

BIBLIOTEKA GŁÓWNA



L. inv.

15348

1,00

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000300166

DER BAU

ALUBERGANGES

BEI BANGWIES

UND ERGEBNISSE DER UNTERSUCHUNGEN

DIPL. ING. H. SCHUBERT

xx
569

DER BAU
DES
TALÜBERGANGES
BEI LANGWIES

AN DER ELEKTRISCHEN BAHN CHUR—AROSA

VON

DIPL.-ING. H. SCHÜRCH

IN FIRMA ED. ZÜBLIN & CIE.



314357

BERLIN

VERLAG VON JULIUS SPRINGER

1916.

g 60.54

xx
569

Sonderabdruck aus „**ARMIRTER BETON**“.

1915. Heft 7—12 und 1916. Heft 1, 2.

(Verlag von Julius Springer in Berlin W 9.)

*(Nachdruck nur mit Genehmigung des Verfassers wie der Schriftleitung „Armierter Beton“
und mit Quellenangabe gestattet.)*

**BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW**

III 15348

Akc. Nr. 1563/49

Inhaltsverzeichnis

I. Allgemeines:	Seite
1. Die Chur—Arosa-Bahn	1
2. Geologische Beschaffenheit des Schanfiggtales und Wahl des Baustoffes für die Kunstbauten.	3
3. Vergleich mit anderen großen Brücken.	4
II. Der Entwurf:	
1. Die Wahl des Tragsystems	3
2. Allgemeine Anordnung des Bauwerks	11
3. Grundlagen der statischen Berechnung und Berechnungsvorschriften	20
4. Garantie- und Übernahmeverpflichtungen	31
III. Die Bauausführung:	
1. Die Einrichtung der Baustelle und der Bauvorgang	32
2. Die Gründungen	37
3. Das Lehrgerüst der Hauptöffnungen	43
4. Die Schalung und Rüstung der Seitenöffnungen.	64
5. Die Herstellung des großen Bogens	69
IV. Die Abnahme:	
1. Die Belastungsprobe	76
2. Betriebsaufnahme, Vollendungsarbeiten, Kosten	81
V. Schlußbemerkung	82

Die neue elektrische Bahn Chur—Arosa, eine meterspurige Adhäsionsbahn, verdient unter den schweizerischen Bergbahnen in technischer Hinsicht besondere Beachtung, weil sie zwei bemerkenswerte Talübergänge aufweist, einen über die Schlucht des Gründjetobels, den andern über das Tal der Plessur bei Langwies. Beide wurden in Eisenbeton ausgeführt und gehören zu den größten und kühnsten Brückenbauwerken, welche in diesem Baustoff bisher hergestellt wurden.

Namentlich die Brücke bei Langwies übertrifft in ihren Abmessungen wohl alle bisher bekannt gewordenen Ausführungen in Eisenbeton: Sie ist die höchste Eisenbetonbrücke, und die Lichtweite ihres großen Bogens ist nur um 4 m geringer als diejenige der bekannten Brücke der Wiedergeburt über den Tiber in Rom. Von besonderer Bedeutung ist, daß es sich dabei um eine Bahnbrücke handelt, wenn auch nur für eine Schmalspurbahn, weil gerade solche in Eisenbeton noch selten zu finden sind und an deren Bau weitergehende Anforderungen als bei Straßenbrücken gestellt werden müssen.

Wenn es auffallend erscheinen sollte, ein einzelnes Bauwerk so ausführlich darzustellen, so mag dem entgegengehalten werden, daß nicht nur die Abmessungen außerordentliche sind, sondern, daß auch Entwurf und Ausführung des Bauwerks in verschiedener Hinsicht einen gewissen Anspruch auf Neuartigkeit erheben dürfen.

Straßburg i/E., im Februar 1915.

I. Allgemeines.

1. Die Chur-Arosa-Bahn.

Von Chur, der Hauptstadt des schweizerischen Kantons Graubünden, zweigt vom Tal des Rheins nach Osten ein schluchtähnliches

Seitental, das von der Plessur durchflossene Schanfigg, ab, an dessen oberem Ende der Höhenkurort Arosa auf erweiterter Terrasse in rd. 1750 m Höhe über Meer liegt.

Arosa (= Erosa = Ausrodung) war bis jetzt von Chur aus nur auf einem schmalen, nur 3,00 m breiten, kurven- und gefällreichen Fahrsträßchen in 6 stündiger lästiger Postfahrt erreichbar und daher dem Verkehr wenig erschlossen. Trotzdem hat der Ort, der noch vor 20 Jahren nur aus wenigen Alphütten bestand, eine ungeahnte Entwicklung erfahren, dank seiner einzigartigen geschützten Lage inmitten einer Hochgebirgswelt von Wäldern und kleinen Seen und dank der als außerordentlich heilkräftig, besonders für Lungenleidende, erkannten klimatischen Verhältnisse dieses alpinen Hochtales¹⁾. Während die Niederungen im Nebel stecken, erhält sich merkwürdigerweise hier oben im Winter monatelang tagsüber eine sonnige Witterung, die eine Wärme erzeugt, wie man sie in dieser Höhenlage nicht erwarten würde und deren Wirkung noch verstärkt wird durch die starke Luftverdünnung, den geringen Feuchtigkeitsgehalt der Luft und die Reflexion des Schnees.

Arosa ist daher heute schon ein recht stattlicher Kurort geworden. Besonders jedoch der in neuerer Zeit einsetzende Wintersport, für den sich das Gebiet von Arosa, wie kein zweites eignet, steigerte seine Bedeutung und ließ den Wunsch aufkommen, dieses bis jetzt etwas abgelegene Gebiet den Verkehrszentren durch eine Bahnverbindung mit Chur näher zu bringen, um dadurch in wirksame Konkurrenz mit den z. Zt. den

¹⁾ Nach Angaben von Herrn Obering. G. Bener betrug der versteuerte Erwerb von ganz Arosa:

1887	9 900	Fr.
1906	606 900	"
1912	924 200	"

ersten Rang einnehmenden Wintersportplätzen treten zu können.²⁾

Von privater Seite wurde schon Ende 1902 ein Konzessionsgesuch für eine solche Bahnverbindung eingereicht, aber erst im Dezember 1906 erhielt dasselbe die Genehmigung des schweizerischen Bundesrates. Das Projekt hatte jedoch erst Aussicht auf Verwirklichung, als im Juni und Juli 1911 die Gemeinden Chur und Arosa sich bereit erklärten, je eine Million Fr. in Aktien

Gestützt auf die Zusage der beiden Gemeinden Chur und Arosa erfolgte nun im Sommer 1911 die Einsetzung eines Arbeitsausschusses, welcher Herrn Oberingenieur G. Bener in Chur mit der Aufstellung des definitiven Bauprojektes beauftragte. Auf Grund dieses letzteren und nach Einholung eines Gutachtens von Herrn Professor Hennings an der eidgenössischen technischen Hochschule in Zürich und Herrn Sektionsingenieur Studer in Chur, sprach sich im Mai 1912 auch der

Fig. 1. Lageplan der Bahn.

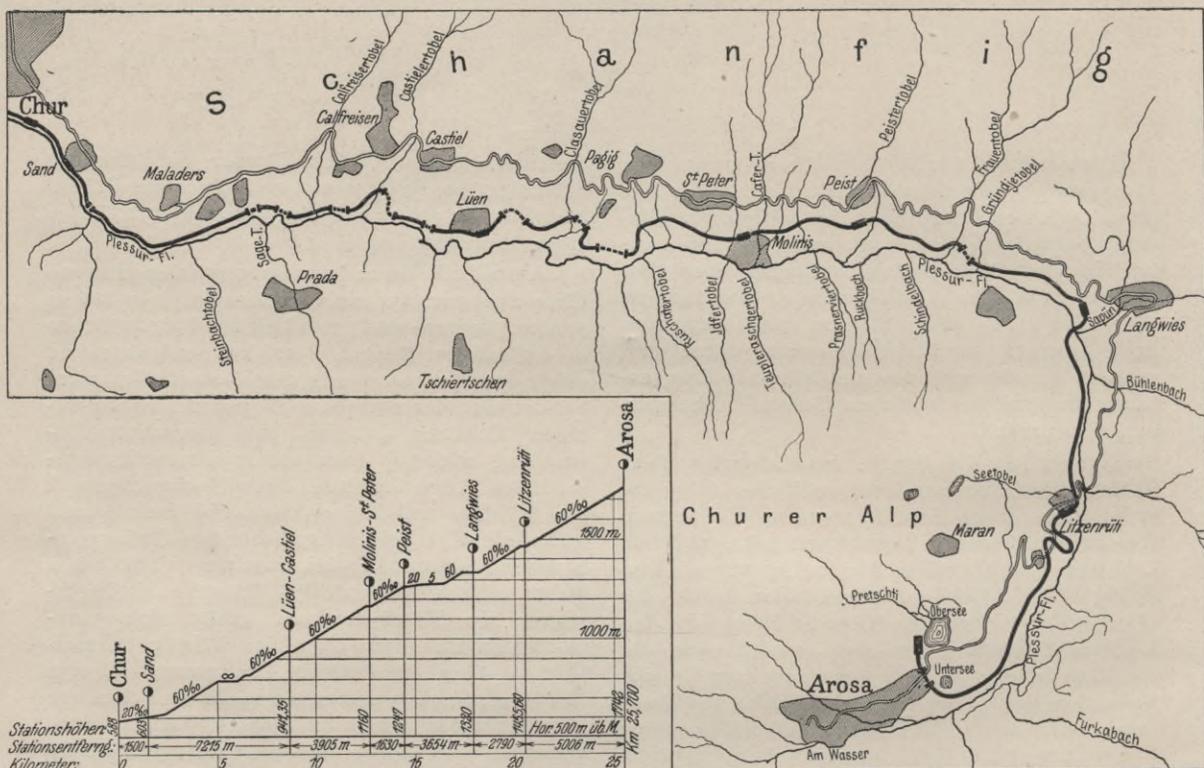


Fig. 2. Längenprofil der Bahn.

des Unternehmens zu übernehmen. Die Stadt Chur hatte an dem Bahnbau deswegen ein besonderes Interesse, weil sie schon seit Jahrhunderten in Arosa Alpen besaß, sodaß noch heute die Bebauung der schönsten Quartiere des Kurortes in ihren Händen liegt, und sie durch Aufstellung eines Bebauungsplanes in der Lage ist, dafür zu sorgen, daß die Bebauung — im Gegensatz zu verschiedenen anderen rasch entwickelten schweizerischen Kurorten — nach technischen und künstlerischen Gesichtspunkten erfolgt.

²⁾ Mit der Bahn wird man Arosa von Chur aus in 1½ stündiger bequemer und interessanter Fahrt erreichen, und die Talfahrt wird, statt, wie bisher, 3½ Stunden mit der Post, nur eine knappe Stunde erfordern.

Kanton Graubünden für eine Beteiligung von 1,31 Millionen Fr. (50 000 Fr. pro km laut bündnerischem Eisenbahngesetz) an dem Unternehmen aus und übernahm zudem noch die Beschaffung des Obligationskapitals (3 690 000 Fr.).³⁾

Am 4. Juli 1912 erfolgte dann die endgültige Gründung der Bahngesellschaft in Form einer Aktiengesellschaft mit einem gesamten Baukapital von rd. 7,6 Millionen Fr.⁴⁾, wovon die Hälfte in Aktien, die Hälfte in Obligationen. Die Gesellschaft übertrug die Bauleitung Herrn Ober-

³⁾ S. Jahresberichte 1912 u. 1913 der A.-G. Chur-Arosa-Bahn.

⁴⁾ Über die seither erfolgte Kapitalerhöhung s. Deutsche Bauzeitung Dez. 1915 u. Februar/März 1915.

ingenieur G. Bener und schritt sofort zur Vergebung der hauptsächlichsten Bauarbeiten, so daß bereits im Herbst 1912 mit der Ausführung derselben begonnen werden konnte. Die Arbeiten wurden so gefördert, daß die neue Linie z. Zt. schon fertiggestellt und im Dezember 1914 dem Betrieb übergeben worden ist, um bereits der diesjährigen Wintersportsaison dienen zu können.

Die Bahn ist als meterspurige Adhäsionsbahn gebaut. Ihr Ausgangspunkt in Chur liegt auf 588 m, ihr Endpunkt — Stationsmitte am Obersee in Arosa — auf 1742 m Höhe ü. M., sodaß die verhältnismäßig kurze, nur 25,7 km lange Bahnstrecke die beträchtliche Höhendifferenz von 1154 m zu überwinden hat, die sie in einer fast durchgehenden, nur durch die Stationsgeraden unterbrochenen Steigung von 60 ‰ gewinnt (s. Längenprofil Fig. 2). Die Überwindung eines solchen maximalen Steigungsverhältnisses durch die einfache Adhäsionswirkung war natürlich nur unter Zuhilfenahme der elektrischen Zugförderung möglich. Der Minimalradius der Bahn beträgt 60 m; die Unterbaunormalien gleichen jenen der Rhätischen Bahn und der Berninabahn.

Das Schanfiggtal ist in seinem unteren Teil eng und schluchtähnlich, während es sich in seinem oberen Teil bis Langwies zwar etwas weitet, dafür aber, namentlich auf der rechten Seite, viele kurze, steile Quertäler in Form von tiefen Bachrunsen und Schluchten aufnimmt; der Bahnbau bot daher in diesem Gelände ziemlich viel Schwierigkeiten, was ja auch in der Bau- summe zum Ausdruck kommt. Das oberste Stück, Langwies—Arosa, war zwar etwas einfacher; trotzdem weist die ganze Strecke nicht weniger als 27 größere Brücken aus Stein bezw. Beton, drei aus Eisen und zwei aus Eisenbeton, die letzteren mit Hauptbogen von 86,00 m bezw. 100,00 m Stützweite, sowie 19 Tunnels mit einer Gesamtlänge von rd. 2350 m auf, ist also reich an bemerkenswerten Kunstbauten⁵⁾.

Die Linie, vergl. Lageplan Fig. 1, folgt erst der Plessur auf der rechten Talseite des Schanfigg bis zum Dörfchen Langwies; dort, wo nach Süden der Strelapaß aus dem Schanfigg ins Prättigau nach Davos hinüberführt, zweigt sie nach der linken Talseite ab und strebt fortan auf dieser der Höhe von Arosa zu. Die breite Schlucht der Plessur übersetzt sie dabei auf dem hohen Talübergang, dessen Ausführung hier im einzelnen besprochen werden soll.

2. Geologische Beschaffenheit des Schanfiggtales und Wahl des Baustoffes für die Kunstbauten.

Im Bahnbau ist die Wahl der Baustoffe für die Kunstbauten nicht selten bedingt durch die

geologische Beschaffenheit des Geländes, d. h. durch das Vorkommen von natürlichen Baustoffen, wie Mauersteinen, Kies, Sand usw. Aus wirtschaftlichen Gründen wird man weite und kostspielige Transporte vermeiden und möglichst die vorhandenen Materialien auszunützen suchen.

Das von der Chur-Arosa-Bahn durchfahrene Gebiet ist in geologischer Hinsicht sehr interessant. Es handelt sich um geologisch junge, noch wenig stabilisierte Formationen, sodaß infolge der Beweglichkeit der Halden auch mit daherigen Schwierigkeiten für den Bahnbau gerechnet werden mußte.

Nach dem geologischen Aufbau⁶⁾ sind zwei ganz verschiedene Gebiete zu unterscheiden, deren Grenze ungefähr bei Langwies liegt: von Langwies abwärts das eigentliche Schanfigg, von da aufwärts das Hochtal von Arosa. Letzteres wird als „Einbruchzone“ angesehen und weist ganz andere Gesteine (Gneis, Serpentin, Dolomit) auf, als das reine Bündnerschiefergebirge des Schanfiggtales. Dieses ist offenbar einst von der Davoser Gegend aus über den Strela gegen Maladers vergletschert gewesen, was an dem Vorhandensein von großen erraticen Blöcken auf verschiedenen Talstufen an den beiderseitigen Hängen nachweisbar ist. Im mittleren Teil des Tales, bei Pagig-St. Peter, muß ein mächtiger Talriegel das äußere Schanfigg vom innern getrennt haben, sodaß durch diese Trennung die außerordentlich mächtigen, bis 200 m tiefen, von der Bahn angeschnittenen Moränenablagerungen zwischen Pagig und Langwies entstanden sind. Von diesem Talriegel auswärts dagegen ist heute die Plessurschlucht in den nackten, nur von Bergschutt überlagerten Bündnerschiefer eingesägt und dadurch an verschiedenen Stellen, wo der Schiefer am faulten ist, das Gleichgewicht der Hänge zerstört worden, so daß der aufgelagerte Bergschutt teils auf, teils mit den obersten Schieferplatten in geologisch kurzer Zeit talwärts wandert.

Diese geologische Beschaffenheit des Geländes ließ von vornherein erwarten, daß die Fundamentverhältnisse für die Kunstbauten nicht immer die günstigsten sein und daß auf dem größten Teil der Bahnstrecke gute Bausteine fehlen würden. Solche fanden sich in der Tat fast nur im mittleren Teil des Schanfigg, bei dem erwähnten Talriegel. Dagegen war vielerorts guter Sand und Kies in Menge vorhanden, und ebenso fehlte es nicht an Wasser. Es war also gegeben, wo Steine fehlten, zum Betonbau überzugehen, der nicht nur für eine größere Anzahl Brücken, sondern streckenweise auch für Stütz- und Futtermauern Anwendung fand. Die Gewölbe der Bauwerke wurden dabei entweder aus

⁵⁾ Vergl. Obering. G. Bener, Schweiz. Bauzeitung Bd. 60, Nr. 20 und Bd. 62 Nr. 21.

⁶⁾ nach Angaben von Obering. Bener.

Betonquadern gemauert oder aus Stampfbeton mit Stirnkranz aus Betonquadern hergestellt, während die Pfeiler meist einen Stampfbetonkern mit Bruchsteinverkleidung erhielten.

Gerade auf der Moränenstrecke bei Langwies trat der Fels nirgends zu Tage und hier waren überhaupt keine Bausteine zu finden, sodaß eine steinerne Brücke für den großen Talübergang ausgeschlossen war.

Die Anwendung des Eisenbaues aber war dadurch sehr erschwert, daß die schlechten Zufuhrwege den Transport langer Gurtungsstücke nicht gestatteten und es auf keinen Fall möglich gewesen wäre, längere Konstruktionsglieder als solche von höchstens 8 m anzuführen.

Andererseits erwies sich auf Grund vorgenommener Versuche der zur Verfügung stehende Kies und Sand der mächtigen Moränen als ein geradezu vorzügliches Betoniermaterial, und da ein schwerer Stampfbetonbau, bei den vorgesehenen mäßigen Verkehrslasten und der im Verhältnis zu den übrigen Abmessungen des Bauwerks geringen Spurweite, in wirtschaftlicher Hinsicht nicht mit einer Eisenbetonkonstruktion in Wettbewerb treten konnte, drängten die Verhältnisse geradezu zum Eisenbetonbau.

Es ist das Verdienst des Herrn Oberingenieur Bener von der Chur-Arosa-Bahn, dies erkannt und trotz entgegenstehender Schwierigkeiten mit aller Energie durchgefochten zu haben, im Verein mit der Firma Ed. Züblin & Cie in Straßburg i. Els. und Basel, welcher Firma von seiten der Chur-Arosa-Bahn die Aufstellung des Entwurfes für diese große Bogenbrücke übertragen worden war.

Die so sehr gefürchteten Moränen erwiesen sich übrigens bei der Ausführung — zwar nicht an der Oberfläche, aber doch in einer gewissen Tiefe — als ganz brauchbarer Baugrund, der auch in dem überaus nassen Sommer 1913 standhielt und stellenweise sogar sprenghart war, so daß unbedenklich an die Ausführung von gewölbten Konstruktionen so großer Abmessung herangetreten werden konnte.

3. Vergleich mit anderen großen Brücken.

Erst die seit Beginn dieses Jahrhunderts gemachten Fortschritte im Bau weitgespannter massiver Brücken ließen die Erstellung eines Bauwerks, wie desjenigen des Langwieser Talüberganges, als technisch möglich oder doch als zweckmäßig erscheinen. Diese Fortschritte waren hauptsächlich bedingt durch eine klarere Erkenntnis über das Wesen des elastischen Bogens, welche statische Form bei den neueren großen Massivbrücken an Zahl weit überwiegt, und, in

Verbindung damit, durch eine weitgehendere und zweckmäßigere Ausnützung des Baustoffes. Man mußte erst lernen, daß bei eingespannten Bögen die Verstärkung der Abmessungen gar nicht immer eine Erhöhung der Sicherheit bezw. eine Verringerung der Spannungen bringt, sondern daß die Verstärkung, insbesondere bei flachen Bögen, gleichzeitig eine Erhöhung der Steifigkeit bedeutet, so daß die unvermeidlichen Formveränderungen, herrührend von der Verkürzung des Gewölbes durch das Eigengewicht, von der Einwirkung der Wärme und vom Schwinden, höhere Spannungen verursachen, während bei kleineren Abmessungen (dünneren Bögen) sich die Formveränderung, das „Spiel“ des Bogens, ohne so großen Spannungsaufwand vollziehen kann. Man mußte auch erkennen, welche große Bedeutung der Form der Gewölbemittellinie zukommt; sehr oft wählt man heute als solche die Stützlinie für Eigengewicht allein oder für Eigengewicht und halbe Verkehrslast; oft aber lassen sich durch andere Annahmen (wie z. B. Eigengewicht + Teilbelastung auf der Scheitelstrecke) noch günstigere Spannungsverteilungen erreichen.

Die zweckmäßigere Ausnützung des Baustoffes bei gleicher Sicherheit kann aber daneben oft auch durch besondere Wahl der Querschnittsform des Gewölbes erzielt werden, indem man von der herkömmlichen, bei gemauerten Bögen gegebenen Form des vollen liegenden Rechtecks abweicht und zu gegliederten und aufgelösten Querschnitten, Rippenplatten, Einzelrippen, hohlen Kastenquerschnitten, oder zur Teilung des Bogens (Zwillingsbögen) übergeht. Dies wird namentlich dann möglich sein, wenn bei den gegebenen Verhältnissen die Eigengewichtsspannung für den vollen Bogenquerschnitt gering ausfallen, bezw. bedeutend unterhalb der zulässigen Spannung bleiben würde, also bei hohen Bögen, d. h. solchen mit großem Stichverhältnis, und bei leichtem Fahrbahnaufbau; aber auch ein günstiges Verhältnis von Verkehrslast und Eigengewicht wird eine solche Auflösung des Bogenquerschnitts oft ermöglichen.

Mit der Auflösung des Querschnitts, welche besonders bei der Wahl von Eisenbeton als Baustoff leicht und ohne Beeinträchtigung der Standicherheit des Bauwerks durchzuführen ist, wird jedoch immer eine beträchtliche Verminderung des Eigengewichts und gleichzeitig der Fundamentmassen erzielt, und damit dem Eisenbeton ermöglicht, auch bei größeren Spannweiten mit dem Eisen in wirtschaftlicher Hinsicht in Wettbewerb zu treten. Darin kann man wohl den Hauptgrund dafür erblicken, daß die Größen der Spannweiten ausgeführter Beton- und Eisenbetonbogenbrücken in den letzten Jahren so rasch ge-

wachsen und noch im ständigen Wachsen begriffen sind⁷⁾.

7) Für jedes Pfeilverhältnis und für jede zulässige Spannung gibt es natürlich eine Grenzspannweite, über welche hinaus eine weitere Steigerung der Spannweite nicht mehr möglich ist, weil schon der Einfluß des Eigengewichtes die zulässige Spannung erreicht. Selbstverständlich aber bleibt die praktisch größtmögliche Spannweite bedeutend unter dieser Grenzspannweite L , weil der Überschuß zwischen Eigengewichts- und zulässiger Spannung für die Aufnahme der übrigen Einflüsse: Verkehrslast, Wärme, Schwinden, Wind usw. dienen muß; der Grenzspannweite kommt man aber um so näher, je günstiger die Querschnittsform zur Herabminderung der Spannungen von den Nebeneinflüssen gewählt wird.

Aus der Näherungsformel für den Horizontalschub eines Stützlinienbogens

$$H = \frac{g l^2}{8 f};$$

$$g = g' + g'',$$

(g' = Bogeneigengewicht, g'' = Fahrbanneigengewicht),

$$H = (F + c) \frac{\gamma \cdot l^2}{8 f}$$

(F = Gesamtquerschnittsfläche des Bogens)

folgt, wenn man $\sigma = \frac{H}{F}$ setzt,

$$\sigma = \left(\frac{F + c}{F} \right) \frac{\gamma l^2}{8 f}$$

für σ_{zul} , Grenzspannweite bei gegebener Pfeilhöhe

$$L = \sqrt{\frac{F}{F + c} \frac{8 f}{\gamma} \sigma_{zul}}$$

oder, bei gegebenem Pfeilverhältnis $\frac{1}{f}$,

$$L = \frac{F}{F + c} \frac{8}{\gamma} \left(\frac{f}{1} \right) \sigma_{zul}$$

oder, kleinstmögliche Pfeilhöhe bei gegebener Spannweite

$$f = \frac{F + c}{F} \frac{\gamma l^2}{8 \cdot \sigma_{zul}}$$

Da c = ein Bruchteil von F , und zwar für Bögen mit aufgelöstem Fahrbahnaufbau etwa $\frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{4} F$, im Mittel etwa $0,3 F$, also

$$\frac{F}{F + c} = \frac{1}{1,3} = 0,77,$$

so würde in roher Annäherung für diesen Fall beispielsweise für

$$\sigma_{zul} = 30 \text{ kg/cm}^2 = 300 \text{ t/m}^2, \gamma = 2,4 \text{ t/m}^3, \frac{1}{f} = 5,$$

$$L = 0,77 \cdot \frac{8}{2 \cdot 4} \cdot \frac{1}{5} \cdot 300 = 154 \text{ m},$$

$$\text{oder für } \sigma_{zul} = 35 \text{ kg/cm}^2, \gamma = 2,4 \text{ t/m}^3, \frac{1}{f} = 2,$$

$$L = 0,77 \cdot \frac{8}{2 \cdot 4} \cdot \frac{1}{2} \cdot 350 = 450 \text{ m},$$

oder für

$$\sigma_{zul} = 25 \text{ kg/cm}^2, \gamma = 2,4, \frac{1}{f} = 10,$$

$$L = 0,77 \cdot \frac{8}{2 \cdot 4} \cdot \frac{1}{10} \cdot 250 = 60 \text{ m}.$$

Je flacher der Bogen, desto größer werden die Nebeneinflüsse sein, desto mehr muß also die tatsächliche Eigengewichtsspannung unter der zulässigen bleiben.

Selbst die kühnsten aus natürlichem Stein gemauerten Gewölbe sind längst weit übertroffen; das gemauerte Gewölbe kann eben bei den ganz großen Abmessungen, soweit die heute mehr als je verlangte Wirtschaftlichkeit in Betracht fällt, gegen Betonbauwerke nicht mehr aufkommen, weil sich bei ihm Beschaffung und Verarbeitung des Baustoffes an sich meist teurer stellen, dann aber auch, weil für seine Formgebung und Stärkenbemessung ganz andere Gesichtspunkte maßgebend sind, als beispielsweise bei Eisenbeton, und infolgedessen nicht in gleichem Maße eine zweckmäßige Ausnützung des Baustoffes möglich ist.

Trotz des geringeren Eigengewichtes von Eisenbetonbrücken gehen diese bei den großen Spannweiten aber des wesentlichen Vorteils von Massivbrücken, nämlich der Unempfindlichkeit gegen Stöße und Verkehrslasten, doch nicht verlustig, weil sie durchschnittlich immer noch etwa fünfmal schwerer als Eisenbrücken gleicher Spannweite sind, und ihr Eigengewicht stets noch das 10- und Mehrfache der Verkehrslast bei Vollbelastung beträgt.

Durch die Auflösung des Bogens in Einzelrippen läßt sich sogar, wenn dadurch eine Vergrößerung des Widerstandsmomentes des Gesamtquerschnittes eintritt, trotz der Verringerung der Querschnittsfläche und des Gewichts, eine Erhöhung der Steifigkeit gegen Verkehrslasten, d. h. eine Herabminderung der dahingehenden Spannungen, erzielen, allerdings nur auf Kosten des Wachsens der von den übrigen Nebeneinflüssen herrührenden Spannungen; jedoch erreichen die letzteren überhaupt nur bei flacheren Bogen eine erhebliche Größe.

In der nachfolgenden Tabelle sind die bisher bekannten massiven Ausführungen von Straßenbrücken mit über 70 m und von Eisenbahnbrücken mit über 60 m Spannweite zusammengestellt. Die nötigen Daten sind teilweise den bekannten ähnlichen Zusammenstellungen⁸⁾ entnommen, teilweise neu ermittelt worden. Aus den beigefügten Angaben über die vorhandene Bogenquerschnittsfläche für 1 lfdm nutzbare Brückenbreite lassen sich leicht einige Vergleiche über den Grad der Ausnutzung des Baustoffes ziehen. Sie ergeben auch deutlich den Unterschied, der hierin zwischen Stein- und Beton- bzw. Eisenbetonbrücken, sowie zwischen „flachen“ und „hohen“ Brücken besteht. (Als Grenze zwischen beiden wurde

⁸⁾ Siehe u. a. Handbuch für Eisenbetonbau. Ferner Dipl.-Ing. Th. Gesteschi: Die Brücke der Wiedergeburt über den Tiber in Rom. Berlin 1912. Wilhelm Ernst & Sohn und die sehr lehrreiche Zusammenstellung von Prof. A. Rohn, Zürich: „Bemerkenswerte Brückenbauten der drei letzten Jahre 1907/09 in der „Technischen Rundschau“ 1909/10, Heft III—VI. (Auch als Sonderdruck bei Rascher & Cie., Zürich erschienen.)

Gewölbte Beton- oder Eisenbetonbrücken mit

Bauwerk	Fertig im Jahr	Spannweite	Pfeilhöhe	Pfeilverhältnis	Lagerung	Bauart
A. Straßenbrücken mit mehr						
1. Hohe Brücken						
1. Walnut Lane-Brücke in Philadelphia	1908	71,0	21,42	1:3,3	eingespannt	2 Betongewölbe
2. Gmündertobel-Brücke bei Teufen, Appenzell (Schweiz)	1908	79,0	25,50	1:2,9	"	Eisenbetongewölbe
3. Brücke über das Menomonee-Tal, Milwaukee, Wis.	1909	76,8	17,39	1:4,4	"	Bauweise Melan
4. Rockyfluß-Brücke bei Cleveland, Ohio	1910	85,3	24,83	1:3,5	"	2 Betongewölbe
5. Grafton-Brücke in Auckland, Neuseeland (Australien)	1910	96,0	25,60	1:3,6	3 Gelenkbogen	2 Eisenbetongewölbe
6. Brücke über den Rummel in Constantine (Frankreich)	1911	70,0	25,0	1:2,8	eingespannt	2 Betongewölbe
7. Monroe-Straßenbrücke über den Spokanefluß in Spokane (Washington)	1911	85,65	35,04	1:2,4	"	"
8. Larimer-Brücke, Pittsburg (Pennsylvan.)	1912	91,57	20,43	1:4,5	"	2 Betonbogen
9. Halen-Brücke über die Aare in Bern (Schweiz)	1912	88,0	—	—	"	Eisenbetongewölbe
10. Hudson-Memorial-Brücke New York [Projekt]	—	221	52	1:4,25	"	"
2. Flache Brücken						
1. Isar-Brücke bei Grünwald (Bayern)	1904	70,0	12,8	1:5,5	3 Gelenkbogen	Eisenbetongewölbe
2. Wallstraßen-Brücke in Ulm (Württemberg)	1905	(65,5)	(13,1)	(1:5,0)	"	Betongewölbe
3. Brücke der Wiedergeburt über den Tiber in Rom (Italien)	1911	100	10,0	1:10	eingespannt	Eisenbetongewölbe
4. Brücke über die Aare, Olten-Trimbach (Schweiz)	1912	82,0	9,27	1:8,85	"	"
5. Brücke über die Aare in Aarburg (Schweiz)	1912	67,83	6,95	1:9,76	"	"
B. Eisenbahnbrücken mit mehr						
1. Hohe Brücken						
1. Iller-Brücke bei Kempten I	1906	50,0	9,1	1:5,5	3 Gelenkbogen	Betongewölbe
2. Iller-Brücke bei Kempten II	1906	50,0	9,1	1:5,5	"	"
3. Viadukt der Brassó-Fogaraser Bahn (Siebenbürgen)	1908	60,0	21,4	1:2,8	eingespannt	2 Eisenbetonrippen
4. Sitter-Brücke bei St. Gallen [Projekt]	1914	112,40	32,15	1:3,6	"	Eisenbetongewölbe
5. Langwieser Viadukt, Linie Chur—Arosa (Schweiz)	1914	100	42,0	1:2,38	"	2 Eisenbetonrippen
6. Gründjetobel-Brücke, Linie Chur—Arosa (Schweiz)	1914	86,0	18,0	1:4,8	"	Eisenbetongewölbe
2. Flache Brücken						
1. Brücke über die Rhône bei Chippis, Wallis (Schweiz)	1906	60,4	9,15	1:6,6	eingespannt	2 Eisenbetonrippen
2. Brücke über den Var bei la Mesela (Frankreich)	1909	60,0	7,88	1:7,6	"	"
3. Brücke über die Grande Eau bei Les Planches, Linie Aigle—Sepey (Schweiz)	1913	68,6	12,0	1:5,55	3 Gelenkbogen	Bauweise Melan

mehr als 60 m bzw. 70 m Spannweite.

Ausführung	Quelle	Nutzbare Brückenbreite	Bogenstärken			Querschnitt für 1 m Brückenbreite in qcm		
			Scheitel	Kämpfer	Bruchfuge	Scheitel	Kämpfer	Bruchfuge
als 70 m Spannweite:								
1: f > 1:5.								
Reilly & Riddle, Philadelphia	Handbuch für Eisenbetonbau	17,10	1,67	2,89	—	10 750	22 200	—
Froté, Westermann & Cie.	"	6,90	1,20	2,13	—	12 000	21 300	—
—	"	18,00	1,20	2,40	—	12 400	24 800	—
Schillinger & Cie., Columbus, O.	"	17,10	1,83	3,35	—	11 750	27 000	—
Ferro - Concrete Comp., Australasia	"	11,00	1,68	1,83	3,05	3 730	4 660	7 250
—	Th. Gesteschi	12,00	1,50	—	—	10 000	—	—
—	"	20,70	2,06	5,64	—	9 740	33 300	—
John F. Casey & Cie., Pittsburg	Beton u. Eisen 1913, Heft 5	14,63	1,98	3,35	—	6 600	11 200	—
Müller, Zeerleder & Gobat, Bern	Schweiz. B. Z. 1912, Bd. LX, S. 193	8,50	1,15	2,10	—	8 800	16 100	—
—	Handb. f. Eisenbetonbau	24,00	4,50	8,40	—	—	—	—
1: f < 1,5.								
Wayss & Freytag, Heilm. & Littmann	Handb. f. Eisenbetonbau	8,00	0,80	0,96	1,20	8 000	9 600	12 000
—	—	—	1,06	1,50	1,60	—	—	—
Soc. Porcheddu, A.-G., Turin	Handb. f. Eisenbetonbau *) vide Arm. Beton 1912, S. 344	19,20	—	—	—	6 000*	13 500*	—
E. Froté, & Cie., Zürich	—	8,00	1,20	1,25	—	9 400	—	—
Maillard & Cie., Zürich	Schweiz. B. Z. 1913, Bd. LXII, S. 45.	5,00	0,80	1,00	—	7 700	9 600	—
als 60 m Spannweite.								
1: f > 1:5.								
Dyckerhoff & Widmann, Karlsruhe	—	17,10	1,35	1,80	2,00	13 500	18 000	20 000
"	—	17,10	1,35	1,80	2,00	13 500	18 000	20 000
—	Schweiz. B. Z. 1909, Bd. LIII, S. 287	5,00	1,35	3,20	—	3 250	7 700	—
Ed. Züblin & Cie., Zürich	—	—	2,80	5,00	—	—	—	—
Ed. Züblin & Cie., Straßburg	—	4,10	2,10	4,00	—	10 200	31 200	—
Müller, Zeerleder & Gobat, Zürich	—	4,10	1,00	1,60	—	10 200	31 200	—
—	—	4,10	1,40	2,10	—	13 650	29 200	—
1: f < 1:5.								
Froté, Westermann & Cie., Zürich	Schweiz. B. Z. 1907, Bd. II, S. 307	7,15	1,50	2,60	—	3 360	8 740	—
M. Danat, Nizza	Beton u. Eisen 1913, S. 154 Zeitschrift für Betonbau	3,40	0,60	0,60	—	1 410	1 410	—
Vallièrè & Simon, Lausanne	Februar 1914	7,00	0,80	1,20	—	7 540	11 300	—

Gewölbte Steinbrücken mit mehr

Bauwerk	Fertig im Jahr	Spannweite	Pfeilerhöhe	Pfeilverhältnis	Lagerung	Bauart
A. Straßenbrücken mit mehr						
1. Hohe Brücken						
1. Brücke über das Petrusse-Tal in Luxemburg	1903	(84,85) 72,0	(31,0) 16,2	(1:2,73) 1:4,44	—	Sandsteinquader in 3 Ringen
2. Flache Brücken						
1. Rhein-Brücke bei Worms [Projekt]	1897	100	10,6	1:9,4	—	Bruchstein
2. Neckar-Brücke Mannheim [Projekt]	1903	113	9,1	1:12,4	—	Klinker
3. Brücke über das Syra-Tal in Plauen im Vogtland	1905	(90,0) 65,0	(18,0) 6,5	(1:5) 1:10	—	Bruchsteinmauerwerk aus Phyllit in 1 Ring
B. Eisenbahnbrücken mit mehr						
1. Hohe Brücken						
1. Brücke über den Agoût bei Lavaur, Linie Montanban—Castres	1884	61,50	27,50	1:2,24	—	Kalkstein
2. Brücke über die Vezère, Gour-Noir-Viadukt, Linie Limoges—Brives	1890	60,0	16,1	1:3,73	—	Granitquader in 3 Ringen
3. Pruth-Brücke bei Jaremcze	1893	65,0	17,9	1:3,63	—	Quader
4. Gutach-Brücke bei Kappel (Schwarzwald)	1901	64,0	16,1	1:4,0	—	Vogesensandstein in 2 Ringen
5. Brücke über die Steyrling, 2. Linie Wien—Triest (Phyrnbahn)	1904	70,0	15,70	1:4,5	—	Granitquader
6. Brücke über den Isonzo bei Salcano, Linie Triest—Klagenfurt (Wocheinerbahn)	1905	85,0	21,80	1:3,9	—	Kalksteinquader in 3 Ringen
7. Brücke über die Valserine (Frankreich, Pont du Moulin-des-Pierres)	1909	80,3	20,0	1:4,0	—	„
8. Thurviadukt bei Krummenau, Linie Ebnat—Nesslau (Schweiz)	1912	63,2	13,85	1:4,55	—	„
2. Flache Brücken						
1. Brücke über die Adda bei Morbegna (Italien), Linie Colico—Sondrio	1904	70,0	10,12	1:6,9	—	Granitquader in 1 Ring

willkürlich das Pfeilverhältnis $\frac{1}{f} = 5$ gewählt!). Die Tabelle zeigt auch, daß neben den Gebirgsländern namentlich Amerika am meisten Ausführungen aufweist, und daß die Zahl der Gelenkbögen sehr hinter derjenigen der eingespannten Bögen zurücktritt.

Unter den bisher ausgeführten Eisenbahnbrücken weist das Langwieser Bauwerk die größte Spannweite und größte Höhe auf; die berechnete Querschnittsfläche für den Meter nutzbare Breite zeigt, daß die Brücke gar nicht so leicht, d. h. so gering an Massen ist, wie man auf den ersten Blick aus der Gliederung des Querschnitts zu schließen geneigt wäre.

II. Der Entwurf.

1. Die Wahl des Tragsystems.

Die Brückenstelle ist gekennzeichnet durch den gerade hier erfolgenden Zusammenfluß der beiden Wildbäche Plessur oder Aroserswasser und Sapünerbach (s. Lageplan Fig. 1 u. 3), deren schluchtähnliche Seitentäler sich auf erweitertem,

mit grobem Geröll überdecktem Talboden zum Haupttal des Schanfigg vereinigen. Dort, wo die beiderseitigen, ziemlich steilen und bewaldeten Hänge dieses Talbodens sich am meisten nähern, und der Talboden selbst nur noch etwa 60 m breit ist, war die gegebene Lage für die Brücke. Das entsprechende Querprofil des Tales ließ ein Bauwerk mit großen mittleren Bogen von vornherein als natürlichste Lösung erscheinen. Da an den beiden Hängen, von denen derjenige auf Arosers Seite sich ohnehin als in den oberen Schichten in Bewegung befindlich erwies und ein altes Bergsturzgebiet darstellt, den Widerlagern dieses großen Bogens das nötige Vorland zur Sicherung gegen Angriffe durch die beiden Wildbäche gelassen werden mußte, so ergab sich eine Mindestspannweite des Bogens von etwa 80 m. Andererseits hätten sowohl die große Höhe der Fahrbahn über der Talsohle und das sich hieraus ergebende Pfeilverhältnis, wie auch Wirtschaftlichkeit und gefälliges Aussehen der Brücke, ganz gut die Wahl einer viel größeren Spannweite für den

als 60 m bzw. 70 m Spannweite.

Ausführung	Quelle	Nutzbare Brückenbreite	Bogenstärken			Querschnitt für 1 m Brückenbreite in qm		
			Scheitel	Kämpfer	Bruchfuge	Scheitel	Kämpfer	Bruchfuge
als 70 m Spannweite:								
1: f > 1:5.								
Gebr. Fougerolle, Paris	Th. Gesteschi, Tiberbr. Rom	16,0	1,44	(9,5) 2,16	—	14 400	21 600	—
1: f < 1:5.								
—	Deutsche B. Z. 1906, S. 612/13	—	—	—	—	—	—	—
Grün & Bilfinger	Zentralbl. d. Bauverw. 1908, S. 277	15,0	1,07	1,16 (4,00)	1,48	—	—	—
B. Liebold & Cie, A.-G., Holzminden	Th. Gesteschi	17,0	1,50	2,50	1,50	15 000	25 000	15 000
als 60 m Spannweite.								
1: f > 1:5.								
—	Handb. d. Ing. W. 3. Aufl., II, 1. Abtlg.	—	1,63	2,81	—	—	—	—
—	Deutsche B. Z. 1906, S. 612/12	—	1,70	4,20	—	—	—	—
—	„	4,50	2,10	3,10	—	21 000	31 000	—
—	Schweiz. B. Z. 1901	5,50	2,00	2,80	—	20 000	28 000	—
E. Groß & Cie., Wien	Th. Gesteschi	—	2,00	3,40	—	—	—	—
Brüder Redlich & Berger, Wien	„	5,60	2,10	3,50	—	21 000	35 000	—
—	„	6,40	1,50	2,50	—	—	—	—
—	Schweiz. B. Z. 1913, S. 53	—	1,80	2,72	—	—	—	—
1: f < 1:5.								
—	Th. Gesteschi	4,60	1,50	2,20	—	15 000	22 000	—

Bogen, bis auf etwa 130—140 m gestattet. Um jedoch von den größten bisher ausgeführten Spannweiten nicht allzu sehr abzuweichen und die Genehmigung der Bauvorlagen nicht unnötig zu erschweren, entschied man sich schließlich für eine theoretische Spannweite von 100 m, aus welcher die weitergehende Planung die Lichtweite von 96 m ergab.

Obwohl eine Lösung mit kleineren Öffnungen — in der im Eisenbahnbau sonst üblichen Art gemauerter Talübergänge — wegen der Stellung der Zwischenpfeiler im Gerölldelta und wegen des mangelnden monumentalen Charakters des ganzen Bauwerks nicht erwünscht war, wurde doch auch eine solche studiert, da es sich vor allem auch darum handelte, die wirtschaftlichste Lösung zu finden. Um hierbei den großen Massenaufwand, den die, ohne Fundamente, bis 70 m hohen Zwischenpfeiler erforderten, möglichst zu verringern, mußte man zu kontinuierlichen Bogenstellungen übergehen, wie sie Fig. 4 zeigt.

Die statische Untersuchung derselben zeigte jedoch, daß solche flachen Korbbojen auf hohen Pfeilern jedenfalls ganz undenkbar waren, weil

die strengen Vorschriften, insbesondere bezüglich der Berücksichtigung von Temperaturwirkungen, sehr große Eisenmengen erfordern würden. Um den Vorschriften mit möglichst geringem Materialaufwand zu genügen, und um namentlich möglichst schlanke Pfeiler zu erhalten, konnten nur Bogenstellungen mit möglichst großem Stich in Frage kommen. Sogar Halbkreisgewölbe hätten nicht genügt, sondern vielmehr überhöhte Bogen gemäß Fig. 5 zur Anwendung kommen müssen; aber auch in diesem Falle war die Vermehrung der Massen gegenüber dem Entwurf mit großen mittleren Bogen so bedeutend, daß trotz der einfacheren Einrüstung eine Verminderung der Kosten auf keinen Fall zu erwarten war. Da das statische System dieser Lösung außerdem ein ziemlich kompliziertes (kontinuierliche Bogenstellungen auf elastischen Pfeilern) ist, wären dadurch wahrscheinlich auch die Genehmigungsverhandlungen gegenüber der klaren und übersichtlichen Lösung mit großem Gewölbe nnr noch erschwert worden, so daß man sich für die Beibehaltung der letzteren entschied.

Bei der Wahl des statischen Systems für das große Gewölbe wurde eine Konstruktion mit Gelenken grundsätzlich ausgeschlossen, in der Überzeugung, daß Gelenke doch im allgemeinen als wesensfremde Elemente in einer in ihrem eigentlichen Charakter monolithi-

der Vorteil der statischen Bestimmtheit eines Dreigelenkbogens und die damit verbundene etwas vereinfachte Berechnung gegenüber einem gelenklosen Bogen nicht mehr ausschlaggebend sein. Die übrigen Vorteile aber, welche ein Dreigelenkbogen aufweisen würde, wie Unschädlichmachung von allfälligen kleinen Widerlagerverschiebungen und -verdrehungen sowie Ausschaltung der von Temperaturänderungen und von der Zusammendrückung des Bogens durch die Normalkräfte herrührenden Spannungen, konnten im vorliegenden Falle nicht ins Gewicht fallen, weil diese Spannungen bei dem vorhandenen Stichverhältnis relativ klein ausfallen, und weil der Baugrund als sicher anzusehen war. Als Nachteil dagegen hätte ein Bogen mit Gelenken eine geringere Starrheit gegenüber den Stößen der Fahrzeuge aufzuweisen gehabt. (Bei schweren massigen Konstruktionen aus Stein oder Stampfbeton, die den dynamischen

Wirkungen ihre Massen entgegensetzen, mag dies nicht ins Gewicht fallen, wohl aber bei den leichter dimensionierten Eisenbetonbauten, bei denen die Fähigkeit, auch Zugspannungen aufzunehmen, eine weitergehende Ausnutzung des Baustoffs gestattet.)

