Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung

Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine

Band: 78 (1960)

Heft: 10

Artikel: Der Donnerbühl-Tunnel in Bern: Bau eines Eisenbahntunnels nach der Schild-Methode

Autor: Desponds, R.

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-64849

Nutzungsbedingungen

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

Conditions d'utilisation

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

Terms of use

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

Download PDF: 06.01.2026

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

ORGAN DES SCHWEIZERISCHEN INGENIEUR- UND ARCHITEKTEN-VEREINS S.I.A. UND DER GESELLSCHAFT EHEMALIGER STUDIERENDER DER EIDGENÖSSISCHEN TECHNISCHEN HOCHSCHULE G.E.P.

Der Donnerbühl-Tunnel in Bern

Bau eines Eisenbahntunnels nach der Schild-Methode

DK 624.191.6

Von **R. Desponds,** dipl. Ing., Chef der Sektion für den Bahnhofumbau Bern, Generaldirektion SBB, Bern

1. Einführung

Die Arbeiten für den Totalumbau des Berner Bahnhofes wurden am 29. Mai 1957 begonnen. Die erste, etwa fünf Baujahre erfordernde Phase hat zum Ziel, den gesamten technischen Apparat der Gleis- und Perronanlagen umzubauen und zu erweitern. Es wurde in der SBZ 1958, H. 50, S. 749, ausführlich darüber berichtet. Die gegenwärtig in Ausführung befindliche Etappe bezweckt die Erstellung des sechsten Perrons, der die Züge der bernischen Privatbahnen (Bern-Neuenburg, Gürbetal- und Schwarzenburg-Bahn) aufzunehmen hat. Diese erste Arbeitsetappe ist praktisch ausserhalb des Betriebsgeschehens im Bahnhof Bern durchführbar. Sie umfasst neben anderen interessanten Bauaufgaben auch die Durchbohrung des Donnerbühls für die Erstellung des gleichnamigen Tunnels, womit eine kreuzungsfreie Einfahrt der vorgenannten Privatbahnen erreicht wird.

2. Linienführung des Tunnels, charakteristische Merkmale

Um die zweigleisige Linie der Privatbahnen unter den Zufahrtsgleisen zum Lokomotivdepot und in genügender Tiefe unter einem überbauten Quartier durchführen zu können, ist als Zufahrt zum 400 m langen Tunnel die Anlage von beidseitigen Einschnitten mit einem Gefälle von je rd. 20 ‰ vorgesehen (Bild 1).

Die Tunnelenden West und Ost, mit einer Länge von 60 m bzw. 80 m, können als Rahmenkonstruktion, die sich auf eine Bodenplatte stützt (Bild 2), im Tagbau ausgeführt werden. Bei dem bergmännisch auszuführenden Teilstück von 252 m Länge erreicht die Ueberdeckung maximal 12 m, während an einer anderen Stelle der Tunnelscheitel nur 2,50 m unter die Kellerfundamente eines Wohnhauses zu liegen kommt.

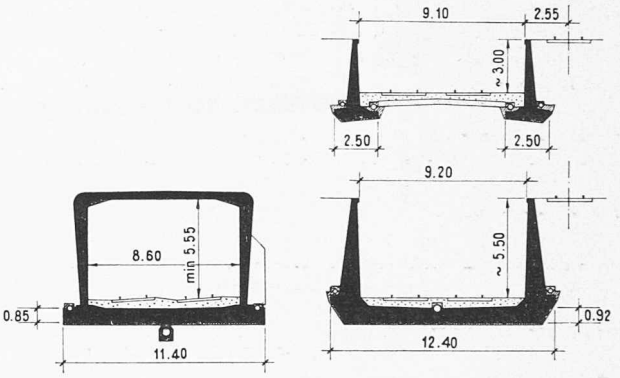

Bild 2. Querschnitte rd. 1:450, links in den Tagbau-Abschnitten des Tunnels, rechts in den Voreinschnitten

