

# Das Kraftwerk Amsteg der Schweizerischen Bundesbahnen

Autor(en): **Studer, Hans**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **85/86 (1925)**

Heft 23

PDF erstellt am: **19.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-40233>

## **Nutzungsbedingungen**

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

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

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

## **Haftungsausschluss**

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

z. B. allgemein bekannt, dass kupferne Rohre, die lange Zeit Schwingungen ausgeführt haben, schliesslich so spröde werden, dass sie brechen. Um sie wieder in ihren ursprünglichen zähen Zustand zurückzusetzen, werden sie ausgeglüht. Das ist eine Erfahrung, die nur an Kupfer und Messing, nicht aber an Eisen und Aluminium beobachtet wird, die im Gegenteil dabei zähe werden.

Für die praktische Wertung ist es natürlich sehr wichtig, zu erfahren, ob ein Baustoff infolge einer Wechselbeanspruchung spröder oder zäher wird, da davon wesentlich die Gefahr eines Dauerbruchs abhängt. Der praktische Betrieb erfordert, dass eine ausgezeichnete Stelle im Baustoff, an der die Spannung besonders hoch ansteigt, bei

oftmaligem Spannungswechsel nicht zu Bruch geht. Durch die Wechselbeanspruchungen ändern aber viele Baustoffe ihre Eigenschaften wesentlich und zwar nur an dieser einen besonders hoch beanspruchten Stelle, die unter Umständen Längenabmessungen von nur einem Bruchteil eines Millimeters haben wird. Für die Haltbarkeit des Stückes ist es wichtig, dass der Baustoff nach der Veränderung an dieser einen Stelle stakt dämpfungsfähig ist, damit die ausgezeichnete Stelle durch einen erheblichen plastischen Anteil an der Gesamtverformung entlastet werden kann. Die Feststellung der Festigkeitseigenschaften des noch keinen Wechselbeanspruchungen ausgesetzten Baustoffes genügt deshalb nicht für die Wertung.

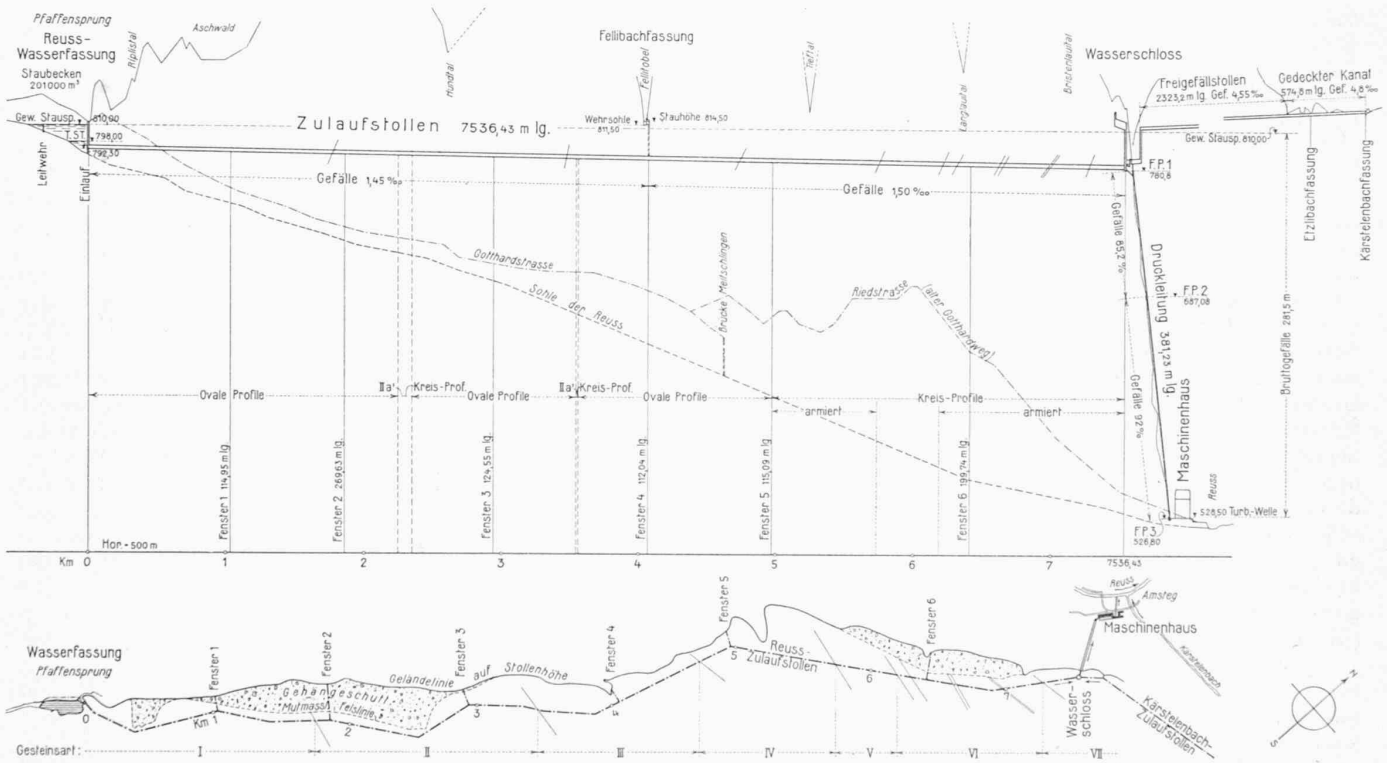


Abb. 29. Längenprofil und Horizontalschnitt des Druckstollens (samt Kärstelenbach-Zuleitung) zum Kraftwerk Amsteg der S. B. B. — Längen 1 : 50 000, Höhen 1 : 5000.