Was nun das Tragsystem der Nebenöffnungen betrifft, so konnten hierfür entweder Plattenbalken oder Gewölbe in Frage kommen. Eingespannte Gewölbe oder Gelenkbögen auf starren Pfeilern erwiesen sich jedoch von vornherein als unwirtschaftlich, da die richtige statische Dimensionierung der außerordentlich — bis zu 40 m — hohen Pfeiler ganz bedeutende Massen verlangte. Es erschien daher vielmehr angezeigt, im Interesse einer Massenersparnis gerade die große Biegsamkeit der Pfeiler infolge ihrer Höhe auszunützen, dieselben möglichst schlank zu halten und sie im Zusammenhang mit der Fahrbahnkonstruktion auch biegungsfest, also in Eisenbeton, herzustellen, wodurch ein materialgerechtes, elastisches Gebilde geschaffen wurde. Dabei wurde wieder von den beiden möglichen Lösungen — kontinuierliche Bögen und kontinuierliche Balken auf elastischen Pfeilern — der letzteren der Vorzug gegeben, wegen der größeren Wirtschaftlichkeit im Hinblick auf die Fundamentverhältnisse an der Halde und wegen der größeren statischen Übersichtlichkeit. Diese Lösung bedingte natürlich in der statischen Berechnung eine genaue Berücksichtigung aller Einflüsse, wie Temperatur und Schwinden, welche Verlängerungen oder Verkürzungen der Balken, also Verschiebungen der Pfeilerköpfe und daher Zusatzmomente in den Pfeilern hervorrufen können. Gerade die große Höhe und Schlankheit

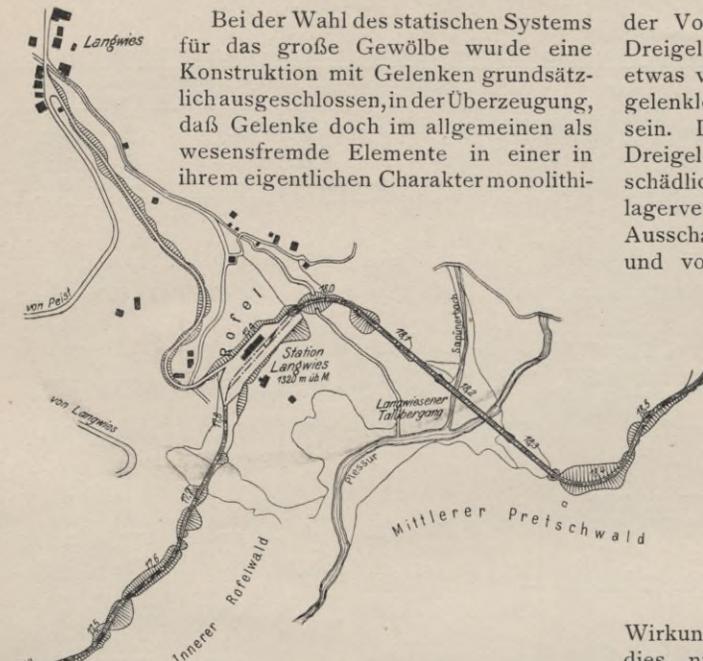
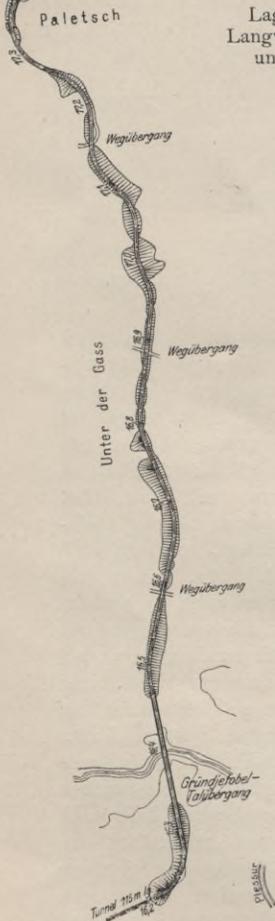


Fig. 3.
Lageplan der Haltestelle Langwies, des Talüberganges und der anschließenden Strecken.

schen und elastischen Konstruktion, wie einem Eisenbetonbau, angesehen werden müssen. Schon die Form von Gelenkbögen erscheint meistens dem Auge, das aus den übrigen Abmessungen eines Eisenbetonbauwerkes erkennen muß, daß letzteres aus einem biegungs- und zugfesten Baustoff besteht, zum mindesten als sehr eigenartig und kann daher selten ästhetisch befriedigend wirken. Heute, wo wir gewohnt sind, im Eisenbetonbau mit statisch unbestimmten Systemen aller Art zu rechnen und auf dieselben die Regeln der Elastizitätslehre anzuwenden⁹⁾, darf auch

⁹⁾ Trotzdem Spannungen und Formänderungen des Eisenbetons nicht genau proportional sind, wie die Elastizitätslehre bekanntlich voraussetzt, erweist sich der Fehler selbst bei bevorzugterweise auf Biegung beanspruchten Elementen praktisch als verschwindend klein.



der Pfeiler setzt diese aber instand, diesen Einflüssen ohne zu große Spannungsvermehrung zu begegnen¹⁰⁾.

Diese Ausbildung der Nebenöffnungen entspricht ferner derjenigen des Aufbaues über dem großen Bogen, wo ähnliche Erwägungen maßgebend waren, aber noch die Notwendigkeit möglichster Gewichtersparnis hinzukam.

Es darf noch erwähnt werden, daß beim Entwurf auch die Aufstellung einer Variante (Fig. 6) versucht worden ist, welche an Stelle der an den großen Bogen anschließenden kleinen Nebenöffnungen beidseitig je einen halben großen Bogen ohne Zwischenunterstützungen vorsah. Das Bedenken einer schwierigen Gründung an den Brückenden veranlaßte jedoch, von dieser Lösung Abstand zu nehmen.

2. Allgemeine Anordnung des Bauwerks.

In einer Höhe von fast 70 m läuft die Schiene über das Tal und wird von einem Bauwerk von 287 m Gesamtlänge, von Widerlagerende zu Widerlagerende, getragen. Der mittlere Hauptbogen hat, wie schon erwähnt, eine lichte Weite zwischen den Kämpfern von 96 m, bei einer rechnerischen Stützweite von 100 m und einer theoretischen Pfeilhöhe von 42 m; die Unterkante seines Scheitels liegt dagegen 66 m über der Talsohle¹¹⁾. An den Hauptbogen schließen sich zu beiden Seiten je 4 kleinere Nebenöffnungen von 14,70 m Lichtweite an, denen auf der Seite gegen Arosa das Endwiderlager, auf der Seite gegen Langwies aber ein kräftiger Gruppenpfeiler folgt, welcher den eigentlichen Talübergang von dem sogen. „Verlängerungsviadukt“ trennt, der aus drei weiteren

kleinen Spannungen besteht. Der Gruppenpfeiler sollte ursprünglich auch hier das Endwiderlager bilden (Fig. 8) und an denselben nur noch ein Erddamm anschließen, dessen Anschüttung aber wegen der Terrainbeschaffenheit Schwierigkeiten machte, so daß er durch den Verlängerungsviadukt mit zwei Brückenöffnungen von je 13 m und eine von 10 m Lichtweite ersetzt wurde (Fig. 11).

Die sowohl über dem Hauptbogen wie über den Nebenöffnungen auf kontinuierliche Träger gelagerte Fahrbahn erleidet durch die großen Temperaturschwankungen infolge der Höhenlage des Bauwerks auf 1320 m ü. M. bedeutende Ver-

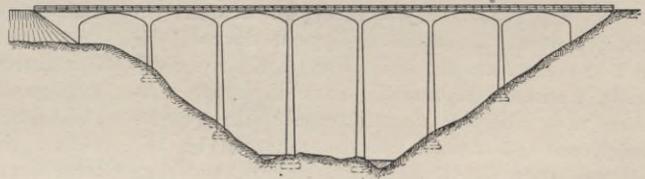


Fig. 4. Entwurf mit flachen kontinuierlichen Bögen.

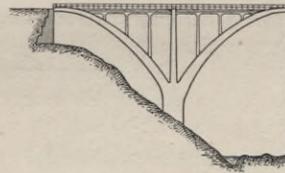


Fig. 6. Entwurf mit großen halben Bögen für die Seitenöffnungen.

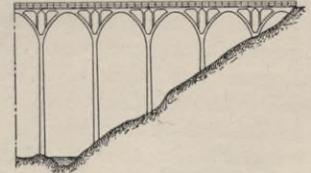


Fig. 5. Entwurf mit überhöhten kontinuierlichen Bögen.

längerungen und Verkürzungen¹²⁾, denen durch die Möglichkeit ungehinderter Dilatation Rechnung getragen werden mußte. Dies geschah dadurch, daß sämtliche Pfeiler, welche mit der Fahrbahn fest verbunden sind, genügend elastisch gemacht und um so schlanker ausgebildet wurden, je kürzer sie waren, wodurch sie instand gesetzt wurden, die ihnen zugemuteten Ausbiegungen ohne Überbeanspruchung auszuführen. Wo dies infolge der Kürze der Pfeiler nicht möglich war, wie bei den letzten Pfeilern über dem Bogen und bei den Stützen des „Verlängerungsviaduktes“, wurde durch Anordnung von einfachen Gelenken (Fig. 17) die Bewegungsmöglichkeit geschaffen. Da die Fahrbahn infolge ihrer festen Verbindung

¹⁰⁾ In Form und statischer Wirkung unterscheiden sich daher die Nebenöffnungen der Langwieser Brücke sehr deutlich von denjenigen zweier anderer großer Eisenbetonbauwerke: Die Gmündertobelbrücke bei Teufen und der Halenbrücke bei Bern. Bei diesen beiden haben jedoch die Pfeiler der Nebenöffnungen — abgesehen von der viel kleineren Verkehrslast — eine mäßige Höhe, so daß hier die Ausbildung von eingespannten Bögen und infolgedessen starren, massigen Pfeilern noch wirtschaftlich sein mochte. Namentlich das erstgenannte Bauwerk entbehrt aber dafür bei den Nebenöffnungen gewissermaßen den eigentlichen Charakter einer schlanken, elastischen, d. h. in allen Elementen biegungsfähigen und biegungsfesten Eisenbetonkonstruktion, sondern erscheint vielmehr — im Gegensatz zur Langwieser Brücke — als wuchtiges Stampfbetonbauwerk.

¹¹⁾ Die Langwieser Brücke ist damit bei weitem die „höchste“ bisher ausgeführte Massivbrücke und auch das Maß ihres Pfeiles wird nur annähernd von der Monroe-Strassenbrücke in Spokane, Wash., mit 34,50 m Pfeilhöhe erreicht.

¹²⁾ Wenn wir zwischen der niedrigsten und höchsten Durchschnittswärme (Mittelwert der Temperaturen aller einzelnen Elemente) des Bauwerks einen Unterschied von 30° annehmen müssen, was nach den bei Versuchen anlässlich der Bauausführung gemachten Erfahrungen durchaus wahrscheinlich ist, so ergibt sich, daß sich die Gesamtlänge der Fahrbahn mit ihren 287 m vom Winter in den Sommer dehnen wird um $= 287 \times 0,0000125 \times 20 = 0,107625 \text{ m} = 107,6 \text{ mm}$.

mit dem Bogenscheitel, mit dem Widerlager auf Aroser Seite und mit dem Massiv des Gruppenpfeilers (beim Endwiderlager auf Langwieser Seite ist ein einfaches Gleitlager angeordnet), an diesen Stellen in horizontalem Sinne unverschieblich ist, so mußten schließlich für den Ausgleich der Bewegungen Dilatationsfugen vorgesehen werden; diese wurden über den Hauptwiderlagern angeordnet und dort die Pfeiler in charakteristischer Weise getrennt hochgeführt, als sog. „Doppelpfeiler“, wodurch sich eine erwünschte Dreiteilung des Objektes in drei unabhängige, nur in den Fundamenten verbundene, Bauwerke: in den Mittelteil mit den Hauptbogen und in die beiden Seitenteile der Anschlußöffnungen, ergab.

Der eingespannte Hauptbogen besteht in Wirklichkeit aus 2 einzelnen Rippen, deren Höhe von 2,10 m im Scheitel auf 4,0 m im Kämpfer anwächst, während gleichzeitig auch die Breite derselben vom Scheitel zum Kämpfer hin gesetzmäßig von 1,00 m auf 1,50 m zunimmt (Fig. 11). Um unter allen Umständen eine einheitliche Tragwirkung dieser beiden einzelnen Rippen sicherzustellen, sind dieselben durch 16 starre, biegungsfeste Riegel miteinander verbunden. Im Scheitel ist außerdem zum gleichen Zwecke die Fahrbahn eingesattelt, wodurch auf eine längere Strecke eine gute und sichere Verbindung der beiden Bogenrippen entsteht. Die letzteren treten allerdings dadurch in der Ansichtsfläche in etwas ungewohnter Weise über die Fahrbahnoberkante hinaus. Am Widerlager sind die beiden Bogenrippen durch die bewehrten Seitenwände und die Sohle des Widerlagerkastens verbunden; um die Sohlenplatte des Widerlagers in ganzer Breite zur Wirkung zu bringen, gehen die Bogenrippen allmählich mit starken Abschrägungen in dieselbe über (Fig. 13).

Der Ausbildung des Gewölbes mit den zwei einzelnen Rippen entspricht die Auflösung der Pfeiler des Aufbaues und der Nebenöffnungen in hintereinander gelegene Stützen, die wieder durch biegungsfeste Querriegel, deren Zahl mit der Pfeilerhöhe wechselt, verbunden sind. Nur die Doppelpfeiler über den Widerlagern haben aus besonderen Gründen statt der Riegel eine volle Wand als Verbindungsglied zwischen den Stützen erhalten.

Die gewählte Art der Anordnung des Gewölbes — ein Paar hochkant gestellter rechteckiger Rippen — ist beim Bau größerer Brücken bisher nur sehr vereinzelt angewendet worden, während zwei nebeneinander liegende flache Gewölbegurten, sog. „Zwillingsgewölbe“, nicht nur im Eisenbeton, sondern auch im Mauerwerksbau, und hier bekanntlich zum ersten mal beim Bau der großen Straßenbrücke über das Pétrusse-Tal in Luxemburg von Séjourné, schon öfters ausgeführt worden. Es dürfte daher angezeigt sein,

kurz auf die Gründe hinzuweisen, welche zu dieser Wahl führten.

In gewissem Sinne erinnert allerdings die Anordnung an diejenige bei der Grafton-Brücke in Auckland (Neu-Seeland), mit einer Spannweite von 97,5 m¹³⁾ und an diejenige bei den Eisenbetonhochbrücken im Zuge der Eisenbahnlinie Fogaras—Brassó (Ungarn)¹⁴⁾.

Die erstere ist jedoch eine Straßenbrücke, und die Dimensionen der letzteren reichen bei weitem nicht an diejenigen der Langwieser Brücke heran; dabei handelt es sich bei Fogaras—Brassó um ein Normalgleis, bei Langwieser aber nur um eine Schmalspur, wodurch namentlich das Mißverhältnis zwischen Nutzbreite und Gesamthöhe des Bauwerks viel bedeutender wird.

Gerade dieses Mißverhältnis verlangte eine Spreizung des Querschnittes, wenn der Bogen genügend knicksicher und auch seitlichen Kräften (Wind, Seitenschwankungen usw.) gewachsen sein sollte. Ein voller rechteckiger Gewölbequerschnitt hätte ebenfalls eine dieser Bedingung entsprechende geringste Breite und andererseits doch eine solche Stärke haben müssen, daß nicht nur die Querschnittsfläche zur Aufnahme der Längskräfte, sondern auch die Widerstandsmomente zur Aufnahme der hauptsächlich von der Verkehrslast herrührenden Biegungsmomente genügt hätten. Es zeigte sich, daß der benötigte Rechteckquerschnitt einen so bedeutend größeren Massenaufwand erfordert hätte, daß er, trotz der einfacheren Ausführung, sich gegenüber dem aufgelösten Querschnitt mit den zwei Rippen als bedeutend unwirtschaftlicher erwies. Die größeren Betonmassen, und damit das größere Gewicht, hätten auch einer Verstärkung und Verteuerung des ohnehin sehr kostspieligen Gerüstes gerufen, ganz abgesehen davon, daß die volle untere Laibung eine durchgehende Schalung verlangt hätte, die man sich beim Rippenquerschnitt ersparen konnte.

Zuerst war allerdings an Stelle der Riegel zur Verbindung der beiden Rippen eine durchgehende mittlere Bogenplatte vorgesehen (Fig. 7), die man dann, als durch die verschärften behördlichen Vorschriften die der Rechnung zugrunde zu legenden Verkehrslasten erhöht und gleichzeitig die zulässigen Spannungen vermindert wurden, wegließ, weil aus ihren Massen zugleich die Verstärkung der Rippen und die erforderlichen Verbindungsriegel ausgeführt werden konnten, so daß also ohne Mehraufwand an Material eine Verringerung der Beanspruchungen zu erzielen war. Wenn auf diese Weise ziemlich hohe Rippen entstanden, welche im allgemeinen unrationell sind, wegen der dadurch bedingten Vergrößerung der

¹³⁾ S. „Arm. Beton“ Jahrg. 1910, S. 338.

¹⁴⁾ S. „Arm. Beton“ Jahrg. 1909, S. 45 und „Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens“ Jahrg. 1911, S. 176 und S. 193.

Zusatzspannungen, so war dies im vorliegenden Falle bedeutungslos, weil infolge des großen Pfeils die Zusatzspannungen von der Zusammendrückung durch die Normalkräfte, von den Temperaturschwankungen und von den Schwindinflüssen ohnehin verhältnismäßig gering ausfallen.

Die Weglassung der dünnen verbindenden Bogenplatte hatte aber noch den Vorteil, daß die Konstruktion nunmehr in allen Teilen ungefähr gleich starke Glieder aufweist, was bei direkt bestrahlten Bauwerken, wegen der ungleichen

über 8,0 m angewachsen ist. Ursprünglich war zwar der Abstand der beiden Rippen kleiner angenommen gewesen, ist aber dann vergrößert worden, um über dem Scheitel zwischen den Rippen das verlangte Lichtraumprofil der rhätischen Bahnen einhalten zu können, obwohl die tatsächlich verkehrenden Wagen nur 2,40 m breit sind, und weil bei zu enger Stellung der Rippen die Gefahr bestand, daß sich im Winter bei starkem Schneefall auf der Strecke von etwa 16—18 m, auf welcher die Rippen über die Fahrbahn hinaufreichen, die Wagen klemmen könnten. Außerdem

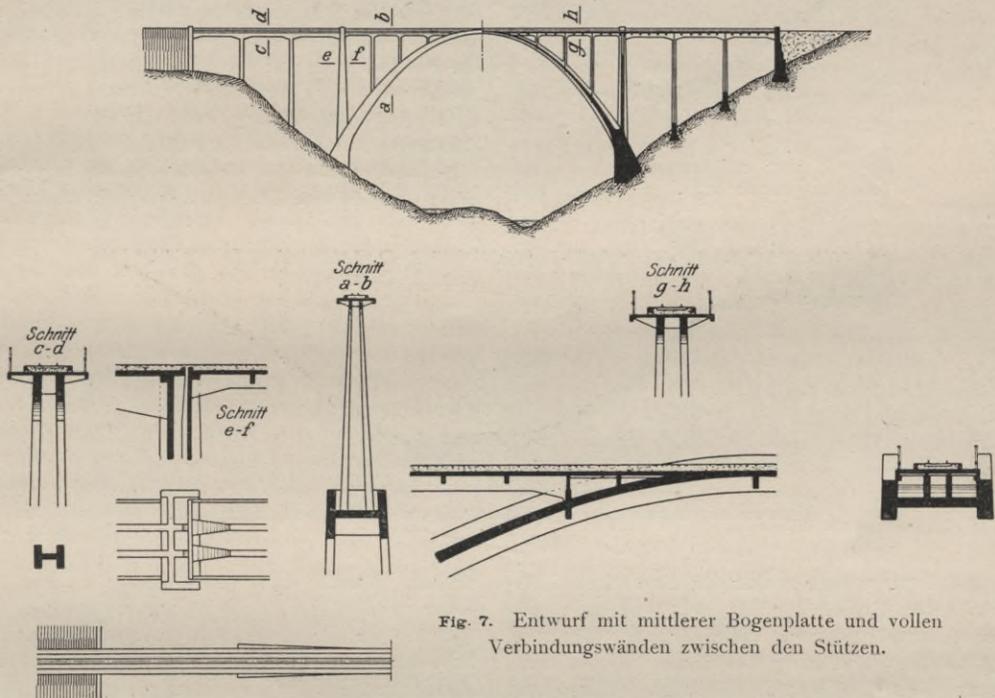


Fig. 7. Entwurf mit mittlerer Bogenplatte und vollen Verbindungswänden zwischen den Stützen.

Durchwärmung verschieden starker Glieder und daher auftretender Nebenspannungen, womöglich immer zu erstreben ist.

Um die Seitensteifigkeit des Bauwerks, außer durch die Spreizung der Bogenrippen, noch weiter zu erhöhen, sind die Ebenen der beiden äußeren Stirnflächen mit dem Queranlaufe von 4% geneigt, der sich auch in das aufgelöste Bogenwiderlager fortsetzt und auch bei den sämtlichen Pfeilern vorhanden ist. Nach innen aber haben Bogenrippen und Pfeiler einen Anzug von 2½%, während die Ebenen der Fahrbahnhauptträger vertikal sind. In der Ansicht laufen die Pfeiler mit einer beidseitigen kleinen Neigung von 0,5% an.

Der Achsabstand der beiden Bogenrippen beträgt im Scheitel 4,0 m, im Kämpfer dagegen 6,70 m, so daß hier die äußere Breite schon auf

aber hatte der Gutachter für die statische Berechnung, Ing. O. Bolliger, eine Vergrößerung des Rippenabstandes gewünscht, weil er Bedenken bezüglich der Sicherheit des Bogens gegen seitliches Ausknicken hatte. Es handelt sich hierbei allerdings um eine noch wenig abgeklärte Frage, der aber im vorliegenden Falle eine gewisse Bedeutung zukam, gerade wegen des schon erwähnten Mißverhältnisses zwischen Stützweite und Gewölbbebreite, wobei zudem der Gewölberschnitt nicht voll, sondern aufgelöst ist. Unzweifelhaft aber dürfen die beiden Bogenrippen als ein Ganzes betrachtet werden, trotz des Fehlens von zur Konstruktion schlecht passenden Diagonalverstrebungen, weil die letzteren genügend durch die zahlreichen, mit starken Abschrägungen (Vouten) an die Rippen anschließenden Verspannungsriegel ersetzt sind.

Die Fahrbahn hat, bei 4,40 m Gesamtbreite von Außenkante zu Außenkante Gesims, zwischen den Geländern eine Breite von 4,00 m, wovon beidseitig je 70 cm auf die Gehwege außerhalb der Bettung entfallen. Es konnte nie einem Zweifel unterliegen, daß das Gleis nicht etwa direkt auf die Eisenbetonkonstruktion, sondern in üblicher Weise mittels Querschwellen auf ein

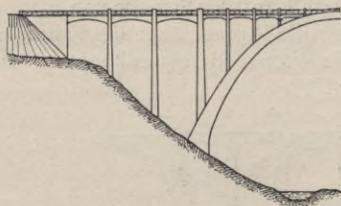


Fig. 8.
Älterer Entwurf mit Damm
auf Langwieser Seite.

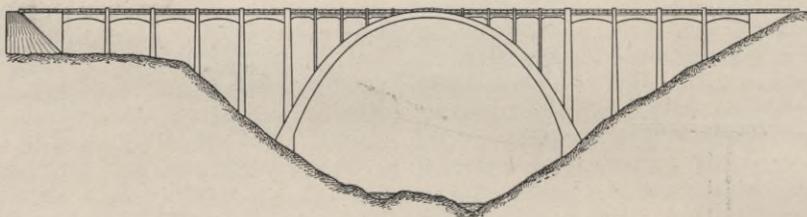


Fig. 9.
Entwurf mit segmentförmigen Hauptträgern für die Seitenöffnungen.

Schotterbett zu verlegen war, da eine direkte Befestigung von Eisenteilen im Beton niemals haltbar sein kann, sondern vielmehr zu verhältnismäßig rascher Zerstörung des Betons führen muß, wenn an diesen Eisenteilen starke, häufige und rasch aufeinanderfolgende Stöße (Schwankungen der Fahrzeuge, Schläge der Schienenstöße usw.) unmittelbar angreifen¹⁵⁾. Das Schotterbett hat eine Stärke von 30 cm, welche gewählt wurde, um die Betonkonstruktion vor Beschädigungen beim Unterkrampen der Schwellen zu sichern. Unter der Schotterschicht folgt eine 5 cm starke Sandschicht und hierauf die durch einen Mörtelüberzug geschützte Asphaltisolierung über der

¹⁵⁾ Diese schnelle Zerstörung des Betons ist hauptsächlich auf seine, im Vergleich zu Holz und Eisen, geringe Zugfestigkeit, dann aber auch auf die bei Betonkonstruktionen infolge von Stoßwirkungen auftretenden kürzeren aber rascheren Schwingungen zurückzuführen. Deshalb ist auch z. B. die Aufgabe, eine brauchbare Eisenbetonschwelle zu schaffen, bisher gescheitert, und zwar weniger an der Schwierigkeit der richtigen Dimensionierung und Berechnung, als vielmehr an der Schwierigkeit der Schienenbefestigung; dabei wird die Zerstörung noch begünstigt durch das kleine Spiel, welches sich infolge des Abschwindens des Betons um das Befestigungsmittel herum bildet.

Fahrbahnplatte. Da die letztere den Druckgurt der Längsträger bildet, war eine Einsattelung des Schotterbettes, so daß dessen Oberkante bündig mit derjenigen der Längsträger gewesen wäre, nicht möglich und wegen der mangelhaften Entwässerung auch gar nicht erwünscht. Die beiden Betonrippen, welche das aufgesetzte Schotterbett seitlich abschließen und im Zusammenhang mit der Fahrbahnplatte stehen, aber natürlich in der Rechnung nicht mitberücksichtigt sind, wurden so häufig gestoßen, daß sie nicht mitarbeiten können, also die Gefahr des Rissigwerdens über den Stützen ausgeschlossen ist.

Die im Mittel 20 cm starke Fahrbahnplatte, deren Oberfläche ein Quergefälle gegen die Mitte zu besitzt, während die Unterfläche horizontal ist, stützt sich auf Querträger im Abstand von 1,28 m über der Mittelöffnung, bzw. 1,31 über den Seitenöffnungen, und diese Querträger übertragen ihre Last auf die in den Stirnebenen gelegenen, den Bogenrippen und Pfeilern entsprechenden Haupt-

träger. Durch diese Anordnung (s. Fig. 11–16) einer großen Zahl verhältnismäßig eng gestellter Querträger zur unmittelbaren Lastaufnahme unterscheidet sich das Bauwerk wesentlich von andern Ausführungen: die Anordnung ergab sich aus der Schwierigkeit der Unterbringung der Schubkräfte bei Einführung von sekundären Längsträgern.

Die normalen Querträgerrippen haben bis zur Plattenunterkante eine Höhe von 50 cm, so daß die Trägerhöhe in der Mitte 68 cm beträgt, bei einer Breite von 28 cm. Zwecks besserer Querversteifung und zum Ersatz des obersten Riegels erhielten jedoch die Querträger über den Pfeilern, bei entsprechend größerer Stärke, eine größere Höhe, nämlich 1,00 m, von Plattenunterkante gemessen, in der Mittelöffnung, bzw. 2,80 m in den Seitenöffnungen; in den letzteren haben nämlich diese, dort 40 cm starken, Betonwände gleichzeitig die gedrückten unteren Teile der am Voutenende 3,20 m hohen und 50 cm starken Hauptlängsträger gegen Ausknicken zu sichern. Diese Hauptträger sind außerdem noch in den Dritteln ihrer Länge durch stärkere, 1,00 m hohe, Querrippen versteift. Die Fahrbahnplatte ist überall beim

Anschluß an die Querträger durch eine Abschrägung von 8 cm Höhe verstärkt.

Der Fahrbahnaufbau über dem großen Bogen (s. Fig. 13) wird durch je 4 kontinuierliche Öffnungen von 9,00 m Stützweite gebildet, die beiderseits an den unmittelbar auf den Bogen gelagerten Mittelteil anschließen. Die Längsträger dieses Aufbaues haben in Feldmitte eine Höhe von 1,10 m, bzw. einen Rippenvorsprung von 85 cm, bei 40 cm Rippenbreite, und schließen an die Stützen mit Vouten von 1,50 m Länge und 50 cm Höhe an. Die verhältnismäßig großen Voutenlängen wurden gewählt, weil bei kontinuierlichen Trägern mit veränderlichem Trägheitsmoment der Einfluß der Voutenlänge größer ist als derjenige der Höhe, und weil dadurch, namentlich für Totalbelastung, eine ziemlich bedeutende Verminderung des Feldmomentes erzeugt wird. Die Längsträger des Aufbaues sind im Scheitel mit dem Bogen verbunden, haben also hier ein unverschiebliches Auflager, von welchem aus die gesamte Dilatation nach einer Seite erfolgen muß. Die mit den Längsträgern verbundenen, in je 2 Stützen aufgelösten Pfeiler wurden, damit sie die erforderliche Elastizität zur Ausführung der entstehenden Verschiebungen des Kopfes erhalten, wie schon erwähnt, in der Richtung der Längsachse um so schwächer gehalten, je kürzer sie sind, was auch den verminderten Knicklängen entspricht. So ist der zum Doppelpfeiler gehörige Endpfeiler am Kopfe 1,20 m, in der Ansicht, stark und besitzt einen einseitigen Anzug von 1%, während der längste Zwischenpfeiler über dem Bogen nur 90 cm, der mittlere nur 70 cm und der kürzeste nur 50 cm stark ist, und zwar besitzen die drei letzteren keinen seitlichen Anzug. Trotzdem sind nur der Endpfeiler und der erste Zwischenpfeiler infolge ihrer Höhe elastisch genug, um ohne Schaden nachgeben zu können, während die beiden andern mit Kopfgelenken, der dem Scheitel benachbarte sogar noch mit einem Fußgelenk versehen werden mußten. Die Gelenke (Fig. 17) wurden gebildet dadurch, daß an den betreffenden Stellen der Beton gestoßen, die Eiseneinlagen in der Querschnittsmitte zusammengeführt und die Stoßflächen innen mit Asphalt, längs des Randes aber mit 8 mm starken Bleiplatten abgedeckt wurden.

Im Querschnitt der Brücke haben alle Stützen den schon erwähnten Queranlauf nach außen (äußere Kante 4%, innere 2½%), so daß sie bockförmig auf den Bogenrippen aufsitzen. Dabei ist ihre Innenkante mit Innenkante der Rippen bündig, so daß sie nicht ganz zentrisch aufgelagert sind. Dieser kleine Nachteil ergab sich aus der Spreizung des Rippenabstandes und war nicht zu vermeiden; ihm müssen die 1,35 m bis 2,15 m hohen Verspannungsriegel begegnen.

Die Hauptträger der Seitenöffnungen (Fig. 11

u. 15) sind Balken mit veränderlichem Trägheitsmoment, die ebenfalls über 4 Öffnungen, und zwar mit je 16 m Stützweite, durchlaufen und mit ihren Stützen elastisch verbunden sind. Ihre Höhe, von Plattenoberkante gemessen, beträgt in Feldmitte 1,60 m, am Auflager 3,45 m, bei einer Rippenbreite von 50 cm, die Voutenlänge 5,0 m. Die an das gerade Mittelstück anschließenden Vouten sind — im Gegensatz zu denjenigen beim Fahrbahnaufbau — Kreisbögen von 6,00 m Halbmesser, wodurch der erforderliche allmähliche Übergang in die Pfeiler erzielt wird. Diese Träger waren zuerst mit segmentbogenförmiger Unterkante angenommen gewesen (Fig. 8 u. 9), befriedigten aber in der Ansicht nicht, weil sie den Eindruck von flachen Gewölben machten, die schlecht zu den schlanken Pfeilern paßten; sie wurden daher als gerade Balken mit Vouten ausgeführt, wodurch ihr Aussehen ihrer statischen Wirkung besser entspricht und auch mit dem Fahrbahnaufbau gut harmoniert. Bei den Abmessungen der Träger muß man sich vergegenwärtigen, daß es sich für eine Balkenkonstruktion bei den gegebenen Lasten um verhältnismäßig große Spannweiten handelt.

Die wieder in zwei der Balkenanordnung entsprechende und durch Riegel verbundene Stützen aufgelösten Pfeiler der Nebenöffnungen sind, um eine in der Rechnung vorausgesetzte gelenkartige Wirkung zu erzielen, auf schmale Streifen als Fundamentflächen gegründet. Die Stärke der einzelnen Stützen beträgt am Kopf 1,30 m (in der Ansicht), bzw. 0,70 m (in der Tiefe) und nimmt dem Anlauf entsprechend nach unten zu. Da die Fahrbahn der Nebenöffnungen am äußeren Ende, d. h. am Endwiderlager auf Arosen Seite und am Gruppenpfeiler, festgehalten ist, findet der Ausgleich der Verlängerungen und Verkürzungen durch Temperatur und Schwinden am Doppelpfeiler über dem Bogenwiderlager statt, wo in der Fahrbahn eine bei Mitteltemperatur 6 cm weite Dilatationsfuge angeordnet wurde, die in üblicher Weise mit Schleppblechen abgedeckt ist. Die Teilung des Doppelpfeilers in zwei Einzelpfeiler befähigt also jede seiner Hälften, die Dilatation des angeschlossenen Fahrbahnendes mitzumachen. In die Lücke zwischen den Pfeilerhälften greifen von beiden Seiten konsolartige Vorkragungen (Fig. 13 u. 14) ein, die ein breiter mittlerer, an den Kanten durch Winkeleisen geschützter Zahn so miteinander verbindet, daß sie in der Querrichtung gegenseitig unverschieblich sind, wodurch nicht nur die Übertragung der Stöße der Seitenschwankungen auf die Doppelpfeiler, sondern auch die Aufnahme der Fahrbahnwindkräfte ermöglicht ist.

Es hat sich als richtig erwiesen, den Zwischenpfeilern über dem Bogen und in den Seitenöffnungen keine Windkräfte von der Fahrbahn zuzu-

weisen, da eine genaue Bestimmung der auf die einzelnen Pfeiler entfallenden Anteile nicht möglich gewesen wäre, sondern vielmehr die gesamten Windlasten der Fahrbahn durch diese selbst, welche dazu genügend steif ist, auf das Endwiderlager und den Doppelpfeiler zu übertragen. Dadurch war die Auflösung der Zwischenpfeiler möglich, während nun allerdings der Doppelpfeiler statt der Riegel volle Verbindungswände erhalten mußte, die mit 20 cm Stärke bemessen und entsprechend bewehrt (Fig. 17) wurden. Die Einführung von Doppelpfeilern war aber nicht nur durch konstruktive, sondern auch durch ästhetische Gesichtspunkte begründet, da sich dadurch auch in der Ansicht ein deutlicher Abschluß zwischen den drei verschiedenen Teilen des Hauptbauwerks ergab (Fig. 10). Mit der vorher geplanten normalen Lösung (Fig. 8 u. 9), welche einen einzigen Pfeiler mit breiter, massiver Vorderfläche und Pendelwände, wie bei der Gmünder Tobelbrücke, zur Aufnahme der Fahrbahn vorsah, war aber diese Wirkung, trotz der bedeutenden Massenschwendung, nicht befriedigend zu erreichen gewesen.

Der Gruppenpfeiler auf Langwieser Seite ist als hohler Kasten mit Eckverstärkungen, auf durchgehender Grundplatte, ausgebildet. Ähnlich sind die Endwiderlager, durch Fortführung der Balkentragwände und Verspannung derselben, als unten offene, auf einzelne Säulen abgestützte, kastenförmige Gebilde entstanden. Der „Verlängerungsviadukt“ auf Langwieser Seite ist ähnlich wie die Nebenöffnungen ausgebildet; die beiden Zwischenpfeiler haben Kopfelenke, das Fahrbahnde gegen Langwieser ist gleitbar aufgelagert.

Große Sorgfalt wurde auf eine gute Entwässerung des Bauwerks gelegt: Die Fahrbahn ist durch einen aufgeklebten Asphaltplattenbelag aus sog. Mammothplatten, die auch an den seitlichen Abschlußrippen des Schotterbettes hochgezogen wurden, abgedichtet. In Abständen von etwa 4 m sind in der Brückenachse Ablaufstützen einbetoniert, zu welchen das Niederschlagwasser durch Aufbetonierungen geleitet wird. Die Gehwege sind durch einen Zementestrich mit Bitumenzusatz abgedeckt, und die Gesimsprofilierung besitzt eine Tropfnase. Die Rücken der Gewölberippen sowie die horizontalen und geneigten Oberflächen der sämtlichen Verspannungsriegel des Bogens und der Pfeiler erhielten einen Wasserglasanstrich. Bei den im Boden steckenden kastenförmigen Teilen ist ebenfalls für die nötige Entwässerung — von der eigentlichen Haldenentwässerung wird später zu reden sein — durch Ablaufröhren und wasserabweisende Goudronanstriche gesorgt.

Es mag noch erwähnt werden, daß gerade durch die Auflösung und Gliederung der Pfeiler und des Bogens eine gewisse Revisionsfähigkeit des Bau-

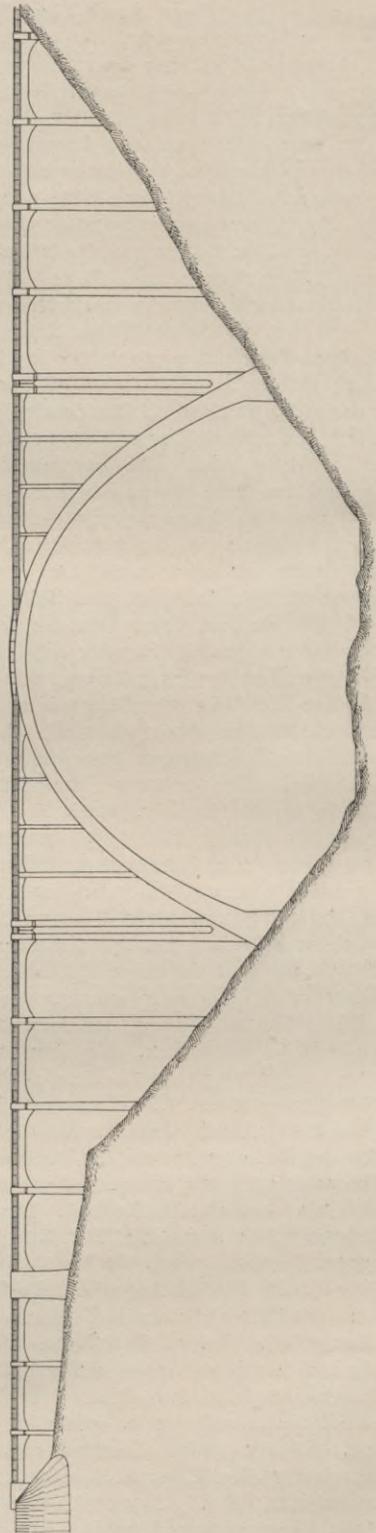


Fig. 10. Langwieser Viadukt. Ansicht.

werks besteht, weil dadurch die Anbringung von Leitern und Gerüsten erleichtert ist.

Die Art der Anordnung der Eiseneinlagen im Bauwerk, wie sie aus den Fig. 17, 18 und 19 hervorgeht, bietet im allgemeinen nichts Besonderes, da sie den statischen Anforderungen und den heute geltenden Grundsätzen entspricht. Immerhin verdient hervorgehoben zu werden, daß die Unmöglichkeit, auf dem schwierigen Anfuhrweg längere Eisen, als solche von 12 m Länge herbeizuschaffen, bei den vorhandenen langen Traggliedern viele Stöße der Eiseneinlagen notwendig machte. (Anfänglich hatte die größtmögliche Eisenlänge sogar nur 8 m betragen, und erst durch besondere Maßnahmen — Aufbau eines Gestelles auf die Wagen, so daß die Eisen über die Zugpferde vorragten — war auch die Anfuhr bis 12 m langer Eisen ermöglicht.) Alle diese Stöße wurden durch Übergreifenlassen der Eisen um Haftlänge (mindestens etwa 40 facher Durchmesser) und Hackenenden gebildet. Der Größe der Tragglieder entsprechend kommen hauptsächlich stärkere Eisendurchmesser vor, wobei jedoch die vorteilhafte Wirkung einer möglichst weitgehenden Aufteilung des Eisenquerschnitts nicht außer acht gelassen wurde: so weisen die Bogenrippen und Fahrbahnlängsträger namentlich Einlagen von 30 mm \varnothing , die Querträger, die Pfeiler und Riegel der Nebenöffnungen und die Bogenriegel solche von 24 mm \varnothing , die Stützen und Pfeilerriegel über dem Bogen solche von 18 mm \varnothing , die Fahrbahnplatte, die Widerlager und Pfeilerwände hauptsächlich solche von 14 mm \varnothing auf. Erwähnt mag noch werden, daß nicht nur an den Stellen, wo sie sich aus der statischen Berechnung als notwendig ergaben, Eisen eingelegt wurden, sondern auch überall dort, wo solche zum Kantenschutz und zur Aufnahme von unbestimmbaren Längsspannungen (herrührend von Wärmewirkungen, ungleichmäßiger Durchwärmung, Windkräften, kleinen Verschiebungen, Verdrehungen oder Senkungen) usw. angezeigt erschienen. So haben beispielsweise die sämtlichen Träger und Platten auch durchgehende obere Eisen, sog. „Kontraktions-Eisen“, die Bogenrippen, wegen ihrer großen Höhe, außer der oberen und unteren statischen Bewehrung von je 10 \varnothing 30 mm, auch an den Seitenflächen Einlagen von je 3—4 Eisen \varnothing 24 mm und die Pfeiler ebenfalls, außer der üblichen Eckbewehrung, schwächere Zwischeneinlagen an den Seitenflächen erhalten. Alle diese statisch nicht unmittelbar erforderlichen Eisen dienen aber auch zur Verankerung der Bügel und Querverschnürungen, die gemäß den Fig. 20, 21, 22 und 23 sehr reichlich angeordnet und sorgfältig befestigt wurden, so daß überall die Eiseneinlagen vor dem Betonieren ein starres, unverschiebbares Gerippe, eine Art Fachwerk, bildeten, bei dem jeder Stab in seiner Lage festgehalten war und auch durch

das Stampfen des Betons niemals verrückt werden konnte. Die Bügel kamen als Umfangs-, Quer- und Diagonalbügel zur Verwendung; dabei wurden alle Längen bis 1,00 m in Form von zug- und druckfesten sog. „Sperrbügel“ (Patent der Fa. Ed. Züblin & Cie.), welche aus zwei zusammengedrehten Drähten von 4—6 mm \varnothing bestehen, ausgeführt, alle größeren Längen als gewöhnliche Schleifenbügel aus Rundeisen von 8 bzw. 10 mm \varnothing . Alle Platten und Wände erhielten Sperrbügel aus 2 Drähten von 4 mm \varnothing , die Querträger solche von 5 mm \varnothing , die Stützen über den Bogen und deren Riegel Sperrbügel von 5 mm \varnothing und Rundeisenbügel von 8 mm \varnothing , die Pfeiler der Nebenöffnungen und deren Riegel, sowie die Bogenrippen und deren Riegel, Sperrbügel von 6 mm \varnothing und Schleifenbügel von 8 mm \varnothing und endlich die Fahrbahnlängsträger Schleifenbügel von 10 mm \varnothing , die in der Mitte lotrecht und gegen die Auflager hin allmählich geneigt angeordnet sind. In den Druckgliedern wechseln Lagen von Umfangs- und Diagonalbügeln, wobei die letzteren weniger Druck-, als vielmehr Verdrehungsbeanspruchungen entgegenwirken und namentlich die Unverschieblichkeit des Eisenfachwerks vor und während des Stampfens sicherstellen sollen.

Die Schubbewehrung der Balken besteht, neben den zahlreichen Bügeln, aus abgebogenen Eisen, die, in der heute offiziell anerkannten Art, unter etwa 45° geneigt sind, obwohl wir der Meinung sind, daß für die Schubfestigkeit eines bewehrten Balkens weniger der Grad der Neigung der abgebogenen Eisen, als vielmehr die gute und sichere Verbindung von Zuggurt und Druckgurt in Frage komme¹⁶⁾. Die größte in den Bogenrippen, und zwar im Schnitt 6 auftretende Betonzugspannung ist gering und beträgt bei Summierung aller Einflüsse, einschl. Temperatur und Schwinden, nur — 8,2 kg/cm² und die entsprechende größte Zugspannung in der reichlichen Eisenbewehrung nur 154 kg/cm².

Zum Schluß dieses Abschnittes sei noch die Architektur der Brücke mit einigen Worten erwähnt. Das Aussehen des ganzen Baues ist ein

¹⁶⁾ Diese Verbindung kann hergestellt sein durch eine genügende Anzahl an die Längseisen fest und unverschieblich angeschlossener, am Druckgurt zugfest verankerter Bügel oder durch abgebogene Eisen oder durch beide Maßnahmen, wobei in letzterem Falle der Grad der Neigung der Eisen ziemlich bedeutungslos ist. Das abgebogene Eisen aber wird man namentlich an durchlaufenden Gliedern niemals missen wollen, schon allein wegen der dadurch ermöglichten bequemen Deckung des Eisenbedarfes für die Stützenmomente und wegen der gewünschten Stetigkeit der Eisenbewehrung. Die mit flacherer Abbiegung als unter 45° angeordneten Eisen haben aber den Vorteil, daß sie sich in eingespannten und kontinuierlichen Konstruktionen ebenfalls an der Aufnahme von Kontraktionswirkungen (Temperaturabnahme, Schwinden) beteiligen und die daherige Rißbildung vermindern, was steilere Abbildungen weniger vermögen.

fast ungewohnt leichtes, trotz des massiven Charakters des Werkes; dies ist zurückzuführen vor allem auf die außerordentlich große Höhe des Bogens und der Pfeiler, dann aber auch auf die verhältnismäßig leichte Fahrbahnkonstruktion. Die architektonische Behandlung ist so einfach als nur möglich gehalten und besteht eigentlich nur aus den kleinen Vorsprüngen an den Pfeilerköpfen. Die Sichtflächen wurden gelassen, wie sie aus der allerdings genau und sauber hergestellten Schalung kamen. Das Gelände ist einfachster Art und besteht aus Winkeleisenständern in etwa $2\frac{1}{2}$ m Abstand mit wagerechten Verbindungen aus Gasröhren; nur über den Doppelpfeilern und über den Pfeilern der Nebenöffnungen wird das leichte eiserne Gelände durch kurze Stücke massiver Brüstung unterbrochen. Einfache Fahrdratsträger, zwischen denen der Leitungsdraht in großen Spannungen sich frei spannt, stehen an den Brückenenden, auf dem Gruppenpfeiler und den Doppelpfeilern.

Das Bauwerk sollte in der gigantischen Hochgebirgslandschaft allein durch seine überzeugende Gliederung, die zweckmäßige Verteilung der Massen und die harmonischen Maßverhältnisse wirken. Es bringt die Übereinstimmung von Baustoff und Bauform zum Ausdruck und mag in diesem Sinne als technisches Kunstwerk gelten und unser ästhetisches Empfinden befriedigen, wenn auch das Auge mangels von Vorbildern sich erst an die rein statischen Verhältnissen entsprechenden Formen des Eisenbetons, als einem neuen Baustoff, dem biegungsfesten Stein, gewöhnen muß.

Wenn aber die Leichtigkeit der Konstruktion, in Beziehung zur Umgebung, dem Bauwerk als ästhetischer Mangel angerechnet werden sollte, so wäre darauf hinzuweisen, daß dann logischerweise das Netzwerk einer Eisenkonstruktion mit seinen dünnen Stäben noch viel weniger in die Landschaft gepaßt hätte.

Um welche bedeutenden Massen es sich übrigens bei dem Bauwerk trotz seiner scheinbar schlanken Glieder handelt, geht daraus hervor, daß der dem Vertragsabschluß zugrunde liegende Voranschlag vom März 1912 zum endgültigen Entwurf, ohne den erst später hinzugekommenen Verlängerungsviadukt, folgenden Massenaufwand vorsah:

- 5 000 cbm Bodenaushub,
- 2 350 „ Stampfbeton für die sämtlichen Fundamente zu 200 kg Zement für den cbm,
- 3 010 „ Eisenbeton zu 300 kg Zement für den cbm, wovon 1112 m^3 für den Bogen, das heißt für Bogenrippen und -riegel,
- 257,8 Tonnen Eiseneinlagen,
- $13\,930 \text{ m}^2$ abgewickelte Schalungsfläche.

