

Die Gmündertobel-Brücke bei Teufen im Kanton Appenzell

Autor(en): **Mörsch, E.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **53/54 (1909)**

Heft 7

PDF erstellt am: **17.05.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-28096>

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.

INHALT: Die Gmündertobel-Brücke bei Teufen (Appenzell). — Das Problem des Baues langer, tiefliegender Alpentunnels und die Erfahrungen beim Baue des Simplontunnels. — Basler Familienhäuser. — Wasserkraftanlagen der Vereinigten Kander- und Hagnekwerke A.-G. in Bern. — Miscellanea: Entwicklung Nürnbergs. Eröffnung der Tauernbahn. Amerikan. Kirchenbau. Die XII. Hauptversammlung des deutschen Beton-Vereins. Die XXXII. Generalversammlung des Vereins deutscher Portland-Zement-Fabri-

kanten. Institut für Radiumforschung in Heidelberg. Grosse Maschinenhalle auf dem Champ de Mars in Paris. Hochschulvorträge über Luftschiffahrt. Hamburger Elbetunnel. Verband deutscher Elektrotechniker. Reparaturen am Dresdener Opernhaus. Intern. Ausstellung für angewandte Elektrizität in Brescia 1909. — Literatur. — Vereinsnachrichten: Bernischer Ing.- & Arch.-Verein. Zürcher Ing.- & Arch.-Verein. G. e. P.: Stellenvermittlung.

Tafel VI: Die Gmündertobel-Brücke bei Teufen im Kanton Appenzell.

Bd. 53.

Nachdruck von Text oder Abbildungen ist nur unter der Bedingung genauester Quellenangabe gestattet.

Nr. 7.

Die Gmündertobel-Brücke bei Teufen im Kanton Appenzell.

Von Prof. E. Mörsch, Ingenieur.
(Mit Tafel VI)

Die Strasse zwischen Stein und Teufen im Kanton Appenzell A. Rh. überbrückte bisher die Sitter mittelst einer eisernen, kontinuierlichen Gitterbrücke, die, schon 1856 erbaut, ziemlich viele Konstruktionsmängel zeigte und deren Zustand seit 1900 von verschiedenen Sachverständigen untersucht wurde. Als hauptsächlichste Mängel sind zu erwähnen: ungenügende Quersteifigkeit, da der Windverband zu schwach und teilweise nicht vorhanden ist, exzentrische Belastung der gusseisernen Turmpfeiler, und besonders weit vorgeschrittene Zerstörung des Mauerwerkes der Widerlager und Pfeilersockel. Da ausserdem der Holzbelag der Fahrbahn fortwährende Unterhaltungskosten verursachte, wurde

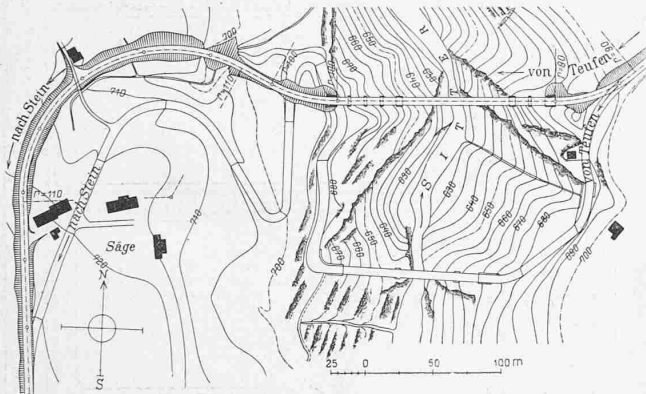


Abb. 1. Lageplan mit der alten und der neuen Brücke. — 1:5000.

von einer Verstärkung der bestehenden Konstruktion abgesehen und dafür der Bau einer neuen Brücke ins Auge gefasst.

Bei den hierüber angestellten generellen Untersuchungen zeigte sich etwa 100 m flussabwärts eine günstigere Stelle für die neue Brücke (vergl. Abb. 1). Das Tobel ist dort enger als bei der alten Brücke, sodass die Fahrbahn um 15 m höher angenommen werden konnte. Ausser der dadurch gewonnenen Steigung ergab sich auf diese Weise auch eine bedeutende Abkürzung des Weges.

Nachdem der Verfasser gelegentlich seines Gutachtens über den Zustand der alten Brücke ein generelles Projekt über eine Eisenbetonbrücke vorgelegt hatte, wurde ihm von der Landes-Bau- und Strassenkommission der Auftrag zur Ausarbeitung eines detaillierten Projekts für eine Brücke aus armiertem Beton erteilt. Gleichzeitig zog man auch Angebote für eine eiserne Brücke ein, wobei es sich zeigte, dass die Kosten der Betonbrücke kaum höher waren, als diejenigen einer eisernen. Aus diesem Grunde beschloss man die Ausführung der Brücke in Eisenbeton und der Verfasser wurde mit der Oberleitung des Baues betraut. Gleichzeitig war auch die Materialfrage insofern gelöst worden, als von Herrn Kantonsingenieur A. Sutter, dem die unmittelbare Bauleitung übertragen wurde, im Bett der Sitter, oberhalb der Einmündung des Rotbaches, ausreichende Lager von brauchbarem Kies und Sand und insbesondere von Geröllen aus hartem und zähem Alpenkalk ermittelt worden waren.

Die neue Brücke überspannt die Sitter mit einem grossen Bogen von 79,0 m Lichtweite und 26,50 m Pfeilhöhe, an welchen sich gegen Teufen hin zwei, gegen Stein hin vier gewölbte Seitenöffnungen von je 10,25 m Lichtweite anschliessen (Abb. 2 und Tafel VI). Das Visier der Fahrbahn ist über den zwei Seitenöffnungen links und rechts vom grossen Bogen horizontal und steigt gegen dessen Scheitel hin mit $\frac{1}{2}\%$ an, damit ein schöneres Aussehen erzielt wird und der Abfluss des Regenwassers sich leichter vollzieht. Ueber den zwei letzten Seitenöffnungen gegen Stein hin geht das Visier der Fahrbahn in die Steigung von 6,5 % der anschliessenden Strassenkorrektur über. Die Breite der Brückenfahrbahn beträgt 6,90 m zwischen den Brüstungen, hievon sind für die Strasse 5,70 m nutzbar, während je 0,60 m auf die beiderseits vorgesehenen Gehwege kommen.

