échappement sont particulièrement désagréables pour les piétons qui empruntent ce tunnel.

La construction d'un second tunnel a donc été décidée afin de supprimer ce goulot d'étranglement et d'augmenter sensiblement la fluidité du trafic qui disposera ainsi d'un tunnel pour chaque direction. Les véhicules se dirigeant vers la Sihl emprunteront le nouveau tunnel qui vient d'être mis en service (chaussée à trois voies de 9 m de large au total), tandis que les autres, se dirigeant vers le lac, passeront dans l'ancien tunnel — qui va être modernisé — et y disposeront d'une chaussée à deux voies d'une largeur totale de 6,5 m. Notons que le nouveau tunnel est provisoirement affecté au trafic dans les deux sens, ceci tant que dureront les travaux de modernisation de l'ancien tunnel. Les artères convergentes ou divergentes situées de part et d'autre de ces tunnels ont également été aménagées en conséquence. La tan-

gente ouest et les rues Bleicherweg, Seestrasse et Bederstrasse se croisent sur deux niveaux. Avant l'entrée Est du tunnel (côté lac) a donc été ménagé un passage sous le Bleicherweg qui comporte une chaussée à deux voies séparées (6 m de large chacune) pour le trafic dans les deux sens.

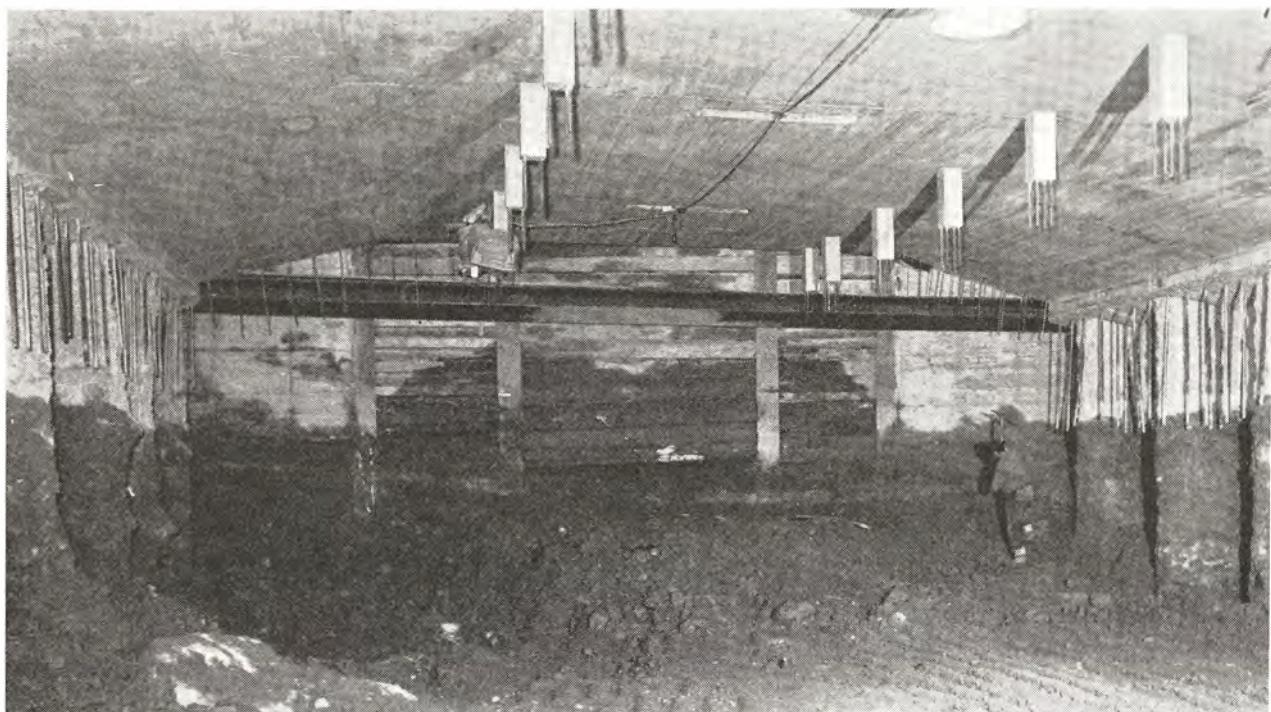
Le trottoir pour piétons existant dans le vieux tunnel va être supprimé. Il est maintenant remplacé par le passage ménagé au-dessus du nouveau tunnel. Ce passage, de 3,5 m de largeur et 2,5 m de hauteur, permet d'accéder au Bleicherweg, au Parkring ainsi qu'à la Sihlpromenade.

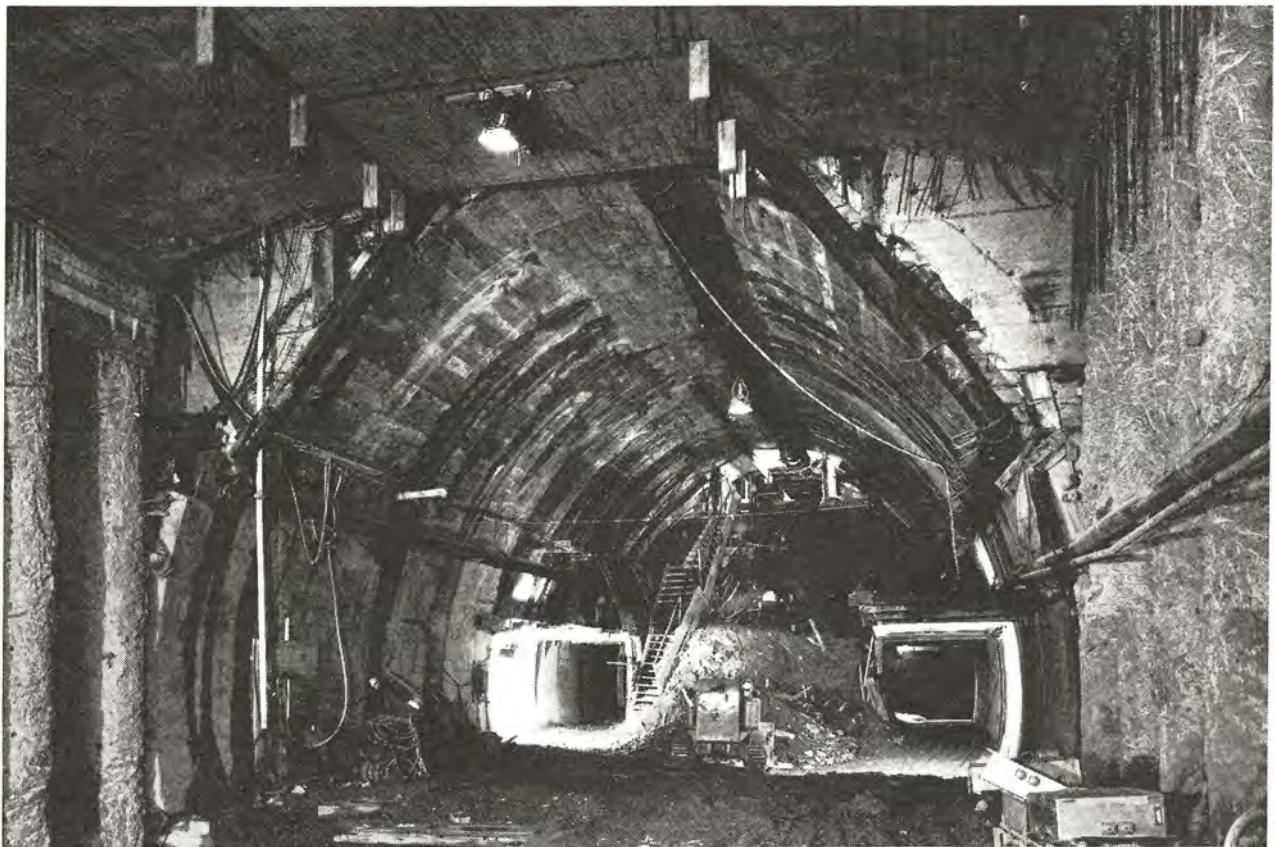
Conditions géologiques

Le nouveau tunnel traverse une moraine frontale qui date de la dernière période glaciaire (Würm), époque à laquelle le glacier de la Linth couvrait encore la région de Zurich. Les divers forages effectués ont montré que cette moraine était constituée de matériaux particulièrement hétérogènes. Des blocs de dimensions importantes alternent avec des limons, des sables et des graviers plus ou moins cohérents. Il est également probable qu'il existe quelques zones imperméables dans lesquelles les eaux d'infiltration peuvent s'accumuler. Dans l'ensemble, la cohésion des matériaux à déblayer était faible à moyenne, le terrain — assez consistant par temps sec — pouvant se désagréger rapidement en cas d'infiltration d'eau. Dans ce sol se trouvent aussi, vraisemblablement, de

Dégagement de la terre comprise entre les palées et sous le revêtement de la section d'entrée, de structure rectangulaire, construite à ciel ouvert.

Aushub des Erdkernes zwischen den Pfahlwänden und unter der Decke des rechteckförmigen, in offener Baugrube erstellten Portalabschnittes.





Au premier plan, la section du tunnel dégagée à ciel ouvert dont les montants sont constitués par des palées de pieux Benoto; plus loin, la voûte du tunnel. A l'arrière plan, les deux galeries d'avancement inférieures et la galerie d'attaque en calotte.

Im Vordergrund Tunnelabschnitt in offener Baugrube mit Benoto-Pfahlwänden, anschliessend Tunnelgewölbe, im Hintergrund die beiden Sohlstollen und der Firststollen.

très gros blocs provenant du glacier rhénan de la Linth (calcaire jurassien, verrucano, flysch, poudingue, granit, etc.). Au cours d'une première tranche de travaux effectués sous la Brandschenkestrasse, il a fallu, par exemple, dégager un bloc erratique de calcaire jurassien, soit quelque 500 m³ de matériaux. En général, le grain des matériaux rencontrés s'affinait au fur et à mesure que l'on progressait en profondeur.

Mode de construction adopté

La stabilité de la voûte maçonnée de l'ancien tunnel ferroviaire étant sujette à caution, l'écartement minimum entre les axes du nouveau et de l'ancien tunnel est de 16 m. Un immeuble de la Aubrigstrasse, situé dans une zone d'affaissement possible, a été consolidé au moyen de pieux avant de commencer les travaux.

Sur les quelque 260 m de longueur du tunnel, seule la moitié a été dégagée suivant la technique de perçage habituelle. La couche de terrain surplombant les sections d'entrée et de sortie étant relativement mince, ces deux parties ont été dégagées à ciel ouvert et réalisées au moyen de structures rectangulaires en béton armé.

Les montants sont constitués par des palées de pieux Benoto enfouis à environ 6 m sous la base du tunnel. La construction s'est déroulée comme suit:

1. Débâlelement jusqu'au niveau inférieur de la future couverture du tunnel.
2. Mise en place de pieux Benoto arlés de 88 cm de diamètre et distants de 1,5 à 2 m (distance mesurée d'un axe à l'autre).
3. Progression de deux mètres en profondeur et mise en place de la couverture à éléments creux Cofratol. Celle-ci aura la fonction d'entretoisement.
4. Dégagement de la terre comprise entre les deux palées et injection de béton drainant entre les pieux, sur environ 40 cm d'épaisseur, pour éviter tout éboulement de terrain dans les zones intercalaires.
5. Mise en place de la plaque de base et exécution d'un revêtement intérieur bétonné masquant les palées.

Les avantages de ce procédé de construction sont les suivants:

pas ou peu de répercussions sur l'ancien tunnel, progression plus rapide grâce à la mise en place des pieux,



Le nouveau tunnel de l'Ulmberg, vu du côté du Bleicherweg. On reconnaît, à droite, le nouveau passage pour piétons. A gauche, l'ancien tunnel, fermé en ce moment à la circulation.

Neuer Ulmbergtunnel, Seite Bleicherweg. Am rechten Bildrand ist der neue Fussgängersteig erkennbar. Auf der linken Seite: der vorläufig ausser Betrieb gesetzte alte Tunnel.

section de l'excavation réduite au minimum, chantier relativement peu bruyant, ce qui s'avérait souhaitable en raison de la proximité des bâtiments avoisinants.

L'épaisseur maximum de la couche de terrain surplombant le tronçon à percer suivant la méthode conventionnelle était d'environ 13 m. La section du tunnel peut être décomposée comme suit: une voûte de pression en béton P 300, des pieds-droits de 1,2 m et une calotte d'environ 60 cm d'épaisseur. A l'exception de quelques courtes zones marginales, la voûte a été réalisée en béton non armé. Le tunnel étant soumis à des sollicitations non négligeables dues au trafic urbain, on a prévu le montage d'une plaque de base destinée à éliminer les risques de surpression de même qu'à renforcer la rigidité latérale de la voûte. Là où les caractéristiques du terrain étaient les plus défavorables, cette assise a été renforcée par une structure cintrée ou voûte-semelle.

Après étude des données géologiques, le choix de la méthode de construction a été déterminé sur la base des considérations suivantes:

1. On recherchait une méthode à la fois souple et offrant un maximum de sécurité, compte tenu des caractéristiques changeantes du terrain rencontré.
2. Les caractéristiques du terrain devenant plus défavorables au fur et à mesure qu'augmentait la profondeur, il s'avérait judicieux d'adopter une méthode de progression orientée de bas en haut, conformément donc, au procédé de construction allemand, procédé

dans lequel on prévoit d'emblée, pour la voûte, des appuis suffisants.

3. Une excavation répartie sur plusieurs fronts était préférable à un avancement à pleine section. De plus, à proximité du vieux tunnel pouvait encore subsister une zone de terrain marginale ameublie datant de l'époque de sa construction. Pour éviter tout risque d'affaissement, la construction devait donc progresser au même rythme que le percement du tunnel.

La méthode de construction allemande préconisée par l'entreprise, à savoir deux galeries inférieures, puis une galerie faîtière et enfin une égalisation latérale, répondait donc parfaitement aux exigences précitées.

Les galeries inférieures, de 19 m² de section chacune, ont été réalisées par étape d'environ 30 m. Les fondations et les pieds-droits supportant la voûte ont été bétonnés par tronçons de cinq à dix m de long.

Comme soutènement, on a utilisé des éléments cintrés Gerlach (profil 130—140), des pointes en acier ou du béton armé projeté. Le creusement de la galerie faîtière (environ 10 m² de section) a eu lieu simultanément et la construction s'y est déroulée d'une manière analogue. L'excavation a été ensuite élargie latéralement à partir de la galerie faîtière et la paroi du tunnel étayée sur le noyau de terre restant au moyen de tôles de garnissage, d'étaillons et autres éléments de soutien. Après élargissement, on procéda au montage des coffrages cintrés, les coffrages ayant été successivement mis en place, puis les étaillons et

longrines démontés après durcissement du béton. Les tôles de garnissage ont été récupérées dans la mesure du possible. Le noyau central a finalement été déblayé et la plaque de base mise en place.

Finition

La voûte du nouveau tunnel ne comporte pas d'isolation spéciale. En cas d'infiltration d'eau à travers le béton, l'intérieur du tunnel et notamment la chaussée sont protégés par une voûte secondaire constituée par un ensemble d'éléments préfabriqués en béton. Bétonnée sur place et montée à 4,8 m au-dessus de la base du tunnel, cette fausse voûte supporte le passage réservé aux piétons.

Eclairage

Tout comme le nouveau tunnel, l'ancien tunnel ferroviaire sera équipé de deux rampes d'éclairage continues complétées, dans les sections d'entrée et de sortie, par quelques rampes additionnelles. L'éclairage sera réglé automatiquement en fonction de l'intensité de la lumière du jour aux portes du tunnel. Les couleurs, elles-mêmes, ont été sélectionnées en vue de créer des conditions de visibilité et de circulation optimums: vert clair pour les parois, teinte sombre pour le plafond et revêtement clair pour la chaussée.

Ventilation

Dans des conditions normales, il n'est pas nécessaire de prévoir un dispositif de ventilation forcée dans les tunnels d'une longueur inférieure à 500 m; l'air intérieur s'y renouvelle assez rapidement par suite des courants d'air et cette aération naturelle s'avère suffisante dans la majorité des cas. Ceci implique cependant un trafic fluide sans goulots d'étranglement immobilisant de longues files de véhicules. Or cette condition ne sera pas satisfaite dans le cas du tunnel de l'Ulmburg. Aux heures de pointe, les croisements du Bleicherweg et du Sihlhölzli engendreront des embouteillages qui contraindront les automobilistes empruntant le tunnel à rouler au pas, voire à stopper momentanément leur véhicule. Dans de pareils cas, la ventilation naturelle s'avère vite insuffisante et il ne faut pas plus de quelques minutes pour que la concentration de CO atteigne la valeur critique de 250 ppm. Formule qui paraissait la plus fonctionnelle et la plus rentable, l'adoption d'un système de ventilation longitudinale a été finalement retenue. Deux soufflantes d'un débit total de 17 m³/s sont montées dans des niches ménagées à la hauteur du plafond intermédiaire dans le nouveau tunnel. Au niveau de la calotte de l'ancien tunnel sera suspendue une soufflante d'un débit de 8,5 m³/s.

(Le S.)

Der Kanal Herdernstrasse in Schildbauweise

E. Marthaler, Adjunkt beim Tiefbauamt der Stadt Zürich

Planungskonzept

Als Bestandteil eines grossen, sich über viele Jahre erstreckenden Programmes für den Ausbau des Kanalnetzes der Stadt Zürich wird gegenwärtig längs der Herdern-Strasse zwischen Hohl- und Pfingstweidstrasse ein neuer Eisenbetonkanal mit einer Breite von 40 cm und einer Höhe von 2,10 m mit einer Werkleitungskulisse 100/210 cm auf eine Länge von ca. 560 m erstellt. Der Kanal unterfährt neben dem Streck-



Abb. 1 Fabrikation der Tübbinge in der Halle. In den Stahlschalungen werden die einzelnen Elemente jedes Rings betoniert und nach vierundzwanzig Stunden ausgeschalt.

Construction du canal de la Herdern-Strasse

**E. Marthaler, adjoint à l'Office des Ponts et Chaussées
de la ville de Zurich**

Conception du projet

Dans le cadre d'un vaste programme de construction, ayant pour but d'étendre le réseau de canalisation de la ville de Zurich, on travaille actuellement à la réalisation d'un nouveau canal en béton armé, passant sous la Herdern-Strasse, entre la Hohl- et la Pfingstweidstrasse. Cet ouvrage est d'une largeur de 4 m et d'une hauteur de 2,10 m avec une conduite de 100/210 cm sur une distance de 560 m environ. Le tunnel passe sous la ligne Zurich—Baden et sous les 18 voies de manœuvre de la gare principale de Zurich. On travaille, le secteur situé sous les voies ferrées, mis à part, à chantier ouvert. Il était tout d'abord prévu de travailler à chantier ouvert, sous les voies ferrées également, et de déposer les conduites une fois l'ouvrage terminé. Mais, vu que les travaux d'agrandissement des installations de la gare de Zurich nécessitaient l'abaissement de la voie ferrée, les CFF exigèrent que les conduites fussent placées, dans une coulisse spéciale. De plus, le travail à ciel ouvert aurait soulevé des difficultés presque insurmontables, le trafic ferroviaire étant à cet endroit quasi ininterrompu. Il fallait donc trouver autre chose.

Fig. 1 Fabrication des «tubbings». Les différents éléments de chaque anneau sont bétonnés dans des formes en acier, dans lesquelles ils reposent 24 heures.

Abb. 2 Tübbinglager bei der Baustelle.

keneleise Zürich—Baden auch die an dieser Stelle aus 18 Gleisen bestehenden Rangieranlagen des Zürcher Hauptbahnhofes. Der Kanal wird ausserhalb der Geleiseanlage in offener Baugrube erstellt. Der lichte Raum des Kanals ist sowohl unter den Geleisen als auch in freier Baugrube erstellt der gleiche.

Ursprünglich war vorgesehen, auch im Geleisegebiet den Kanal in offener Baugrube zu erstellen und die Werkleitungen auf dem fertigen Kanal zu verlegen. Im Hinblick auf den Ausbau der Zürcher Bahnanlagen und die damit verbundene Tieferlegung der Geleisefelder mussten aber die Werkleitungen auf Verlangen der SBB in einer speziellen Leitungskulisse untergebracht werden. Zudem wäre die Erstellung des Kanals in einer offenen Baugrube für den durchgehenden 24-stündigen Rangierbetrieb mit fast unüberwindbaren Schwierigkeiten verbunden gewesen, weshalb ein anderer Bauvorgang gesucht werden musste.



Fig. 2 Stocks de «tubings» sur le chantier

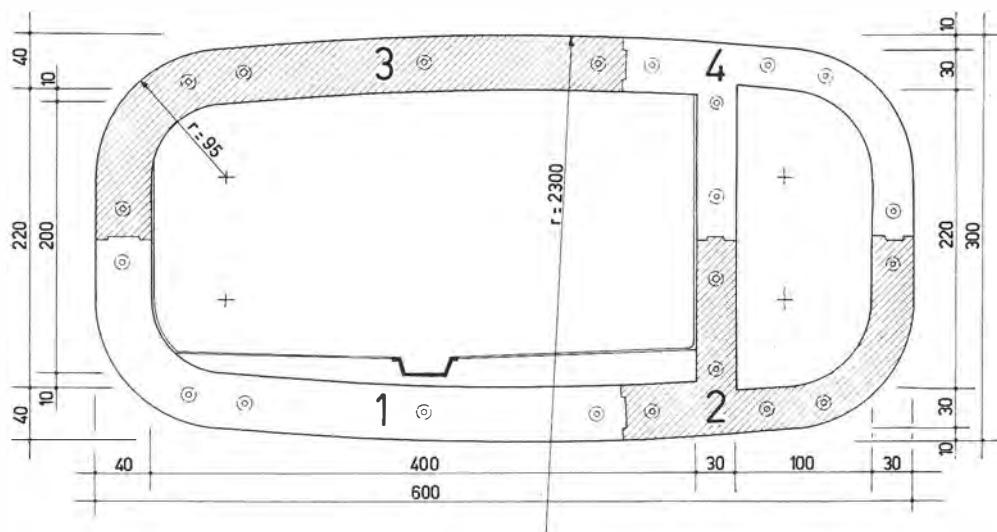


Abb. 3 Querschnitt der aus gegenseitig versetzten Tübbingen hergestellten Tunnelröhre. Die Tübbinge mit den Nummern 1, 2, 3 und 4 bilden den eingeschlossenen Ring und die Tübbinge 5 bis 9 den folgenden, wobei die Fugen jeweils versetzt sind.

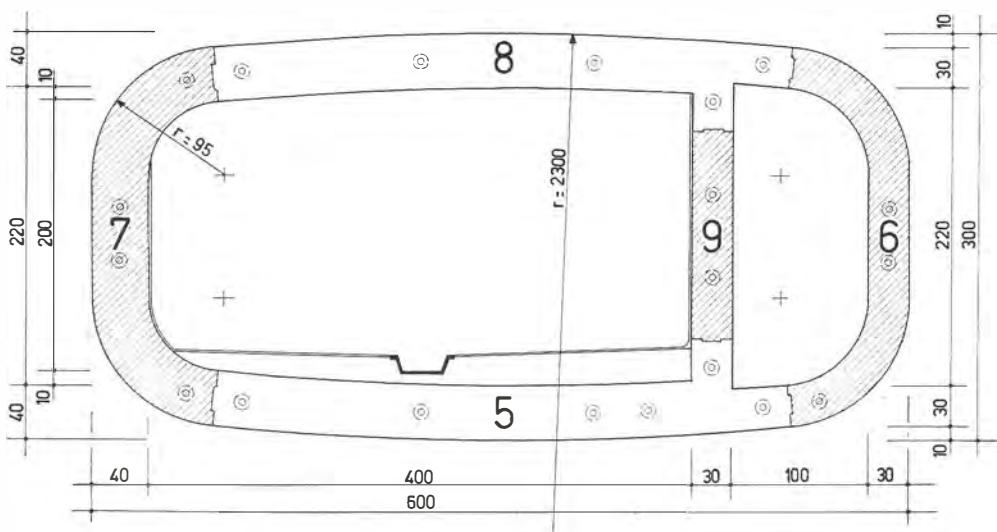


Fig. 3 Coupe du tunnel. Les «tubings» portant les numéros 1, 2, 3 et 4 composent un anneau intercalé et les «tubings» No 5 à 9 un anneau extérieur. Les jointures sont intervertis.

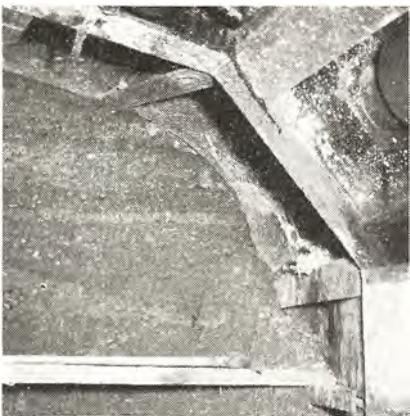


Fig. 4 Schneide des Schildes während des Vortriebes.

Geologie

Der Hauptsammelkanal liegt im Schotterfeld der grossen Limmatalluvialebene, die sich zwischen den Endmoränen von Schlieren und Zürich befindet. Das Material besteht hauptsächlich aus Kies und Sand, wird aber durch aufgefüllte ehemalige Kiesgruben unterbrochen. Mit Grundwasser war nur bei extremstem Hochwasser zu rechnen, das während der bisherigen Bauzeit aber noch nicht eingetreten ist.

Schild

Die ausführende Baufirma, Jakob Scheifele & Co., Zürich, entschloss sich, das ca. 110 m breite Geleisegebiet mittels eines Schildes zu unterfahren. Der von ihr selbst konstruierte Schild hat eine Rechteckform von 6 x 3 m mit stark abgerundeten Ecken und leicht gewölbter Sohle und Decke. Der Schild ist 2,50 m lang, die Schleppe hat eine solche von 2 m. Für den Vortrieb besitzt er 8 hydraulische Pressen von je 150 Tonnen, die einzeln gesteuert werden können. Die doppelwandige Schleppe enthält Injektionskanäle, durch welche während des Vortriebs durch Einpressen von Injektionsgut die Hohlräume zwischen den fertig versetzten Tübbings und dem Erdreich ausgefüllt werden. Der Materialaushub sowie das Versetzen der Tübbinge erfolgt durch einen gewöhnlichen Link-Belt-Bagger, der allerdings für die spezielle Verwendung etwas abgeändert werden musste. Die Kontrolle der Vortriebsrichtung erfolgt auf optischem Wege. Da die minimale Ueberdeckung des Kanals bis OK Schwellen nur 1,20 m beträgt, musste zur Sicherung der Stollenbrust eine Vorinjizierung vorgenommen werden. Trotzdem traten etliche Schwierigkeiten auf, weil das saubere Kies-Sandgemisch stellenweise so fest gelagert war, dass die Aufnahme von Injektionsgut nicht überall einwandfrei erfolgte. Auch musste die Schneide des Schildes im oberen Teil nachträglich um 60 cm verlängert werden.

Abb. 5 Aushub mit dem Link-Belt-Bagger im Schutze des Schildes. Oben die fertig eingebaute Decke mit den Betontübbingen.

Fig. 4 Tranchant du bouclier.

Géologie

Le canal collecteur se trouve dans le sol pierreux de la grande plaine d'alluvions de la Limmat, située entre les moraines de Schlieren et de Zurich. Le matériau se compose principalement de gravier et de sable, avec ça et là du matériau de remplissage d'anciennes gravières. La montée de nappes souterraines n'est à craindre qu'en cas de crues extrêmes, ce qui ne s'est jamais produit pendant la construction.

Le bouclier

La maison Jakob Scheifele & Co. de Zurich, qui était chargée des travaux, décida, pour la construction du tunnel de 110 m sous la voie ferrée, de se servir d'un bouclier. Ce bouclier, qu'elle a construit elle-même, est un rectangle, de 6 m sur 3 m, aux coins arrondis et dont la surface est légèrement convexe. Le bouclier a une longueur de 2,5 m, la «queue» mesure 2 m. Il possède 8 presses hydrauliques de 150 tonnes chacune, pouvant être actionnées individuellement. La «queue» contient des canaux d'injection permettant de presser du matériau de remplissage dans les espaces vides entre les «tubbings» et la terre ferme. Les travaux d'excavation et l'installation des «tubbings» sont exécutés à l'aide d'un trax Link-Belt qui dut toutefois être modifié à cet effet. On contrôle par l'optique si la progression du canal est conforme

Fig. 5 Excavation à l'aide d'un trax Link-Belt, sous la protection du bouclier. En haut, le plafond fait de «tubbings» est terminé.

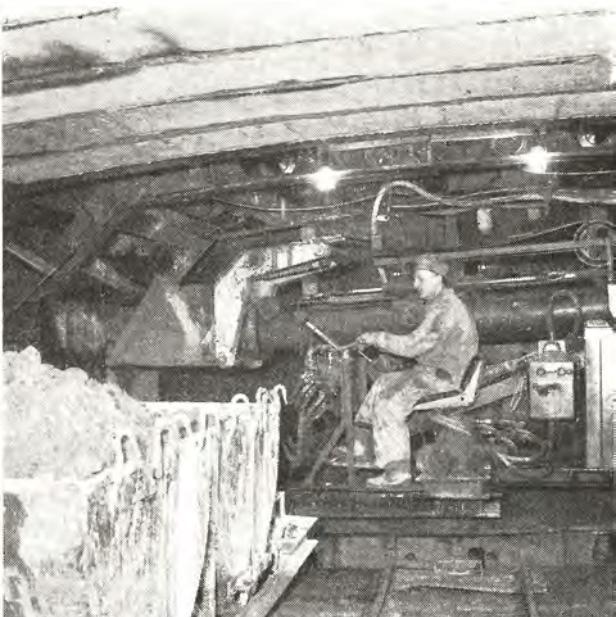




Abb. 6 Aufziehen des Verbundmörtels auf der Seitenfläche eines Tübbings.

Fig. 6 L'ouvrier revêt de mortier de ciment les côtés d'un «tubbing».

aux plans. Comme la couche recouvrant le tunnel est de moins de 1,2 m, il fallut «injecter» du matériau dans les parois afin d'en assurer la stabilité. On eut tout de même quelques difficultés car le mélange gravier-sable, dont se compose le terrain, était si compact que les «injections» ne furent pas partout homogènes. Il fallut aussi rallonger le tranchant du bouclier de 60 cm dans sa partie supérieure.



Bauausführung

Die Kanalröhre besteht aus 50 cm breiten Tübbings aus Beton. Diese wurden von der Unternehmung selbst vorfabriziert. Je 2 Ringe zusammen bilden ein Bau-element. Die Stärke der Konstruktion beträgt 30 bis 40 cm. Da die Fugen der Ringe versetzt sind, besteht der eine Ring aus 4, der andere aus 5 Teilstücken. Die Längs- und Querfugen sind schwabenschwanzartig ausgebildet, so dass ein guter Verband gewährleistet ist. Sie sind zudem leicht konisch, damit das Einschieben der Tübbings leicht erfolgen kann. Vor dem Versetzen wird auf die Fugenfläche der Zementmörtel aufgetragen. Die einzelnen Ringe werden mit 22 Schrauben zusammengeschraubt und die Schraubenlöcher nachträglich injiziert, wodurch eine vorzügliche

Abb. 7 Versetzen eines Seitentübbings mit dem gleichen für diese Arbeit ausgerüsteten Link-Belt-Bagger.

Fig. 7 Pose d'un «tubbing» latéral à l'aide du même trax Link-Belt, modifié à cet effet.

Längsversteifung erzielt wird. Zur Ausgleichung allfälliger kleinerer Abweichungen in der Höhenlage wird auf die Sohle eine ca. 15 cm starke Betonschicht aufgebracht und verputzt. Als Sandrinne wird eine Spundwandbohle Larsen II neu verlegt. Die Kanalwände und die Decke werden nicht verputzt, es werden lediglich die Fugen gedichtet. Der Vortrieb beträgt pro Tag 1 m.



Abb. 8 Der fertige Tunnel ohne Betonboden.

Exécution

Le canal se compose de «tubbings» de béton d'une largeur de 50 cm. Il s'agit de pièces préfabriquées par l'entreprise de construction elle-même. Deux anneaux forment un élément de construction. L'épaisseur de cet élément est de 30—40 cm. Comme les jointures des différents anneaux sont interverties, certains anneaux se composent de 4, d'autres de 5 parties. Les jointures longitudinales et latérales sont en «queue d'hirondelle», ce système assurant une bonne liaison. Elles sont en outre légèrement coniques, ce qui facilite l'emboîtement des «tubbings». Avant de placer les «tubbings», on recouvre les jointures de ciment. Les anneaux sont vissés l'un à l'autre par 22 vis et on injecte un ciment dans les trous, ce qui assure une excellente rigidité longitudinale. Pour aplatisir le sol, on le recouvre d'une couche d'environ 15 cm de béton qu'on crépit. La canalisation est faite de palplanches, type Larsen II. Les parois du tunnel ne sont pas crépiées, on se contente d'étanchéifier les joints des «tubbings». So-

Fig. 8 Le tunnel terminé. Le sol n'est pas encore bétonné.

Stollenbau durch Triasschichten — einige Beispiele und Erfahrungen

Dipl. Ing. G. Trucco, Ingenieurbüro Maggia-Kraftwerke, Locarno

(Vortrag gehalten am 11. März 1966 in Baden, anlässlich der Tagung der Schweizerischen Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik)

Einleitung

Die ausgedehnten Stollenbauten, die im Rahmen des Ausbaues der Blenio-Kraftwerke ausgeführt werden mussten, führten zur Durchörterung von Gebirge von mannigfaltiger Qualität und Beschaffenheit. Die meisten der angetroffenen Gesteinsarten stellten dem Ausbruch keine besonderen Schwierigkeiten entgegen, da es sich vorwiegend um bautechnisch gute bis sehr gute Gebirgsformationen handelte. Es entfielen auf eine Gesamtlänge von ca. 77 km 55 Prozent auf Gneise, 37 Prozent auf Bündnerschieferkomplexe verschiedener Ausbildung, 5,5 Prozent auf Schuttstrecken und 2,5 Prozent oder ca. 2 km auf Gesteine der Triasformation.

Der Name Trias erweckt beim Stollenbauer eine berechtigte, wenn auch vielleicht etwas voreingenommene Abneigung. Wenn von Trias die Rede ist, denkt er fast automatisch sofort an grosse Schwierigkeiten, Zeitverlust und hohe Kosten.

Es ist aber durchaus nicht immer so, wie wir im weiteren sehen werden; immerhin ist beim Vorhandensein von Trias eine gewisse Vorsicht in der Einschätzung der zu erwartenden Schwierigkeiten am Platze.

Trias ist eine geologische Formation von Sedimenten; sie verdankt ihren Namen dem Umstand, dass sie in drei voneinander getrennte Abteilungen zerfällt. Diese sind, in ihrer stratigraphischen Reihenfolge von oben nach unten:

obere Trias, bestehend hauptsächlich aus sogenannten Quartenschiefern,

mittlere Trias oder auch karbonatische Trias, bestehend aus Dolomiten, Zellendolomiten und Rauhwacken und

untere Trias, bestehend aus Quarziten.