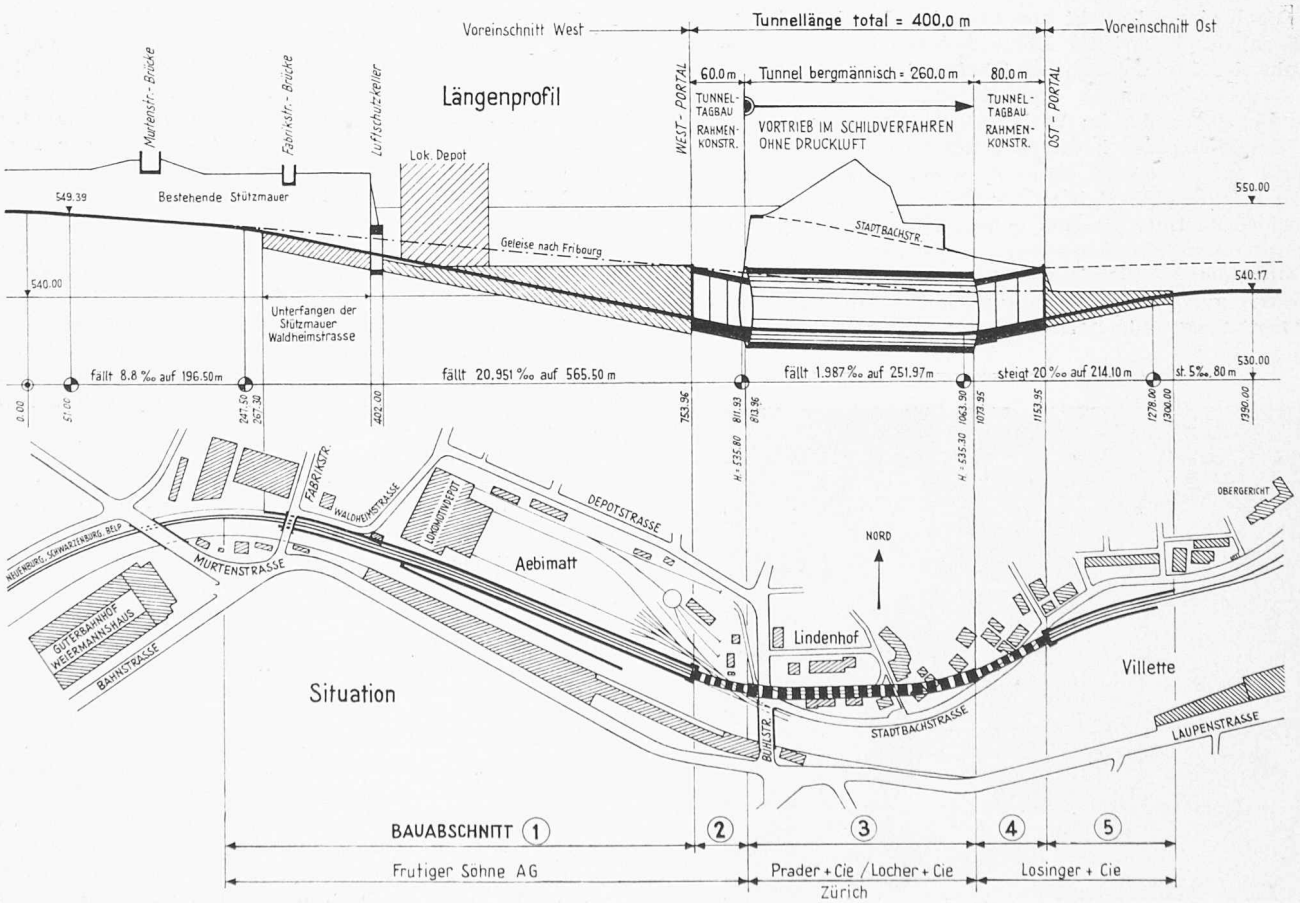

Bild 1. Einführung der bernischen Privatbahnen in den Bahnhof Bern, Längenprofil zehnfach überhöht und Lageplan rd. 1:8500