Der grosse Bogen ist als eingespanntes Gewölbe ohne Gelenke ausgeführt. Seine Stärke wächst im Scheitel von 1,20 m gegen die Kämpfer hin auf 2,13 m an. Mit Rücksicht auf eine grössere Seitenstabilität nimmt auch die Gewölbebreite vom Scheitel nach den Kämpfern hin von 6,50 m auf 7,50 m zu. Es ist dabei angenommen, dass die Stirnbögen der unteren Leubung in zwei geneigten Ebenen vom Anlauf 1:54,66 liegen. Die Berechnung ist nach der von mir in der Schweiz. Bauzeitung 1906 (Bd. XLVII, Seite 83) veröffentlichten Methode durchgeführt und zwar für eine Belastung durch eine 20 t schwere Dampfwalze

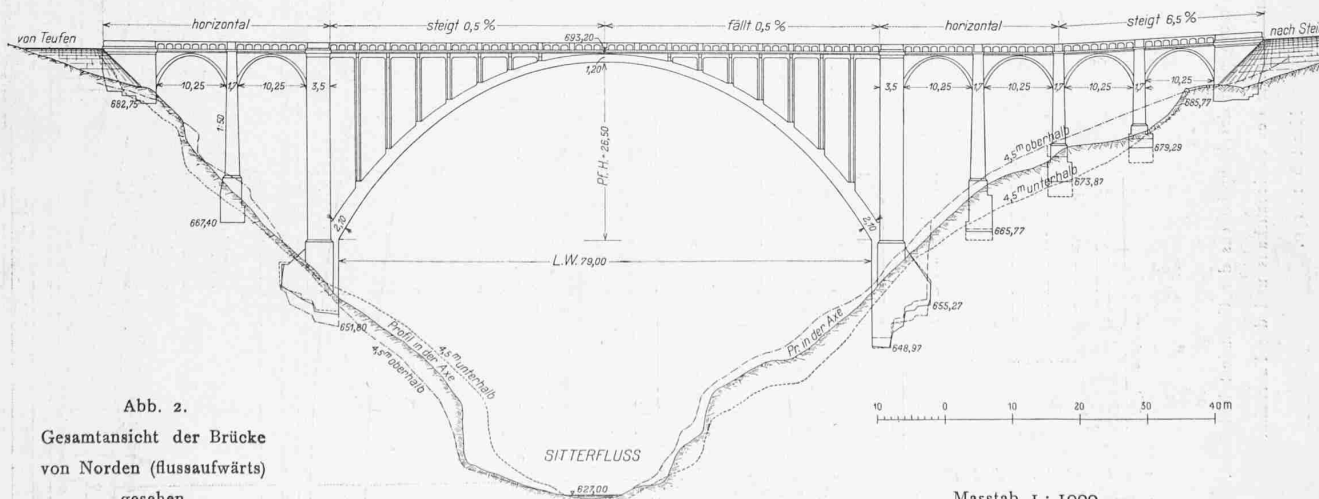
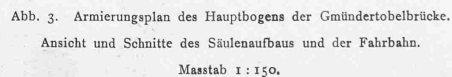
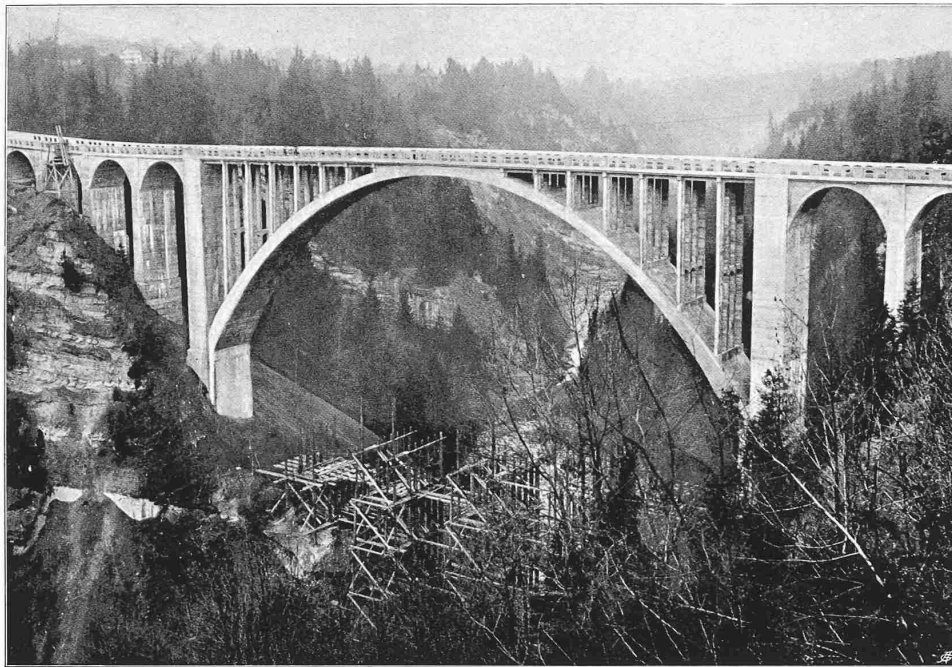