**Legende der Gesteinsarten:** I. und II. Zentraler Aargranit (I Augengneiss, II Massiger Z. A.). [Bergbaulicher Charakter: Massig, geschlossen, sehr standfest. Wenige Stellen stärker geschiefert und klüftig. Ab Km. 0,050 Bergschläge, besonders stark in der untern Hälfte der Zone.] — III. Biotit-Injektionsgneisse [Massig bis schieferig und feinschichtig, Schieferflächen teils talkig.] — IV. Hornblendeschiefer und Glimmerschiefer. — V. Biotit-Hornfelse und Biotit-Gneisse. [Zone IV und V: Meist sehr massig und geschlossen, lokal stärker geschieferte, weichere und weniger standfeste Partien.] — VI. Serizit-Chloritgneisse und Schiefer mit Einlagerungen von kohligem Tonschiefer (sedimentär) und Quarzporphyren (Ganggesteine), diese zum Teil übergend in Serizit-Schiefer. [Standfest bis weniger oder (in kurzen Strecken) nicht standfest, entsprechend geringerer, bankiger oder stärkerer Schichtung, bis zu stark blättrigen, gebräunen, fast druckhaften Einlagerungen (schwarze carbonische Schiefer).] — VII. Chlorit-Serizit-Gneisse. [Sehr standfest, vereinzelte wasserführende Klüfte.]

## Das Kraftwerk Amsteg der Schweizerischen Bundesbahnen.

Von Dipl. Ing. HANS STUDER (Zürich), gew. Bauleiter des Kraftwerkes Amsteg.

Fortsetzung von Seite 261.<sup>1)</sup>

### Der Zulaufstollen.

Von der Wasserfassung in der Pfaffensprungschlucht führt der 7535 m lange Druckstollen durch den rechten Talhang, den Fuss des Bristenstock-Massivs, unter einer Reihe von Lawintälern hindurch bis dicht oberhalb des, an der Mündung des Kärstelenbaches (Maderanertal) in die Reuss gelegenen Dorfes Amsteg. Grundriss und Höhenlage dieses Stollens zeigt die Abbildung 29 (auch Uebersichtskarte Abbildung 2), Seite 230).

Der Zulaufstollen, der einen lichten Querschnitt von 6,5 m<sup>2</sup>, ein Gefälle von 1,50/00 aufweist und bei gefülltem Staubecken eine maximale Wasserführung von rd. 21 m<sup>3</sup>/sek ermöglicht, ist durch sechs Seitenstollen von 112 bis 270 m (von denen fünf dauernd zugänglich bleiben und gegen den Hauptstollen durch eiserne Drucktore abgeschlossen sind) in sieben Abschnitte von 825 bis 1445 m Länge geteilt.

<sup>1)</sup> Auf Seite 257 (Nr. 21), Spalte rechts, 17. Zeile von unten, bitten wir das Wort „weisungsgemäss“ zu streichen. Red.

Die Tiefenlage des Zulaufstollens im Berghang wurde so gewählt, dass sein Verlauf im massiven Felsen bei einer maximalen Felsstärke auf Stollenhöhe von 40 bis 50 m gesichert erschien. Da in den obersten drei Stollen-Kilometern der Felsoberfläche Gehängeschutt bis auf über 200 m Stärke vorgelagert ist, wurden die obersten drei Seitenstollen als Sondierstollen vorgetrieben und auf Grund dieser Aufschlüsse, sowie topographischer Aufnahmen der sichtbaren Felsoberfläche die Tiefenlage des Stollens im Berghang festgelegt. In der Tat ist der Stollen nirgends aus dem anstehenden Felsen herausgetreten.

Der Stollenscheitel liegt am Einlauf 14,80 m, am Stollenende 25,85 m unter dem normalen Stauspiegel (Krone der Staumauer) von 810,00 m ü. M. Der hydrostatische Druck, den der Stollen bei einem Katastrophen-Hochwasser von etwa 350 m<sup>3</sup>/sek auszuhalten hat, beträgt, bezogen auf das Stollenzentrum, am Stollenende 30,35 m. Dazu kommt der hydrodynamische Stoss, die sogenannte Amplitude, die für

plötzliches Abstellen sämtlicher sechs Turbinen zu etwa 5 m errechnet wurde, was einen totalen innern Wasserdruck am Stollenende von etwas über 35 m ergibt.

Die geologischen Verhältnisse des Zulaufstollens, die prognostisch durch die Geologen Prof. Dr. A. Heim und Dr. W. Staub (Zürich) untersucht wurden, ergaben sich nach der diagnostischen Feststellung des Geologen Prof. Dr. E. Hugi (Bern) im ausgebrochenen

Stollen als die folgenden (vergl. die Legende zu Abb. 29):

Der Zulaufstollen durchfährt den mittlern Drittel der Nord-Südausdehnung des östlichen sogenannten Aarmassivs, dessen granitischer Kern zur Carbonzeit in die aus Sedimenten und eruptiven Gesteinen bestehende, durch frühere Gebirgsfaltung aufgestaute Erdkruste heraufdrang und diese ältern Gesteine durch Kontaktmetamorphose in Hornfels, Biotit, Serizit- und Chloritgneise und Serizit-Chlorit-Schiefer umwandelte; diese bilden zur Hauptsache die Schieferhülle des Granites. Bei der tertiären Alpenfaltung wurde dann diese metamorphe Schieferhülle von Süden nach Norden über den heraufgequollenen Granitkern überstülpt und zum Teil in den Granitkern eingefaltet. Die obere 3 1/2 km des Stollens durchfahren nun den Granitkern (zentraler Aaregranit) selbst, die unteren 4 km die grösstenteils kontaktmetamorphe, eingefaltete oder durcheinander geworfene, von eruptiven Injektionen durchsetzte Schieferhülle. Die geologische Diagnose unterscheidet in diesen unteren 4 km fünf Einzelzonen (III bis VII in Abbildung 29).