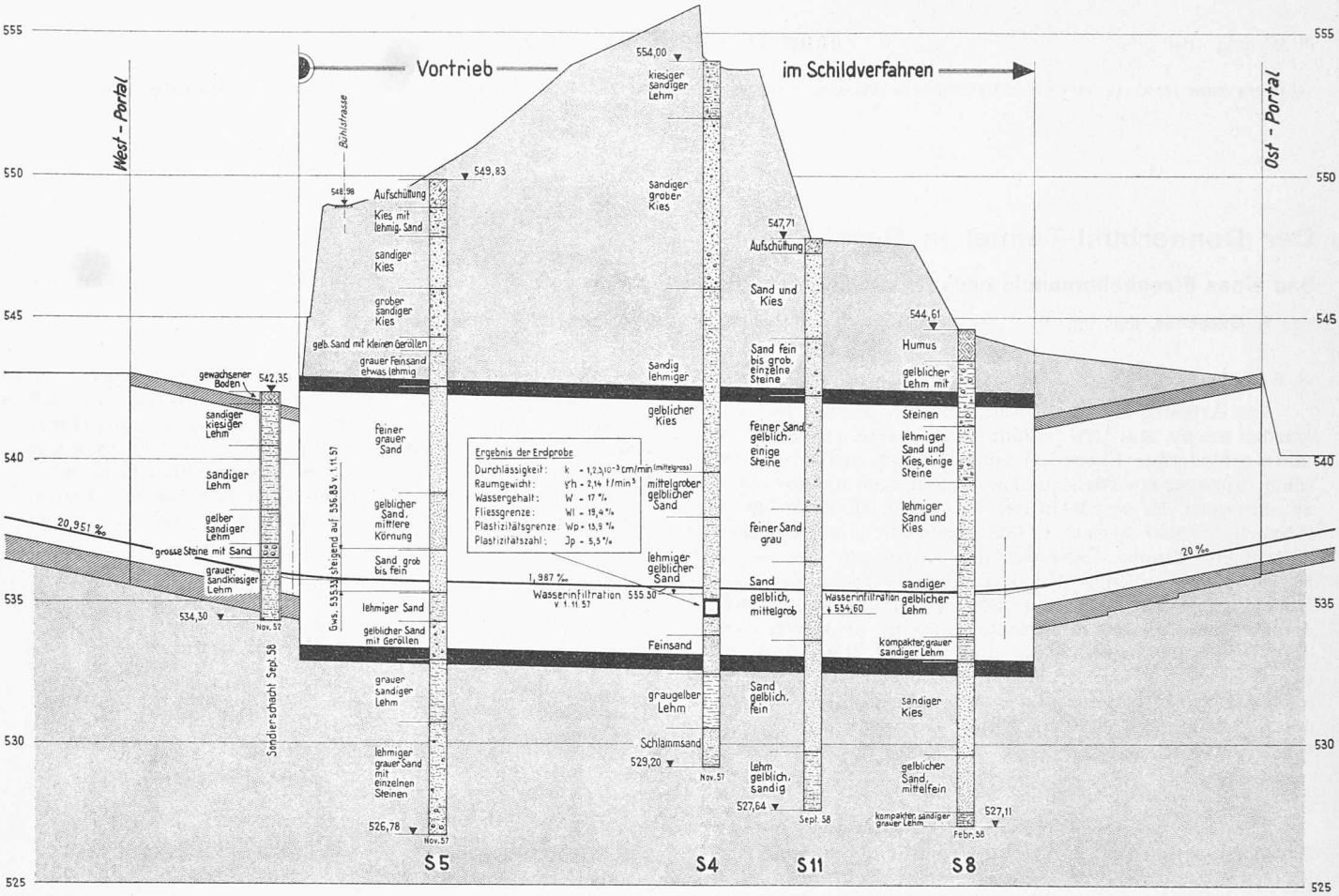

Bild 3. Donnerbühltunnel, geotechnisches Längenprofil, Masstab 1:2500/250

3. Baugrund, Geologie

Nach einem Bericht von Prof. Dr. *W. Nabholz,* Geologe in Bern, durchquert der Donnerbühltunnel die südwestliche Flanke des Finkenhubels und befindet sich, wie Sondierungen ergeben haben, in einer Stirnmoräne des eiszeitlichen Aaregletschers, der im Verlaufe der letzten grossen Eiszeit die Umgebung der heutigen Stadt Bern erreicht hat. Der Tunnel durchschneidet daher in seiner ganzen Länge moränigen Baugrund, bestehend hauptsächlich aus Grundmoräne verschiedenartiger Beschaffenheit, leicht erkennbar an kiesigen Streifen, eingeschlossen in sandigem Lehm, aber auch an diluvialen geröllartigen Ablagerungen, verpackt in mehr oder weniger ausgeschwemmtem Sand. Mannigfach sind die Formen dieser mit horizontalen und vertikalen Schichten durchzogenen Ablagerungen. Eine Regelmässigkeit in der Bodenbeschaffenheit kann nicht festgestellt werden.