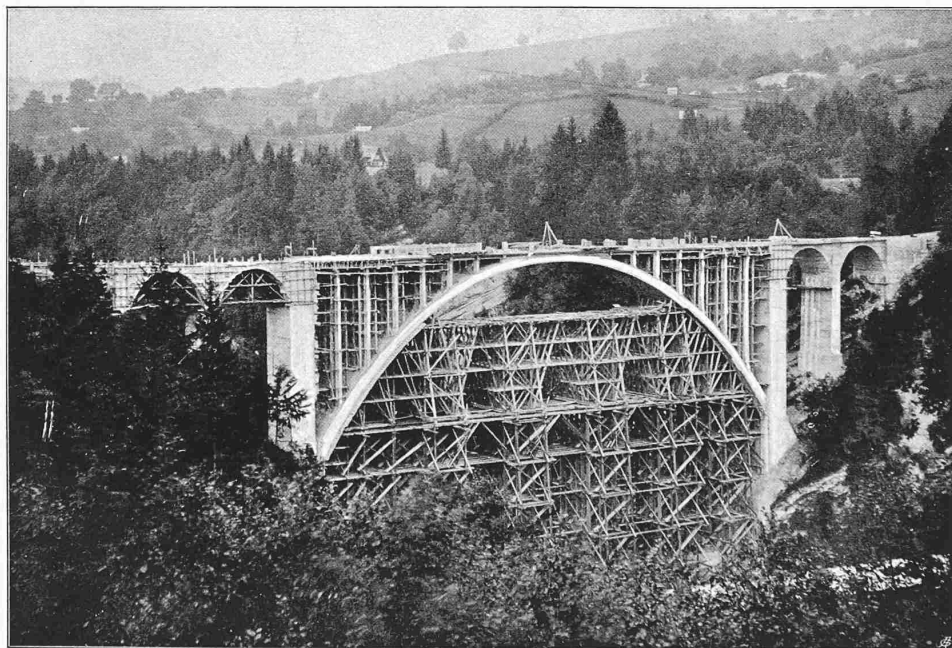
Abb. 2.
Gesamtansicht der Brücke
von Norden (flussaufwärts)
gesehen.

Masstab 1:1000.





Gesamtansicht vom rechten Ufer aus. Blick nordwestlich.



Gesamtansicht vom linken Ufer aus. Blick nordöstlich.

Die Gmündertobelbrücke bei Teufen
im Kanton Appenzell.

Seite / page

82(3)

leer / vide /
blank

in Verbindung mit 450 kg/m^2 Menschengedränge. Die theoretische Spannweite ist $l = 79,64$, die Pfeilhöhe $f = 25,50$, somit $\frac{f}{l} = \frac{1}{3,12}$. Eine Temperaturänderung von $\pm 20^\circ \text{ C.}$ gegenüber der Herstellungstemperatur wurde in der Berechnung der Spannungen berücksichtigt. Die Mittellinie des Bogens entspricht der Stützlinienform für die ständige Last; die tatsächliche Stützlinie für Eigengewicht weicht aber von dieser Mittellinie infolge Verkürzung des Bogens durch die

Die Herstellung des Gewölbes geschah in einzelnen Lamellen, deren Einteilung und Reihenfolge aus Abbildung 4 ersichtlich sind und so getroffen wurden, dass die zuerst betonierten Abteilungen 1 bis 8 in der Hauptsache je über ein ganzes Kranzholz sich erstreckten, während die nur $0,8$ bis $1,5 \text{ m}$ breiten Schlussabteilungen 9 bis 17 jeweils über den Stössen der Kranzhölzer lagen. Der Zweck dieser stückweisen Herstellung eines Betongewölbes ist bekanntlich der, dass längere zusammenhängende Gewölbestücke erst

Die Gmündertobelbrücke bei Teufen im Kanton Appenzell.

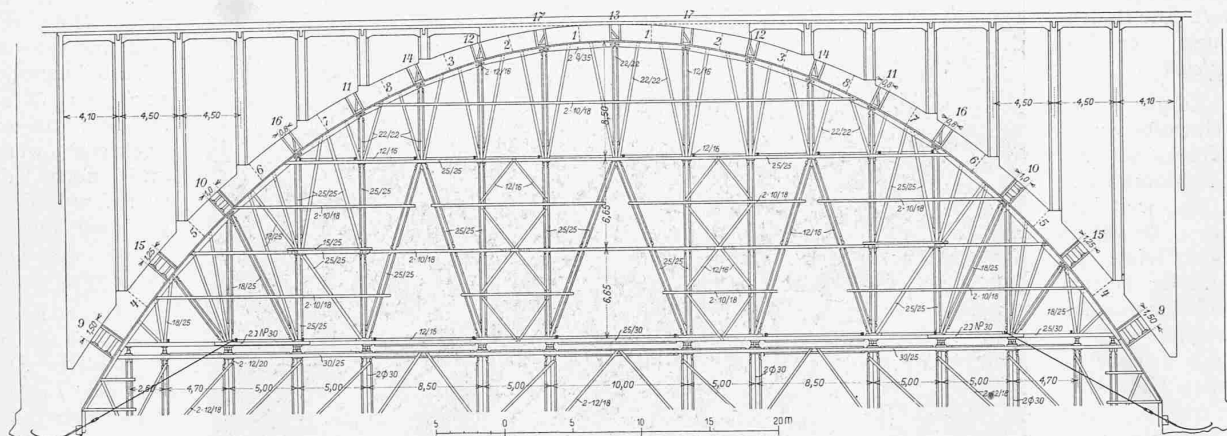


Abb. 4. Ansicht des Hauptbogens auf dem obern Teil des Lehrgerüsts mit der Lamelleneinteilung für die Betonierung. — Masstab 1 : 500.

Normalkräfte ab. Eine Uebersicht über die auftretenden Randspannungen gibt die folgende Tabelle:

Schnitt (in Abb. 3)	Eigenlast kg/cm^2	Verkehr kg/cm^2	Temperatur kg/cm^2	Grenzwerte kg/cm^2			
Scheitel							
$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_o \\ \sigma_u \end{array} \right.$	17,6 13,9	7,9 4,8	—3,6 —6,4	5,8 6,2	—5,8 —6,2	31,3 24,9	8,2 1,3
4							
$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_o \\ \sigma_u \end{array} \right.$	16,9 14,2	9,1 8,1	—6,7 —7,8	4,0 4,6	—4,0 —4,6	30,0 26,9	6,2 1,8
10							
$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_o \\ \sigma_u \end{array} \right.$	14,5 15,4	4,9 7,2	—5,3 —4,3	1,4 1,2	—1,4 —1,2	20,8 23,8	7,8 9,9
14							
$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_o \\ \sigma_u \end{array} \right.$	13,5 16,4	3,9 4,6	—3,3 —2,9	4,8 4,6	—4,8 —4,6	22,2 25,6	5,4 8,9
Kämpfer							
$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_o \\ \sigma_u \end{array} \right.$	12,7 16,5	9,9 7,2	—6,1 —8,9	6,2 6,0	—6,2 —6,0	28,8 29,7	0,4 1,6