Eine hochinteressante, überraschende Erscheinung beim Ausbruch des Stollens bildeten die sogenannten Bergschläge, die auf die ganze Länge der Granitzone, besonders stark aber in deren unterer Hälfte, auftraten, eine auch vom Bau des Simplon-Tunnels her bekannte Erscheinung, bei der Gesteinsteile mit starkem Knall von der Ausbruchwand abspringen. Beim Simplon-Tunnel erklärte man diese Erscheinung hauptsächlich aus dem durch die Schaffung des Ausbruch-Hohlraumes hervorgerufenen Auslösen innerer, durch die gewaltige Gebirgsüberlagerung im Gestein entstandener Spannungen. Für Amsteg, wo die Erscheinung, zum ersten Mal in diesem Umfang, unter ganz andern Verhältnissen beobachtet wurde, trifft diese Erklärung nicht zu, da die Bergschläge auch in Strecken mit geringerer Gesteinsüberlagerung, von z. B. weniger als 50 m, auftraten. Am befriedigendsten dürfte unter verschiedenen Erklärungsversuchen der sein, dass sich bei Erstarrung aus dem Magma im Granit innere Spannungen, Schrumpf- oder Gusspannungen bilden, deren labiles Gleichgewicht durch Aufheben eines Teils derselben (Freilegen des Lichtraumes) und Hinzufügen von Zusatzkräften (Temperaturänderung) gestört wird. Diese Erklärung hat sich, insbesondere mit Bezug auf die Temperaturwirkung, durch eingehende Beobachtungen während des Ausbruchs geradezu aufgedrängt und mehr und mehr erhärtet. Die Tatsache, dass die Bergschläge durchwegs im talseitigen Stoss, und dort am stärksten beim Uebergang des Gewölbeschenkels in das Widerlager auftraten, lässt sich statisch verhältnismässig leicht aus den Strukturverhältnissen des Gebirges erklären, ebenso die weitere interessante Tatsache, dass das Abspringen senkrecht zur „Schalung“ des Gesteins erfolgte. Die abgesprungenen Schalen von der Grösse einer Hand bis zu mehreren Quadratmetern wiesen Stärken bis zu nur wenigen Millimetern auf; es zeigte sich auch, dass ihr Krümmungsradius nach dem Abspringen grösser geworden war, sodass eine Schale nicht

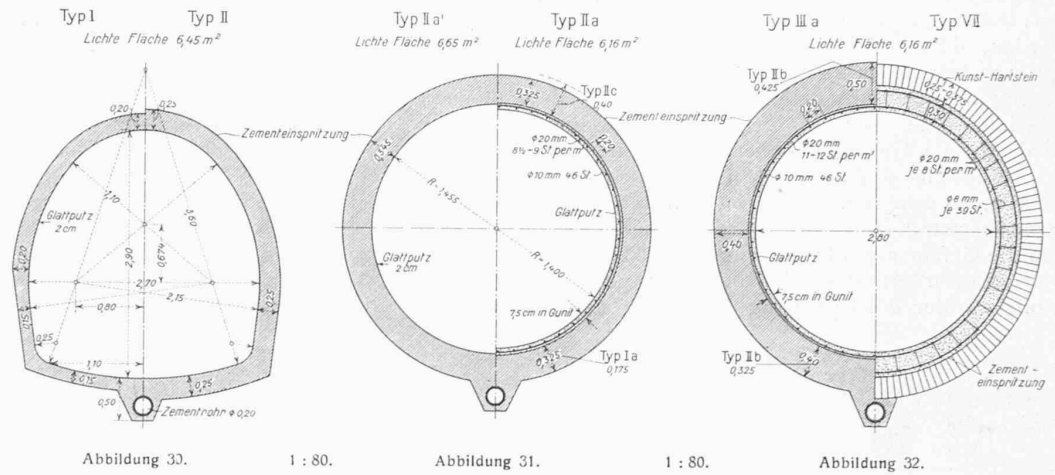


Abbildung 30.

1 : 80.

Abbildung 31.

1 : 80.

Abbildung 32.

mehr in ihre ursprüngliche Lage eingepasst werden konnte. Dem Abspringen der Platten ging ein Knistern, wie beim Verbrennen von trockenem Tannenholz voran (welches Knistern aber nur bei lautloser Stille im Stollen gehört werden konnte), dem nach längerer Zeit (mehrere Minuten) ein Knall von der Stärke eines Gewehrshots folgte. Das Abspringen der Platten hatte eine Reihe von Unfällen, darunter sehr schwere, zur Folge, sodass der Talstoss vor Ort nach dem Abschliessen und vor Wiederbeginn der Arbeit mit langen Eisenstangen bearbeitet werden musste, um die Bergschläge rascher zur Auswirkung zu bringen. Vollständig beruhigte sich das Gebirge aber erst nach Tagen, Wochen und Monaten; spätere Bergschläge erfolgten zudem meist nicht mehr so explosiv.

Dass die Erscheinung der Bergschläge den Entscheid über das anzuwendende Profil beeinflussen musste, liegt auf der Hand.