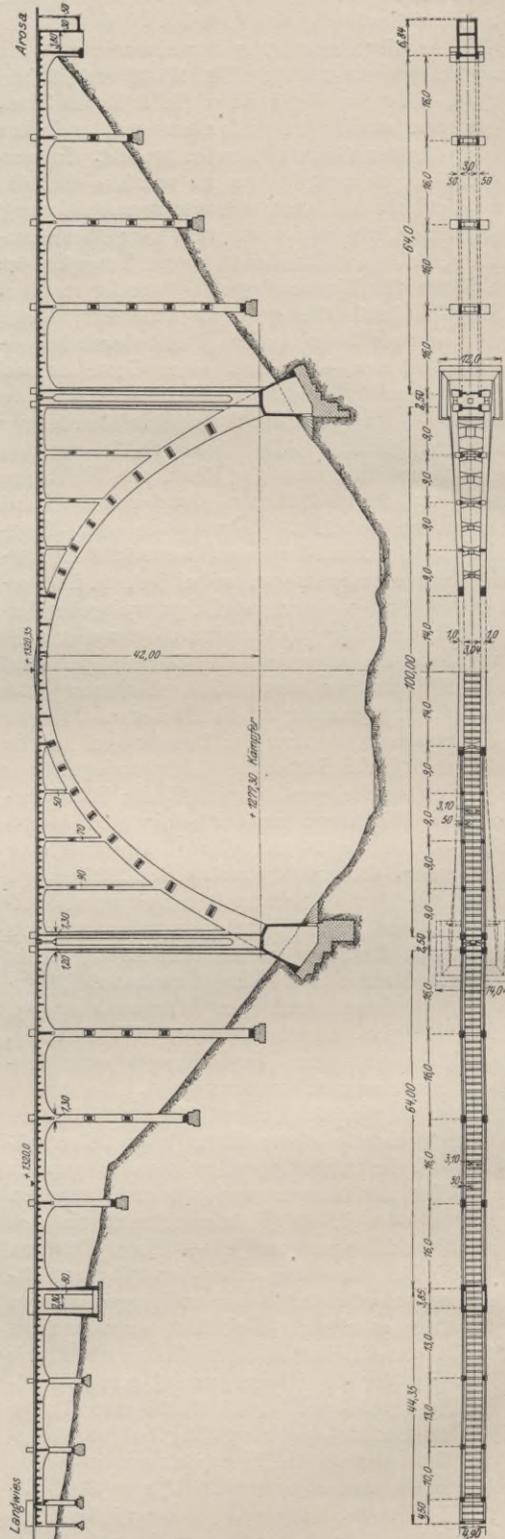


Fig. 11. Langwieser Viadukt. Übersichtsplan, Längenschnitt, Grundriß.

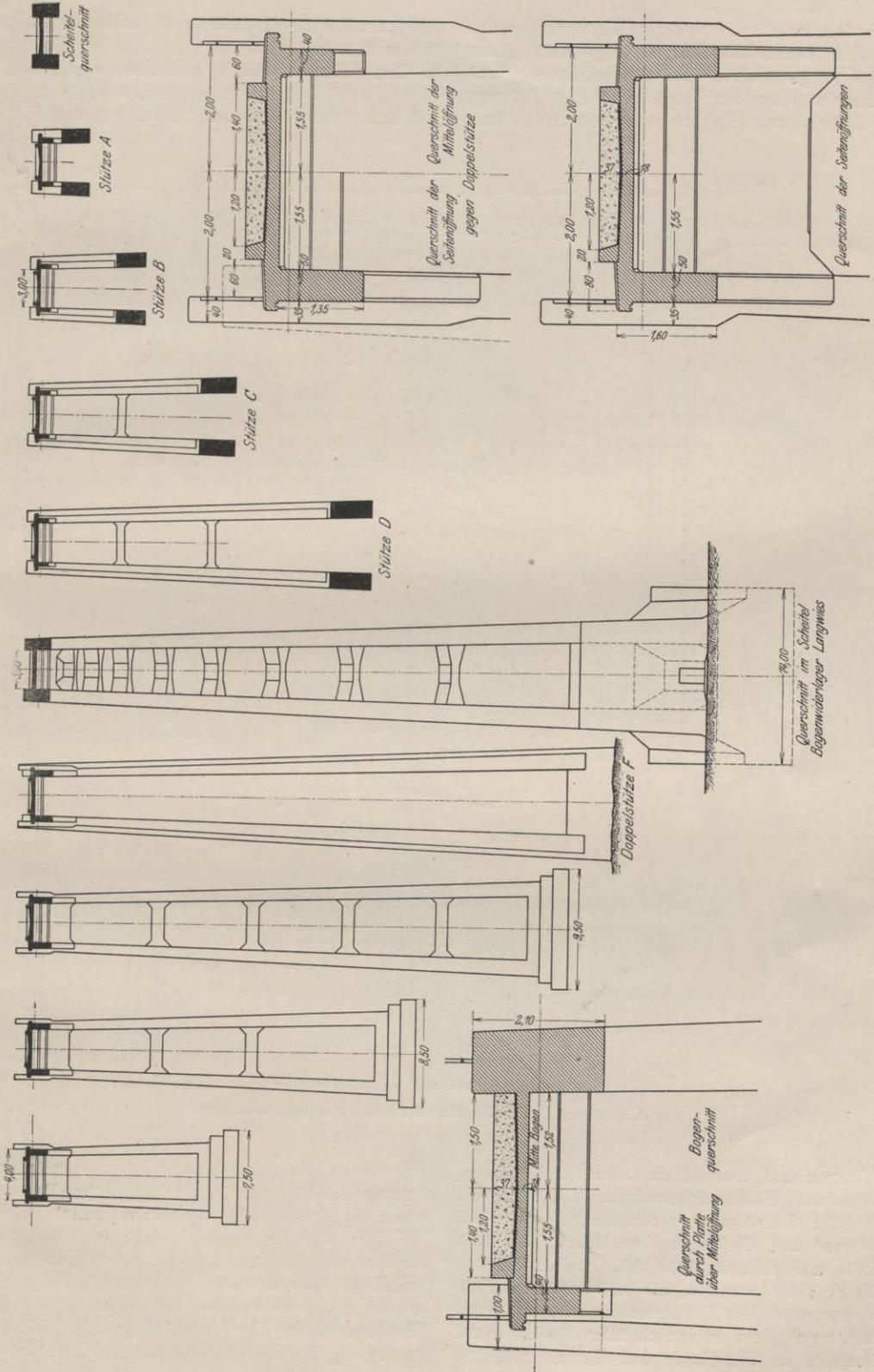


Fig. 12. Langwieser Viadukt. Querschnitte der Brücke.

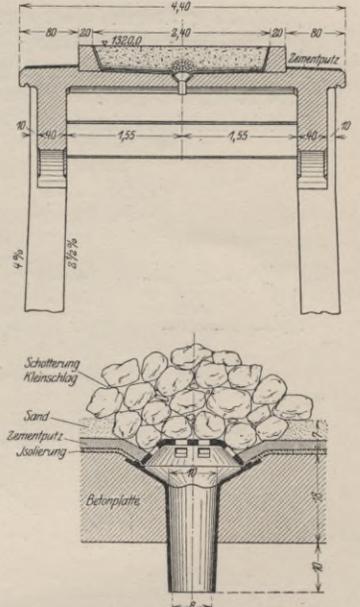
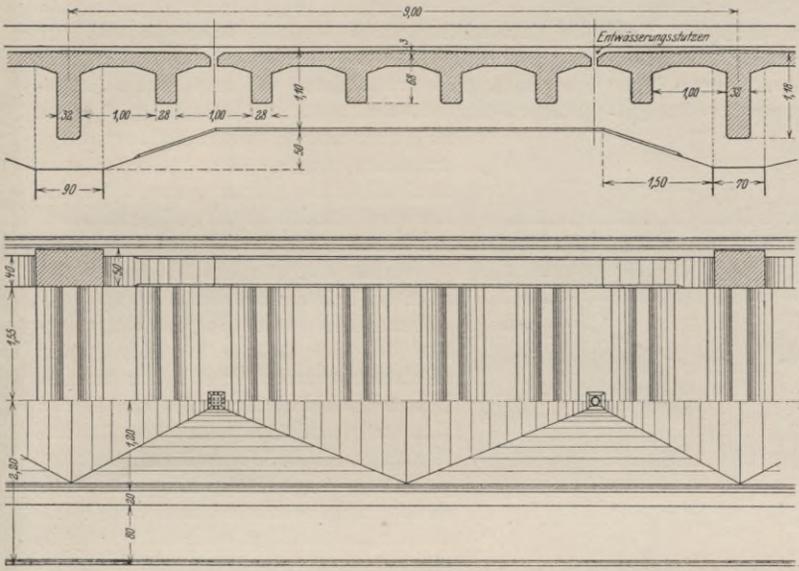


Fig. 14. Fahrbahn über der Mittelöffnung.

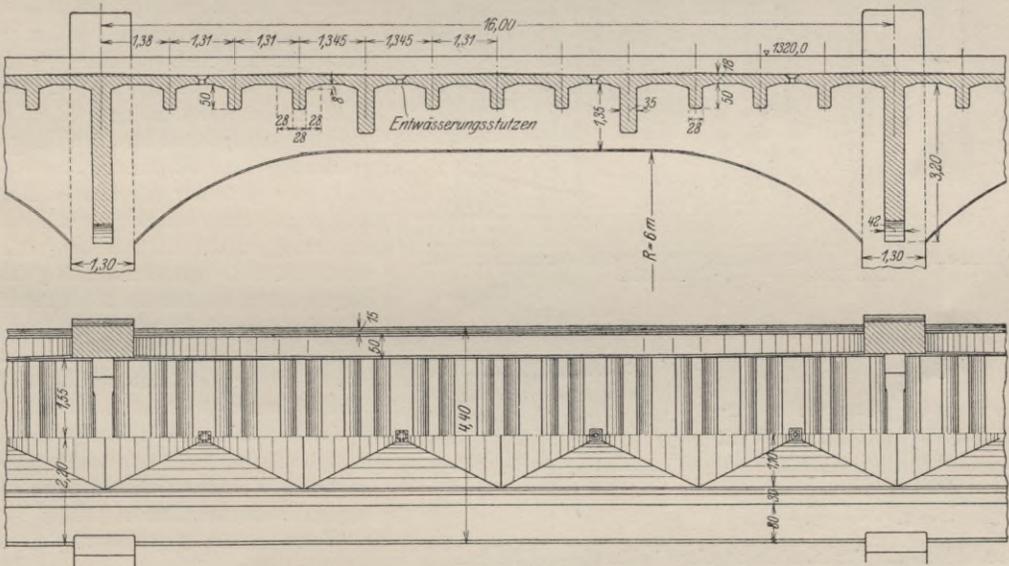


Fig. 15. Fahrbahn über der Seitenöffnung.

durchaus nicht, und namentlich war diesem hier, wie auch zum Teil anderwärts¹⁷⁾, das Gebiet des Brückenbaues für Eisenbahnen bis vor kurzem fast vollständig verschlossen, weil die im Jahre

1906 erlassenen strengen Vorschriften der technischen Aufsichtsbehörde, des schweiz. Eisenbahndepartements, den wirtschaftlichen Wettbewerb des Eisenbetons mit Eisen, wenigstens für größere Spannweiten, vollständig unmöglich machten.

¹⁷⁾ S. hierüber u. a.: Dr. E. Probst „Arm. Beton“ 1909, S. 46 u. Handb. d. Eisenbetons, 1. Aufl. III. Bd. 3. Teil, S. 526.

Diese formell noch heute zu Recht bestehenden Vorschriften setzten bekanntlich die zulässige

Betondruckspannung bei Eisenbetonbauten für Brücken unter und über der Bahn mit dem unglaublich geringen Wert von 20 kg/cm^2 an, unter gleichzeitiger Begrenzung der nach Methode Ritter zu errechnenden Zugspannung auf ebenfalls 20 kg/cm^2 . Dabei bestanden schon zu jener Zeit in der Schweiz eine Reihe von reinen Stampf-

denken, auch heute noch, wenn er auch schon sehr bald nach der Inbetriebnahme ziemlich erhebliche Rißbildungen zeigte. Da er aber auch in der seitherigen Diskussion über die allfällige Abänderung der Vorschriften immer wieder herangezogen wird, darf vielleicht darauf hingewiesen werden, daß gerade dieses Beispiel, weil es entschiedene Konstruktionsmängel aufweist, die zur Zeit seines Baues noch nicht als solche erkannt werden konnten, für die heutige Eisenbetontechnik mit ihrer reicheren, auf viele Versuche und längere Erfahrung gestützten Erkenntnis, nicht mehr maßgebend sein kann. So war ursprünglich bei der Brücke in Chippis der Eisenbahnoberbau unmittelbar an den Beton der Fahrbahn befestigt, ferner sind ungeschickterweise die Dilatationsfugen in Brückenmitte, d. h. dort, wo die größten Deformationen stattfinden, angeordnet, sodann haben die dicken Eiseneinlagen der Hängesäulen eine ungenügende Betonumhüllung erhalten und sind auch zu stark beansprucht (1000 kg/cm^2), weil es sich um reine Zugglieder handelt, deren geringer Betonquerschnitt unter solchen Umständen nicht rissefrei bleiben kann; diese starke Beanspruchung¹⁸⁾ führt auch zu einer merklichen elastischen Senkbarkeit der Auflager der Fahrbahnlängsträger und damit zu einer Vergrößerung der Feldmomente derselben, was aber bei der genannten Brücke auch nicht berücksichtigt wurde. Endlich mag noch darauf hingewiesen werden, daß die verhältnismäßig dünne Bogenplatte, welche die beiden starken Bogenrippen miteinander verbindet, gerade in jenem starker Bestrahlung ausgesetzten Gebiet eine viel stärkere Durchwärmung erleidet, als die Rippen, so daß hieraus erhebliche Spannungen entstehen können, denen allein mit dem erfolgten Weißanstrich nicht genügend begegnet werden kann.

Wenn auch zugegeben werden muß, daß gerade bei Bauten für die Eisenbahnen eine gewisse Zurückhaltung bei Festsetzung der zulässigen Betonspannungen an-

¹⁸⁾ Vergl. im Gegensatz dazu die von der Firma Ed. Züblin & Cie. ausgeführten beiden ähnlichen Brücken: Brücke über die Larg in Brünighofen, „Beton und Eisen“ 1903, S. 11 und Brücke über die Seille in Pettoncourt, „Deutsche Bauztg.“, Zementbeilage, 1905, Nr. 17, bei welchen die Eiseneinlagen der Hängesäulen nur mit etwa 400 kg/cm^2 beansprucht sind, so daß infolgedessen noch heute keine Rißbildungen an denselben zu beobachten sind.

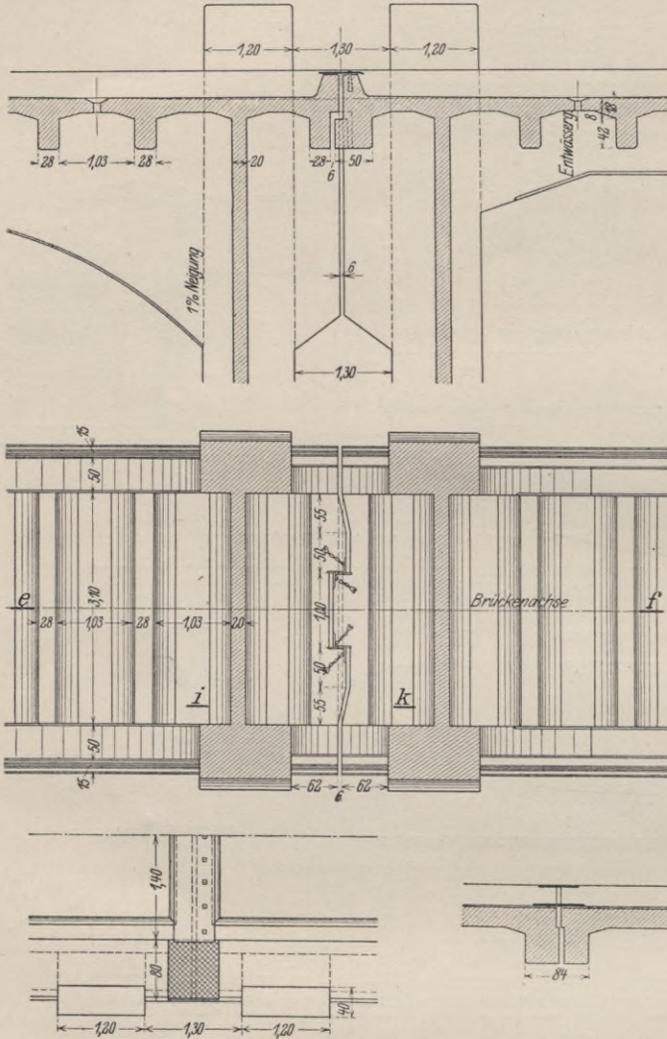


Fig. 16. Einzelheit der Ausdehnungsfuge beider Doppelstützen.

beton- bzw. Bruchsteinausführungen im Bahngebiet, bei denen der obige Wert für die Druckspannung überschritten wurde (vergl. z. B. Wiesner Viadukt, Bahnlinie Davos-Filisur). Die Behörde stützte ihre Zurückhaltung gegenüber dem Eisenbeton namentlich auf die Erfahrungen mit der bekannten Eisenbahnbrücke über die Rhone in Chippis (Kt. Wallis, Schweiz); dieser Bogen mit aufgehängter Fahrbahn hält zwar, trotz aller Be-

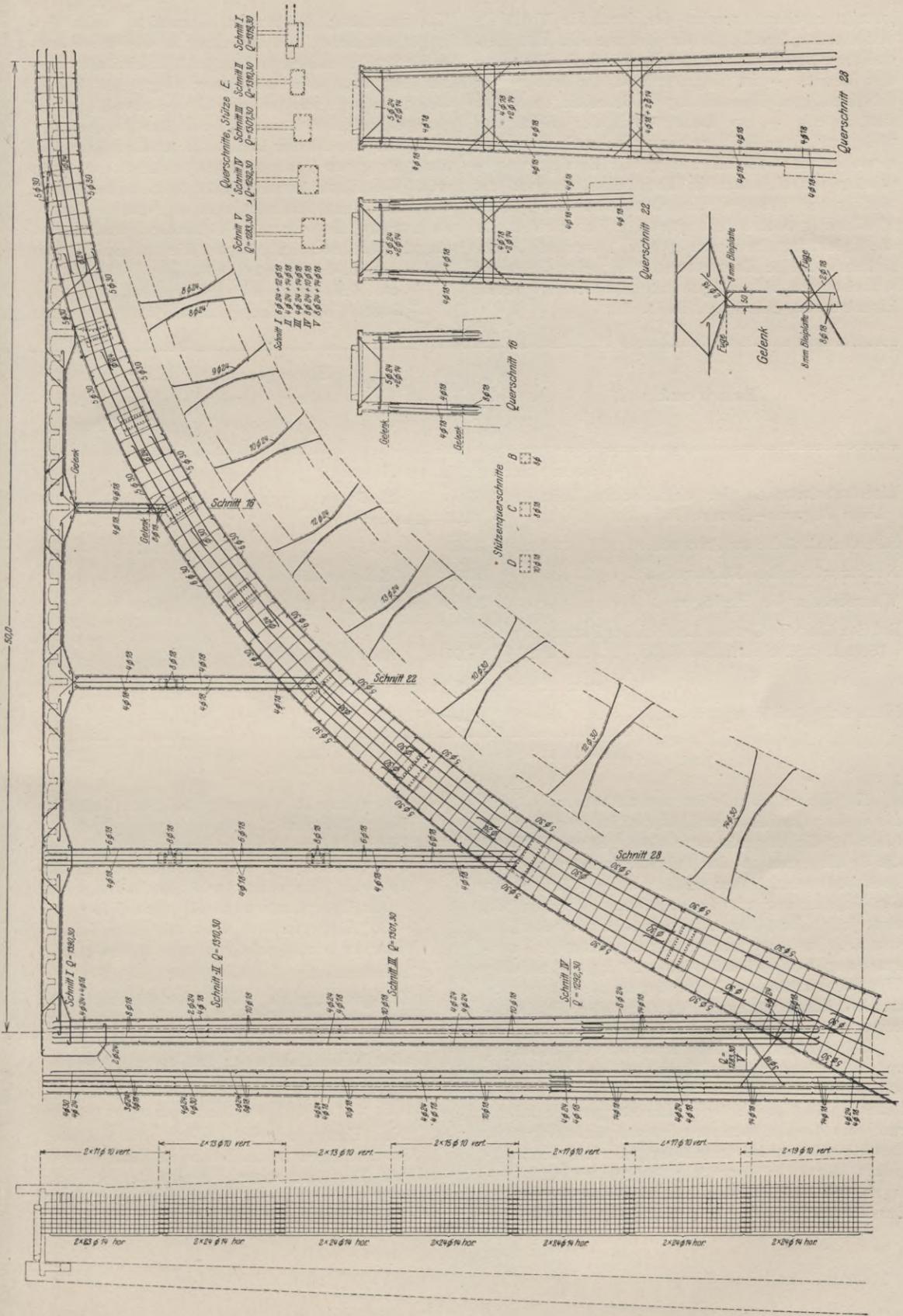


Fig. 17. Bewehrung des Bogens und der Stützen.

gezeigt erscheint, wegen der durch die Verschiedenheit der Zuschlagstoffe und die Art der Herstellung bedingten Ungleichmäßigkeit der Güte des Betons — im Gegensatz zu der infolge der fabrikmäßigen Herstellung gleichmäßigen Güte des Eisens —, so dürfte doch der Wert von 20 kg/cm², auch im Vergleich mit den Spannungen verschiedener seither mit gutem Erfolge ausgeführten Bahnbrücken in Eisenbeton, als viel zu niedrig bezeichnet werden, besonders dann, wenn gleichzeitig noch sehr ungünstige Vorschriften für die Belastungsannahmen gemacht werden. Nachstehende kleine Zusammenstellung gibt die Beanspruchungen bei einigen neueren und größeren Eisenbahnbogenbrücken in Beton:

Unternehmung gebotenen Garantien, sehr entgegenkommend und anerkannte die Revisionsbedürftigkeit seiner bisherigen Vorschriften. Dabei mag auch die Überlegung mitgespielt haben, daß es sich gerade bei der Chur-Arosa-Bahn um eine eigentliche Touristenbahn handle, bei der wohl in absehbarer Zeit eine außerordentliche Steigerung der Verkehrslasten nicht zu erwarten war. Das Departement erklärte sich daher bereit, die Ausführung des Bauwerks zu gestatten, wenn im Entwurf die folgenden Größtbeanspruchungen eingehalten, und im übrigen die untenstehenden Bedingungen erfüllt würden:

- „1. Zulässige Beanspruchungen:
a) Druck- bzw. Zugspannung im Beton für

Bauwerk	Spannweite	Pfeilhöhe	Betonspannung		Eisenspannung	
			ohne Temperatur	mit Temperatur	ohne Temperatur	mit Temperatur
Baumaterial: Eisenbeton.						
Eisenbahnbrücken der ungarischen Lokalbahn Fogaras—Kronstadt	{ 57,00 33,60	21,65 ca. 15,00	{ — 52	52	—	1200
Eisenbahnbrücke zu Avranches	33,60	7,15	52	—	1100	—
Neckarbrücke bei Tübingen	28,00	2,65	35	—	—	—
Werrabrücke bei Heringen	53,00	ca. 11,00	35	45	1000	—
Brücke über die Grande Eau bei Les Planches (Straße und elektrische Bahn)	63,60	12,00	(30)	—	(1000)	—
Baumaterial: Stampfbeton.						
Illerbrücke bei Kempten	68,60	25,60	35	—	—	—
Mittelwert			39,2	46,5	1050	1200

Zu dieser Tabelle ist nun zu bemerken, daß die darin verzeichneten Beanspruchungen in erster Linie für die Bogenkonstruktion gelten, während die Spannungen in der Fahrbahnkonstruktion oft noch bedeutend höher sind, trotzdem die meisten der Objekte nur mit der wirklichen Verkehrslast, ohne jeden Zuschlag, dimensioniert und berechnet wurden. Insbesondere betrug die zulässige Eisen- spannung durchgehends 1000—1200 kg/cm², welcher Wert aber naturgemäß im Bogen nie ausgenutzt werden kann, dagegen wohl in der Fahrbahnkonstruktion.

Erfreulicherweise blieben nun die Hinweise auf diese neueren Ausführungen und die sonstigen Bemühungen von Unternehmung und Bauleitung, von der Behörde eine zeitgemäße Milde- rung der Vorschriften zu erlangen, nicht erfolglos. Das Eisenbahndepartement zeigte sich, in An- betracht der sehr sorgfältig ausgearbeiteten Vor- lagen und eingehenden statischen Berechnungen des Entwurfes sowie der weitgehenden, von der

Eigengewicht und ungünstigste Verkehrs- last = 35 kg/cm²;

- b) Druck- bzw. Zugspannung im Beton bei Berücksichtigung aller Nebeneinflüsse (Ein- fluß von Temperatur und Schwinden durch einen Temperaturwechsel von +15° bis -35° C, gegenüber einer mittleren Tempe- ratur zu berücksichtigen) = 45 kg/cm²;
c) Scherspannung im Beton = 4 kg/cm²;
d) Zugspannung im Eisen für Eigengewicht und ungünstigste Verkehrslast = 1000 kg/cm²;
e) Zugspannung im Eisen bei Berücksichtigung aller Nebeneinflüsse = 1200 kg/cm².
2. Die Zulassung dieser Spannungen ge- schieht unter folgenden Bedingungen:
a) Die Untergrundverhältnisse sind durch Sondierungen festzustellen und die zulässi- gen Fundamentdrücke durch Versuche zu ermitteln und zur Genehmigung vorzulegen;
b) das Departement behält sich vor, nach

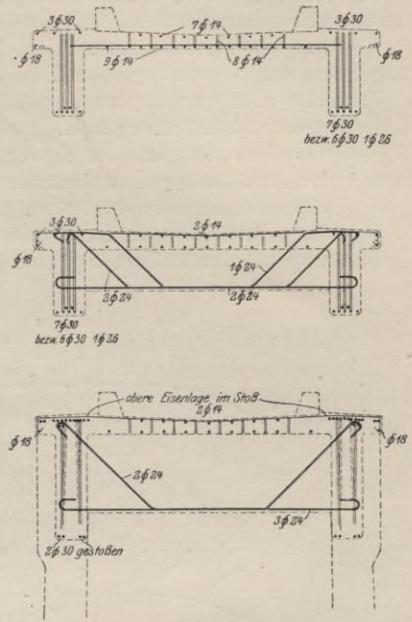
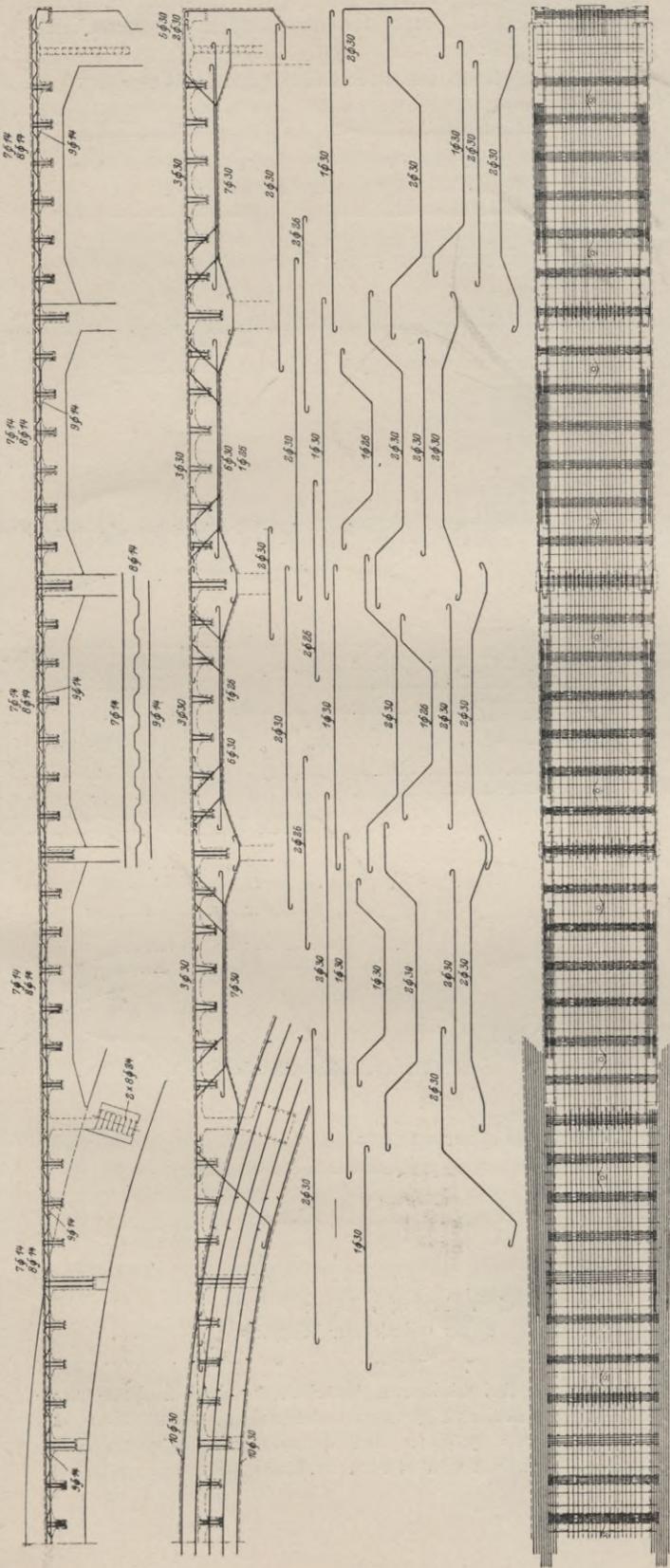


Fig 18 a.

Fig. 18. Fahrbrückentafel und Tragkonstruktion der Mittelöffnung. Anordnung der Eiseneinlagen.

seinem Ermessen an einzelnen Stellen durch Verstärkungen die oben genannten zulässigen Spannungen etwas zu verringern;
 c) als Verkehrsbelastungen sind die unter Art. 1, I C des Entwurfes zur neuen Brückenverordnung vom Juni 1911 (seither unter dem 7. Juni 1913 endgültig in Kraft erklärt) vorgesehenen Lasten anzunehmen, mit der Verschärfung, daß für die Fahrbrückenteile ein Zuschlag von $2(15 - 1) \%$ zu den Verkehrslasten erfolgen soll;
 d) die Bauausführung muß in jeder Beziehung tadellos sein. Die Eisenqualität muß den Bedingungen der Brückenverordnungen entsprechen. Der Beton soll nach 28tägiger Lagerung, wenn plastisch hergestellt:
 mindestens 180 kg/cm^2 ,
 wenn erdfeucht hergestellt:
 mindestens 250 kg/cm^2
 Druckfestigkeit erreichen.

Vor Baubeginn sind eingehende Versuche anzustellen, welche Mischung von Kies, Sand und Zement am besten gewählt wird.

Mit Rücksicht auf die örtliche Lage des Baues in welcher rasche und große Temperaturwechsel, vorkommen, sind besondere Versuche

darüber anzustellen, welchen Einfluß diese Temperaturwechsel auf die Festigkeit des Betons ausüben. Über die verschiedenen Versuche ist ein Programmwurf vorzulegen, und die Ergebnisse der Versuche sind vor Beginn der Ausführung dem Departement bekanntzugeben.

Besondere Sorgfalt ist ferner dem Entwurf und der Ausführung des Gerüsts zuzuwenden.“

Diese Vorschriften enthalten nun allerdings gegenüber den früheren von 1906 eine wesentliche Erhöhung der zulässigen Spannungen im Beton

hängter Güterwagen zugrunde zu legen. Dabei sind folgende Lastverteilungen zu berücksichtigen:

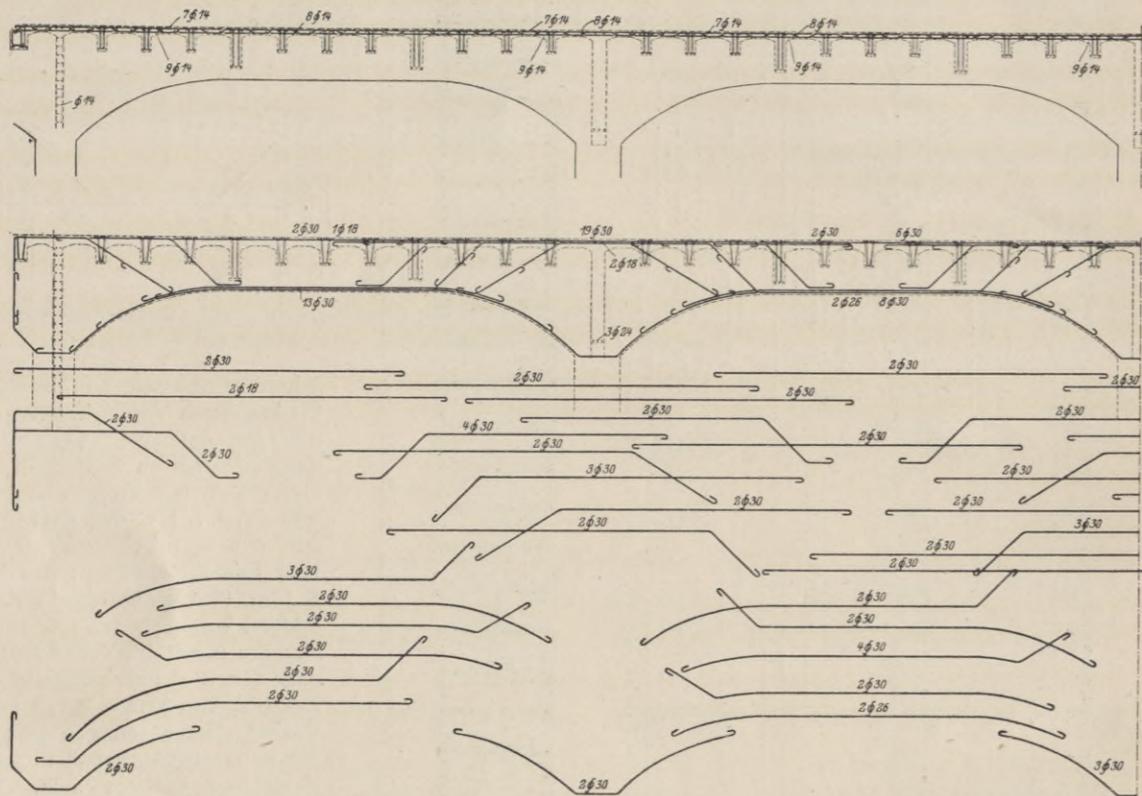
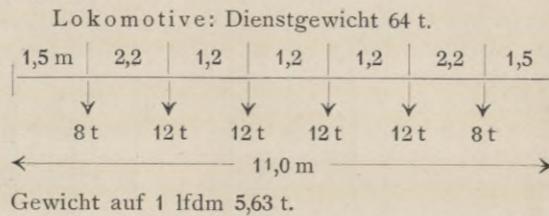
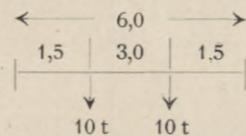


Fig. 19. Fahrbahntafel und Tragkonstruktion der

und im Eisen; sie verlangen, außer für die kleineren Spannweiten bis 15 m, auch keine besonderen Stoßzuschläge, zwingen dafür im vorliegenden Falle zur Annahme von Verkehrsbelastungen, die um fast 100% höher sind, als die tatsächlich verkehrenden. Die oben unter 2c) als maßgebend vorgeschriebenen Lasten in der „Verordnung für Berechnung und Untersuchung der eisernen Brücken und Hochbauten“ für die schweizerischen Eisenbahnen sind nämlich die für Schmalspurbahnen mit Lokomotivbetrieb, also beispielsweise für die Rhätischen Bahnen gültigen, und zwar ist der Berechnung ein Zug von zwei Lokomotiven mit einer unbeschränkten Zahl einseitig ange-

Güterwagen:



Bei kleineren Brücken sowie bei Quer- und Schwellenträgern ist außerdem, wenn sich dadurch größere Beanspruchungen ergeben, eine Achslast von 14 t zu berücksichtigen.

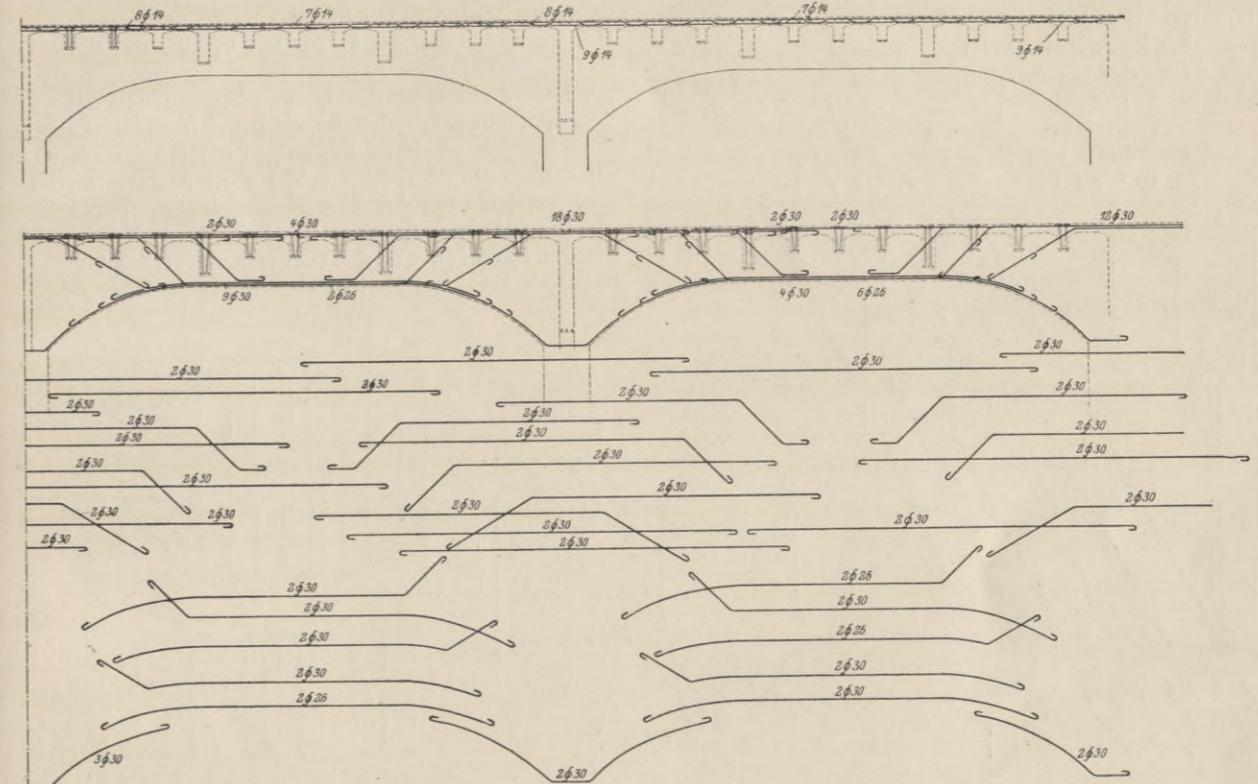
Da die Bahn elektrisch betrieben wird, so wird die Brücke tatsächlich nur von Fahrzeugen nachfolgender Art befahren:

Motorwagen von 32 t Gesamtgewicht } siehe
Anhängewagen von 8 t " } Fig. 24.
Güterwagen von 20 t " }

Der Aufsichtsbehörde war natürlich wohl bekannt, daß die obenstehenden Lasten für Schmalspurbahnen mit Dampftrieb auf der Chur-Arosa-Bahn voraussichtlich nie verkehren können, wegen der vorhandenen Rampen von 60‰ und

Ebenso ist die volle Ausnützung der zulässigen Eisenspannung im großen Bogen natürlich nicht möglich, da n vorschriftsgemäß = 15 angenommen werden mußte, somit $\sigma_e \text{ max.} = 675 \text{ kg/cm}^2$ betragen würde, aber nirgends erreicht wird; in den Fahrbahnteilen aber macht sich auch hier wieder der Einfluß des Stoßzuschlages von etwa 20% geltend.

Die bewilligte Betondruckspannung für Eigengewicht und Verkehrslast entspricht rund $\frac{1}{5}$ der geforderten Mindestfestigkeit des plastisch her-



Seitenöffnung. Anordnung der Eiseneinlagen.

Radien von 60 m; sie ließ aber trotzdem nur unter der Voraussetzung der Berücksichtigung dieser Lasten die erhöhten Beanspruchungen zu. Die letzteren können ohnehin nur im großen Bogen voll ausgenützt werden, wo dies wegen der verhältnismäßig geringen Spannungsänderungen (die Verkehrsbelastung beträgt nur etwa $\frac{1}{5}$ des Eigengewichts) durchaus berechtigt ist, und etwa noch in den Stützen, soweit hier nicht eine Herabminderung wegen Knickgefahr eintreten muß. In den Fahrbahnteilen ist die Ausnützung durch die, trotz des starken stoßmildernden Schotterbettes, vorgeschriebenen Stoßzuschläge und durch die Begrenzung der Zugspannungen eingeschränkt.

gestellten Betons bei 28 Tagen Alter; letztere ist an Würfeln von 30 oder 20 cm Kantenlänge nachzuweisen¹⁹⁾. Die zulässige Steigerung der Druckspannung für Temperatur und Schwinden beträgt rund 30% des zulässigen Wertes für Eigengewicht und Verkehrslast und entspricht wieder etwa $\frac{1}{5}$ Mindestfestigkeit des erdfeucht hergestellten Betons oder des Betons von höherem Alter.

¹⁹⁾ Die geforderte Mindestfestigkeit ist um 20% höher, als in den bekannten „Schweizerischen Vorschriften für armierten Beton“ vom Juni 1909, welche nur 150 kg/cm² verlangen, die außerdem an Würfeln von 16 cm Kantenlänge, welche immer höhere Werte liefern als größere Würfel, nachgewiesen werden dürfen.

Im ganzen wird man beim Vergleich der vom schweizerischen Eisenbahndepartement für die Langwieser Brücke getroffenen Bestimmungen mit den bekannten Vorschriften für Eisenbeton anderer Bahnbehörden finden, daß die erstgenannten nicht ganz so ungünstig wie die sogenannten „Labesschen Vorschriften“, dagegen, was die Dimensionierung des Bogens anbetrifft, ungünstiger als die österreichischen Vorschriften sind. Nach den letzteren hätte man mit einer Gesamtspannung von 52 kg/cm^2 rechnen dürfen, wobei keine Zusatzkraft für das Schwinden und nur eine Temperaturamplitude von $\pm 10^\circ$ zu be-

wenn auch für die Spannungsberechnung das Verhältnis $n = \frac{E_e}{E_b} = 15$ angenommen wurde, doch bei der Ermittlung der statisch unbestimmten Größen die Elastizitätsziffer als konstant mit dem Werte $E = 2000000 \text{ t/m}^2$ eingesetzt, also nur die gesamte reine Betonfläche berücksichtigt wurde.

Die Windlasten und Bremskräfte wurden nach den Vorschriften in der obengenannten Verordnung für eiserne Brücken in Rechnung gestellt, und zwar ein Winddruck von 100 kg/m^2 für die belastete und von 150 kg/m^2 für die unbelastete Brücke und die Bremskräfte mit $\frac{1}{7}$ aller auf der Brücke befindlichen Achslasten.

Die Ermittlung der inneren Spannungen bei den sämtlichen, vorwiegend auf Druck beanspruchten Bauteilen, wie beim Bogen und bei den Säulen, erfolgte nach der Ritterschen Rechnungsweise, nach welcher auch der Zugspannungsnachweis für den Beton bei Biegung geleistet wurde. Bei allen übrigen Bauteilen, also den vorwiegend auf Biegung beanspruchten, war für die Berechnung der inneren

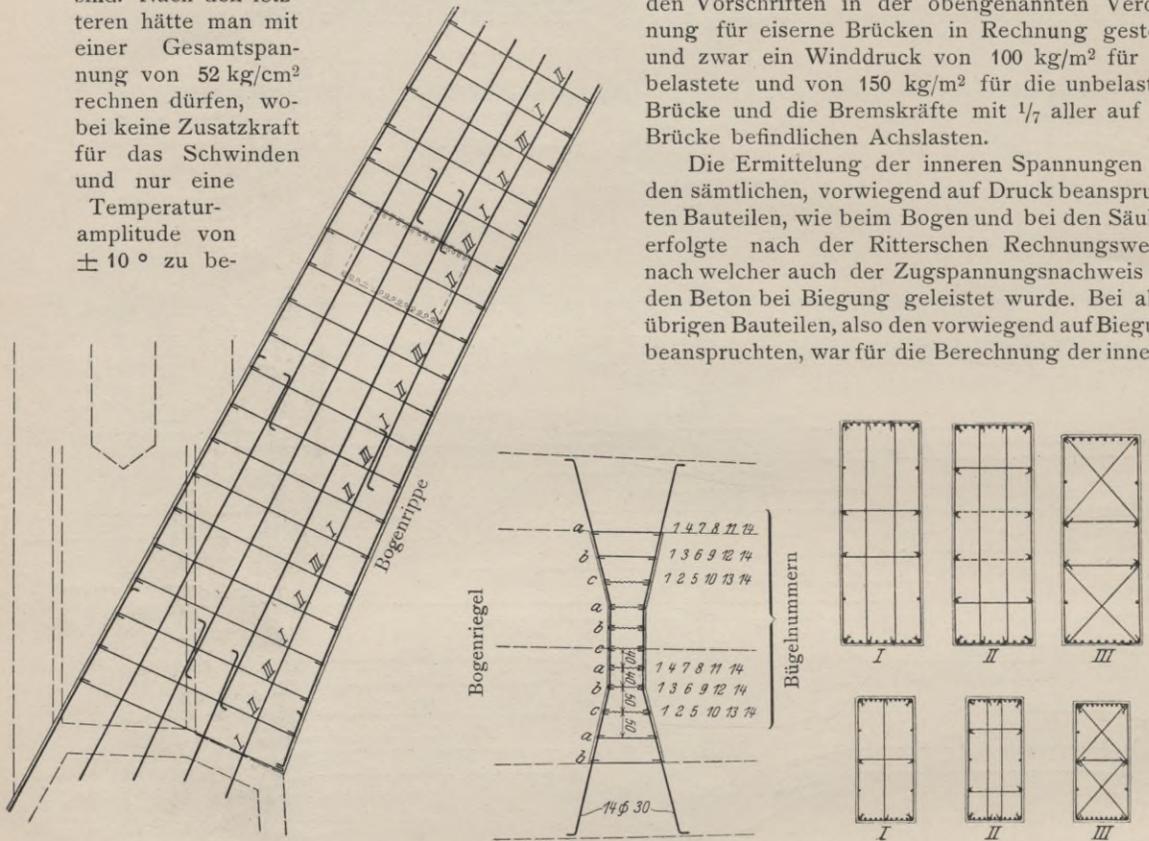


Fig. 20. Anordnung der Bügel im Bogen.

berücksichtigen gewesen wäre ($\pm 10^\circ$ bei Abmessungen von über 70 cm , sonst $\pm 15^\circ$).

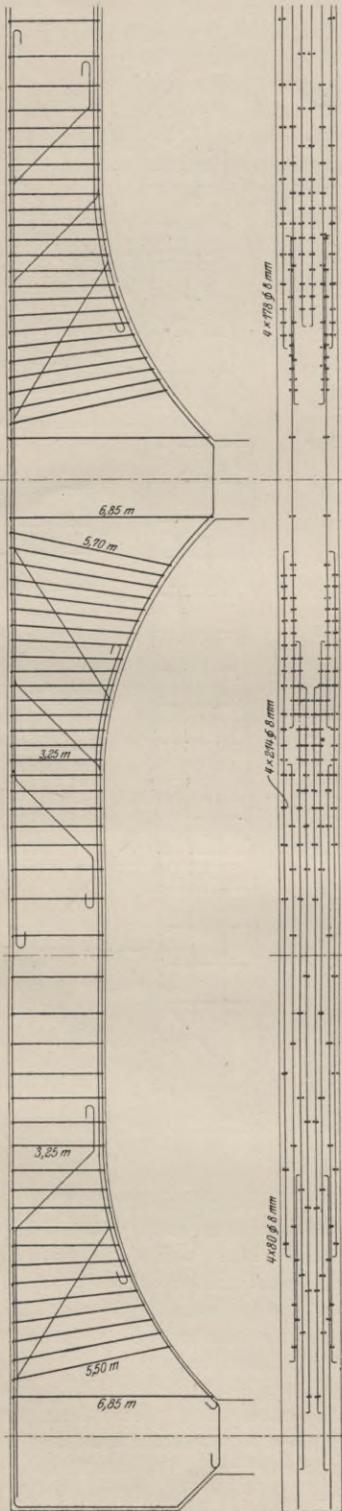
Am besten entsprechen die für den Langwieser Bau gültigen Vorschriften den württembergischen „Bestimmungen“, nur entfallen bei letzteren die Stoßzuschläge zu den Verkehrslasten und der Zugspannungsnachweis.