In dem in Frage stehenden Gebiet (nördliches Bleniotal, Lukmanier, Leventina-Bedretto) bildet die Trias die älteste mehr oder weniger metamorphe Sedimentformation, die den kristallinen Gesteinen, hauptsächlich Gneisen, aufgelagert ist. Während der Alpenbildung hat sich die Trias als das Gestein grösster Mobilität erwiesen, so dass man sie heute als dünne, ausgequetschte und öfters unzusammenhängende Zonen oder lokal angehäuft in mehr oder weniger mächtigen Linsen antrifft, meistens zwischen den kristallinen Gesteinen und den die Trias überlagernden jüngeren Gesteinsserien der zur Juraformation gehörenden Bündnerschiefer.



Abb. 1 Uebersichtsplan der Blenio-Kraftwerke mit Eintragung der Stollenstrecken durch Trias. Die Partien durch ungünstige karbonatische Trias sind mit □ angegeben.

- 1 Hauptstollen
- 2 Nebenstollen, Fenster
- 3 Wasserschloss
- 4 Druckschacht
- 5 Zentrale
- 6 Staumauer, Staubecken
- 7 Karbonatische Trias
- 8 Grenze des Einzugsgebietes

Fig. 1 Situazione generale degli impianti idroelettrici di Blenio con l'indicazione dei tronchi di galleria attraverso il trias. Le parti più sfavorevoli del trias carbonatico sono indicate con □

- 1 Galleria principale
- 2 Gallerie secondarie, finestre
- 3 Pozzo piezometrico
- 4 Condotta forzata
- 5 Centrale
- 6 Diga, bacino
- 7 Trias carbonatico
- 8 Delimitazione del bacino imbrifero

Zur Trias gehören demnach auch Gesteine, die ausbruchtechnisch als relativ gut zu bewerten sind, wie z.B. Marmore, Quarze oder Dolomite. Solche Formationen können normalerweise ohne nennenswerte Schwierigkeiten oder Zeitverluste durchfahren werden. Sie erfordern hingegen etwas höhere Kosten, da ein Sicherungseinbau und eine nachträgliche Betonverkleidung, meistens unter Verwendung von Spezialzement infolge der Aggressivität des Wassers, nötig sind. Ausgesprochen ungünstig in bau-technischer Beziehung sind dagegen gewisse Gesteinsvarietäten der karbonatischen Trias, insbesondere die Rauhwacken und Mehldolomite, die einen sehr geringen, beziehungsweise keinen Kornverband aufweisen, und demzufolge bei Wasserzutritt in eine kohäsionslose, breiige Masse zerfallen.

Wie gross die Erschwerisse sind, die solche Gebirgsformationen dem Stollenbauer entgegenstellen, lässt sich am besten durch einige Beispiele an ausgeführten Bauwerken erläutern. Schon beim Bau des Gotthardtunnels ergaben sich beim Vortrieb der ersten 50 m ab Südportal durch losen, zuckerkörnigen Dolomit erhebliche Schwierigkeiten.

Beim Simplontunnel, ca. 4,5 km ab Südportal, geriet der Stollen in die Trias der Teggiolo-Mulde. Auf

einer Länge von ca. 42 m wies das Gebirge einen starken allseitigen Druck auf. Das Durchfahren dieser Druckstrecke erforderte eine Bauzeit von fast 7 Monaten.

Der Zuleitungsstollen Val Camadra—Ritomsee benötigte eine Bauzeit von 6 Jahren für die Traversierung von 300 m Trias.

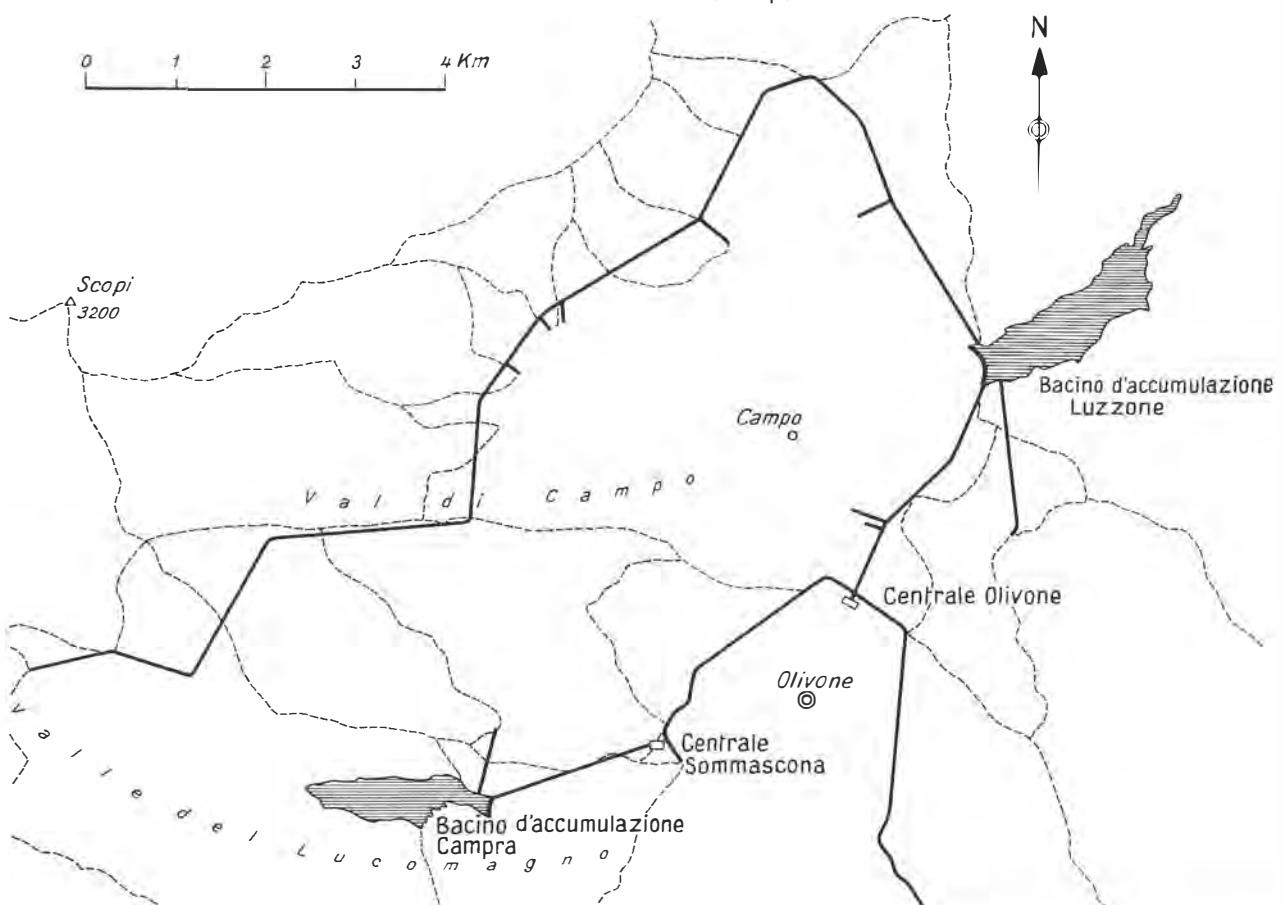
Beim Kraftwerk Blitzingen-Ernen im Oberwallis musste 10 Monate gearbeitet werden, um einen in Bündnerschiefer eingeschalteten Triaszug von 90 m Länge zu bewältigen.

Schliesslich sei noch der Druckstollen des Kraftwerkes Roselend in Frankreich erwähnt. Eine Triastrecke von 76 m wurde dort in ca. 16 Monaten traversiert.

Von den erwähnten ca. 2 km Stollen durch Trias, die im Rahmen des Ausbaues der Blenio-Kraftwerke erstellt werden mussten, entfielen, wie in Abb. 1 dargestellt ist, nur ca. 560 m auf die ungünstige karbonatische Gesteinsart, ca. 500 m im Freilaufstollen Lucomagno—Luzzone und die restlichen 60 m im Druckstollen Carassina—Luzzone. Die restlichen 1400 m führten durchwegs durch standfeste Triasgesteine und konnten ohne Schwierigkeiten durchfahren werden. Die folgenden Ausführungen

Abb. 2 Blenio-Kraftwerke. Projekt 1957. Ausbau der oberen Stufe in einen gemeinsamen Strang. Der Sammelstollen kreuzt die Triaszone zwischen Valle del Lucomagno und Val di Campo.

Fig. 2 Impianti idroelettrici di Blenio. Progetto 1957. Sfruttamento del salto superiore con un collettore comune. La galleria incrocia la zona del trias fra la Valle del Lucomagno e la Val di Campo.



werden sich auf eine kritische Beschreibung der Verfahren beschränken, die für die Durchörterung der in ungünstiger karbonatischer Trias gelegenen Strecken zur Anwendung gelangten.

Stollen Val di Campo

Der Beschluss zum Bau der Blenio-Kraftwerke erfolgte auf Grund eines Projekts, welches eine getrennte Ausnützung des Brenno di Lucomagno und des Brenno di Camadra vorsah, weil die ausgedehnte Triaszone zwischen Valle di Santa Maria und Val di Campo die Ueberführung der Gewässer des einen Tales in das andere, und somit die Ausnützung in einen gemeinsamen Strang, vorerst unmöglich erscheinen liess. Der Nachteil dieser Disposition war, dass die natürlichen und zugeleiteten Zuflüsse zum Luzzonebecken wohl ausreichend waren, um im hydrologischen Mitteljahr den geschaffenen Speicherraum zu füllen, nicht aber im Minimaljahr. Eigens zu diesem Zweck musste daher ein Pumpwerk Olivone vorgesehen werden.

Bei der Ueberprüfung der wasser- und energiewirtschaftlichen Unterlagen der oberen Projektstufe richtete deshalb die Geschäftsleitung der Blenio A.G. ihre besondere Aufmerksamkeit auf das Studium von Lösungen, welche die alljährliche Füllung des Beckens von Luzzone auch in trockenen Jahren, ohne Benützung von Pumpenergie und unter wirtschaftlichen Bedingungen, gewährleisten würden.

Diese Studien gipfelten in der Ausarbeitung eines in Abb. 2 dargestellten Projektes. Nach dieser neuen Disposition werden die Gewässer des Valle die Lucomagno durch einen gemeinsamen Sammelstollen in das Speicherbecken Luzzone übergeführt. Dadurch wird die Füllung des Beckens auch in wasserarmen Jahren gewährleistet. Die Studien zeigten, dass ein solcher Stollen nur auf einem etwa 100 m über dem maximalen Stauspiegel des Luzzonesees liegenden Horizont in Frage kam, da in tieferen Lagen die geologischen Bedingungen für die Durchquerung des Val di Campo prohibitiv waren. Abb. 3 zeigt einen geologischen Horizontalschnitt zwischen Lucomagno und Campotal auf Kote 1700 m ü.M. Eine genaue geologische Untersuchung, verbunden mit drei bis zum vorgesehenen Stollenhorizont hinabreichenden Bohrungen von max. 330 m Länge, zeigte, dass es auf diesem Horizont möglich war, durch eine geschickte Trassierung den grossen Triasmassen auszuweichen. Einzig bei der Alpe Predasca musste die grosse Triasantiklinale des Val di Campo auf einer Länge von ca. 500 m senkrecht durchquert werden.

Der Entschluss, dieses Risiko in Kauf zu nehmen, basierte einerseits auf dem Umstand, dass sowohl kostenmässig als auch zeitlich genügende Reserven vorhanden waren, und anderseits auch darauf, dass es sich um einen Stollen mit einem Profil von nur 2,20 x 2,6 handelte und dass die Traversierung der steilstehenden Triaszone querschlägig und in nicht allzugrosser Entfernung von einem Baufenster erfolgte. Zudem verlief die Stollenachse unter Ueberlagerungen von nur 100—150 m, direkt in einen nach aussen drainierten Steilhang.

Die Bauarbeiten wurden im Frühjahr 1959 aufgenommen. Nach Ausführung eines 90 m langen Baufensters durch stark zerklüftete Quartenschiefer wurde der Hauptstollen in nördlicher und in südlicher Richtung mit zwei Vortrieben in Angriff genommen. Abb. 4 zeigt, wie sich der Vortrieb entwickelte. Zunächst wurden gleich wie im Fenster relativ standfeste, wenn auch zerklüftete, Quartenschiefer angefahren. Anschliessend traf man die karbonatische Trias, allerdings nicht an der erwarteten Stelle, sondern ca. 170 m weiter in Richtung Lucomagno. Die ersten 11 m konnten ohne Schwierigkeit ausgeführt werden. Nachher stiess man jedoch auf kohäsionslose wasergesättigte Mehldolomite, die den Vortrieb zum Stillstand brachten. Die Stollenbrust musste eingebaut werden. Sondierungen ergaben, dass diese Zone nur drei Meter lang war. Sie konnte durch Vortrieb eines durch starke Holzrahmen gesicherten Minimalstollens von 1,00 x 1,50 m, der anschliessend ausgeweitet wurde, bewältigt werden. Dieses Verfahren erwies sich jedoch als sehr mühsam und zeitraubend. Für 3 m Vortrieb inkl. Ausweitung wurden ca. 30 Arbeitstage benötigt.

Die nächsten 50 m führten den Stollen durch trockene, ziemlich standfeste Rauhwacken und Dolomite, welche die Arbeit nicht besonders erschweren. Es mussten lediglich Einbaubögen im normalen Verfahren versetzt werden. Nach dieser Strecke traf man jedoch wieder auf stark durchnässte kohäsionslose Mehldolomite mit erheblichem Wasserandrang, die den Vortrieb wiederum abstoppten. Ein Versuch, diese Schwierigkeit auf die gleiche Art zu bewältigen wie vorher, scheiterte nach mühevoller Arbeit. Der angesetzte Minimalstollen konnte in einem Monat nur um ca. zwei Meter vorangebracht und musste dann endgültig aufgegeben werden. Als Sofortmassnahme wurde eine Rotationsbohrung in der Stollenachse angeordnet, mit dem doppelten Zwecke der Ermittlung der Materialbeschaffenheit und der Entlastung des Wasserdrukkes durch Drainagewirkung. Während der Durchführung der Bohrung, deren Ergebnisse später erläutert werden, wurden die Verfahren untersucht, die für die Weiterführung der Arbeiten in Frage kamen. Grundsätzlich standen vier Methoden zur Verfügung, die einzeln oder in Kombination angewandt werden konnten, nämlich:

- die Entwässerung oder Drainage
- die Verfestigungsinjektionen
- das Gefrierverfahren
- der Schildvortrieb

Sämtliche Methoden sind mit Vor- und Nachteilen behaftet. Die Natur und die Art des zu durchfahrenden Materials bestimmen in jedem speziellen Fall das vorteilhafteste Verfahren. Die Hauptmerkmale des hier zu lösenden Problems waren die grosse Länge der zu traversierenden Triaszone und der erhebliche Wasserandrang (anfänglich 30—35 l pro Sek.). Nach Rücksprache mit Spezialfirmen wurde das Gefrierverfahren ausgeschieden, weil es in diesem Falle wegen des grossen Wasserandrangs kaum realisierbar, jedenfalls aber wirtschaftlich untragbar gewesen wäre. Es wurde folgendes Vorgehen beschlossen:

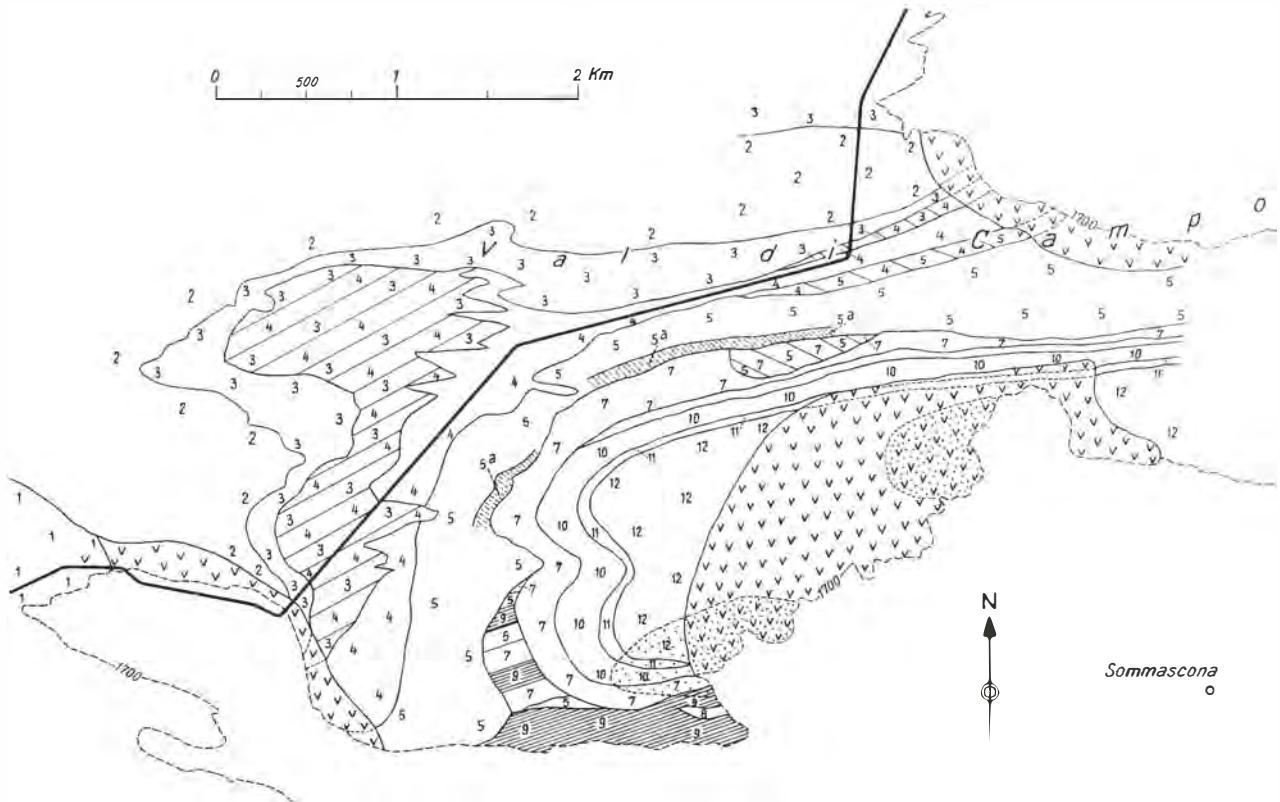


Abb. 3 Geologischer Horizontalschnitt auf Kote 1700 m ü. M. zwischen Valle del Lucomagno und Val di Campo.

- 1 Kristallin (Selva secca)
«Cristallingranit»
- 2 Karbonatische Trias
Dolomite, Zellendolomite, Rauhwacke, Dolomitmehl, wenig Gips
- 3 Quartenschiefer
Grüne Phyllite und Glimmerschiefer, weisse Quarzite
- 4 Knötzchenschiefer
- 5 (5a) Quarzitische Serie
Braune Quarzite und Sandsteine } Gemischte Serie
Knötzchenschiefer
- 6 Sandsteine
- 7 Kalksandstein und Marmor-Serie
Stellenweise mit Dolomiten
- 8 Quartenschiefer: weisse Quarzite, grüne Phyllite und Glimmerschiefer
- 9 Bündnerschiefer: blaue Hornfelse und Knötzchenschiefer, braune, massive Quarzite
- 10 Karbonatische Trias: Dolomite, Rauhwacken
- 11 Quartenschiefer: grüne Phyllite, Glimmerschiefer und weisse Quarzite
- 12 Bündnerschiefer, Sosto-Schiefer: blaugraue Kalkglimmerschiefer mit Kieselkalk und raren Marmorlagen
- 13 Sackungsmassen
- 14 Moränen
- 15 Quartär allgemein

Signaturen: - - 1700 - - Ausbiss der Kote 1700
— Stollen Acqua Calda—Val Campo

Fig. 3 Sezione geologica orizzontale a quota 1700 s. m. fra la Valle del Lucomagno e la Val di Campo.

- 1 Cristallino (Selva secca)
- 2 Trias carbonatico
Rocce dolomitiche, dolomia cariata, dolomia granulosa, poco gesso
- 3 «Quartenschiefer»
Scisti filladici verdi e scisti micacei, quarziti bianche
- 4 «Knötzchenschiefer»
- 5 (5a) Serie delle quarziti
Quarziti brune e arenarie } Serie mescolata
«Knötzchenschiefer»
- 6 Arenarie
- 7 Arenarie calcaree e marmi con rocce dolomitiche
- 8 «Quartenschiefer»: quarziti bianche, scisti verdi e scisti filladici micacei
- 9 Calcescisti: rocce con orneblenda e «Knötzchenschiefer», quarziti brune
- 10 Trias carbonatico: rocce dolomitiche, dolomia cariata
- 11 «Quartenschiefer»: filliti verdi, scisti micacei e quarziti bianche
- 12 Calcescisti, scisti del Sosto: scisti micacei calcarei grigio-azzurri con silice calcarea e alcuni strati marmorei
- 13 Crolli e scivolamenti di massa
- 14 Morene
- 15 Quaternario

Segnature: - - 1700 - - traccia della curva di livello a quota 1700
— Galleria Acqua calda—Val Campo

— Wiederaufnahme des Vortriebes mit Hilfe eines Pressschildes ohne Druckluft in der Arbeitskammer und hintenanschliessender Tübbingverkleidung.

-- Während der Herstellungszeit des Schildes Verfestigungsinjektionen am eingestellten Vortrieb und Ausbau einer Kammer für die Schildmontage. Das

Durchfahren der gesamten Triassstrecke mit Hilfe von Verfestigungsinjektionen wurde wegen des geschätzten grossen Zeitaufwandes und des starken Wasserandrangs nicht in Betracht gezogen.

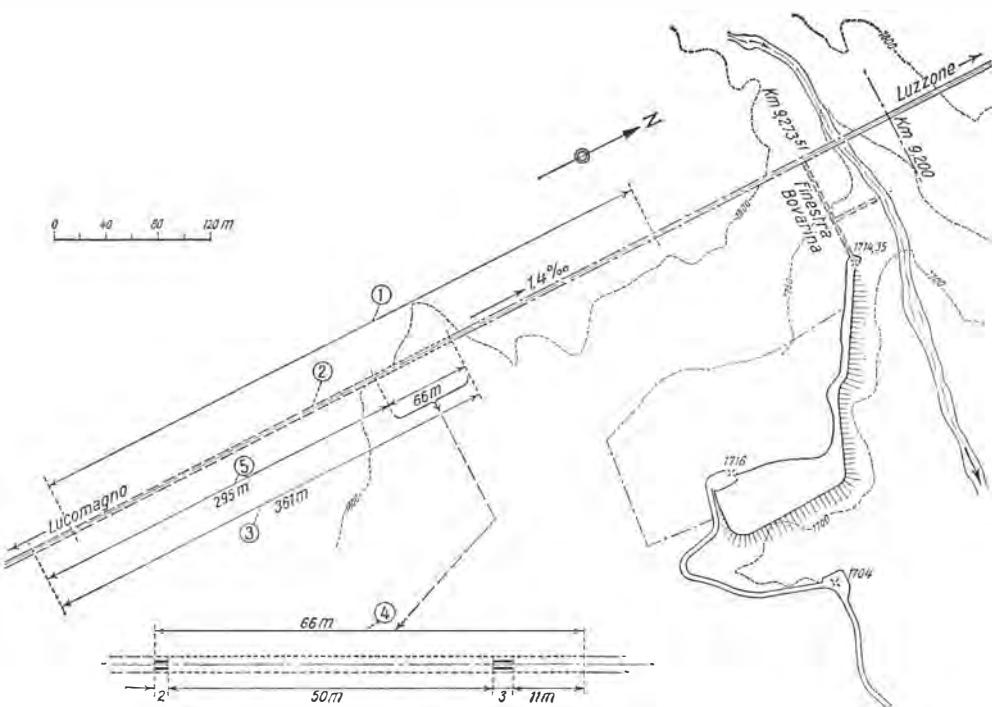
— Drainage durch die inzwischen erstellte Sondierbohrung und durch ev. andere noch zusätzlich auszuführende Bohrungen.

Abb. 4 Situationsplan der Baustelle Alpe Predasca.

- 1 Karbonatische Trias 500 m gemäss geologischer Prognose
- 2 Stollen Campo-Predasca
- 3 Effektive Länge in der karbonatischen Trias 361 m
- 4 Davon ohne Schildvortrieb 66 m
- 5 Mit Schildvortrieb 295 m

Fig. 4 Piano di situazione del cantiere Alpe Predasca.

- 1 Trias carbonatico secondo prognosi geologica 500 m
- 2 Tronco Campo-Predasca
- 3 Totale effettivo nel trias carbonatico 361 m
- 4 Di cui senza scudo 66 m
- 5 Con scudo 295 m



Die Sondierbohrungen

Abb. 5 stellt die Ergebnisse der Sondierbohrung in Richtung der Stollenachse dar. Die Bohrung, mit einem Durchmesser von 135 mm angesetzt, erreichte eine Länge von 168 m bei einem Enddurchmesser von 65 mm. Das angetroffene Material wechselte zwischen kohäsionslosem Mehldolomit und Mehldolomit mit Rauhwacken-Einlagen. Der Wasserandrang betrug im Mittel 9-10 l/s, erreichte aber beim Anbohren von Wassersäcken Spitzen bis zu 26 l/s bei einem max. Druck von 8 Atm. Die Kernausbeute war äusserst spärlich, da der grösste Teil des Feinmaterials vom Wasser weggeschwemmt wurde. Eine allerdings vorauszusehende Eigentümlichkeit dieser Bohrung war, wie das Bild zeigt, die von der vorgesehenen Achse beträchtliche horizontale Abweichung nach rechts. Diese erreichte am Endpunkt bei 168 m einen Betrag von 52 m. Sie wurde gemessen mit Hilfe einer in einer Glasröhre mit warmer Gelatinelösung liegenden Kompassnadel, die an der Spitze des Bohrgestänges in verschiedene Tiefen des Bohrloches eingeführt und dort jeweils infolge Koagulation der Lösung fixiert wurde. Zur ungefähren Bestimmung des südlichen Randes der Triaszone wurden noch von der Oberfläche her zwei Bohrungen vorgetrieben. Die erste davon, senkrecht, erreichte sehr bald die karbonatische Trias, währenddem die zweite, unter 45° geneigt, auch unterhalb des Stollenhorizontes ständig in den Quartenschiefen verblieb. An Hand dieser Ergebnisse konnte man die Länge der mit dem Schild auszuführenden Strecke auf ca. 300 m bestimmen.

Die Injektionsarbeiten

Gleichzeitig mit diesen Bohrungen wurde im Stollen mit den vorgesehenen Injektionsarbeiten begonnen. Um die Injektionsmethode und die Art des Injektionsgutes festzulegen, wurden einige Voruntersuchungen im Laboratorium ausgeführt. Das spezifische Gewicht des Dolomitmehls aus dem Stollen betrug $2,85 \text{ t/m}^3$, was als ziemlich hoch zu bewerten ist. Die Kornverteilungskurve ergab, dass ca. 60 Prozent des Materials Korngrößen zwischen 0,06 und 0,2 mm aufwiesen; aus feineren Teilen bestanden nur ca. 10 Prozent und die restlichen 30 Prozent bildeten die gröberen Bestandteile.

Die Versuche zeigten, dass die besten Ergebnisse durch Injektion einer Lösung von 1 l Wasserglas 38° Bé auf 1 l Wasser, vermischt mit einer koagulierenden Lösung von 50 g Natriumaluminat auf 1 l Wasser, im Verhältnis 1,5 : 1, zu erwarten waren. Die Gelierzeit betrug ca. 17 Min.; durch Änderung des Mischungsverhältnisses konnte diese im Bereich zwischen einigen Minuten und 1 1/2 Stunden beliebig variiert werden. Der Durchlässigkeitsskoeffizient vor der Injektion betrug ca. $2 \cdot 10^{-3} \text{ cm/s}$ und nach der Injektion $2 \cdot 10^{-6} \text{ cm/s}$. Die Druckfestigkeit der Probekörper nach der Injektion erreichte beim gewählten Mischungsverhältnis ca. $1,1 \text{ kg/cm}^2$.

Bevor mit den Verfestigungs injektionen begonnen werden konnte, wurden noch eine Mischung aus Zement, Dolomitmehl und Sika eingepresst, um die Hohlräume zwischen Gebirge und Betonverkleidung

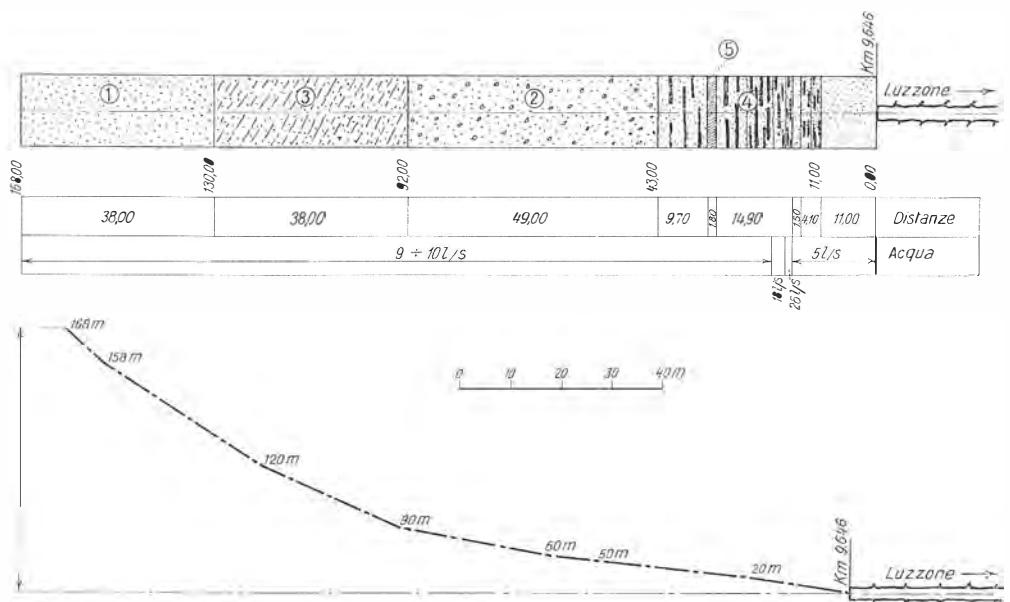


Abb. 5 Ergebnisse der Sondierbohrung in der Stollenachse.

- 1 Mehldolomit
- 2 Körniger Dolomit
- 3 Dolomitphyllit
- 4 Körniger Dolomit mit Fragmenten von Rauhwacke
- 5 Rauhwacke

Fig. 5 Risultati del sondaggio nell'asse della galleria

- 1 Dolomia farinosa senza coerenza
- 2 Dolomia granulosa bianca senza coerenza
- 3 Dolomia filladica
- 4 Dolomia granulosa con frammenti di dolomia cariata
- 5 Dolomia cariata

zu füllen. Die eigentlichen Verfestigungs injektionen bestanden in der wechselweisen Injizierung der vorher erwähnten Wasserglaslösung und einer Zement-Dolomitmehl-Sika-Mischung, um die Wasseradern zu stopfen. Sie wurden durch 12 m lange Bohrlöcher mit 46 mm Durchmesser ausgeführt (Abb. 6). Insgesamt wurden für Füll- und Verfestigungs injektionen ca. 67 t Zement, 34 t Dolomitmehl, 4300 l Wasserglaslösung und ca. 200 l Sika verbraucht. Die Arbeiten dauerten anderthalb Monate. Ungefähr fünf Monate,

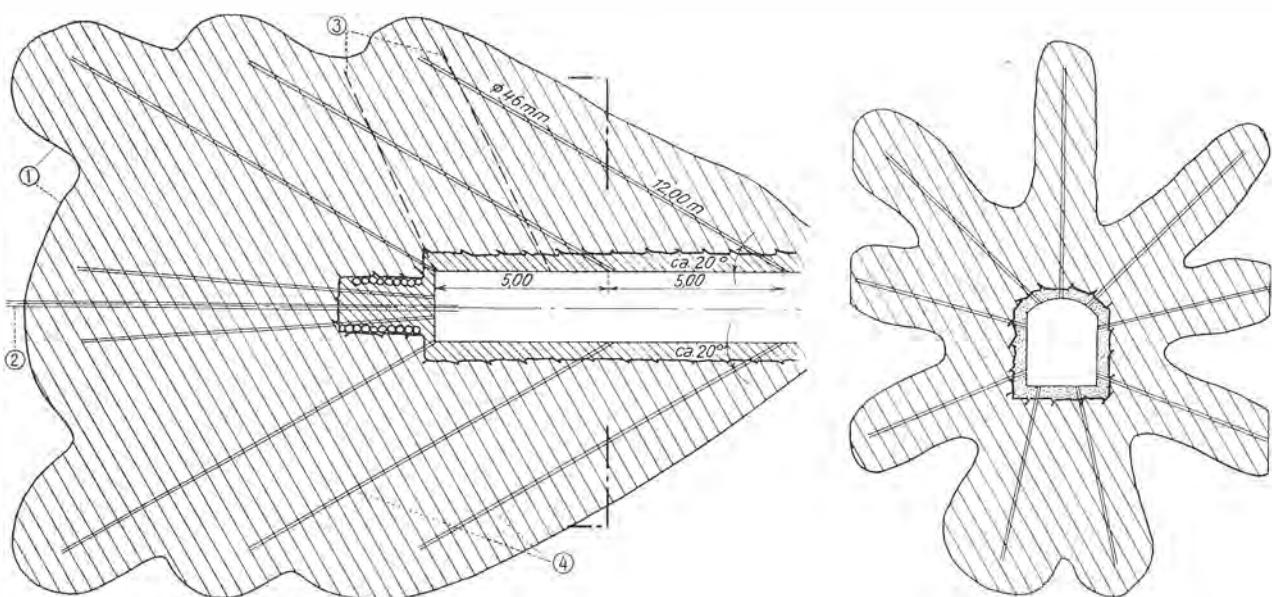
nachdem der Vortrieb mit herkömmlichen Mitteln eingestellt werden musste, konnte in der verfestigten Zone der Ausbruch der Schildmontagekammer ange setzt werden. Diese 7,50 m lange und 4,0 m hohe Kammer wurde in fünf Wochen erstellt. Auf den Abb. 7 und 8 sind verschiedene Baustadien dieser Kammer dargestellt. In den folgenden sieben Wochen wurde der Schild montiert und ca. 8 Monate nach Einstellung des Vortriebes konnte der Schild in Betrieb genommen werden.

Abb. 6 Schematische Darstellung der im Stollen ausgeführten Bohrlöcher für die Verfestigungs injektionen.

- 1 Voraussichtlicher Wirkungsbereich der Injektionen
- 2 Sondierbohrungen in der Stollenachse
- 3 Drainagebohrungen
- 4 Injektionsbohrungen

Fig. 6 Rappresentazione schematica dei fori fatti nella galleria per le iniezioni di consolidamento.