Aus der geologischen Prognose ergab sich, wie Prof. Hugi feststellt, „dass der Bau in geologisch-petrographischer Beziehung keinen besondern Schwierigkeiten begegnen würde, ja es zeigte sich sogar, dass man in dieser Hinsicht mit den günstigst möglichen Verhältnissen rechnen durfte.“

Aus diesem Grunde sah das Projekt für den Zulaufstollen in der Hauptsache blosse Verkleidungsprofile und nur auf kurze Strecken tragende Profile mit ovalem lichten Querschnitt vor. Die Erfahrungen im Zulaufstollen des Kraftwerks Ritom im Juli 1920 veranlassten die Bauleitung, das Projekt vom Gesichtspunkt der dort gewonnenen neuen Erkenntnis auf Grund der bereits vorhandenen Gebirgsaufschlüsse zu überprüfen; damals waren bereits etwa 4 km des Ende 1918 in Angriff genommenen Zulaufstollens Amsteg, wovon die halbe Länge mit vollem Ausbruch-Querschnitt (in der oberen Stollenhälfte), durchfahren. Für Strecken, in denen eine im Ritomstollen festgestellte, stärkere Zusammenrückbarkeit des Gebirges erwartet, und einer Rissbildung im Beton der Auskleidung vorgebeugt werden musste, um unwirtschaftliche oder gefährliche Wasserverluste zu vermeiden, brachte die Bauleitung im Spätsommer 1920 unter gewissen Voraussetzungen die Ausführung eines Stollenprofils in Vorschlag, das annähernd kreisrunden lichten Querschnitt und innern dünnen, auf einem äussern stärkern Betonring aufzubringenden eisenbewehrten Mörtelmantel aufwies. Für die Strecken aber, wo im Hinblick auf die Beschaffenheit des Gebirges keine Rissbildung im Beton erwartet werden musste, oder wo eine solche wegen geringer Wasserdurchlässigkeit des Gebirges belanglos erschien — diese günstigen Verhältnisse wurden für die obersten 5 km des Stollens vermutet — schlug die Bauleitung unveränderte Ausführung nach ursprünglichem Plane vor. Die damals von ihr in Aussicht genommenen Abpressversuche zur Feststellung der Wasserdichtigkeit des Gebirges in verschiedenen Stollenstrecken wurden in der Folge von der Expertenkommission für den Ritomstollen in ein erweitertes Programm aufgenommen, das sich auch auf die Zulaufstollen der Bahn

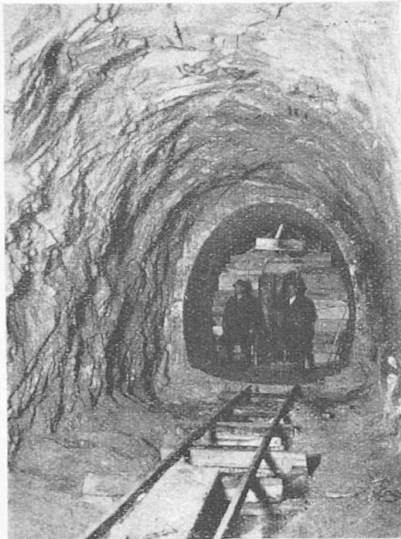


Abb. 33. Profiltyp der oberen 5 km (27. VII. 21).



Abb. 34. Niederbrüche bei Fenster 6 (20. VII. 21).

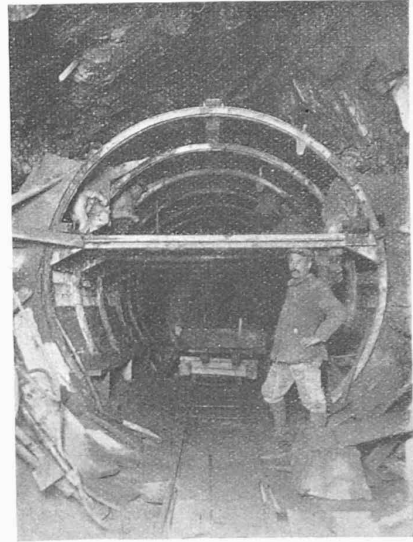


Abb. 35. Lehrbogen der Kreisprofilstrecken.

Kraftwerke Amsteg und Barberine erstreckte. Gemeinschaftlich mit dieser Kommission studierten die bauleitenden Organe hierauf die für den Amsteger Stollen zu treffenden Massnahmen. Die etwa acht Monate später, im Februar 1921, ausgeführten Abpressversuche zur Feststellung der Wasserdurchlässigkeit des Gebirges der obersten 5 km Stollen bestätigten die Richtigkeit der oben genannten Annahmen der Bauleitung. Ueber die im Amsteger Stollen durchgeführten Versuche orientiert in ausgezeichnete Weise der in der „S. B. Z.“<sup>1)</sup> veröffentlichte Bericht von Ing. A. Schrafl, Generaldirektor der S. B. B. Wie jenem Bericht zu entnehmen, erstrebten die Versuche neben der Feststellung der Wasserdurchlässigkeit zweier verschiedener Gebirgsarten der obersten 5 km (Augengneiss des zentralen Aaregranits und Biotitinjektionsgneiss), hauptsächlich die Feststellung des Masses der Zusammendrückbarkeit verschiedener Gebirgsarten (Versuch ausgeführt in zwei Gebirgsarten der untersten 2 1/3 km) zur Gewinnung von Grundlagen für die rechnerische Erfassung der Arbeitsverteilung zwischen Stollenauskleidung und Gebirge bei der Aufnahme des innern Wasserdruckes. In dieser Hinsicht führten die Versuche nicht in dem erhofften Masse zum Ziel, was nach Auffassung des Schreibenden auch zu erwarten war. Mit Bezug auf diese Arbeitsverteilung, wenn mit einer solchen gerechnet werden will, und damit auf eine Bemessung der Stollen-Auskleidung wäre man nach wie vor auf gefühlsmässige Einschätzung des passiven Widerstandes der innersten Gebirgs-Zone angewiesen, der nach Ansicht des Schreibenden auf dem betretenen Wege auch nicht durch noch so umfangreiche, übrigens wirtschaftlich unmögliche Messversuche als genügende und einwandfreie Grundlage für die rechnerische Erfassung dieser Arbeitsverteilung festgestellt werden kann. Das Problem der Ausbildung einer Druckstollenauskleidung in nachgiebigem Gebirge bleibt, wenn auch durch die interessanten Amsteger Mess-Versuche in wertvoller Weise mehr in negativer Richtung abgeklärt, in der Hauptsache noch ungelöst. Der Schreibende hegt die Vermutung, dass eine Lösung, wenn sie überhaupt möglich ist, eher auf dem Wege praktischer Versuche, als auf dem des Trachtens nach theoretischer Erfassung gefunden werden kann.