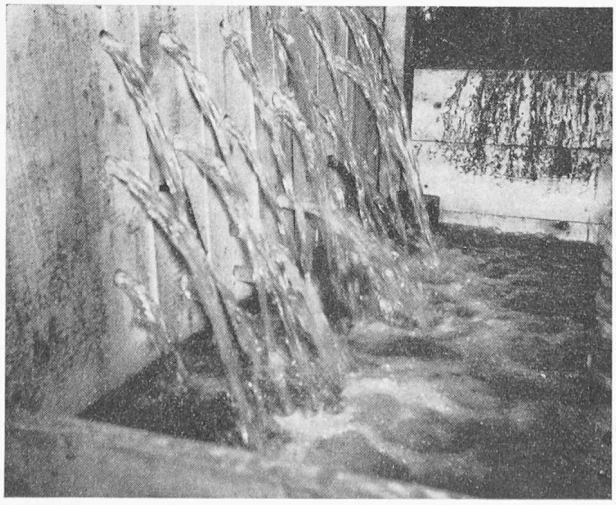

Bild 4. Wasserzufluss im Montageschacht des Schildes (rd. 20 l/s)

Die geologischen Merkmale des Baugrundes (Bild 3) sind in grossen Zügen folgende: Das Bodenmaterial, leicht kiesig in den oberen Lagen, wird mit zunehmender Tiefe feiner. Auf Höhe des Tunnelscheitels trifft man hauptsächlich Sand, z. T. leicht mit Lehm vermischt, an der Tunnelsohle sandigen oder tonigen Silt. Der Sand weist eine grosse Dichte auf (Raumgewicht über 2,1 kg/dm³), ist aber nicht festgelagert. Die Wasserdurchlässigkeit ist sehr gross in den oberen Schichten, wird aber mit zunehmender Tiefe immer geringer. Sondierungen haben einen Grundwasserspiegel festgestellt, der sich zwischen 535,00 und 536,00 bewegt, also ungefähr auf der zukünftigen Schienenhöhe. Die auftretende Wassermenge ist stellenweise sehr gross, konnte doch bei Beginn der Bauarbeiten in dem für die Montage des Tunnelschildes erstellten Schacht eine Abflussmenge von 20÷25 l/s gemessen werden (Bild 4).

4. Wahl der Bauweise für den Tunnel

Das anlässlich der Submission bestehende Projekt der SBB sah eine Ausführung des Tunnels nach klassischer Methode vor (Kalottengerüstung und Marciavanti, hierauf abschnittweise Erstellung der Ulmen und schliesslich Betonierung der Sohle in Abschnitten). Angesichts der ungünstigen Bodenbeschaffenheit, der schwachen Ueberdeckung und des Vorkommens von Grundwasser an der Sohle wurde es klar, dass bei Anwendung der klassischen Methode unerwünschte Senkungen der über dem Tunnel gelegenen Gebäulichkeiten, Kanalisationen und Leitungen hätten eintreten können. Die Erfahrung zeigt, dass in ähnlichen Fällen Setzungen von 10 bis 20 cm vorgekommen sind. Zuerst war beabsichtigt, diese Risiken in Kauf zu nehmen, da nach eingeholten Informationen risikolose Spezialbaumethoden (Bodenverfestigung durch Gefrierverfahren und Injektionen oder Anwendung eines Druckluftschildes) die Baukosten schätzungsweise verdoppelt hätten. Im Bestreben, die Unterneh-

mer zu konstruktiven Ideen anzuspornen, wurde ihnen aber anlässlich der Submission die Wahl der Baumethode freigelassen.