- 1 Zona probabile di efficacia delle iniezioni
- 2 Sondaggio nell'asse della galleria
- 3 Fori di drenaggio
- 4 Fori d'iniezioni



Die Schildmontage

Abb. 9 zeigt einen Längsschnitt durch den Schild. Es handelt sich um eine aus statischen Gründen kreisrunde ausgesteifte Röhre von 3040 mm Außen-durchmesser und 5900 mm Länge, welche am vorderen Ende eine starke Schneide aufweist. Die Schildbrust, die unabhängig vom ganzen Schild beweglich ist, ist für das Schottern des Stollenmaterials mit einer Anzahl Oeffnungen versehen. Diese Oeffnungen sind einzeln oder gesamthaft abschliessbar und erlauben somit eine Anpassung des Arbeitsvorganges an die Beschaffenheit des Materials. Es ist daher möglich, in standfesten Zonen vor der Schildbrust zu arbeiten und sogar leichte Sprengungen vorzunehmen. In nicht standfesten Zonen hingegen erfolgt die Schotterung direkt durch die abwechselungsweise geöffneten Luken. Am Schildschwanz ist eine Hebevorrichtung eingebaut, die zum Versetzen der Eisenbetontübbinge dient. Ferner ist noch ein starker beweglicher Druckring angebracht, der sich auf den zuletzt versetzten Tübbingring anlehnt und auf welchen sich die Vorschubpressen abstützen. Der ganze Schild wird von 14 durch Druckwasser betätigten Pressen mit einer totalen Druckkraft von 1400 t vorgeschoben. Die Schildbrust wird ihrerseits von 10 kleineren Pressen von je 40–50 t Druckkraft bewegt. Der Schild wurde nach den Plänen und Berechnungen von Spezialfirmen ausgeführt. Er wurde auf die vorhandenen Erd- und Wasserdruckkräfte und auf die Druckkräfte der Vorschubpressen dimensioniert. Diese zum Teil unsymmetrischen Beanspruchungen können erhebliche Werte annehmen und bedingen daher relativ schwere und entsprechend ziemlich teure Konstruktionen. In unserem Fall betrug das Gewicht des Schildes ca. 27 000 kg und der Preis Fr. 86 400.—. Die Abb. 10 zeigt die Schildkonstruktion in der Werkstatt.

Serienmässige Herstellung der Tübbinge

Während der Ausführung der vorher geschilderten Injektionsarbeiten und der Herstellung des Schildes, wurde auf der Baustelle mit der serienmässigen Fabrikation der Betonverkleidungsringe, der Tübbing, begonnen (siehe Abb. 11). Ein vollständiger Verkleidungsring besteht aus 4 Elementen, einem Sohlübbing, zwei Seitentübbing und einem Scheiteltübbing. Diese sind 28 cm stark, 89 cm lang und haben ein Gewicht von ca. 1,2 t. Zwischen dem Sohlübbing und den Seitentübbing ist je eine Oeffnung von 36 cm Breite vorgesehen, welche dem Versetzen der ebenfalls vorfabrizierten Schlusssteine dient. Die Tübbinge sind aus Eisenbeton hergestellt unter Verwendung von Spezialzement wegen der Aggressivität des im Gebirge enthaltenen Wassers. Sie sind im weiteren mit einer Anzahl Löcher versehen und verwandeln den ganzen Tunnel in eine Art Filterröhre zwecks Reduktion des Wasserdruckes auf die Stollenwand und gleichzeitig zur Fassung des Wassers zur Energieproduktion. In jedem Scheitelement ist aus diesem Grunde noch zusätzlich ein Querschlitz vorgesehen, welcher an jedem Ende durch ein Rohr von 40 mm Durchmesser entwässert wird.

Ueber dem Schlitz, also an der Kontaktfläche zwischen Tübbing und Gebirge, ist ein gelochtes Blech angebracht, das verhindern soll, dass mit dem Wasser zuviel Material eingeschwemmt wird. Blechstärke, Anzahl Löcher und deren Durchmesser wurden in vorgängigen Laboratoriumsversuchen ermittelt. Die fertigen Elemente wurden numeriert und so gelagert, dass die zuerst hergestellten auch als erste zum Einbau gelangten.

Schwierigkeiten beim Schildvortrieb

Nach Beendigung der Schildmontage wurde der Hohlraum zwischen äusserem Schildmantel und Wandungen der Kammer mit Kies aufgefüllt, um den Schild in die richtige Ausgangslage zu bringen. Diese Strecke wurde nachträglich ausinjiziert. Bald nach dem Beginn des Schildvortriebes machten sich die ersten Schwierigkeiten bemerkbar. Die ungleichmässige Beschaffenheit des Materials hatte zur Folge, dass es äusserst mühsam war, Richtung und Gefälle einzuhalten. So hatte man in der Ausgangsstrecke, vorwiegend in der unteren Profilhälfte, härteres Material, währenddem der obere Teil meistens aus weichen Dolomiten und Rauhwacken bestand. Das hatte zur Folge, dass der Schild ständig Tendenz hatte, nach oben zu gleiten. Es stellte sich bald ein unzulässiges Gefälle von nahezu 4 Prozent ein. Um den Schild wieder in die horizontale Lage zu bringen, musste unter der Schneide vermehrt Material ausgegraben und mit den oberen Vorschubpressen ein verstärkter Druck ausgeübt werden. Aus den gleichen Gründen war auch eine genaue Einhaltung der Richtung sehr schwierig. In diesem besonderen Fall war das aber nicht von grosser Bedeutung, weil die Gegenattacke auf der Lukmanierseite des Stollens noch über 4,0 km entfernt war, und somit die Möglichkeit bestand, die Trassierung dem effektiv ausgeführten Ausbruch anzupassen. Die erzielten Fortschritte waren unregelmässig und variierten zwischen einem und drei Tübbingten oder, anders ausgedrückt, zwischen 90 cm und 2,70 m pro Tag. Von Zeit zu Zeit mussten aber immer wieder ein oder zwei Tage Wartezeit eingeschaltet werden, so z.B. beim Anfahren von Wasseradern, um den Schild von eingeschwemmtem Feinmaterial zu säubern, um kleinere Reparaturarbeiten an Pressen oder am Druckring auszuführen und um das Geleise nachzuziehen. Ein grösserer Unterbruch erfolgte nach ca. 120 m und ca. 5 Monaten Arbeit. Die Schildbrust erreichte eine Zone aus weichem, kohäsionslosem und druckhaftem Material. Sämtliche Luken mussten geschlossen werden, um eine Füllung des Schildes mit eingeschwemmtem Dolomitmehl zu verhindern. Um den weiteren Vortrieb zu ermöglichen, musste die Stollenbrust lokal mit chemischen Injektionen verfestigt werden. Nach Ueberwindung dieser Schwierigkeit traf man auf der Sohle wieder auf härteres Material, und der Schild begann erneut zu steigen. Er wurde wieder auf die Sollkote gebracht. Aber auf einer Strecke von ca. 38 m mussten die Sohlübbinge herausgenommen werden und durch eine tiefer gelegene an Ort und Stelle eingebrachte armierte Betonsohle ersetzt werden. So ging es langsam, aber

stetig unter Ueberwindung aller grösseren und kleineren Hindernisse, die das Gebirge dem Vortrieb entgegenstellte, vorwärts. Die Abb. 12—14 geben einen Eindruck von der Arbeit im Schild. Abb. 12 zeigt das Schottern von weichem Material bei offenen Luken, Abb. 13 die Schildbrust bei geschlossenen Luken in einer druckhaften Felspartie und Abb. 14 den Wasserandrang im Stollen.

Genau ein Jahr und ein Tag nach Beginn des Schildvortriebes wurde der 338ste und letzte Tübbing versetzt. Die Durchquerung der 296 m langen Strecke erfolgte somit mit einer mittleren Vortriebsleistung von ca. 1,0 m pro Arbeitstag, vom Zeitpunkt an gerechnet, in welchem der Schild in Betrieb genommen werden konnte. Rechnet man von dem Zeitpunkt aus, als der Vortrieb mit herkömmlichen Mitteln eingestellt werden musste, so geht die mittlere Vortriebsleistung auf ca. 0,58 m pro Arbeitstag zurück. Dieser Wert berücksichtigt also sämtliche Wartezeiten für Sondierungs- und Injektionsarbeiten sowie für die Schildfabrikation.

Am Ende der Triasstrecke musste wieder eine Kammer ausgebrochen werden, um die Demontage des Schildes vorzunehmen. Sämtliche beweglichen Teile, wie Pressen, Druckring, Arbeitsbühne usw. wurden zuerst herausgenommen. Die zuletzt verbleibende Schildröhre wurde mit dem Schweissbrenner in 3 Teile längsgeschnitten und ebenfalls aus dem Stollen entfernt. Diese Arbeit erforderte gesamthaft 3 Wochen Zeit.

Druckstollen Carassina—Luzzone

Im gleichen Zeitabschnitt war auf einer anderen Baustelle der Blenio AG der Druckstollen Carassina—Luzzone im Bau. Dieser Stollen, der das Wasser aus dem kleinen Ausgleichsbecken Carassina nach der Zentrale Luzzone führen sollte, musste auch eine Triaszone unter dem Pizzo Forcadona traversieren. Der Stollen von einer Gesamtlänge von ca. 1,5 km wurde von beiden Enden vorgetrieben und erreichte programmgemäß die Triasformation. Hier blieben aber, wider Erwarten, zuerst der nördliche und anschliessend auch der südliche Vortrieb stecken. Alle Versuche, die Arbeiten wieder in Gang zu bringen, scheiterten am Widerstand des durchnässtten, drückenden und kohäsionslosen Dolomits. Es wurde daher beschlossen, den schon im Val di Campo im Einsatz stehenden Schild, nach Beendigung der dortigen Arbeiten, auch in diesem Falle wieder zu verwenden. Die nötigen Vorbereitungsarbeiten wurden umgehend angeordnet, um ohne Zeitverlust den freigewordenen Schild im Stollen einzubauen. Das in diesem Falle zu lösende Problem war im Prinzip dasselbe wie bei der Traversierung im Val di Campo, nur waren zwei erschwerende Umstände zu berücksichtigen.

Da beide Stollenäste schon ausgeführt und die zwei Vortriebe getrennt durch die Triasschicht nur 60 m voneinander entfernt waren, musste, da kein Spielraum mehr bestand, um eventuelle, auch geringfügige Abweichungen auszugleichen, der Schild äusserst genau in Gefälle und Richtung geführt wer-

den. Um dieses Ziel zu erreichen, wurden vor jeder Schildverschiebung der zuletzt versetzte Tübbing sowie Schildschneide und Schildende genau eingemessen und ausnivelliert, um entsprechend der Lage und der Bewegungstendenz des Schildes den Druck der Pressen einstellen zu können. Das erreichte Resultat war befriedigend, und der Durchschlag erfolgte ohne nennenswerte Abweichungen.

Der zweite erschwerende Umstand bestand in der Notwendigkeit, eine zusätzliche innere Ausmantelung einzubauen, da es sich in diesem Falle um einen Druckstollen handelte, und somit auch der innere Wasserdruck von ca. drei Atm. aufgenommen werden musste. Da der Schilddurchmesser für diesen Stollen schon knapp bemessen war, musste man, um den Stollenquerschnitt nicht zu stark einzuschnüren, eine möglichst dünne, aber widerstandsfähige innere Verkleidung erstellen. Das wurde durch den Einbau eines neun Zentimeter starken, armierten Gunitringes erreicht. Der Stollenquerschnitt, der im verkleideten Normalprofil einen Durchmesser von 2,60 Meter aufweist, reduziert sich in der Triasstrecke auf einen Durchmesser von 2,26 Metern.

Die Schwierigkeiten, die bei dieser Triastraversierung überwunden werden mussten, waren geringer als diejenigen, die im Val di Campo angetroffen wurden. Vor allem war der Wasserandrang, der im anderen Stollen Menschen und Material auf eine harte Probe stellte, in diesem Falle bedeutend geringer. Dementsprechend waren auch die Leistungen grösser. Die Durchquerung der 60 m starken Triaszone vom Moment an gerechnet, da der Schild in Betrieb genommen werden konnte, erfolgte in ca. eineinhalb Monaten, was einem Mittel von ca. 1,50 m pro Arbeitstag entspricht.

Stollen Bedretto—Robiei

Als drittes und letztes Beispiel sei ganz kurz noch die mit der Methode der Entwässerung durchgeführte Durchquerung einer karbonatischen Triaszone mit dem Stollen Bedretto-Robiei der Maggia-Kraftwerke erwähnt. Der beim Baufenster Cruina im Bedrettotal angesetzte fallende Vortrieb mit einem Querschnitt von 7 m² geriet nach 110 m in stark drückende und wasserführende Mehldolomite. Eine angesetzte Sondierbohrung in der Stollenachse musste nach 20 m aufgegeben werden.

Das mit ca. 50 l/s und 15 atm. Druck in das Bohrloch anfallende Wasser drückte das Gestänge hinaus und füllte den Stollen auf 10 m Länge zur Hälfte mit Feinmaterial aus. Nun wurden fünf weitere Löcher von 100—165 mm Durchmesser am Stollenumfang gebohrt, um das Gebirge zu drainieren. Der totale Wasserzufluss aus allen sechs Löchern, der anfänglich 90 l/s betrug, nahm in einem Monat auf ca. 50 l/s ab und blieb dann konstant. Der grössere Teil dieser Wassermenge floss aus den drei Löchern am bergseitigen Stollenparament. Aus diesem Grunde wurde, etwa 15 m von der Stollenbrust zurückversetzt, eine weitere Sondierbohrung mit einer talseitigen Abweichung von ca. 30° gegenüber der Stollenachse ausgeführt, um die Mög-

lichkeit einer Richtungsänderung der Stollenführung zu untersuchen. Gleichzeitig wurde versucht, den Vortrieb wieder aufzunehmen. Dieser Versuch scheiterte; die Bohrung war hingegen erfolgreich. Sie gelangte nach 44 m karbonatischer Trias in Bündnerschiefer und führte nur ein bis zwei l/s Wasser. Aufgrund dieses Ergebnisses wurde das Stollentrasse entsprechend der Richtung der neuen Bohrung geändert und der Vortrieb konnte mit einer Leistung von 80 cm pro Tag, mit Hilfe von Einbaubogen, aber sonst ohne grössere Schwierigkeiten, weitergeführt werden. Das Wasser blieb ständig im verlassenen Stollenteil. Diese 44 m lange Strecke wurde, einschliesslich der Sohlenverkleidung, in zwei Monaten ausgeführt. Unter Miteinbezug der Sondier- und Drainagebohrungen wurden für die ganze Arbeit fünf Monate benötigt.

Kostenvergleiche

Abschliessend noch einige Angaben über die Kosten. Wie einleitend schon erwähnt wurde, hatte die Blenio AG das Risiko der Traversierung der Triasantiklinale im Val di Campo bewusst auf sich genommen, weil die dadurch erreichte bessere Wirtschaftlichkeit des Gesamtprojektes beträchtliche Geldreserven für diese Aufgabe frei werden liess.

Die Ueberwindung der gesamten Triaszone im Val di Campo von 361 m Länge kostete 2 416 000.— Fr. oder ca. 6700.— Fr./m. Die 295 m lange Schildstrecke allein beanspruchte 1 686 000.— Fr. oder 5715.— Fr./m. Demgegenüber seien die Kosten des normalen Stollenprofils in standfestem Fels aufgeführt. Dieser kostete im Durchschnitt ca. 784.— Fr./m, also ca. achteinhalbmal weniger als die gesamte Triasstrecke und ca. siebeneinhalbmal weniger als die Schildstrecke. Interessant ist auch ein Vergleich des Zeitaufwandes. Für die 361 lange Triaszone, inbegriffen alle Wartezeiten für Verfestigungs injektionen, Schildfabrikation und Montage, wurden ziemlich genau zwei Jahre gebraucht. Für die gleiche Strecke in standfestem Fels benötigte man ca. zweieinhalb Monate, einschliesslich Rigolen und Sohlenverkleidung, also ca. zehnmal weniger. Der Durchschnittspreis der Schildstrecke im Druckstollen Carassina ergab sich, entsprechend der besseren Vortriebsleistung, zu 4500.— Fr./m ohne armierten Gunitring. Bei Berücksichtigung desselben und hauptsächlich der vorgängig nötigen Abdichtungsarbeiten stieg der Preis allerdings auf 5500.— Fr./m, erreichte also die glei-

che Grössenordnung wie für die Schildstrecke im Val di Campo.

Bei der Durchquerung der karbonatischen Triaszone im Bedrettatal beliefen sich die Kosten auf 2300.— Fr./m einschliesslich Sondier- und Drainagebohrungen und Stollenverkleidung.

Für eine in Frankreich durch die EDF durchgeföhrte Traversierung einer Triaszone von 76 m Länge mit dem Druckstollen Roselend—La Bathie wurden folgende Vergleichszahlen angegeben: Die Kosten der Triastrecke betrugen ungefähr das 15fache der Kosten im standfesten Fels, und der Zeitaufwand stieg sogar auf das 30fache an. Es ist aber zu bemerken, dass die Arbeit in diesem Falle nur mittels chemischer Verfestigungs injektionen ausgeführt wurde und vor allem, dass es sich um einen Druckstollen mit einem Querschnitt von 21,5 m² gegenüber den 7 m² des Freilaufstollens im Val di Campo handelt. Aus diesen wenigen Zahlen ist ersichtlich, wie schwierig eine einigermassen zuverlässige Kostenschätzung bei einem solchen Bauvorhaben ist und dass in jedem einzelnen Fall die Kosten einer solchen Triastrecke nicht nach ihrem absoluten Betrage beurteilt werden dürfen, sondern immer nur im Verhältnis zur Wirtschaftlichkeit des Gesamtprojektes.

Die Erstellung eines Stollens mit Hilfe eines Schildes ist an und für sich nichts Neues. Diese Methode ist seit längerer Zeit bekannt. Sie dient meistens für den Bau von Tunneln in sandigem, kiesigem, tonigem oder schwimmendem Gebirge. Es kommen dabei, je nach Lage des Grundwasserspiegels, Schilde mit oder ohne Druckluft im Arbeitsraum zum Einsatz.

Die Anwendung des Schildvortriebes beim Bau der Blenio-Kraftwerke ist charakterisiert durch das örtlich stark inhomogene Material in bezug auf Kohäsion, Härte und Zusammensetzung. Das Ergebnis dieses Versuches darf trotz der scheinbar hohen Kosten als technischer Erfolg bezeichnet werden, da die gestellte Aufgabe innerhalb einer vernünftigen Zeit wirtschaftlich gelöst werden konnte. Diese Lösung stellt aber keineswegs ein allgemein gültiges Rezept für ähnliche Bauvorhaben dar. Vor jeder neuen Anwendung dieser Methode müssen vielmehr die auf diesem Bau gemachten Erfahrungen einer eingehenden kritischen Beurteilung unterzogen werden, um zu prüfen, ob sie für die vielseitigen speziellen Probleme, die eine neue Aufgabe immer wieder stellt, noch anwendbar sind.



Abb. 7 Herstellung der Kammer für die Schildmontage. (Foto Blenio-Kraftwerke)

Fig. 7 Scavo per la camera dello scudo. (Fotografia Officine idroelettriche di Blenio S.A.)



Abb. 8 Beginn der Schildmontage.

Fig. 8 Inizio del montaggio dello scudo. (Fotografia Officine idroelettriche di Blenio S.A.)

Abb. 9 Längsschnitt durch den Schild.

- 1 Schildschwanz
- 2 Achsen-Bühnenpressen
- 3 Achsen-Vorschubpressen
- 4 Druckring
- 5 Tübbing-Versetzeinrichtung

Fig. 9 Profilo longitudinale attraverso lo scudo.

- 1 Parte posteriore
- 2 Assi delle presse delle impalcature
- 3 Assi delle presse di spinta
- 4 Anello di spinta
- 5 Impianto di posa degli elementi prefabbricati (Tübbing)

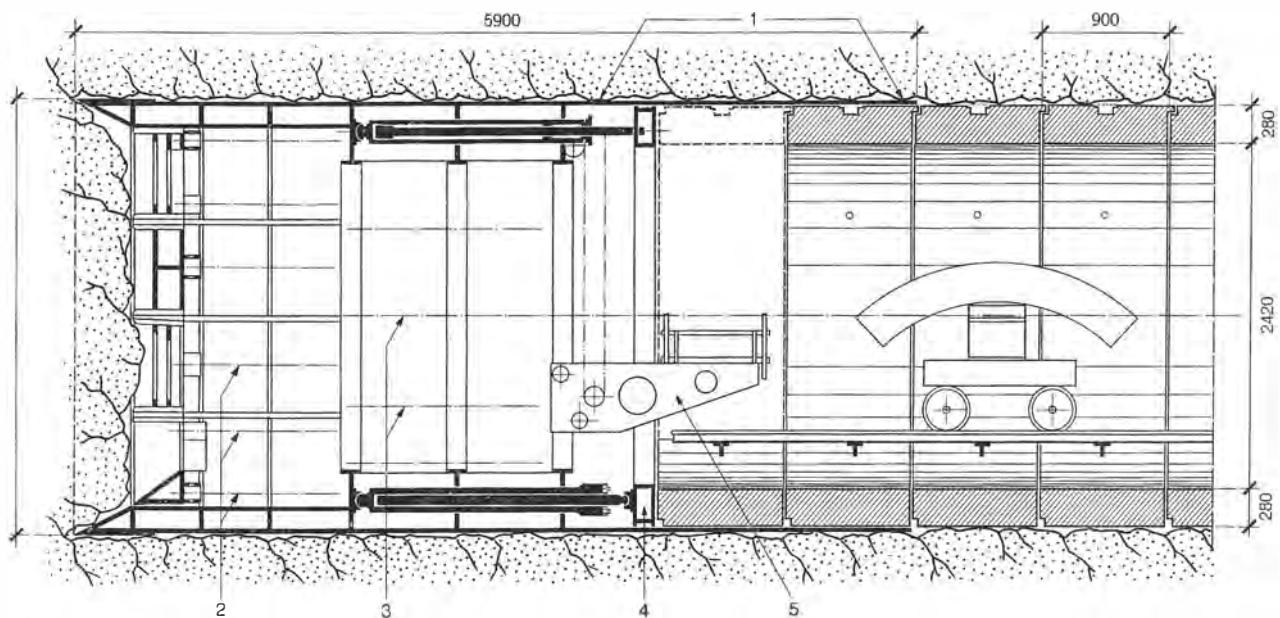


Abb. 10 Werkaufnahme des Schildes, Ansicht von vorne.
(Foto Hoffmann, Basel)

Fig. 10 Fotografia dello scudo in fabbrica. (Fotografia Hoffmann, Basel)

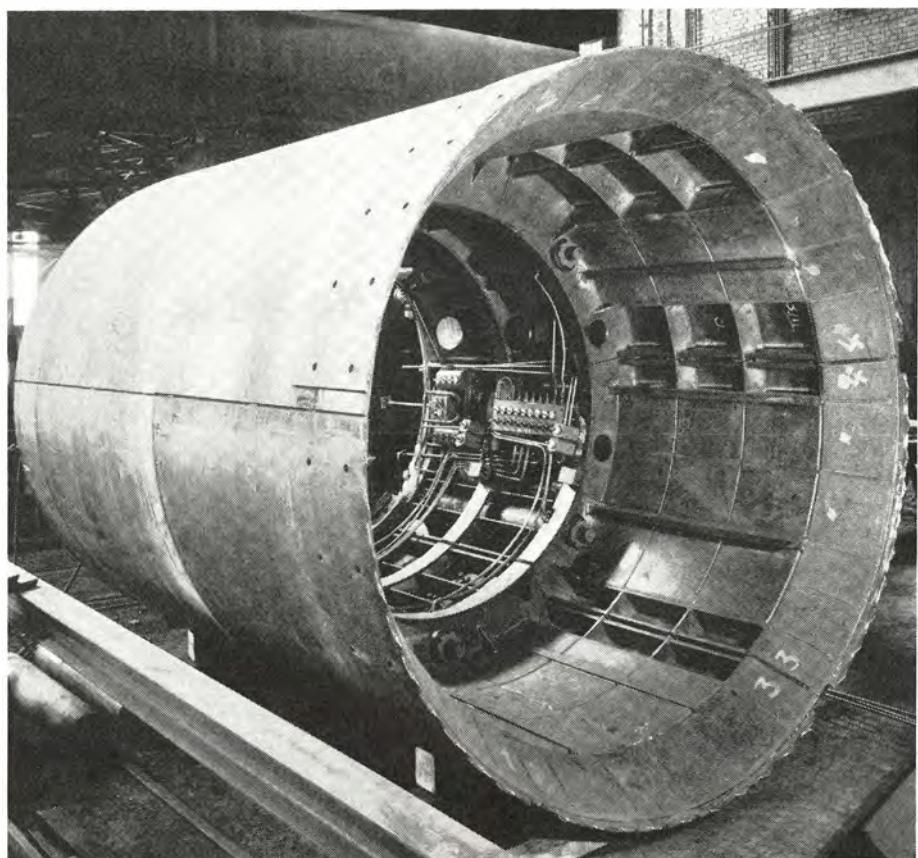


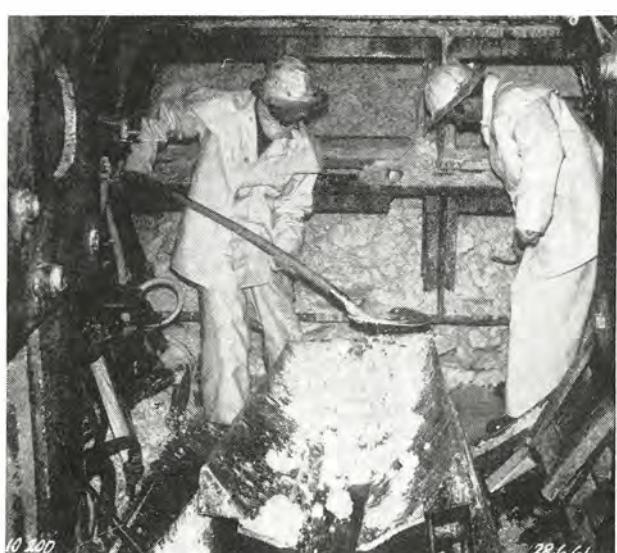
Abb. 11 Transport der Tübbingelemente in den Stollen. (Foto Blenio-Kraftwerke AG)

Fig. 11 Trasporto degli elementi prefabbricati nella galleria.
(Fotografia Officine idroelettriche di Blenio S.A.)



Abb. 12 Arbeit im Schild. Schottern von weichem Material durch die offenen Luken der Schildbrust. (Foto Blenio-Kraftwerke AG)

Fig. 12 Lavoro nello scudo. Sgombero di materiale inconsistente attraverso i portelli aperti nel fronte dello scudo.
(Fotografia Officine idroelettriche di Blenio S.A.)



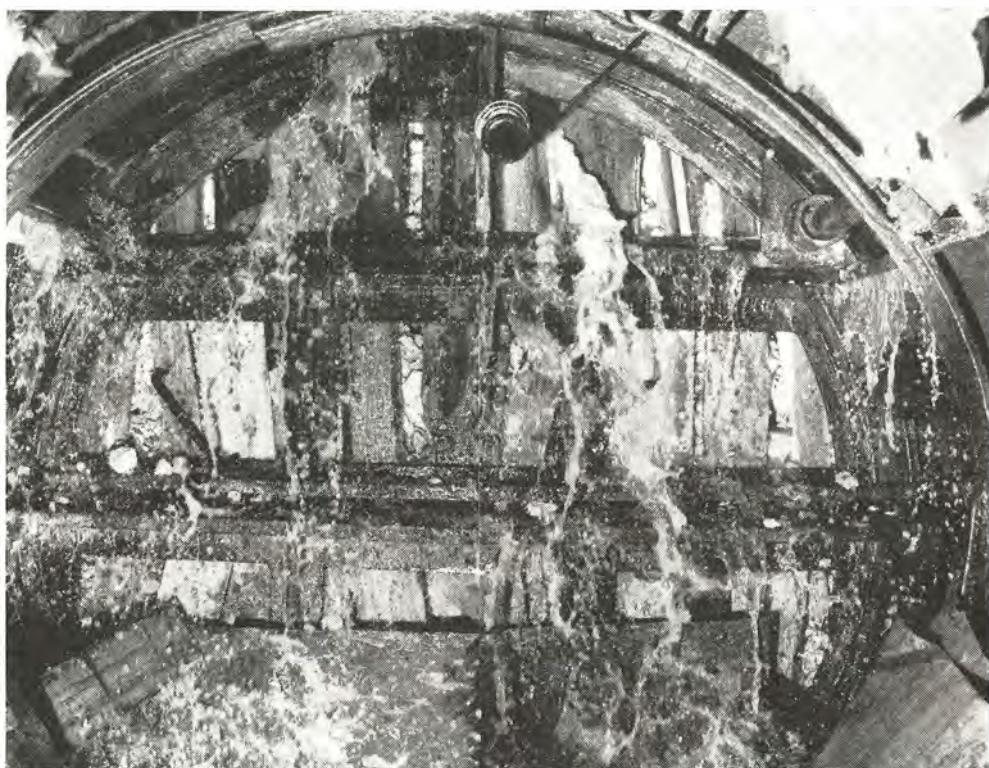


Abb. 13 Schildbrust mit geschlossenen Luken in einer druckhaften Felspartie. (Foto Blenio-Kraftwerke AG)

Fig. 13 Fronte dello scudo con portelli chiusi in una zona di roccia spingente. (Fotografia Officine idroelettriche di Blenio S.A.)



Abb. 14 Schildstrecke während des Baus. Beachtenswert ist die starke Wasserführung im Stollen. (Foto Blenio-Kraftwerke AG)

Fig. 14 Tratta eseguita con lo scudo. Da notarsi il grande quantitativo d'acqua in galleria. (Fotografia Officine idroelettriche di Blenio S.A.)

Costruzione di gallerie attraverso strati triassici — alcuni esempi ed esperienze

Ing. dipl. G. Trucco, Ufficio d'ingegneria delle Officine idroelettriche della Maggia, Locarno
(Traduzione del testo originale in tedesco di C. Lichtenhahn)

Prefazione

Le vaste gallerie, eseguite nel quadro degli impianti idroelettrici del Blenio, attraversano la montagna, costituita da materiale di diversa qualità e consistenza. La più parte delle rocce incontrate non presentarono difficoltà speciali, giacchè esse appartengono a formazioni che si prestano bene, anzi molto bene, alla perforazione. Su una lunghezza totale di circa 77 km s'incontrarono 55 % di gneis, 37 % di calcescisti di origine diversa, 5,5 % di materiale detritico e di 2,5 % (su due chilometri circa) di rocce appartenenti alla formazione del trias.

Il nome trias sveglia nel costruttore di gallerie una vera antipatia, giustificata sì, ma forse anche dovuta a un certo pregiudizio. Quando si parla di trias si pensa subito a grandi difficoltà, a perdita di tempo e ad alti costi. Questo non è però sempre il caso, come si vedrà più tardi. Col trias però bisogna sapere stimare le difficoltà possibili con una certa prudenza.

Il trias è una formazione geologica sedimentaria; il suo nome proviene dal fatto, che si sottodivide in tre gruppi. Questi sono nell'ordine stratigrafico dall'alto al basso:

- il trias superiore, formato principalmente di cosiddetti «Quartenschiefer»;
- il trias mediano anche nominato trias carbonatico, formato di rocce dolomitiche cariate;
- il trias inferiore, costituito da quarziti.

Nella regione in questione (Valle Blenio parte nord, Lucomagno, Leventina-Bedretto) il trias è la più vecchia formazione di sedimenti più o meno metamorfici, giacente sulle rocce cristalline, e specialmente sui gneiss. Durante la formazione delle Alpi il trias ha dimostrato una grande movibilità, cosicchè oggi lo si trova in sottili zone schiacciate e spesso incoerenti oppure ammassato localmente in lenti più o meno grandi, soventemente giacenti fra le rocce cristalline sottostanti e le formazioni più giovani dei calcescisti, appartenenti alla formazione giurassica.

Dunque anche rocce consistenti, come p. e. i marmi, le quarziti o dolomiti, appartengono al trias. Formazioni simili possono essere perforate normalmente senza difficoltà notevoli e senza perdita di tempo. I costi risultano però un po' più alti giacchè bisogna proteggere l'avanzamento con opere di sostegno e rivestire poi la galleria con calcestruzzo, adoperando spesso cementi speciali in seguito all'aggressività dell'acqua. Molto sfavorevoli dal lato tecnico sono invece certe rocce del trias carbonatico, specialmente dolomie cariate e farinose senza o con minimo legame interno, cosicchè sotto l'azione dell'acqua si disfano in una poltiglia senza coesione.

Le difficoltà che presentano queste formazioni geologiche al costruttore di gallerie si possono illustrare meglio con qualche esempio. Già la costruzione dei primi 50 metri sulla parte sud della galleria del Gottardo fu resa molto difficile da rocce dolomitiche sciolte e granulose.

Alla galleria del Sempione, a circa 4,5 km dal portale sud, s'incontrò il trias della sinclinale del Teggio. Su una lunghezza di ca 42 m la montagna esercitava una forte pressione in tutte le direzioni. L'attraversamento di questo tratto domandò quasi sette mesi.

La galleria di derivazione Val Camadra—Lago Ritom richiese sei anni per attraversare 300 m di trias.

Nel Vallese superiore, per l'impianto idroelettrico Blitzingen—Ernen s'impiegarono 10 mesi per attraversare un tratto di trias di 90 m di lunghezza frapposto fra le formazioni di calcescisti.

Infine sia ancora menzionata la galleria in pressione dell'impianto idroelettrico Roselend in Francia. Un tratto di 76 m fu attraversato in circa 16 mesi.

Dei due chilometri di galleria, eseguiti nel trias nel quadro dell'impianto idroelettrico del Blenio soli 560 m (vedi figura 1) caddero su rocce carbonatiche e sfavorevoli: 500 m vennero a trovarsi nella galleria a pelo libero Lucomagno—Luzzone e i 60 m restanti nella galleria in pressione Carassina—Luzzone. Gli altri 1400 m attraversarono rocce triassiche consistenti e non presentarono alcuna difficoltà. Ci limiteremo ora a una descrizione critica dei metodi impiegati per l'attraversamento dei tratti situati nel trias carbonatico sfavorevole.

Galleria Val di Campo

La costruzione dell'impianto del Blenio fu decisa su base di un progetto che prevedeva l'utilizzazione separata del Brenno del Lucomagno e del Brenno di Camadra, giacchè la vasta zona triassica fra la valle di Santa Maria e la Val di Campo non sembrava permettere il deviamento dei corsi d'acqua da una vallata all'altra, impossibilitando così l'utilizzazione comune dei due corsi riuniti. Lo svantaggio di una simile soluzione consisteva nel fatto che gli afflussi naturali e artificiali al bacino di Luzzone bastavano bene per riempire il volume d'accumulazione creato in un anno idrologico di portata media, mentre non bastavano invece in un anno idrologico di portata minima. Per questa ragione doveva essere previsto a Olivone un impianto di pompaggio.

Esaminando le basi idrologiche ed energetiche del progetto del tronco superiore sotto l'aspetto economico, la direzione della Blenio S.p.A. dirigeva la sua particolare attenzione su soluzioni che avrebbero

garantito economicamente il riempimento annuale del bacino di Luzzzone, anche in anni asciutti, senza l'impiego di energia per il pompaggio.

Questi studi fecero capo all'elaborazione del progetto rappresentato nella figura 7. Secondo la nuova disposizione, i corsi d'acqua della valle del Lucomagno vengono raccolti in una galleria comune che porta al bacino d'accumulazione di Luzzzone. Così viene garantito il riempimento di questo bacino anche negli anni di magra. Gli studi dimostrarono, che una simile galleria era solamente possibile a una quota 100 m più alta del livello massimo di ritenuta del lago di Luzzzone, poiché nelle zone più basse le condizioni geologiche per l'attraversamento della Val di Campo erano proibitive. Figura 3 mostra una sezione geologica orizzontale fra il Lucomagno e la Val di Campo a quota 1700 m s.m. Uno studio geologico dettagliato, basato anche su tre sondaggi spinti su una lunghezza massima di 330 m fino all'orizzonte previsto della galleria, mostrò che a quest'altezza, scegliendo il tracciato con abilità, era possibile evitare le zone triassiche. Solamente nelle vicinanze dell'Alpe Predasca si doveva attraversare perpendicolarmente su una lunghezza di 500 m circa la grande anticinale del trias della Val di Campo.