Dieselben Vorschriften wurden in der Folge auch für das zweite große Eisenbetonbauwerk der Chur-Arosa-Bahn, den sogenannten „Gründjetobel-Viadukt“, mit einem eingespannten Gewölbe von 86 m Stützweite und 18 m Stichhöhe, als maßgebend erklärt.

Von den übrigen Voraussetzungen der statischen Berechnung mag noch erwähnt werden, daß,

Spannungen, und damit auch für die Bemessung der Eiseneinlagen, die heute fast in allen Ländern üblich gewordene Rechnungsweise mit Vernachlässigung des Betonquerschnitts (Rechnungsweise nach Christophe) maßgebend. Die letztere ist insbesondere auch in den bekannten allgemeinen schweizerischen Vorschriften, den sogenannten „Kommissionsvorschriften“, vom Juni 1909 enthalten, während allerdings im besonderen das Eisenbahndepartement meistens immer noch verlangt, daß auch bei Biegung nach Ritter²⁰⁾ gerechnet wird. Es ergeben sich dann — und dies

²⁰⁾ Vergl. den klassischen Aufsatz von Prof. Dr. W. Ritter: „Die Bauweise Hennebique“. Schweiz. Bauztg. Jahrg. 1899, S. 41. (Auch als Sonderdruck erschienen.)



Tragkonstruktion der Seitenöffnungen.

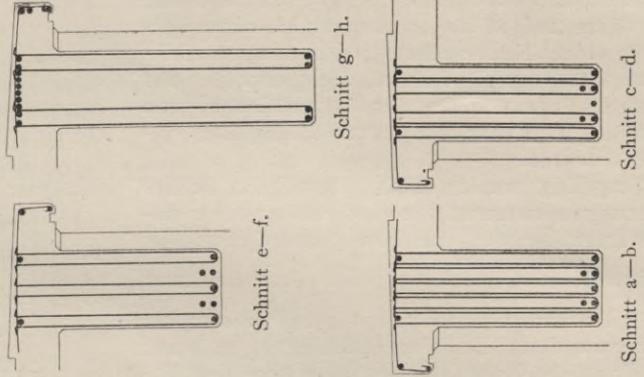
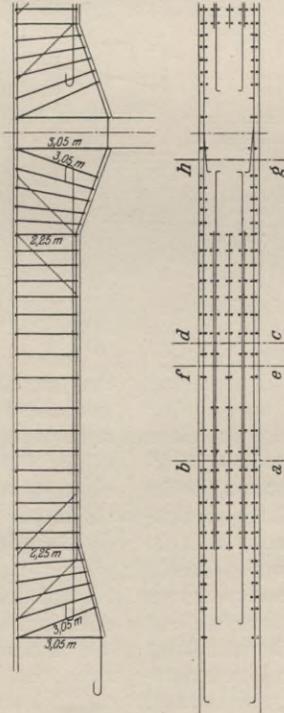


Fig. 21. Biegelplan.



Tragkonstruktion der Mittelloffnung.

muß man bei der Kritik der niedrigen Betonbeanspruchungen in der Vorschrift von 1906 gerechterweise gegenwärtig halten — kleinere Betondruckspannungen (wegen der tieferen Lage der Neutralachse, der größeren Druckspannungsfläche, aber des dafür kleineren Abstandes von Zug- und Druckmittelpunkt), dagegen allerdings etwashöhere Eisenzugspannungen, als nach der üblichen Rechnungsweise. Während beispielsweise die Fahrbahnplatte mit der ursprünglichen Stärke von 18,0 cm in der statischen Berechnung, nach Christophe ge-

$$\sigma_b = 32,0 \text{ kg/cm}^2 \text{ und } \sigma_e = 949 \text{ kg/cm}^2$$

aufwies, würde sich nach Ritter ergeben

$$\sigma_b = 22,3, \sigma_{bz} = 21,0 \text{ kg/cm}^2$$

und

$$\sigma_e = 1040 \text{ kg/cm}^2,$$

oder, für die Fahrbahn längsträger über den Bogen ist nach Christophe für Eigengewicht und Verkehrslast (ohne Temperatur und Schwinden)

$$\sigma_b = 27,7 \text{ kg/cm}^3$$

und

$$\sigma = 960 \text{ kg/cm}^2$$

nach Ritter aber

$$\sigma_b = 22,5 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = 1050 \text{ kg/cm}^2.$$

Der Gutachter, Ing. O. Boliger, begnügte sich aber schließlich damit, nur für die Fahrbahnplatte die Eisenbemessung nach Ritter zu verlangen. Dieser Forderung wurde dadurch ent-

sprochen, daß einfach die geringste Plattenstärke von 18 cm auf 20 cm erhöht wurde, ohne deswegen eine Neuberechnung der übrigen Teile vorzunehmen, weil dadurch beispielsweise das gesamte Eigengewicht der Bogenöffnung von rund 20 t/lfdm nur um etwa 150 kg/lfdm gesteigert wurde.

Sorgfältig wurden auch überall die Schubspannungen untersucht und dieselben zwar ungünstigerweise wie beim homogenen Querschnitt ermittelt ($\tau = \frac{Q}{2/3 \cdot b \cdot h}$); bei Überschreitung der zulässigen Grenze von 4 kg/cm² waren sie ganz von den Schubeisen (Abbiegungen, bezw. Bügel) aufzunehmen, durften aber überhaupt für den homogenen, unbewehrten Querschnitt nicht größer als 10 kg/cm² sein, womit zu geringe Stegbreiten vermieden wurden.

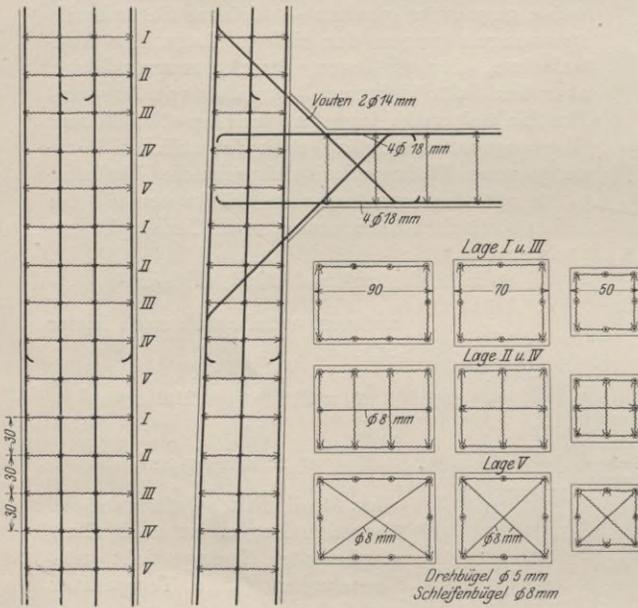


Fig. 22. Bügeldisposition, Stützen über dem Bogen.

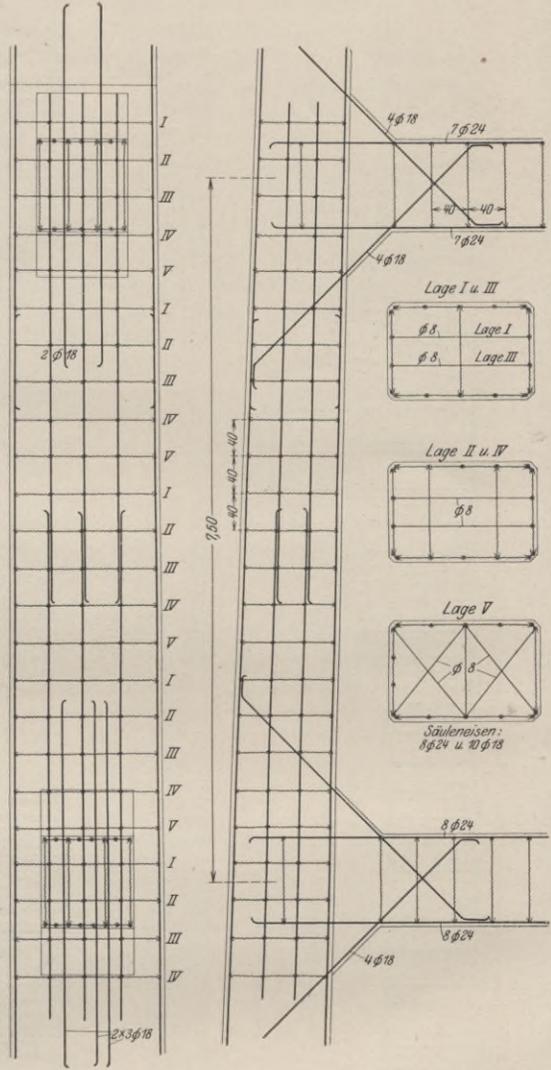


Fig. 23. Bügel in den Säulen der Seitenöffnungen.

Die Knicksicherheit der hohen Säulen war ebenfalls nach Ritter nachzuweisen, wurde aber außerdem auch nach Euler geprüft. Zu einer Diskussion gab dagegen die Frage der Knickgefahr des großen Bogens Veranlassung. Es ist klar, daß, da es sich hier um einen Fall zusammengesetzter Festigkeit (Biegung und Druck) handelt, nur die von der Normalkraft erzeugte Druckspannung, nicht aber die größte Gesamtspannung am Rande, kleiner als die Knickspannung bleiben muß. Unsicher ist dagegen die Entscheidung bezüglich der Knicklänge. Setzt man eine zuverlässige Einspannung an den Widerlagern voraus, so wäre die freie Knicklänge gleich der halben

Stablänge, in diesem Falle gleich der halben abgewinkelten Bogenlänge von rund 140 m, also rund 70 m. Der Gutachter wollte jedoch die völlige Einspannung nicht gelten lassen, und nur etwa $\frac{2}{3}$ oder $\frac{3}{4}$ der freien Stablänge, oder rund 100 m, als Knicklänge annehmen.

Bei der ursprünglichen engen Stellung der beiden Bogenrippen wäre in diesem Falle eine Nachprüfung auf Knicken nötig geworden; dies erübrigte sich aber dann, als aus andern Gründen die beiden Rippen weiter gespreizt wurden, und zwar auf einen Achsabstand von 4,0 m, so daß die kleinste Breite des Gesamtbogenquerschnittes nunmehr 5,0 m = $\frac{1}{20} l$, auch bei der ungünstigen

Annahme von 100 m als Knicklänge, beträgt. Was schließlich den Gang der Untersuchung der statisch unbestimmten Systeme anbetrifft, so hat der Verfasser der sehr eingehenden statischen Berechnung, Herr Dr.-Ing. C. Arnstein, hierfür bei den kontinuierlichen Balken auf elastisch drehbaren Stützen der Seitenöffnungen das bekannte und sehr übersichtliche Verfahren von Prof. Dr. W. Ritter²¹⁾, für den großen eingespannten Bogen dagegen ein teilweise eigenes Verfahren, in Anlehnung an dasjenige von Müller-Breslau bzw. Melan²²⁾ angewandt.

4. Garantie- und Übernahmeverpflichtungen.

Es dürfte nicht überraschen, daß die Bauleitung in Anbetracht der Kühnheit und Neuartigkeit des Bauwerks von einer öffentlichen Verdingung absah und vielmehr eine freihändige Vergebung im persönlichen Vertrauen auf die Unternehmer vornahm, und daß sie ferner bestrebt war, sich in weitgehendstem Maße durch scharfe Bedingungen im Bauvertrag und in den zugehörigen „technischen Bedingungen“ gegen unangenehme Erfahrungen zu sichern.

So haftet die Unternehmung für die Güte der hergestellten Arbeiten und der verwendeten Baustoffe — im Gegensatz zu den einschlägigen gesetzlichen Vorschriften — auf die Dauer von 10 Jahren, vom Tage der Brückenabnahme an gerechnet, und unterlag während der Bauausführung der verschärften Unfallhaftpflicht, wie sie für Eisenbahnunternehmungen gilt.

Vertragsgemäß sollte mit dem Aushub für die Fundamente am 1. August 1912 begonnen werden und das ganze Bauwerk auf den 1. Mai 1914 zur Oberbaulegung bereit sein. Infolge Verzögerung des Enteignungsverfahrens für die benötigten Bau- und Arbeitsplätze konnte jedoch mit der Einrichtung der Baustellen erst mehrere Wochen später als vorgesehen begonnen werden, so daß die Termine eine entscheidende Verschiebung erlitten.

Die „technischen Bestimmungen“ weisen, außer den üblichen allgemeinen Vorschriften, unter anderem auch folgende Sonderbestimmungen auf:

Der Zement hat den „Normen“ der Eidgenössischen Materialprüfungsanstalt zu entsprechen und darf außerdem im Siebe von 5000 Maschen auf den cm² nicht mehr 15 % Rückstand aufweisen. Das

²¹⁾ Prof. Dr. W. Ritter: Anwendungen der graphischen Statik, III. Teil: Der kontinuierliche Balken. Zürich, Verlag von A. Raustein, 1900 u. a.; Prof. M. Förster: Balkenbrücken in Eisenbeton. Fortschritte der Ingenieurwissenschaften. Zweite Gruppe. 15. Heft. Leipzig, Verlag von Wilhelm Engelmann, 1908. In letzterem Werk finden sich zwei ausführliche Anwendungsbeispiele des Ritterschen Verfahrens, welche vom Verfasser der vorliegenden Schrift gerechnet wurden, und welche damals wohl als die ersten Anwendungen des Verfahrens auf Eisenbeton gelten konnten.

²²⁾ s. Melan „Theorie des Gewölbes und des Eisenbetongewölbes im besonderen“ im Handbuch für Eisenbetonbau, I. Bd.

Eisen muß nicht nur den Qualitätsvorschriften der Eidgenössischen Materialprüfungsanstalt für Lieferungen von Flußeisen für Eisenbetonbauten, sondern auch denjenigen der schweizerischen Verordnung für eiserne Brücken entsprechen.

Für Eisenbeton darf nur maschinell gemischter Beton verwendet werden.

Die Konstruktion des Lehrgerüsts bleibt der Unternehmung anheimgestellt, unterliegt jedoch der Genehmigung der Bauleitung. Das Lehrgerüst muß mit Absenkungsvorrichtungen versehen sein, seien es Schraubenspindeln oder Sandtöpfe, die zwischen

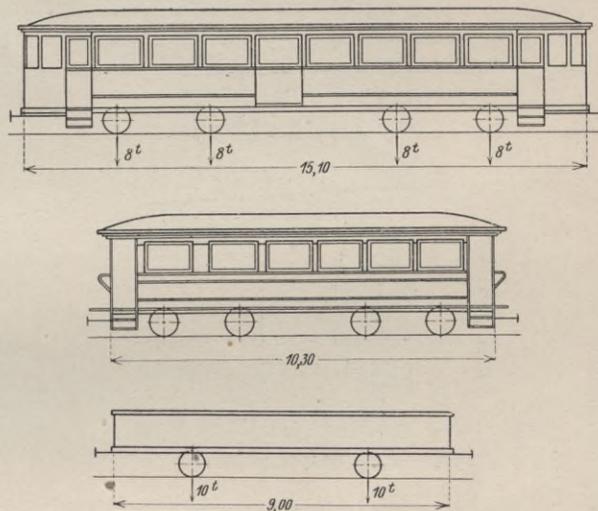


Fig. 24.

Auf der Bahn verkehrende Fahrzeuge.

Kopf- und Fußbohlen aus Hartholz oder zwischen Eisenschienen zu stellen sind. Bei großer Wärme und Trockenheit ist das Lehrgerüst zu nassen.

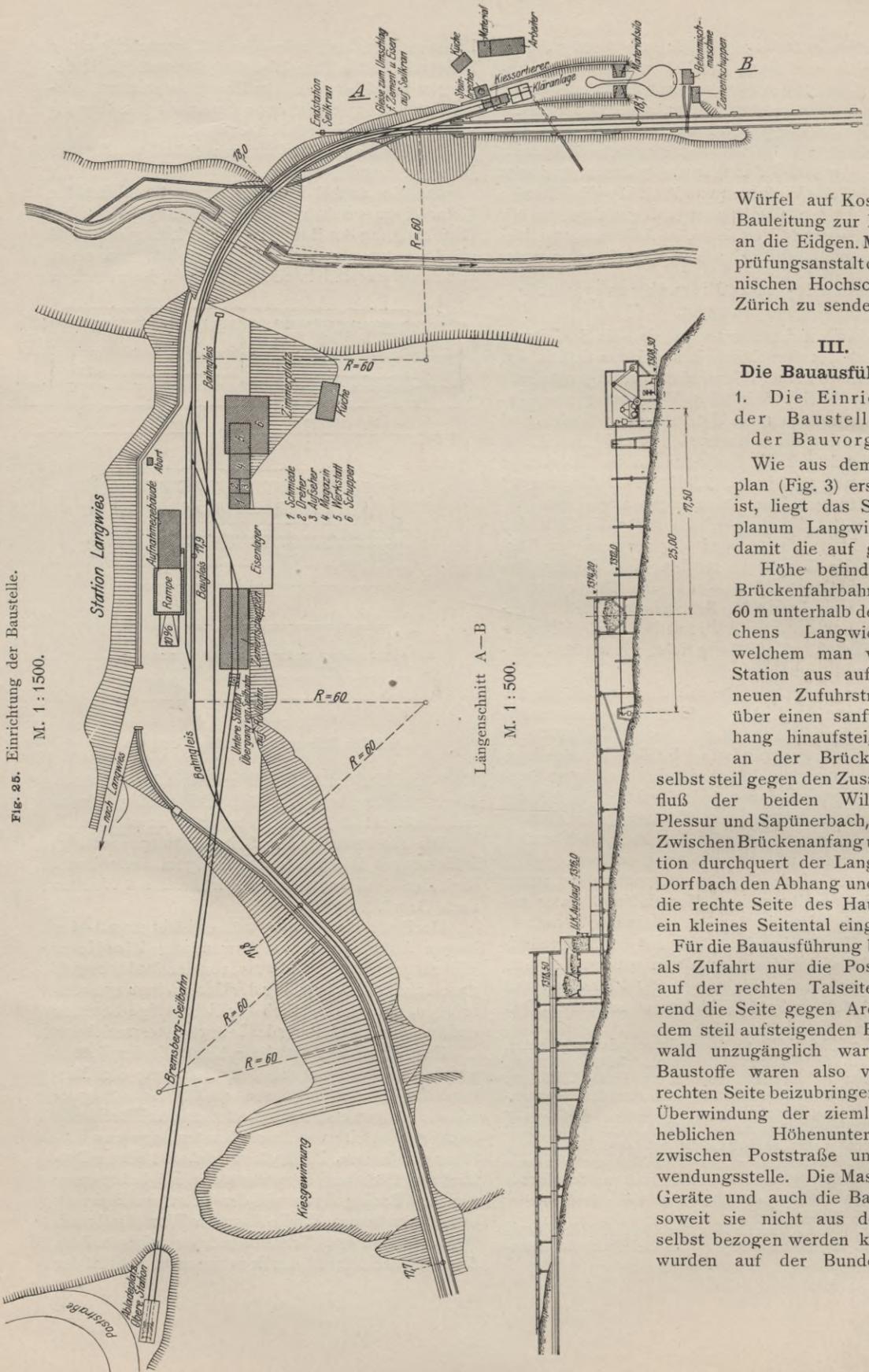
Die Ausrüstung der Seitenöffnungen erfolgt frühestens 4 Wochen nach fertigem Betonieren, diejenige des Hauptgewölbes frühestens 8 Wochen nach Gewölbeschluß.

Der Beton des Hauptgewölbes ist in etwa 3–4 m langen Abteilungen mit Anwendung künstlicher Widerlager nach besonderem, von der Bauleitung zu genehmigenden Vorschlag der Unternehmung einzubringen, um eine möglichst gleichmäßige Setzung und Zusammendrückung des Lehrgerüsts zu sichern.

Zum Zweck der ständigen Kontrolle des Betons auf der Baustelle hat die Unternehmung eine Martens'sche Betonwürfelpresse von 300 t Belastung sowie die nötigen eisernen Schalungen für Würfel von 30 cm und solche von 20 cm Kantenlänge zur Verfügung zu halten. Die Probewürfel sind bis zur Prüfung sorgfältig aufzubewahren und möglichst unter gleichen Bedingungen wie der Beton im Bauwerk erhärten zu lassen. Die Prüfung der Würfel soll nach 28, 56 und 100 Tagen Erhärtungsdauer erfolgen. Zum Zwecke der Kontrolle der Ergebnisse ist ein Teil der

Fig. 25. Einrichtung der Baustelle.

M. 1 : 1500.



Würfel auf Kosten der Bauleitung zur Prüfung an die Eidgen. Materialprüfungsanstalt der technischen Hochschule in Zürich zu senden.

III.

Die Bauausführung.

1. Die Einrichtung der Baustelle und der Bauvorgang.

Wie aus dem Lageplan (Fig. 3) ersichtlich ist, liegt das Stationsplanum Langwies, und damit die auf gleicher Höhe befindliche

Brückenfahrbahn, etwa 60 m unterhalb des Dörfchens Langwies, zu welchem man von der Station aus auf einem neuen Zufuhrsträßchen über einen sanften Abhang hinaufsteigt, der an der Brückenstelle

selbst steil gegen den Zusammenfluß der beiden Wildbäche, Plessur und Sapünerbach, abfällt. Zwischen Brückenanfang und Station durchquert der Langwieser Dorfbach den Abhang und hat in die rechte Seite des Haupttales eingekerbt.

Für die Bauausführung bestand als Zufahrt nur die Poststraße auf der rechten Talseite, während die Seite gegen Arosa mit dem steil aufsteigenden Bretschwald unzugänglich war. Alle Baustoffe waren also von der rechten Seite beizubringen, unter Überwindung der ziemlich erheblichen Höhenunterschiede zwischen Poststraße und Verwendungsstelle. Die Maschinen, Geräte und auch die Baustoffe, soweit sie nicht aus dem Tal selbst bezogen werden konnten, wurden auf der Bundesbahn-

station Chur ausgeladen und von hier mit Fuhre nach Langwies gebracht. Das Fehlen von geeigneten anderweitigen ebenen Arbeits- und Lagerplätzen ließ es der Unternehmung natürlich erscheinen, das spätere Stationsplanum zu solchen zu verwenden und zu diesem

richten und die ankommenden Baustoffe und Güter von dort mittels einer kleinen Bremsberganlage (Fig. 25) nach den Lagerplätzen zu schaffen.

Auf dem Stationsplatz wurden die erforderlichen Baubuden, wie Zementschuppen, Eisen-



Fig. 26. Ansicht der rechten Talseite bei der Brückenstelle mit Anordnung der Baueinrichtungen. Bauzustand am 15. Februar 1913.

Zwecke die Unterbauarbeiten für die Station und eine kurze anschließende Strecke der Bahn mit-zübernehmen. Ein unmittelbar vor der Station

magazin, Schmiede und Schreinerei errichtet. Da in den Zeiten lebhaften Baubetriebes der tägliche Verbrauch an Eisen und Zement fast doppelt so



Fig. 27. Obere Bremsbergstation.



Fig. 28. Obere Bremsbergstation (Annahme auf der Poststraße).

erfolgender Anschnitt eines großen Moränenkopfes gab dabei die erwünschte Gelegenheit zur Gewinnung der nötigen Mengen von Kies und Sand. Gerade oberhalb dieses Kopfes aber nähert sich die Poststraße in wagerechtem Sinne am meisten der Baustelle, so daß es gegeben war, daselbst eine Abladestelle für die Fuhren einzu-

groß war, als die Zufuhr bei günstigen Verhältnissen, so mußten stets ziemlich große Mengen in Vorrat gehalten werden. Wie mühsam diese Transporte auf der steilen Poststraße waren, geht daraus hervor, daß mit einem Zug von 4 Pferden jeweilen höchstens 2500 kg Last angeführt und mit einem solchen in 3 Tagen nur 2 Fahrten

Chur—Langwies gemacht werden könnten. Insgesamt waren nicht weniger als 1000 Fahrten zur Anfuhr aller Geräte und Baustoffe notwendig, während der Rücktransport der Geräte und des verbliebenen Holzes mit der fertigen Bahn erfolgte.



Fig. 29.

Kies- und Sandlager,
vorn: Silos und Zufuhrgeleise zur Mischmaschine,
hinten: Wäsche.

Dem Stationsplatz gegenüber, und von ihm durch den Einschnitt des Dorfbaches getrennt, lagen unmittelbar plessuraufwärts neben dem „Verlängerungsviadukt“ die Lagerplätze für Kies

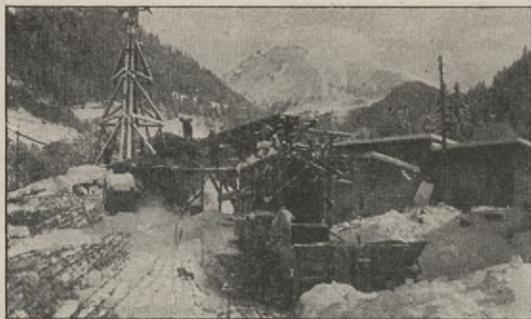


Fig. 30.

Kies- und Sandwäsche, Steinbrecher, Sortieranlage.
Turm der Endstation des Kabelkranes. Winter 1912/13.

und Sand mit der Sortier- und Wascheinrichtung, der Steinbrecher- und der Betonmischanlage.

Kies und Sand wurden von der Gewinnungsstelle mit Rollwagen zu den Lagerplätzen geschafft und dabei der Dorfbacheinschnitt auf einem Gerüst überschritten, solange der dort vorge-

sehene Durchlaß mit Dammschüttung noch nicht hergestellt war. (Für diesen Durchlaß wurde auch eine Ausführung in Eisenbeton erwogen; da aber vom Stationsplatzabtrag her genügend gute Steine zur Verfügung standen, stellte sich die übliche gemauerte Herstellung billiger.) Bei der Gewinnung der Zuschlagstoffe wurden zwar die im natürlichen Lager stellenweise vorhandenen Lehmblätter sorgfältig vermieden; dennoch wurde es als angezeigt erachtet, die Zuschläge nicht nur nach der Größe genau zu sortieren, sondern sie auch zu waschen, um mit Sicherheit dauernd ein möglichst gleichmäßiges Zuschlagsgut und damit auch einen entsprechend gleichmäßigen Beton zu erhalten. Das Wasser zum Waschen wurde in einem offenen Gerinne dem Dorfbach entnommen,

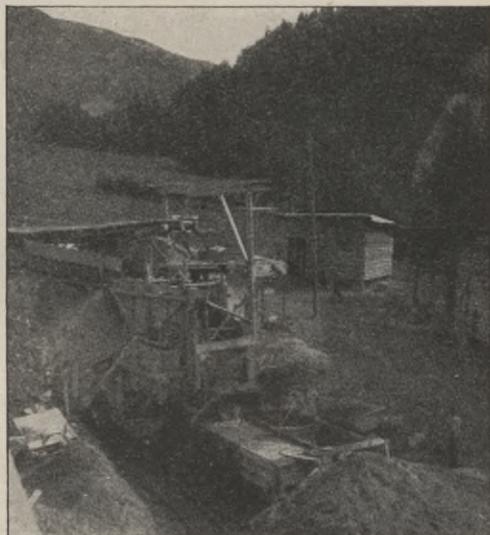


Fig. 31.

Sortieranlage, Zufuhrbrücke für Kies und Sand, Wäsche und Geleise von der Sortieranlage zum Kies- und Sandlager.

und die Einrichtung so getroffen, daß zwar alle Verunreinigungen, nicht aber der feinere Sand, der für den Erhalt eines dichten Betons sehr notwendig ist, weggeschlämmt wurden. Durch schräggestellte Siebe wurde die Trennung in groben Kies für Stampfbeton, in feineren Kies (bis 20 mm Korngröße) für Eisenbeton und in Sand (bis 6 mm Korngröße) erzielt. Da sich zeitweise ein Überschuß an grobem Kies ergab, wurde ein Teil desselben auf dem Steinbrecher zu Kleinschlag verarbeitet.

Von den Lagerplätzen und den zur automatischen Beladung der Transportgefäße aufgestellten Silos wurden die Zuschlagstoffe mittels Hängebahn zur Betonmischmaschine befördert, und zwar wurde eine sog. Kunzsche Mischmaschine (Fabrikant: Kgl. Bayr. Hüttenwerk Sonthofen) mit 250 l

Trommelfüllung verwendet. Diese Maschinen erzeugen in kurzer Zeit eine sehr innige Mischung und haben vor andern den Vorzug, daß die Mischarbeit und das Mischgut von dem Bedienungsmann beobachtet werden können, was zur Kontrolle immer erwünscht ist, hier aber besonders angezeigt war, weil Wert darauf gelegt wurde, nicht mit Gußbeton, sondern mit nur sehr mäßig plastischem Beton zu arbeiten, um größtmögliche

kalauzfügen, ausgeschlossen war oder doch unverhältnismäßige Kosten verursacht hätte, so lag es nahe, das ganze breite Tal mit einem Kabelkran zu überspannen, sich dadurch und durch geeignete Maßnahmen für die Einschaltung der Pfeiler und für die Einrüstung der Fahrbahnkonstruktion eigentliche Arbeitsgerüste fast ganz zu ersparen und gleichzeitig die Fördereinrichtung unabhängig vom Baufortschritt zu machen. Mit

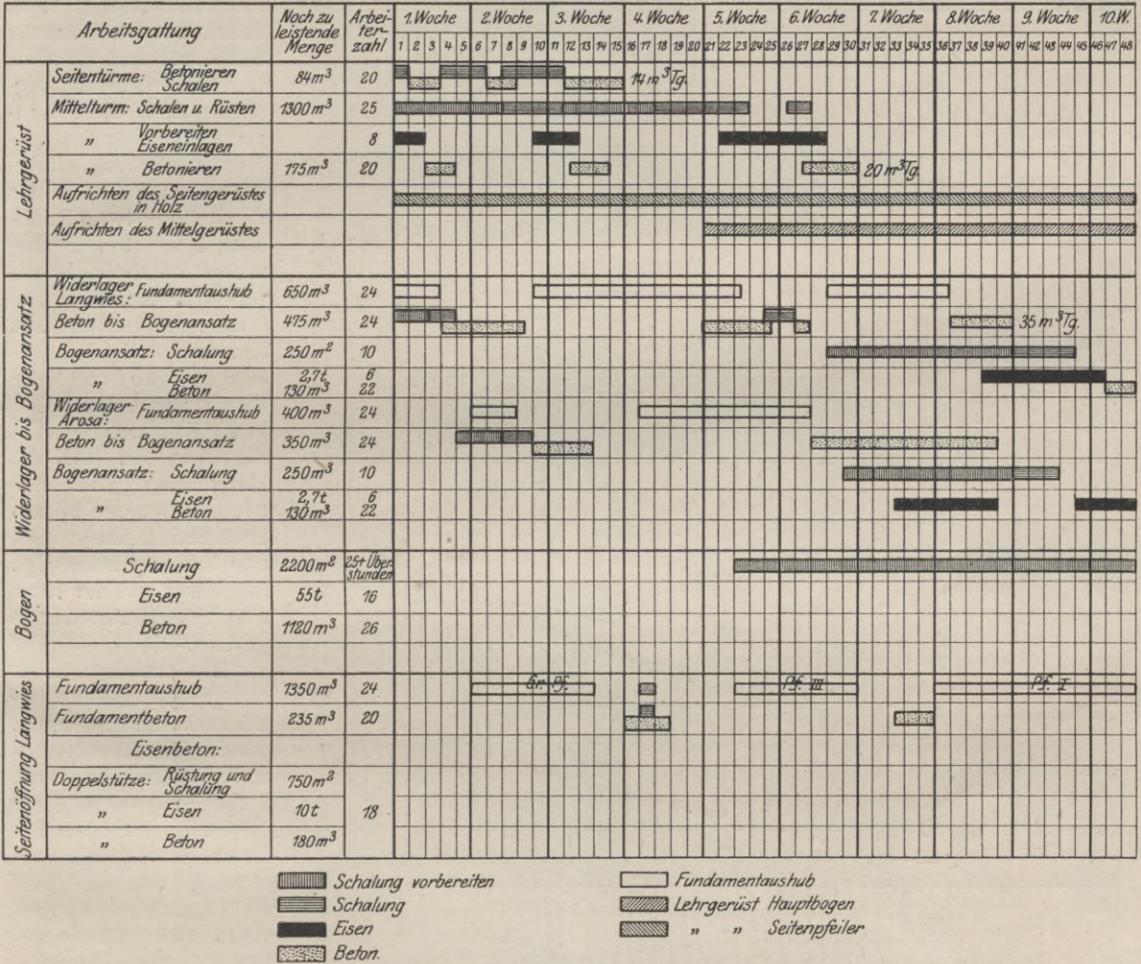


Fig. 33. Auszug aus dem Bauprogramm.

Dichte und geringes Abschwinden desselben zu erzielen.

Da alle Arbeits- und Lagerplätze in der Höhe der Brückenfahrbahn lagen, also in der Hauptsache ein Horizontaltransport und ein Absenken der Baustoffe zur Verwendungsstelle in Frage kam, andererseits aber schon infolge der ungewöhnlichen Höhe des Bauwerks die Erstellung eines durchgehenden Arbeitsgerüsts, etwa mit Verti-

diesem Kabelkran wurden sowohl Beton wie Holz und Eisen rasch und sicher an jede beliebige Verwendungsstelle befördert. Die Zeitdauer einer ganzen Fahrt (Hin- und Rückfahrt) betrug bei gut organisiertem Betonierbetrieb im allgemeinen 3—5 Minuten, einschl. Anhängen, Entleeren und Abhängen des Fördergefäßes. Das 30 mm starke und auf 100 t Tragkraft berechnete Drahtseil des Krans war auf eine Länge von 340 m frei ge-

spannt, lief an beiden Enden über hölzerne, turmartige Gerüste, hinter welchen es in Betonklötzen verankert war. Der Lieferant des Krans hatte eine tägliche Mindestförderleistung von 40 cbm Beton garantiert, die tatsächliche Leistung war jedoch bedeutend größer. Als größte Nutzlast war ein Inhalt des Fördergefäßes von 500 l Beton = 2 Trommelfüllungen der Mischmaschine =

1250 kg vorgesehen, so daß die Gesamtlast mit Gefäßgewicht 1800 kg betrug. Im Mittel mußte die Last auf etwa 50 m (höchstens aber auf 65 m) gehoben oder geseht werden. Die Horizontalgeschwindigkeit der Förderung betrug 2 m in der Sekunde, die Hubgeschwindigkeit 1 m in der Sekunde. Die Antrieb des Krans erfolgte durch einen 35-PS-Drehstrommotor mittels einer ameri-

kanischen Doppelwinde, Bauart Sonthofen. Die Antriebsstation befand sich auf dem etwa 10 m hohen Turm auf Arosener Seite, während der etwa 15 m hohe Turm auf Langwieser Seite die Spannvorrichtung für das endlose Zugseil trug. Ersterer erforderte zu seiner Herstellung 19 m³ Rundholz, 7 m² Bretter und 2 cbm Kantholz, letzterer 13 m³ Rundholz und etwa 1 m³ Bretter und Kantholz. Die Krananlage wurde von der Firma von Arx & Cie. in Zürich, welche auch die Angaben für die Herstellung von Antriebsstation und Spannbock lieferte, ausgeführt und hat sehr befriedigt. Insgesamt hat der Kran über 20 000 Fahrten ausgeführt.

Die benötigte Kraft zum Betrieb der sämtlichen Baueinrichtungen, die in Fig. 25 schematisch dargestellt sind, konnte aus dem Netz des Elektrizitätswerkes Arosa, in 3½ km Entfernung von der Baustelle, mittels einer provisorischen Hochspannungsleitung entnommen werden und wurde einer eigenen Transformieranlage zugeführt, von der sie mit auf 500 Volt reduzierter Spannung zu den einzelnen Baumaschinen ging. !

Da Arbeits- und Lagerplätze, Mischmaschinen, Antriebsstation des Seilkrans und Arbeits-

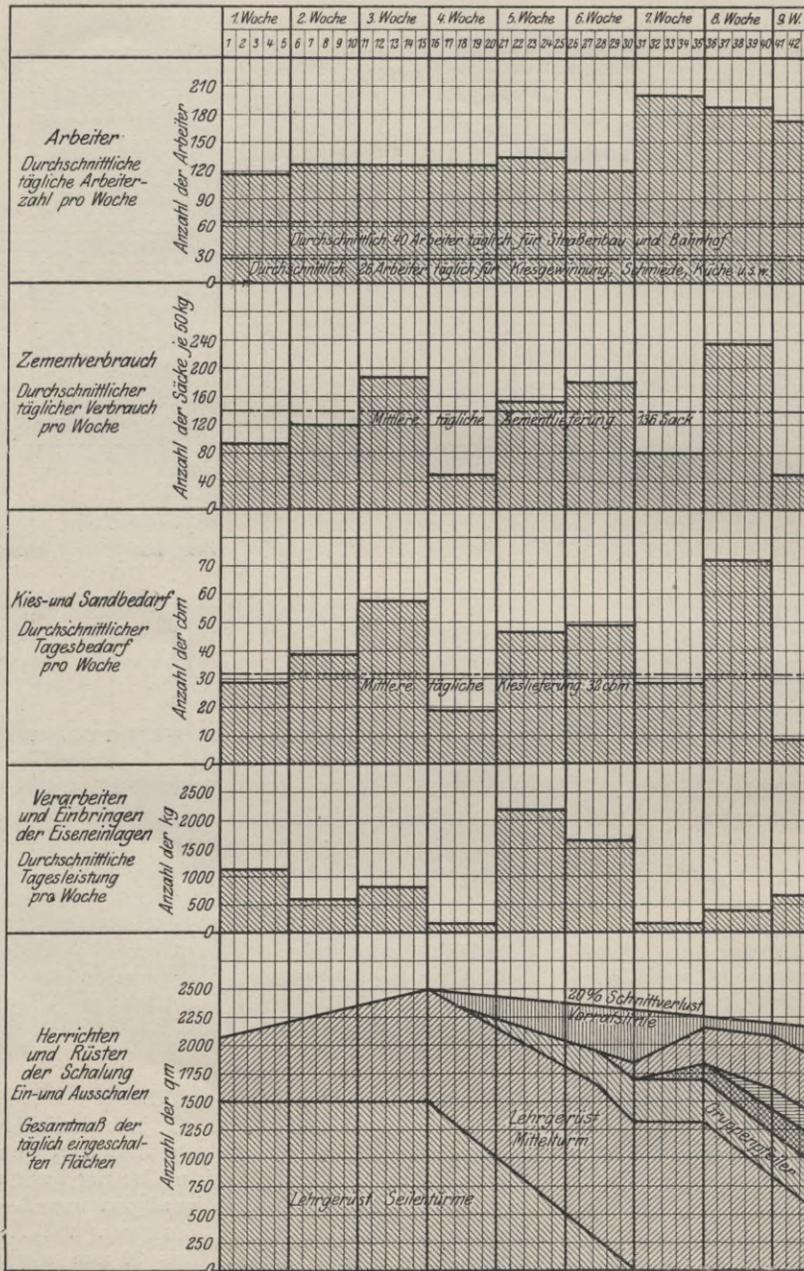


Fig. 32. Auszug aus dem Bauprogramm.

stellen räumlich sehr weit auseinanderlagen, und die letzteren bisweilen recht mühsam zu erreichen waren, wurden diese wichtigsten Punkte durch eine Telephonanlage miteinander verbunden, was die rasche und bequeme Verständigung sehr erleichterte.

Für die Durchführung der Arbeiten wurde ein ganz genaues graphisches Bauprogramm aufgestellt, von welchem Fig. 33 einen Ausschnitt gibt. Für dasselbe wurde die Woche zu fünf vollen wirklichen Arbeitstagen angenommen und damit allen Unterbrechungen, durch ungünstige Witterung u. a., Rechnung getragen. Durch Zusammenstellung des Bedarfs für alle einzelnen Leistungen im Bauprogramm ergab sich eine zweite Tabelle (Fig. 32), aus welcher der jederzeitige Gesamtbedarf an Baustoffen und die Gesamtleistung ersichtlich war; mit Rücksicht auf die unsichere und unregelmäßige Zufuhr mußte jeweils für entsprechende Vorräte rechtzeitig Vorsorge getroffen werden.

Das Bauprogramm konnte im allgemeinen eingehalten werden, und die wohlüberlegten Bau-einrichtungen, die, ebenso wie das Bauprogramm, hauptsächlich von Dipl.-Ing. J. Müller entworfen wurden, haben sich trefflich bewährt und, trotz ziemlich bedeutender Anlagekosten, als sehr wirtschaftlich erwiesen.

Die vertraglich vorgesehene Bauzeit, bis 1. August 1914, war, abgesehen von der unvermeidlichen Verspätung des Baubeginns, sehr knapp bemessen, da durch die zwei dazwischen liegenden Gebirgswinter mit ihren außergewöhnlichen Schneemassen lange und vollständige Unterbrechungen des ganzen Baubetriebes eintreten mußten. Tatsächlich standen für die Bauvollendung, einschließlich aller Vorbereitungen, nur 395 wirkliche Arbeitstage zur Verfügung, so daß die Anwendung leistungsfähigster Hilfsmittel sehr angezeigt war.

Im Spätjahr 1912 wurden die Einrichtungen der Baustelle vollendet, aber im übrigen konnte nur noch ein Teil der Gründungsarbeiten an den Widerlagern und an den Lehrgerüsttürmen ausgeführt werden, da der Winter schon sehr früh (erster Frost am 7. Oktober) einsetzte. Im Jahre 1913, etwa mit Anfang April beginnend, wurde dann die Hauptarbeit geleistet, indem im Frühjahr die sämtlichen Gründungen, im Sommer und Herbst das Lehrgerüst und die Betonierung der Seitenöffnungen gegen Langwies und des großen Bogens, ohne Aufbau, ausgeführt werden konnten. Am 6. September 1913 konnte der Bogenkranz des Lehrgerüstes und am 6. Oktober das große Gewölbe selbst, bis auf das Ausstampfen der Schlußfugen, geschlossen werden. Frühjahr und Sommer 1914 erfolgte dann noch die Herstellung des Aufbaues über dem großen Bogen und der Seitenöffnungen gegen Arosa und endlich die Lüftung

des großen Lehrgerüstes, im Herbst 1914 der Abbruch des Gerüstes, die Räumung der Baustelle und Abnahme des Baues.

2. Die Gründungen.

Die beiderseitigen Talhänge bestehen aus lockeren Moränen (Seitenmoränen) mit Überlagerungen von jungem Bergschutt. Während aber die Halde gegen Langwies sich im Gleichgewicht befindet und eine ziemlich regelmäßige Zusammensetzung zeigt, war an derjenigen gegen Arosa aus den vorhandenen Abrissen und den auf der Oberfläche liegenden Felsblöcken sofort zu erkennen, daß hier offenbar ein altes Bergsturzgebiet vorliegt.

Die im Frühjahr 1912 noch bei Schneelage ausgeführten Bodenuntersuchungen durch Bohrungen und Schächte (s. Fig. 34) zeigten an beiden Talhängen mit wachsender Tiefe rasch dichter und härter werdende Schichten von fast reinem Kies und Sand, welche mit solchen mit starken Lehmbeimengungen und kleineren und größeren Steineinlagen (Moränenschutt) abwechseln. Die Bohrung konnte nur unter Wasserzugfuß vor sich gehen, wodurch der zähe Boden etwas aufgeweicht wurde. Auf der Seite gegen Langwies wurden die Schichten schon in mäßiger Tiefe (4–8 m) dichter und auf durchschnittlich 7 m so kompakt, daß sie unbedenklich als zur Aufnahme der Gründungssohle geeignet angesehen werden konnten. Auf der Seite gegen Arosa dagegen fanden sich zwischen den Kies- und Sandschichten häufigere und ausgedehntere, ziemlich weiche Schichten von Lehm und Lette; in einer Tiefe von 5–6 m aber waren die Bohrer überhaupt nicht mehr weiter zu bringen, so daß man vermuten mußte, auf harte Moräne oder bei einigen Bohrlöchern sogar auf den festen Felsen gestoßen zu sein, was um so wahrscheinlicher war, als am Fuße der Halde gegen Arosa, und zwar etwa 150–200 m oberhalb der Brückenachse, auf Flußsohle der anstehende Bündnerschiefer an der einzigen Stelle im ganzen Gebiete zu Tage trat und von dieser aus ein Ansteigen der Felschicht angenommen werden konnte. Wenn somit auch an beiden Hängen mit einer sicheren Gründung gerechnet werden konnte, so schien doch, in Berücksichtigung der beiderseitig ungleich angetroffenen Bodenverhältnisse und der starken Neigung der Halden, eine Balkenanordnung für die Nebenöffnungen im Hinblick auf die Sicherheit der Gründung vor einer Bogenanordnung den Vorzug zu verdienen.

Auf dem Talboden wurde unter einer 4–5 m starken Schicht von grobem Geröll die feste, sprengharte Grundmoräne ermittelt, die sich auch bei den ausgeführten Bohrungen für die beiden Hauptwiderlager, und zwar beginnend in einer Tiefe von 6–7 m, vorfand. Der Fels wurde aber

auf beiden Seiten nicht gefunden, auch nicht auf Arosener Seite.

Da die Bohrungen allein keine genügend sicheren Bilder ergaben, wurde an jedem Hauptwiderlager noch ein Probeschacht ausgeführt, um

zutritt ließ sich allerdings auch diese ziemlich leicht aufweichen, sodaß also jedenfalls für eine gute Entwässerung der Gründung gesorgt werden mußte.