Auf die mehr gefühlsmässige Schätzung blieb man schliesslich auch bei der Bemessung der Eisenbewehrung des Gunit-Mantels des Amsteger Stollens angewiesen, umsomehr, als die grosse Dringlichkeit der Bauvollendung es sowohl bei dieser als auch bei der Bemessung der Betonauskleidung des kreisrunden Profils wie der Auskleidung der übrigen Strecken nicht gestattete, die Ergebnisse der entsprechenden, äusserst zeitraubenden und zum Teil

mühseligen Versuche und deren völlige Auswertung abzuwarten. Die Zeit drängte zu rascher Entscheidung der Bahnorgane und es wurden der Ausführung die in Abb. 30 bis 32 dargestellten Profiltypen zu Grunde gelegt.

Die obersten 4965 m des Stollens sind nach den vertragsgemässen ovalen Verkleidungsprofilen des ursprünglichen Projektes Typen I und II (Abb. 30 und 33) und auf wenige Meter Länge nach einem etwas stärkern Typ III ausgeführt, mit Ausnahme von zwei Strecken von 103 m und 22 m, die etwas gelockertes Gebirge aufweisen und in denen kreisrunde Betonprofile angewendet wurden, um nötigenfalls einen eisenbewehrten Gunitmantel einbauen zu können. Dies erwies sich jedoch als überflüssig, indem in diesen Strecken die Betonauskleidung nach den Probe-Abpressungen keinerlei Risse zeigte.

In dieser obersten, rund 5 km langen Stollenstrecke, in der das Gebirge als praktisch genügend wasserdicht angenommen werden durfte, erwies es sich auf mindestens die halbe Länge als so geschlossen und massig, dass auch vom tunnelbaulichen Gesichtspunkte aus eine Auskleidung hätte unterbleiben können, wenn die Bergschläge nicht gewesen wären. Diese erforderten aber aus Gründen der Standfestigkeit wie hinsichtlich Gewährleistung der hydraulischen Leistungsfähigkeit eine Auskleidung.

In den untersten 2571 m wurden die aus den Abbildungen 31 und 32 ersichtlichen Profile mit kreisrundem Lichtraum angewendet, deren Verteilung in Abbildung 29 eingezeichnet ist. Darnach ist die Strecke Km. 5,736 bis Km. 6,189 in einer Länge von 453 m nach Typ IIa<sup>1</sup>, also ohne eisenbewehrten Gunitmantel, 2009 m nach den Profiltypen Ia, IIa, IIb, IIc, IIIa mit diesem Gunitmantel verschiedener Stärken der Eisenbewehrung ausgekleidet. Als Versuchstyp wurde in sechs Einzelstrecken von 7 bis 25 m Länge in mildem talkigem Hornblendeschiefer bis leicht plastischem Gebirge (karbonische Tonschiefer) Typ VII angewendet, wobei der äussere Kunststoffsteinring die Pressung, bezw. die Belastung des Gebirges so lange abzufangen hatte, bis der innere, doppeltbewehrte Eisenbetonring, dem er gleichzeitig als äussere Schalung diente, genügend tragfähig geworden war (Abb. 40, S. 289). Bei der Bemessung der Betonstärke, sowie der Eisenbewehrung wurde nicht nur der Grösse des innern Wasserdruckes (in zwei Stufen), sondern gefühlsmässig auch der Qualität des Gebirges Rechnung getragen. Die Typen IIb und IIIa, deren äussere Leibung in der obern Profilhälfte elliptisch (im Scheitel um 10 cm überhöht) ausgebildet wurde, sind bedingt durch die äussere Belastung, hervorgerufen durch die Ausmauerung von Niederbrüchen im Scheitel, die in der Quarzporphyrstrecke (bei Fenster 6, Abbildung 34) bis zu 6 m Höhe über den Stollenscheitel reichten.

<sup>1)</sup> In Band 83, Januar 1924, mit Abbildungen und Diagrammen.

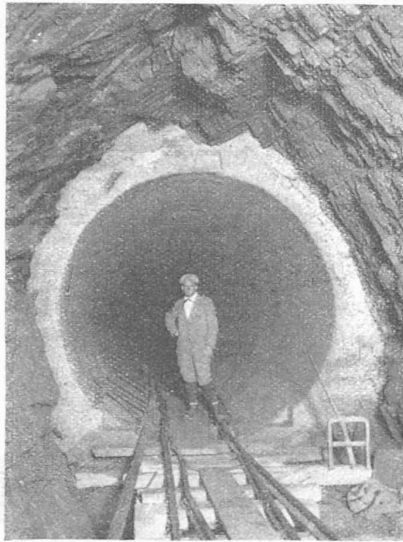


Abb. 36. Fertig betoniertes Kreisprofil ohne Gunitmantel (im Quarzporphyr).

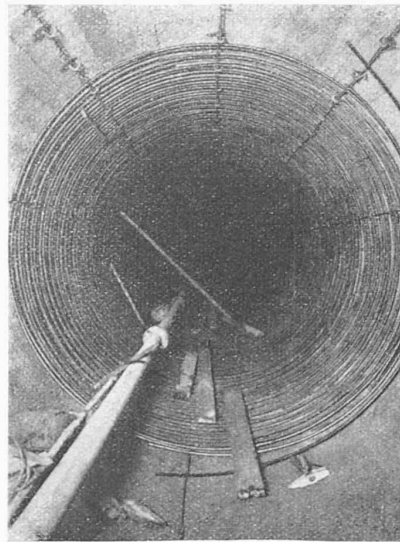


Abb. 37. Montierung der einfachen Armierung für den Gunitmantel.