Fu deciso di esporsi a questo rischio, basandosi sul fatto che da una parte esistevano riserve sufficienti dal lato finanziario e dal lato tempo e che d'altra parte si trattava di una sezione di $2,2 \times 2,6 \text{ m}^2$, con attraversamento perpendicolare della zona del trias a una distanza non troppo grande da una finestra. In più l'asse della galleria veniva a trovarsi solo a 100—150 metri sotto la superficie del terreno in un ripido pendio, le cui acque scolano verso l'esterno. I lavori furono cominciati in primavera del 1959. Dopo aver costruito una finestra, lunga 90 m, attraverso zone scistose molto frastagliate si attaccò la galleria principale con due avanzamenti, verso il nord e verso il sud. La figura 4 mostra la progressione dello scavo. Dapprima s'incontrarono, come nella finestra, rocce scistose, alquanto frastagliate ma relativamente dure. In seguito veniva il trias carbonatico non però laddove lo si aspettava, ma 170 m più in direzione del Lucomagno. I primi 11 m vennero scavati senza difficoltà. Più tardi si arrivò però nelle dolomiti farinose senza coesione e saturate d'acqua, che impedivano ogni avanzamento. Si dovette così armare la testata della galleria. Sondaggi indicarono che la lunghezza di questa zona non era che di tre metri. Poté essere attraversata scavando una galleria di minime dimensioni ($1,0 \times 1,50 \text{ m}$) protetta da forti quadri di legno e allargata in seguito. Questo metodo era molto penoso e domandava molto tempo. Per l'avanzamento di 3 metri e per l'allargamento furono impiegati circa 30 giorni di lavoro.

I seguenti 50 metri di galleria attraversarono rocce dolomitiche cariate e asciutte, abbastanza consistenti, che non rendevano specialmente difficile il lavoro; si potevano impiegare quadri centinati normali. Dopo questo tratto s'incontrarono di nuovo dolomiti farinose bagnate, senza coesione, con forte venuta d'acqua, che frenarono l'avanzamento. Un penoso tentativo atto a sormontare questa difficoltà col me-

todo discusso più sopra fallì. Con la galleria di sezione minima non si poté avanzare che di due metri al mese! La prima misura presa consisté nel fare un sondaggio a rotazione nell'asse della galleria allo scopo di determinare la qualità del materiale e nello stesso tempo di diminuire la pressione dell'acqua per eduzione. Durante la perforazione, i cui risultati verranno illustrati in seguito, furono esaminati i metodi possibili per la continuazione dei lavori. In linea di massima erano a disposizione quattro metodi, che potevano venire adottati singolarmente o combinati cioè:

- eduzione delle acque;
- iniezioni di consolidamento;
- congelazione;
- avanzamento mediante scudo.

Tutti i metodi hanno i loro vantaggi e svantaggi.

Dalla natura del materiale attraversato dipende in ogni caso speciale il metodo più vantaggioso. I punti essenziali del problema costituivano la grande lunghezza della zona triassica da attraversare e l'importante venuta d'acqua (al principio 30—35 litri al secondo). Dopo discussione con ditte specializzate si eliminò il metodo per congelazione, giacchè questo, in seguito alla grande venuta d'acqua, sarebbe stato appena realizzabile e anche troppo caro. Si decise la procedura seguente:

- Ripresa dell'avanzamento con uno scudo senza aria compressa nella camera di lavoro, e rivestimento di elementi prefabbricati.
- Iniezioni di consolidamento durante la costruzione dello scudo e ampliamento di una camera per il montaggio dello stesso. L'attraversamento di tutto il tratto triassico per mezzo di iniezioni non fu preso in considerazione dato la forte venuta d'acqua e il dispendio di tempo considerevole.
- Eduzione delle acque per mezzo del foro fatto nel frattempo o per mezzo di ulteriori sondaggi.

I sondaggi

La figura 6 mostra i risultati dei sondaggi in direzione dell'asse della galleria. La perforazione, incominciata con un diametro di 135 mm, raggiunse una lunghezza di 168 m; il diametro finale era di 65 mm. Il materiale incontrato variava da dolomiti farinose senza coesione a dolomiti farinose con lenti di dolomia cariata. La venuta d'acqua era in media di 9—10 l/s, raggiunse però colla perforazione di sacche punte di 26 l/s alla pressione massima di 8 atmosfere. Il materiale ricavato dal sondaggio era pochissimo, dato che la maggior parte era fino e veniva asportato dall'acqua. Una particolarità però prevedibile di questo sondaggio consisteva, come la mostra figura nella deviazione orizontale considerevole dall'asse verso destra. Questa misurava al punto finale, dopo 168 m, 52 m. Fu constatata per mezzo di un ago magnetico, giacente in un tubo di vetro pieno di una soluzione di gelatina calda. L'ago

fu spinto nel buco sulla punta del perforatore a diverse profondità e fissato nella sua posizione in seguito alla coagulazione della soluzione. Per determinare pressappoco il margine sud della zona triassica furono fatti ancora due sondaggi a partire dalla superficie. Il primo, perpendicolare, raggiunse molto presto il trias carbonatico, mentre il secondo, sotto 45°, rimase sempre, anche sotto l'orizzonte della galleria, nelle zone scistose. Ne risultò dunque che la zona triassica, da attraversarsi col metodo dello scudo, aveva una lunghezza di 300 m circa.

I lavori di iniezione

Contemporaneamente a questi sondaggi furono incominciati i lavori di iniezione. Per determinare il metodo da impiegarsi e le proprietà del materiale d'iniezione si fecero diversi esperimenti nel laboratorio. Il peso specifico della farina dolomitica proveniente dalla galleria era di 2,85 t/m³, ciò che è molto alto. La curva granulometrica dimostrò che il 60% del materiale conteneva grani con un diametro fra 0,06 e 0,2 mm, che il 10% del materiale era più fine e che il 30% era costituito da frazioni più grosse.

Gli esperimenti mostrarono che i risultati migliori sarebbero stati ottenuti con l'iniezione di una soluzione contenente un litro di silicato di potassio 38° Bé su un litro d'acqua, mescolato con una soluzione coagulante di 50 gr di alluminato di sodio su un litro d'acqua, in rapporto del 1,5 : 1. Il tempo necessario alla formazione della gelatina fu di 17 minuti circa; cambiando le miscele questo poteva venir variato fra alcuni minuti e un'ora e mezza. Il coefficiente di permeabilità era prima delle iniezioni di ca $2 \cdot 10^{-3}$ cm/sec e di $2 \cdot 10^{-4}$ cm/sec dopo l'iniezione. La resistenza alla compressione delle provette dopo l'iniezione raggiunse con la miscela scelta 1,1 kg/cm² circa.

Prima di potere incominciare le iniezioni di solidificazione fu iniettata sotto pressione una miscela di cemento, farina dolomitica e Sika per riempire le cavità esistenti fra la montagna e il rivestimento di calcestruzzo. Le iniezioni stesse di solidificazione consistevano nell'iniezione alternata della soluzione summenzionata di silicato di potassio e della soluzione di cemento-farina dolomitica—Sika, allo scopo di chiudere le arterie d'acqua. Furono eseguite con fori del diametro di 46 mm e della lunghezza di 12 m (Figura 6). In tutto furono impiegati per le iniezioni di riempimento e solidificazione 67 t circa di cemento, 34 t di farina dolomitica, 4300 l di silicato di potassio e circa 200 l di Sika. I lavori durarono un mese e mezzo. Cinque mesi circa, dopo aver sospeso l'avanzamento con i metodi usuali, si potè cominciare l'ampliamento della camera per il montaggio dello scudo. Questa camera, della lunghezza di 7,50 m e dell'altezza di 4,0 m, fu costruita in cinque settimane. Sulle figure 7 e 8 sono rappresentate le diverse fasi di costruzione di questa camera. Nelle sette settimane seguenti fu montato lo scudo e, circa otto mesi dopo l'interruzione dell'avanzamento, lo scudo poteva essere messo in esercizio.

Il montaggio dello scudo

La figura 9 mostra una sezione longitudinale attraverso lo scudo. Si tratta di un tubo con un diametro esterno di 3040 mm e una lunghezza di 5900 m, rotondo e rinforzato per ragioni statiche, munito nella parte anteriore di una potente lama. Il fronte dello scudo si muove indipendentemente da quest'ultimo ed è munito di portelli per lo sgombero del materiale. Questi portelli possono essere chiusi singolarmente o tutte insieme e permettono così di adattare l'avanzamento alla qualità del materiale. È possibile quindi nelle zone di rocce dure di lavorare davanti al fronte dello scudo e perfino di eseguire deboli brillamenti. Nelle zone di rocce tenere invece lo sgombro del materiale può farsi attraverso i singoli portelli. Nella parte posteriore dello scudo si trova un apparecchio elevatore, che serve a posare gli elementi prefabbricati in cemento armato. In più è installato un forte anello mobile che si appoggia all'ultimo elemento posato e sul quale sono appoggiate le presse di spinta. Lo scudo completo viene smosso in avanti da 14 presse idrauliche con una spinta totale di 1400 t. Il fronte dello scudo viene spinto a sua volta da 10 presse più piccole con una pressione di 40—50 t ciascuna. Lo scudo fu costruito secondo i piani e i calcoli di ditte specializzate. Le sue dimensioni dipendono dalla spinta della terra e dell'acqua come pure dalla spinta delle presse. Queste sollecitazioni, in parte asimmetriche, possono raggiungere valori molto alti e domandano quindi costruzioni abbastanza care. Nel nostro caso il peso dello scudo era di 27 000 kg circa e il costo di 86 400 Fr. La figura 10 mostra la costruzione dello scudo in fabbrica.

Produzione in serie degli elementi prefabbricati

Durante l'esecuzione dei lavori d'iniezione summenzionati e dello scudo, s'incominciò con la produzione in serie degli anelli di rivestimento della galleria (figura 11). Un anello completo di rivestimento consiste di quattro elementi, una per la soletta, due laterali e uno per la calotta. Questi hanno uno spessore di 28 cm, una lunghezza di 89 cm e pesano 1,2 t circa. Fra l'elemento della soletta e quelli laterali è prevista — da ogni parte — un'apertura di 36 cm che serve alla posa dei pezzi di chiusura prefabbricati. Gli anelli di rivestimento sono fatti in calcestruzzo, con cemento speciale a causa dell'aggressività dell'acqua. Contengono un certo numero di buchi che fanno della galleria un tubo-filtro, sia per ridurre la pressione dell'acqua sulle pareti, sia per captare l'acqua ai fini della produzione elettrica. In ogni elemento della calotta è prevista, allo stesso scopo, una fessura trasversale, munita a ogni capo di un tubo di 40 mm di diametro per il drenaggio. All'esterno di questa fessura e cioè nella zona di contatto fra il rivestimento e la montagna è fissata una lamiera con fori; questa deve impedire che l'acqua asporti troppo materiale. Lo spessore della lamiera, il numero dei buchi e il loro diametro furono stabiliti in laboratorio. Gli elementi finiti furono numerati e depositati in modo tale che i primi fabbricati fossero anche posati per i primi.

Difficoltà dell'avanzamento con lo scudo

Dopo il montaggio dello scudo il vuoto fra il mantello esteriore dello stesso e le pareti della camera fu riempito di ghiaia, per poter mettere lo scudo nella posizione voluta all'inizio dell'avanzamento. Più tardi questo tratto fu riempito con iniezioni. Già all'inizio dell'avanzamento dello scudo, si fecero sentire le prime difficoltà. L'eterogeneità del materiale rendeva difficile rispettare la direzione e la pendenza voluta. Sul primo tronco, il materiale sotto era resistente, mentre il materiale sopra consisteva in dolomiti tenere e dolomia cariata. Ne risultò la tendenza dello scudo al scivolamento verso l'alto. Si ottenne una pendenza proibitiva del 4 %. Per rimettere lo scudo nella posizione orizzontale, si dovette scavare una quantità maggiore di materiale sotto la lama e esercitare una più forte pressione con le presse superiori. Per le medesime ragioni anche la direzione non era quella voluta. Ciò non aveva, in questo caso speciale, grande importanza, dato che l'estremità opposta della galleria verso il Lucomagno era a una distanza di più di 4,0 km; il tracciato poteva quindi essere adattato all'avanzamento effettivo. I risultati ottenuti variavano da uno a tre elementi, cioè da 90 a 270 cm al giorno. Di tanto in tanto si dovevano intercalare delle interruzioni di uno o due giorni, p.e. per liberare lo scudo dal materiale fino trasportatovi dall'acqua, per potere eseguire riparazioni alle presse e all'anello di spinta o per allungare i binari. Un'interruzione considerevole si ebbe dopo 120 m e dopo 5 mesi di lavoro, allorchè il fronte dello scudo raggiunse una zona di materiale poco consistente, senza coesione e sotto pressione. Si chiusero tutte le aperture per impedire che lo scudo si riempisse di materiale farinoso dolomitico. Per poter avanzare si dovette consolidare il materiale con iniezioni chimiche. Dopo aver sorpassato queste difficoltà, si presentò all'altezza della soletta materiale più consistente, cosicchè lo scudo cominciò a salire. Fu rimesso all'altezza voluta, però gli elementi di soletta dovettero essere allontanati e rimpiazzati da una soletta in calcestruzzo armato, gettata sul posto. Con tutte queste difficoltà, piccole e grandi, non si poteva avanzare che di poco, ma continuamente. Le figure 12—14 danno un'impressione del lavoro nello scudo. Figura 12 mostra lo sgombro del materiale tenero con i portelli aperti. Figura 13 mostra il fronte dello scudo con i portelli chiusi in una zona spingente e figura 14 la venuta d'acqua nella galleria.

Proprio un anno e un giorno dopo l'inizio dell'avanzamento con lo scudo fu posato il 338esimo e ultimo anello di rivestimento. L'attraversamento del tronco di 296 m fu realizzato con un'avanzamento medio di un metro al giorno, a partire dal momento in cui poteva essere messo in azione lo scudo. Se invece si parte dal momento, in cui l'avanzamento doveva essere interrotto, questo era in media di 0,58 m al giorno. La cifra contiene tutte le interruzioni per i sondaggi, i lavori di iniezione e di fabbricazione dello scudo.

Alla fine del tratto nel trias si dovette scavare una camera per smontare lo scudo. Dapprima furono allontanate tutte le parti mobili come le presse,

l'anello di spinta, l'impalcatura, ecc. Il mantello dello scudo, rimasto per ultimo, fu tagliato in tre parti e allontanato quindi dalla galleria. Questo lavoro durò in tutto tre settimane.

La galleria in pressione Carassina—Luzzone

Contemporaneamente era in costruzione su un altro cantiere della Blenio S. A. la galleria Carassina—Luzzone. Questa galleria, che doveva addurre l'acqua del piccolo bacino di compensazione Carassina alla Centrale di Luzzone, attraversa anche una zona di trias sotto il Pizzo Forcadona. La galleria, che ha una lunghezza di ca. 1,5 km, fu cominciata da ambo le parti e raggiunse la formazione triassica secondo il programma stabilito. Qui però, al contrario delle previsioni, si dovette sospendere l'avanzamento dapprima sulla parte nord e poi anche sulla parte sud. Tutti i tentativi per riprendere i lavori, fallirono a causa della resistenza delle rocce dolomitiche bagnate, spingenti e senza coesione. Fu deciso quindi d'impiegare anche qui lo scudo, che si trovava in azione nella Val di Campo, appena questo fosse stato disponibile. S'intrapresero subito tutti i lavori preparatori per poter installare lo scudo senza perdita di tempo. In questo caso il problema era lo stesso come per il traversamento della Val di Campo; si dovevano però considerare due punti difficili:

Siccome la galleria era già stata cominciata da tutte e due le parti, e il tronco mancante non era che di 60 m nella zona triassica, bisognava poter dirigere esattamente lo scudo con la pendenza e la direzione voluta; non c'era più lo spazio per tollerare anche le più piccole deviazioni. Si dovette quindi, prima di ogni spinta dello scudo, misurare e livellare esattamente l'elemento posato per ultimo, la lama e la parte posteriore dello scudo; a seconda della posizione e tendenza della direzione dello scudo fu regolata la pressione delle presse. Il risultato ottenuto era soddisfacente, il perforamento avvenne senza deviazione notevole.

La seconda difficoltà consisteva nella necessità di costruire un secondo rivestimento interno, giacchè la galleria si troverà sotto pressione; la spinta dell'acqua interna misura circa 3 atmosfere. Essendo il diametro dello scudo già minimo, per questa galleria si dovette adottare, per non diminuirne la sezione, un rivestimento sottile ma resistente. Lo si ottenne con un anello di gunite armata di 9 cm di spessore. La sezione normale della galleria ha un diametro di 2,60 m, questo viene ridotto nella zona triassica a 2,26 m.

Le difficoltà incontrate in questo trias erano minori di quelle della Val di Campo. Anzitutto la venuta d'acqua, che mise sotto dura prova uomini e materiale, era qui di molto minore. L'avanzamento dunque era più rapido. L'attraversamento dei 60 metri della zona triassica avvenne in circa 1 mese e mezzo, a partire dal momento in cui si mise in esercizio lo scudo, ciò che corrisponde in media a un avanzamento di 1,50 m al giorno.

Galleria Bedretto—Robiei

Come terzo e ultimo esempio sia indicato brevemente come fu eseguito, impiegando il metodo del drenaggio, l'attraversamento della zona del trias carbonatico con la galleria Bedretto—Robiei delle Officine idroelettriche della Maggia. L'avanzamento incominciato dalla finestra Cruina nella Valle di Bedretto verso il basso, con una sezione di 7 m² raggiunse, dopo 110 metri, rocce dolomitiche farinose portanti acqua e spingenti. Con un sondaggio fatto nell'asse della galleria si arrivò solo a 20 m di profondità. L'acqua con una pressione di 15 atmosfere e una portata di 50 litri al secondo respinse l'apparecchio di sondaggio e riempì metà della galleria, su 10 m di lunghezza, di materiale fino. Si fecero in più 5 buchi supplementari di 100—165 mm di diametro alla periferia della galleria, per poter prosciugare la roccia. La quantità totale d'acqua proveniente da tutti i sei buchi, era dapprima di 90 litri al secondo, diminuì dopo un mese a 50 litri e rimase poi costante. La più grande parte di quest'acqua uscì però dai buchi situati nella parete della galleria situata verso monte. Si fece dunque a 15 m circa più indietro del fronte della galleria, un nuovo buco sotto una deviazione di 30° circa rispetto all'asse della galleria, per poter esaminare la possibilità di un cambiamento di direzione della stessa. Contemporaneamente si cercò di continuare l'avanzamento, ciò che non riuscì. Il foro ebbe invece successo e raggiunse dopo 44 m di trias carbonatico i calcescisti; la portata d'acqua era appena di uno o due l/sec. Si cambiò quindi il tracciato della galleria nella direzione del nuovo sondaggio e l'avanzamento proseguì a 80 cm al giorno, con l'impiego di centine, però senza ulteriori difficoltà. L'acqua rimase sempre nel tronco della galleria abbandonata. La galleria di 44 m di lunghezza, compreso il rivestimento della platea fu eseguita in due mesi. Contando pure i sondaggi e i buchi di drenaggio furono impiegati in tutto cinque mesi.

Confronto dei prezzi

Concludendo siano fatte alcune indicazioni sui prezzi. Come già fu detto, la Blenio S. A. aveva preso consapevolmente su di sè il rischio dell'attraversamento dell'anticlinale del trias della Val di Campo, perché col migliore rendimento economico di tutto l'impianto risultante dal nuovo progetto, si potevano mettere a disposizione mezzi finanziari considerevoli. L'attraversamento di 361 m nella zona del trias della Val di Campo costò Fr. 2 416 000, cioè 6700 Fr./m circa. Il solo tronco attraversato col metodo dello scudo richiese Fr. 1 686 000, cioè 5715 Fr./m. I costi di una galleria a profilo normale in roccia consistente rivengono invece a circa 784 Fr./m, otto volte e mezzo meno dei costi di tutto il tratto nel trias e sette volte e mezzo meno del tronco fatto con lo scudo. Interessante è anche il confronto del tempo

impiegato. Per la zona di 361 m nel trias s'impiegarono quasi esattamente due anni, comprese tutte le interruzioni per le iniezioni di consolidamento, per la fabbricazione dello scudo e il montaggio.

Per un tratto d'eguale lunghezza nella roccia consistente furono impiegati due mesi e mezzo circa, compreso il rivestimento della platea, cioè che significa dieci volte di meno. Il costo medio del tronco eseguito con lo scudo nella galleria in pressione di Carrassina in seguito all'avanzamento più veloce fù di 4500 Fr./m, non compreso l'anello di gunite armata. Considerando anche l'anello e specialmente i lavori necessari per l'impermeabilizzazione il costo salì però a 5500 Fr./m, raggiunse quindi pressappoco quello ottenuto per il tronco con lo scudo nella Valle di Campo.

Per l'attraversamento della zona del trias carbonatico della Valle Bedretto i costi ammontarono a 2300 Fr./m, inclusi i sondaggi, il drenaggio e il rivestimento della galleria. Per l'attraversamento di una zona di trias di 76 m di lunghezza, eseguito in Francia dalla EDF con la galleria in pressione Roselend—La Bathie, furono dati i seguenti raggagli. I costi del tronco nel trias costarono pressappoco 15 volte di più dei costi nella roccia compatta e l'impiego di tempo fu 30 volte maggiore. Bisogna però osservare che questo lavoro fu eseguito a mezzo di iniezioni chimiche di consolidamento e principalmente che si tratta di una galleria in pressione con una sezione di 21,5 m², mentre la galleria a pelo libero della Val di Campo non misurava che 7 m². Da queste poche cifre risulta come sia difficile stabilire un preventivo più o meno sicuro con lavori simili; ne risulta però pure che in ogni caso i costi nel trias debbono essere considerati solo in rapporto all'aspetto economico del progetto completo.

L'esecuzione di una galleria a mezzo di uno scudo non è qualche cosa di nuovo. Questo metodo, conosciuto da tanto tempo, viene adoperato principalmente per la costruzione di gallerie in terre sabbiose, ghiaiose, argillose o impregnate d'acqua. Vengono adoperati, a seconda dell'altezza del livello freatico, scudi con e senza aria compressa nella camera di lavoro.

L'impiego dello scudo nel quadro dei lavori per l'impianto idroelettrico del Blenio è caratterizzato da un materiale molto eterogeno dal punto di vista coesione, durezza e composizione. Il risultato di questo esperimento deve essere considerato —malgrado i costi alti — come un successo tecnico, dato che lo scopo prefisso fu raggiunto economicamente entro un limite ragionevole di tempo. Questa soluzione non rappresenta una ricetta generale valevole per tutti i casi simili. Prima d'impiegare altrove questo metodo bisognerà sottomettere a una critica profonda le esperienze fatte su questo cantiere ed esaminare se queste possono facilitare la soluzione di altri problemi nell'ambito di compiti nuovi. (Lih.)

Zur Frage der Gesteinsfestigkeit und ihres Einflusses auf den maschinellen Stollenvortrieb

Von A. Schönholzer, dipl. Ing. ETH, SIA, ASIC, Thun

Die Maschinenfabrik Habegger AG in Thun hat im Laufe der letzten Jahre eine Tunnelfräsmaschine entwickelt. Diese schweizerische Konstruktion hat heute nach Überwindung der unvermeidlichen Kinderkrankheiten die volle Fabrikations- und Einsatzreife erreicht. Ein erstes Modell der Maschine ist in Japan im Einsatz, wo es im untermeerischen Seikan-Tunnel-Projekt am Vortrieb des Pilot-Stollens von 3,6 m Durchmesser arbeitet. Beim durchörterten Gestein handelt es sich bisher um weiche Sandsteine vulkanischen Ursprungs mit hohem Wassergehalt, vergleichbar mit unseren Molasse-Sandsteinen. Eine weitere Maschine wird nächstens in einem Stollen der Julia-Kraftwerke der Stadt Zürich den Dienst aufnehmen.

Die mit diesen ersten Maschinen vor ihrer Ablieferung in massigen mittelharten Gestein (Malmkalk) durchgeführten Versuche lassen erkennen, dass ein wirtschaftlicher Einsatz des neuen Gerätes in Felsen bis gegen 1600 kg/cm^2 Druckfestigkeit sicher und bis 2000 kg/cm^2 durchaus möglich ist. Ein Überschreiten dieser Grenze ist denkbar, die Wirtschaftlichkeit hängt indessen von den Bedingungen des betreffenden Projektes und den noch durchzuführenden Versuchen ab. Sicher ist, dass durch diese Neuentwicklung die Einsatzmöglichkeiten für eine Vortriebsmaschine ganz wesentlich in Richtung höherer Gesteins-Festigkeiten verschoben worden sind.

Dem Bauingenieur fällt die Aufgabe zu, aus den geologischen und geotechnischen Unterlagen die Einsatzmöglichkeit und die Leistungen der Maschine abzuschätzen. Die ihm als Grundlage zur Verfügung stehenden Angaben umfassen in der Regel die Beschreibung der geologischen Formation und allenfalls die am einfachsten messbare Gesteins-Qualifikation, die Druckfestigkeit am Probekörper, die wir aber, im Gegensatz zur Praxis, nicht ohne weiteres mit der Härte gleichstellen dürfen. Es sei daher ganz allgemein die Frage gestellt, welche Angaben für den Einsatz der Stollenbohrmaschine von Bedeutung sein können.

Die Qualifikation des Felsens lässt sich ungefähr in die folgenden Einzel-Aussagen aufteilen:

- die Härte der Einzelkörper und Kristalle,
- die Natur, Dichte und Härte des Verbandes sowie das Porenvolumen und der Wassergehalt,
- die Festigkeit des Gefüges im präparierten Probekörper, trocken,
- die Festigkeit des Gefüges in natürlicher Lagerung, d.h. mit dem Einfluss der vorhandenen Risse und Schieferungen, sowie des Streichens und Fallens zur Stollen- und zur Schnittrichtung.

Auf der Maschinenseite stehen die folgenden, experimentell zu ermittelnden Kriterien gegenüber:

- die optimale Fräser-Schnittgeschwindigkeit,
- das optimale Verhältnis von Schnittbreite zu Brechbreite,

- die Standzeit der Fräser (Wirtschaftlichkeit),
- der Energiekonsum,
- das Verhalten des Gesteines im Schnittvorgang und in der Schutterung,
- die Möglichkeit der Wasserzugabe.

Es ist klar, dass die bisherigen Versuchsbohrungen viel zu kurz waren, um über diese Zusammenhänge endgültige Aussagen zu machen. Sie liessen aber die Vielschichtigkeit des ganzen Fragenkomplexes erkennen und gaben somit Anlass zu den nachfolgenden Überlegungen. Es wird überhaupt schwer sein, wirklich allgemein gültige Regeln aufzustellen, denn der innere Aufbau der alpinen Felsgesteine ist viel zu mannigfaltig. Zur Illustration stelle man sich das dichte Kristallgefüge eines Granites vor, ein Gemisch aus harten und mittelharten Körnern mit minimalem Porenvolumen (weniger als 1 %), und als Gegensatz dazu einen Molasse-Sandstein, aus an sich gleich harten Quarzkörnern, aber mangelhaft verkittet, und mit einem Porenvolumen bis zu 20 %. Wieder anders sind die Verhältnisse bei weichen, blätterigen Schiefern oder schliesslich bei den dichten kalkigen Tiefseeablagerungen mit ihren stark veränderlichen Festigkeitswerten. Oftmals sind an sich sehr harte Felsen in grösseren und kleineren Abständen von Tonhäuten durchzogen, die als präparierte Bruchlinien wirken und den Zusammenhalt des Gefüges stark vermindern. Dazu ist jedes Gestein in seiner natürlichen Lagerung — und nur diese kann uns hier interessieren — als Folge der tektonischen Vorgänge von Rissen durchzogen, die je nach ihrer Charakteristik den Tunnelbau im allgemeinen und das Tunnelräsen im speziellen beeinflussen. Aus diesen Überlegungen geht hervor, dass die Angabe der geologischen Formation, der Lagerung und der Würfeldruckfestigkeit vorerst nur Indizien für die Zweckmässigkeit des Einsatzes einer Tunnelfräsmaschine und deren Leistungsbedarf und Kostenaufwand geben können.

Betrachten wir zunächst einmal den mechanischen Vorgang des Vortriebes mit dieser Maschine. Im Gegensatz zur klassischen Sprengung, die den Felsen auf $1 \div 3 \text{ m}$ Tiefe und den vollen Querschnitt durch eine Serie Explosionszertrümmerung, wird das Gestein an einer festen Zahl kleiner Angriffsstellen abgebaut. Der grosse Vorteil des Vorgehens liegt darin, dass die Zertrümmerung des Gefüges nur ganz oberflächlich bleibt. Der innere Zusammenhang des Gesteines wird viel weniger gestört als beim Sprengen; gefährliche Schichtungen können sich nicht so fatal auswirken. Das Überprofil, ein nicht zu unterschätzender Kostenfaktor, entfällt fast vollständig. Dieser Vorteil ist natürlich allen Stollen-Bohrmaschinen eigen. Neu und entscheidend bei der Habegger-Maschine ist der Abbau des Gesteines durch Fräsen. Der Begriff stammt aus der Metallbearbeitung und

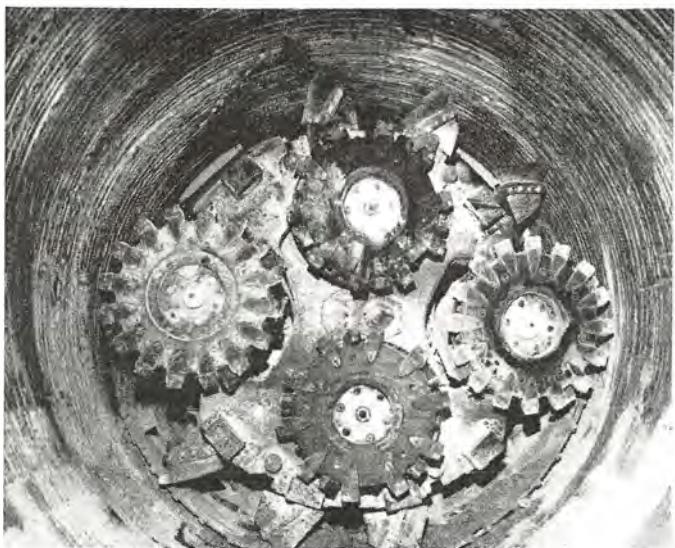


Bild 1. Angriffseite der Tunnelfräsmaschine Habegger

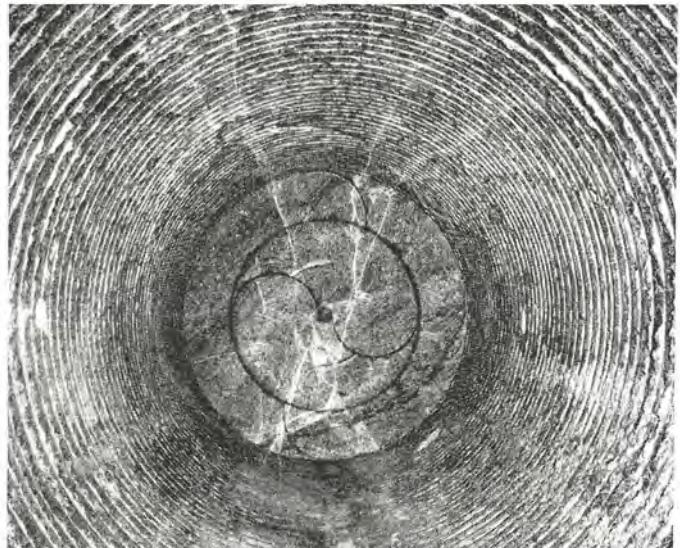


Bild 2. Stollenbrust im Malmkalk, Durchmesser 3,60 m

bedeutet ein Schneiden durch Überwindung der Scherfestigkeit im Material. Man ist daher versucht, anstelle der Druckfestigkeit vorerst einmal die Scherfestigkeit als das eigentliche Kriterium für den Einsatz der Maschine zu bezeichnen. Sie ist indessen der direkten Messung kaum zugänglich und muss über den Umweg der Druck- und der Zugfestigkeit rechnerisch ermittelt werden. Wie liegen die Verhältnisse tatsächlich? Wir nennen als Beispiel den Beton als gut erforschtes Kunstgestein mit $400 \div 600 \text{ kg/cm}^2$ Druckfestigkeit. Die Zugfestigkeiten am Probekörper, der infolge seiner Fabrikation rissefrei sein soll, erreichen rund $30 \div 50 \text{ kg/cm}^2$, also knapp den zehnten Teil der Druckfestigkeit. Beim Gestein in natürlicher Lagerung sinkt die Zugfestigkeit in der Regel tiefer, da sich die unvermeidlichen, meist unsichtbaren Risse auswirken. Aus den bisherigen Untersuchungen seien einige Beispiele angeführt, wobei nur Gesteine mit kleiner Streuung der Versuchswerte, also mit relativ homogenem Charakter zitiert werden:

	Würfeldruck- festigkeit kg/cm^2	Spaltzug- festigkeit ¹⁾ kg/cm^2	in %
Malmkalk (Simmenfluh)	1715	56	3
kristall. Konglomerat (Japan)	2263	154	7
Sandstein (Japan)	1030	55	5

¹⁾ Messungen der EMPA an kleinen Probekörpern, also sicher rissefrei!

Das Kunstgestein Beton erreicht in dieser Auswahl die relativ höchste Zugfestigkeit von 8–10% der Druckfestigkeit. Diese Zusammenstellung lässt erwarten, dass die Zugfestigkeit im allgemeinen klein bleibt, d.h. unter 10% der Druckfestigkeit, dass sie aber in erster Annäherung wie bei den Metallen proportional zu ihr verläuft. Dies lässt weiter den Schluss zu, dass auch die Scherfestigkeit, die mit Zug- und Druckfestigkeit in festem Zusammenhang steht, ebenfalls klein sein und ungefähr proportional zur Druckfestigkeit verlaufen muss. Die Druckfestigkeit am Probekörper darf daher vereinfachend als das massgebende Kriterium für den Einsatz der Tunnelfräsmaschine Habegger bestätigt werden.