Es ist interessant, die am besten studierten Offerten vergleichsweise gegenüberzustellen (Bild 5). Die Vorschläge 1 bis 3 nähern sich der vorerwähnten klassischen Methode mit Vorstoss der Kalotte und nachfolgendem abschnittsweisem Ausbau des Tunnelgewölbes. Verschiedenheiten zeigen sich dabei allerdings in der Spriessung der Kalotte, im Aushub des Kerns und in der Grundwasserbekämpfung entweder durch Filterbrunnen oder durch Wellpoints. Zwei weitere Vorschläge, 4 und 5, sahen seitliche Vortriebsstollen vor mit Erstellung der Ulmen und nachfolgendem Ausbau der Kalotte und der Sohle.

Bei der vom Konsortium Prader & Cie. AG. und Locher & Cie. AG. in Zürich angebotenen Baumethode erfolgt der Vortrieb im Schutze eines Stahlschildes ohne Druckluft. Diese Methode wurde bereits seit längerer Zeit mit Erfolg im Ausland bei Tunnelbauten für Untergrundbahnen angewendet und zwar unter den schwierigsten Terrainverhältnissen und in stark überbauten Gebieten [1]). Sie bedeutet unbestreitbar die für unseren Fall am besten geeignete Methode, umsomehr als die genannten Firmen als einzige Submissionäre in der Lage waren, dank der Sicherheit des vorgeschlagenen Systems die Dienste einer Versicherungsgesellschaft zu gewinnen, die bereit ist, alle Risiken eventueller Schäden vertraglich zu übernehmen. Die Methode mit Schildvortrieb erschien uns als die sicherste und alle bestimmt zu erwartenden Schäden ausschliessende, weshalb sie zur Ausführung gewählt wurde, obschon die Baukosten sich im vorliegenden Falle gegenüber der klassischen Methode um rd. 10 % erhöhen.

1) Vgl. U-Bahn-Bau in Hamburg, SBZ 1959, Heft 43, S. 705.