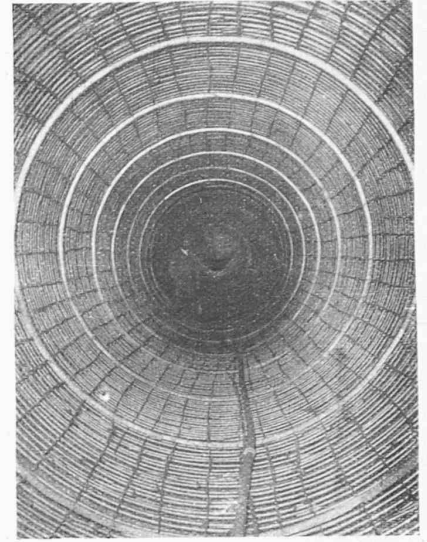


Abb. 38. Fertige Gunitmantelarmierung. (Die weissen Ringe sind hölzerne Lehren.)

Die gefühlsmässige Bestimmung der Eisenbewehrung des Gunitmantels erfolgte in dem Sinne, dass in Strecken mit günstigstem Gebirge eine Verminderung auf 70%, (Typ IIIa), in denen mit mittelgutem Gebirge (Typ IIb) auf 85% der auf die alleinige Aufnahme des vollen innern Wasserdruckes berechneten Bewehrung vorgenommen wurde, während alle übrigen Strecken Vollbewehrung erhielten.

**Bauausführung.** Die sechs Seitenstollen, mit deren Bau im März 1917 begonnen worden war, wurden, wie auch der Ausbruch von etwa 10% der Länge des eigentlichen Zulaufstollens, in eigener Regie ausgeführt, um bei den damaligen unsichern Preisverhältnissen bessere Anhaltspunkte für die Beurteilung der tatsächlichen Baukosten des Hauptstollens zu gewinnen. Mit seinem Bau wurde im Jahre 1918 begonnen; am 1. Juni 1919 ging der Bau des Zulaufstollens an vier Bauunternehmungen über, von denen zwei je die obersten und untersten 500 m zusammen mit den anschliessenden Bauobjekten: Wasserfassung (mit Stau-mauer), bezw. Wasserschloss auszuführen hatten.

**Ausbruch.** In einigen Strecken von insgesamt etwa 3½ km Länge, vorwiegend mit standfestem Gebirge, wurde der Ausbruch des vollen Profils vorgetrieben, so, dass vor Beginn der Mauerung nur noch eine Regulierung der Ausbruchwand vorgenommen werden musste. Auf die ganze übrige Stollenlänge trieb man einen axialen Sohlenstollen von etwa 5 m<sup>2</sup> Querschnitt vor. Die Ausweitung auf volles Profil erfolgte hier in der Regel vor Beginn der Mauerung in einer Stollensektion, in Strecken mit weniger standfestem Gebirge erst unmittelbar vor der betreffenden Stelle.

Die **Bohrung** erfolgte mit Drucklufthämmern. Die 24-stündigen Leistungen an Ausbruch betragen etwa:

|   | pro Ort im Mittel | Max.   |
|---|-------------------|--------|
| in der Granitstrecke (Vortrieb des ganzen Profils in drei Schichten zu 8 Stdn.)                   | 1,40 m            | 2,50 m |
| in der übrigen Stollenstrecke (Sohlenstollen etwa 5 m <sup>2</sup> in zwei Schichten zu 10 Stdn.) | 1,75 m            | 5,00 m |

Zur Verwendung kamen 100 prozentige Sprenggelatine, Spezialsprengelatine und die Sicherheitsprengstoffe: Telsit, Gamsit, Cheddit-Gelatine.

**Mauerung.** Das ovale Profil der obersten 5 km (Abbildung 33) wurde in der Reihenfolge Widerlager, Gewölbe, Sohle, das kreisrunde Profil (Abbildungen 35 und 36) dagegen, mit Ausnahme der Strecke Km. 2,245 bis 2,348, in der man die Sohle zuletzt ausführte, von der Sohle aus betoniert, und zwar grundsätzlich in einem Zug, um die Bildung von Arbeitsfugen zu vermeiden; es gelang nach einiger Übung, den Arbeitsunterbruch (Aufstellen der

eisernen Lehrbögen unmittelbar nach dem Betonieren der Sohle) auf etwa eine halbe Stunde herabzubringen. Widerlager und Gewölbe konnten in der Regel ganz ohne Unterbruch betoniert werden; wo, wie in Strecken mit Einbau oder aus andern Gründen, ein Unterbruch im Betonieren von länger als einer Stunde eintreten musste, wurde die Verminderung der Beton-Zugfestigkeit in den entstandenen Arbeitsfugen durch entsprechenden Eisenquerschnitt ersetzt. Der für die Betonierung verwendete Schotter und Sand wurde in guter Eigenschaft durchwegs aus den besten Teilen des Stollenausbruchs gebrochen; eine systematische künstliche Körnung dieser Materialien konnte der Bauverhältnisse halber nicht vorgenommen werden. Schotter und Sand, wie der durchwegs verwendete Portland-Zement wurden durch zahlreiche amtliche Normenproben geprüft, sämtliche Anmach-Wässer wiederholt chemisch untersucht, ebenso das im Stollen angefahrne Bergwasser von 22 Stellen.