Theoretisch wäre also eine Armierung des Gewölbes nicht notwendig gewesen, sie wurde aber gleichwohl durchgeführt, um dem wichtigsten Teil der Brücke eine weitgehende Sicherheit zu geben, denn es war nicht ausgeschlossen, dass durch geringes Nachgeben der Fundamente, ungenaue Ausführung der theoretisch ermittelten Form und namentlich infolge Schwindens des Betons Zugspannungen auftreten würden. Die Armierungen, bestehend aus 28 mm starken Rundeisen, wurden dann in grösserer Zahl dort eingelegt, wo die kleinsten Druckspannungen ermittelt wurden, sodass

im Scheitel oben $10 \phi 28 \text{ mm}$ unten $18 \phi 28 \text{ mm}$
 „ Bogenviertel „ $14 \phi 28$ „ „ $14 \phi 28$ „
 „ Kämpfer „ $18 \phi 28$ „ „ $10 \phi 28$ „
 vorhanden sind (vergl. Abb. 3). An den sorgfältig versetzten Stössen greifen die Längseisen $1,50 \text{ m}$ übereinander. Am Kämpfer sind noch weitere $14 \phi 22 \text{ mm}$ zur Verbindung des Bogens mit den Widerlagern angeordnet. In Abständen von 50 cm verbinden schleifenförmige 8 mm starke Bügel die obere und die untere Längseisen, in den gleichen Entfernungen folgen die obere und untere Verteilungsstäbe von 10 mm Durchmesser. Dort, wo die konzentrierten Lasten des Aufbaues durch die Säulenreihen übertragen werden, sind zur bessern Querverteilung oben 4 und unten $5 \phi 18 \text{ mm}$ im Gewölbe eingelegt worden.

spät, d. h. erst dann erhalten werden, wenn die Formänderung des Lehrgerüsts unter der aufgetragenen Last sich in der Hauptsache vollzogen hat. Daraus folgt, dass die Schlussabteilungen schmal zu halten und in solcher Reihenfolge auszubetonieren sind, dass grössere zusammenhängende Stücke möglichst lange vermieden werden. Auch die Verteilung der Lasten auf die Joche des Unterbaues ist dabei in Betracht zu ziehen. Der beabsichtigte Zweck ist hier, dank der sachgemässen Einteilung der Abteilungen und der sorgfältigen Ausführung des Lehrgerüsts in voll-

kommener Weise erreicht worden, indem nirgends Risse im Gewölberücken entdeckt werden konnten. Bei dieser Gelegenheit bemerke ich, dass Risse im Gewölberücken unfehlbar eintreten, wenn vom Kämpfer nach dem Scheitel hin ohne Unterbrechung betoniert wird, und wenn Abteilungen zwar angeordnet, aber dann in unrichtiger Reihenfolge geschlossen werden.

Für die oberen Lamellen 1 bis 7, die noch kein Bestreben hatten, auf der Schalung des Lehrgerüsts abzugleiten, genügte eine gewöhnliche Einschalung der Wölbeflächen, dagegen mussten die unteren Abteilungen 4 bis 6 gegen das

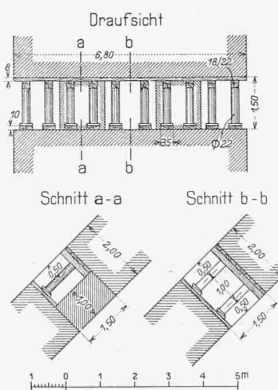


Abb. 5. Abspriessung und stufenweise Betonierung der Schlussabteilung 9. — Masstab 1 : 200.

Widerlager abgespriessert werden. Da es unmöglich gewesen wäre, bei Herstellung der Schlussabteilungen 9, 10 und 15 diese Abspriessungen ganz zu entfernen, wurden, wie aus Abbildung 5 ersichtlich ist, in diesen Schlussabteilungen gleichzeitig mit dem Betonieren der unterhalb liegenden Abteilung je zwei Betonspriessen von der halben Bogenstärke und $\frac{1}{6}$ der Bogenbreite hergestellt, die in Verbindung mit Holzspriessen die nächste Lamelle stützten. Nach etwa vier Wochen waren dann die Betonstreifen soweit erhärtet, dass die Holzabspriessung daneben herausgenommen und die betreffende Schlussabteilung betoniert werden konnte.

Nach Fertigstellung des Aufbaues über dem Gewölbe ist der Gewölberücken mit einem wasserdichten Glattstrich versehen worden.

Die Widerlager des grossen Bogens sind ebenso wie diejenigen der übrigen Pfeiler in festen Felsen, bestehend aus Sandstein- und Mergelschichten, eingesprengt und zwar beträgt beim linksseitigen Hauptwiderlager die Tiefe unter der Bodenoberfläche 4,5 bis 7 m, beim rechtsseitigen 2,5 bis 5 m. Die Grundfläche der Fundamente ist durch Sickerleitungen entwässert. Die Bodenpressung erreicht $6,5 \text{ kg/cm}^2$.