Daß jedoch bei der großen Ausdehnung der Sohlen der Hauptwiderlager und bei der Unregelmäßigkeit des Baugrundes unter Umständen noch mit Überraschungen zu rechnen war, ging daraus hervor, daß bei der Ausführung des Probeschachtes für das Hauptwiderlager Langwies es gelang, nachdem schon auf 7 m der Beginn der

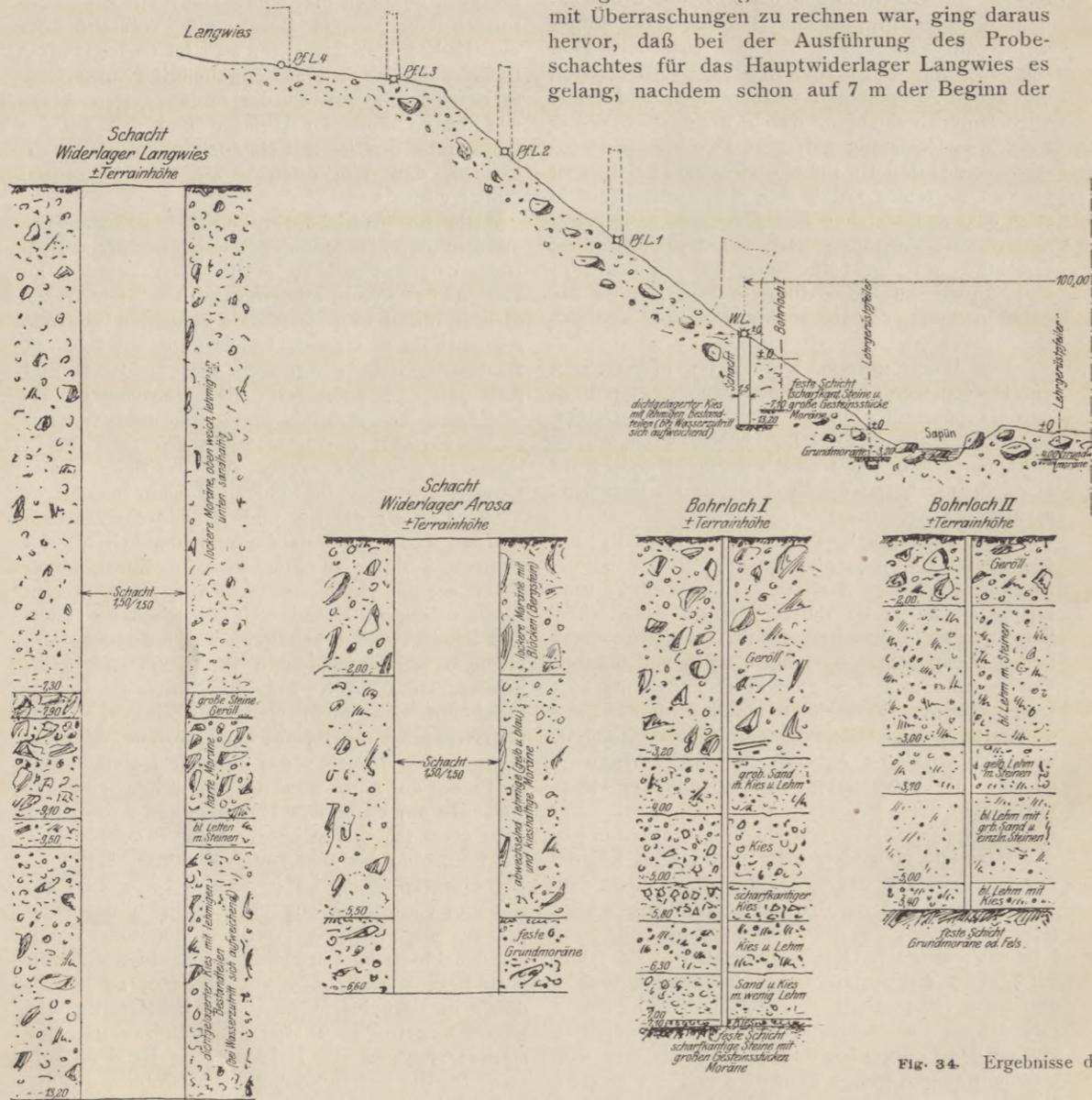


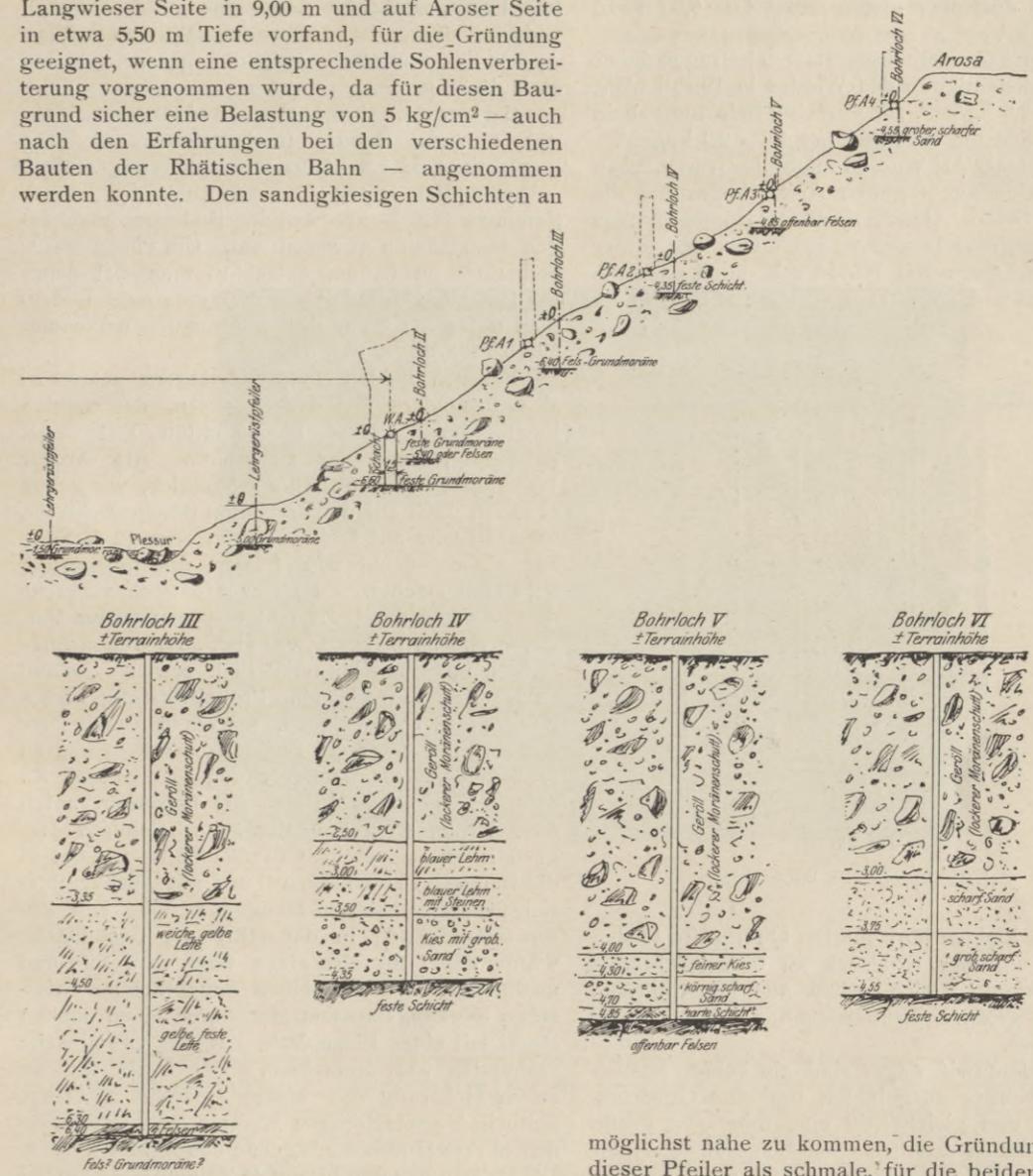
Fig. 34. Ergebnisse der Bohrungen und Baugrunduntersuchungen.

den Boden selbst besichtigen zu können. Dabe bestätigten sich die Ergebnisse der Bohrungen durchaus, und die angetroffene Grundmoräne war so hart und dicht, daß sie nur mit Pickel und Meißel zu lösen war, somit als sehr guter Baugrund angesehen werden konnte. Durch Wasser-

harten, schwarzen, vorwiegend kiesigen Moräne festgestellt war, und diese in 9 m Tiefe sprenghaft wurde, noch bis auf 13,20 m abzuteufen, wobei teilweise in den unteren Schichten die Abteufung fast leichter ging, weil wieder mehr lettige und lehmige Schichten angetroffen wurden.

Wenn auch die Möglichkeit, die beiden Hauptwiderlager des eingespannten Bogens auf Fels zu gründen, ausgeschlossen war, so schien doch das harte Material der Grundmoräne, das sich auf Langwieser Seite in 9,00 m und auf Arosener Seite in etwa 5,50 m Tiefe vorfand, für die Gründung geeignet, wenn eine entsprechende Sohlenverbreiterung vorgenommen wurde, da für diesen Baugrund sicher eine Belastung von 5 kg/cm² — auch nach den Erfahrungen bei den verschiedenen Bauten der Rhätischen Bahn — angenommen werden konnte. Den sandigkiesigen Schichten an

Da in der statischen Berechnung am Fuße der Pfeiler der Nebenöffnungen Gelenke angenommen waren, sollten, um dieser Annahme



Bohrungen und Baugrunduntersuchungen.

den Hängen durfte aber in durchschnittlich 7 m Tiefe auf Langwieser, und 5—6 m Tiefe auf Arosener Seite, eine Belastung von 3,0 kg/cm² wohl zugemutet werden. Diesen Annahmen entsprechend wurden die Gründungstiefen im endgültigen Entwurf angenommen.

möglichst nahe zu kommen, die Gründungskörper dieser Pfeiler als schmale, für die beiden Stützen jeden Pfeilers gemeinschaftliche, Plattenstreifen quer zur Brückennachse ausgeführt werden. Diese Platten wurden so bemessen, daß sich unter der ungünstigsten lotrechten Gesamtbelastung und gleichzeitiger Berücksichtigung des Windeinflusses (welcher auf beide Stützen voll wirkend angenommen wurde) eine größte Kantenpressung von 3,0 kg/cm² ergab.

Tatsächlich sind aber, zwecks Erzielung noch größerer Sicherheit, alle Grundflächen etwas

größer, als nach dieser Rechnung erforderlich ausgeführt worden; so erhielt beispielsweise der erste Nebenpfeiler gegen Langwies eine Grundfläche von $3,90 \cdot 10,00 = 39 \text{ m}^2$ statt $3,50 \cdot 9,30 = 32,5 \text{ m}^2$, derjenige gegen Arosa $4,05 \cdot 9,80 = 39,6$ statt $32,5 \text{ m}^2$.

Die größten Kantenpressungen betragen daher bei Berücksichtigung des Windes in Wirklichkeit nur $2,3 - 2,5 \text{ kg/cm}^2$, für lotrechte Belastung allein aber erreicht die Pressung nur $1,8 - 2,0 \text{ kg/cm}^2$.

In gleicher Art wurden auch die Grundflächen des Endwiderlagers gegen Arosa bzw. des die gleiche Stelle einnehmenden Gruppenpfeilers gegen Langwies bestimmt, nur waren hier, außer lotrechten Lasten und Winddruck, auch noch die Bremskräfte, die von Temperatur und Schwinden

rd. $0,7 \text{ kg/cm}^2$ und diejenige von Temperatur und Schwinden rd. $0,3 \text{ kg/cm}^2$, wozu noch der Einfluß des Windes mit rd. $1,0 \text{ kg/cm}^2$ käme, aber für das Bauwerk als Ganzes wohl kaum wirklich in Betracht fällt, weil seine Lage eine außerordentlich windgeschützte ist. Für das Widerlager auf Arosener Seite ergeben sich die Spannungen um etwa 15 % größer.

Bei der Ausführung der Gründungen erwiesen sich nun die Baugrundverhältnisse doch eher ungünstiger oder schienen wenigstens ungünstiger — namentlich unter dem Eindruck des nassen Sommers 1912 — als nach den Bodenuntersuchungen anzunehmen gewesen war. Um eine größere Sicherheit zu haben, entschloß man sich daher bei fast allen Gründungen, dieselben ganz bedeutend tiefer als nach der ursprünglichen Planung hinabzuführen (s. Fig. 38).

Bei den beiden Hauptwiderlagern zeigte es sich besonders bei den vorderen, den beiden Bachbetten zunächst benachbarten Teilen als notwendig, sie tiefer zu führen. Am Arosener Widerlager traf man dabei schließlich, wie schon erwähnt, doch auf den erschten Bündnerschiefer, während man auf Langwieser in etwa 12 m Tiefe auf einer Schicht von feinem, dichtgelagertem Kies Halt machte. Zuerst wurde noch versucht diese Schicht durch Zementeinspritzung zur Versteinerung zu bringen, was sich aber wegen ihrer dichten Lagerung als unmöglich erwies. Sodann entschloß man sich, eine Probebelastung dieses Baugrundes vorzunehmen, um einen Anhalt über das Maß der unter der rechnerischen Pressung zu erwartenden Zusammendrückung zu erhalten. Zu diesem Zwecke wurde eine Art hölzerner, unten offener Silo, wie er in Fig. 35 schematisch dargestellt ist, mit einer Grundfläche von 1 qm in die Baugrube hineingebaut und mit Aushubmaterial in abgemessenen Mengen gefüllt. Die Zusammendrückung in der Mitte der Grundfläche wurde dabei mittelst eines über dem Silo und unabhängig von demselben angebrachten Griotschen Senkungsmessers, der durch einen dünnen Draht mit einer Eisenplatte auf der Grundfläche verbunden war, gemessen. Der Draht war zu seiner Sicherung von einem Gasrohr umgeben. Seitliche Verschiebungen konnten an 4 Marken an den oberen Querhölzern genau beobachtet werden. Die Belastung sollte bis auf 45 Tonnen = $4,5 \text{ kg/cm}^2$ gesteigert werden; nachdem der Kasten jedoch schon mit 36 t gefüllt war, brach derselbe, wegen zu schwacher Ausbildung beim Punkt A, plötzlich zusammen, als weiteres Material eingekippt wurde. Da aber bei der Belastung von $3,6 \text{ kg/cm}^2$ keine Seitenschwankung und nur eine lotrechte Zusammenpressung von $0,2 \text{ mm}$ gezeigt hatte, konnte trotzdem das Ergebnis der Probebelastung als befriedigend und der Baugrund als sehr geeignet angesehen werden.

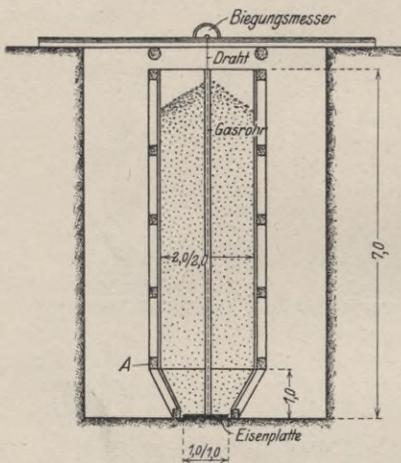


Fig. 35:

Belastungsprobe des Baugrundes.

erzeugten kleinen horizontalen Querkräfte in den Pfeilern und der Erddruck zu berücksichtigen. Jedoch ergaben sich schon aus konstruktiven Gründen größere Grundflächen als rechnerisch erforderlich.

Die Hauptwiderlager sind als hohle, kastenförmige Körper ausgebildet, um eine Gewichtsersparnis und gleichzeitig eine möglichst große Grundfläche zu erzielen. Das ausgeführte Widerlager hat auf Langwieser Seite eine schräge Sohlenbreite von $14 - 15 \text{ m}$, auf Arosener Seite, wo es etwas kleiner gehalten werden konnte, weil hier dann doch teilweise der anstehende Bündnerschiefer angetroffen wurde, eine solche von $12 - 14 \text{ m}$. Die Sohlen der Widerlager sind so angelegt, daß sich für das Eigengewicht des Bogens allein in denselben eine gleichmäßige Pressung ergibt, die auf Langwieser Seite $2,5 \text{ kg/cm}^2$ beträgt; die von der Verkehrslast herrührende größte Randspannung erreicht

Bei den rückwärtigen Teilen der beiden Hauptwiderlager aber wurde, wie erwartet, wenn auch teilweise in etwas größerer Tiefe als bei den Bohrungen, die harte Grundmoräne angetroffen, über deren Güte als Baugrund man keine Zweifel zu hegen brauchte.

Bei der Größe der Hauptwiderlager wäre es kaum möglich gewesen, dieselben in einem Stück auszuführen, schon weil die Baugrubenauszimmerung keinen Halt gegenüber dem gewaltigen Erd- druck der Halde gehabt hätte und wahrscheinlich

und an der Oberfläche verschiedene Quellen. Es konnte auch festgestellt werden, daß im Frühjahr 1910 bei einem großen Hochwasser der Plessur die ganze Halde abgerutscht war, weil der Fluß den Fuß der Halde angegriffen hatte. Die Risse an der Oberfläche deuteten darauf hin, daß die oberen Schichten offenbar noch immer nicht zur Ruhe gekommen waren und auf einer Gleitfläche talwärts strebten.

Bei diesen Gründungen, die in dem ebenfalls recht regnerischen Vorsommer 1913 ausgeführt

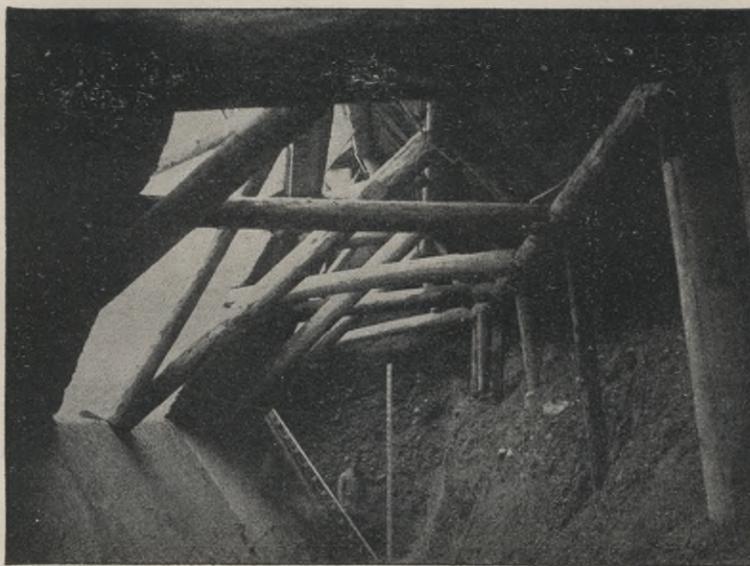


Fig. 36.

Blick in das hohle Hauptwiderlager auf Langwieser Seite.

Bauzustand am 13. Mai 1913.

die ganze Baugrube schief gedrückt worden wäre. Die Ausführung geschah daher, wie in Fig. 38 angedeutet, in drei Abschnitten.

Die Tieferführung der Gründungen hatte zur Folge, daß nun auch die beiden den Hauptwiderlagern zunächst benachbarten Nebenseiten auf der Grundmoräne sitzen.

Recht unangenehm aber waren die Erfahrungen, die bei Ausführung der Gründungen der übrigen Pfeiler auf Arosener Seite gemacht wurden. Es bestätigte sich, daß man sich dort in einem Rutschgebiet befand: Die Halde zeigte starke Verwerfungen der Schichten, größere Nester von Lehm und weicher Lette, Einlagen von Kalksteinbrocken, Bergschutt und Findlingen, Wassereinschlüsse

wurden, mußte daher sehr vorsichtig zu Werke gegangen werden. In entsprechender Tiefe wurde zwar ein guter Baugrund, der unabhängig von den rutschenden Massen war, also unterhalb der Gleitfläche lag, gefunden, aber bei der Ausschachtung wurde der Druck der oberen Schichten, der die Auszimmerungen oben bis um 20 cm verschob, sehr deutlich verspürt.

Damit dieser Druck nicht auch die späteren Gründungen nachteilig beeinflussen könne, sollte er durch folgende Vorkehrungen unschädlich gemacht werden: Die sämtlichen Gründungen auf Arosener Seite wurden durch 2 kräftige Eisenbetonspannriegel von je $0,70 \times 1,60$ m Querschnitt, die sich zu unterst gegen das große Bogenwiderlager

stemnten, längs der Haldenoberfläche miteinander verbunden und verspannt. Außerdem sollte die Halde durch Tiefstollen und Oberflächenschlitze gründlich entwässert werden, um den Druck und die Rutschgefahr zu vermindern. Von der Entwässerung, die im Selbstbetrieb der Bauherrschaft zu erstellen war, konnte allerdings nur ein Teil sofort in Angriff genommen werden, während der Rest leider erst nach Bauvollendung in Angriff genommen werden sollte. Diesem letzten ungünstigen Umstände ist es vielleicht zuzuschreiben, daß die Verspannung der Fundamente sich in der Folge, wider Erwarten, nicht als genügend

schiebungen oder sonstige Nachteile mehr an diesen Gründungen wahrzunehmen.

Die Vertiefung der Baugruben führte auch zu dem Entschluß, dieselben durchgehend mit Magerbeton, statt nur mit Erde, wie ursprünglich vorgesehen, auszustampfen, um zu verhindern, daß durch Setzung und Zusammendrückung der Erdhinterfüllung eine spätere Störung des Gleichgewichts der steilen Halden eintrete. Die eigentlichen tragenden Eisenbetonpfeiler aber gehen durch den Magerbeton durch bis zur Gründungssohle, womit die Voraussetzungen der Rechnung aufrechterhalten bleiben. Endlich wurden

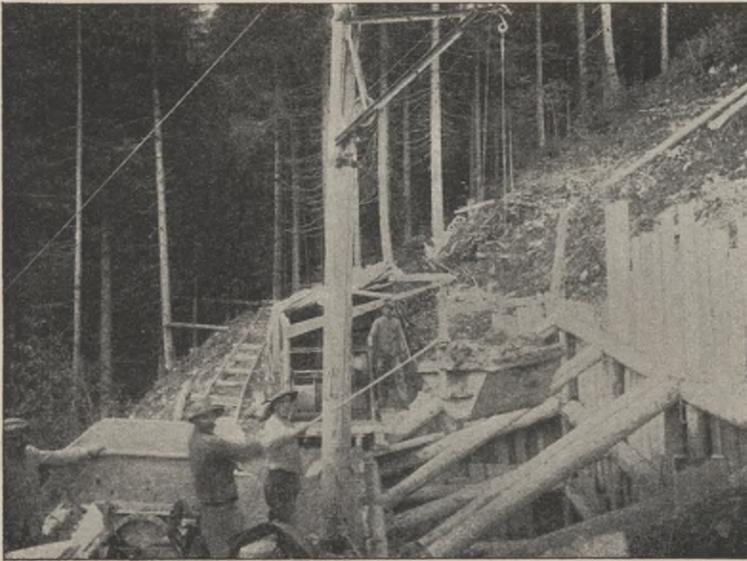


Fig. 37.

Herstellung einer Pfeilergründung für die Nebenöffnungen auf Langwieser Seite.
Bauzustand am 13. August 1913.

erwies; im Spätjahr 1914, kurz vor der Abnahme der Brücke, zeigten sich in den Verspannungsriegeln deutliche Zerdrückungserscheinungen, so daß dieselben sofort verstärkt wurden, indem ihr Abstand durchgehend mit einer Stampfbetonplatte von 1,60 m Stärke voll ausgestampft wurde; zwecks Ableitung des Oberflächenwassers wurde unter der Stampfbetonplatte eine Steinpackung mit Quersickerungen angeordnet. Um diese Arbeit mit Sicherheit ausführen zu können, waren zuerst die alten Spannriegel durch Aufbetonierungen provisorisch verstärkt worden. Außer der Verstärkung der Verspannung wurden aber auch schleunigst die noch fehlenden Entwässerungen ausgeführt. Diese Maßnahmen scheinen sich bewährt zu haben, denn seither waren keinerlei Ver-

bei allen Gründungen die Böschungsausschnitte durch Stützmauern gesichert (Fig. 38) und überall, wo man bei der Abteufung auf wasserführende Schichten stieß, wurde durch Anordnung von Steinsickerungen dafür gesorgt, daß das Wasser oberhalb des Fundamentes abgeleitet wurde und die Gründungssohle sicher entwässert blieb.

Die Erschwernisse bei den Gründungen (größte Baugrubentiefe 15 m) brachten es mit sich, daß im Herbst 1912 nur noch der kleinste Teil derselben fertiggestellt werden konnte und die Hauptarbeit im Sommer 1913 geleistet werden mußte²³⁾.

²³⁾ s. Schweiz. Bztg. 1914, S. 284 u. 285.

3. Das Lehrgerüst der Hauptöffnung.

Bei der örtlichen Lage des Bauwerks war es von vornherein klar, daß das Lehrgerüst nicht etwa als gewöhnliches Ständergerüst ausgeführt und damit die ganze Talbreite verbaut werden durfte, sondern daß vielmehr der Hochwassergefahr am Zusammenfluß der beiden Wildbäche, welche namentlich zur Zeit der Schneeschmelze gewaltige Wasser- und Geröllmassen führen können, dadurch Rechnung getragen werden mußte, daß die Abstützung in einigen wenigen Punkten vereinigt wurde. Das Untergerüst konnte also, statt wie üblich aus vielen Ständern, nur aus einigen großen Pfeilern oder Türmen bestehen, auf welche sich das Obergerüst mit großen Spannweiten lagerte. Damit war gleichzeitig die Gründung des Unterbaues erleichtert, weil dafür in dem aus grobem Geröll und teilweise großen losen Blöcken bestehenden Talboden keine Holzpfähle, sondern nur Betonkörper möglich waren, die bei ziemlich schwieriger Wasserhaltung bis auf den guten Baugrund, die Moräne, hinabgeführt werden mußten.

Die Lehrgerüstpfeiler sollten als Fachwerkstürme zur Ausführung kommen, und es mag eigenartig erscheinen, daß man als Baustoff für dieselben Eisenbeton wählte. Man erhielt damit jedoch nicht nur eine sehr widerstandsfähige, starre Konstruktion, welche auch längerer Dauer gewachsen war — das Gerüst mußte einen Winter über stehen bleiben —, sondern es wurde gleichzeitig die gesamte mögliche Zusammendrückung des Lehrgerüsts unter der Last auf ein Mindestmaß verringert.

Ursprünglich waren drei gleiche Eisenbetontürme, auf welche sich das Obergerüst, ähnlich wie bei einigen andern neuen großen Massivbrücken, mittels mächtiger Sprengwerke aufstützen sollte, vorgesehen. In der Folge aber wurde dem generellen Vorschlag, welchen der Unterakkordant für das Hauptgerüst, der bekannte Gerüstbauer Richard Coray in Chur, der Unternehmung vorlegte, für die Ausführung der Vorzug gegeben, nachdem dieser Vorschlag seitens der Firma Ed. Züblin & Cie. in allen Teilen genau berechnet und unter Benutzung der reichen praktischen Erfahrungen seines Erbauers in seinen Einzelheiten durchgebildet und ergänzt worden war.

Das zur Ausführung gelangte Lehrgerüst (Fig. 39—42) besteht aus dem bis zu 22 m über Talsohle reichenden Unterbau der drei Eisenbetontürme, von welchen der mittlere als großes räumliches Fachwerk, die beiden seitlichen als schmale bockartige Pfeiler erstellt sind, und aus dem hölzernen Aufbau, für den namentlich der gewaltige Mittelfächer, mit seinen über 40 m langen Strahlen, charakteristisch ist. Der Mittelurm ist für sich allein standfest, während die Seitentürme

durch je 2 Differdinger I-Träger zugfest in den Widerlagern verankert wurden.

Der Mittelfächer des Gerüsts besteht in der Hauptsache aus 4 hintereinanderliegenden Gespärren, von denen je 2 paarweise eine Bogenrippe des Eisenbetongewölbes tragen. Da jedoch die beiden Bogenrippen vom Scheitel nach dem Kämpfer auseinanderlaufen, wogegen die Gerüstgespärre natürlich in parallelen Ebenen liegen mußten, wurden die zu einer Rippe gehörenden Gespärre so verlegt, daß sich ihre Mittellinie in den Viertelpunkten des mittleren Gerüstteiles mit der Rippenachse schneidet. Nur an dieser Stelle werden also die beiden Gespärre von der Rippe gleichmäßig belastet, während in der Nähe des Scheitels das innere, gegen den Kämpfer zu das äußere Gespärre stärker belastet wird. In den seitlichen Gerüstwickeln mußte, nicht wegen der erhöhten Belastung, sondern ebenfalls wegen des Anlaufens der Bogenrippen sogar die Zahl der Gespärre auf 6 erhöht werden, indem unter jeder Bogenrippe ein drittes Gespärre außerhalb der beiden durchlaufenden angeordnet ist.

Die geringe Gewölbebreite im Verhältnis zur Bogenhöhe ergab auch wieder ein gewisses Mißverhältnis zwischen Höhe und Breite des Gerüsts; um gegen Winddruck die erforderliche Standfestigkeit zu erzielen, mußten daher besondere, schräg nach außen gerichtete Windstreben angebracht werden. Während gewöhnlich solche Windverstreben nur im freien Mittelteil angeordnet werden, haben wir es hier bei den außergewöhnlichen Höhenmaßen als angezeigt erachtet, auch die Seitenwickel durch besondere Windstreben zu versteifen, namentlich deshalb, weil diese Wickel des Gerüsts von dem Mittelfächer mehr oder weniger unabhängig sind.

Obwohl der Achsabstand der äußeren Gespärre des Mittelfächers, mithin die Gerüstbreite im Scheitel nur 6,0 m beträgt, erreicht die für die Kippsicherheit in Betracht kommende Aufstandsfläche über dem Mittelurm, infolge der Spreizung der Windstreben, eine Breite von 18,0 m. Bei den Gerüstwickeln stehen die äußeren Gespärre in einem Abstand 8,80, während die Windstreben auf 12,0 m auseinanderlaufen und eine entsprechende Breite der Seitentürme bedingen.

Die paarweise zu einer und derselben Bogenrippe gehörenden Gespärre sind 1,40 voneinander entfernt.

Jedes Gespärre besteht aus den eigentlichen Traggliedern: den radial gestellten Hauptstreben und den Kranzhölzern sowie den Verbindungs- und Versteifungsgliedern: den Zangen, Schwestern und Kreuzen, wozu noch einige eiserne Zuganker kommen.

Durch die Art der Anordnung des Gerüsts kommen Beanspruchungen auf Biegung eigentlich nur in den Kranzhölzern vor, und auch solche auf

Abscherung sind fast vollständig vermieden, so daß im wesentlichen nur eine reine Druckbeanspruchung des Holzes bzw. eine Zugbeanspruchung der Zangen und Anker auftritt. Die Holzverbindungen gestalten sich infolgedessen alle sehr einfach, und bei den wichtigsten Traggliedern kommt überhaupt nur die allereinfachste und sicherste Art — der stumpfe Stoß — vor. Wenn man berücksichtigt, daß die tatsächliche Sicherheit eines Holzgerüsts weniger in seinen Abmessungen als in den Holzverbindungen liegt, so dürfte klar sein, daß sie in einem derart ausgebildeten Gerüst von vornherein groß sein wird, selbst bei rechnerisch ziemlich hohen Holzbeanspruchungen.

Die 10 Hauptstreben jeden Gespärres des Mittelfächers bestehen aus je 2 Rundholzstämmen von 25 cm mittlerem Durchmesser, von welchen je nur der eine auf Höhe der durch Zangen gebildeten Horizontalverbindungen stumpf gestoßen ist. Diese Zangen bestehen aus je einem Rundholz von 20 cm \varnothing und einem Kantholz von 10/16 cm, sind in Höhenabständen von 4,75 m verlegt und teilen daher das Gerüst bis zum sog. „Bogenkranz“ in $7\frac{1}{2}$ Stockwerke. Die vierte Zange (von unten) ist gegenüber den andern verstärkt, weil sie die durchgehende Bogenschwelle bildet. Alle Zangen, die auch Druckbeanspruchungen aufzunehmen haben, sind durch Einlage von Füllstücken zwischen den Befestigungspunkten versteift. Außer durch die Zangen, sind die Hauptstreben der beiden mittleren Gespärre in der zur Brückenachse parallelen Ebene durch viele Diagonalen in den Stockwerken, durch sogenannte „Schwerter“ (schräge Zangen) aus zwei Halbrundhölzern \varnothing 20 cm ausgefacht, und zwischen den beiden senkrechten mittleren Hauptstreben, die übrigens gegenüber den andern verstärkt sind, finden sich Kreuze an Stelle der Schwerter,

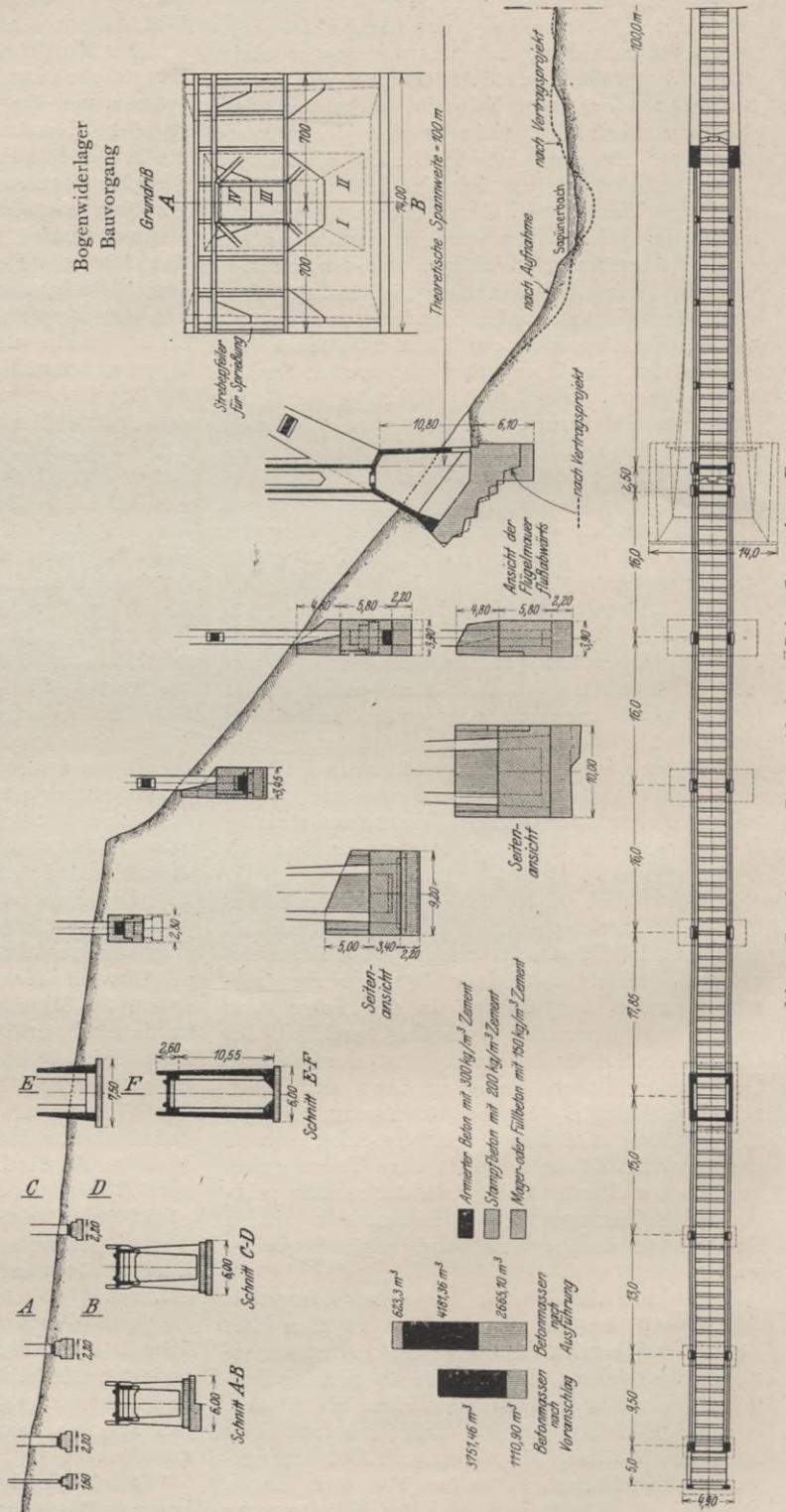


Fig. 38. Ausgeführte Gründungen. Bogenwiderlager Seite Langwies. Bauvorgang.

so daß in der Mitte ein besonders steifer Turm entsteht. Endlich wurden zur weiteren Verspannung des Mittelpfeilers noch eine Anzahl Drahtseile schräg durch denselben gezogen.

Den 10 Hauptstreben des Mittelfächers entsprechen nur 6 nach außen gerichtete Windstreben — von der Mitte aus gerechnet, die 1., 3. und 4. — und zwar sind dieselben stärker bemessen und erhielten 30 cm \varnothing , während die Horizontalverbindungen in der Windstrebenebene nur aus Halb- zangen bestehen, indem nur je auf der äußeren

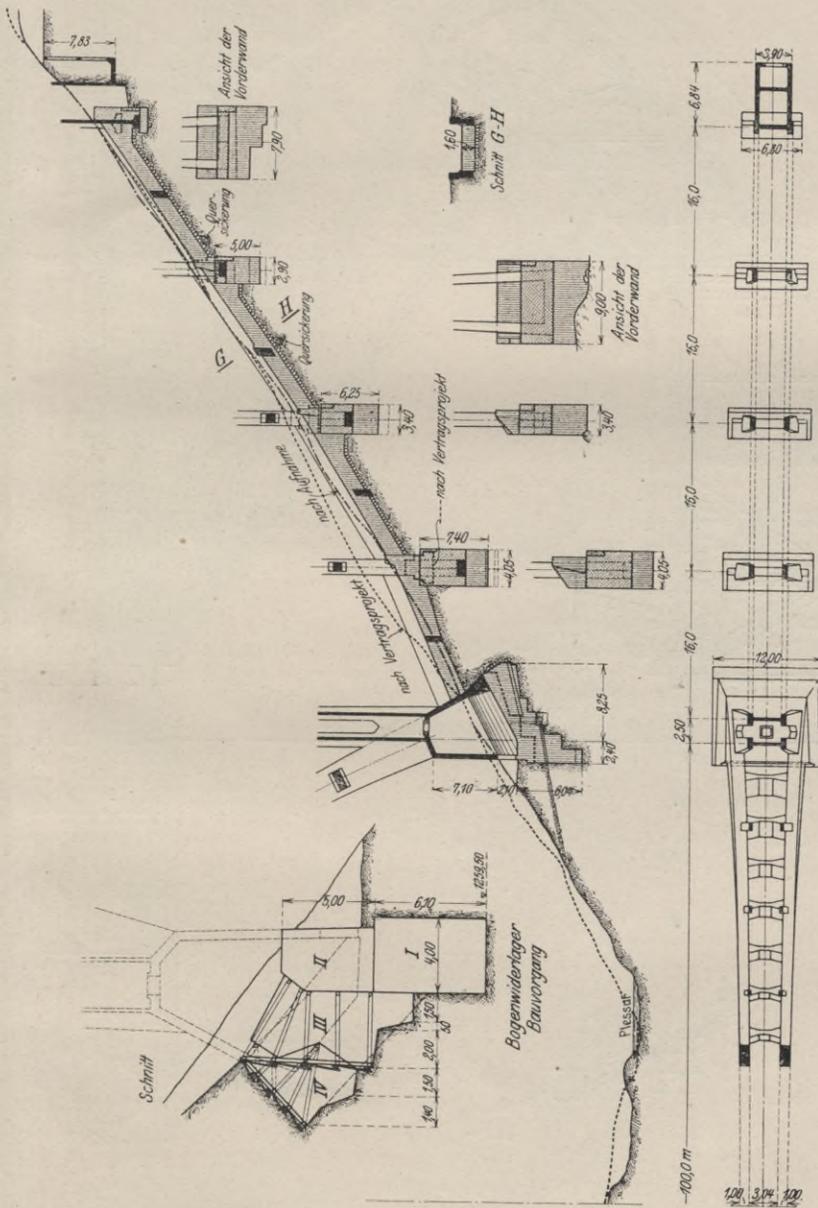
Seite ein Halbrundholz von 20 cm \varnothing angebracht wurde, wogegen die Verschwertung auch hier doppelseitig ist.

In der Richtung quer zur Brückenachse sind die Hauptstreben durch Traversen und Andreas- kreuze versteift. Die Traversen bestehen aus je 2 Rundhölzern von 20 cm \varnothing , von denen eines unmittelbar unter, das andere über den Längs- zangen angeordnet ist, und die zwischen den bei- den Stützen der Hauptstreben liegen, während die Andreas- kreuze außerhalb angeschlossen sind. Durch

diese Anordnung war es möglich, Traversen und Kreuze genau im gleichen Punkte — sogar mit der gleichen Schraube —, also genau zentrisch, anzuschließen. Dadurch wird die Querversteifung, welche bei dem schmalen, hohen Gerüst besonders wichtig ist, eine sehr gute. Die Traversen laufen bis zu den Windstreben durch; zwischen den Windstreben und den äußeren Gespärren finden sich statt Andreas- kreuze nur einfache Diagonalen.

Der durch die Kranz- hölzer gebildete Bogen- kranz erhält in jedem Gerüst während der Aus- führung der Wölbung bis zu einem gewissen Grade achsiale Beanspruchungen. Solche rühren von der Reibung des Wölbmaterials auf der Schalung und ferner davon her, daß die Rich- tung des Druckes auf die Lehrgerüststreben immer mehr oder weniger unbestimmt ist — besonders bei einem plastischen Material, wie Beton — und daß infolgedessen die Streben- richtung nie genau der Druckvorrichtung entsprechen wird.

Endlich bedingen aber auch die Veränderungen des Lehrgerüsts sowie die Schwankungen in der Rich- tung der Brückenachse solche Beanspruchungen. Nun werden diese letz- teren allerdings auch durch die Zangen aufgenommen, aber doch erst mittel-



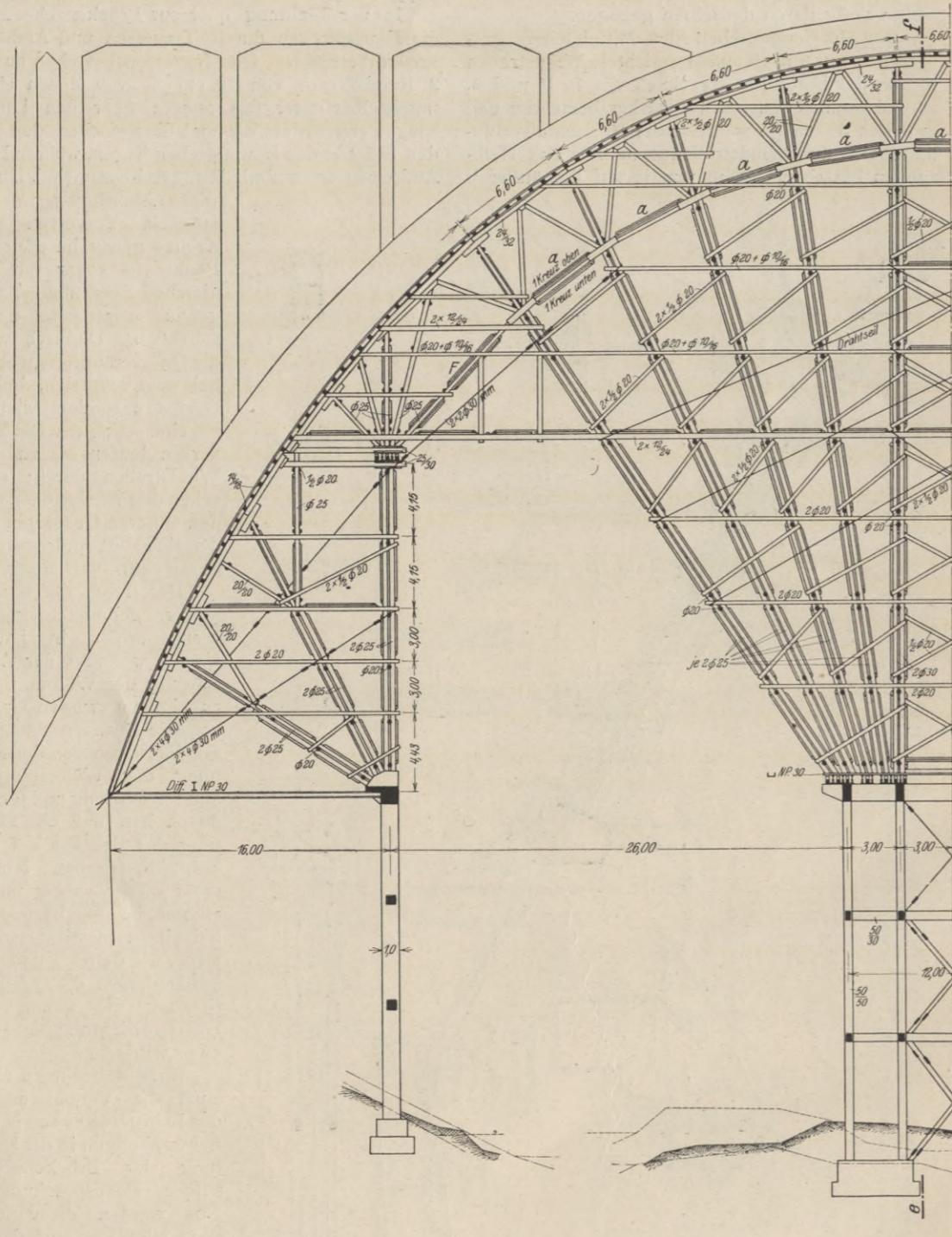
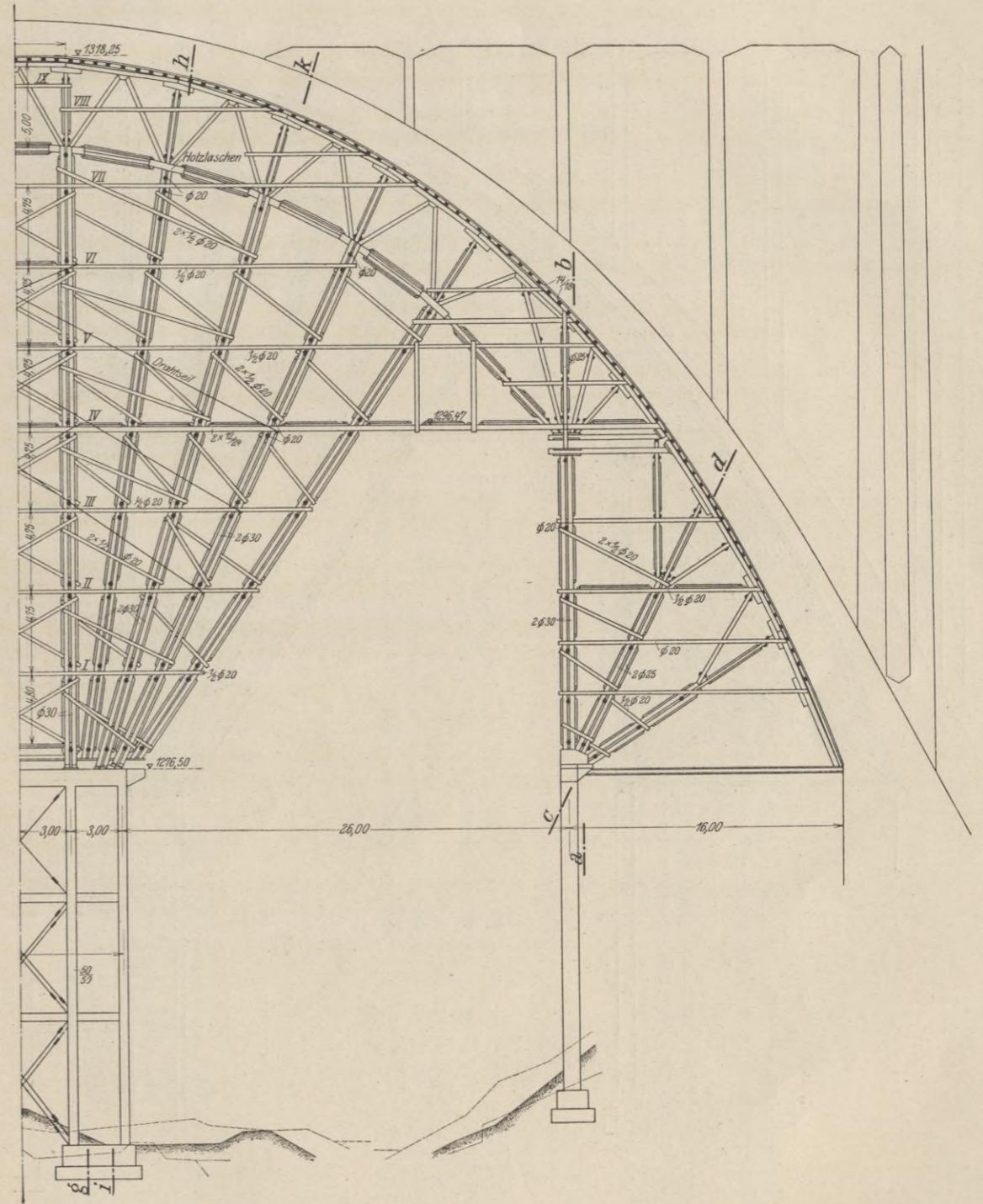


Fig. 39. Lehrgerüst. Längenschnitt



(verschwertete Ebenen). Ansicht.