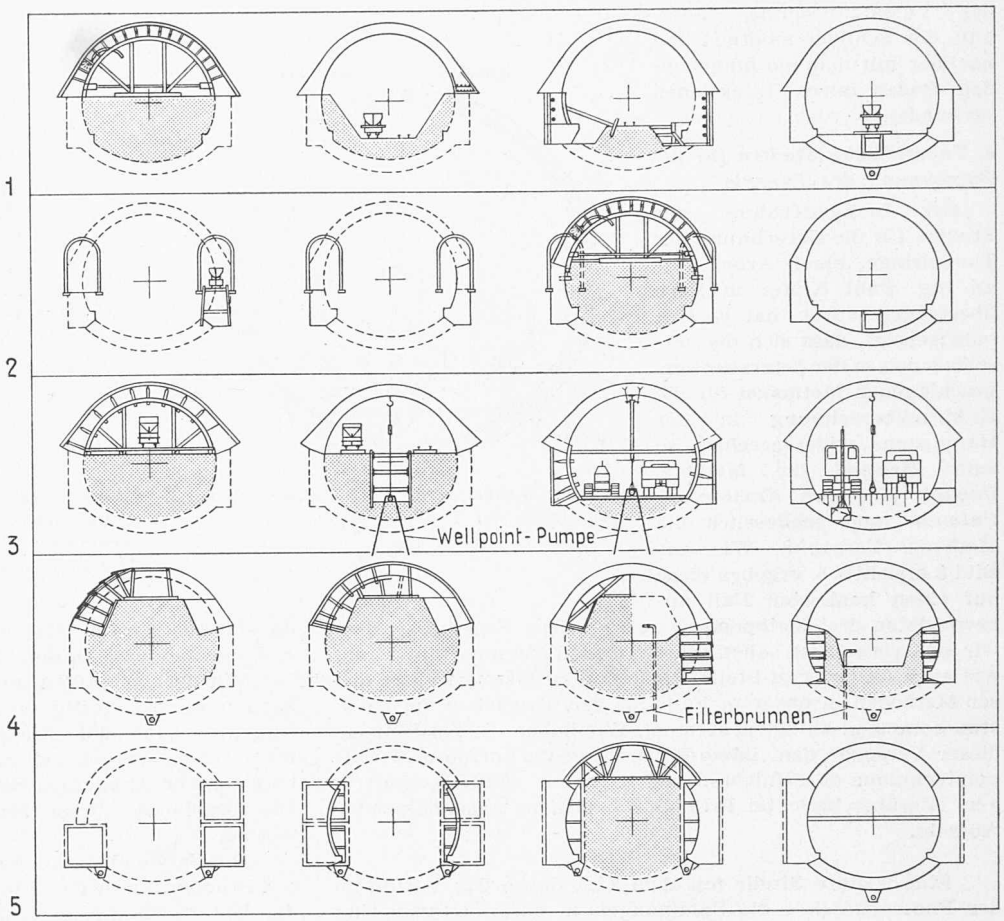

Bild 5. Einige vorgeschlagene Bauvorgänge von eingelaufenen Offerten

5. Zusammenfassende Beschreibung der Schildvortrieb-Methode

Die Erstellung einer Tunnelröhre nach der Schildmethode erfolgt im Schutze eines Stahlzylinders, der mittels eines Kranzes von Pressen, die auf den fertiggestellten Tunnelteil aufgesetzt werden, vorgetrieben wird. Die dem Vortrieb zugekehrte Seite des Schildes ist durch horizontale und vertikale Eisenverstrebungen in Arbeitsfelder eingeteilt, in welche die Verspriessungen je nach der Beschaffenheit des angetroffenen Terrains ohne Schwierigkeit eingebaut werden können (Bild 6).

Die sukzessive einzubauenden Tunnelringe bestehen aus vorfabrizierten Betonringvierteln, sog. «Tübbingen» (Bild 7), die mittels einer eigens dazu konstruierten Hebevorrichtung,

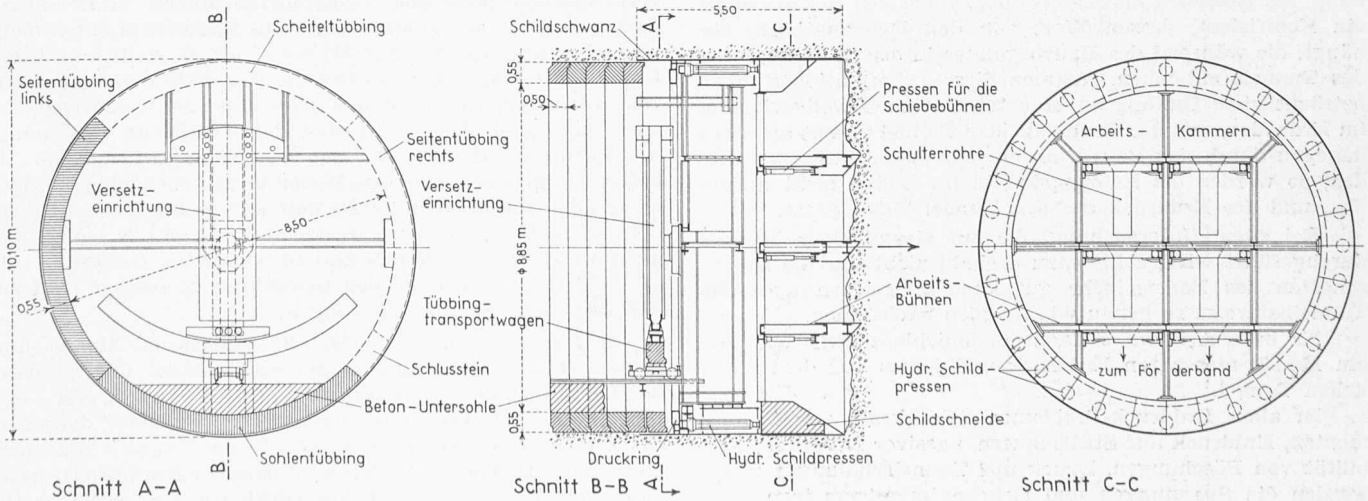

Bild 6. Donnerbühltunnel, Schildvortrieb, Längs- und Querschnitte 1:200

der Versatzmaschine, innerhalb des Schildes montiert und nachher mit dem sie umgebenden Boden durch Injektionen verbunden werden.