Der Aufbau über dem Gewölbe wurde mit Rücksicht auf die Ausführbarkeit eines so weit gespannten Gewölbes möglichst leicht gehalten. Er besteht aus Eisenbetonsäulen, welche die ebenfalls aus Eisenbeton gebildete Fahrbahntafel tragen. Den vier Säulen in jeder Reihe entsprechen oben vier Längsträger der Fahrbahn. Die Säulen besitzen eine Längsarmierung von acht Rundenisen von 28 mm Stärke, die in Abständen von 30 cm jedesmal durch sechs schleifenförmige Bügel von 8 mm Stärke verbunden sind (vergl. Abb. 3). Mit Rücksicht auf den Anlauf der Stirnflächen des Gewölbes sind die äusseren Säulen mit L-förmigem Querschnitt ausgeführt worden, in der Weise, dass der nach aussen gerichtete Steg des L-Querschnitts den Anlauf von 1:54,66 der Stirnflächen des Gewölbes aufweist. Auf diese Weise erscheinen die Säulen etwas breiter (0,80 m) und durch den äusseren Anlauf wird ein befriedigendes und stabiles Aussehen erreicht. Die inneren Säulen haben einen Querschnitt von $50 \times 50 \text{ cm}$ und sind nur mit $11,5 \text{ kg/cm}^2$ beansprucht. Ohne Berücksichtigung des Eisenquerschnittes ergibt sich bei der längsten, 18,25 m hohen Säule nach der Eulerschen Knickformel noch eine 13,5-fache Sicherheit gegen Knicken, wenn beide Enden frei drehbar angenommen werden. Nach der von Prof. Ritter angegebenen Knickformel ist noch eine 10,4-fache Knicksicherheit vorhanden, wenn man von einer Druckfestigkeit des Betons von 250 kg/cm^2 ausgeht. Die vier äussersten Säulenreihen erhielten je noch eine Querverbindung.

Von der Fahrbahn erhalten die Säulen nur vertikale Lasten, denn die horizontalen Windkräfte, die auf die Fahrbahn und deren Brüstungen wirken, werden von der Fahrbahnplatte auf den Bogenscheitel und die starken Pfeiler über den Widerlagern übertragen. Die Fahrbahnplatte ist hierzu eigens durch je zwei Rundenisen von 24 mm Stärke an den Rändern armiert. Im Gewölbe selbst ergibt der Winddruck nur ganz geringe Zusatzspannungen.

Am Anschluss an die grossen Pfeiler ist die Auflagerung der Fahrbahn eine elastisch bewegliche, indem dort an der Seitenfläche der Pfeiler eine 12 m hohe und nur 25 cm dicke Eisenbetonwand eingebaut ist, die unten fest mit dem Pfeilerbeton, oben fest mit der Fahrbahntafel verbunden ist und die infolge ihrer Elastizität soviel federn kann, als es die Längenänderung der 81,3 m langen Fahrbahn verlangt, wenn sich ihre Temperatur ändert. Unter der An-

nahme einer vertikal bleibenden Einspannungstangente am oberen Ende kann sich die Wand ohne Ueberbeanspruchung des Materials um 2 cm nach beiden Seiten ausbiegen, während höchstens 1 cm nötig werden wird. Die Endträger der Fahrbahn sind mit Rücksicht auf die infolge der festen Verbindung mit der federnden Wand sich ergebenden Zusatzmomente stärker armiert worden. Die Knicksicherheit der Wand ist trotz der grossen Höhe noch eine 24-fache.

Die Eiseneinlagen bestehen aus je zehn Rundenisen von $12 \text{ mm } \Phi$ für einen Meter Höhe aussen und innen, die durch Verteilungsstäbe von $7 \text{ mm } \Phi$ in Abständen von 20 cm gekreuzt werden und noch durch schleifenförmige Bügel quer durch die Wand miteinander verbunden sind.

Die federnde Wand muss noch die seitliche Stabilität der Fahrbahntafel sichern, hat also die Windkräfte von dieser auf die starken Pfeileraufbauten über den Widerlagern zu übertragen. Deshalb sind die Eisen, welche die Windgurtung der Fahrbahntafel bil-

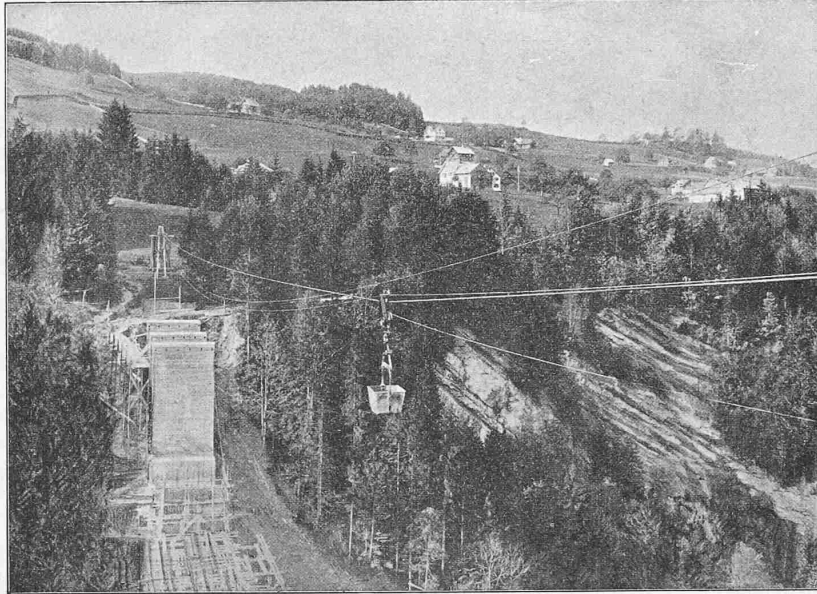


Abb. 6. Betonbeförderung in der Brückenachse.

den, tief in die federnde Wand verankert und letztere selbst erhielt an den vertikalen Rändern noch je zwei Rundenisen von $16 \text{ mm } \Phi$, die im Pfeilerbeton verankert wurden. Der hohle Zwischenraum erhielt die reichliche Tiefe von 12 cm mit Rücksicht auf bequemes Einschalen. Um etwa eindringendes Wasser abzuleiten, wurde unten ein kleines Entwässerungsrohr eingesetzt. Oben ist der Hohlraum auf wenige Centimeter beschränkt und durch aufeinandergleitende Bleche abgedeckt, über welche die Asphaltdeckung hinweggeführt ist.

Eine solche federnde Auflagerung von Fahrbahnträgern ist natürlich nur möglich, wenn man über eine grosse Höhe verfügen kann; sie ist aber dann jeder andern beweglichen Auflagerung vorzuziehen, da die Konstruktion einheitlich wird und verhältnismässig geringe Bewegungswiderstände entstehen.