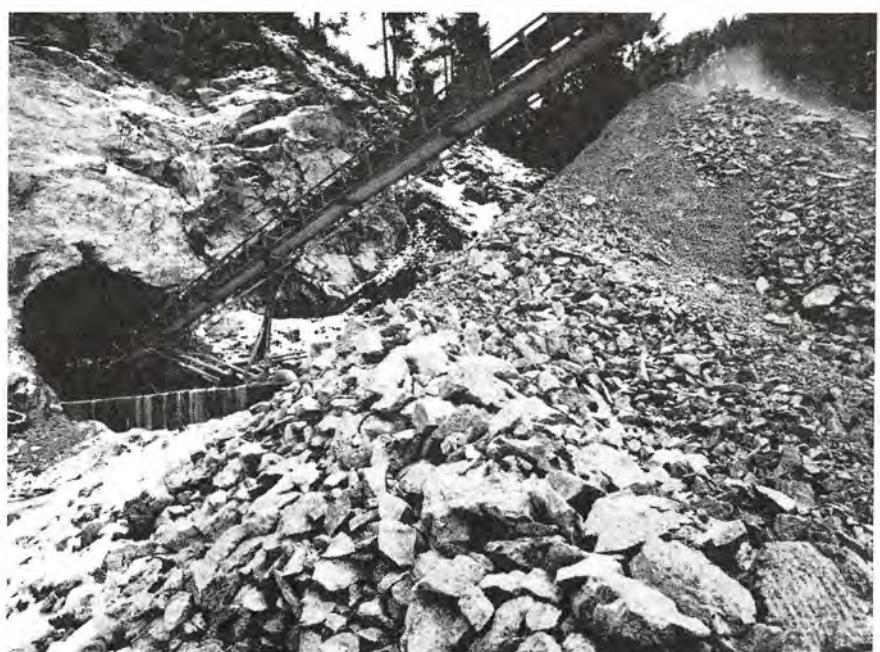
Damit ist aber über Abhängigkeit der Druckfestigkeit von der Porosität und dem Wassergehalt des Steines noch nichts ausgesagt. Es ist bekannt, dass die «Aufweichung» durch den Wassergehalt je nach dem Bindemittel wesentliche Festigkeitseinbussen bewirken kann. Diese aus der Literatur²⁾ übernommene Tatsache ist auch hier im Molasse-Sandstein beobachtet worden. Der Fräsaufwand erwies sich als viel geringer, als nach der Druckfestigkeit zu erwarten war. Im Stollen hat man es in der Regel mit naturfeuchtem Gestein zu tun, während die Druckfestigkeitsmessungen ausnahmslos an getrockneten Probekörpern stattfinden. Die Druckversuche müssen sich daher auch auf naturfeuchte Proben erstrecken, sofern die Porosität eine Aufwei-

²⁾ de Quervain: Die nutzbaren Gesteine der Schweiz.

Bild 3. Fräser im Einsatz im Sandstein (Molasse)



Bild 4. Ausbruchmaterial in natürlicher Schüttung, Stückgrösse im Vordergrund 20—30 cm



chung erwarten lässt. Diese Frage wird zur Zeit speziell in Australien untersucht, wo unter der Stadt Sydney ausgedehnte Lagen von porösem Sandstein mit Kieselsäure als Bindemittel zu durchfahren wären.

Nach dieser ersten Betrachtung der Verhältnisse im Fels sei zu den bei dem Fräsen auftretenden Vorgängen und Kräften an der Maschine übergegangen. Ihre Angriffsseite (Bild 1) ist mit vier rotierenden Fräzerscheiben versehen, deren Achsen ihrerseits in festen Abständen um die Stollenaxe kreisen. Alle vier Fräserachsen stehen in festen Winkeln leicht schief zur Stollenaxe. Die beiden äussern Fräzerscheiben, jede mit sechs Messern bestückt, folgen einer äussern Kreisbahn, die beiden Innen-Fräser mit je 16 Messern einer andren. Als Messer sind auswechselbare Hartmetallklötze von $4 \times 4 \times 3$ cm eingesetzt, deren Kanten leicht gerundet sind. Jedes dieser Messer schneidet in jedem Durchgang einen sichelförmigen (Innenfräser) bzw. kommaförmigen Abschnitt wie eine Nute aus dem Felsen. Diese Abschnitte oder Streifen aneinandergereiht ergeben ein schraubenförmiges Abschälen der Stollenbrust (Bild 2), wobei sich die Steigung dieser zweigängigen Schraube aus der Messerbreite plus einem Zwischenraum von $0 \div 8$ cm zusammensetzt. Der gesamte Vorschub pro einmaliger voller Umdrehung des Fräswerkes kann daher 2×4 cm Fräsbreite plus $2 \times$ max. 8 cm Brechbreite, also bis 24 cm erreichen. Die Zwischenräume, wo das Gestein dank seiner geringen Zugfestigkeit nicht geschnitten sondern mitgebrochen wird, wären bei Felsen von metallartigem Charakter nicht denkbar. In der Stollenaxe selbst bleibt ein Gesteinszapfen stehen, der die doppelte Schraubenspur der Innenfräser trägt und von Zeit zu Zeit abbricht. Von den Aussenfräsern sind jeweils im Komma ein Viertel, von den Innenfräsern die Hälfte der Messer im Angriff, also im ganzen 18 Messer.

Welcher Art ist nun die von ihnen auf den Felsen ausgeübte Beanspruchung? Sie ist jedenfalls eine doppelte und besteht aus dem Vorschub parallel zur Stollenaxe und aus der Rotation des Fräswerkes und der Fräser-Scheiben. Die bisherigen Versuche im Malmkalk ergaben einen wirtschaftlichsten Anpressdruck in der Grössenordnung von 40 t, oder 2,2 t pro arbeitendes Messer, oder um die 1000 kg/cm^2 Flächenpressung zwischen Messer und Fels. Dieser Druck erscheint bescheiden; er bewirkt aber im Kalk wie im Sandstein einen erstaunlich regelmässigen Vortrieb. Jede Messerkante zeichnet auf der Stollenbrust eine geringe Spur lokaler Kornzertrümmerung, die das Schnittbild und übrigens auch die Spur eines defekten Messers getreulich nachzeichnet (Bild 3).

Wesentlich anders sind die Verhältnisse bei der eigentlichen Fräsaarbeit in der quer zur Stollenaxe liegenden Ebene. Die verfügbare Umfangskraft jeder Fräzerscheibe beträgt bei den heutigen Modellen rund 27 t, die sich theoretisch proportional je nach ihrer Arbeitstiefe auf die vier bzw. fünf eingreifenden Messer verteilt. Unter der hypothetischen Voraussetzung eines vollständig gleichmässig schniedbaren Gesteins ergäbe sich eine spezifische Flächenpressung zwischen Messer und Fels von $1,5 \text{ t/cm}^2$. Diese hat sich bisher als durchaus hinreichend erwiesen, um die Messer sozusagen ruckfrei eindringen und das Gestein abtragen zu lassen (Bild 3). Dabei zeigt die Beobachtung des Schneidvorganges, dass es sich — erwartungsgemäss — kaum um ein Schneiden, sondern um ein fortlaufendes Abdrücken oder Absplittern handelt. Es ist klar, dass die vorherrschenden Spaltrichtungen des Felsens eine gewisse Rolle spielen können, obwohl jeder Fräser in seinem Durchgang den optimalen wie den ungünstigsten Schnittwinkel zu durchlaufen hat.

Nach diesem Überblick über die von der Fräsmaschine auf den Felsen ausgeübten Kräfte kehren wir zum Ausgangspunkt der Betrachtung zurück, der Beurteilung der Felsgesteine im Hinblick auf

den Einsatz dieses Gerätes. An erster Stelle wurde die Härte der Einzelkörner und Kristalle genannt, wobei der Quarz als mengenmässig überragendes Hartmineral im Vordergrund steht. In der bekannten empirischen Härteskala steht er an siebter Stelle. Härter sind nur noch die seltenen Minerale Topas, Korund und Diamant. Leider liess sich kein direkter Vergleich zwischen den Härten der modernen Werkstoffe (Rockwell) und den genannten Mineralienhärten finden. Es darf aber als erwiesen gelten, dass die an der Fräse verwendeten Hartmetalle in die Klasse 8–9 gehören. So wurden auch die in der Nagelfluh (Molasse) steckenden Quarzknoten glatt abgetragen und nicht etwa aus dem Gefüge gebrochen. Mit andern Worten: die Härte der Fräser-Werkstoffe würde genügen, um sozusagen jedes Hartgestein zu bearbeiten. Jedoch steigt mit der Annäherung der Mineralhärte an die Werkzeughärte der Verschleiss gewaltig an, der die Grenze des wirtschaftlichen Einsatzes bestimmen wird. Auf der Maschinenseite stehen indessen eine Reihe Anpassungsmöglichkeiten zur Verfügung, nämlich:

- die Variation des Anpressdruckes,
- die Anpassung der Drehgeschwindigkeit des Fräswerkes (Fräsvorschub)
- die Anpassung der Schnittgeschwindigkeit der Fräser,
- und schliesslich die Verstärkung der Kühlung an den Messern.

Die Kühlung ist ein kleineres Problem, solange Wasser in beliebiger Menge verwendet werden darf. Die Berieselung der Fräser bindet zugleich den Staub, erleichtert die Materialabfuhr und verhilft im trockenen Gestein zu einem guten Arbeitsklima. Im übrigen erscheint es selbstverständlich, dass zum Abtragen eines Kubikmeters Granit mit 2200 kg/cm^2 Druckfestigkeit und 40% Quarzgehalt bedeutend mehr Arbeit aufzuwenden ist als für einen Kalkstein mit 10% Quarz und 1000 kg/cm^2 Druckfestigkeit. Daher muss die Vortriebsleistung der Maschine bei gleichem Energieverbrauch entsprechend zurückgehen.

Im Gegensatz zu den auf dem Rollmeisselprinzip beruhenden Maschinen fallen (im Malmkalk) nur rund 50% des Ausbruchmaterials als Sand der Körnung 0–8 mm an, die andern 50% verteilen sich auf die Körnungen 10–300 mm (Bild 4). Zunehmende Klüftung oder Schieferung verschiebt die Verteilung der Körnung sofort zu Gunsten der groben Komponenten und vermindert damit den Fräsaufwand.

Abschliessend sei festgehalten, dass der Verlauf der Versuche zu grossen Hoffnungen berechtigt. Die Messerkosten sind in mittelhartem Gestein schon deutlich unter die Sprengstoffkosten, bezogen auf den Kubikmeter Fels, gesunken. Es ist zu erwarten, dass mit zunehmender Erfahrung und in günstig gelagerten Fällen auch die Grenze der Festigkeiten über 2000 kg/cm^2 überschritten wird. Die überwiegende Menge der in unserm Land angetroffenen Felsgesteine, abgesehen von den kristallinen Zentralmassiven, bleibt aber unter der heute erreichten Grenze und eröffnen der Stollen-Fräsmaschine ein weites Arbeitsfeld. Besonderes Interesse verdient die in der Entwicklung stehende Klein-Fräse, die zum Ausbruch von Rechteckstollen für Kanalisationen mit ungefähr 1,20–1,30 m Breite und bis 2,25 m Höhe bestimmt ist. Der saubere Schnitt einer glatten konkaven Felssohle im Radius von 1,5 m, der gewölbte Scheitel und die geringe Störung des umliegenden Felsgefüges beschränken die Ausbaurbeiten auf ein Minimum. Es wird damit möglich sein, auch in mittleren bis schlechten Felsqualitäten knapp unter Verkehrswegen und Häusern durchzufahren.

Adresse des Verfassers: A. Schönholzer, dipl. Ing. ETH/SIA, Allmendstrasse 2, 3600 Thun.

SCHWEIZERISCHE BAUZEITUNG

Sonderdruck aus dem 85. Jahrgang, Heft 6, 9. Februar 1967

Druck: Offset + Buchdruck AG, Zürich

LE TUNNEL DU DONNERBÜHL

À BERNE

**CONSTRUCTION D'UN TUNNEL FERROVIAIRE
PAR LA MÉTHODE DU BOUCLIER**

MESURES ET OBSERVATIONS FAITES APRÈS LA CONSTRUCTION

PAR

R. DESPONDS, ingénieur en chef
de la Division des travaux du I^{er} arrondissement
des Chemins de fer fédéraux suisses, à Lausanne

ET

K. ENSNER, ingénieur diplômé
chef de la Section de mesures près la Direction générale
des Chemins de fer fédéraux, à Berne

Tiré à part du « BULLETIN TECHNIQUE DE LA SUISSE ROMANDE », N° du 8 avril 1967

LAUSANNE

ÉDITION DE LA SOCIÉTÉ DU BULLETIN TECHNIQUE
DE LA SUISSE ROMANDE

1967

LE TUNNEL DU DONNERBÜHL, À BERNE

CONSTRUCTION D'UN TUNNEL FERROVIAIRE PAR LA MÉTHODE DU BOUCLIER

MESURES ET OBSERVATIONS FAITES APRÈS LA CONSTRUCTION

par R. DESPONDS, ingénieur en chef de la Division des travaux du 1^{er} arrondissement des Chemins de fer fédéraux suisses, à Lausanne

et

K. ENSNER, ingénieur diplômé, chef de la Section de mesures près la Direction générale des Chemins de fer fédéraux suisses, à Berne

Introduction

Une description complète du projet et de la construction du tunnel du Donnerbühl, ainsi que des études expérimentales destinées à définir les caractéristiques de la poussée des terres encaissantes, ayant paru dans les numéros 26, du 19 décembre 1959, et 1, du 2 janvier 1960 du *Bulletin technique de la Suisse romande*, nous nous contenterons de rappeler tout d'abord brièvement les éléments du problème.

1. Le tunnel du Donnerbühl

Afin de permettre l'entrée en gare de Berne des lignes privées de Neuchâtel, de Schwarzenburg et de la Gurbe, sans croisements d'aucune sorte avec d'autres voies de

la gare, il a fallu percer la colline du Donnerbühl (fig. 1). Les conditions locales étaient particulièrement difficiles : exécution en pleine ville dans des matériaux morainiques non agglomérés, sous faible couverture allant de trois mètres à une dizaine de mètres d'épaisseur, présence d'immeubles au-dessus du tracé du tunnel, apparition d'eau de la nappe souterraine au niveau des futures voies, ont engagé la Direction des travaux à percer le tunnel par la méthode du bouclier sans air comprimé. Cette méthode offre, en effet, le maximum de sécurité aux tassemens dans un sable sans cohésion peu apte à être stabilisé par le gel artificiel ou des injections.

Dans notre cas, le bouclier en construction soudée, de 185 tonnes, était constitué par un cylindre de 10,10 m

de diamètre et de 5,50 m de longueur. Son couteau était renforcé par une couronne intérieure en acier, afin que le bouclier offre une plus grande rigidité.

Cette couronne servait aussi de point d'appui aux 32 vérins hydrauliques répartis sur le pourtour du bouclier et qui pouvaient exercer ensemble une force de 3200 tonnes, la pression fournie par les pompes étant de 400 atmosphères. Vu sa grande section, le bouclier comprenait une triple plate-forme renforcée par trois séparations verticales. Le bouclier était donc subdivisé en douze compartiments de travail. Une partie des plates-formes intermédiaires étaient mobiles : on pouvait les pousser ou les rentrer à l'aide de vérins hydrauliques. Cette disposition facilitait l'abattage des matériaux au front d'attaque lorsque celui-ci devait être boisé du fait du manque de cohésion du terrain. La queue du bouclier ne possédait aucun renforcement ; l'épaisseur de son manteau était suffisante pour lui permettre d'absorber la pression des matériaux qui s'exerçait dans l'espace situé entre le dernier anneau de rai-dissement du bouclier et l'extrémité du revêtement du souterrain. C'est là que se trouvait la couronne métallique mobile, transmettant la poussée des vérins sur les voussoirs. A l'arrière du bouclier était disposée une plate-forme sur laquelle était fixé le bras rotatif de montage à commande hydraulique servant à la mise en place des voussoirs en béton armé.

Le revêtement des parois cylindriques du tunnel est constitué par des segments préfabriqués en béton armé, les voussoirs. Chaque anneau a un diamètre intérieur

de 8,85 m et se compose de quatre segments principaux et d'un court segment de fermeture, la clé. En égard au poids des divers éléments à manipuler et à l'épaisseur nécessaire de 55 cm, la largeur des voussoirs a été fixée à 50 cm. Le poids total d'un anneau complet est d'environ 20 tonnes. La densité du ferrailage a été fixée compte tenu des pressions des terres sur le tunnel.

La fabrication des voussoirs s'effectua dans des cofrages en acier permettant la coulée d'un anneau entier. Les anneaux accolés ont été assemblés par des boulons parallèles à l'axe du tunnel. Ils conservaient ainsi leur position sous la pression du bouclier et assurent la rigidité du souterrain dans le sens longitudinal.

Pour empêcher radicalement l'eau et le limon de pénétrer dans le tunnel, on plaça des bandes d'étanchéité dans les rainures transversales des voussoirs. En outre, des plaques de plomb intercalées dans les joints longitudinaux des segments contribuent à transmettre intégralement les efforts de l'anneau.

Lorsque le bouclier avançait, l'espace vide qui se formait à l'arrière du manteau de celui-ci, entre le terrain avoisinant et la partie terminée du revêtement, était immédiatement colmaté à l'aide d'injections. L'avance a eu lieu à l'allure moyenne de 1 m par jour pour une équipe de jour et une de nuit (fig. 1, 2 et 3).

Les joints des raccords des voussoirs d'un anneau sont garnis de plaques de plomb de 4 mm d'épaisseur et mesurent 36 à 47 cm de côté, cela afin de donner à l'appui la possibilité d'absorber l'excentricité des efforts normaux, laquelle peut atteindre 20 cm.

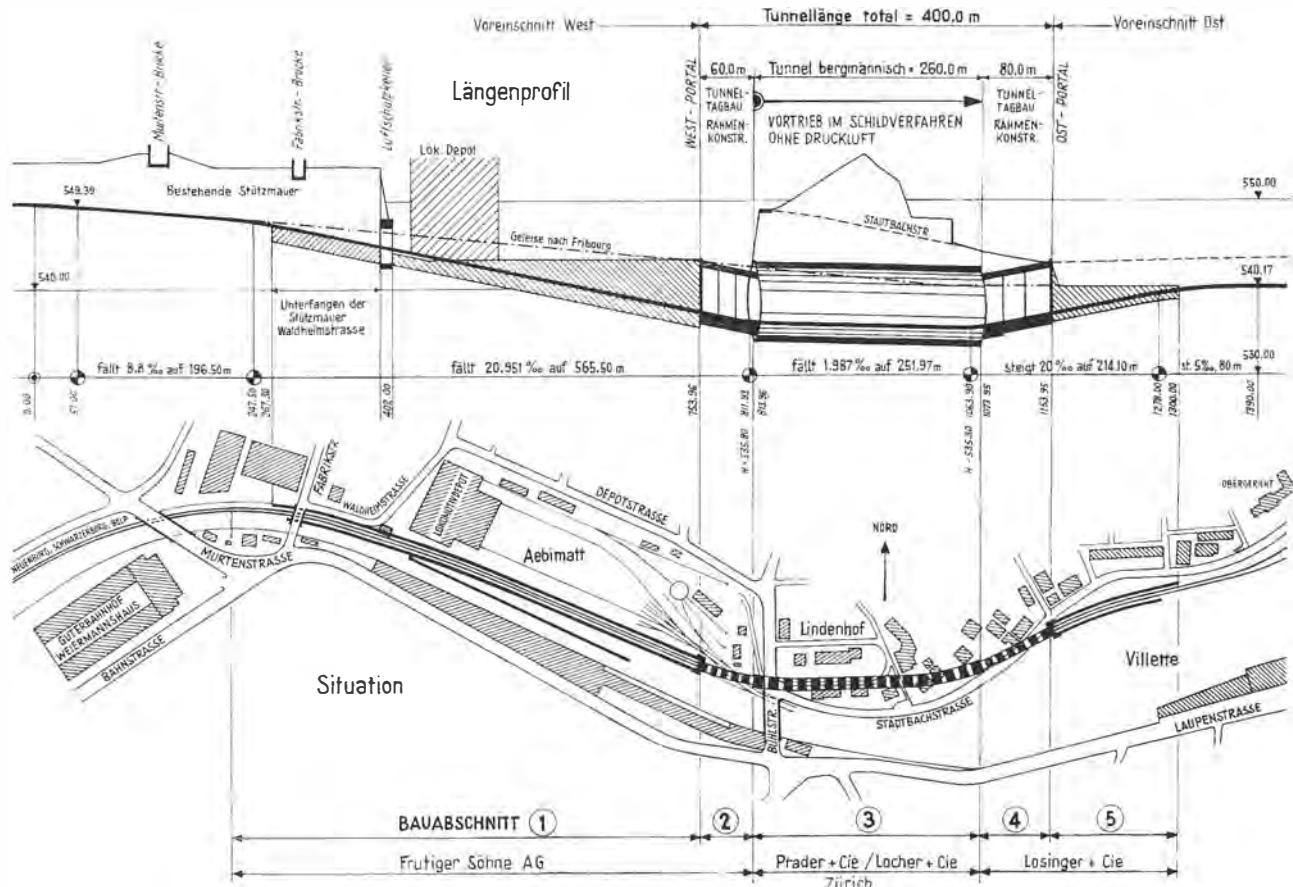


Fig. 1. — Entrée des chemins de fer privés bernois en gare de Berne.

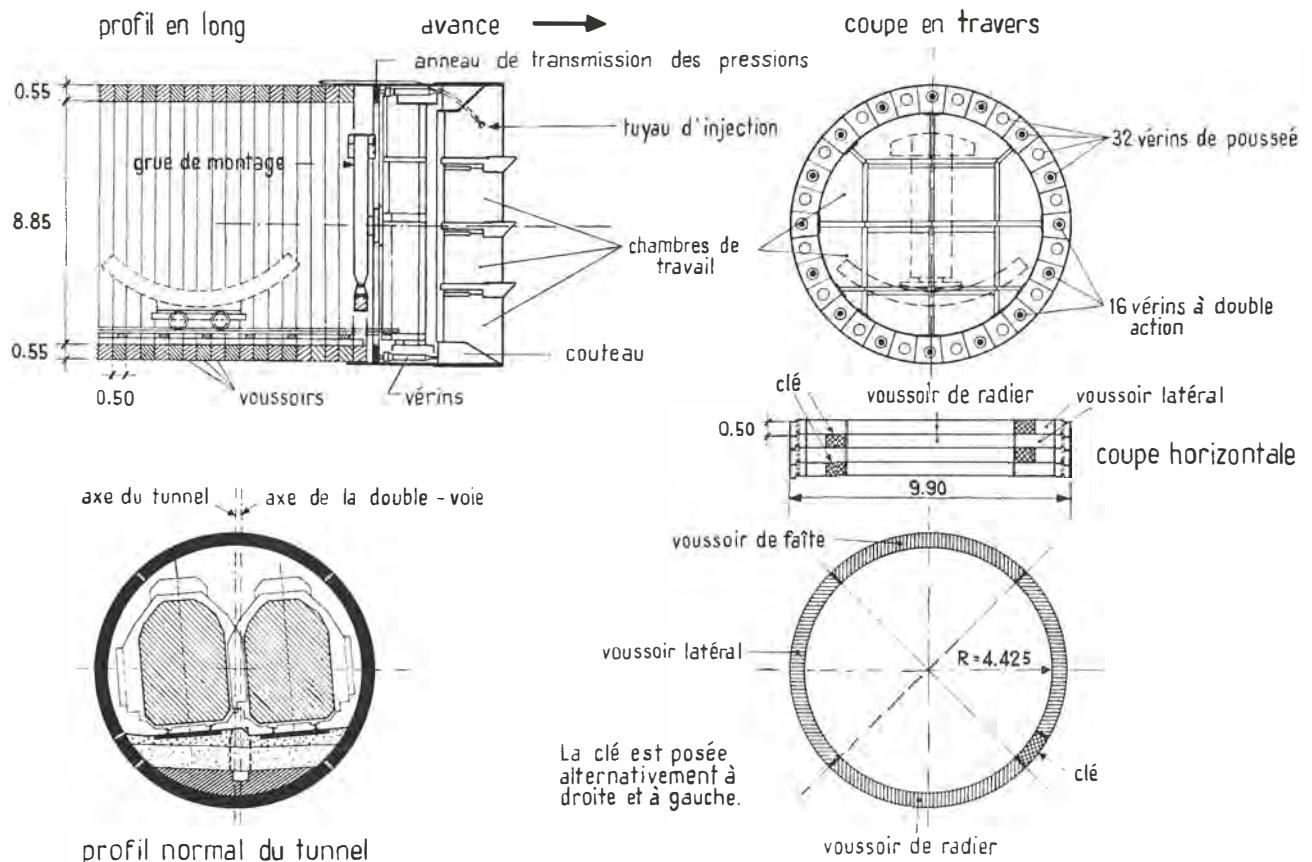


Fig. 2. — Avance au bouclier, coupes du bouclier et des voussoirs préfabriqués.

L'anneau est ainsi moins sensible aux sollicitations asymétriques. Pour centrer les joints radiaux des voussoirs et pour absorber les forces tangentielles, chaque joint est muni d'un goujon de 40 mm de diamètre qui pénètre dans les deux segments. Aux joints articulés, les cales n'ont que 15 cm de large, de manière à réaliser effectivement les articulations admises par le calcul (fig. 1, 2 et 3).

2. Terrains encaissants, géologie, étude expérimentale de la poussée des terres

Le tunnel du Donnerbühl traverse la moraine frontale de l'ancien glacier de l'Aar, formée plus particulièrement de moraine de fond, glaise sableuse de qualité variable, ainsi que de dépôts diluviaux de gravier et de sable plus ou moins délavés (fig. 4). De grandes variations apparaissent aussi bien dans le sens vertical qu'horizontal.

Le matériau, passablement graveleux dans les couches supérieures, a tendance à devenir toujours plus fin avec la profondeur. Au niveau de la calotte du tunnel, on rencontre du sable légèrement glaiseux, tandis qu'à celui du radier c'est une glaise sableuse ou limoneuse. Le sable a une grande compacité, avec des densités apparentes de 21 kg/dm^3 , mais il n'est pas aggloméré. La perméabilité du sol est très grande dans les couches supérieures et a tendance à devenir toujours plus faible avec la profondeur. Une nappe phréatique a été décelée par des sondages approximativement au niveau des voies à établir.

Lorsqu'il s'est agi de calculer les anneaux circulaires en béton armé formant le revêtement du tunnel du Donnerbühl, il apparut tout de suite que les diverses méthodes de calcul des pressions des terres, proposées dans la littérature, étaient essentiellement contradictoires. Ainsi, par exemple, la méthode Caquot, décrite dans le *Traité de mécanique des sols* de Caquot et Kerisel,



Fig. 3. — Vue du tunnel en construction.

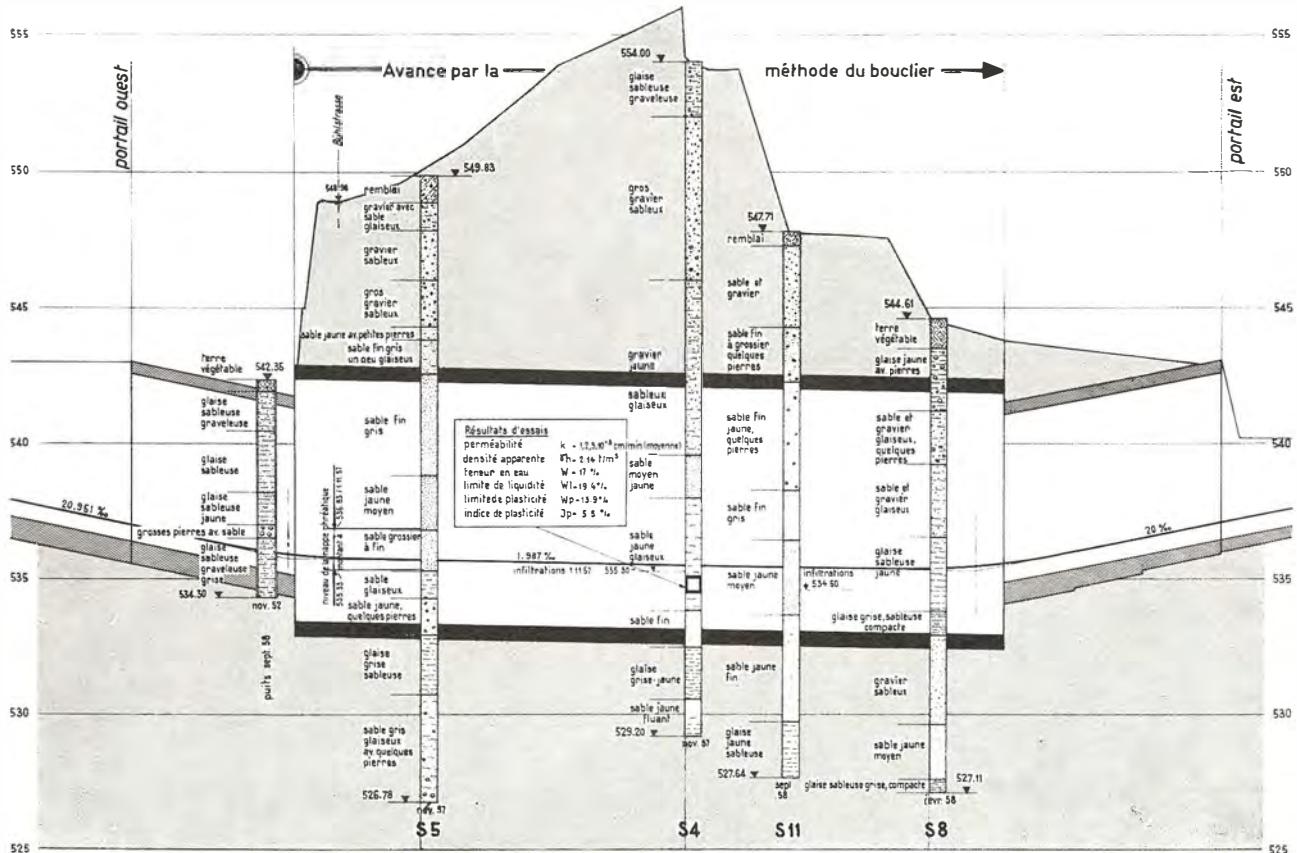


Fig. 4. — Tunnel de Donnerbühl : profil en long géotechnique.

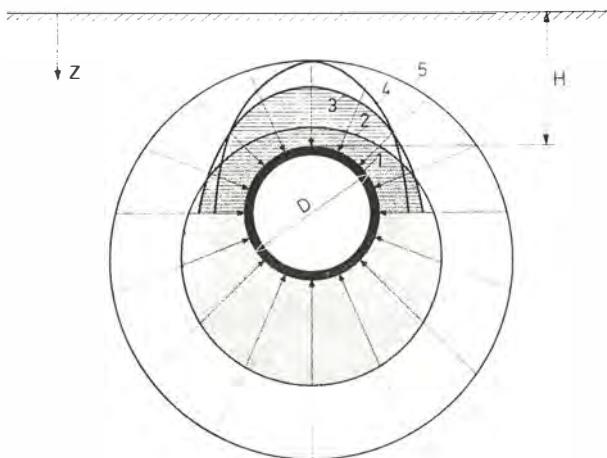


Fig. 5. — Schéma de répartition des poussées de terres sur l'extrados d'un tunnel de section circulaire (1) selon Caquot (2), Terzaghi (3) et Kommerel-Culmann (4); poussée de référence hydrostatique à la densité du terrain (5).

qui permet de calculer les pressions radiales et tangentielles dans un massif de sol entourant un tunnel de section circulaire, correspond bien à la forme géométrique du tunnel du Donnerbühl (fig. 5).

La méthode de Kommerel-Culmann est en partie graphique. Elle permet de calculer les valeurs relatives et la répartition des pressions sur la voûte du tunnel, mais seulement lorsqu'on choisit arbitrairement l'in-

fluence de l'effet de voûte, ce qui diminue fortement son intérêt.

La méthode de Terzaghi, donnée dans la *Mécanique théorique des sols*, a été établie pour une section rectangulaire, mais elle peut être adaptée à une section circulaire.

Ces trois méthodes, appliquées au même cas, donnent des résultats si divergents qu'il a paru intéressant d'essayer des vérifications par le moyen d'essais sur modèles, en laboratoire et « *in situ* ». Cette étude, entreprise par le *Laboratoire de géotechnique de l'Ecole polytechnique de l'Université de Lausanne*, avait pour but de déterminer expérimentalement les valeurs de la pression des terres sur le tunnel d'essai, afin de choisir la méthode de calcul la mieux adaptée au cas du tunnel du Donnerbühl.

Les coefficients qui interviennent dans le calcul des pressions sont l'angle de frottement interne, la cohésion et le poids spécifique des terres, ainsi que le coefficient dont la valeur dépend des déformations qui se produisent dans le sol au-dessus du tunnel pendant l'exécution. Si les déformations sont importantes, un effet de voûte apparaît, en effet, dans le sol et les pressions diminuent. Si la méthode adoptée, au contraire, empêche les déformations, les efforts du frottement dans le sol ne sont pas mobilisés et les pressions restent grandes sur le tunnel.

Il convient dans l'étude sur modèle non seulement de bien connaître les caractéristiques du sol employé, mais encore de reproduire le plus exactement possible le procédé de construction du tunnel. Il n'existe pas

de rapport de similitude simple entre les pressions des terres mesurées sur les modèles et celles qui se manifestent sur le tunnel en vraie grandeur.

L'intérêt de tels essais réside principalement dans le fait que l'on peut calculer, dans un cas de charge d'un modèle donné, les pressions qui devront s'exercer sur l'anneau et comparer les résultats de ces calculs aux pressions effectivement mesurées.

Comme les sols dans lesquels le tunnel du Donnerbühl fut construit sont, dans l'ensemble, sans cohésion dans la partie supérieure (calotte) et cohérents dans sa partie inférieure (radier), il n'est pas possible d'exécuter un modèle de tunnel avec une similitude parfaite des sols.

Cela nous a conduits à proposer l'étude de la pression des terrains par deux méthodes différentes :

- La première méthode consistait à exécuter des essais en laboratoire, en fonçant un cuvelage de 30 cm de diamètre dans le massif du sol constitué de sable sec, pulvérulent, parfaitement homogène (fig. 6).
- La seconde méthode consistait à exécuter des essais «in situ», en fonçant un cuvelage de 1,50 m de diamètre dans le sol en place, sable limoneux, dont la cohésion varie entre 1 et 2 t/m² environ, sol découvert dans la partie inférieure du puits de départ exécuté pour la construction du tunnel lui-même (fig. 7).

Nous avons cherché, dans les deux cas, à vérifier si l'une des méthodes de calcul que l'on trouve dans la littérature conduisait à des valeurs de pression égales à celles mesurées lors des essais. Les deux tunnels d'essai ayant des dimensions très différentes, la méthode de calcul choisie en définitive devrait être utilisable pour le tunnel en vraie grandeur.

Les essais entrepris nous ont amenés à choisir la méthode de calcul de Terzaghi. Dans notre cas, où la couverture ne dépasse guère une épaisseur égale au diamètre du tunnel et où le type de fonçage est semblable à celui utilisé lors des essais, la méthode en question permet de calculer avec une bonne exactitude et directement les pressions verticales s'exerçant sur le tunnel, alors que pour déterminer les pressions laté-



Fig. 6. — Essais sur modèle en laboratoire : extraction du sable.

rales, il y a lieu de majorer de 65 % environ les valeurs obtenues, selon la formule de Terzaghi, afin de tenir compte de la méthode de fonçage et de la mobilisation des frottements. Pour le calcul des pressions verticales s'exerçant sur le radier du tunnel, il n'a pas été possible de proposer sûrement une méthode. Les essais ont montré que ces pressions sont légèrement supérieures à celles s'exerçant verticalement sur la calotte, c'est pourquoi on a admis de majorer ces dernières du poids propre du tunnel lui-même.