6. Theoretische Studien für die Berechnung des Tunnels

Bei Inangriffnahme der Studien für die Berechnung der Tunnelringe, einer Arbeit, die an Ing. Paul Kipfer in Bern übertragen wurde, hat es sich bald gezeigt, dass sich die verschiedenen in der Literatur vorgeschlagenen Methoden für die Erddruckberechnung in der Hauptsache widersprechen, so zum Beispiel die Methode *Caquot,* jene von *Kommerell-Culmann* und schliesslich die Methode *Terzaghi.* Wie aus Bild 8 ersichtlich, ergeben diese auf einen konkreten Fall angewendeten drei Methoden so verschiedene Ergebnisse, dass wir uns veranlasst sahen, durch Modell-Versuche im Labor wie auch an Ort und Stelle feststellen zu lassen, welche dieser Methoden in unserem Falle als den Tatsachen am nächsten kommend zu betrachten sei. Wir haben die Ausführung dieser Versuche dem Laboratoire de géotechnique de l'école polytechnique de l'Université de Lausanne (EPUL) übertragen. Hierüber berichtet Prof. *D. Bonnard* im anschliessenden Aufsatz.

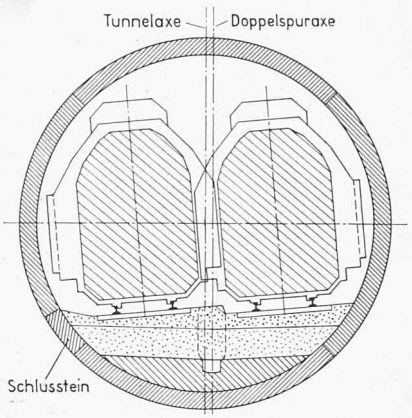

Bild 7. Normalprofil des Tunnels und Anordnung der Tübbinge, 1:200

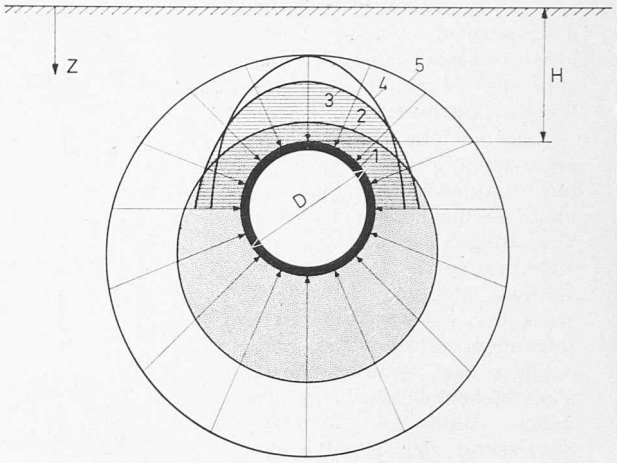

Bild 8. Kreisrunde Tunnelröhre 1, Druckverteilung nach Caquot 2, nach Terzaghi 3 und nach Kommerell-Culmann 4, sowie hydrostatische Druckverteilung 5

Eine weitere Studie mit dem Ziel, durch das Verfahren der Photoelastizität die Spannungen in einem Gewölbering unter Voraussetzung verschiedenartiger Druckverteilung auf seinen Umkreis festzustellen, wurde durch das Laboratoire de statique der EPUL durchgeführt, worüber unten Prof. *F. Panchaud* und Dozent *O.-J. Rescher* Bericht erstatten.

Wir beabsichtigen zusätzlich noch Deformationsmessungen an den fertig eingebauten und belasteten Tunnelringen vorzunehmen. Die mit «Straingages» ermittelten Deformationen werden uns nachträglich erlauben, die Richtigkeit unserer Annahmen betreffend Erddruck zu überprüfen. Die Ergebnisse dieser Messungen sollen später publiziert werden.