(Forts. folgt.)

Das Problem des Baues langer, tiefliegender Alpentunnels und die Erfahrungen beim Baue des Simplontunnels.¹⁾

von Karl Brandau.

IV. Die Bedeutung von Druckpartien in grossen Tiefen anhand der Erfahrungen.

Wie im Tunnelbau üblich, soll jede Strecke, die durch schwellendes Gestein, Geröll oder stark dekompositierte, vielleicht plastisch gewordene Teile des Gebirges, oder durch breite Spalten mit Gesteinstrümmern und breiigem Erdmaterial führt, Druckpartie genannt werden. Aus der

¹⁾Hinsichtlich des auf Seite 18 dieses Bandes enthaltenen Hinweises auf die Schrift: «Untersuchungen über die Standfestigkeit der Gesteine im Simplontunnel» — Gutachten von Prof. C. Schmidt in Basel. (Experten-gutachten an die Generaldirektion des S. B. B.). Bern 1907, bemerken wir, dass diese Schrift nicht im Buchhandel und nicht allgemein zugänglich ist. Es ist uns bekannt geworden, dass vielfach Interessenten sich dieselbe nicht haben verschaffen können. Wir möchten nun darauf aufmerksam machen, dass die Ausführungen von Prof. C. Schmidt in dem genannten

Mannigfaltigkeit der Veranlassungen, welche einer Strecke den Charakter einer Druckpartie geben, geht schon hervor, wie verschiedenartig die Erscheinungen und die Bedingungen für einen Tunnelbau sind. Von einer Besprechung derselben aus einem gemeinsamen Gesichtspunkt kann nicht die Rede sein. Somit beschränkt sich diese Abhandlung darauf, an charakteristischen, aus der Baugeschichte der Tunnel bekannten Druckpartien, deren Bedeutung für den Tunnelbau zu ermessen und Konstruktionen zu schildern, mit denen ihre Bewältigung gelungen ist.

a) *Druckpartie des Giovi-Tunnels* (siehe Appendice all'Arte di Fabbricare Vol. III. Giovanni Curioni, ing., Torino 1890, Verlag Augusto Negro). Der Giovitunnel der Eisenbahn Turin-Genua erlitt mehrere Jahre nach seiner Vollendung einen 16 m langen Einbruch, 77 m vom Portal entfernt, unter einer Ueberlagerungshöhe von 20 m. Das Material der Ueberlagerung, Ton und tonige Schiefer, war vom Wasser fast zu vollständiger Plastizität erweicht.

Die Stärke der Mauerverkleidung aus erstklassigen Ziegelsteinen in Zementmörtel hatte 0,90 m betragen und im Sohlengewölbe 0,65 m. Der Einbruch war die Folge von einseitigem Druck der plastischen Gesteinsmasse, während auf der andern Seite gewachsenes Gestein ansteht.

Für die Berechnung der Dimensionen des Rekonstruktionsgewölbes machte man folgende Annahmen: Reibung und Kohäsion des Gesteins gleich Null; sein spez. Gewicht = 2,1. Zulässige Beanspruchung des Mauerwerks aus besten Ziegelsteinen in Zementmörtel 40 kg/cm². Das mit 1,20 m Gewölbestärke auf 30 m Länge rekonstruierte Tunnelgewölbe hat sich als dauernd standfest erwiesen.

b) *Druckpartie des Tunnels Colle di Tenda* (siehe *Traversata di una faglia, Galleria del Colle di Tenda*, Raffaello Girard, ing., Roma 1897, Tipogr. del Genio Civile, Roma). Bei 1265 m Entfernung vom Südportal traf man auf eine Spalte von 22,50 m Länge und 136 m Tiefe unter Tag, angefüllt von einer tonigen, erweichenden, stellenweise flüssigen Masse, untermischt mit Gesteinsbrocken. Für die statische Berechnung des zweigleisigen Tunnel-Mauerwerks wurde die Kohäsion der Spaltenausfüllung gleich Null, ihr Reibungswinkel mit 30° angenommen bei 1,6 spez.

Gutachten — insoweit dieselben nicht ganz speziell sich beziehen auf bestimmte Detail-Fragen über den Bau des Simplontunnels — in z. T. ergänzter Form abgedruckt worden sind in folgender Publikation von Prof. C. Schmidt: *Die Geologie des Simplongebirges und des Simplontunnels* — Rektoratsprogramm der Universität Basel für die Jahre 1906 und 1907. Basel 1908. (Die Gesteinsfolge im Simplontunnel Seite 35 bis 55 und Untersuchungen über die Standfestigkeit der Gesteine im Simplontunnel Seite 55 bis 93). — Diese umfangreiche Publikation (107 Seiten und 11 Tafeln) ist herausgegeben worden von der Universitäts-Bibliothek Basel und durch jede Buchhandlung (Preis 10 Fr.) zu beziehen. Alle von Herrn Brandau im vorliegenden Aufsatz aus dem «Gutachten» zitierten Stellen sind auch in dieser Arbeit enthalten.

Gewicht. Es resultierte für Mauerwerk aus besten Ziegelsteinen in hydraul. Kalkmörtel, bei Bewertung der zulässigen Belastung auf den cm² im Gewölbescheitel von 100 kg und im Widerlager von 134 kg: die Gewölbestärke im Scheitel = 1,62 m, im Kämpfer = 2,43 m, im Sohlengewölbe = 0,90 m. Man muss unbedingt die gewählten

Beanspruchungen für einen nassen, in Ziegelmauerwerk ausgeführten Tunnel als nicht mehr zulässig ansehen. Vermutlich hatte sich aber die Baubehörde in einer Zwangslage befunden; sie hat, so denken wir, die Schwierigkeiten der Ausführung eines zweigleisigen Tunnels im breiligen Gestein mit noch grösseren Abmessungen für zu gross erachtet — und hat den Versuch gewagt. Er ist geglückt. Dank der sich schon während des Baues vollziehenden Austrocknung der Spalte wurde die Kohäsion des Materials eine ansehnliche. Die Breimasse lief aus und es blieb wohl hauptsächlich eine Ausfüllung der Spalte mit festen Gesteinsbrocken übrig. Die Herstellung von 35 m Tunnelänge unter der Spalte und den verwitterten Nachbarzonen nahm 16 Monate in Anspruch. Währenddessen ruhte der ganze Tunnelvortrieb vollständig.