3. Observations faites en cours d'exécution

Le tunnel est achevé depuis 1959 et en service depuis plusieurs années. Nous avons la certitude que la méthode du bouclier était bien la plus appropriée à ce cas.

Cependant, malgré le soin apporté à l'exécution du travail, quelques affaissements et modifications de la couche supérieure du terrain n'ont pas pu être évités.



Fig. 7. — Essais sur modèle «in situ» : un cylindre de 1,5 m de diamètre, simulant le bouclier, a été enfoncé dans le sol encaissant, au fond du puits de départ du tunnel.

Il a fallu déplorer des fissurations et autres dommages aux revêtements de chaussées, aux canalisations et conduites situés au-dessus du cylindre formé par le tunnel. Au début des opérations de forage, sur les premiers mètres et par manque d'expérience, les affaissements dépassaient 10 à 15 cm. Au cours des travaux, l'importance des tassements a rapidement diminué et vers la fin du chantier ils n'étaient plus que de quelques centimètres. De nombreux facteurs ont provoqué l'apparition de ces tassements et, s'il est difficile aujourd'hui de préciser avec certitude leur origine, il est possible toutefois d'en donner ci-dessous les causes probables.

Lors de la poussée, il est difficile d'étayer parfaitement le front d'attaque. Malgré des injections soignées, on ne remplit pas tous les vides laissés par le manteau du bouclier dans sa progression. La poussée mécanique du bouclier provoque des ébranlements, lesquels déclenchent des tassements dans les masses de sable. Le bouclier, comme un piston, exerce une pression très forte sur une grande étendue du front de travail, suivie d'une dépression après son passage. Vu sa forme rigide, le bouclier ne se meut pas toujours en droite ligne, il serpente, pressant ici, provoquant un relâchement là. De petits mouvements intérieurs sur le front du travail sont difficiles à éviter, spécialement lorsque le sable est sec.

De légères déformations sont également imputables au système de revêtement par voussoirs en béton. Ceux-ci sont, en effet, montés à l'intérieur du manteau du bouclier. Après avance du bouclier et malgré les injections faites à ce moment-là, il n'est pas possible de remplir parfaitement le vide qui se crée derrière le bouclier, sur l'épaisseur du manteau, d'où une cause de tassement particulière. Puis les voussoirs doivent prendre leur assise sur articulation de plomb. Ils subissent de plus une déformation élastique lorsque la poussée des terres s'exerce sur eux, d'où résulte une autre cause de tassement dans les masses terrassées qu'il est absolument impossible d'éviter complètement.

Au vu des facteurs susmentionnés et de leurs effets propres, il n'est pas étonnant que de petits affaissements de 1 à 4 cm se soient produits en surface. De toute façon, les frais occasionnés par la remise en état des objets endommagés ne représentent qu'à peine les 2 à 3 % du total de ceux de construction, ce qui, dans le cas présent, était supportable.

Quant à l'étanchéité, on peut dire que le système choisi a répondu à ce qu'on en attendait dans l'ensemble, soit sur près des trois quarts de la longueur du tunnel.

Des suintements sont cependant apparus aux endroits où le tunnel comporte une faible couverture et traverse les zones perméables. Les zones humides du revêtement ont été rapidement étanchées par colmatage des joints au mortier spécial.

4. Mesures exécutées après coup dans le tunnel du Donnerbühl et sur son tracé

Au cours de la phase d'étude, il est apparu qu'une vérification à posteriori des poussées effectives des terres, s'exerçant sur le tunnel terminé, de même que des contraintes réelles supportées par les voussoirs, ne

manquerait pas d'être du plus haut intérêt. C'est, en effet, la seule méthode permettant de confirmer ou d'informer la valeur des hypothèses faites lors du calcul et de l'élaboration du projet. C'est la raison pour laquelle quelques appareils de mesures ont été disposés à certains emplacements du tunnel, choisis dès avant le début des travaux. Ils devaient livrer après coup une image des contraintes que supporte l'ouvrage et permettre de déterminer les poussées exercées par le sol encaissant sur celui-ci. Par ailleurs, les mouvements du terrain de surface ont été contrôlés à réitérées reprises par l'exécution d'un niveling de précision, portant sur de nombreux repères répartis sur toute la longueur du tunnel. Ce niveling a été repris plusieurs fois au cours de la période de construction de l'ouvrage. Il a permis de suivre les mouvements affectant les constructions qui se trouvaient au-dessus de lui.

5. Choix et mise en œuvre des instruments de mesures

Les poussées exercées par le sol encaissant ont été relevées au moyen de capteurs hydrauliques du type « Glötzl » (fig. 8).

Ces éléments fonctionnent de la manière suivante : de l'huile est pompée dans les conduites sous pression au moyen d'une pompe (en haut de la figure). Entre les capteurs de pression et la conduite d'huile sous pression se trouve une membrane. Celle-ci fonctionne comme soupape. Quand la pression de l'huile dans les capteurs, mesurée au moyen de manomètres, est équilibrée par la poussée à mesurer, la soupape s'ouvre et l'huile pompée en excédent s'écoule hors du système. Ce capteur de pression convient très bien pour mesurer celle des terres. En revanche, elle ne convient pas pour les mesures dans le béton. En effet, l'augmentation de la température pendant la prise du béton provoque une dilatation de l'huile, dont le volume est limité par le béton durci. Lors de ce durcissement, les coefficients de dilatation du béton et de l'huile sont différents et les lectures ultérieures après refroidissement du béton sont faussées : l'huile se contracte plus fortement et les lectures enregistrées sont alors systématiquement trop faibles. Il convient de remarquer qu'entre-temps le système a été perfectionné et permet des mesures plus exactes.

L'efficacité de ces capteurs a été mise à l'épreuve lors des essais précalables qui ont établi que ces appareils convenaient aux essais prévus pour la mesure des poussées des terres, l'influence des variations de température étant alors sans effet. Ces capteurs de pression ont été fixés à l'armature des voussoirs au moment de sa pose dans les moules, puis embétonnés de manière que la face extérieure, qui viendrait en contact avec les terres, reste entièrement dégagée et visible (fig. 9).

Pour la mesure des déformations des armatures et du béton, on employa des jauge électriques « Philips », collées directement sur les armatures par exemple, ou noyées simplement dans le béton (fig. 10).

Les variations d'allongement mesurées électriquement sont proportionnelles aux déformations. Dans certaines conditions, ces déformations donnent des indications directes concernant les contraintes. Selon le calcul du module d'élasticité, $E = \text{environ } 450\,000 \text{ kg/cm}^2$.

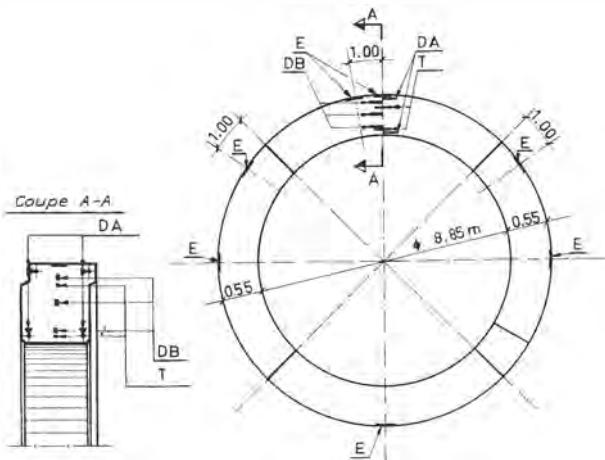


Fig. 8. — Emplacement des instruments de mesures sur les voussoirs.

E = mesure de poussée des terres.

T = mesure de température.

DA = jauge de mesures de déformation collées sur les armatures.

DB = jauge de mesures de déformation placées dans le béton.

6. Analyse et résultats des mesures

Poussées des terres

Les poussées des terres enregistrées immédiatement après la mise en place des voussoirs, en un endroit où la couverture au-dessus de la calotte du tunnel était de 9,7 m, accusent des valeurs particulièrement irrégulières. Elles restent alors, d'une façon générale, nettement inférieures aux poussées prévues par le calcul, pour tous les différents points mesurés et cela même après le remplissage par injections des cavités laissées, après le passage du bouclier, entre les voussoirs et les terres encaissantes. À ce moment, ces poussées se situent donc très en dessous de celles théoriques déterminées selon la méthode Terzaghi. À titre d'exemple, les poussées enregistrées à la calotte du tunnel par des instruments distants de 1 m donnent des valeurs extrêmement différentes, de 1,1 à 1,9 kg/cm², toujours immédiatement après montage des voussoirs. On peut en déduire que la compacité du sol a été perturbée dans une certaine mesure lors des travaux d'avancement et que le sol s'en est trouvé localement détendu.

À ce moment toujours, les voussoirs sont soumis, par conséquent, à des sollicitations inférieures aux prévisions et réparties très irrégulièrement.

Poursuivies régulièrement à intervalles de quelques jours, les mesures ont révélé, en revanche, que la poussée des terres sur la voûte augmentait graduellement, s'égalisant et se répartissant plus uniformément sur toute la longueur de l'ouvrage. Cette évolution, illustrée par la figure 11, était pratiquement achevée après une période d'environ 60 jours. Les valeurs maximales relevées à ce moment ne furent plus dépassées.

Il y a lieu de noter que ces dernières correspondent alors très remarquablement aux poussées théoriques calculées selon la méthode de Terzaghi adoptée. Cette conclusion à elle seule montre tout l'intérêt de l'étude théorique et pratique des poussées, entreprise. Elle est de nature à faciliter le choix d'une méthode de calcul dans des cas semblables.

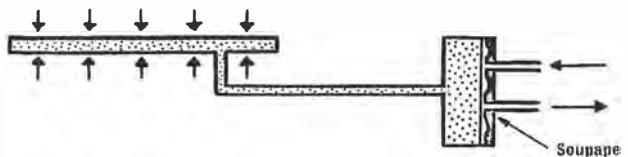


Fig. 9. — Capteur de pression hydraulique, système « Glötzl ».

La répartition des poussées mesurées sur le profil du tunnel est représentée graphiquement par la figure 12. Ce graphique montre tant les poussées mesurées immédiatement après la mise en place des voussoirs et les injections de remplissage que celles obtenues 60 jours plus tard.

Tassements

Les mouvements verticaux de la surface du sol, au-dessus du tunnel, ont été définis, nous l'avons dit, par l'exécution de nivellements de précision. L'évolution des tassements en fonction du temps est donnée par la figure 13.

On peut y observer que le niveau du sol s'est élevé de quelques millimètres peu avant le passage du bouclier et que les tassements les plus considérables sont intervenus droit après le passage de celui-ci. Ils se sont atténués ensuite progressivement pour s'achever pratiquement après une période de 60 jours, soit une

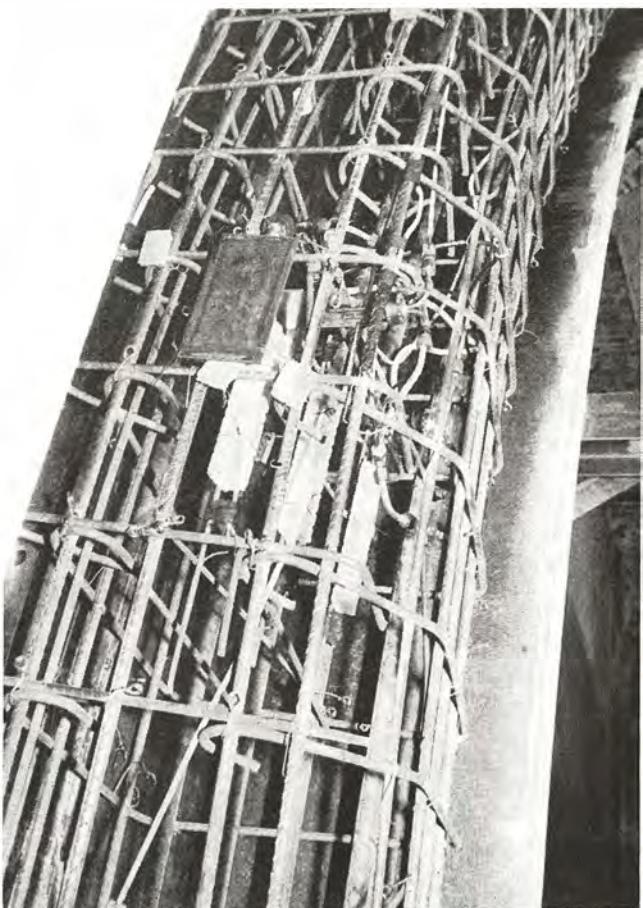


Fig. 10. — Jauge électrique « Philips » collée directement sur les armatures ou noyées dans le béton.

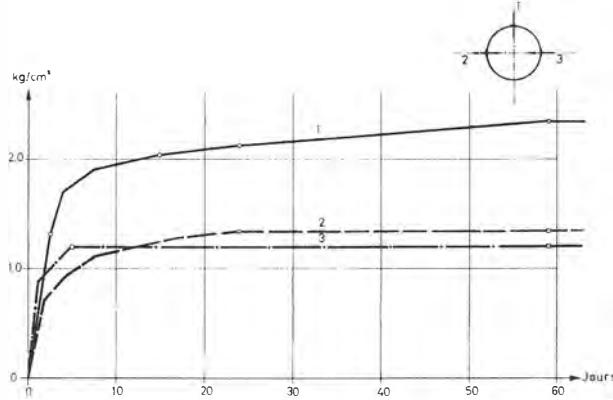


Fig. 11. — Evolution de la valeur de la poussée des terres en fonction du temps, mesurée sur le voussoir n° 336A.

période identique à celle marquée par l'évolution des poussées.

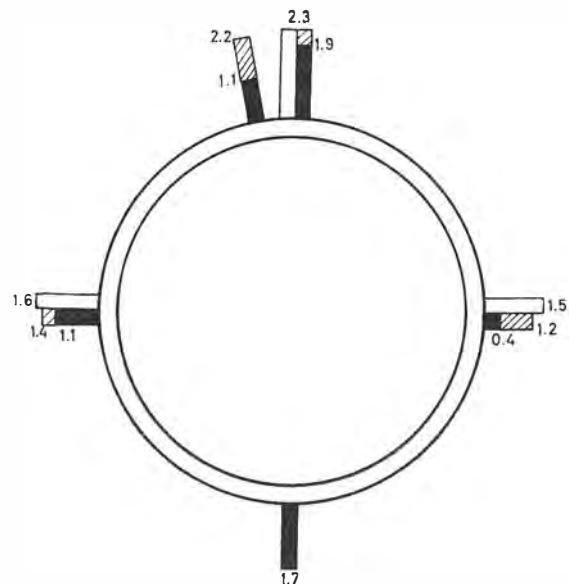
L'examen des relevés a confirmé aussi, comme on pouvait s'y attendre, que l'importance des tassements en surface est inversement proportionnelle à l'épaisseur de la couche de terre recouvrant le tunnel.

Sollicitations des voussoirs

La valeur des sollicitations intérieures d'éléments de construction est obtenue, dans de nombreux cas, par des mesures de déformation. On peut rappeler, à ce propos, que les tensions intéressées ne peuvent alors être calculées qu'à partir du module d'élasticité. Ce fait complique le calcul, puisque aux déformations dues aux tensions peuvent s'en ajouter d'autres, provoquées par exemple par le retrait du béton, les variations de température, etc.

L'expérience a montré que les mesures effectuées dans un tunnel sont rendues difficiles, étant soumises souvent à des influences accessoires difficilement mesurables.

Comme le résultat des mesures enregistrées dans le béton ne donne pas une image claire des divers cas de



Poussée des terres en kg/cm^2

- calculée selon Terzaghi
- mesurée après montage et injections
- ▨ mesurée 60 jours après montage

Fig. 12. — Poussée des terres mesurée après montage des voussoirs et injections de remplissage, ainsi que les résultats des mesures répétées après 60 jours.

sollicitations, nous avons choisi de définir ces dernières, pour quelques cas particuliers, en utilisant les résultats des mesures de déformation effectuées sur des fers d'armature. En effet, ces dernières déformations peuvent être interprétées d'une manière beaucoup plus sûre, car le module d'élasticité de l'acier varie peu et l'influence de la température peut y être définie avec une sûreté suffisante. La figure 14 donne les déforma-

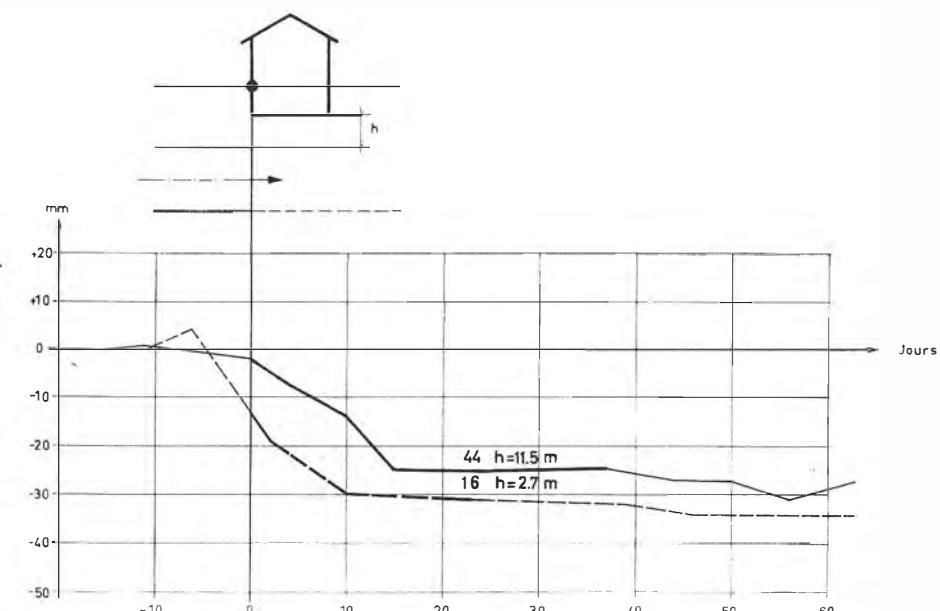


Fig. 13. — Tassements mesurés en fonction du temps, du terrain naturel au-dessus du voussoir ausculté.

tions de l'armature principale de la calotte peu après la mise en place des voussoirs et l'exécution des injections de remplissage, alors que la figure 15 donne le résumé des déformations calculées, d'une part, selon les normes et, d'autre part, en section homogène, les valeurs mesurées se trouvant entre deux.

A première vue, l'examen de ces diagrammes surprend, par le fait qu'ils ne concordent en aucune manière avec les contraintes auxquelles on pouvait s'attendre par le calcul. Toutefois, la figure 16, par des efforts dus à la seule poussée des vérins sur les voussoirs, fait clairement ressortir que des moments horizontaux considérables sont engendrés dans les voussoirs, au moment de la progression du bouclier prenant appui, par l'intermédiaire des vérins, sur ces mêmes voussoirs déjà posés. Les déformations qui en résultent, variables selon les conditions d'appui, ne se résorbent pas complètement après l'opération d'avancement et il subsiste, dans les divers éléments de construction, des tensions « parasites ».

Lorsque les anneaux de béton quittent l'enceinte du bouclier, ils subissent alors la charge due à la poussée des terres, dont l'influence se superpose aux efforts engendrés horizontalement par la pression des vérins. Ainsi s'explique l'allure quelque peu inattendue des diagrammes de déformation de la figure 14.

Les contraintes supportées par les armatures peuvent aisément se calculer à partir des déformations mesurées. Elles atteignent la valeur de 1060 kg/cm^2 aux points les plus sollicités. En admettant des déformations équivalentes pour l'acier et le béton, on obtient pour ce dernier une sollicitation maximale à la compression de 228 kg/cm^2 . Il est probable que ces contraintes de compression ont été quelque peu réduites dans notre cas par l'effet de fluage ou de retrait du béton, sans toutefois que ce phénomène puisse être démontré de façon claire. Dans les zones tendues, les contraintes de traction dépassent la limite de fissuration.

De l'analyse des diagrammes, on peut conclure encore que les contraintes de traction principales ne s'exercent pas parallèlement à l'axe des voussoirs. Ces derniers sont donc soumis aussi, par endroits, à certains efforts de torsion, confirmés du reste par l'apparition bien visible, sur certains voussoirs, de fissurations en diagonale.

Afin de mieux connaître l'influence, sur les voussoirs, de la poussée exercée par le bouclier lors de sa progression, quelques jauge « Philips » ont été à cet effet collées directement sur l'un des anneaux auscultés.

La figure 17 donne un exemple des déformations observées au cours de l'opération de progression du bouclier sur les 50 cm nécessaires à l'incorporation d'un anneau. Alors que les mesures enregistrées aux points 1, 2 et 3 reflètent clairement la montée de l'effet de pression exercée par les vérins, celles obtenues au point 18, du côté droit du tunnel, donnent d'intéressants renseignements sur le mode de progression par à-coups du bouclier poussé dans le sol encaissant. Cette avance, rythmée par intervalle de 1 à 2", provoque subsidiairement de modestes sollicitations dynamiques des voussoirs. Celles-ci sont du reste de peu d'importance, puisque l'allongement mesuré de $8 \cdot 10^{-6}$ doit correspondre à

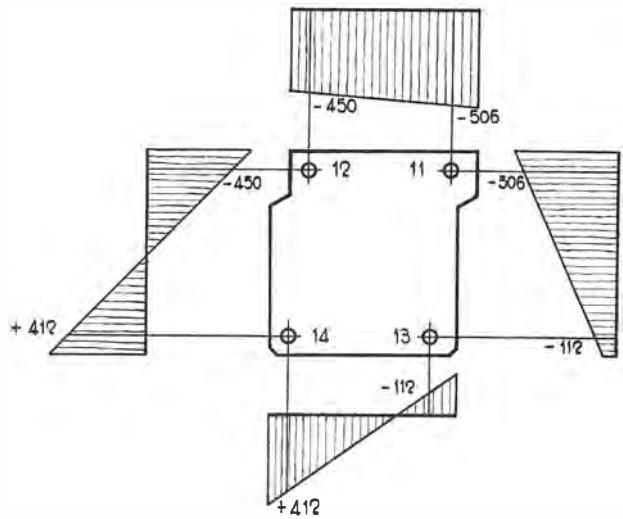


Fig. 14. — Déformation d'un voussoir mesurée à la calotte sur les armatures après montage des voussoirs et injections de remplissage.

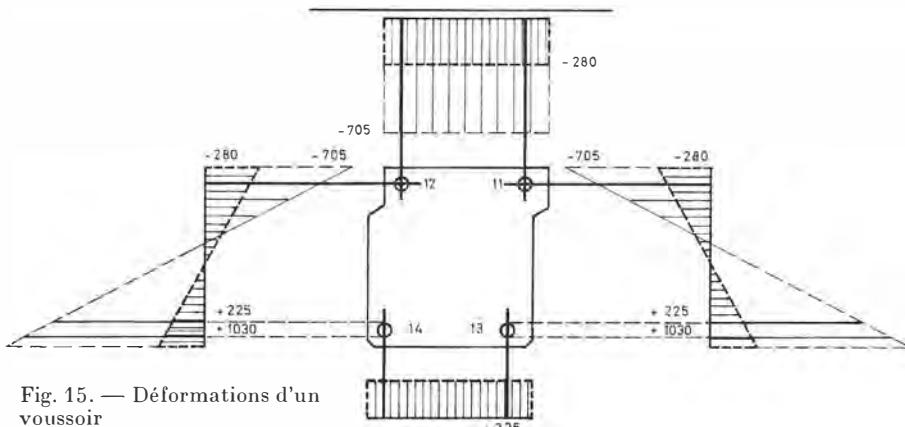


Fig. 15. — Déformations d'un voussoir calculées d'après les normes --- en sections homogènes -----

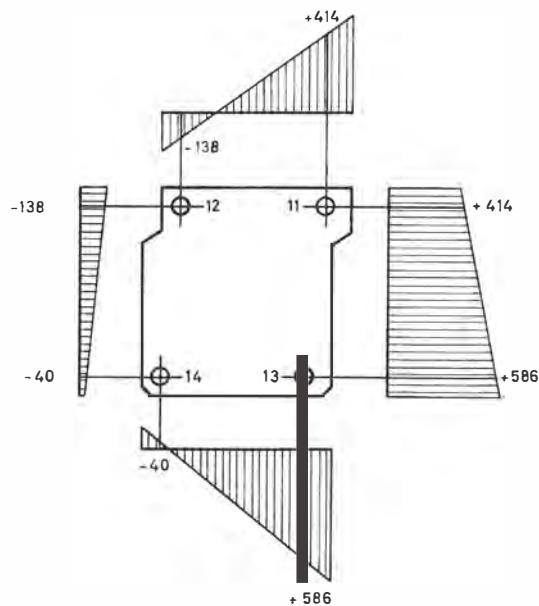


Fig. 16. — Déformation d'un voussoir, mesurée à la calotte sur les armatures, pour les seuls efforts résultant des pressions exercées par les vérins lors de la phase d'avance du bouclier.

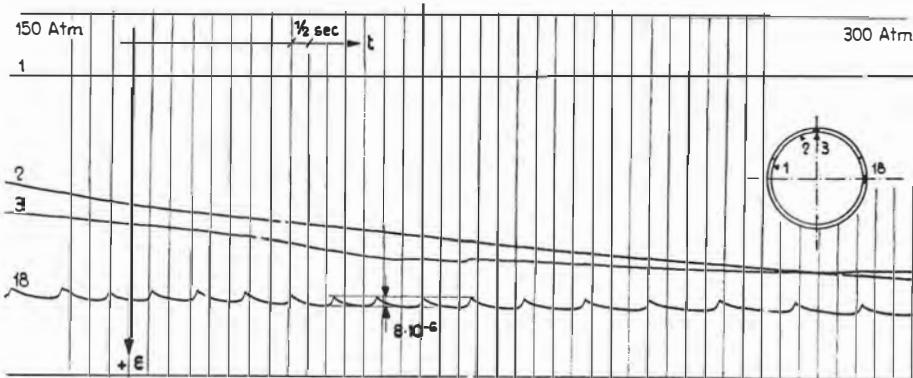


Fig. 17. — Mesure des effets dynamiques effectuée sur un voussoir lors de la phase d'avance du bouclier.

des contraintes de quelque 4 kg/cm^2 . Ces à-coups dans l'avance du bouclier, décelés par les mesures, expliquent à posteriori les heurts scandés qui s'entendaient distinctement dans les bâtiments susjacentes au cours des travaux.

On a reporté sur la figure 18 la valeur des déformations mesurées pour les points 1, 2 et 3, en regard de

celle des poussées exercées par les vérins, forces très irrégulières, ainsi qu'on peut le constater. Ce diagramme montre, en outre, qu'au point 2 par exemple, les déformations enregistrées sont telles que la limite de fissuration du béton est dépassée.

Ces mesures confirment donc les connaissances que nous avions déjà après dépouillement des mesures de déformations effectuées directement sur les armatures des voussoirs. Notons qu'il aurait été possible de supprimer les fortes sollicitations locales mentionnées ci-dessus, en incluant un dispositif répartissant les forces de réaction des poussées des vérins d'une manière systématique et régulière sur les voussoirs.

Si l'on songe aux difficultés de saisir ici correctement, par le calcul, le jeu exact des contraintes, on peut bien dire que les résultats des mesures ont montré que le dimensionnement de la construction s'était fait d'une manière convenable.

7. Conclusions

Notre intention était au départ de contrôler, par des mesures, l'exactitude des hypothèses de calcul. Les résultats positifs obtenus justifient amplement les dépenses d'équipement pour les mesures, relativement élevées, et le temps important consacré aux observations, et cela même si les résultats acquis n'ont pas toujours été aussi sûrs qu'on aurait pu le désirer. D'une façon générale, de précieux renseignements ont été obtenus sur le comportement des divers éléments constructifs entrant en jeu dans un chantier de percement de tunnel par la méthode du bouclier.

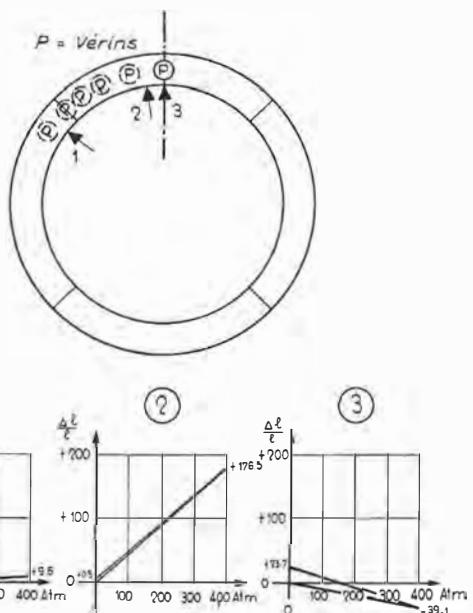


Fig. 18. — Variation des déformations d'un voussoir mesurée en trois points en fonction de la pression exercée par les vérins de poussée du bouclier.

L'AMÉNAGEMENT DE LA PLACE CHAUDERON À LAUSANNE

Tiré à part du « BULLETIN TECHNIQUE DE LA SUISSE ROMANDE »

Nº 20 du 8 octobre 1966

LAUSANNE

ÉDITION DE LA SOCIÉTÉ DU BULLETIN TECHNIQUE
DE LA SUISSE ROMANDE

1966

L'AMÉNAGEMENT DE LA PLACE CHAUDERON À LAUSANNE

par FRANÇOIS GUISAN, ingénieur, associé-copropriétaire de Bonnard & Gardel, ingénieurs-conseil, à Lausanne

Les autorités communales de Lausanne, désirant améliorer la pénétration dans le centre de cette ville et en même temps dégager l'un de ses carrefours les plus encombrés, ont décidé de transformer la place Chauderon en permettant au trafic automobile de traverser cette dernière sur plusieurs niveaux. Dans ce but, elles ont décidé, en première étape, l'aménagement d'un tunnel routier, dont elles ont étudié et fixé les caractéristiques principales du tracé, et de deux passages souterrains pour piétons. Le tunnel routier, qui permet la traversée dans les sens Renens-Lausanne et Lausanne-Renens, comporte une bifurcation en direction d'Echallens. Cette dernière ne pourra cependant être mise en service qu'ultérieurement, l'aménagement définitif de la sortie sur l'avenue d'Echallens étant actuellement rendu impossible par la présence de la gare du chemin de fer LEB, dont le déplacement est projeté pour être réalisé dans quelques années.

Ultérieurement aussi, il est prévu de compléter les aménagements décrits ci-dessous par une traversée en viaduc sur l'axe nord-sud.

Dispositions de génie civil

I. Description du projet (fig. 1 et 2)

En plan, l'ouvrage principal, le tunnel routier proprement dit, a la forme d'un Y, dont le tronc comporte trois voies, soit deux dans le sens est-ouest et une dans le sens inverse, l'accès est se faisant par une trémie située approximativement au sud de la place Chauderon ; la branche principale au sud débouche dans l'avenue de Morges et possède deux voies de sens opposés ; la branche nord débouchera dans l'avenue d'Echallens et comptera, lorsqu'elle pourra être réalisée, une seule voie dans la direction Lausanne-Echallens.

Les emplacements des ouvrages d'entrée — trémies — (fig. 3 et 4) étant imposés par la présence d'immeubles à préserver dans le secteur intéressé, ont une conséquence sensible sur le profil en long de l'ouvrage. En effet, il était nécessaire de pouvoir disposer, en surface, et de part et d'autre de chaque trémie, d'au moins deux voies de circulation. Cela dictait donc non seulement la fixation de l'emplacement de ces trémies à des endroits où l'on disposerait d'une largeur suffisante,

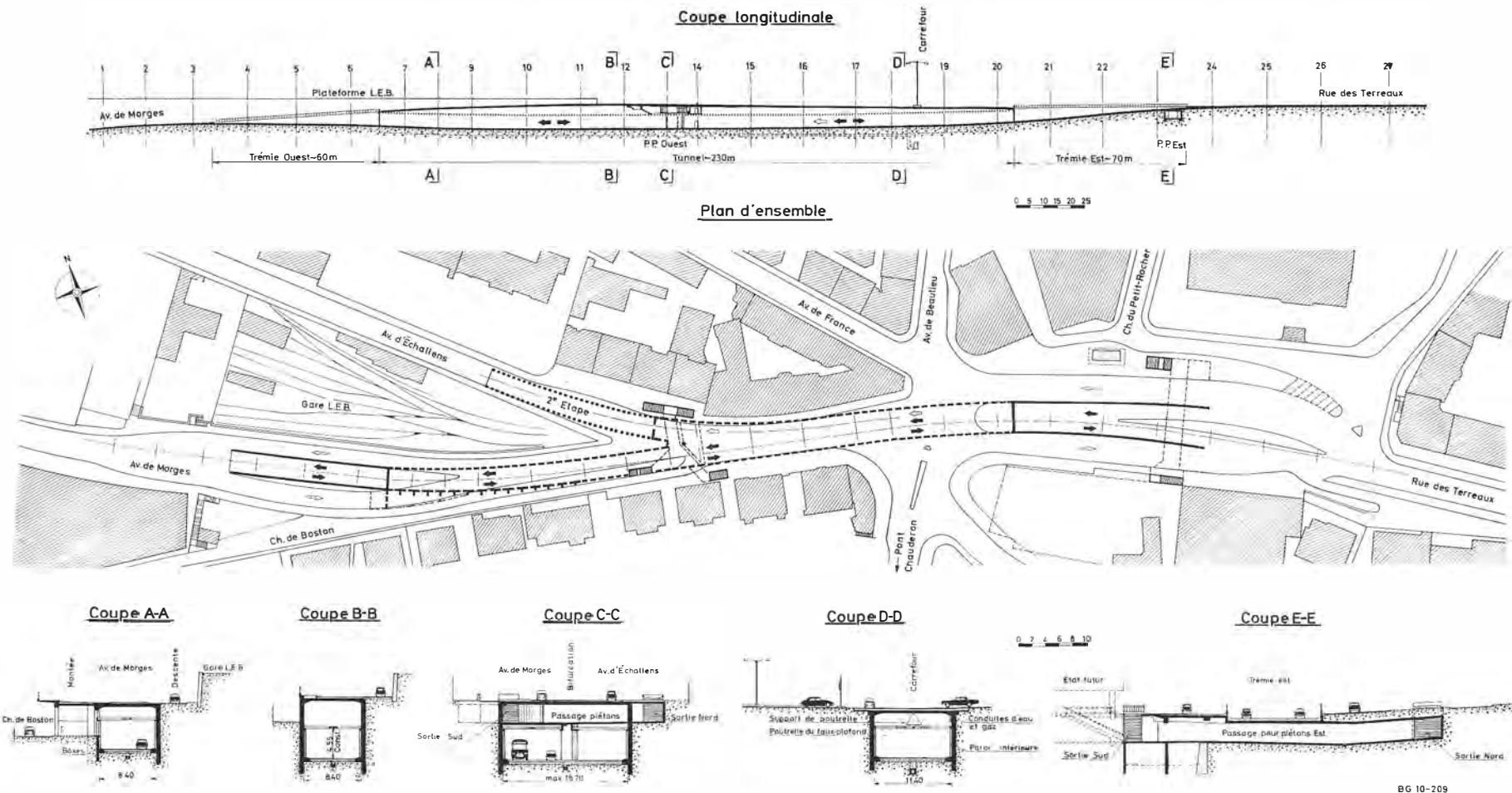
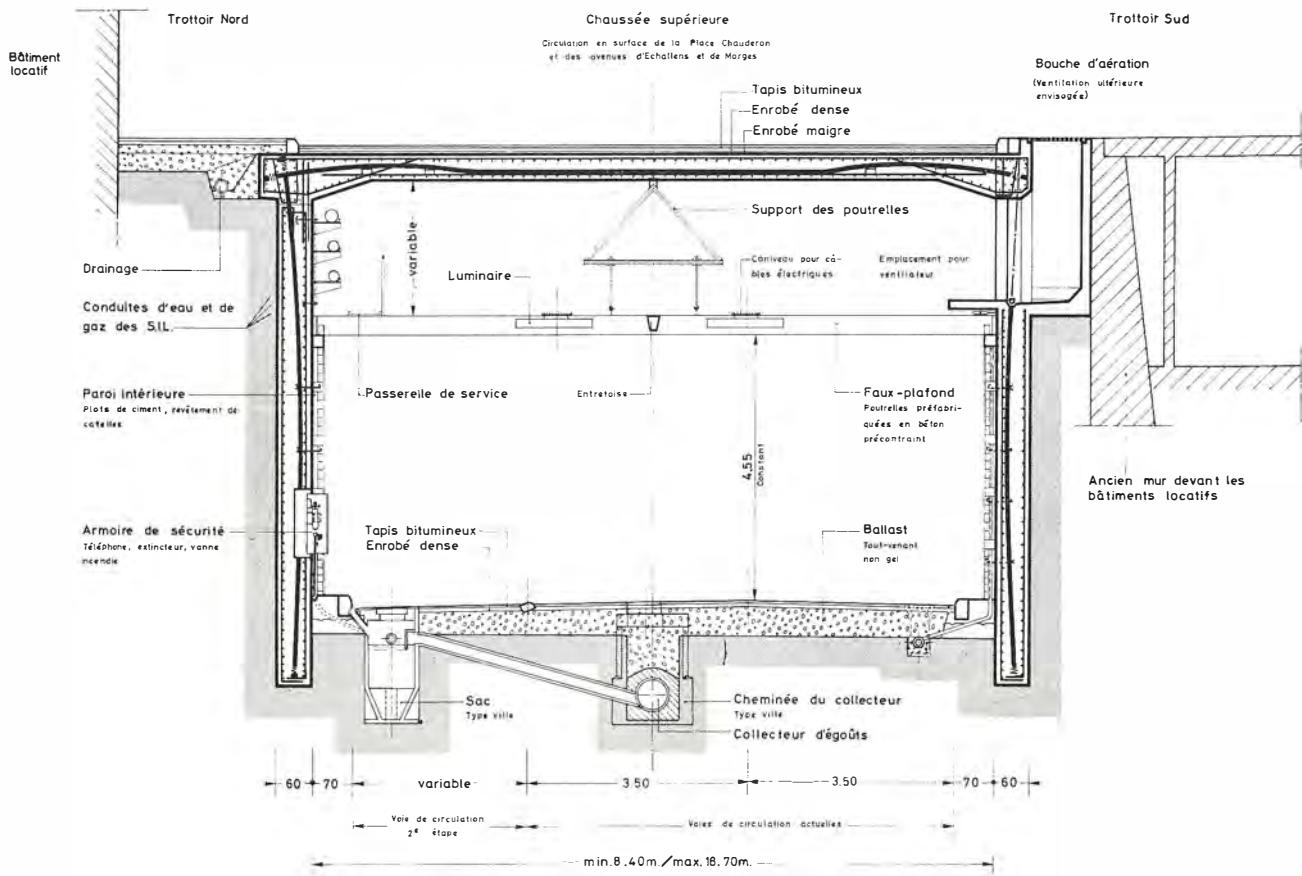


Fig. 1. — Plan d'ensemble et coupes.