Das Mischungsverhältnis betrug in den obersten 7 km Stollen 250 kg, in den untersten 500 m, im Wasserschloss, sowie für Typ VII 300 kg Portland-Zement pro m<sup>3</sup> Schotter (nicht Kies-Sandgemenge). Der Sandzusatz betrug das Hohl-volumen des Schotters vermehrt um 10 bis 15% des Schotter-Raumvolumens. Die Mischung des Beton erfolgte maschinell; vor jedem Seitenstollen war eine Brech-, sowie eine Beton-Mischanlage aufgestellt. Vor dem Einbringen des Beton wurde, wo die Beschaffenheit des Gebirges dies gestattete, die Ausbruchwand von losen Gesteinstrümmern gesäubert und mit Druckwasser und Druckluft reingefegt. Für die Widerlager und die Sohle wurde leicht plastischer, für das Gewölbe weniger plastischer Beton verwendet und im ganzen Profil meist mit Druckluftstampfern in üblicher Weise eingestampft. Versuche mit Gussbeton zeigten kein befriedigendes Ergebnis. Aussergewöhnliche Schwierigkeiten bereitete das Einbringen des Beton in die engmaschige Eisenarmierung nach Typ VII; die Arbeit gestaltete sich äusserst mühselig und damit kostspielig, ohne qualitativ völlig zu befriedigen.

Die Ausführung der mit Rundeisen bewehrten, 75 mm starken **Mörtelauskleidung** (auf 2009 m Stollen-Länge) geschah in folgender Weise: Einbauen der in Längen von 4,10 und 4,40 m vor dem Seitenstollen abgebogenen 20 mm Haupteisen in fortlaufender Spirale, mit Stossüberbindung von 35 cm ohne Haken, in Verbindung mit den Längseisen, die ihrerseits an in den Beton eingelassenen Haken befestigt waren (Abbildung 37). Einbringen des Mörtels, auf eine Strecke von etwa 80 m versuchsweise von Hand am ganzen Profillumfang, durch Anwerfen mit der Kelle in mehreren Schichten. Grösstenteils (mit Ausnahme der

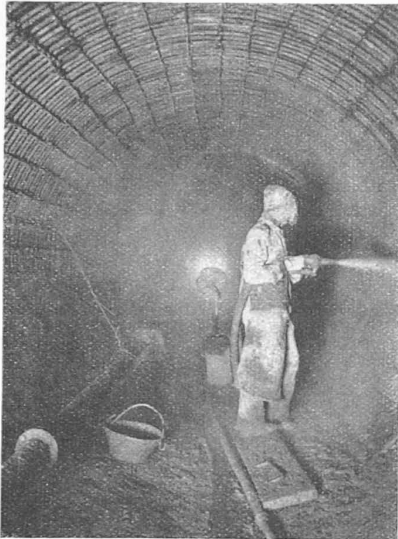


Abb. 39. Gunitierung der einfachen Armierung.  
(Vergl. Abb. 31 rechts, Abb. 37 und 38.)

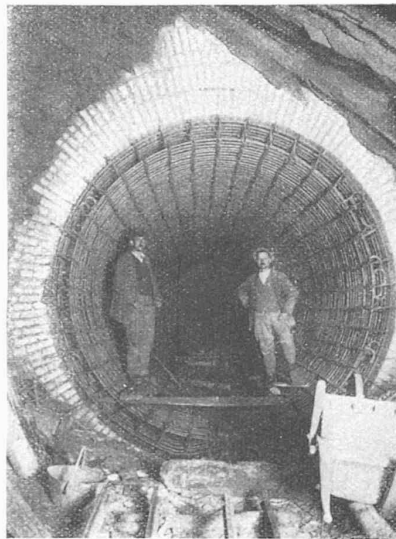


Abb. 40. Doppelarmierung mit Kunststeinring,  
Versuchstyp VII. (19. VII. 1921.)

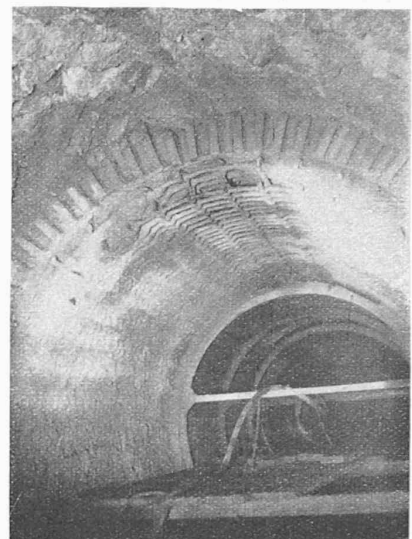


Abb. 41. Torkretierung eines Versuchsringes  
mit Doppelarmierung, Typ VII. (29. III. 1921.)

untersten 500 m Stollen) wurde auch die Sohlenpartie mit 1,80 m bis 3,80 m Abwicklung von Hand eingebracht. Im übrigen Profilteil (in den untersten 500 m Stollen auf ganzen Profilmfang), wurde der Mörtel mit der amerikanischen Zementkanone angeschleudert (gleichzeitig im Betrieb waren vier Kanonen oder Guns), und zwar, auf dreiviertel der Länge, in mehreren Schichten von insgesamt 55 mm Stärke, während der innerste, 20 mm starke, abgeglättete wasserdichte Verputz in üblicher Weise von Hand aufgebracht wurde. In den untersten 500 m wurde indessen auch der innere Verputz mit der Zementkanone aufgetragen.

Da der mit der Zementkanone aufgebrachte Mörtel, der „Gunit“, eine grössere Dichte und Festigkeit besitzt, als der von Hand angeworfene, konnte die Zementdosierung von 600 kg Portland-Zement auf 400 kg pro 1000 l Sand vermindert werden. Die mit der Zementkanone erzielten Leistungen an fertiger Gunit-Röhre (Bewehrung + Gunit + wasserdichter Verputz) betragen: pro Arbeitsstelle (eine Zementkanone) im Mittel 10 bis 11 m, im Maximum 13 m, oder 88 bis 97 m<sup>2</sup> bzw. 115 m<sup>2</sup>, je in zwei Arbeitsschichten zu zehn Stunden. Es mag hier erwähnt sein, dass die Zementkanone, und zwar die vorübergehend im Gebrauch gewesene deutsche Form, der „Tector“, im Stollen in Amsteg zum ersten Mal in der Schweiz verwendet wurde.