c) *Druckpartie der Südseite des Simplontunnels bei Km. 4,45 unter 1200 m Ueberlagerung*. Glimmerkalk und Anhydrit-Glimmerschiefer ist durch die Verwerfung zerdrückt und vermermt; Wasserzutritt hat das zertrümmerte Gestein dekomponiert und plastisch gemacht. Und unter hohem Druck drängt es gewaltig in den Stollen hinein. Die stärkste Verzimmerung aus Vierkant-Eichenholz wollte nicht standhalten, sodass der Stollen mit dichtgestellten Gevierten aus I-Träger Prof. No. 40, versteift durch starke

Laschenverbindungen und Kantenverstrebungen und in den Zwischenräumen mit Beton verfüllt, vollkommen verkleidet werden musste. Selbst dieses anscheinend ungeheuer starke, annähernd quadratische Rohr erlitt bald bedenkliche Deformationen. Wie sich herausstellte, waren es die flach an die Träger angreifenden Pressungen, welche zuerst den hohen Mittelsteg verbogen und die Kappen und Sohlenschwellen schief stellten. Dann fanden die senkrechten Pressungen leichtes Spiel, den I-Träger besonders an den Auflagerstellen zusammenzupressen. An mehreren Stellen wurde es nötig, durch eiserne Unterzüge der fortschreitenden Durchbiegung und völligen Zerstörung Einhalt zu tun. Jedenfalls hat die gegen solche allseitige Pressungen so wenig widerstandsfähige Form des I-Eisens wesentlich Schuld an diesen Vorgängen. Ungeachtet dieser Störungen ist der Gedanke, dem die Ausbildung dieser Verkleidung mit eisernen I-Träger entstammte, in dieser Konstruktion und in so druckhaftem plastischen Baugrund mustergültig. Die Verkleidung stellt eine eiserne Röhre dar aus handlichen Bestandteilen, die eine schnelle Montierung gestatten innerhalb des mit provisorischer Zim-

Die Gmündertobelbrücke bei Teufen.

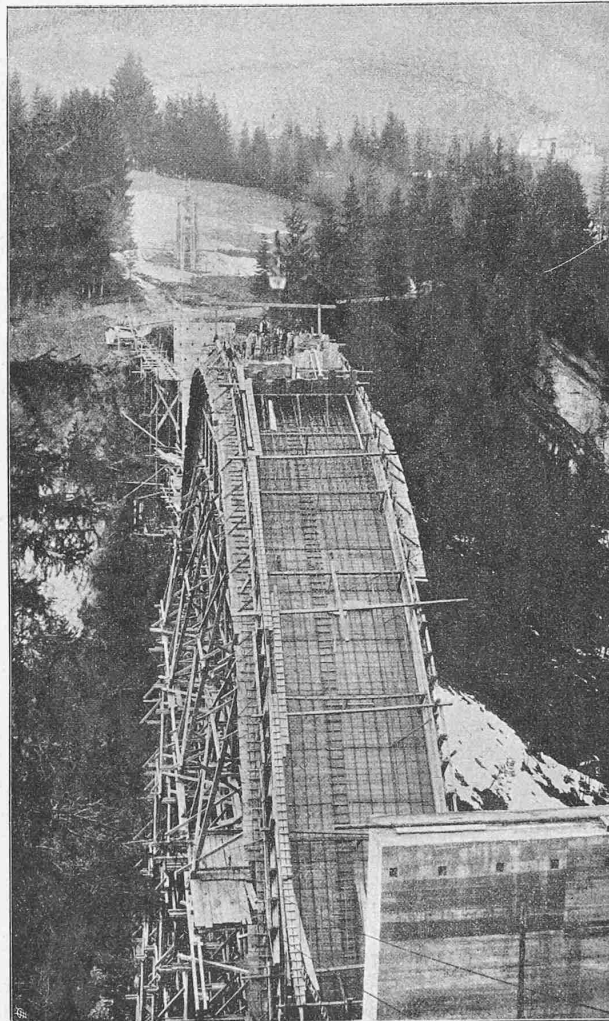


Abb. 7. Schalung des Hauptbogens. Beginn der Betonierung im Scheitel.

merung beengten Raumes. Jedes in sich solid geschlossene Geviert ist ein kurzer Schuss der Röhre. U-Laschen verketten ein Geviert ans andere. Die Kette verträgt starke Verbiegungen, Hebungen und Senkungen, ohne zu zerreißen. In einer dreimal so schweren und kostspieligeren Holzverkleidung wäre die Ausbildung völlig steifer Rahmen und eine solide Aneinanderkettung nicht so wirkungsvoll erreicht worden. (Ueber die Details der Konstruktion und über den Bauvorgang siehe Bd. XLVII No. 21 bis 26 1906 der „Schweiz. Bauzeitung“ von Prof. Dr. K. Pressel.)

Der Stollenherstellung von 42 m erforderte 7 Monate, der Vollausschub und die Mauerung 18 Monate. Zur rechnerischen Ableitung der Mauertypen mangelte jeglicher begründete Anhalt. Man wählte sie so stark, wie es angesichts der starken Pressungen im plastischen Gestein ohne Gefahr möglich erschien. Den horizontalen, seitlichen Drücken wurde durch stärker nach innen gekrümmte Widerlager und durch die Wahl grösserer Gewölbehalmesser Rechnung getragen. Als Mauerwerk kam Gneiss von 1400 bis 1700 kg Bruchfestigkeit zur Verwendung und die Mauerwerksgattungen waren folgende:

Gewölbe in konzentrischen Ringen, aus 0,40 m hohen, vollkantig nach dem Radius sauber gehauenen Wölbsteinen von durchaus gleicher Grösse. *Widerlager* aus lagerhaften, grossen Bruchsteinen, *Sohlenklotz* aus horizontal gemauerten Bruchsteinen wie vor. *Mörtel* aus Portland-Zement und Sand im Verhältnis von 1 1.