BG 10-211

Fig. 2. — Coupe transversale type.

mais aussi cela obligeait d'adopter une pente relativement forte pour diminuer leur longueur. C'est la raison pour laquelle le profil en long présente une forme en cuvette très prononcée, le point bas de la chaussée inférieure se trouvant environ 10 m sous la chaussée de surface. Enfin, il faut noter que la partie ouest du tunnel, ou « galerie », n'est enterrée complètement que du seul côté nord, car la présence, au sud, du chemin de Boston qui descend vers l'ouest plus rapidement que l'avenue de Morges, a conduit à concevoir cette partie comme une galerie partiellement au-dessus du niveau du sol de ce chemin et qui est constituée d'une structure en béton armé.

Il s'est rapidement avéré que la meilleure solution pour le profil en travers, le niveau de la chaussée inférieure étant



Fig. 3. — Trémie à la place Chauderon.



Fig. 4. — Trémie à l'avenue de Morges.

déterminé, ne consistait pas à construire une dalle ou un voûtement au niveau du gabarit voulu, mais qu'il convenait de placer la dalle le plus haut possible, c'est-à-dire au niveau de la chaussée supérieure. Ainsi, on supprimait toutes les charges mortes qu'auraient provoquées les remblais et l'on pouvait donc réduire la structure porteuse en conséquence. En outre, l'espace libéré entre le plafond du tunnel et l'intrados de la dalle supérieure est utilisable : il permet de loger des canalisations de tout genre des services publics (eau, gaz, électricité, téléphone) et de créer facilement un passage pour piétons supplémentaire. D'autre part, cet espace a également pu être utilisé pour l'aménagement de la salle de commande des installations électromécaniques du tunnel. Enfin, il permettait, dans une certaine mesure, de simplifier le problème de la ventilation de tout l'ouvrage.

Le profil en travers du tunnel est donc formé d'un cadre dont les deux murs verticaux sont encastrés dans le terrain à leur base et sont liés entre eux par la dalle supérieure. Les dimensions de ce cadre sont variables puisqu'elles tiennent compte d'une part, en hauteur, de l'enfoncement progressif de la chaussée du tunnel et, d'autre part, en largeur, de l'élargissement lui aussi progressif qui précède la bifurcation en direction d'Echallens. A l'est du début de cet élargissement, la largeur libre du cadre est de 11,40 m et s'élève jusqu'à 18,70 m à la bifurcation proprement dite.

L'ensemble du système est précontraint, sauf sur une faible longueur, dans la partie ouest (galerie).

Les solutions adoptées pour l'exécution devaient tenir compte également d'un impératif absolu : il n'était pas question de supprimer la circulation en surface ; il n'était possible que de la limiter dans une certaine mesure. En effet, l'ouvrage, dans sa partie la plus large,

remplissait complètement l'espace existant entre les immeubles adjacents, dont les fondations viennent presque toucher les murs verticaux du tunnel. D'autre part, s'il eut été possible de supprimer toute circulation privée, il était en revanche indispensable de laisser passer tous les transports en commun (tramways et trolleybus) sans possibilité de détournement. En effet, le dépôt des TL se trouve précisément sur l'avenue de Morges, à quelques centaines de mètres à l'ouest du tunnel. Il était, par ailleurs, peu économique de procéder à l'excavation de toute la largeur de la chaussée pour construire le tunnel par tranches à l'air libre : le maintien de la circulation précitée eut alors exigé d'aménager des ponts provisoires coûteux et encombrants. En outre, le soutènement des fondations des immeubles adjacents eût été rendu très difficile.

Pour respecter ces impératifs, on a décidé (fig. 5) de construire les dalles-éléments de la section transversale par étapes successives, chacune d'elles n'empiétant que sur une partie de la chaussée. La partie laissée libre de la chaussée pouvait alors être réservée à la circulation (moyennant naturellement le déplacement des voies de tram). Une fois le cadre construit, l'excavation du tunnel pouvait alors être faite à l'abri et sans gêner la circulation.

II. Problèmes d'exécution (fig. 5)

Des sondages préliminaires, ainsi que l'exécution préalable pour les Services électriques d'une importante station de transformation, jouxtant le mur nord du tunnel, avaient montré que le sol, de nature très variable, consistait en molasse fortement marneuse recouverte de marne plus ou moins argileuse ou sableuse. Dans la partie ouest de l'ouvrage, on se trouvait dans une zone de moraine recouverte de remblais récents. La suite des travaux a fait ressortir que les différents niveaux étaient extrêmement variables et que l'ouvrage était, à certains endroits, pour ainsi dire à cheval sur une ancienne falaise de molasse creusée par le Flon. En outre, de nombreux blocs de rochers d'origine glaciaire et parfois de grande dimension ont été rencontrés. Ces circonstances n'ont pas été sans influencer défavorablement le rythme des travaux.

On a donc commencé par exécuter le mur nord en employant le procédé des parois en béton moulé dans le sol sous une boue de bentonite. Les murs, d'une épaisseur en principe égale à 60 cm, étaient fondés avec une fiche suffisante pour obtenir l'encastrement voulu. Immédiatement après l'excavation d'un panneau de mur d'en général 3,90 m de longueur, les armatures et les câbles de précontrainte étaient descendus dans la tranchée sous forme de « paniers » préassemblés. De grandes précautions ont dû être prises pour assurer l'étanchéité des gaines de câbles et pour permettre le contrôle de cette étanchéité, afin que la présence de bentonite ne vienne pas empêcher la mise en tension ultérieure des câbles. Cette précontrainte était nécessaire pour assurer la continuité du cadre lors de son achèvement. Après la construction des murs, la partie correspondante de la dalle de chaussée supérieure était exécutée, soit à peu près la moitié nord de la chaussée. De nombreuses précautions étaient alors prises pour que, malgré la faible longueur des câbles, la résistance au glissement du béton sur le sol ne nuise pas à la

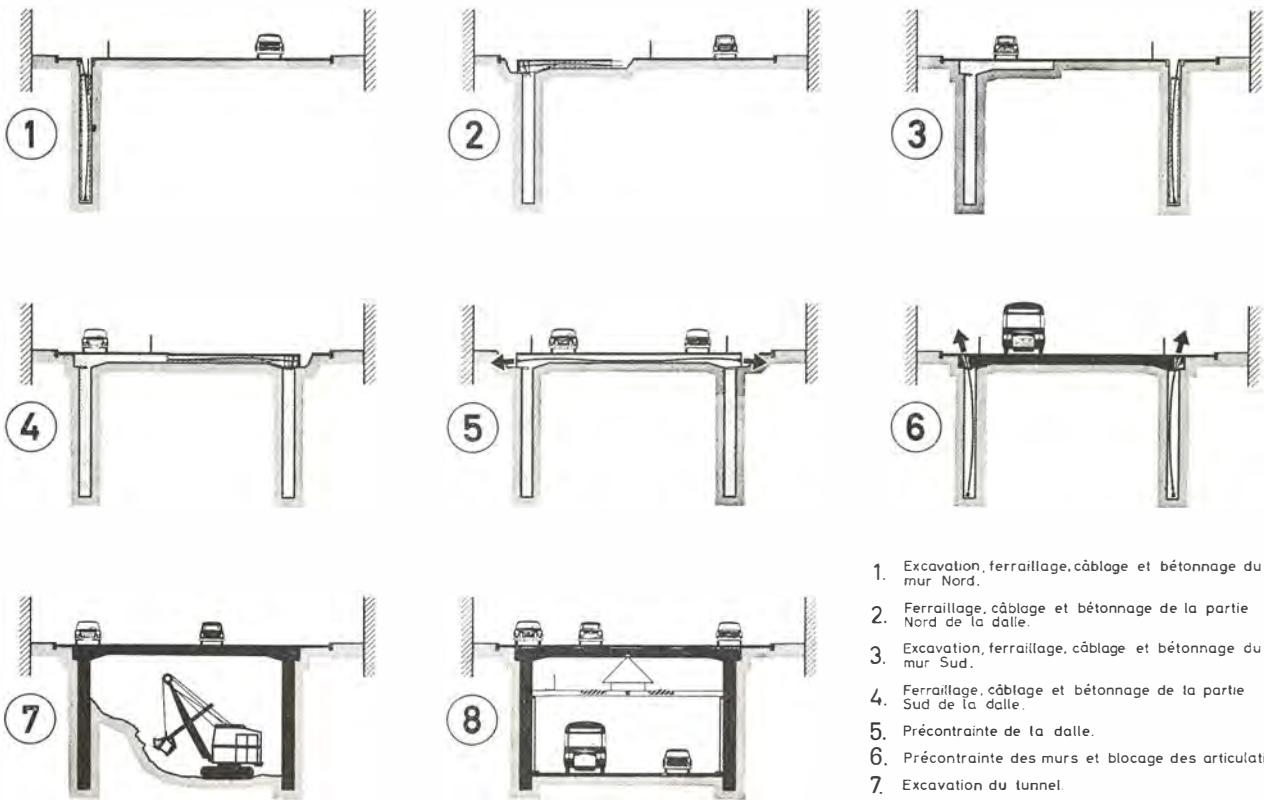


Fig. 5. — Principe des différentes phases de l'exécution.

sécurité de l'opération de mise en tension. A cet effet, la dalle était coulée directement sur un lit de béton maigre recouvert d'un papier résistant ; les goussets étaient, en revanche, bétonnés sur une certaine épaisseur de polystyrène expansé résistant à la pression du béton frais, mais capable de s'écraser sous l'effet des forces résultant de la précontrainte. Pour cette précontrainte ultérieure, dans cette première phase, seules les gaines des câbles étaient évidemment mises en place. Pendant toutes ces opérations, la circulation publique était assurée par la moitié sud de la chaussée.

Après l'achèvement de ces travaux du côté nord, le même procédé était répété du côté sud, la circulation s'écoulant alors au nord sur la moitié de la dalle qui repose directement sur le sol. Dans cette phase cependant, une précaution particulière a été prise pour permettre, du fait de la grande rigidité des murs et du fait aussi que ces derniers, bétonnés à pleine fouille, s'appuieraient sur le noyau de terrain naturel subsistant dans le tunnel, la contraction du béton lors de la mise en tension des deux moitiés de la dalle supérieure. A cet effet, on a évité provisoirement une liaison entre le mur sud et la dalle en faisant porter cette dernière sur le mur par l'intermédiaire d'appuis souples (type STUP) permettant un certain déplacement horizontal. Localement (au droit des bouches de ventilation notamment), ce dispositif a été remplacé par un système de bielles en béton armé et fretté. Après la mise en précontrainte de la dalle, les articulations ont été bloquées par du béton, puis on a procédé à la mise en tension des câbles

verticaux dans les murs, les têtes supérieures s'appuyant sur les extrémités de la dalle. Le cadre complet étant ainsi réalisé, on pouvait alors procéder aux travaux d'excavation du tunnel proprement dit.

Certaines difficultés ont survécu lors de l'exécution des travaux qui viennent d'être décrits, et, en particulier, lors de l'excavation des tranchées pour les parois. Non seulement, comme il fallait s'y attendre, on a rencontré un nombre considérable de canalisations urbaines de toute nature, dont la plupart devaient impérativement être maintenues en service, mais on a aussi trouvé de nombreux blocs d'origine glaciaire dont les dimensions étaient souvent telles que leur minage s'imposait, ce qui a nécessité la mise au point d'un procédé pour le perçage et le chargement des trous de mines à travers des hauteurs de boue atteignant 10 à 12 m. En d'autres endroits, la molasse s'est avérée sensiblement plus dure que ne le laissaient prévoir les échantillons prélevés lors des sondages. Là aussi le minage a été nécessaire, avec toutes les précautions qu'il impliquait, à quelques décimètres, la présence des fondations des immeubles reposant sur les mêmes bancs rocheux. Ces précautions se sont avérées efficaces, car grâce à des mesures sismiques effectuées lors des travaux de minage, on a pu constater que les ébranlements que provoquaient ces derniers donnaient des chocs plus faibles sur les immeubles que ceux dus au passage des tramways et même de camions sur la chaussée. Enfin, à certains endroits, il a été possible et même nécessaire de creuser avec la même machine les tranchées sans les remplir de boue de bentonite. Il

fallait naturellement bétonner au préalable et de part et d'autre du futur mur, des parois pour retenir les terres entre la chaussée supérieure et le niveau du rocher. Grâce à cette méthode, la benne excavatrice a pu plus facilement entamer la roche lorsque celle-ci présentait une certaine dureté, car l'absence de la boue supprimait l'effet de lubrification qu'elle procure habituellement. Malgré tout, la présence de cette molasse dure et tous les moyens qu'il a fallu adopter pour y construire les murs ont occasionné des retards sensibles par rapport au programme initial. On a, dans une certaine mesure, diminué ce retard dès qu'il a été possible de mettre en service simultanément deux machines de creusement.

Quoiqu'il en soit, cette méthode et ses variantes qui ont été mises en œuvre ont permis de gagner un temps considérable par rapport à celui qu'aurait nécessité l'emploi d'une méthode plus conventionnelle (creusement d'une fouille profonde avec blindage, puis coffrage et ferrailage, bétonnage et enfin remblayage). En fait, on a pu le constater à un endroit où, sur une quinzaine de mètres de longueur, la présence de canalisations trop nombreuses a imposé l'emploi de cette méthode conventionnelle : tant le prix des travaux que les délais nécessaires ont été des multiples de ceux obtenus là où le système des murs moulés dans le sol a été appliqué. A cet égard, on peut relever que, lorsque le terrain était favorable, il a été possible de procéder à un cycle complet chaque jour (excavation, pose des paniers d'armatures et de câbles et bétonnage, le tout sous bentonite), ceci pour des panneaux de 3,90 m de longueur et jusqu'à 13 m de hauteur. Dans la molasse même, où le creusement était évidemment interrompu fréquemment par les opérations de minage, il a quand même été possible de réaliser deux panneaux de mêmes dimensions par semaine.

Il est enfin intéressant de relever la relativement faible importance des dégâts provoqués par les travaux sur les immeubles adjacents, compte tenu de la position de ces derniers et des conditions difficiles de l'exécution.

Dans la partie la plus large, à la bifurcation des voies souterraines, la dalle supérieure est soutenue par un pilier central. Celui-ci a alors été exécuté, de façon conventionnelle, dans un puits blindé.

Du fait qu'il s'agissait d'un tunnel urbain et qu'un revêtement soigné des parois apparaissait donc néces-

saire, ce revêtement était prévu sous forme d'un mur intérieur en plots de béton supportant des catelles de faïence. Cette paroi intérieure, éloignée de quelques centimètres des murs porteurs, permettait de ne pas se soucier de la plus ou moins bonne apparence de ces derniers en masquant leur irrégularité inévitable, et d'accepter leur inétanchéité éventuelle, particulièrement aux joints entre panneaux, qu'il apparaissait d'emblée comme impossible d'éviter totalement. En fait, si les défauts d'étanchéité ont été plus faibles que ce que l'on attendait, les irrégularités, tant dans la position des murs que dans la qualité de leurs surfaces (hors profils), ont été beaucoup plus fortes. Cela est dû principalement à la présence des gros blocs mentionnés plus haut, dont l'enlèvement, soit par arrachage, soit par minage, a créé des creux dans la tranchée, c'est-à-dire des « bosses » importantes sur les parements des murs. Il a donc fallu, en de nombreux endroits, procéder à des travaux de repiquage pour l'enlèvement de ces « bosses » ; là où cette opération n'apparaissait pas comme indispensable, on a préféré renoncer à la double paroi et l'on a directement appliqué un mortier projeté sur les murs pour supporter les catelles sans intervalle de drainage.

Le « plafond » avait pour but de marquer le gabarit du tunnel, de ménager un espace vide au-dessous de la dalle supérieure, de créer un effet esthétique agréable et, enfin, de supporter les installations d'éclairage. On n'a pas, en effet, construit de plafond à proprement parler, mais une succession de poutrelles préfabriquées en béton précontraint de section trapézoïdale et espacées d'axe en axe de 83 cm (fig. 6). Ces poutrelles reposent par leurs deux extrémités sur des poutres en béton constituant des corbeaux et fixées aux murs extérieurs du tunnel. Dans la partie la plus large du tunnel, les poutrelles sont en outre suspendues en leur milieu à la dalle supérieure par un système de supports métalliques réglables. La grille ainsi constituée laisse environ 80 % de vide, mais ce vide n'est pas visible normalement par les passagers d'un véhicule. Elles ont été peintes en bleu nuit assez foncé pour augmenter le contraste avec les murs recouverts de catelles de faïence très claires. La présence de cette grille rendrait facile l'installation ultérieure d'une ventilation mécanique, au cas où celle-ci s'avérerait nécessaire. Enfin, outre les différents rôles que joue cette grille, on a pu constater qu'elle exerce une influence très favorable du point de vue acoustique, en diminuant sensiblement le niveau sonore à l'intérieur du tunnel.

Passages pour piétons et salle de commande

Le passage pour piétons est (dont l'architecture a été étudiée par MM. Foretay et Lévy) n'a pas posé de problèmes particuliers, parce que réalisé dans la partie la plus large de la place Chauderon. Il a pu être construit par étapes dans une fouille à l'air libre. Cet ouvrage passe, en effet, sous la trémie d'accès est du tunnel routier.

Le passage pour piétons ouest, par contre, est constitué de deux passerelles fermées en béton armé se rejoignant sur un sommier central, qui s'appuie lui-même à l'intersection des deux branches du tunnel sur un pilier central et sur l'extrémité de l'éperon médian. La passerelle nord est de largeur constante, tandis que la passe-



Fig. 6. — Vue intérieure du tunnel avant la bifurcation qui sera exécutée en deuxième étape.

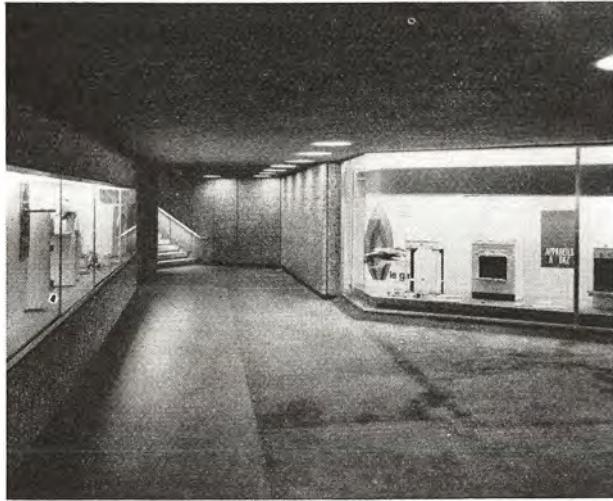


Fig. 7. — Passage pour piétons ouest et une des deux sorties sud.

elle sud affecte la forme d'un triangle procurant deux sorties distinctes, l'une sur le trottoir sud de la partie ouest de la place Chauderon, l'autre sur le trottoir sud de l'avenue de Morges, ainsi que sur la chaussée du chemin de Boston. Comme pour le passage est, le traitement décoratif (étudié par les mêmes architectes ci-dessus nommés) consiste en parois revêtues de plaques en béton de gros agrégats lavés ; de plus, des vitrines bien éclairées rendent le passage « attractif » (fig. 7).

La salle de commande, qui est située immédiatement à l'est de ce dernier passage, est aussi constituée par une dalle pleine en béton armé. L'accès à cette salle de commande se fait par une porte ménagée dans le passage pour piétons adjacent. Enfin des portes permettent, soit depuis le passage ouest, soit depuis la salle de commande, d'accéder aux deux galeries au-dessus de la grille-plafond.

L'ensemble des ouvrages est doté d'un dispositif de collecte des eaux qui, par l'intermédiaire d'un puits vertical, rejoint, à quelque 8 m en dessous de la chaussée du tunnel, une galerie d'égouts de construction ancienne, creusée dans la molasse.

Equipement électromécanique

I. Eclairage

a) Généralités

L'éclairage du tunnel a pour but de permettre aux conducteurs d'un véhicule de ne pas devoir ralentir leur vitesse lors de la traversée par rapport à la vitesse maximale autorisée dans les artères consécutives. Pour cela, il faut arriver à ce que les usagers ne ressentent pas d'inquiétude lors de la pénétration de l'ouvrage, c'est-à-dire qu'ils ne doivent pas avoir l'impression d'entrer dans un « trou noir » ; de même il ne faut pas qu'à la sortie ils soient éblouis par la lumière du jour. C'est pourquoi il faut concevoir un système d'éclairage tel que d'une part les transitions soient aménagées de façon suffisamment progressive et, d'autre part, qu'il puisse s'adapter aux conditions variables d'éclairage hors du tunnel (nuit et jour et, dans ce dernier cas, temps couvert ou très ensoleillé).

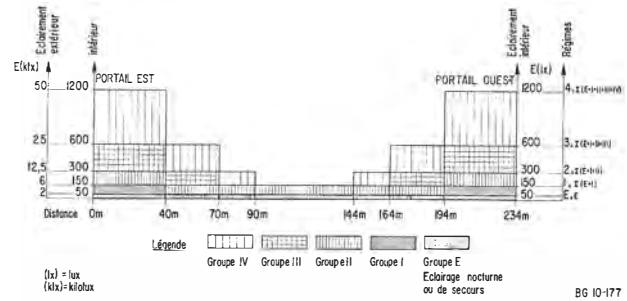


Fig. 8. — Schéma des divers régimes d'éclairage le long du tunnel.

b) Dispositions

Le système retenu divise le tunnel en sept sections (fig. 8) disposées de façon à ménager les transitions souhaitées. Du fait que le tunnel est relativement court et puisqu'il s'agit d'un ouvrage urbain où la vitesse est limitée à 60 km/h, les différentes sections sont de longueur relativement faible. On distingue donc, en partant d'une extrémité du tunnel :

- une zone d'entrée de 40 m de longueur où l'éclairage peut varier entre cinq régimes de 50 lx (nuit) à 1200 lx (le jour par ensoleillement maximal) ;
- une première zone de transition de 30 m de long, comportant quatre régimes de 50 à 600 lx ;
- une deuxième zone de transition de 20 m de long, avec trois régimes de 50 à 300 lx ;
- et la zone centrale de 54 m de longueur, qui ne possède que deux régimes : nocturne (50 lx) et diurne (150 lx).

L'enclenchement des différents régimes est commandé en fonction des conditions de luminosité extérieure par des cellules photo-électriques placées à chaque extrémité du tunnel. Un dispositif de retardement est intercalé pour éviter des changements de régime intempestifs lors de brèves diminutions de l'éclairement naturel (passage rapide d'un nuage, par exemple).

Les luminaires sont d'un type spécialement mis au point pour le tunnel de Chauderon ; ils ont été conçus et réalisés de manière à permettre facilement, grâce à un système de broches et de verrouillages, soit le remplacement rapide des tubes, soit le démontage simple des armatures, ainsi qu'à faciliter l'entretien et le nettoyage. Chaque luminaire comporte, suivant les cas, deux ou trois tubes fluorescents de 40 W. Le nombre des luminaires varie lui-même en fonction des niveaux désirés le long du tunnel. Tous les luminaires sont placés transversalement par rapport à l'axe du tunnel dans les intervalles entre les poutrelles de la grille-plafond, de telle sorte qu'ils sont normalement cachés aux yeux des occupants d'un véhicule (fig. 6). Cette disposition, combinée avec l'utilisation d'un revêtement clair des parois, procure sans doute un certain confort aux usagers. On pouvait cependant craindre un effet néfaste par le « papillotement » dû au fait qu'avec cette disposition les sources lumineuses sont nécessairement discontinues. Une étude particulière a cependant montré que, vu la vitesse limitée de circulation, ce phénomène ne devrait pas, dans le cas particulier, présenter de danger. En fait, le « papillotement » n'est fortement perceptible que par réflexion sur les parties brillantes d'un véhicule qui précède ou que l'on croise.

La puissance installée totale de l'éclairage représente environ 65 kW (fig. 9). Pour assurer la sécurité en cas de défaut de fourniture de courant par le réseau, le régime inférieur (50 lx) constitue en même temps l'éclairage de secours et l'éclairage nocturne ; il est donc alimenté séparément, et branché automatiquement, en cas de panne de secteur, sur des batteries de secours de 350 Ah en 2 h, sous 110 V, par l'intermédiaire d'un onduleur statique qui transforme le courant continu, que fournissent ces dernières, en triphasé 220/380 V. Les batteries sont maintenues en charge par un groupe redresseur à vapeur de mercure. L'opération automatique du changement d'alimentation est effectuée en une fraction de seconde, ce qui ne provoque pas d'extinction désagréable des tubes fluorescents.

Pour rendre plus progressive encore la transition, les parois latérales des trémies ont été traitées au moyen d'un crépi très foncé. L'utilisation de paralumes eût été possible pour diminuer sensiblement la puissance électrique d'éclairage ; mais il a fallu renoncer à ce moyen-là, car il était inacceptable, en pleine ville, d'envisager les constructions inesthétiques que cela aurait impliqué aux entrées. En revanche, un système de brise-soleil en béton a été aménagé dans la partie ouest de l'ouvrage (galerie), à côté du chemin de Boston, de façon à laisser passer un certain débit d'air, ce qui diminue la nécessité d'une ventilation mécanique, tout en supprimant les inconvénients qu'auraient pu présenter des rayons de soleil frappant brusquement les pare-brise des véhicules.

II. Equipment de sécurité

Le tunnel de Chauderon est équipé d'un certain nombre d'installations destinées à contrôler et à faciliter le trafic ou à permettre une intervention efficace

en cas d'accident. Dans cet ordre d'idées, on peut mentionner en particulier :

- les signaux indiquant les véhicules¹ admis dans l'ouvrage et les priorités à sa sortie ;
- à chaque entrée, des « feux tricolores » permettant, en cas d'accident ou de travaux d'entretien, d'interdire le trafic et de le détourner en surface ;
- une installation de comptage dénombrant le trafic dans les deux sens ;
- un analyseur de monoxyde de carbone (CO) contrôlant en permanence la non-toxicité de l'atmosphère du tunnel et alarmant automatiquement la police en cas de teneur anormale. A ce propos, il faut remarquer que vu sa faible longueur, le tunnel n'est pas ventilé mécaniquement. Toutefois, si, après l'extension en direction d'Echallens qui augmentera sensiblement le trafic, et si les résultats d'exploitation en montraient la nécessité (en particulier grâce aux enregistrements de teneur en CO), une installation de ventilation pourrait facilement être installée, toutes dispositions ayant été prises à cet effet ;
- une série d'armoires de sécurité contenant chacune un poste téléphonique relié directement à la caserne de police, un extincteur et une prise d'eau pour branchement de tuyaux flexibles.

Le tunnel est surveillé par le poste de contrôle du trafic de la petite ceinture (situé dans la caserne de police de Bellefontaine). En particulier, un câble permet la transmission des messages téléphoniques, le contrôle et la manœuvre des « feux tricolores » et la transmission des alarmes. Ces alarmes interviennent notamment dans les cas suivants :

- ouverture d'une armoire de sécurité ;
- décrochement d'un extincteur ;
- excès de CO ;
- perturbations dans les installations électriques ;

¹ Le tunnel a été assimilé par les autorités de police à une semi-autoroute (signal n° 303 de l'ordonnance sur la signalisation routière). De ce fait, les piétons, les cyclistes et les véhicules lents sont exclus du trafic.

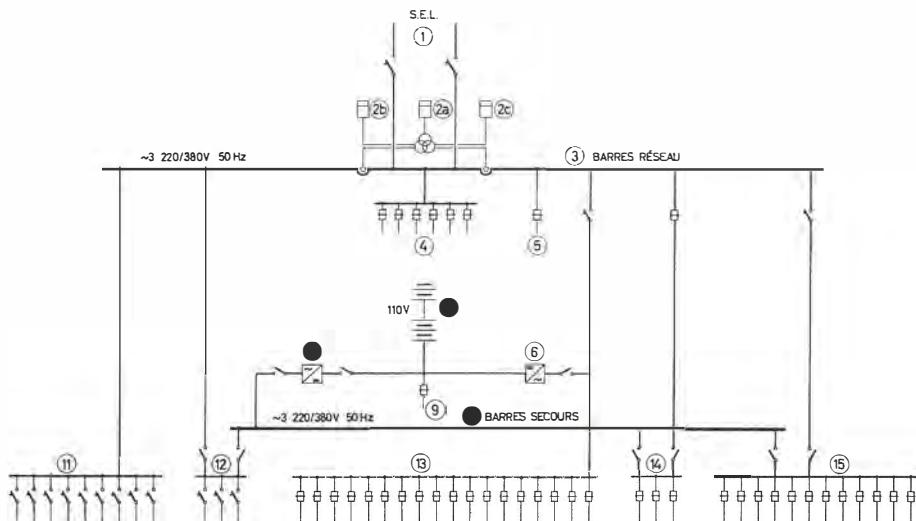


Fig. 9. — Schéma simplifié de l'alimentation électrique.

1. Raccordement au réseau du Service de l'électricité de la ville de Lausanne (SEL).
2. Comptage de l'énergie électrique :
 - 2a — compteur totalisateur ;
 - 2b — compteur pour l'éclairage du tunnel ;
 - 2c — compteur pour les consommateurs auxiliaires.
3. Barres omnibus raccordées au réseau SEL.
4. Alimentation de la signalisation et de la télévision de la place Chauderon.
5. Circuit voltmétrique contrôlant la tension du réseau SEL.
6. Redresseur statique pour la charge de la batterie d'accumulateurs.
7. Batterie d'accumulateurs 110 V, 350 Ah en deux heures.
8. Onduleur statique.
9. Alimentation des circuits de commande prioritaires en courant continu 110 V.
10. Barre omnibus alimentée par l'onduleur statique pour les circuits secours.
11. Alimentation non secourue de l'éclairage du tunnel.
12. Alimentation secourue de l'éclairage du tunnel.
13. Alimentation des consommateurs auxiliaires et des circuits auxiliaires non secours.
14. Alimentation des circuits de commande secours.
15. Alimentation des consommateurs auxiliaires secours.

- discordance entre les ordres des cellules photo-électriques et l'allumage effectif des luminaires ;
- défectuosité de la signalisation routière ;
- panne d'alimentation électrique.

La signalisation par « feux tricolores » peut être commandée manuellement depuis de nombreux endroits avec tous les systèmes de verrouillage que cela implique :

- depuis le poste de commande centralisé de la petite ceinture ;
- depuis la salle de commande du tunnel (fig. 10) ;
- depuis l'entrée de chaque trémie ;
- depuis un coffret de commande situé sur la place.

En outre, la signalisation bloque automatiquement le tunnel en cas d'excès de CO, de décrochement d'un extincteur (incendie) ou d'absence totale d'éclairage.

Conclusions

Sans être un ouvrage exceptionnel, notamment par ses dimensions relativement modestes, le tunnel de Chauderon a posé un certain nombre de problèmes intéressants, et son exécution a conduit à utiliser des procédés particulièrement complexes pour assurer la stabilité des immeubles adjacents et pour maintenir pendant toute la durée des travaux un trafic dans une zone de largeur restreinte.

Cet ouvrage se distingue en outre de la majorité des réalisations de type analogue par les dispositions particulières qui ont été adoptées en ce qui concerne notamment l'éclairage. Il semble que les espoirs mis dans ce dispositif original n'ont pas été déçus. Il reste à souhaiter que, lorsque le tunnel sera pleinement utilisé (c'est-à-dire lorsque la sortie en direction de l'avenue d'Echall-



Fig. 10. — Salle de commande du tunnel.

lens aura pu être exécutée), les dispositions adoptées seront confirmées dans leur bien-fondé.

Nous tenons à signaler ici que le Service des routes et Voirie de la Direction des Travaux de la Ville de Lausanne non seulement nous a facilité la mise au point du projet, mais encore nous a constamment et efficacement appuyés dans la direction de l'exécution, qu'il assumait à nos côtés.

¹ Les travaux de génie civil ont été exécutés par l'Association des Entreprises du Tunnel de Chauderon, Losinger & Cie S. A. et Foretay S. A.