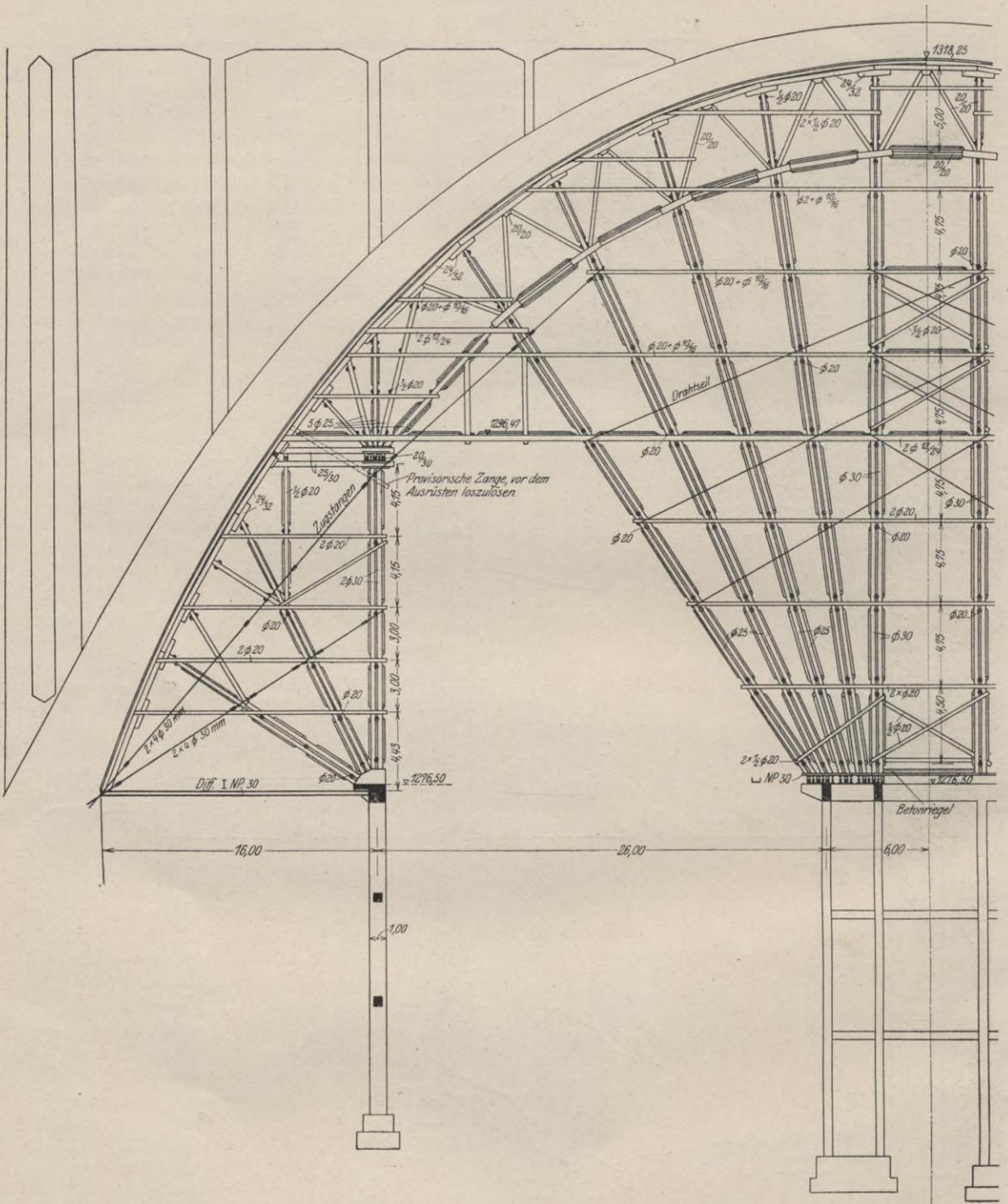
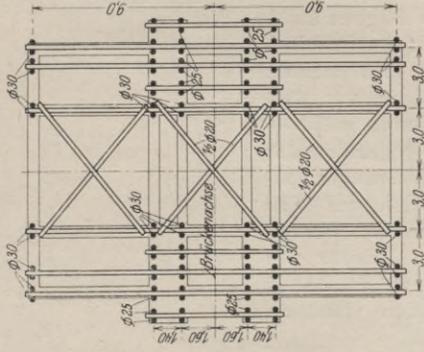


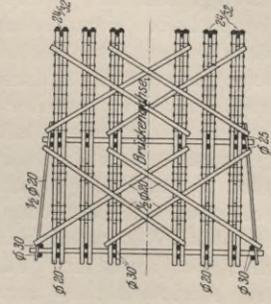
Fig. 40. Lehrgerüst. Längenschnitt (nicht-verschwertete Gespärre).



Horizontalverschöpfung.

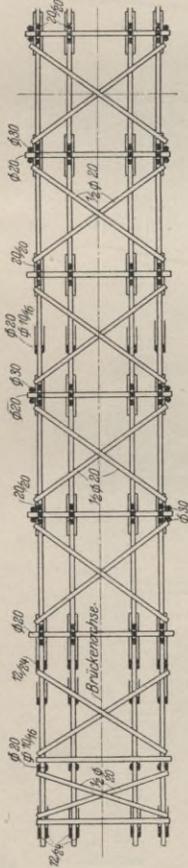


Horizontalschnitt am Fußpunkt der Streben;
Diagonalverschöpfung.

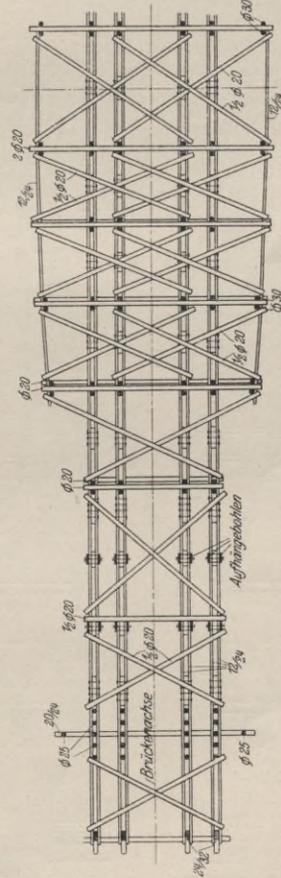


Horizontalverschöpfung auf den Zangen.

Grundriß der Traversen.



Grundriß vom Strebenkranz (abgewickelt).



Windverschöpfung auf den Zangen.

Fig. 41.

Lehrgerüst. Grundrisse.

bar, nachdem schon kleine Veränderungen im Gerüst eingetreten sind. Eine möglichst kräftige Ausbildung des Bogenkranzes wird daher zur Verkleinerung der Veränderungen beitragen.

Erfolgt aber das Wölben eines Bogens nicht fortlaufend vom Kämpfer aus gegen den Scheitel, sondern so, daß das Wölbmaterial in einzelnen Abschnitten mittels künstlicher Widerlager aufgebracht wird, so hat der Bogenkranz meist — d. h. wenn nicht eine Abstützung gegeneinander möglich ist — den Schub dieser Widerlager aufzunehmen; zeitweilig entfallen also auf den Bogenkranz die sämtlichen tangentialen Seitenkräfte des Wölbmaterialgewichtes. Besteht das Gerüst, wie in unserem Falle, nicht aus über die ganze Ansichtsfläche durchgehenden Bindern,

sondern aus einzelnen Teilen (Mittelgerüst und Seitengerüste), mit nur wenigen, als ganze Sehnen durchlaufenden Zangen, so hat der Bogenkranz für die Aussteifung noch eine erhöhte Bedeutung.

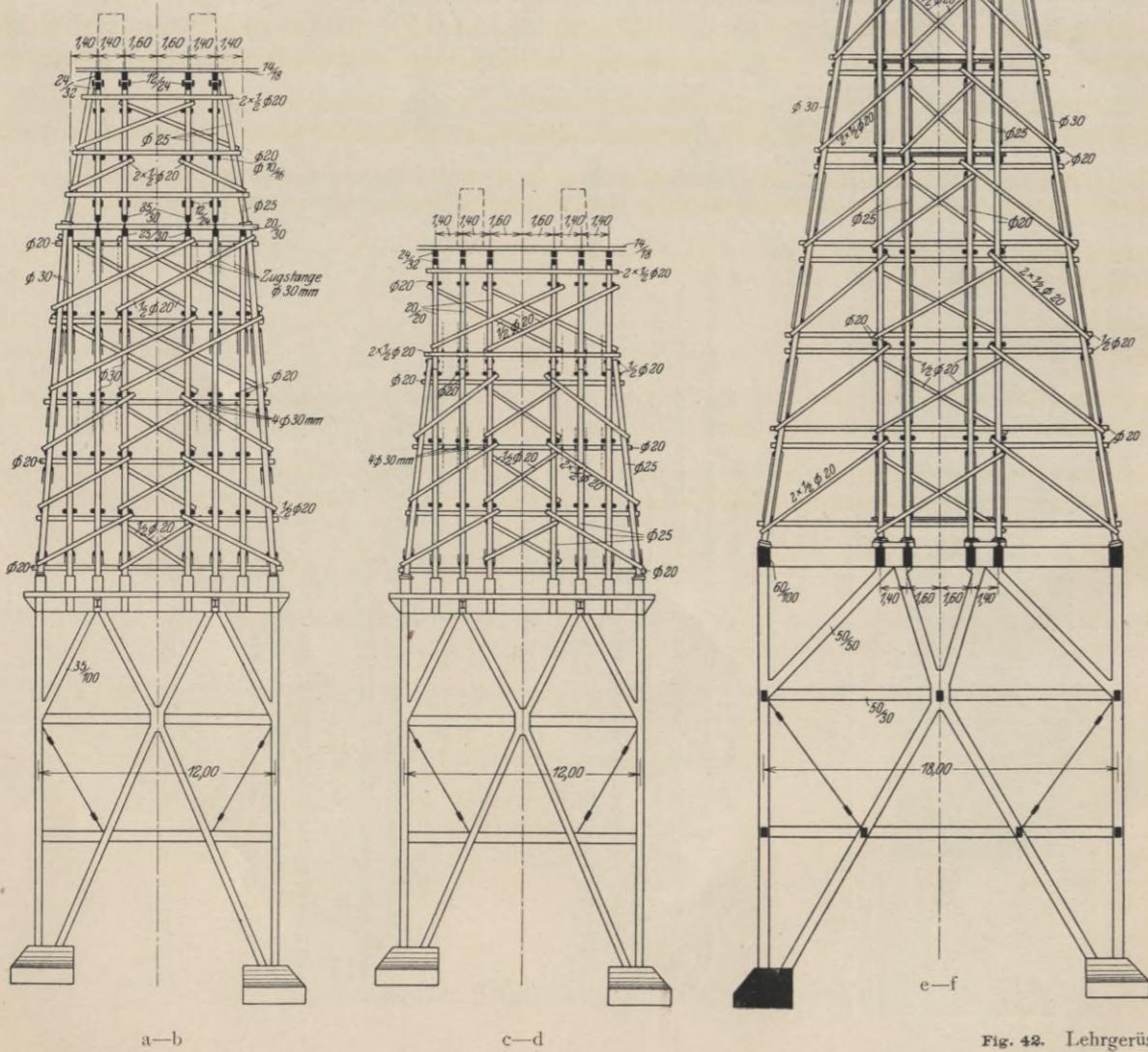
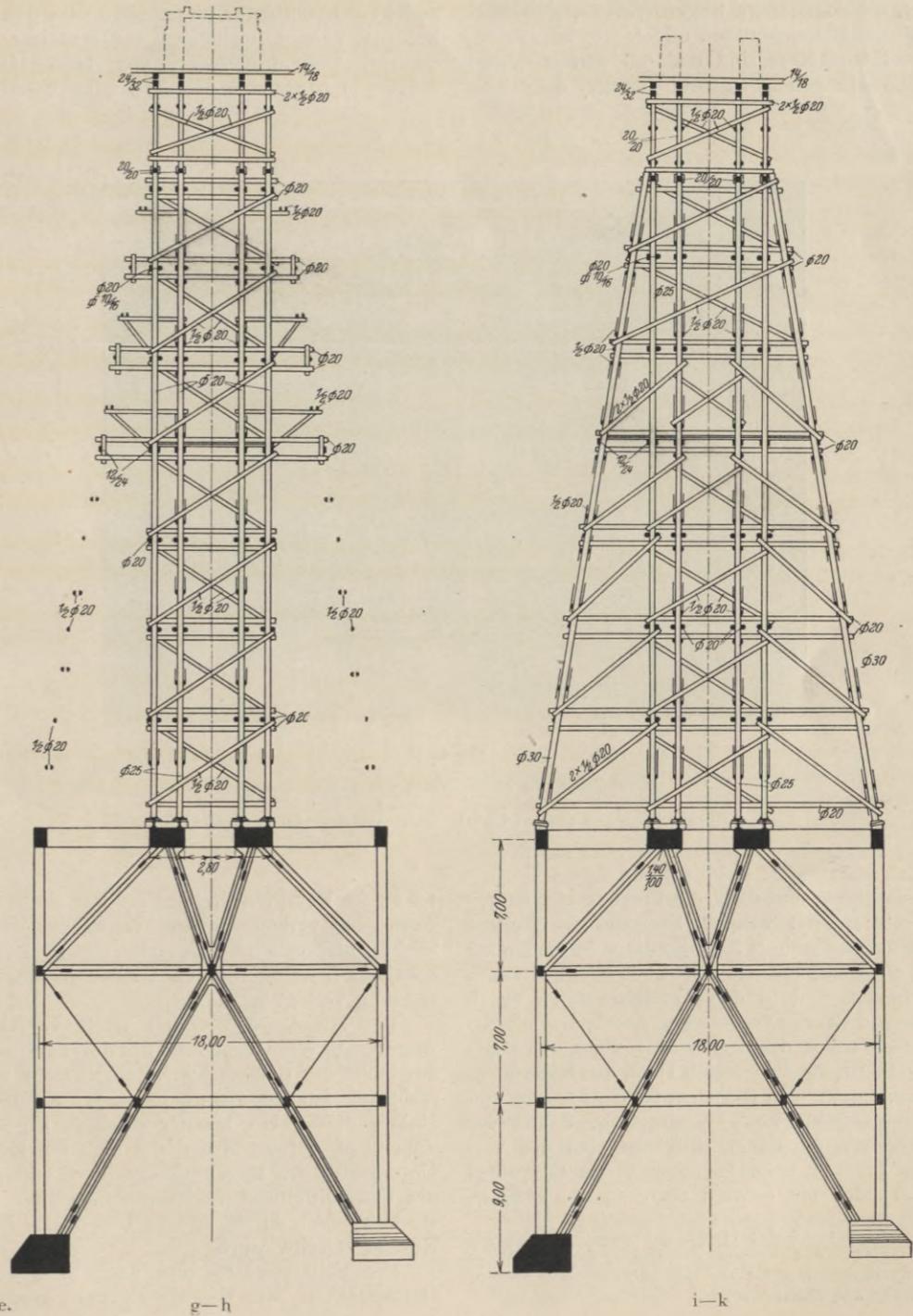


Fig. 42. Lehrgerüst-

Wir haben uns daher im vorliegenden Falle nicht mit dem einfachen, durch die Kranzhölzer gebildeten Bogenkranz begnügt, sondern einen ganzen Fachwerkbogen von 5,0 m Höhe angeordnet. Den

Untergurt dieses Fachwerks bilden die Riegel, welche zwischen die Köpfe der Hauptstreben gespannt und durch lange Laschen an den Knotenpunkten auch zugfest gemacht sind, den Obergurt



Schnitte.

g—h

i—k

die Kranzhölzer, während die Füllglieder aus der durch Pfosten und geneigte Streben gebildeten Abstützung der Kranzhölzer bestehen. Durch eiserne Zugstangen ist dieser Bogenkranz außerdem gegen seine Auflager verankert, während die verstärkte durchgehende vierte Zange des Mittelfächers, die sogenannte Bogenschwelle, gewissermaßen sein Bogenzugband bildet.

Die Kranzhölzer sind dadurch entlastet, daß zwischen die geneigten Streben unter denselben

der gesamten Lehrgerüstsenkung auf diesen Umstand zurückzuführen ist.

Während üblicherweise über den Kranzhölzern unmittelbar die Bogenschalung angeordnet wird, haben wir, um eine durchgehende Schalung, die bei dem aufgelösten Bogenquerschnitt nicht nötig war, zu ersparen, über den Kranzhölzern vorerst waldkantige Querhölzer, sogenannte „Bogentraversen“, von 14/18—14/20 cm Stärke, in Abständen von 80 cm, im Scheitel, bis

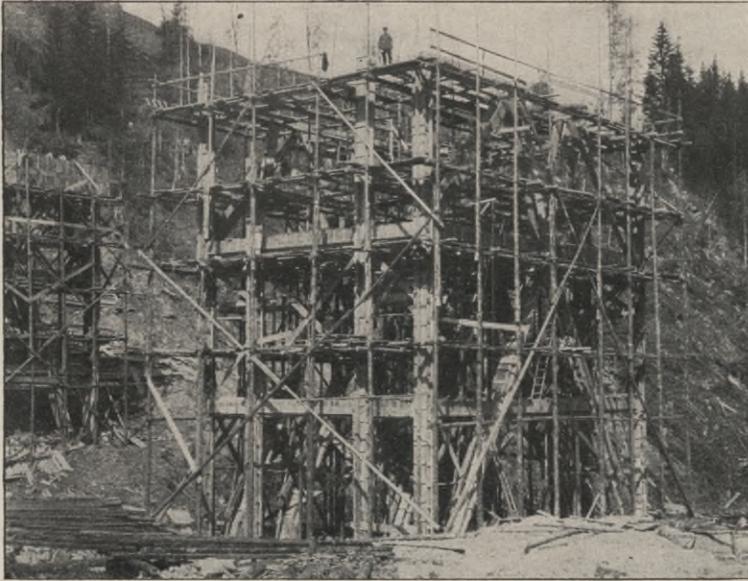


Fig. 49.

Herstellung des Mittelturmes des Lehrgerüsts.

Blick talauswärts (gegen Chur). Bauzustand Ende April 1913.

ein Spannriegel und über die Pfosten ein langes Sattelholz gesetzt wurde. Pfosten und Streben bestehen aus Kantholz 20/20 Zentimeter, die Kranzhölzer aus waldkantigem Holz 24/30 bis 24/32 cm²⁴⁾. Die Pfosten sind in den Querrichtungen durch Zangen und Kreuze verbunden. Aus Sparsamkeitsgründen wurden die Sattelhölzer nicht aus Hartholz, sondern, wie die übrigen Teile, aus Rottannenholz hergestellt. Da jedoch zwischen Pfosten und Sattelholz ziemlich hohe Pressungen quer zur Faser des letzteren entstehen, drückten sich die verzapften Pfosten beim Betonieren des Gewölbes ziemlich stark ein (etwa 1 cm), so daß etwa $\frac{1}{3}$

1,0 m, im Kämpfer, befestigt. Auf diese konnte dann die verhältnismäßig schwache und sich leicht entsprechend biegende untere Laibungsschalung der Bogenrippen wieder in der Längsrichtung verlegt werden.

Das Mittelgerüst erhielt auch verschiedene wagerechte Windverbände: Ein durchgehender ist auf Höhe der Bogenschwelle angebracht und besteht aus auf der Zange liegenden Kreuzen aus Halbrundholz; ein zweiter solcher, größtenteils doppelt ausgeführt, befindet sich auf Höhe des Untergurtes des Bogenkranzes, und endlich sind die den Mittelurm bildenden lotrechten Hauptstreben noch durch einige besondere liegende Kreuze verschwert.

Die Seitengerüste sind nach ähnlichen Gesichtspunkten, wie das Mittelgerüst, ausgebildet.

²⁴⁾ Da -das- an der Halde gewachsene Stammholz unten immer etwas krumm ist, konnte meistens diese natürliche Krümmung für die Kranzhölzer ohne weitere Bearbeitung ausgenützt werden.

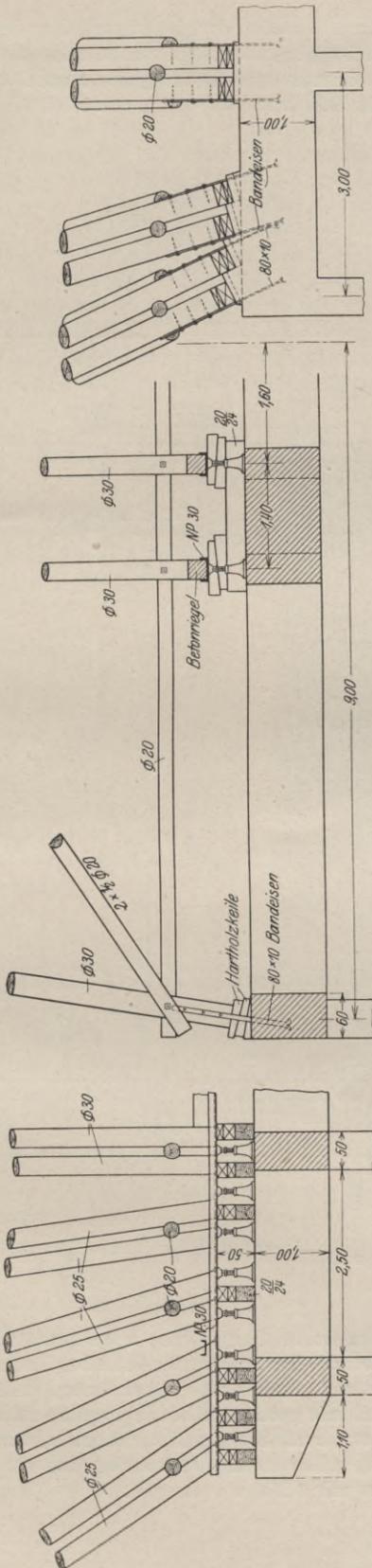


Fig. 44. Lehrgerüst. Knotenpunkt A.

Die Hauptstreben sind möglichst in der Richtung der auf das Gerüst wirkenden Kräfte angeordnet und dabei die wagerechten Seitenkräfte durch Zangen aufgenommen und durch eiserne Zugbänder, bezw. durch die die wagerechte Verankerung des Eisenbetonunterbaues bildenden zwei Differdinger I-Träger, Profil 30, nach dem Widerlager geleitet. Während der untere Teil der Seitengerüste fest und unabhängig ist, also zum Untergerüst gehört, hängt der obere Teil mit dem Mittelgerüst zusammen und bildet mit diesem das eigentliche bewegliche Obergerüst. Namentlich in diesem oberen Teil des Seitengerüsts, der sich mittels der lotrechten Hauptstreben von 30 cm ϕ auf den Eisenbetonunterbau abstützt, weicht die Strebenrichtung von der Druckrichtung naturgemäß erheblich ab, so daß dort die Zangen vermehrt werden mußten. Auch im Seitengerüst findet sich ein wagerechter Windverband.

Fester und beweglicher Teil der Seitengerüste waren während des Wölbens mit provisorischen Zangen, die vor der Absenkung gelöst wurden, verbunden. Da, abgesehen von den unvermeidlichen Zusammendrückungen, der nachgiebigste Punkt des ganzen Gerüsts an der Übergangsstelle zwischen Mittel- und Seitengerüst liegen mußte, d. h. dort, wo zwischen den einzelnen Scheiben des Gerüsts gewissermaßen ein Gelenk vorhanden war, so mußte unzweifelhaft beim Wölbens des Bogens dorthin auch die Schlußfuge verlegt werden.

Die Hauptstreben des Mittelgerüsts sind an ihrem unteren Ende auf ein liegendes U-Eisen Normalprofil 30, aufgestützt und geben ihre wagerechten Seitenkräfte an dasselbe mittels zwischen-gesetzter Winkel ab, außerdem wurde dieses U-Eisen nach fertiger Montage vollständig mit Beton ausgegossen und zwischen die lotrechten mittleren Ständer noch ein besonderer Spannriegel betoniert. Unter dem liegenden U-Eisen befinden sich die Auslösevorrichtungen.

Die Hauptstreben des festen Teils der Seitengerüste stützen sich unmittelbar auf den Beton des Unterbaues gegen besondere Aufstandsflächen, an welchen sie nachträglich sorgfältig untergossen wurden. Die Auslösevorrichtungen befinden sich hier erst auf Höhe der Bogenschwelle, zwischen U-Eisenstücken, mit welchen die zugehörigen Kopf- und Fußschweller beidseitig versehen sind, um Einpressungen wegen zu hohen Drucks senkrecht zur Faser zu vermeiden. Die etwas ungewöhnliche Anordnung der Auslösung auf verschiedener Höhe (Fig. 57) entspricht durchaus der Ausbildung des Lehrgerüsts und hat sich sehr gut bewährt.

Als Auslösevorrichtungen wurden Senkschrauben verwendet, und zwar insgesamt 64 Stück unter dem Mittelgerüst und je 8 bei jedem Seitengerüst. Um aber bei der langen Dauer der Bauausfüh-

zung die Stabilität der Auflagerung zu vergrößern, wurden zwischen den einzelnen Schraubenstützen zur Sicherheit noch Keillager angeordnet, welche erst unmittelbar vor der Ausrüstung entfernt

selbst von der Mitte beginnend nach außen. Die entsprechenden Schrauben unter allen 4 Bindern wurden immer miteinander gesenkt, und zwar so, daß alle Schrauben zuerst nur um ein Geringes,

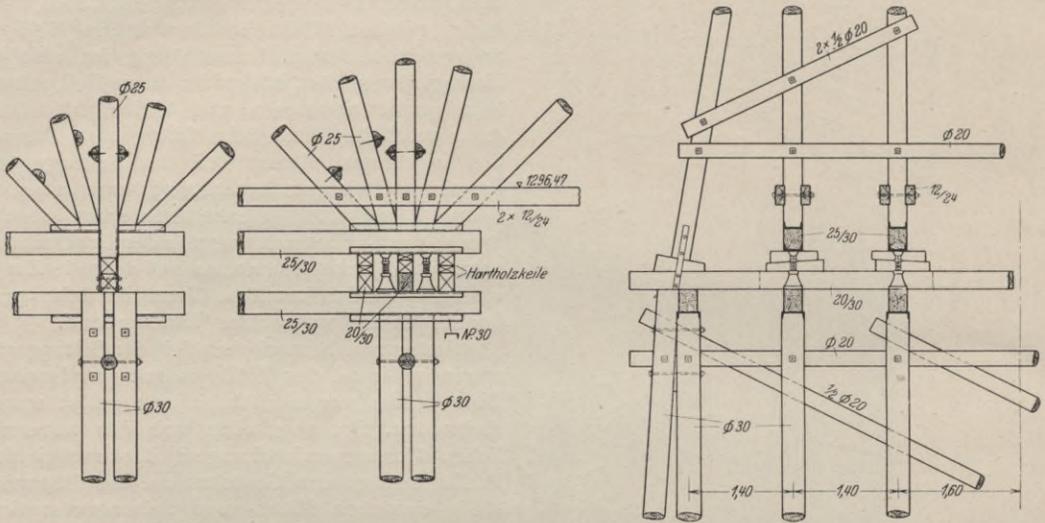


Fig. 45. Lehrgerüst. Knotenpunkt C.

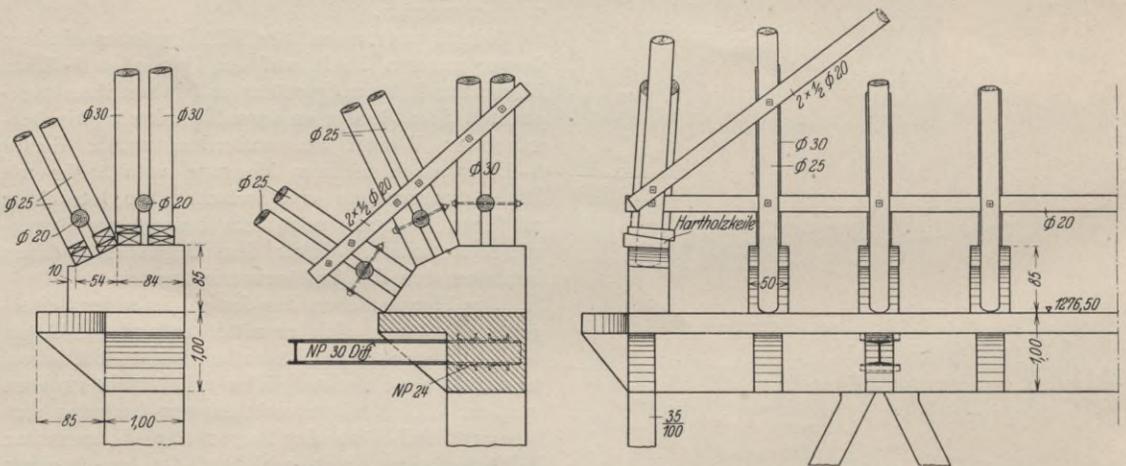


Fig. 46. Lehrgerüst. Knotenpunkt B.

wurden. Die Windstreben wurden nur auf Hartholzkeile abgestützt.

Nach der Bogenvollendung ging die Lüftung, welche am 24. Juni 1914 erfolgte, ohne jede Schwierigkeit vor sich: Zuerst wurden die Keile der Windstreben gelockert, dann die Keillager neben den Schrauben und hierauf die Schrauben

um etwa halbe Ganghöhen, abgelassen wurden. Dann wurde, immer von der Mitte beginnend, eine zweite und eine dritte Absenkung, und zwar jedesmal mit größerem Weg, vorgenommen, und so in etwa zwei Stunden die ganze Auslösung allmählich, vollkommen gleichmäßig und sozusagen mühelos mit 8 Mann vollzogen.

Über die Eisenbetontürme des Unterbaues (Fig. 43) mag noch bemerkt werden, daß bei denselben nur die wichtigsten Diagonalen in Eisenbeton ausgeführt sind, während alle übrigen aus Rundisen von 30 mm \varnothing (in den Seitentürmen 24 mm \varnothing) gebildet und mittels Spannschlösser erst nach Herstellung der Türme eingezogen und so lange gespannt wurden, bis die mit Fränkelschen Dehnungsmessern gemessene Spannung 100–150 kg/cm² betrug. Sofort nach Erhärten des Bogens konnten diese Diagonalen dann wieder entfernt und als Eiseneinlagen in der Fahrbahn verwendet werden.

Die Herstellung der schlanken hohen Pfeiler des Lehrgerüsts gab eine gute Gelegenheit, die Arbeiter in der Rüstung und Schalung für die hohen Pfeiler der Nebenöffnungen einzutüben.

Der Berechnung des Lehrgerüsts wurde das einfache Bogengewicht mit einem kleinen Zuschlag für Nutzlast zugrunde gelegt und die Drücke ermittelt unter Vernachlässigung der Reibung zwischen Beton und Schalung, wie auch jeglicher Reibung zwischen den Betonlagen. Das Holzgewicht wurde, je nachdem sich ungünstige Wirkungen ergaben, zu 0,65 t pro cbm mindestens und zu 0,9 t pro cbm höchstens, der Winddruck zu 100 kg/qm bei unbelastetem und zu 150 kg/qm bei belastetem Gerüst angenommen, wobei die Größe der Angriffsfläche gemäß den schweizerischen Vorschriften ermittelt wurde und sich zu rund $\frac{2}{3}$ der gesamten Umrißfläche ergab. Als Grenzwerte für die Spannungen wurden eingeführt:

Für Holz:

bei Druck 55 kg/qcm (Rundholz) und 70 kg/qcm Kantholz);

bei Biegung 90 kg/qcm (Rundholz) und 120 kg/qcm (Kantholz).

Für Eisenbeton (Unterbau):

Druck 70 kg/cm².

Für Eisen:

Zug 1200 kg/cm².

Diese Werte sind jedoch, trotz ungünstigster Annahmen, nirgends erreicht worden.

Es beträgt beispielsweise die größte Biegun-
gspannung:

in den Pfetten (Bogentraversen) . . .	104,0 kg/qcm,
in den Kranzhölzern	88,5 " "
in den Sattelhölzern	68,0 " "
die größte Druckspannung in den Pfosten unter den Kranzhölzern	33,6 " "
in den geneigten Streben unter den Kranzhölzern	21,8 " "
in den Hauptstreben	39,0 " "
in den Hauptwindstreben. . .	33,1–35,6 " "

Die Knicksicherheit der Druckglieder ist, nach Tetmayer gerechnet und ohne Annahme einer Verminderung der Knicklänge, in den ungünstigsten Fällen immer noch eine $3\frac{1}{2}$ –5 fache, die Kippsicherheit der Eisenbetontürme eine 2fache des Holzgerüsts eine $1\frac{1}{2}$ fache, jedoch sind bei



Fig. 48.

Herstellung der Seitentürme des großen Lehrgerüsts: Betonierung innerhalb einer Segeltuchumschließung zum Schutz vor der Kälte. — Blick talauswärts. Bauzustand am 24. Januar 1913.

letzterem die Windstreben außerdem durch eiserne Bänder verankert.

Für das vorwiegend aus Rundholz bestehende Gerüst konnte das benötigte Holz an Ort und Stelle aus dem nahen Bergwald, dessen hochgewachsene Stämme sehr geeignet waren, gewonnen werden. Im Herbst 1912 wurde der Bedarf — etwa 800 cbm — gefällt, im Winter 1912/13 zugerüstet, und im Sommer und Herbst 1913 erfolgte die Aufrichtung des Gerüsts. Insgesamt enthält das Gerüst rund 700 cbm²⁵⁾, wovon

²⁵⁾ Erfahrungsgemäß ergibt ein fertiges Gerüst beim Holzausmaß immer etwa $\frac{1}{7}$ Verlust gegenüber der Ankaufsmenge, was sich auch hier wieder bestätigte.

600 Rundholz, 65 baumkantiges Holz und 35 cbm Kantholz. Ferner waren dafür erforderlich rund 12 000 kg Gerüstschauben, 6700 kg U-Eisenlaschen, 8150 kg Differdinger Träger und etwa 5700 kg Rundeisenanker (ohne die Drahtseile).

Die Eisenbetontürme des Unterbaues enthalten 327 cbm Eisenbeton, wovon 217 cbm auf den

doch die Art der Gerüsterstellung eine durchaus meisterhafte, und der Erbauer und seine Zimmerleute lieferten eine unbedingt zuverlässige und sorgfältige Arbeit.

Für den Abbund wurde auf dem Talboden nach Fällung des vorhandenen Waldbestandes ein hochwasserfreier Reißboden errichtet, auf welchem

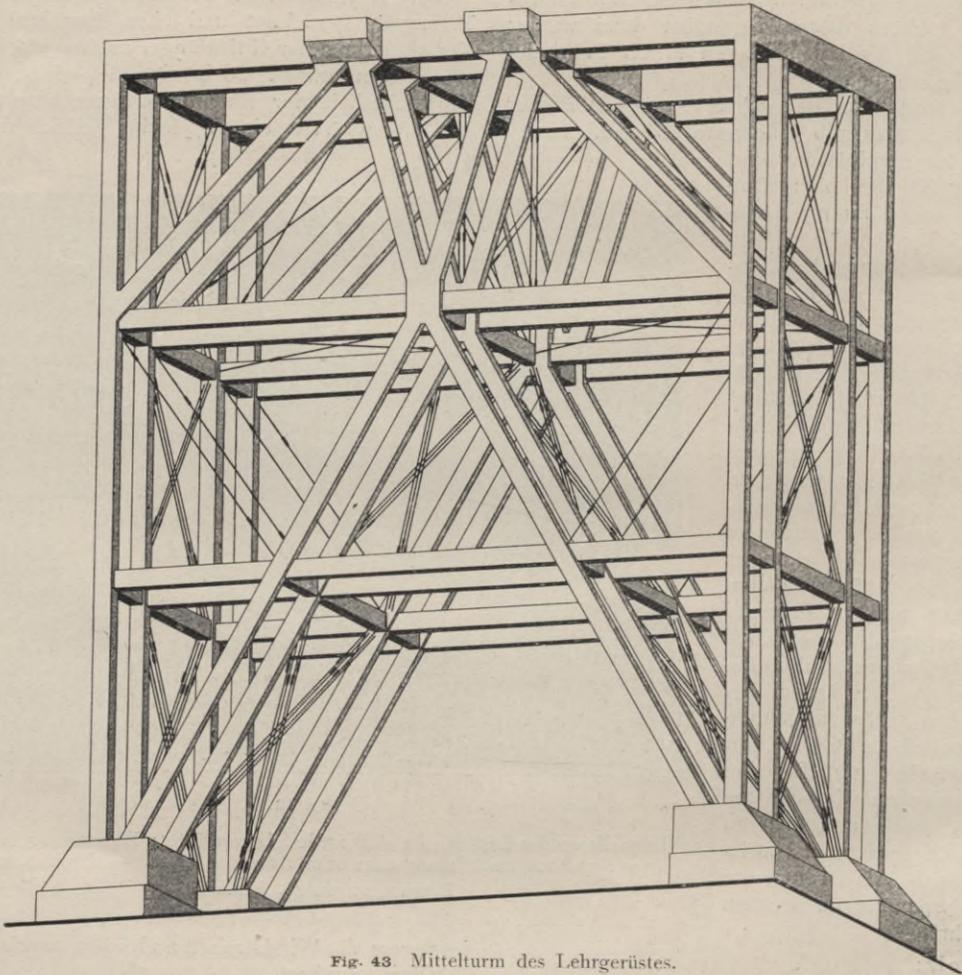


Fig. 43. Mittelturm des Lehrgerüsts.

Mittelturm und 110,0 cbm auf die beiden Seitentürme entfallen; an Fundamentbeton waren erforderlich 146 cbm für den Mittelturm und 110 cbm für die Seitentürme.

Ein derart vorwiegend aus Rundholz bestehendes Gerüst bedarf natürlich größter Sorgfalt beim Abbund und bei der Aufrichtung, weil natürlich bei dem ungleichmäßigen Rundholz viel eher gefährliche Abweichungen eintreten, als bei Kantholzausführungen. Im vorliegenden Falle war je-

die einzelnen Binder mittels Theodolith aufgezeichnet und hierauf genau zusammengepaßt wurden (Fig. 50 u. 51). Die stumpfen Stöße der Hauptstreben wurden dabei so oft durchsägt, bis eine absolut satte Berührung beider Stücke erzielt war. Die Streben wurden stets so gestoßen, daß Zopfende auf Zopfende und Stammende auf Stammende zu liegen kam; da aber die Stöße der zwei zu einer Strebe gehörenden Ständer stets versetzt waren, so ergab sich dadurch ein

fast durchwegs gleicher mittlerer Gesamtquerschnitt. Um die Ungleichheiten in der Dicke der

Weise wurden auch alle Querverbände zuerst genau abgebunden²⁶⁾.



Fig. 50.

Abbund des hölzernen Lehrgerüsts: Zusammenfügen eines Gespärres des Mittelfächers auf dem im Talboden oberhalb der Brücke gelegenen Abbundplatz. Bauzustand am 18. Mai 1913.

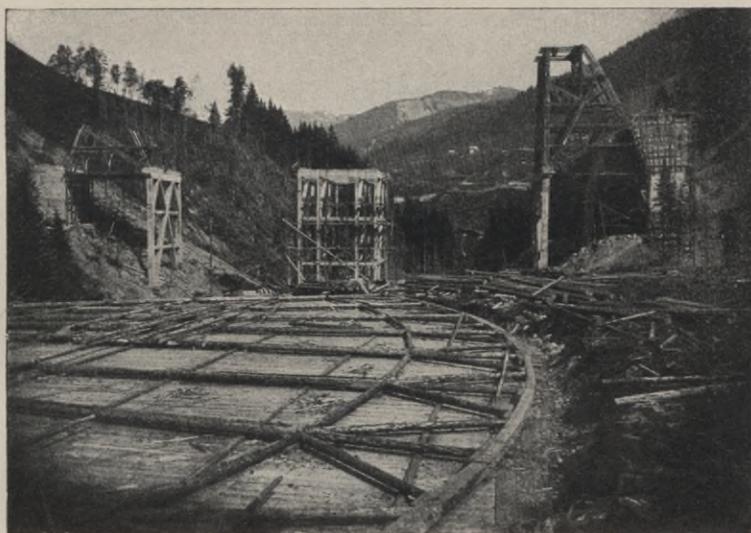


Fig. 51.

Abbund und Aufrichtung des Lehrgerüsts: Zusammenfügen des Bogenkranzes²⁶⁾. Aufstellen des Seitengerüsts auf Langwieser Seite fertig, auf Aroser Seite noch nicht. — Blick talauswärts. — Bauzustand am 15. Juni 1913.

Hölzer auszuschalten, bestand von den Zangen stets die eine aus einem Kantholz; dieses befand sich beim Abbund stets unten, darauf wurde der Ständer gelegt und hierauf die zweite aus Rundholz oder Halbrundholz bestehende Zange, welche entsprechend eingeschnitten, während die Kantholz zange nur angeschraubt wurde. In ähnlicher

Beim Aufrichten des Gerüsts leistete der

²⁶⁾ Es verdient bemerkt zu werden, daß dieser Abbund des Querverbandes meist nicht gemacht wird, und daß gerade aus diesem Grund oft Unfälle bei Lehrgerüstbauten eintreten und eingetreten sind, weil man dann beim Aufrichten sehr leicht „aus dem Lot“ kommt, wenn die Andreaskreuze fehlen oder erst nachträglich aus freier Hand eingebaut werden.

Seilkran sehr gute Dienste; daneben wurden aber zum Aufziehen auch gewöhnliche Bauwinden benutzt. Alle Teile paßten beim Aufstellen sehr gut zusammen und erforderten nicht die geringste

lich das Obergerüst. Nach Aufrichtung der Seitengerüste stimmten diese mit dem Mittelteil in der Querrichtung ganz genau überein, und nur in der Längsrichtung ergab sich auf der einen

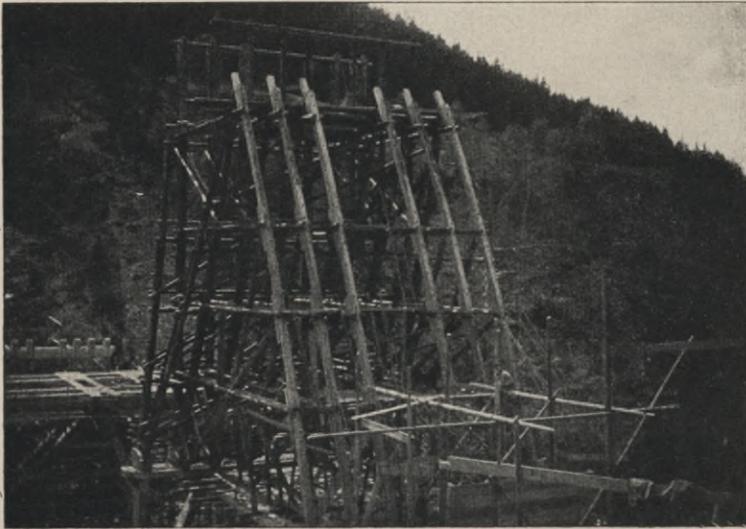


Fig. 52.

Aufstellen des Lehrgerüsts: Verlegen der Kranzhölzer für das Seitengerüst auf Langwieser Seite. Bauzustand am 5. Juni 1913.

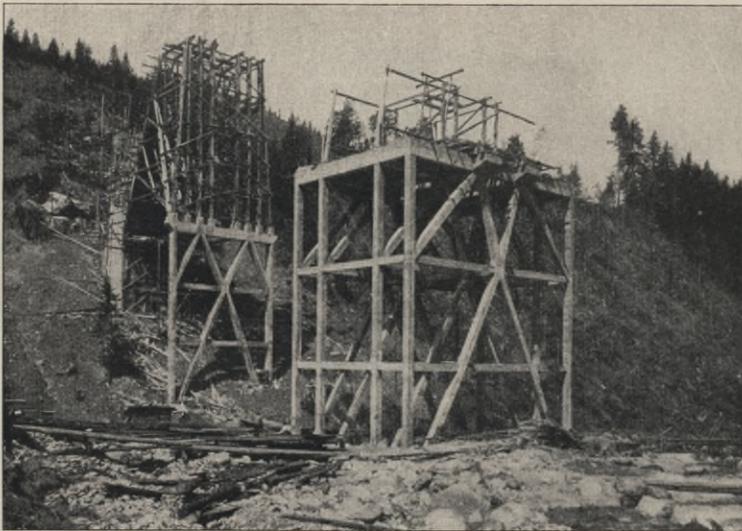


Fig. 53.

Aufstellen des Lehrgerüsts: Beginn der Aufrichtung des Mittelfächers. Bauzustand am 13. Juli 1913.

Nacharbeit. Zuerst wurden die Seitengerüste bis zur Bogenschwelle errichtet (Fig. 51—55), wobei die zwei Differdingerträger eine bequeme Arbeitsbühne bildeten, hierauf der Mittelfächer und end-

Seite eine kleine Abweichung von einigen Zentimetern, so daß zur Verbindung einzig einige Löcher in der Zange (Bogenschwelle) neu gebohrt werden mußten. An einigen Stellen, wo die

stumpfen Stöße der Ständer nicht genau zentrisch waren²⁷⁾, oder wo etwas schwache Querschnitte

Am 15. Mai 1913 wurde mit der Aufrichtung begonnen, und am 6. September war der Bogen-

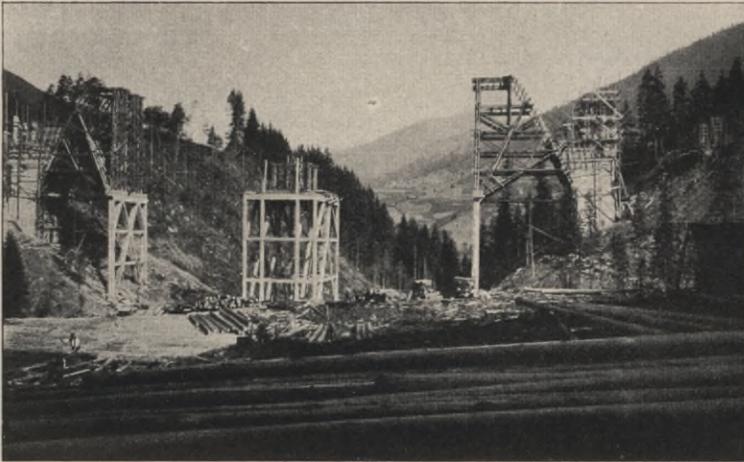


Fig. 54.

Aufstellung des Lehrgerüsts: Seitengerüste fertig, Mittelfächer angefangen. Vorn: Abbundplatz, Blick talauswärts (gegen Chur). Bauzustand am 13. Juli 1913.

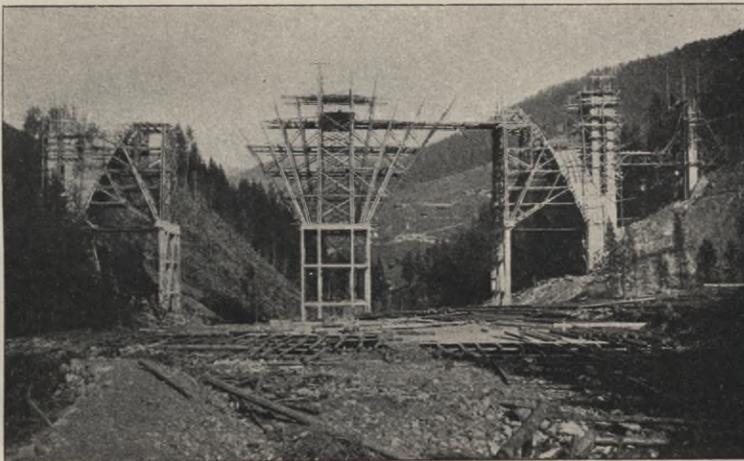


Fig. 55.

Aufstellung des Lehrgerüsts: Verbindung von Mittelfächer und Seitengerüst durch die Hauptzange oder Bogenschwelle (Zange IV). Vorn: Abbundplatz. Blick talauswärts. Bauzustand am 17. August 1913.

zusammentrafen, wurden an der Stoßstelle Blechzwischenlagen eingeschoben (Fig. 58).

²⁷⁾ Es ließ sich dies schon deswegen nicht ganz vermeiden, weil im Gebirge alles Holz nicht genau rund, sondern etwas oval gewachsen ist, so daß Unterschiede von 4—5 cm im Durchmesser beobachtet werden können. Die Erscheinung rührt vom Wuchs an der Halde her, durch welchen das Holz „buxig“ wird. Die Äste treiben hauptsächlich nach der Talseite, besonders an der Sonnenseite der Halden.



kranz geschlossen (Fig. 56), es fehlten nur noch die Kantholzuntersperrungen.