Die beiden zur Anwendung gekommenen Typen hatten im *Gewölbe* 1,67 m bzw. 1,24 m Stärke, im *Widerlager* 2,40 m bzw. 1,90 m Stärke, im *Sohlenklotz* 2,50 m bzw. 2,20 m Stärke. Schon während der Zeit des Baues glaubte man eine gewisse Konsolidierung des Gebirges zu beobachten. Wenn auch mit der allergrössten Behutsamkeit und Vorsicht gearbeitet worden ist, so überraschte der gute Verlauf der Ausbrüche und Mauerungen im Gewölbe sehr. Die Einbauhölzer bissen wohl ein, doch sind keine Brüche derselben vorgekommen. Im Mauerwerk selbst sind weder Verschiebungen eingetreten noch Brüche von Steinen. Nach der Vollendung ist schliesslich auch keinerlei Bewegung im Bauwerk bemerkbar gewesen.

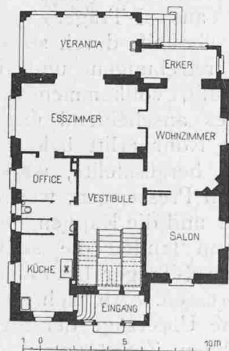


Abb. 1. Erdgeschoss des Hauses am Hirzbodenweg 95. Massstab 1:400.

Einem Bruchstein-Mauerwerk von dem ausgezeichneten Baumaterial wird eine zulässige Belastung von 200 kg zuerkannt werden können. Nimmt man dies an, so dürfte nach einer ungefähren Schätzung der das Bauwerk beanspruchende Druck doch kaum ein höherer sein, als eine Ueberlagerung des Gesteins von 600 m Höhe ausübt, wenn nicht Bruch und Zerstörung eintreten soll. Jedenfalls ist als sicher anzunehmen, dass das plastische Material

in der Verwerfung nicht mit der ganzen Höhe der 1200 m Ueberlagerung gedrückt ist.

Mit ähnlichen schwierigen Druckverhältnissen ist übrigens schon der Bau mancher Tunnel verknüpft gewesen, auch bei sehr geringen Ueberlagerungen, im Triebssand, im feuchten Ton und besonders an den Tunnelleingängen im verstürzten Gebirge. Am bekanntesten sind die Arbeiten

dieser Art im Cristina-Tunnel der Linie Foggia-Napoli, die vom Ingenieur G. Lanino beschrieben worden sind. Die dort aufgetretenen Schwierigkeiten bei einer höchsten Ueberlagerung von 55 m scheinen nicht geringer gewesen zu sein als die beim Simplon-Tunnel unter 1200 m Ueberlagerung. Die im Gottard- und Arlberg-Tunnel durchörterten Druckpartien besaßen keine besondern neuartigen Eigenschaften und bedingten bei ihrer Bewältigung keine andern Mittel als in Tunnels von geringer Ueberlagerung.

Aus diesen Beispielen scheint uns hervorzugehen, dass sich in den grösseren Tiefen der Erde in Spalten und Verwerfungen keine Drucke des Gesteins ausbilden können, die proportional dem Gewichte der Ueberlagerungsmasse sind. Selbst im weichen, plastischen Gesteine solcher Spalten, wo für die Bauverhältnisse recht ansehnliche Drucke fühlbar waren, können dieselben unter hoher Ueberlagerung niemals dem hydrostatischen Drucke, welcher der ganzen Höhe entspricht, annähernd gleichkommen. Zur Erklärung mag die Anschauung berechtigt

sein, dass auf beträchtlichen Höhen die Drucksäule durch, sagen wir „Abschnürungen“ oder sich selbst tragende Verstaungen¹⁾ unterbrochen ist. Ferner dass in Spalten voll plastischem Material eine Drainierung und Austrocknung sich vollzieht nach Herstellung der Stollenöffnung. Eine ähnliche Erklärung ist wohl am Platze für die alte Erfahrung im Tunnelbau, wonach auf Strecken, die Schwierigkeiten durch grossen Druck und Schub bereiteten und wo die Mauerverkleidung zerstört worden war, die Rekonstruktion leicht vonstatten ging. Wenn hiermit keineswegs absolute Sicherheit gewährt ist, dass man beim Baue künftiger tiefer gelegener Tunnel nicht doch noch einmal auf Druckpartien mit für menschliche Verhältnisse sehr schwer überwindlichen Druckerscheinungen stossen sollte, so bieten doch alle heutigen Erfahrungen kein einziges Beispiel dafür. Die Folgen des Auftretens einer Druckpartie von der Bedeutung der im Simplon durchörterten, sind an und für sich für die Bauausführung gravierende. Zeitverluste und hohe Kostenaufwendungen mit Störungen, die sich im ganzen Baubetrieb geltend machen, sind unvermeidbar. In der Zweistollenbaumethode besitzt man indes ein Mittel, um die Zeitverluste und Störungen auf ein gewisses Mass einzugrenzen, wie später ausgeführt werden wird. (Forts. folgt.)

¹⁾ Solche Verstaungen sind nicht selten zu beobachten. Z. B. war in einem zweigleisigen Tunnel durch den Druck und Schub der darüber lagernden lockeren und zerbrochenen Gesteinsmassen mit einer Ueberlagerungshöhe von 30 m ein Einbruch von 24 m Länge erfolgt. Nach der Bewältigung der in den Tunnel gestürzten Massen verblieb über der Aussenkante Gewölbe eine Höhle von 1200 m³. Die Gesteinsmassen zeigten sich derart verstaunt, dass man das Tunnelgewölbe wie unter einem Schuttdach herstellen konnte und nachher die verbliebene Höhle mit Faschinen zusetzen konnte.



Abb. 2. Haus am Hirzbodenweg 95. — Gartenfassade.