Les photographies ont été faites par:
Photo Studio-Mobile S.A. (fig. 4 et 7).
Photo Treuthardt (fig. 10).

PASSAGES INFÉRIEURS POUSSÉS

par MICHEL CUCHE et ERNEST LUGRIN, ingénieurs SIA

Introduction

Les CFF font depuis longtemps des efforts considérables pour supprimer, d'entente avec les autorités cantonales ou communales, les passages à niveau les plus gênants. Les obstacles à surmonter sont nombreux ; mentionnons, en particulier, les acquisitions de terrain, le partage des frais, la mise à disposition des ponts provisoires nécessaires et la limitation de la vitesse des trains au droit du chantier.

Ce dernier obstacle prend de plus en plus d'importance sur les lignes à fort trafic parcourues à grande vitesse. Il conditionne souvent l'époque où il est possible d'exécuter un travail, car le nombre et la valeur des limitations de vitesse sont sérieusement contrôlés en fonction du respect des horaires.

La suppression des passages à niveau de Gland

A Gland, un poste de gardiennage dessert trois passages à niveau, dont la suppression a fait l'objet de discussions dès 1941. Après l'établissement de divers

projets, le canton de Vaud s'est mis d'accord avec les CFF pour prévoir la construction d'un passage inférieur de 13 m d'ouverture pour la traversée de la route cantonale n° 31 et d'un passage à piétons de 3 m d'ouverture, en remplacement des trois passages à niveau supprimés.

Le bureau d'ingénieurs A. Villard a été chargé de l'établissement des projets selon la méthode classique qui consiste, pour le passage routier, à construire les culées *in situ* dans des fouilles boisées par marche-avant et à rouler en place, dans l'intervalle entre les trains, les dalles sous voies construites à côté du chemin de fer.

Cette façon de procéder, de plus en plus employée ces dernières années dès que l'ouvrage a une ouverture supérieure à 8 m environ dans le sens des voies, a les avantages suivants :

1. La jonction des deux ponts provisoires nécessaires sous chaque voie se fait très simplement sur lit de traverses et ne gêne pas la construction de la dalle.
2. Cette dernière, construite à côté, peut être entreprise assez tôt pour être utilisable dès l'achèvement des culées.
3. La dalle s'exécute dans les meilleures conditions de sécurité, de qualité et de rendement du travail.

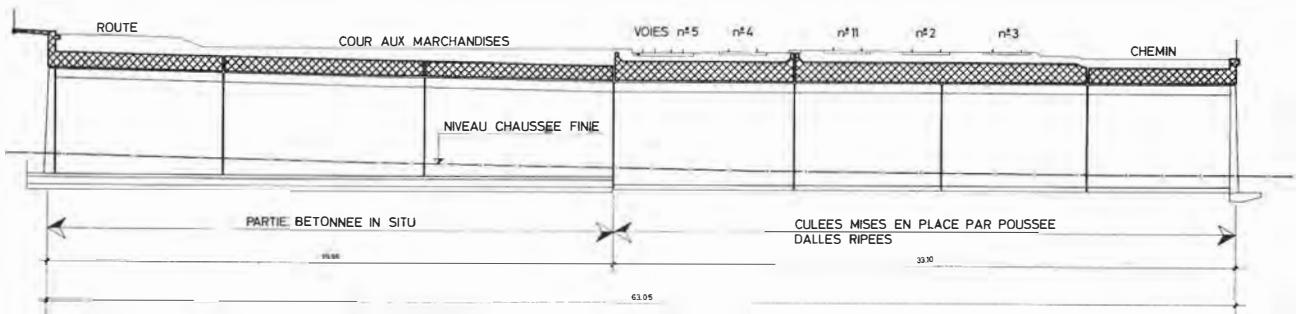


Fig. 1. — Coupe en long du passage.

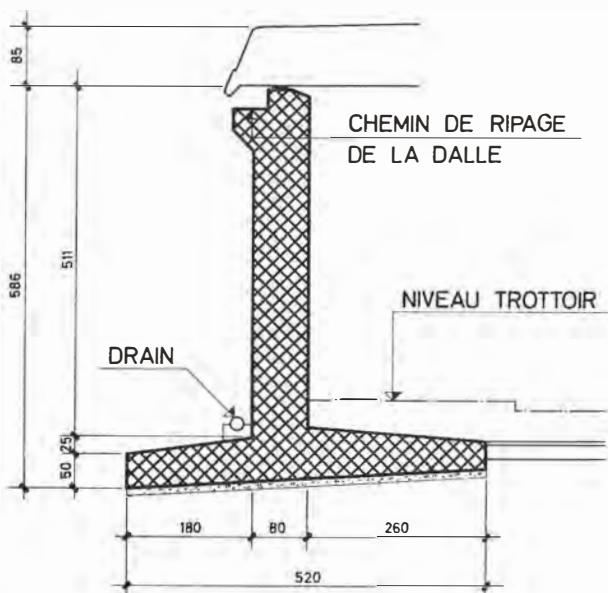


Fig. 2. — Coupe du mur-culée.
Système classique.

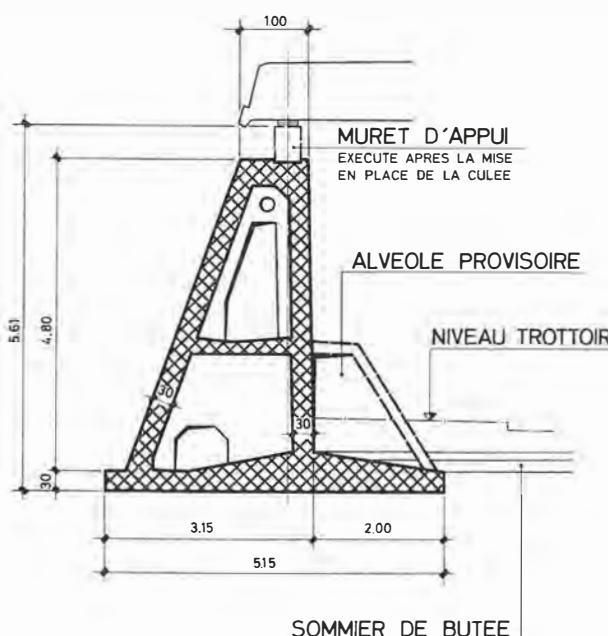


Fig. 3. — Coupe du mur-culée.
Mis en place par poussée.

A Gland, il s'agissait d'introduire, pour ces travaux, une limitation de vitesse qui, selon la nature du terrain, pouvait varier entre 30 et 50 km/h. Or la vitesse normale des trains de la catégorie R est 125 km/h sur ce tronçon.

En admettant une distance entre signaux de 320 m comprenant les chantiers des deux passages inférieurs, une accélération de $0,3 \text{ m/sec}^2$ et une décélération de $0,5 \text{ m/sec}^2$, la perte de temps résultant de cette limitation est de 1' 50" pour 50 km/h et de 2' 20" pour 30 km/h ; selon les prescriptions, ces ralentissements sont facturés 439 fr., respectivement 570 fr. par jour.

C'est pourquoi, lors de la réception des offres pour les passages, le Service des routes du canton et la Division des travaux des CFF ont examiné avec beaucoup d'intérêt une proposition originale qui prévoyait la construction complète des ouvrages en dehors du chemin de fer.

Vu l'expérience et les garanties offertes par l'entreprise Reymond, à Nyon, spécialisée dans le déplacement des immeubles et associée à cette occasion avec l'entreprise Perrin Frères, à Nyon, les travaux lui ont été adjugés en mai 1965.

La reconnaissance du terrain, exécutée par le laboratoire de Cérenville dès le début de 1964, a fait apparaître, au droit du passage inférieur, un sous-sol que l'on peut schématiser comme il suit :

1. Une couche supérieure de sables et graviers de bonne qualité, mais qui s'arrête à peu de chose près au niveau de la chaussée future.
 2. Sous cette première tranche, on trouve des limons sableux de bonne compacité, de 2 à 3 m d'épaisseur. Ce terrain est convenable pour les fondations, mais en présence d'eau il risque de devenir fluent lors des excavations.
 3. La couche inférieure se compose de limon argileux. La compressibilité de ce sol étant relativement grande, il était déconseillé non seulement d'y asseoir les fondations, mais encore d'en faire varier les contraintes dans de grandes proportions.
- Pour s'adapter à ces conditions géologiques, le passage devait se fonder le plus haut possible pour s'éloigner de la troisième couche.

Projet primitif

L'ouvrage étudié et mis en soumission au printemps 1965 se présentait d'une façon très classique :

1. *Le tablier* (fig. 1) formé par 6 dalles accolées les unes aux autres, soit :
1 pour les deux voies directes et la voie de dépassement ;
1 pour les deux voies de gare ;
2 pour la cour aux marchandises ;
2 pour les chemins situés de part et d'autre des voies.

Après une étude comparative entre le béton armé et le béton précontraint, la seconde solution fut retenue.

2. *Les culées*

Les murs en béton armé de 80 cm d'épaisseur reposaient sur des semelles calculées en fonction des contraintes induites dans la couche tendre sous-jacente.

3. *Le programme*

La soumission imposait aux entrepreneurs de commencer le travail par la partie côté Jura, pour que les premiers terrassements et étagages puissent se faire sans influencer les voies CFF.

Un programme indicatif était joint à la soumission et comportait onze mois de ralentissement. Il fut approuvé avec de légères modifications par la totalité des entreprises.

Projet modifié

A la suite de l'adjudication des travaux au consortium Reymond-Perrin, le projet remanié présente les caractéristiques suivantes :

1. Les dalles sont conservées telles que prévues initialement.
2. Les murs de culée sous les voies CFF prennent une forme évidée ressemblant à un « A » avec, en plus, une alvéole provisoire permettant l'excavation devant le bord de semelle située du côté intérieur du passage (fig. 3).
3. Les culées sous voies sont découpées en tronçons variant de 7,70 m à 9,60 m de long. L'intérieur des culées forme des alvéoles de dimensions telles que les coffrages sont réutilisables pour tous les éléments, tant du côté Lausanne que du côté Genève. Le premier élément est muni de couteaux fixes en tôle d'acier sur la face inférieure et sur les côtés.
4. La butée d'appui de 3000 tonnes par culée est assurée par un rideau de palplanches de 12 m de haut. La charge relativement concentrée des vérins se répartit au moyen d'un bloc de béton de 2,50 m d'épaisseur.
5. Pour se prémunir contre un glissement transversal des culées, une fois l'ouvrage en service, les bords des semelles sont reliés de part et d'autre du passage par des poutres en béton armé noyées dans la chaussée.

En dehors des éléments essentiels ci-dessus, il a fallu se préoccuper de certains détails tels que : étanchéité des culées, correction des mouvements parasites, raccordements de la partie poussée au reste de l'ouvrage, etc.

La partie de l'ouvrage «non poussée» ne subit, par contre, que des modifications légères pour assurer l'harmonie des deux parties exécutées par des méthodes différentes.

Exécution des travaux

Passage routier

Le principe du procédé proposé par l'entreprise était le suivant :

1. Crédit à côté des voies d'une fouille au niveau des fondations du passage.



Fig. 4. — *Gland : Passage inférieur routier.*

Le premier élément de culée côté Genève est poussé près des voies. Sur la culée se trouve la pompe qui actionne les vérins.

Les deux voies directes, la voie de dépassement et les deux voies de gare ne sont pas encore pontonnées.

Au fond, on distingue la dalle côté Jura qui, après ripage, supportera les deux voies de gare.

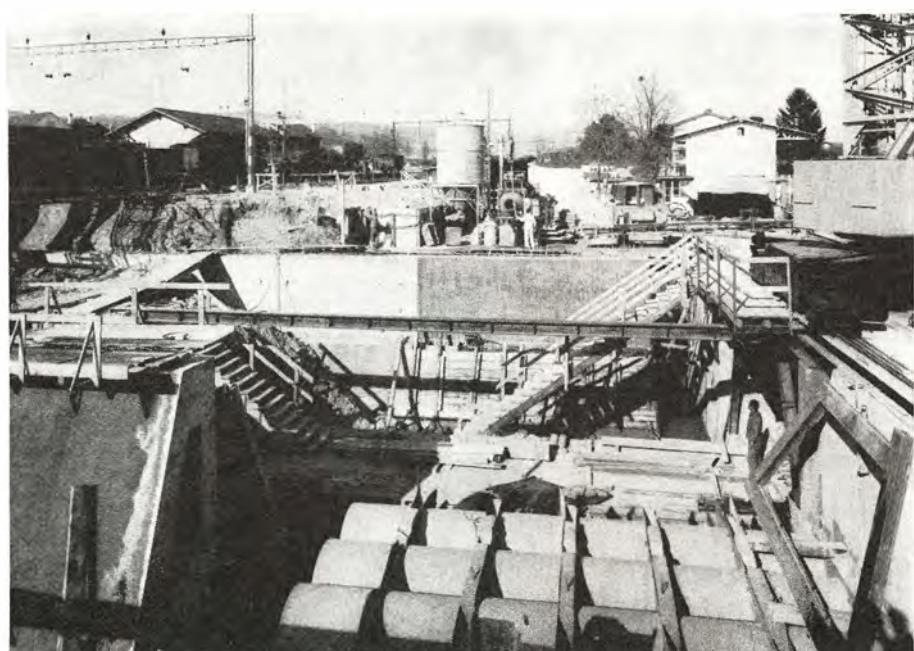


Fig. 5. — *Gland : Passage inférieur routier.*

Dispositif de butée et de calage. La culée Genève est provisoirement à bout de course. La culée Lausanne, dont le dernier élément vient d'être bétonné, va être poussée à son tour.

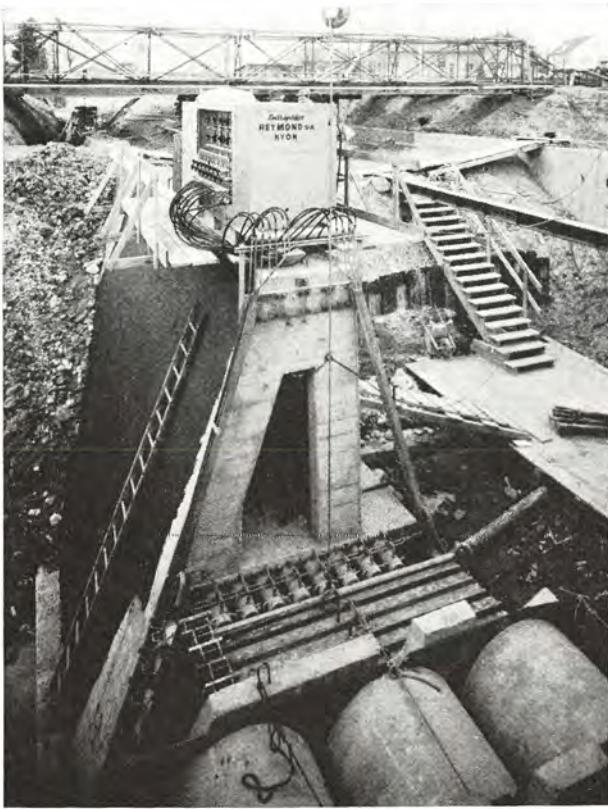


Fig. 6. — *Gland* : Passage inférieur routier.

Le poussage de la culée Genève est en cours. Les vérins sont visibles sous l'évidement supérieur.

Au fond, le soutènement des conduites, des câbles et des transmissions et la culée Lausanne déjà poussée.

Au premier plan, le calage intermédiaire entre vérins et murbutée, constitué par des profilés métalliques, des plaques et des tuyaux en béton armé.

2. Préparation de deux dalles de fond sur lesquelles seraient construits les différents éléments des culées « Lausanne » ou « Genève » (fig. 4).
3. Création d'un mur de butée permettant de pousser chaque éléments ou suite d'éléments avec une force maximum de 3000 t, force fournie par une série de vérins hydrauliques de 50 t de force et de 20 cm de course, fixés sur un cadre solidaire de la culée et entraînés par une pompe provoquant des déplacements égaux dans tous les vérins (fig. 5 et 6).
4. Dans l'évidement situé à l'avant du premier élément, excavation manuelle de tout le matériel se trouvant à l'intérieur des couteaux armant le périmètre de la culée ; chargement de ce matériel dans un wagonnet ingénierusement combiné pour déverser son contenu sur un ruban transporteur, directement sous le niveau des ponts provisoires.
5. Construction d'un élément de culée « Lausanne » pendant la durée de l'avancement de la culée « Genève » et vice versa.

Au sujet du pontonnage des voies pendant les travaux, remarquons qu'il devait se faire exactement, comme dans le cas de l'exécution, par la méthode classique. Il a fallu mettre sur ce chantier 215 t de ponts provisoires.

Par contre, il n'était plus question de boisages par marche-avant ; la culée elle-même retenait le terrain pendant l'excavation et surtout la durée de l'utilité des pontonnages était réduite.

Nous laissons de côté toute une série de problèmes particuliers, qui se présentent nécessairement dans une exécution inhabituelle et dont les solutions durent être trouvées au fur et à mesure de l'évolution du chantier. La plupart de ces problèmes furent heureusement résolus dans la période dite d'essai, en dehors des voies et sans ralentissement des trains.

En chiffres, les résultats intéressants de cette expérience s'expriment comme il suit :

Longueur totale d'une culée	32,80 m
Poids total d'une culée	545 t
Cheminement total de l'élément de tête	36,30 m
Surface frottante maximum	538 m ²
Force maximum utilisée, sans injection de bentonite	2400 t
Force maximum utilisée, avec injection de bentonite	1900 t, soit 3,3 t/m ²
Avance maximum par jour	1,60 m
Déviation de la culée Genève à l'extrême Jura	432 mm en plan, —43 mm en élév.
Déviation de la culée Lausanne à l'extrême Jura	342 mm en plan, +95 mm en élév.

Ces déviations en plan des deux culées sont heureusement dans le même sens.

Mentionnons que le muret d'appui des dalles, muret qui a été bétonné en place, a permis de compenser les déviations en altitude et de rétablir le parallélisme en

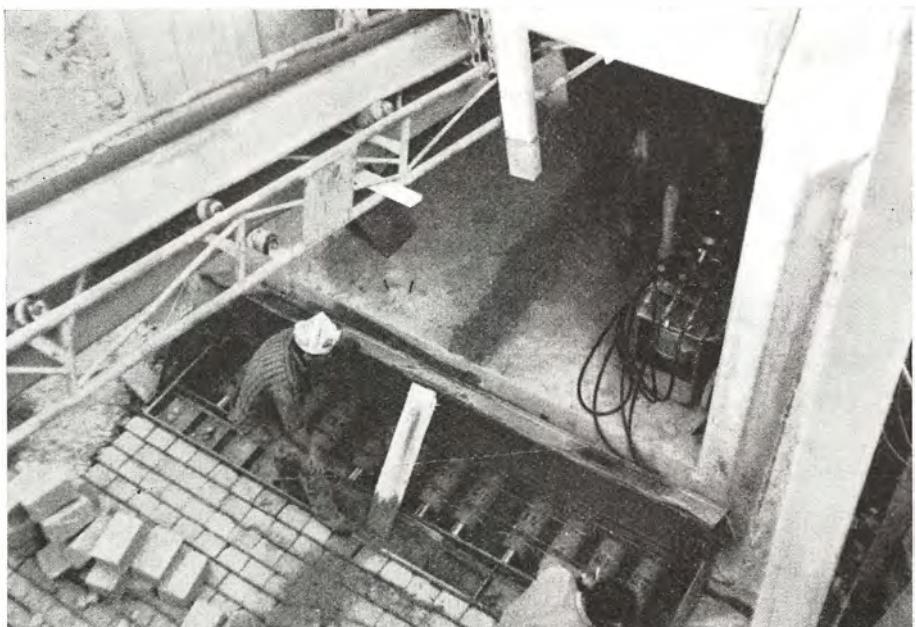


Fig. 7. — *Gland* : Passage inférieur à piétons.

Le cadre complet en béton armé est poussé par la batterie de douze vérins qui se butent sur les plots en ciment.



Fig. 8. — Gland : Passage inférieur à piétons.

Le matériel d'excavation est répandu sur les plots en ciment sur lesquels on prend appui pour pousser le passage (qui est ici presque au bout de son trajet).

plan des deux culées. L'axe de la route dut toutefois être légèrement modifié, mais nous estimons qu'une déviation de l'ordre de 40 cm sur 32 m reste modeste.

Passage à piétons

La partie sous voies de ce passage est constituée par un cadre en béton armé dont le vide mesure 3 m de largeur sur 2,20 m de hauteur. Elle est semblable à tout autre passage à piétons construit directement en place. Comme le niveau du radier est plus bas que la nappe phréatique, le cadre en béton armé est construit dans une auge qui sert de support et de protection à une isolation étanche. La partie sous voies, longue de 14,55 m, a été construite en dehors des voies, à côté du bâtiment de la station, dans les moments disponibles laissés à l'entreprise par le chantier du passage routier.

La méthode utilisée pour la mise en place est particulièrement satisfaisante en raison de sa simplicité.

Un bâti métallique pouvant contenir douze vérins de 50 t est fixé au radier du passage et s'appuie au départ sur un muret adossé à l'extrémité de la fouille. Pour compenser les courses de vérins, des lignes de plots en ciment s'intercalent entre bâti et muret (fig. 7). Le terrain situé sous les ponts provisoires et entre les coudeaux fixés à l'avant du cadre en béton armé est excavé à la main, chargé sur un ruban transporteur et vient se déverser sur les plots évitant ainsi leur soulèvement intempestif. Un traxcavator égalise de temps en temps ce matériel et en charge le surplus (fig. 8).

Les caractéristiques intéressantes de cette opération sont les suivantes :

Distance parcourue : environ 18,0 m.

Durée de l'opération : du 3 au 17 mai 1966, dont dix jours effectifs.

Surface frottante maximum : 163 m².

Force maximum utilisée : 400 t, soit 2,5 t/m².

Conclusion

L'intérêt primordial de la méthode qui vient d'être décrite et qui a été ainsi appliquée en deux variantes est le raccourcissement du temps de perturbation de la marche des trains. En effet, la limitation de la vitesse des trains à 50 km/h a duré du 10 janvier au 10 juin 1966, soit exactement cinq mois. En comparant avec d'autres chantiers, l'exécution du passage routier par la méthode classique aurait perturbé la circulation pendant environ onze mois et la présence de la nappe phréatique aurait peut-être forcé à ralentir à 30 km/h. Outre les inconvénients multiples qui en seraient résultés, la dépense sur le poste aurait été augmentée de 122 000 fr. environ. De plus, la location des ponts provisoires aurait passé de 16 000 à 33 000 fr. et il aurait été nécessaire de placer des protecteurs en permanence sur les deux chantiers (coût environ 28 000 fr.).

C'est donc en définitive un montant d'environ 167 000 fr., soit les 12 % de la valeur de l'adjudication, qui fut économisé.

Veröffentlichungen der Schweizerischen Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik

Nr.

44 1963 D. Bonnard
Résultats de récentes recherches relatives au dimensionnement des fondations des chaussées

G. Schnitter
Die Geotechnik im neuzeitlichen Straßenbau

45 1963 G. Schnitter und R. Jenatsch
Die Dimensionierung des Straßenoberbaus mit flexibler Decke
Armin von Moos
Geotechnische Probleme beim Bau schweizerischer Nationalstraßen

46 1963 Problèmes d'injections. Conférences tenues à la 6^e Assemblée générale le 9 juin 1961
H. Cambefort: L'injection et ses problèmes. — R. Barbedette: Percement des galeries en terrain difficile, méthode des injections à l'avancement. — K. Boesch: Injektionen im Fels. — K.-A. Fern et W.-H. Montgomery: Quelques applications du coulis chimique AM-9. — A. Verrey: L'aménagement hydro-électrique de Mattmark. — B. Gilg: Das Kraftwerk Mattmark — Das Projekt des Dichtungsschirms unter dem Staudamm Mattmark. — Ch. E. Blatter: Vorversuche und Ausführung des Injektionsschleiers in Mattmark

47 1964 Bodenmechanische Grundlagen der Stützmauerberechnung.
H. Stüssi: Die Bedeutung der Stützmauern im Straßenbau. — Ch. Schaefer: Les fondements géotechniques du calcul des murs de soutènement. — R. Wullimann: Grundlagen der Erddruckberechnung. — H. Bendel: Die Berechnung der Mauerdimensionierung. — H. R. Hugi: Stützmauertabellen, Berechnung des Mauerkörpers. — D. J. Rohner: Zum Problem der Fundamentdimensionierung. — J. Haller: Zum Einsatz elektronischer Rechengeräte bei der Erstellung der Stützmauer- und Tragfähigkeitsstabellen. — W. Heierli: Ein elektronisches Programm zur Berechnung allgemeiner Stützmauern. — E. Knecht: Ausführungstechnische Gesichtspunkte bei der Erstellung von Stützmauern. — R. Haefeli: Wesen und Berechnung des Kriechdruckes. — Ed. Rey: La construction des murs de soutènement considérée du point de vue économique: leur sécurité et leur contrôle

48 1964 I. Karakas
Utilisation de machines électroniques pour calculer la stabilité des talus. — Quelques aspects géotechniques de la construction de la fondation de l'autoroute Genève-Lausanne
E. Recordon
Utilisation du nucléodensimètre pour le contrôle de la compacité des remblais. — Filtres pour drainages

49 1964 G. Schnitter
vergriffen Bentonit im Grundbau
R. Delisle et Ed. Recordon
Le mur de soutènement de la gare de Genève-La Praille
Ch. Schaefer et G. Amberg
Expériences faites avec des cellules à pression placées dans une culée d'une route en béton précontraint

50 1964 Vorträge über Felsmechanik, gehalten an der Herbstversammlung in Luzern am 9. November 1962
G. Schnitter: Theoretische Grundlagen der Felsmechanik und geschichtlicher Rückblick. — F. de Quervain: Der Fels als Gesteins-Großbereich. — O. Frey-Baer: Stollenvortrieb-Sicherung. — W. Weyermann: Verbesserung der Felseigenschaften durch Injektionen. — L. Müller: Die technischen Eigenschaften des Gebirges und ihr Einfluß auf die Gestaltung von Felsbauwerken. — J.-C. Ott: Résultats des essais à haute pression de puits blindé d'Electra-Massa (Valais). — F. Robert: Techniques des mesures appliquées aux essais du blindé d'Electra-Massa. — M.-F. Bollo: L'Etude du comportement géotechnique des roches cristallines et l'exécution des tunnels sous forte couverture

51 1964 H. Halter
Das Verhalten eines gesättigten, bindigen Bodens unter plötzlich aufgebrachter Last und unter Wechselbelastung

Nr.

52 1964 Beiträge Schweizer Autoren zur Europäischen Baugrundtagung, Wiesbaden 1963

R. Haefeli: Beitrag zur Bestimmung der Zusammendrückbarkeit des Bodens *in situ*. — W. Heierli: Dynamische Setzungen von Böden. — H. Bendel: Die Setzungsberechnung von Straßenbahnen. — J. Huder und R. A. Sevaldson: Setzungen und Verfestigung im strukturempfindlichen Untergrund. — R. A. Sevaldson und R. Schilknecht: Staudamm auf wenig tragfähigem Baugrund. — A. Schneller: Die Wirkung von unterschiedlichen Fundamentverschiebungen auf Brückenüberbauten.

53 1965 Problèmes géotechniques en relation avec la construction des autoroutes — Geotechnische Probleme im Straßenbau
J. Weber: L'autoroute à Genève. — C. Dériaz: Les services publics et la construction de l'autoroute. — P. Dériaz/B. Graf: Problèmes géotechniques posés par la bretelle Lausanne-Cointrin de l'échangeur du Vengeron. — P. Dériaz: Prévisions et observations des tassements pour deux immeubles récents à Genève. — H. B. de Cérenville et I. K. Karakas: Problèmes géotechniques à l'intersection de l'autoroute Genève-Lausanne et des voies des chemins de fer fédéraux au lieu-dit: «En larges pièces.» — P. Knoblauch: Die Autobahnbautelle im Kanton Genf. — Dr. A. v. Moos: Schweizerische Erfahrung im Straßenbau auf Torf

54 1965 A. v. Moos
Der Bau des Abschnittes Opfikon
J. Bärlocher
Verdichtungsmessungen

55 1965 Nationalstraßenbau im Tessin. Vorträge, gehalten anlässlich der 8. Hauptversammlung in Lugano am 14./15. Juni 1963
Construction des routes nationales dans le Tessin. Conférences tenues lors de la 8^e assemblée générale à Lugano le 14 et 15 juin 1963
F. Zorzi: Das Problem der Nationalstraßen im Tessin. / Il problema delle strade nazionali nel Cantone Ticino. — Max Waldburger: Die Probleme des Unterbaus und der Bodenmechanik beim Bau der Autobahn südlich von Bissone (Tessin). / Les problèmes de fondations et de mécanique des sols posés par la construction de l'autoroute au sud de Bissone

56 1965 Merkblätter über Erdbebenintensität und Gefährdung von Bauwerken und über Erdbebenzentren der Schweiz nach Beobachtungen des schweiz. Erdbebendienstes, kombiniert mit der tektonischen Karte der Schweiz

57 1965 R. Winterhalter
Terrainbewegungen, Karte

58 1965 M. Soldini
Contribution à l'étude théorique et expérimentale des déformations d'un sol horizontal élastique à l'aide d'une loi de seconde approximation

59 1965 Staudamm Mattmark. Vorträge, gehalten anlässlich der Herbsttagung in Brig am 2./3. Oktober 1964
G. Schnitter: Neuere Entwicklungen im Bau von Staudämmen und der Mattmark-Damm. — B. Gilg: Erdbaumechanische Probleme bei der Projektierung und beim Bau des Staudamms Mattmark. — W. Eng: Einige Gedanken zur Mechanisierung auf großen Tiefbaustellen. Quelques réflexions sur la mécanisation dans les grands chantiers de génie civil. Unternehmerprobleme bei großen Tiefbauten. Problemi concernenti grandi imprese del genio civile

60 1965 Zusammendrückungsmoduli (Steifeziffer) und Setzungsanalyse. Vorträge, gehalten an der Frühjahrstagung vom 24. April 1964 in Fribourg
K. F. Henke: Definition und Theorien der Steifeziffer. — J. Huder: Die Zusammendrückbarkeit des Bodens und deren Bestimmung. — J. Verdeyen: L'Application à la pratique des coefficients de raideur du sol. — R. Haefeli und T. Berg: Steifeziffer und Setzungsanalyse

61 1965 F. P. Jaecklin
Beitrag zur Felsmechanik

Veröffentlichungen der Schweizerischen Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik

Nr.

- 62 1967 Erd- und Felsanker. Vorträge, gehalten an der Frühjahrstagung vom 14./15. Mai 1965 in Zürich

J. C. Ott: Les ancrages en rocher ou dans le sol et les effets de la précontrainte. — J. Huder: Erdanker, Wirkungsweise und Berechnung. — H. G. Elsaesser: Erfahrungen mit vorgespannten Fels- und Alluvialankern, System VSL. — Kh. Bauer: Der Injektionsanker System Bauer. — K. Frey: Die Perfo-Anker-Methode. — H. Blattmann: Der Fels- und Schalunganker Typ «Arefix». — Meißner: Ankerpfähle System «Monierbau». — A. Müller: Verankerungspfähle System MV. — H. R. Müller: Erfahrungen mit Verankerungen System BBRV in Fels- und Lockergesteinen. — A. Ruttnar: Anwendung von vorgespannten Felsankern (System BBRV) bei der Erhöhung der Spullersee-Talsperren. — Ch. Comte: L'utilisation des ancrages en rocher et en terrain meuble. — A. Mayer et F. Rosset: Ancrage d'une paroi moulée dans le sol au chantier de l'UNESCO à Paris. — B. Gilg: Verankerungen im Fels und Lockergestein. — R. Barbedette: Le tirant S.I.F. type «T.M.» pour terrains meubles. — H. Bendel: Erdanker System Stump-Bohr AG. — E. Weber: Injektionsanker, System Stump-Bohr AG für Verankerungen im Lockergestein und Fels. — M. Pliskin: Ancrages précontraints dans le rocher système Freyssinet. — A. Ernst: Felsanker Ançrall. — M. Ladner: Erfahrungen aus Versuchen an Felsankern

- 63 1967 Beiträge Schweizer Autoren zum 6. Internationalen Erbaukongress, Montreal 1965

H. G. Locher: Combined Cast-In-Place and Precast Piles for the Reduction of Negative Friction Caused by Embankment Fill. — M. Müller-Vonmoos: Determination of Organic Matter for the Classification of Soil Samples. — E. Bamert, G. Schnitter and M. Weber: Triaxial and Seismic Laboratory Tests for Stress-Strain-Time Studies. — B. Gilg: Digue de Göschenenalp: essais, mise en place, compactage et comportement

Kurzreferate, gehalten anlässlich der Herbsttagung in Bern am 12. November 1965

M. Halder: Internationaler Erdbaukongress 1965. — R. Ledergerber: Tieffundationen. — A. von Moos: Allgemeine Bodeneigenschaften. — H. G. Locher: Bodeneigenschaften, Scherfestigkeit und Konsolidation. — Ch. Schaefer: Barrage en terre et de roches; Talus ettranchées ouvertes. — H. B. de Cérenville: Poussées des terres et de roches. — Ed. Recordon: Fondations peu profondes et chaussées. — R. Haefeli: Kriechen und progressiver Bruch in Schnee, Boden, Fels und Eis

Nr.

- 64 1967 E. Recordon

Essais AASHO et dimensionnement des chaussées en Suisse romande

E. Recordon et J.-M. Despond
Prévision de la profondeur d'action du gel dans les chaussées

A. von Moos
Geotechnische Untersuchungen für den Abschnitt Wil-Gallen West der Nationalstraße N 1

A. Aegerter
Die Nationalstraße N 2 im Kanton BL

- 65 1967 R. Maret

Le renforcement des fondations du Pont du Mont-Blanc Genève. Travail exécuté par les « Hommes-grenouilles »

- 66 1969 Tunnelbau. Vorträge, gehalten an der Frühjahrstagung vom 25. März 1966 in Baden

H. Grob: Betrachtungen zur Entwicklung im Tunnelbau. — Der Bareggstunnel der N 1 bei Baden, Einleitung. — E. Hücker: Warum wird ein Straßentunnel gebaut, und warum gerade hier? — A. von Moos und C. Schindler: Geotechnische Voraussetzungen. — W. Veigl: Die Projektierung. — A. Robert: Messung der Formänderungen der Verkleidung. — H. Müller: Ausführung der Bauarbeiten. — F. Hirt: Der Ullmertunnel in Zürich. — E. Marthaler: Der Kanal Herdernstraße Schildbauweise. — G. Trucco: Stollenbau durch Triasschichten. — A. Schönholzer: Gesteinfestigkeit und ihr Einfluß auf den maschinellen Stollenvortrieb. — R. Desponts et K. Ens: Le tunnel du Donnerbühl à Berne. — F. Guisan: L'aménagement de la place Chauderon à Lausanne. — M. Cucherat: E. Lugrin: Passages inférieurs poussés

- 67 1968 Richtlinien für die Ausschreibung, Durchführung und Auswertung von Bodensondierungen und Feldversuchen an Lockergestein und Fels

Directives pour la mise en soumission, l'exécution et l'interprétation de sondages de reconnaissance et d'essais «in situ» dans les terrains meubles et les roches