Das fertige Gerüst zeigte sich als sehr steif, wie namentlich auch aus den genau beobachteten Senkungen während des Wölbens hervorgeht, die im Verhältnis zur Größe und Höhe des Gerüsts klein sind. Die gewählte Gerüstanordnung mit stumpfem Stoße ist offenbar unnachgiebiger, als eine Sprengwerksanordnung: Nicht nur ergeben sich kleinere Senkungen, weil die Strebenstöße alle schon mehr oder weniger durch das Eigengewicht gepreßt werden — im Gegensatz zu den

Kranzholzstößen —, sondern es entstehen auch fast gar keine seitlichen Schiebungen. Die Steifigkeit der Seitengerüste und die Hinaufsetzung des

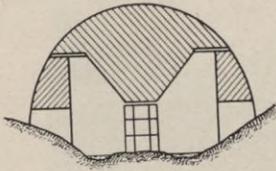


Fig. 57.

Anordnung der Auslösevorrichtung.

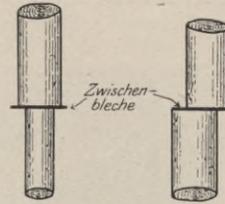


Fig. 58.

Zwischenbleche an den Stößen der Hauptstreben des Lehrgerüsts.

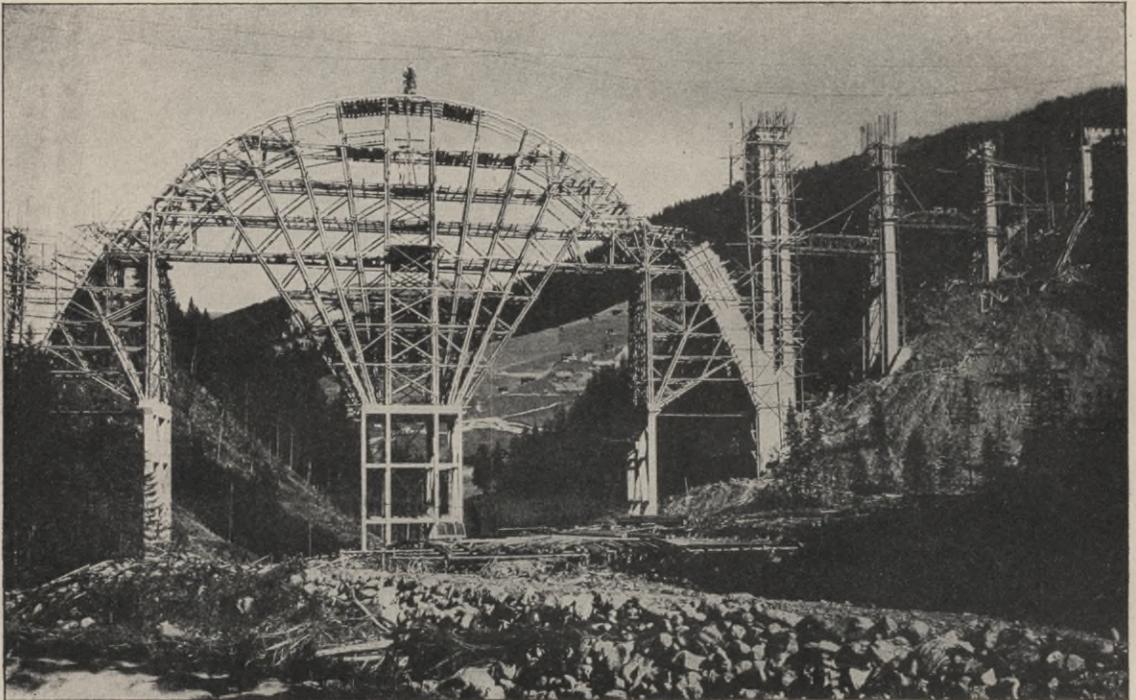


Fig. 56.

Aufstellung des Lehrgerüsts: Kranzholzbogen geschlossen, Untersprengungen der Kranzhölzer fehlen im mittleren Teil noch. Blick talauswärts. Bauzustand am 6. September 1913.

beweglichen Teils erlaubte auch, an den Kämpfern sehr hoch hinaufzubetonieren, bevor mit dem eigentlichen Wölben in Abteilungen begonnen wurde.

Zum Ausgleich der Zusammendrückung des Lehrgerüsts war ursprünglich beabsichtigt, demselben im Scheitel nur die geringe Überhöhung von 5 cm zu geben. Bei der Ausführung wurde dieses Maß jedoch auf 7 cm gesteigert dabei ließ man die Überhöhung vom Scheitel bis zum Kämpfer gleichmäßig auf 0 abnehmen, so daß sich bei der letzten Hauptstrebe des Mittelfächers noch ein

Betrag von 4 cm ergab. Das Verhalten des Gerüsts wurde von Beginn der Betonierung an genau beobachtet. Zu diesem Zwecke wurde auf Langwieser Seite beim Gruppenpfeiler ein Theodolith auf einem Betonsockel aufgestellt, an 7 verschiedenen Kranzholzpfeilern Visiermarken angebracht (Fig 47a u. 71) und deren Verschiebungen in der Verlängerung der Visierstrahlen auf einer festen Skala an der Arosler Halde beobachtet.

Dabei konnten folgende Senkungen ermittelt werden:

Marke	Am 19. September Aufbringen des 1. Scheitelteils (Lamelle 1)	Am 21. September Aufbringen des 2. Scheitelteils (Lamelle 2)	Am 29. September Aufbringen des Teils 6	Am 1. Oktober Aufbringen des Teils 8	Am 7. Oktober Aufbringen des Teils 12	Gesamtein senkung bis Bogenschluss
	mm	mm	mm	mm	mm	mm
Scheitel- punkt S	8,2	3,6	6,2	0	0	20,2
Marke 3 L	0	0	0	4,1	0	4,1
" 3 A	0	0	0	2,8	0	2,8
" 2 L	0	0	8,3	0	0	8,3
" 2 A	0	0	3,0	0	0	3,0
" 4 L	0	0	0	0	2	2
" 4 A	0	0	0	0	0	0

Eine seitliche Verschiebung des Lehrgerüsts konnte nur im Scheitel beobachtet werden, und zwar betrug dieselbe am 15. Oktober 8,6 mm flussaufwärts, ging aber bis Ende Oktober (Fertigstellung des Bogens) auf 6,9 mm zurück.

Betrachtet man diese Einsenkungen, so ist ersichtlich, daß darin die Bogenwirkung des Bogenkranzes deutlich zum Ausdruck kommt, sonst müßte bei der angewendeten Reihenfolge der Betonierung beispielsweise Marke 4 größere Einsenkungen und schon früher solche zeigen.

Um dem Gerüst Zeit zu geben, allfällige nachträgliche Senkungen ohne Schaden für das Gewölbe auszuführen, wurden nach Aufbringung der Hauptteile des Gewölbebetons 6 schmale Teile (Fugen 13, 14, 15) noch 3–4 Wochen offen gelassen. Es konnten jedoch keine weiteren Senkungen beobachtet werden. Berücksichtigt man die fast 70 m betragende Gerüsthöhe und die Zahl der Stöße, so kann jedenfalls die Gesamtsenkung als eine sehr geringe bezeichnet werden.

Für die Ermittlung der Gesamtzusammendrückung des Gerüsts, d. h. für die Bogensenkung während des Wölbens, muß jedoch zu der an den Streben beobachteten Senkung noch die unmittelbar gemessene Vertikalkomponente der Einpressung des Strebenkopfes in das Sattelholz, welche meist erst nach Aufbringung weiterer Lasten eintrat, hinzugefügt werden. Die Bogensenkungen ergeben sich dann, wie folgt:

S	20,2 mm	+ 10 mm	= 30,2 mm
3 L	4,1 "	+ 10 "	= 14,1 "
3 A	2,8 "	+ 10 "	= 12,8 "
2 L	8,3 "	+ 10 "	= 18,3 "
2 A	3,0 "	+ 10 "	= 13,0 "
4 L	2,0 "	+ 8 "	= 10,0 "
4 A	0 "	+ 8 "	= 8,0 "

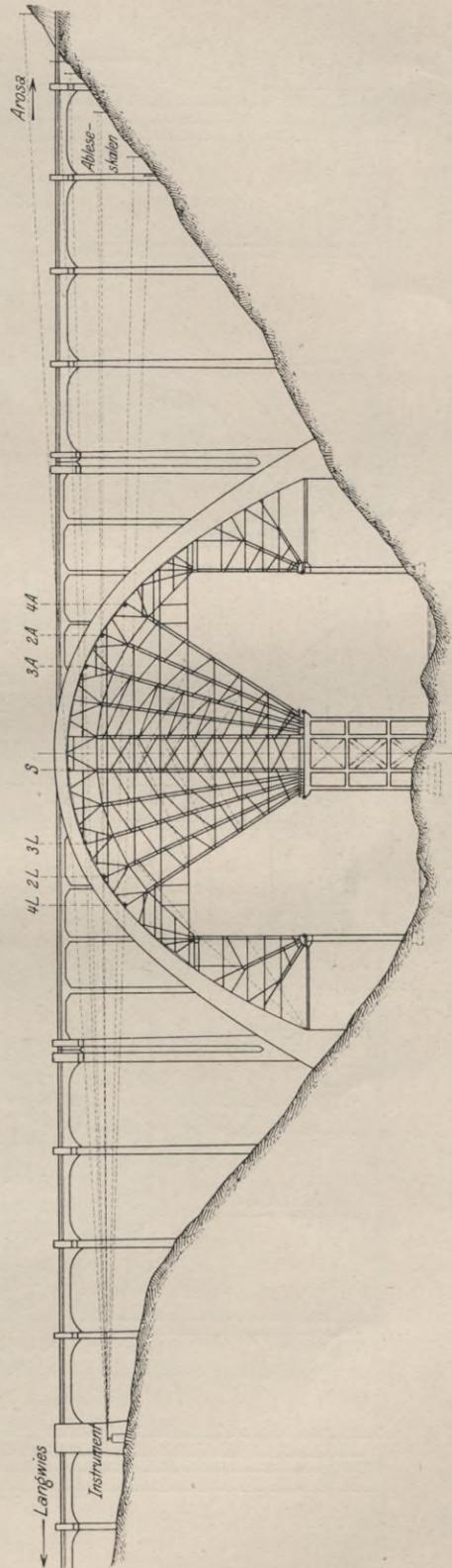


Fig. 47 a. Visiereinrichtung für die Beobachtung der Senkungen des Lehrgerüsts.

Da der Bogen erst im Spätjahr betoniert werden konnte, war an ein Ausrüsten vor dem Winter nicht zu denken. Es ergab sich daher die Notwendigkeit, das Gerüst den Winter über stehen zu lassen, und es konnte fraglich erscheinen, ob sich nicht infolge der Bogensenkung durch Temperaturniedrigung eine ungünstige Beanspruchung des Gerüstes bzw. infolge Hinderung der Einsenkung ungünstige Zusatzspannungen im Gewölbe ergeben würden. Als wahrscheinlich

wenigstens wenn es sich um sehr große Spannweiten handelt — unterschätzt. So gibt Dr. Leopold Örley²⁸⁾ dafür 6—18 0/0, im Mittel 12 0/0, Prof. Dr. Schönhöfer²⁹⁾ 10—20 0/0 der Gesamtkosten des Bauwerkes an. Diese Angaben mögen allenfalls für die schweren und an sich sehr teuren Steinbrücken stimmen, nicht aber für die leichteren und verhältnismäßig billigeren Eisenbetonbrücken; hier muß man nach unsern Erfahrungen mit mindestens 25 0/0 der Gesamtkosten rechnen.

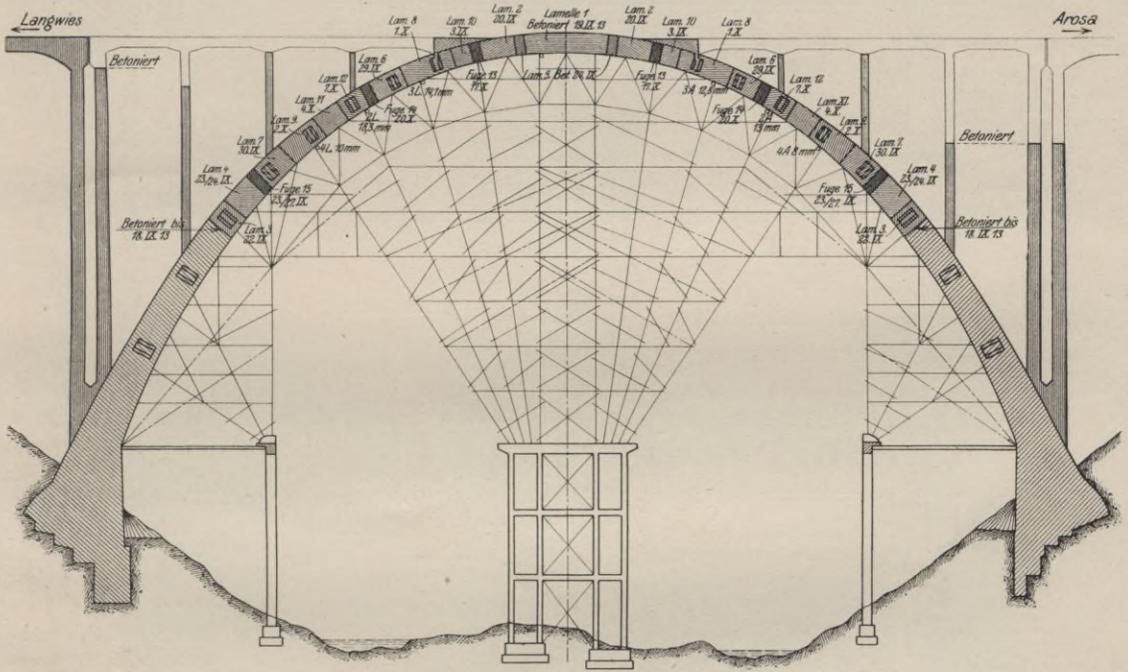


Fig. 71. Betonierungsschema für den großen Bogen.

ergab sich eine Scheitelbewegung von 1 cm, welcher jedoch nur eine größte Zusatzspannung von 0,4—0,8 kg/qcm entsprechen würde. Da aber andererseits durch eine Temperaturniedrigung von 20° auch der 22 m hohe Eisenbetonunterbau sich verkürzen müßte um

$$22,0 \cdot 0,000125 \cdot 20 = 5,5 \text{ mm,}$$

so konnte es durchaus unbedenklich erscheinen, den Bogen über den Winter 1913/14 auf dem Gerüst zu lassen.

Beim Vergleich der für das ausgeführte Gerüst benötigten Baustoffmengen mit denjenigen bei andern großen Gerüsten wird man finden, daß dieselben verhältnismäßig gering sind. Gewöhnlich werden aber die Kosten solcher Gerüste —

Bei einem Gerüst in der Art des hier ausgeführten kommen auf einen cbm Holz des fertigen Gerüstes für Zurüsten, Aufstellen, Lüften und Abbrechen etwa 60—70 Arbeitsstunden (Durchschnitt aller Meister-, Zimmermann- und Handlangerstunden) und etwa 8 M für Schrauben.

Zum Schluß dieses Abschnittes sei noch erwähnt, daß neben dem eigentlichen Lehrgerüst keinerlei Bedienungsgerüst errichtet wurde; zum Verkehr der Arbeiter und Aufsichtspersonen diente das Lehrgerüst selbst, zur Beischaaffung aller Baustoffe der Seilkran.

²⁸⁾ „Zeitschrift des Österr. Ing.- und Architekten-Vereins“ 1910, S. 530.

²⁹⁾ „Die Haupt-, Neben- und Hilfsgerüste im Brückenbau.“ Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1911.

4. Die Schalung und Rüstung der Seitenöffnungen.

Die Einrüstung der Seitenöffnungen mit ihren 30—40 m hohen Pfeilern konnte selbstverständlich

rüsten, wo allfällige Setzungen dem kontinuierlichen Träger hätten zum Nachteil gereichen können.

Als Lehrgerüsträger wurden eiserne kasten-

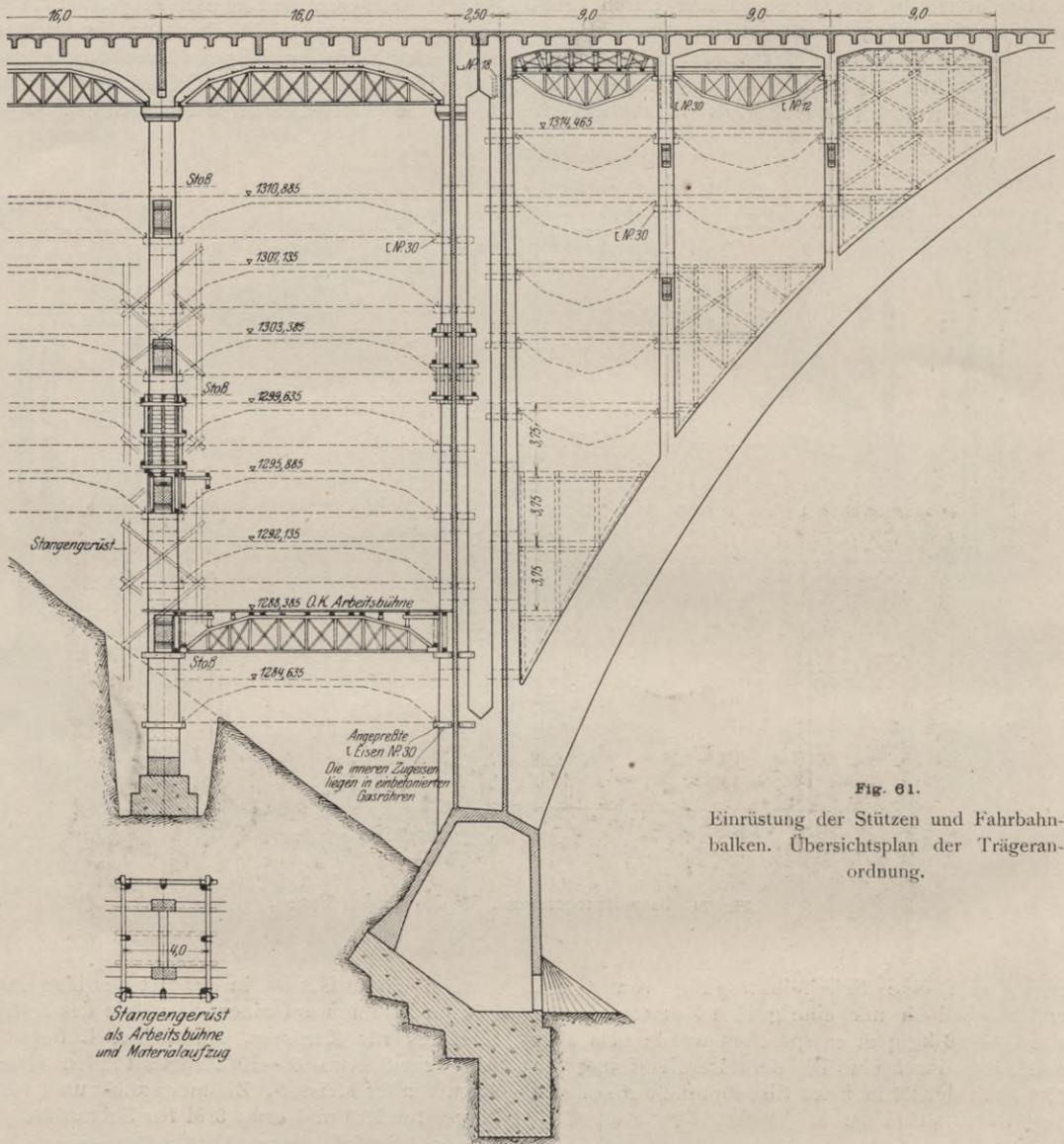


Fig. 61.

Einrüstung der Stützen und Fahrbahn-
balken. Übersichtsplan der Trägeran-
ordnung.

aus wirtschaftlichen Gründen nur mit freitragenden Lehrgerüsten erfolgen, und zwar konnten bei der Schlankheit der Pfeiler nur schubfreie Gerüste, also Balkenträger, in Frage kommen. Dadurch wurde gleichzeitig erzielt, daß die Fundamente schon bei der Aufbringung des Betons belastet wurden, und nicht etwa erst beim Aus-

förmige Fachwerkträger (Fig. 61 u. 62) gewählt, weil sich diese infolge ihres geringen Gewichtes auch als Verspannungen während des Hochführens der Pfeiler verwenden ließen, und weil sie, aus drei Teilen mit geeigneter Stoßanordnung bestehend, bei entsprechender Zusammensetzung auch ohne weiteres für die kleinen Spannweiten des Bogenaufbaues

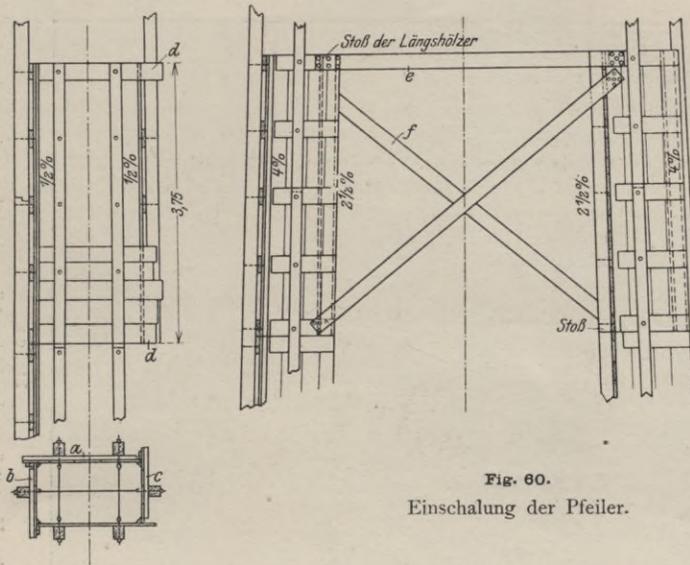


Fig. 60.
Einschalung der Pfeiler.

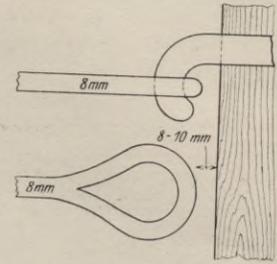


Fig. 59.
Schalungsmantel für die Pfeiler.

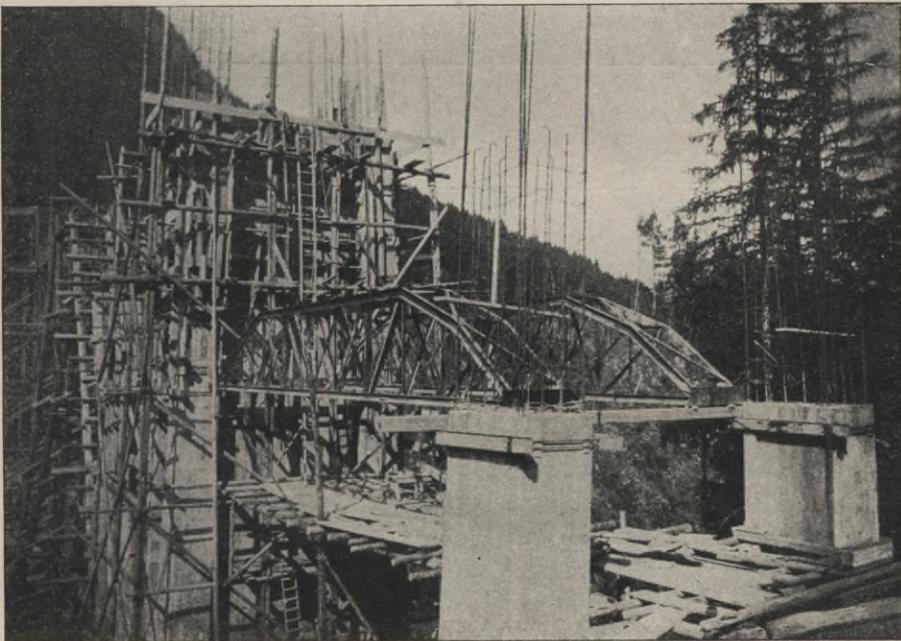


Fig. 62.
Einrüstung der Nebenöffnungen (Langwieser Seite). Verschiebbare eiserne Schalungs- und Ver-
spannungsträger. Bauzustand am 23. Juli 1913.

gebraucht werden konnten. Jede Hauptträgerrippe erhielt einen Kastenträger, der aus zwei Seitenwänden und entsprechender Querversteifung bestand. Am Pfeiler wurden die Träger der beiden benachbarten Öffnungen mittels U-Eisen zugfest miteinander verbunden.

Während des Hochführens der Pfeiler wurden die Träger jeweils am untern Teil des Betons mittels angepreßter U-Eisen als Pfeilerverspannung befestigt, von Stockwerk zu Stockwerk hochgezogen und dienten zugleich als Arbeitsbühne, von der aus die Einschalung und Betonie-

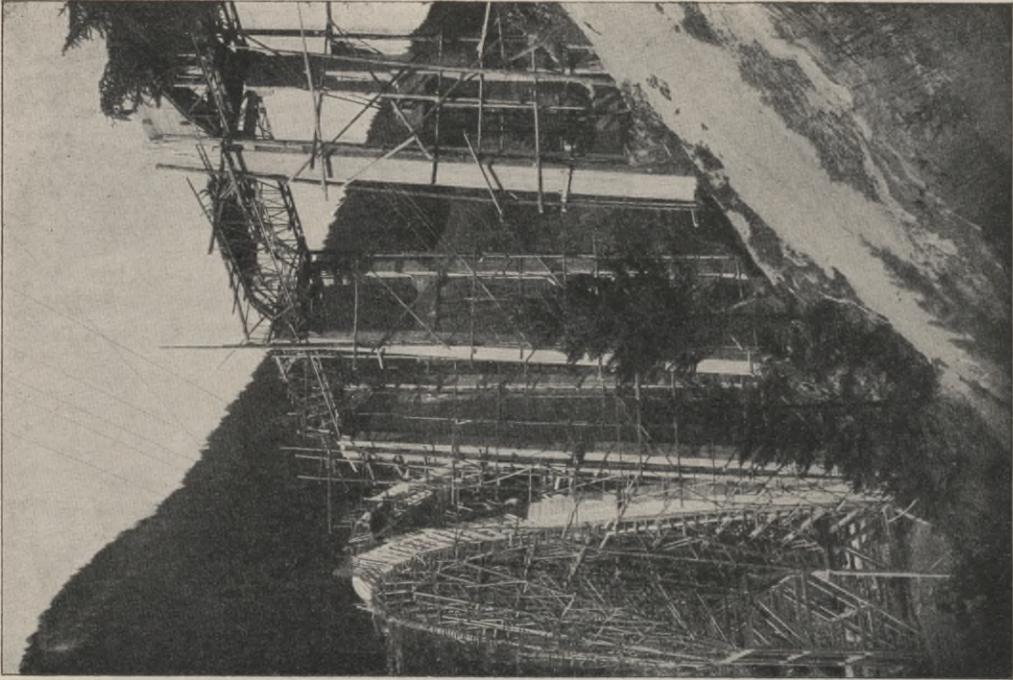


Fig. 64.

Einrüstung der Hauptträger der Nebenöffnungen. (Langwieser Seite).
Abteilungsweises Ausstampfen des großen Bogens.
Bauzustand am 24. September 1913.

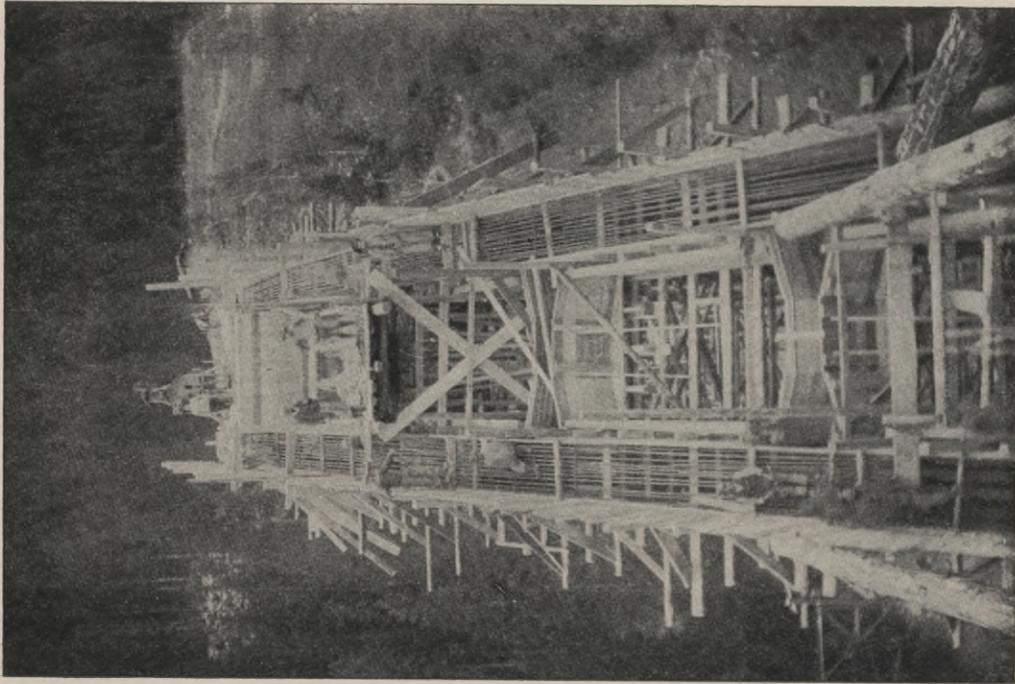


Fig. 63.

Eisenbewehrung in den Rippen des großen Bogens. Über dem Bogen
sichtbar die Antriebsstation des Kabelkranes auf Aroser Seite.
Bauzustand am 24. September 1913.

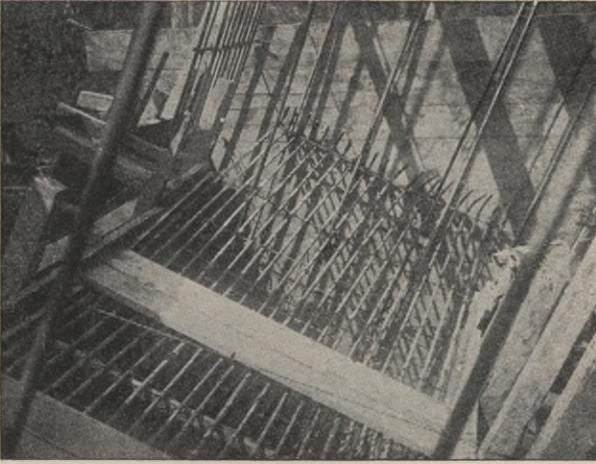


Fig. 65.

Bewehrung der Querriegel zwischen den Rippen des großen Bogens.

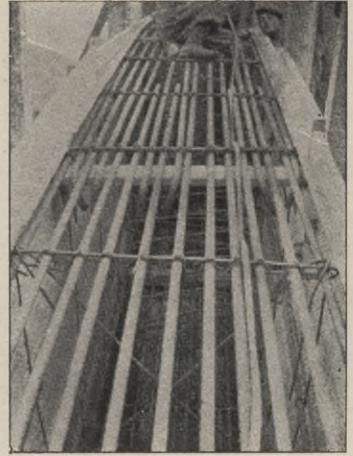


Fig. 66.

Einzelheit der Bewehrung der Bogenrippen.

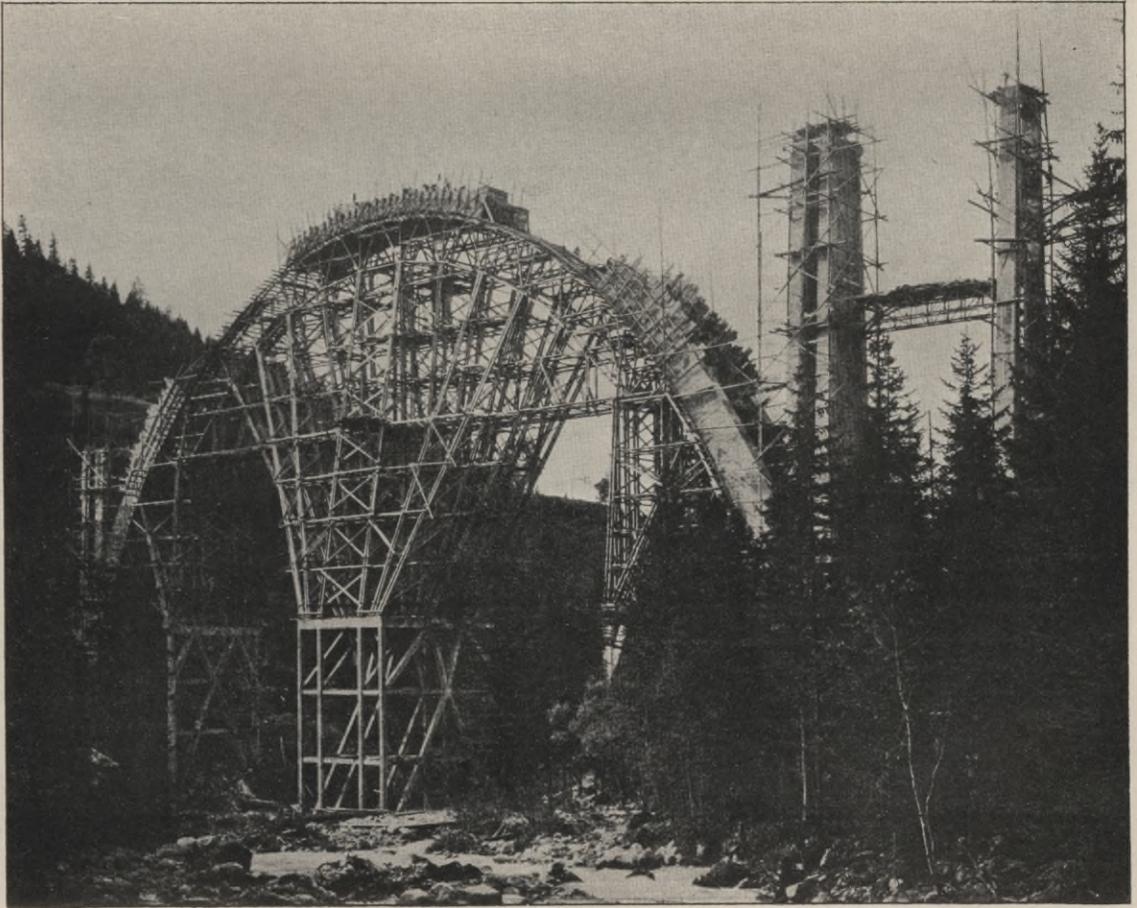


Fig. 67 a.

Abteilungswises Ausstampfen des großen Bogens, Aufbringen der Scheitelteile. Bauzustand Mitte September 1913.

rung des nächsten Pfeilerstückes erfolgte (Fig. 61). Auf diese Weise brauchten nur noch einige wenige Gerüststangen zur Ausführung der hohen Pfeiler aufgestellt zu werden, und zwar trugen diese die Pritsche, auf welche der Seilkran den Beton absetzte, während die Schalung jeweils gegen die Trägeroberkante abgesprießt wurde; Material- und Schalungsgerüst waren also vollständig getrennt, und das letztere somit von den Erschütterungen des ersteren unabhängig.

eine verschiebbare Schalung zur Anwendung gelangen. Hätte man sich aber der gewöhnlichen geschlossenen Kastenschalung bedient, so hätte die Schalung infolge der Verjüngung jedesmal vor der Verschiebung vollständig neu zusammengesetzt werden müssen und sich dabei viel Holzverschnitt ergeben. Daher wurden die Schalungskästen so gebildet, daß jede Wand auf der einen Seite vorspringt, auf der anderen stumpf gegen die benachbarte Querwand stößt; damit konnte

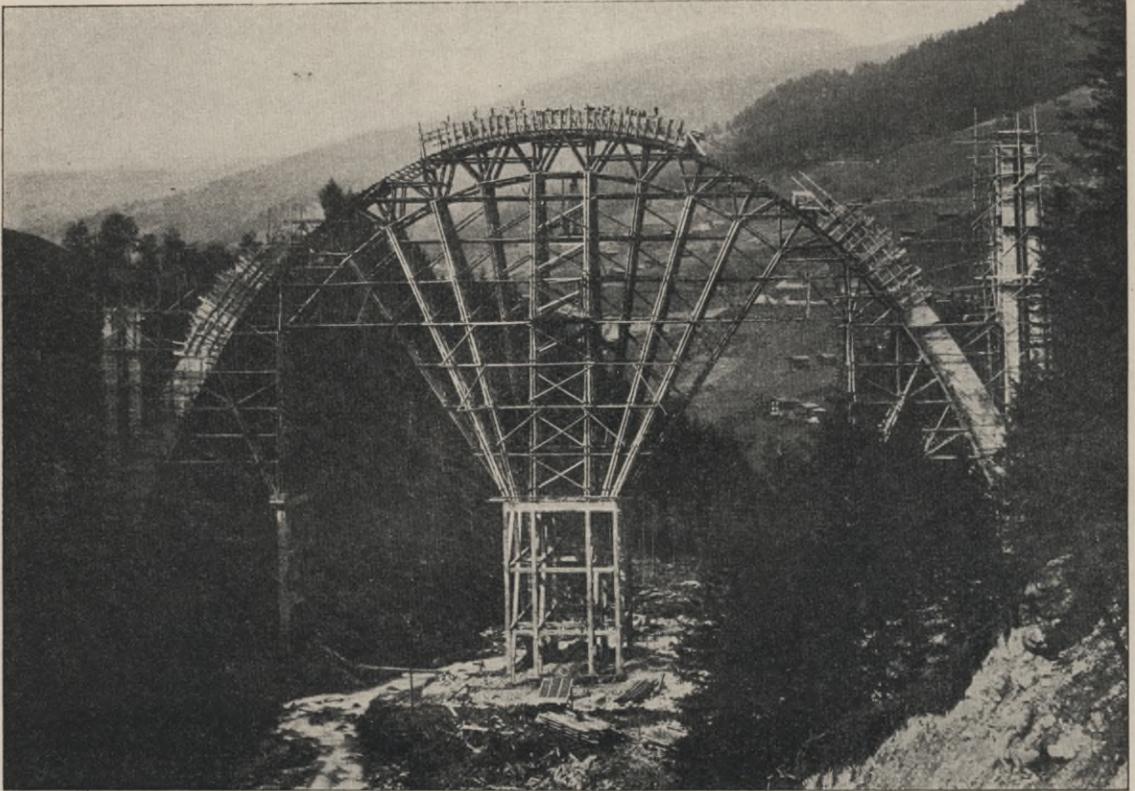


Fig. 67 b.

Abteilungsweises Ausstampfen des großen Bogens, Aufbringen der Scheitelteile. Bauzustand Mitte September 1913.

Am oberen Ende der Pfeiler erhielten dieselben Eisenbetonkonsolen, auf welchen sich die Lehrgerüststräger in ihrer Endstellung als Schalungsträger auflagerten. Der ganze Ausführungsvorgang hat sich sehr gut bewährt, die etwa 2000 kg schweren Träger erwiesen sich als sehr handlich und doch steif. Um ihre Sicherheit zu erhöhen, wurden überdies bei den Fahrbahnhauptträgern immer zuerst die Kämpferteile und erst 1—2 Tage später die Mittelstücke betoniert.

Es war schon allein aus wirtschaftlichen Gründen ausgeschlossen, die hohen Pfeiler auf ganze Höhe gleichzeitig einzuschalen. Zur Verminderung des Schalungsbedarfs sollte vielmehr

durch entsprechend geneigte Stellung der Seitenwände jede Verjüngung ohne Verschnitt hergestellt und die gleichen Kästen für die ganze Pfeilerhöhe verwendet werden. Drei Seiten des Schalungsmantels wurden aus Längsbrettern hergestellt, während die vierte (innere) erst allmählich mit fortschreitendem Betonieren durch eingeschobene Querbretter geschlossen wurde. Zur Versteifung der Kastenwände, und zugleich als Führungsstangen, dienten 6 außerhalb auf die Bretttafeln aufgelegte Kanthölzer; je zwei derselben lagen sich gegenüber und wurden quer durch die Pfeiler hindurch mit Zugstangen und Hakenschrauben verbunden. Dadurch, daß die

Stöße dieser Längshölzer versetzt waren, erhielt jede folgende Schalungslage an der vorhergehenden Halt und Richtung.

Jede folgende Schalung konnte ohne weiteres auf die vorangehende gesetzt werden, weil diese nicht nur durch die Hakenschrauben festgehalten war, sondern auch wegen der Verjüngung nicht gleiten konnte. Die Länge des einzelnen Schalungsmantels war durch den Abstand der Querriegel von 7,50 m bedingt und wurde gleich der

ebenfalls 2 Tagen durch 2 Maurer und 4 Handlanger ausbetoniert (ohne Verlegen der Eisenlagen)³⁰⁾.

5. Die Herstellung des großen Bogens.

Der Hauptbogen wurde in üblicher Weise in Abteilungen betoniert und diese (Fig. 71) so angeordnet, daß eine möglichst gleichmäßige Formänderung des Lehrgerüsts eintreten mußte und außerdem die Erzeugung größerer zusammen-

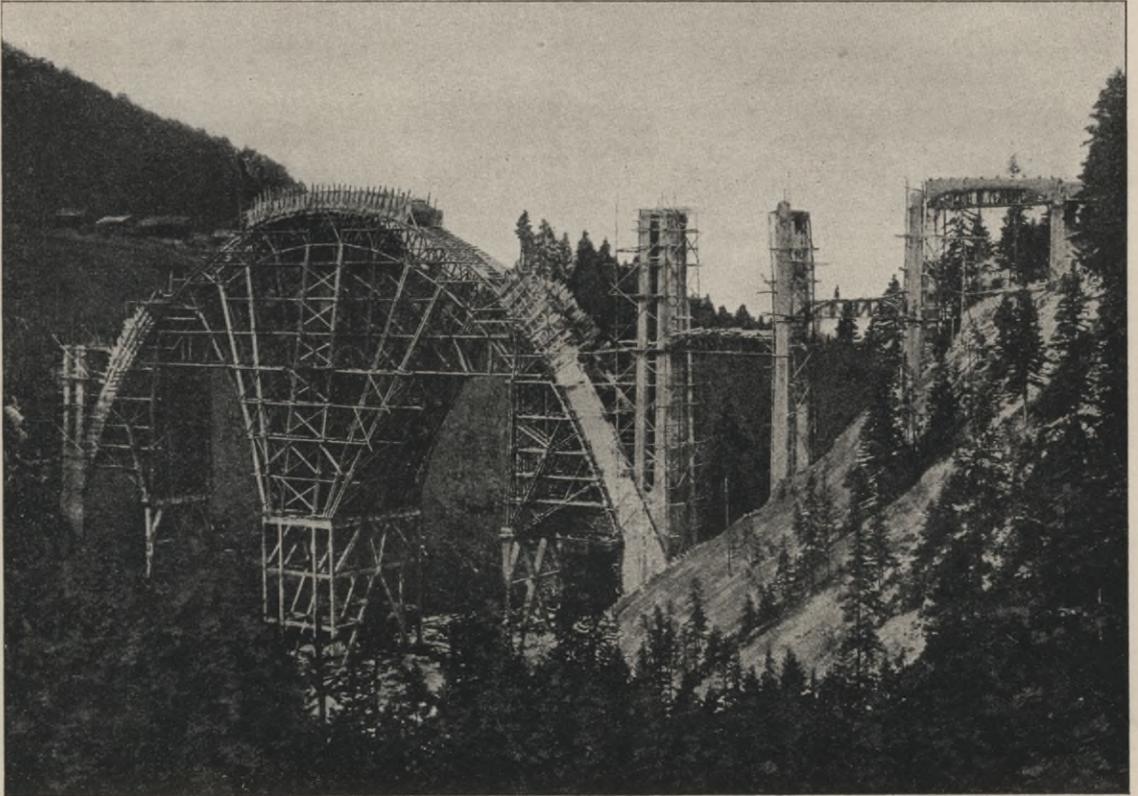


Fig. 67 c.

Abteilungsweises Ausstampfen des großen Bogens, Aufbringen der Scheitelteile. Bauzustand Mitte September 1913.

Hälfte desselben gewählt. Zur Herstellung einer Stütze waren im ganzen nur 3 Schalungslängen erforderlich.

Die einzelnen Schalungen wurden zuerst mit Lot und Wasserwaage in die richtige Lage gebracht und hierauf deren Achse noch mit dem in der Brückenachse aufgestellten Theodolit kontrolliert.

Dieses Schalungsverfahren (Fig. 60) hat sich sehr gut bewährt, erforderte nur einen geringen Holzaufwand und erlaubte einen verhältnismäßig raschen Arbeitsfortschritt: In je zwei Tagen wurden durch 4 Zimmerleute je 4—4,5 m Pfeilerschalung (beide Stützen) fertiggestellt und diese in

hängender Bogenstücke möglichst lange vermieden wurde. Dem Lehrgerüst wurde damit Zeit gegeben, seine Formänderung ohne Nachteil zu vollziehen, und da das Einsetzen der kurzen Schlußstücke keine weitere Zusammendrückung

³⁰⁾ Das Verfahren erinnert in gewissem Sinne an das ähnliche von Regierungsbaumeister Thorban (s. Deutsche Bauztg. Zementbeilage Nr. 1, 1914), ist aber vollständig unabhängig von diesem entstanden und auch lange vorher schon ausgeführt worden (Schalung der Lehrgerüsttürme im Spätherbst 1912).

S. a. einen andern Vorschlag für Verbilligung von Säulenschalungen in „Concrete - Cement Age“, Heft 2, 1913, S. 75.

des Gerüstes mehr hervorrief, so konnten im Gewölbe auch keine Risse entstehen.

Die Länge der einzelnen Betonabteilungen

gerüstes hochgeführt bis etwas über die Bogenschwelle, für welche sie damit eine Art Widerlager gegen seitliche Verschiebungen bildeten.

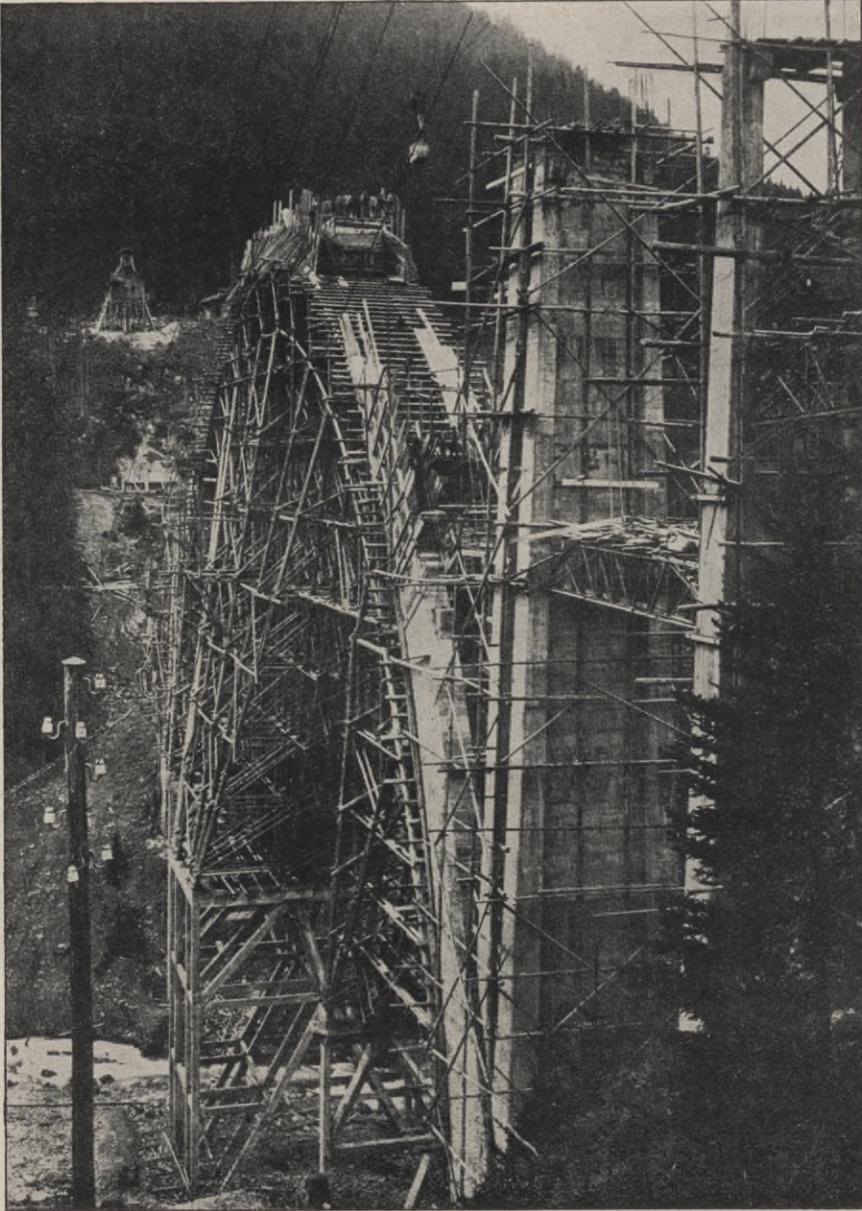


Fig. 68.