Die Verwendung des Ergebnisses der bisher durchgeführten Studien durch den Projektverfasser wie auch die durch die Unternehmung gemachten Erfahrungen bilden Gegenstand der anschliessenden Berichte von Ing. *P. Kipfer* und Ing. *H. Ruppanner.*

Experimentelle Untersuchung des Erddruckes auf den Tunnel

Von Ing. **D. Bonnard,** Professor an der EPUL, und **E. Recordon,** Ingenieur am Geotechnischen Laboratorium der EPUL, Lausanne

1. Zweck der Untersuchung

Die Untersuchung, die dem Laboratorium für Geotechnik der EPUL übertragen worden war, bezweckte die experimentelle Bestimmung des Erddruckes auf Versuchstunnel und den Vergleich dieser Ergebnisse mit den Werten, die sich auf Grund verschiedener Theorien ergeben, um schliesslich die geeignetste Berechnungsmethode für den Donnerbühltunnel wählen zu können.

2. Wahl der Versuchsmethoden

Zu den Grössen, welche die Berechnungen des Erddruckes beeinflussen, gehört der Winkel der inneren Reibung, die Kohäsion und das Raumgewicht des Bodens sowie ein Koeffizient, dessen Wert von den Deformationen abhängt, die während des Bauvorganges in der Ueberlagerung des Tunnels entstehen. Nehmen diese Deformationen einen beträchtlichen Umfang an, so entsteht eine Gewölbewirkung im Erdboden, und der Druck auf den Tunnel nimmt ab. Wird dagegen durch das Bauverfahren jede Deformation vermieden, so werden die Reibungskräfte im Boden nicht ausgelöst, und der Erddruck auf den Tunnel bleibt gross.

Bei einer Untersuchung, die auf Grund eines Modells durchgeführt wird, sollte man deshalb nicht nur die Eigenschaften des Bodens sehr gut kennen, sondern auch die Tunnelbauweise so genau wie möglich nachahmen.

Es besteht keine einfache Aehnlichkeit zwischen dem am Modell messbaren Erddruck und jenem auf dem wirklichen Tunnel.

In allen Erddruck-Problemen (Tragkraft von Fundamenten, Erddruck auf Stützmauern, passiver Erddruck, Stabilität von Böschungen, Druck auf Tunnelschalungen usw.) werden die Spannungen und Drücke im allgemeinen nach folgender Formel berechnet:

$$\sigma \text{ oder } p = \gamma H A + C B \text{ t/m}^2$$

Dabei bedeuten:

- γ wahrscheinliches Raumgewicht des Erdbodens in t/m³,
- C Kohäsion des Erdbodens in t/m²,
- H eine geometrische Abmessung der Masse,
- A und B dimensionslose Koeffizienten, im allgemeinen Funktionen des Winkels der innern Reibung des Erdbodens und des Verhältnisses zweier Dimensionen der Erdmasse.

Zieht man ein Bauwerk in wirklicher Grösse und sein in verkleinertem Masstabe ausgeführtes Modell in Betracht, wobei die Erde des Modells jener des Bauwerkes entspricht, also γ, φ und C die gleichen Werte haben, so stellt man nach obiger Gleichung folgendes fest: 1. Das erste Glied $\gamma H A$ ist eine Spannung, die am Modell masstabgetreu wiedergegeben wird, d. h. sein Wert entspricht der wirklichen Spannung, multipliziert mit dem Verkleinerungsmasstab (γ und A haben den gleichen Wert am Modell und in wirklicher Grösse, während H masstäblich verkleinert ist). 2. Das zweite Glied, CB, ist nicht masstäblich verkleinert; C und B haben die gleichen Werte am Modell und in wirklicher Grösse.

Auf Grund dieser beiden Bemerkungen gelangt man zu nachstehenden Schlussfolgerungen:

1. Die Untersuchung der kohäsionslosen Masse am Modell ($C = 0$) ist einfach; die Spannungen und Drücke werden am Modell im Masstabe zur wirklichen Grösse verjüngt, wenn man beim Modell eine Erde verwendet, die jener des wirklichen Objektes entspricht. 2. Die Untersuchung der kohärenten Masse am Modell wird dadurch kompliziert, dass man, um am Modell masstäblich verkleinerte Belastungen zu haben (Aehnlichkeit der Belastungen), ein Material verwen-