*Zementmilch- oder Zementmörtel-Einspritzungen* zur Ausfüllung allfälliger Hohlräume zwischen Auskleidung und Gebirge wurden in der im Bauvertrag von Anfang an vorgesehenen Weise unter einem Luftdruck von bis zu 6 at ausgeführt, und zwar so lange und so häufig, bis der Erfolg gesichert erschien, was festgestellt wurde durch Kontrollausbrüche oder durch Abklopfen mit besonderen Instrumenten, die das geübte Ohr auch kleine Hohlräume durch den Beton der Auskleidung hindurch erkennen liessen. Im übrigen gibt der bereits erwähnte Bericht über die Druckstollenversuche (in Band 83) noch weitere Einzelheiten über diese Zement-Hinterpressungen, sowie auch Auskunft über die Ergebnisse der Probe-Abpressungen des fertigen Stollens, sodass auch in dieser Hinsicht darauf verwiesen werden kann.

Um die Ausführung der Stollenmauerung, vor allem der Sohle zu erleichtern, ist fast auf die ganze Stollenlänge eine sogenannte Drainageleitung aus 20 cm weiten Zementrohren unter oder in die Sohle einbetoniert worden, teils in der Stollenaxe, teils am bergseitigen Widerlager gelegen, in die die Bergwässer sorgfältig eingeleitet wurden. Diese Zementrohrleitung, die durch jeden Seitenstollen ins Freie führt, hat man nach Fertigstellung des Stollens provisorisch verschlossen, sodass sie jederzeit wieder geöffnet werden kann.

(Forts. folgt.)

### Zum „Messehaus“-Wettbewerb in Hamburg.

Die ganz ungewöhnliche Grösse, in der hier ein modernes Bureauhaus zu planen und einer Stadt einzugliedern war, rechtfertigt eine kurze Betrachtung der beiden erstprämiierten Entwürfe dieses Wettbewerbs auch in unserem Blatt, wobei wir die wichtigsten Daten der deutschen Fachliteratur entnehmen.

*Programm.* Das neue Gebäude soll die gegenwärtig in der Stadt zerstreuten Musterlager der verschiedenen Branchen unter Wahrung ihrer Selbständigkeit in sich aufnehmen. Laut Programm war die Anordnung so zu treffen, dass die in sich abschliessbaren Ausstellungsräume einzeln mit Kontorräumen in Verbindung stehen sollten; ein dauernd vorhandenes Personal von Exportagenten soll dem Aussteller die Anstellung eigener Verkäufer ersparen. Es war eine vermietbare Gesamt-Nutzfläche von etwa 175 000 m<sup>2</sup> vorzusehen, wovon nach frühern Messe-Erfahrungen 100 000 m<sup>2</sup> auf Ausstellungsräume und 75 000 m<sup>2</sup> auf Bureau Räume entfallen. Der Baugrund von 18 000 m<sup>2</sup> wurde von der Regierung zur Verfügung gestellt. Das Gebäude wird 20 000 Bewohner aufnehmen, und muss für weitere 20 000 Besucher Platz bieten; es ist also etwa doppelt so gross als das Metropolitan-Building in New York. Die Grösse des Hauses wird einigermaßen anschaulich, wenn man hört, dass zur Beleuchtung rund 60 000 Glühlampen, zur Heizung stündlich an 30 Mill. kcal nötig sind, dass das Wasser- und Elektrizitätsnetz dem einer modernen Mittelstadt entspricht, und dass sechs Aufzüge für Fahrzeuge, 14 Lastenaufzüge, 16 Paternosterwerke und 22 Personenaufzüge vorgesehen sind.

*Situation.* Unmittelbar bevor die Züge der Reichsbahn in leichtem Bogen dem östlichen Rand der Hamburger Altstadt entlang in den Hauptbahnhof einfahren, laufen sie dem Steintorwall parallel, an dem der Neubau mit 360 m Frontlänge errichtet werden soll (Abbildung 1). Die Bahn liegt im Einschnitt und wird von den Hauptquerstrassen überbrückt; eine von diesen, die vom Rathaus herkommende Steinstrasse, durchschneidet senkrecht das Baugelände. Vor der konvexen Ostfassade liegt also zunächst ein breiter Strassenzug, dann der noch viel breitere Bahneinschnitt; nach dieser Seite ist demnach keine Rücksicht auf gegenüberliegende Bauten zu nehmen und dementsprechend war die Höhenentwicklung des Neubaus hier einzig durch den für die Rückseite massgebenden Lichteinfallwinkel begrenzt, was eine theoretische Höhe von 140 m ergibt. Das Gelände fällt nach Süden (links auf den Grundrissen) etwa 10 m ab, die Länge der Schmalseite beträgt hier gegen 90 m. Die andere Schmalseite von 50 m grenzt an die Mönckebergstrasse, Hamburgs Hauptverkehrsader; sie liegt dem Hauptbahnhof schräg gegenüber und hat eine festgelegte Gesimshöhe von 24 m. Die Stadtfront ist konkav (Abbildung 10), mit der aus den Grundrissen ersichtlichen Abtreppung in der Flucht der Steinstrasse; hier war auf die Häuser der Gegenseite Rücksicht zu nehmen und die Gesimshöhe auf 30 m beschränkt. Baupolizeilich möglich war also eine riesenhafte, 350 m lange und 140 m hohe Wand gegen die Bahn, hinter der die Bau-