Ausstampfen des Scheitelteils des großen Bogens. Betonbeförderung mit dem Kabelkran. Bauzustand Mitte September 1913.

wurde so bemessen, daß sie bequem in einem Tag aufgebracht werden konnten. Die Kämpferstücke wurden fortschreitend und zusammenhängend schon während der Herstellung des Mittel-

Diese Teile konnten zusammenhängend ausgeführt werden, weil die Seitengerüste sehr steif waren, und der Radialdruck auf dieselben nur gering sein konnte, so daß Verschiebungen nicht zu er-

warten waren. Sofort nach Fertigstellung des Gerüsts wurde am 18. September mit der Aufbringung des Scheitelstückes begonnen, und am 7. Oktober 1913 war der Bogen bis auf die kleinen Schlußfugen (13, 14, 15) geschlossen.

Diese wurden absichtlich noch einige Wochen offen gelassen (auf diese Weise konnte auch ein Teil der Schwindwirkung beseitigt werden, wenigstens soweit die Fugen mit den Stößen der Eiseneinlagen zusammenfielen) und dann, im Gegensatz zu den übrigen Betonabteilungen, nicht mit plastischem, sondern mit erdfeuchtem Beton ausgestampft.

Die kleinen Schlußfugen wurden nach Möglichkeit so angeordnet, daß sie mit den Kranzholzstößen zusammenfielen; wegen der vorhandenen Bogenriegel war dies aber nicht immer genau einzuhalten. Die Fugen 14 und 15 mußten natürlich, solange sie offen blieben, zur Erzielung des Zusammenhanges mit dem Kämpferstück sehr gut ausgeholt sein. Zu diesem Zwecke wurde im unteren Teil dieser Fugen außer den Holzsprießen noch je ein schmaler Betonsprieß eingebaut. Beim Aufbringen von Teil 7 trat an der Oberkante des Betonsprießes in Fuge 15 beim Anschluß an Teil 4 ein feiner

die Fuge 15 den größten Seitendruck aufzunehmen hatte, wurde sie in der Querrichtung in 2 Teilen ausbetoniert, und der zweite Teil erst nach Erhär-

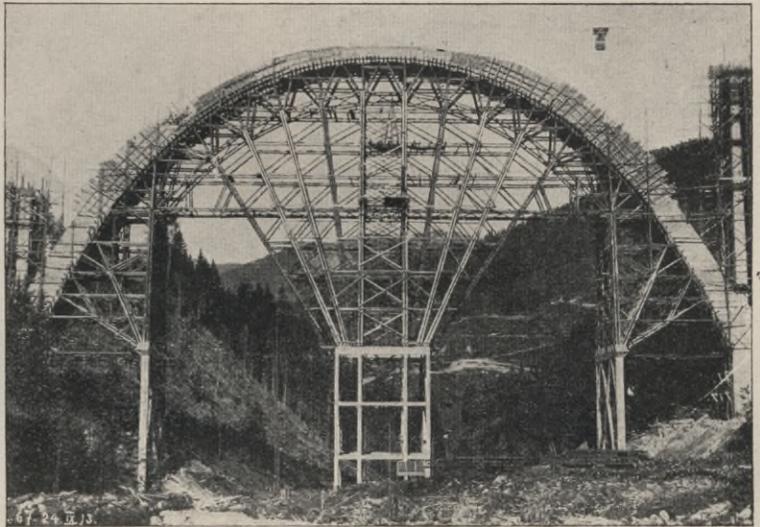


Fig. 69.

Großer Bogen bis auf die Schlußfugen geschlossen. — Blick talauswärts (gegen Chur). — Bauzustand am 24. September 1913.

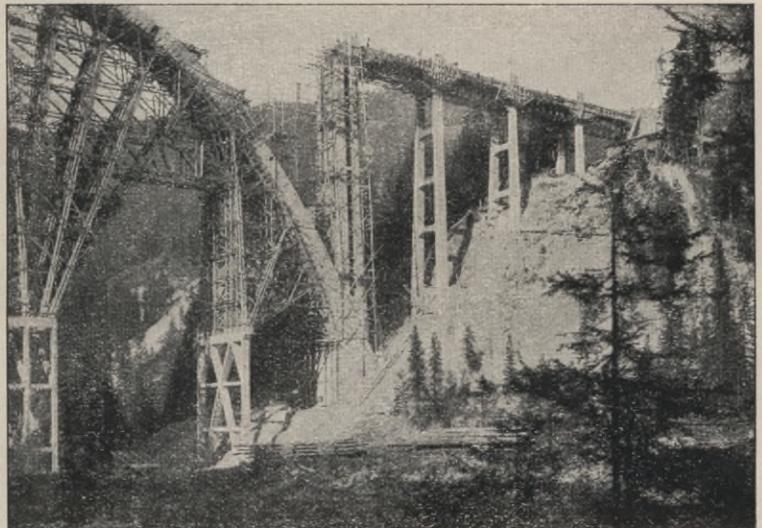


Fig. 70.

Herstellung der unteren Schlußfugen des großen Bogens. Einrüstung der Fahrbahn der Seitenöffnungen auf Langwieser Seite.

Bauzustand am 14. Oktober 1913.

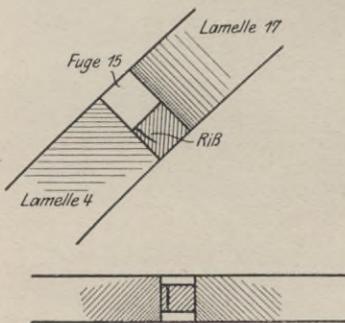


Fig. 72. Betonspries in Fuge 15.

Riß infolge der Gerüstsenkung im Mittelteil ein; damit hatte man also den besten Beweis, daß die Schlußfuge am richtigen Ort angeordnet war. Da

ten des ersten hergestellt, um nicht die Böhlung in einem Male wegnehmen zu müssen.

In die Schlußfugen wurden außerdem an den

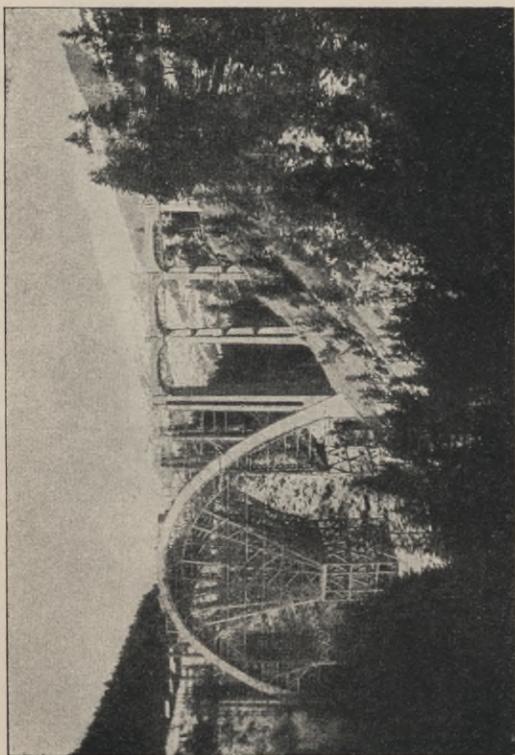


Fig. 73. Hauptbogen und Nebenöffnungen auf Langwieser Seite fertig gestellt, letztere noch durch die eisernen Hilfssträger gestützt. Einrüsten der Stützen über dem Hauptbogen. — Blick talauswärts (gegen Chur). Bauzustand am 21. Novbr. 1913.



Fig. 74 b.

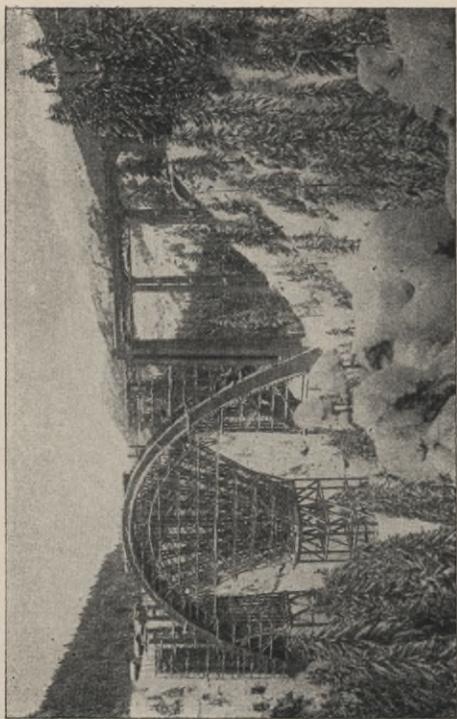


Fig. 74 a.

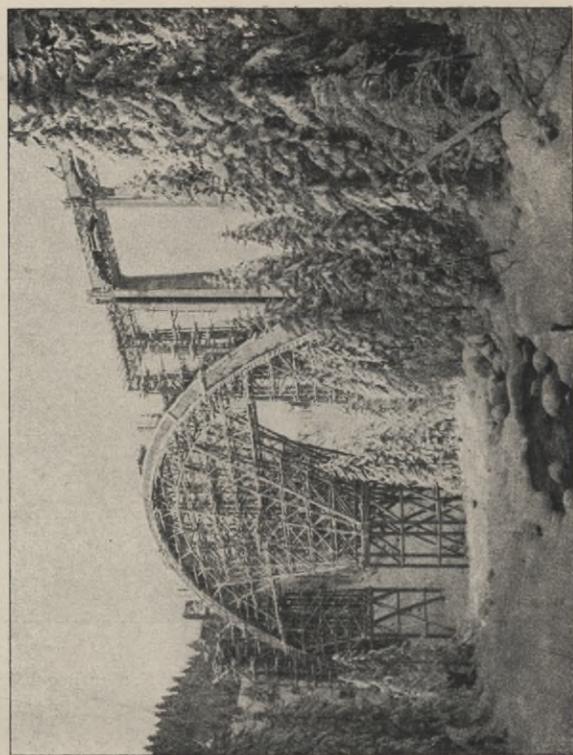


Fig. 74 c.

Fig. 74 a, b u. c. Bauzustand am 9. Dezember 1913.

Stoßstellen Rohrstücke einbetoniert, durch welche nach Erhärten des Betons und nachdem die Sackung (steile Lage der Betonlamelle!) und teilweise auch das Schwinden eingetreten war, Zementmörtel unter hohem Druck eingepreßt wurde, um damit alle Stoßstellen ganz satt zu schließen. Infolge der Porosität des Betons drang dabei die Zementmilch durch den Beton benachbarter Teile zutage und die Pressung wurde so lange fortgesetzt, bis diese Erscheinung aufhörte.

Am 27. Oktober wurde das letzte Fugenstück (15) geschlossen, und ein glücklicher Zufall wollte es, daß die herrschende, ausnahmsweise milde und schöne Witterung noch bis 6. November ohne jeden Frost anhielt, so daß die erste Erhärtung des Bogens unter den günstigsten Bedingungen erfolgte.

Vor Eintritt des strengen Winters und daheriger Stilllegung des Baubetriebes wurden noch die Nebenöffnungen auf Langwieser Seite fertig betoniert und ein Teil der Stützen über dem Bogen und auf Arosener Seite hergestellt, während die Ausführung der Fahrbahn über dem Bogen und der Nebenöffnungen auf Arosener Seite bis zum Frühjahr zurückgestellt werden mußte.

Der Bogen wurde nach seiner Fertigstellung regelmäßig beobachtet und zu diesem Zwecke am Scheitel eine Visierscheibe auf kleinem Kragträger angebracht. Vom 29. September, vom Tage der Aufbringung der hauptsächlichsten Scheitellast an, konnte vorerst keine weitere Einsenkung mehr beobachtet werden. Auch noch nach Bogenschluß zeigte sich bei einer Messung am 18. November keine Zunahme der Senkung, trotzdem die mittlere Tageswärme der Luft am 27. Oktober

bei Bogenschluß über $+10^{\circ}$, und in der diesem Tage vorangehenden Periode von mehreren Tagen durchschnittlich $+10^{\circ}$, betragen hatte, während sie am 18. November nur $+4^{\circ}$, und in der vorangehenden Periode nur $+2^{\circ}$, erreicht hatte. Auch die unmittelbaren Wärmemessungen am Beton im Scheitel zeigten eine Abnahme der durchschnittlichen Wärme des Betons vom 27. Oktober bis 18. November um rd. 8° , woraus sich rechnerisch

eine Senkung von 6,3 mm ergeben müßte, zu welcher noch der Einfluß des Schwindens hinzukommen würde. Den Eintritt einer entsprechenden Einsenkung hat offenbar das noch unter dem Bogen befindliche Gerüst gehindert. Eine Messung am 15. Dezember zeigte dann 5,4 mm Einsenkung, obwohl die mittlere Wärme im Beton des Scheitelteils nur etwa $3\frac{1}{2}^{\circ}$ geringer war, als bei der vorhergehenden Beobachtung. Diese Verzögerung im Eintreten der Einsenkung dürfte auf eine gewisse Trägheit des Betons und des Gerüsts zurückzuführen sein sowie darauf, daß das beim Betonieren durchnäßte und dadurch quellende Gerüst und Schalungsholz nur allmählich austrocknete. Am 15. Februar wurde dann der absolut tiefste Stand des Bogen-

gens mit einer gesamten Einsenkung seit Bogenschluß von 10,8 mm gemessen. Möglicherweise stand der Bogen während der scharfen Kälteperiode am Neujahr 13/14 noch tiefer, jedoch konnten damals keine Messungen gemacht werden. Daß aber von den 10,8 mm Gesamteinsenkung ein großer Teil auf das Schwinden des Betons zurückgeführt werden muß, geht daraus hervor, daß die mittlere Tageswärme am 15. Februar etwa $+5^{\circ}$ und an den vorangehenden



Fig. 75.

Bewehrung der Fahrbahnplatte. (Arosener Seite). — Blick gegen Langwies. — Bauzustand Sommer 1914.

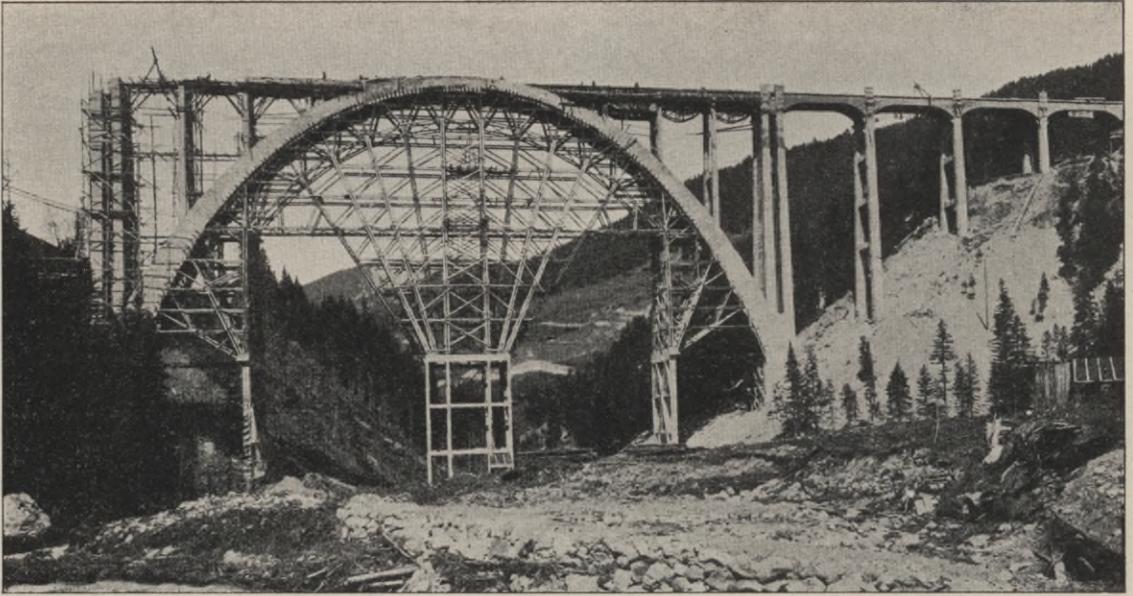


Fig. 76. Herstellung des Fahrbahnaufbaues über dem Bogen. Nebenöffnungen auf Langwieser Seite ausgerüstet. — Blick talauswärts. Bauzustand im Frühjahr 1914.



Fig. 77. Herstellung des Fahrbahnaufbaues über dem Bogen und den Pfeilern der Nebenöffnungen auf Aroser Seite. Blick taleinwärts (gegen Arosa). Bauzustand im Frühjahr 1914.

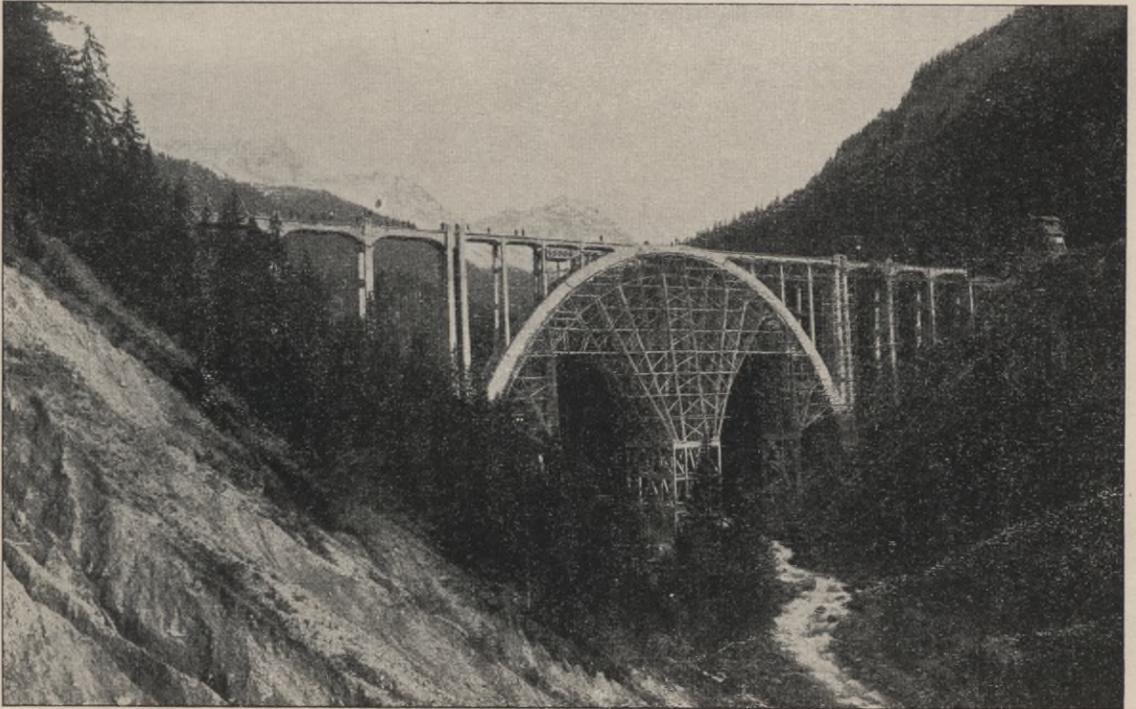
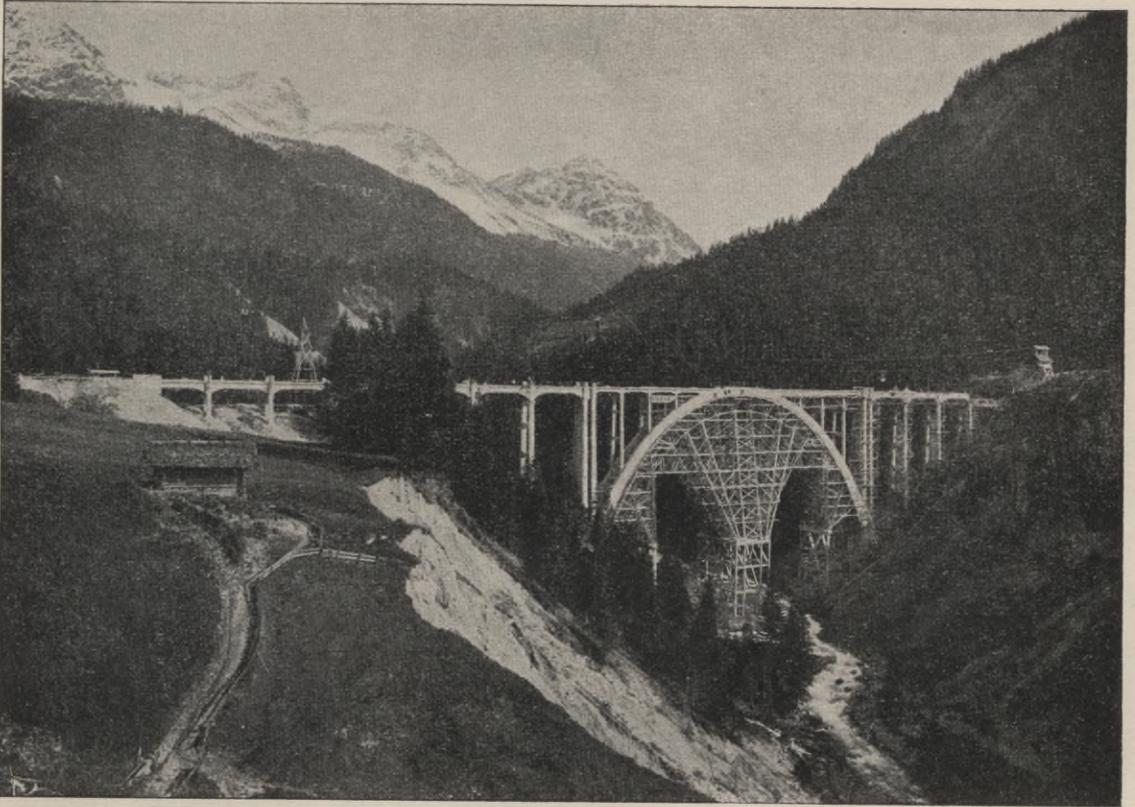


Fig. 78 a und b. Herstellung der Fahrbahn der Nebenöffnungen auf Aroser Seite. Blick taleinwärts (gegen Arosa).
Bauzustand im Sommer 1914.

Tagen etwa $+2^{\circ}$, die mittlere Betontemperatur des Scheitels dagegen $+1,5^{\circ}$ betrug, womit die letztere, etwa 3° höher war, als am 15. Dezember so daß gegenüber dieser Messung nicht eine weitere Senkung, sondern eher eine Hebung des Bogenscheitels hätte eintreten müssen.

Die weiteren Beobachtungen bis zur Lüftung des Gerüsts sind in Fig. 80 dargestellt, gleichzeitig die zugehörigen Tagesmaxima und minima der Luftwärme aufgetragen und durch Linienzüge verbunden. Es geht daraus deutlich hervor, wie rasch der Bogen den Änderungen der Luftwärme folgt.

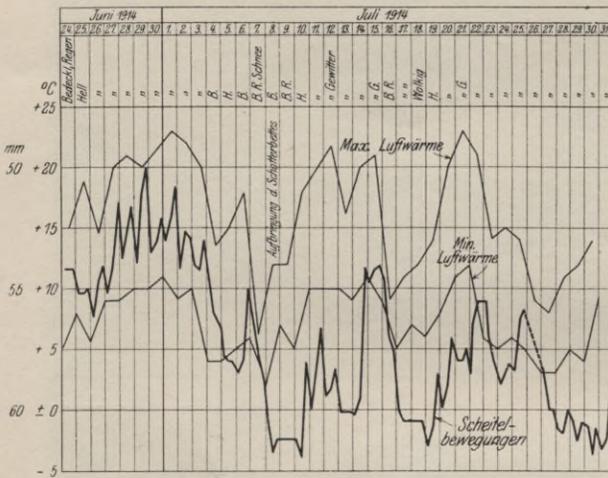


Fig. 79.

Scheitelbewegungen des Bogens nach der Ausrüstung im Vergleich mit der Luftwärme.

Nach Absenkung des Gerüsts (24. Juni 1914) wurde der Bogen täglich 3 mal, morgens, mittags und abends beobachtet und zeigte sich dabei sehr empfindlich, indem nicht nur längere Kälte- und Wärmeperioden sich von Einfluß zeigten, sondern sogar während eines und desselben Tages deutliche Bewegungen festgestellt werden konnten (siehe Fig. 79). Der Bogen war immer am Abend am höchsten, am Morgen am tiefsten, und zwar betrug der Unterschied bis zu 6 mm, was einer täglichen Schwankung der mittleren Bogenwärme von $7,5^{\circ}$ ($10^{\circ} = 7,9138$ mm Scheitelbewegung) entsprechen müßte, während die im Innern des Betons unmittelbar gemessene Wärmeschwankung höchstens 2° betrug. Da jedoch solche großen Unterschiede in der Bogenstellung immer nur an den hellen, sonnigen Tagen des Hochsommers beobachtet wurden, während selbst dann bei trübem oder regnerischem Wetter,

trotz der Zunahme der Luftwärme, fast keine Unterschiede zu messen waren, so ist klar, daß die verhältnismäßig große Bogenhebung nur unter dem Einfluß der stark bestrahlten und erwärmten Oberflächenschichten erfolgte, trotzdem der Bogen im Innern seines Querschnittes verhältnismäßig kühler blieb.

An solchen Tagen stärkerer Bestrahlung konnte schon verhältnismäßig früh im Frühjahr ein deutliches Abheben des Bogens (samt Schalung) vom Gerüst beobachtet werden. Deshalb konnte auch bei der Lüftung des Gerüsts keinerlei Einsenkung gemessen werden.

Sieht man von den durch direkte Bestrahlung hervorgerufenen Extremen ab, so betrug die Hebung des Bogenscheitels von Mitte Februar bis Ende Juni etwa 7–8 mm, was einer Zunahme der mittleren Bogenwärme um $9-10^{\circ}$ entsprechen würde, wie sie auch tatsächlich gemessen wurde.

IV. Die Abnahme.

1. Die Belastungsprobe.

Am 14. Oktober 1914 fand im Beisein der Vertreter der Aufsichtsbehörde und der Bauleitung die Belastungsprobe der Brücke statt. Als Belastung diente ein Zug nach Fig. 81, bestehend aus einer kleinen dreiachsigen Dampflokomotive von 30 t Dienstgewicht — die Oberleitung für die elektrische Föderung war noch nicht fertiggestellt — und drei beladenen Güterwagen von je 21 t Gesamtgewicht, also eine Gesamtlast von $30 + 3 \cdot 21 = 93$ t. Zur Messung der Einsenkungen der Hauptträger der Nebenöffnungen wurden in der Mitte derselben Marken angebracht und dieselben mittelst Theodoliten beobachtet. Zur Beobachtung der Senkung und der Seitenschwankung des großen Bogens aber diente die feste, bestehende Visiereinrichtung auf der flußabwärtigen Seite, mit welcher schon das Wärmespiel des Bogens gemessen worden war, sowie der zugehörige auf Betonsockel aufgestellte Präzisions-theodolit. Zur Kontrolle wurde aber am Scheitel noch ein dünner Draht befestigt und mit einem am Lehrgerüstmittelfächer angebrachten Griotschen Biegunsmesser verbunden. Endlich wurde auf der flußabwärtigen Bogenrippe 9 m seitlich vom Scheitel gegen Langwies eine Wasserwaage aufgestellt.

Selbst bei ungünstigster Laststellung war an den Instrumenten, mit welchen die Hauptträger der Nebenöffnungen beobachtet wurden, keine Senkung ablesbar, so daß diese also jedenfalls < 1 mm war.

Für die Hauptöffnung wurde der Einfluß des Wanderns der Last festgestellt, indem die Ab-

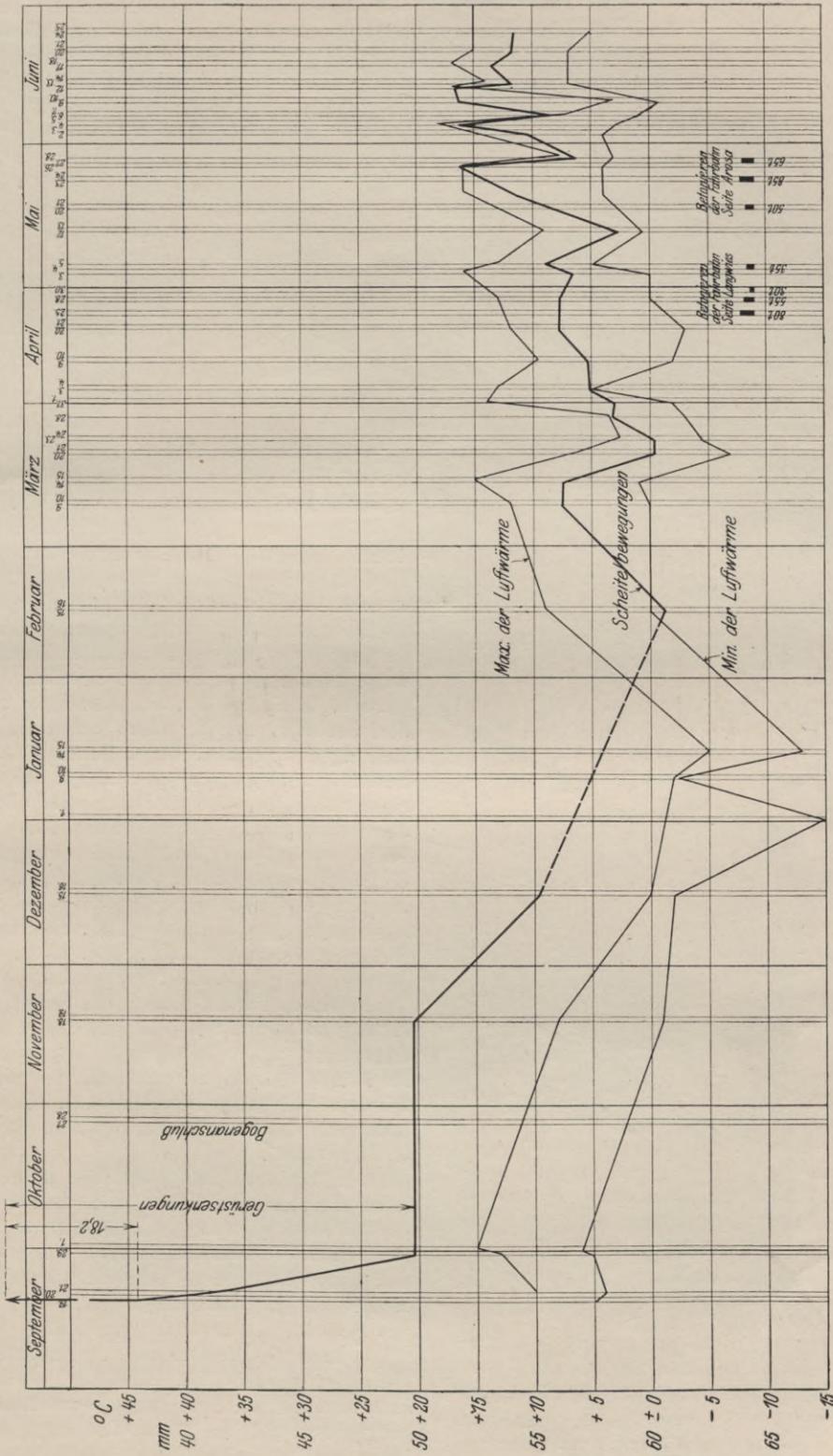


Fig. 80. Scheitelsenkungen des Lehrgerüstes und Scheitelbewegungen des Bogens im Vergleich mit der Luftwärme.

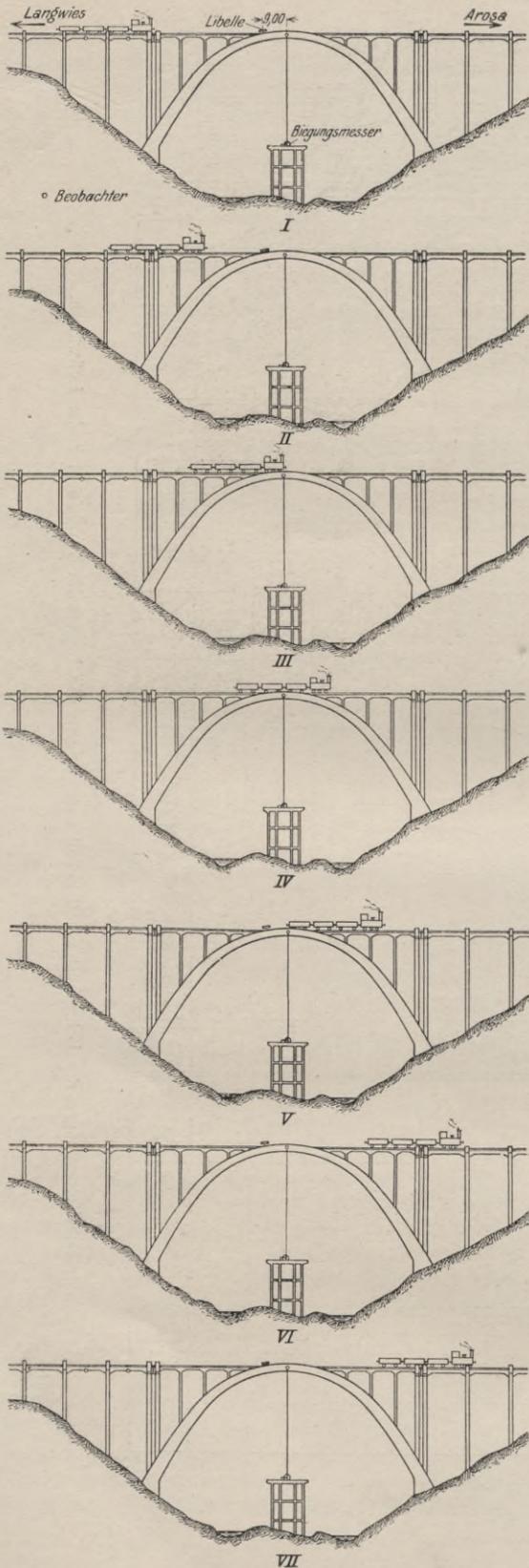


Fig. 81. Belastungsprobe.

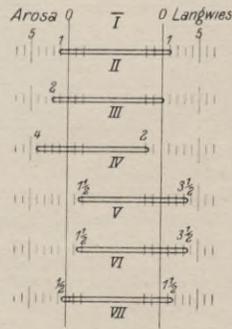


Fig. 81a.
Spiel der Libelle.

lesungen für eine Reihe von Belastungsfällen, gemäß Fig. 81, vorgenommen wurden. Mit dem Präzisions-theodolit ergab sich hierbei eine von 0—2 mm anwachsende und nachher wieder entsprechend abnehmende Senkung, während der Biegunsmesser als größte Senkung 2,15 mm anzeigte. Bemerkenswert war, daß bei der Stellung des Zuges symmetrisch zur Doppelstütze, trotzdem dabei schon eine Belastung der ersten Säule über dem Bogen eintrat, sich noch

keinerlei Scheitelsenkung zeigte. Das elastische Verhalten des Bogens war sehr deutlich wahrnehmbar am Spiel der Libelle, wie die Fig. 81 zeigt.

Hierauf wurden Versuche mit durchgehendem Zug in Langsam- und in Schnelfahrt von 35—40 km/Std., sowie mit Bremsung gemacht. Am Theodolit konnte dabei die Scheitelsenkung immer zu 2 bis $2\frac{1}{3}$ mm gemessen werden; dagegen waren keinerlei Seitenschwankungen wahrnehmbar. Bei der Wasserwaage konnte deren Trägheit deutlich festgestellt werden, da sie bei den Schnelfahrten stets noch die Senkung zeigte, wenn schon wieder die Hebung des betreffenden Bogenelementes eingetreten sein mußte; dagegen zeigte sie sich sehr empfindlich für die Wirkung der Bremskraft, deren Eintreten jedesmal einen Ausschlag der Blase von 3—4 Teilstrichen bewirkte. Am Biegunsmesser wurden folgende Scheitelsenkungen gemessen:

Langsamfahrt	2,3 mm,
Schnelfahrt I	2,4 „ ,
II	2,0 „ .

In allen Fällen gingen die Senkungen vollständig auf 0 zurück, so daß eine bleibende Formänderung nicht verzeichnet werden konnte. Hierzu ist allerdings zu bemerken, daß die Brücke schon seit Anfang September mit Materialzügen befahren worden war, also schon Belastungen erfahren hatte.

Die verhältnismäßig geringe Bogensenkung läßt jedenfalls auf eine außerordentlich hohe Elastizitätsziffer des Verbundkörpers schließen. Bei den Baustoffuntersuchungen wurde schon für den reinen Beton ein hoher Wert des Elastizitätsmoduls ermittelt, und dieser dürfte mit dem Alter des Betons noch erheblich gewachsen sein.

Seitens des Verfassers war ursprünglich beabsichtigt gewesen, bei Anlaß der Probelastung auch unmittelbare Spannungs- bzw. Längenänderungsmessungen am Beton und an den Eiseneinlagen zur Bestimmung des Verhältnisses n vorzu-



Fig. 82.

Belastungsprobe der fertigen Brücke. Beginn des Abbruchs des Lehrgerüsts. Blick talauswärts (gegen Chur).
Aufnahme am 14. Oktober 1914.

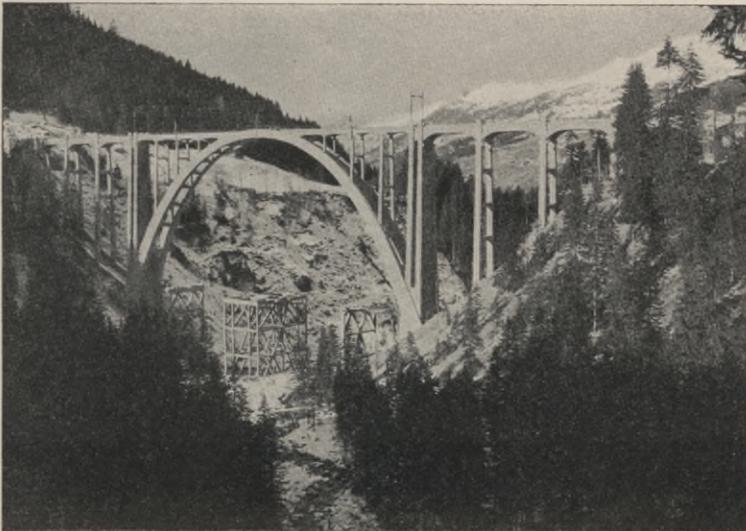


Fig. 83.

Fertiges Bauwerk. Blick auf Langwieser Seite, oberhalb der Brücke, talauswärts (gegen Chur) gesehen. Gerüst bis auf die Betontürme beseitigt.
Aufnahme im November 1914.

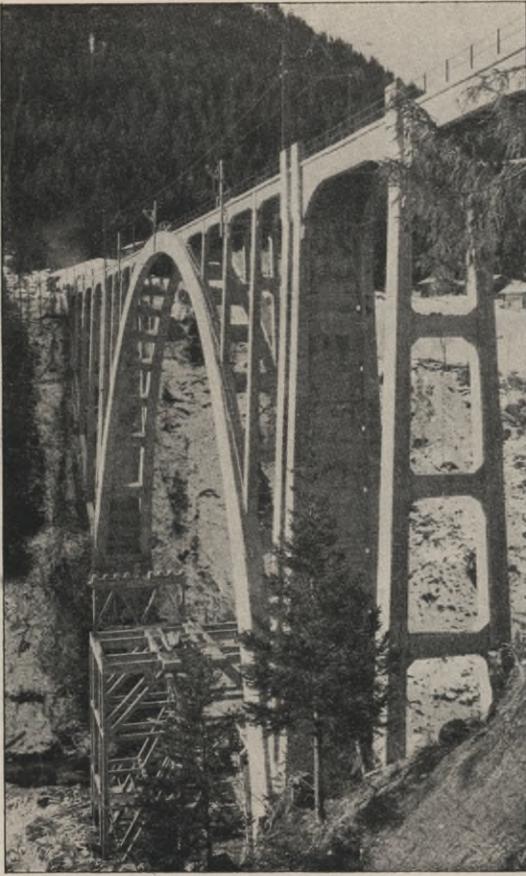


Fig. 84.

Seitenansicht der fertigen Brücke gegen Arosener Seite gesehen. Dezember 1914.

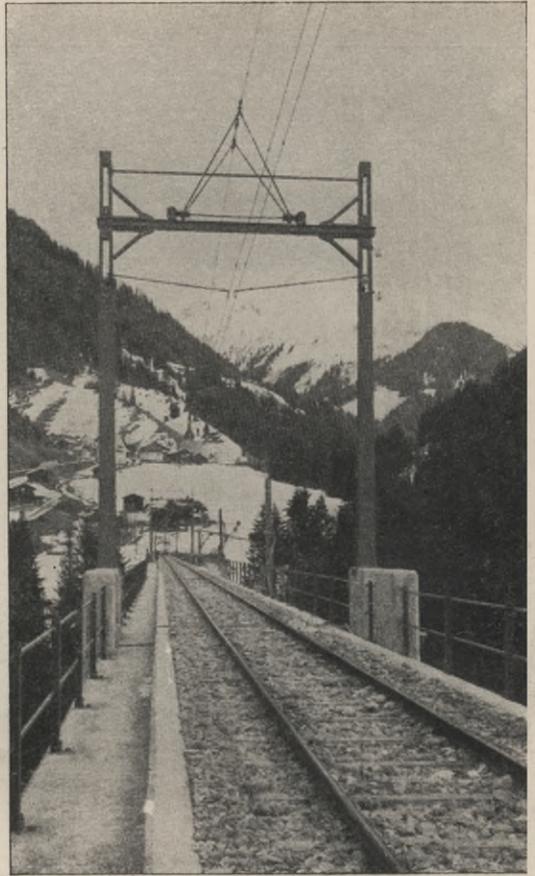


Fig. 85.

Blick über die Brücke von Arosener Seite gegen Langwies. November 1914.

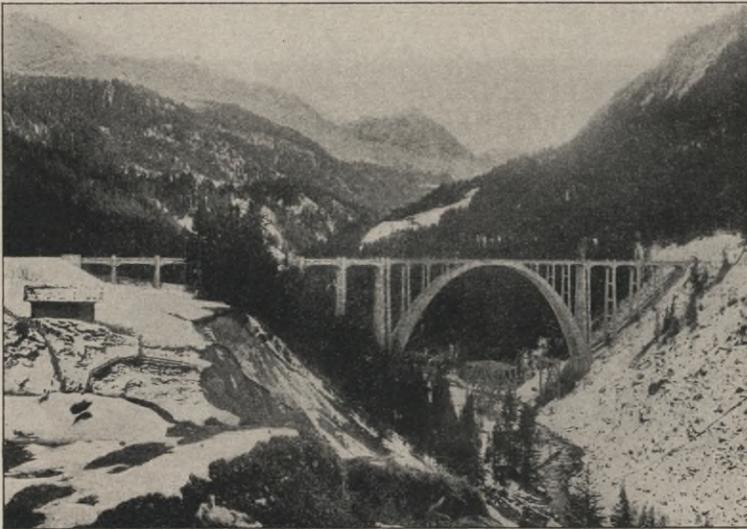


Fig. 86.

Ansicht der Brücke taleinwärts gegen Arosa gesehen. November 1914.

nehmen. Leider aber konnten solche wegen der durch die Zeitumstände eingetretenen Störung und Unterbrechung des Baubetriebes nicht durchgeführt werden.

Das überaus befriedigende Ergebnis der Belastungsprobe führte zur vorbehaltlosen Abnahme des Bauwerks durch die Aufsichtsbehörde.

2. Betriebsaufnahme, Vollendungsarbeiten, Kosten.

Die Betriebseröffnung der Bahn war ursprünglich für den 15. November vorgesehen, verzögerte sich jedoch, weil die elektrische Fahrleitung wegen Fehlens des benötigten Kupfers, das seitens eines der kriegführenden Staaten zurückgehalten wurde, nicht rechtzeitig fertiggestellt werden konnte. Den Dampftrieb mit Lokomotiven der Rhätischen Bahn gestattete jedoch die Aufsichtsbehörde, im Hinblick auf die Gefahren der großen Steigung, nur für die Güter-, nicht aber für die Personenbeförderung.

Am 11. Dezember 1914 konnte dann schließlich die neue Bahn mit einer kleinen Feier eingeweiht und am Tage darauf dem öffentlichen Verkehr übergeben werden.

Es sei noch bemerkt, daß die Kriegswirren insofern auch auf den Bau des Langwieser Talüberganges eingewirkt haben, daß infolge derselben im August und September eine Unterbrechung in den Aufräumungs- und Vollendungsarbeiten eintrat, und namentlich der Gerüstabbruch verzögert wurde. Auch nach Wiederaufnahme der Arbeiten war es nicht mehr möglich, die Lehrgerüsttürme aus Eisenbeton vor Eintritt des Winters vollständig zu beseitigen, so daß die Arbeit im kommenden Sommer fertiggestellt werden muß. Die Seitentürme werden übrigens einfach auf die Halden umgelegt und die Fächer zwischen den einzelnen Streben mit Steinen sorgfältig ausgepackt, so daß das Ganze als Vorlandversicherung für die Hauptwiderlager dient. Der

Mittelturm aber wird durch Abstemmen des Betons mit Preßluftwerkzeugen und Durchschneiden der Eiseneinlagen mit dem Sauerstoff-



Fig. 87.

Ansicht der Brücke, talauswärts (gegen Chur) gesehen, z. Z. der Betriebseröffnung, Dezember 1914.



Fig. 88.

Ansicht der Brücke, taleinwärts (gegen Arosa) z. Z. der Betriebseröffnung, Dezember 1914.

brenner in einzelne Balken aufgeteilt, die in Form eines großen Reihenpflasters als Uferversicherung unter der Brücke an den beiden Wildbächen verlegt und unter sich wieder verbunden werden. Diese Art des Abbruchs hat sich als verhältnismäßig billig gezeigt.

Schließlich sei noch bemerkt, daß sich die

Gesamtbaukosten der Brücke, ohne die Haldenverstärkung und ohne Oberbau, aber einschließlich der sämtlichen Räumungsarbeiten, auf etwas über 625 000 Frs. oder rund 500 000 M stellten.

Der Verfasser leitete Entwurfsherstellung und Bauausführung seitens der Unternehmung: der Entwurf entstand, wie schon erwähnt, im besonderen im technischen Bureau Straßburg i. Elsaß



Fig. 89.

Bahnstraße zwischen Gründjetobel und Langwies, im Vordergrund der Gründjetobelviadukt, im Hintergrund der Talübergang bei Langwies. Spätherbst 1914.

V. Schlußbemerkung.

Ein glückliches Geschick hat den Bau vor größeren Unfällen bewahrt, obwohl gerade diese Ausführung an die körperliche Leistungsfähigkeit nicht nur der Arbeiter, sondern auch der beaufsichtigenden Ingenieure außerordentliche Anforderungen stellte. Die Energie und Ausdauer der örtlichen Bauführer, Herren Dipl.-Ing. A. Zwygart und Ing. J. Fleury, überwand jedoch alle Schwierigkeiten, mit Hilfe der wohlwollenden Unterstützung durch die Bauleitung, Herrn Oberingenieur Bener, dem wir den Gedanken zu diesem Bauwerk, die Möglichkeit seiner Durchführung, trotz aller Hemmungen, sowie eine verständnisvolle Förderung des Entwurfs und der Ausführung mit Rat und Tat verdanken.

der Firma Ed. Züblin & Cie. unter der Aufsicht von Herrn Dr.-Ing. K. Arnstein, während die Bauausführung mit ihren teilweise neuartigen Lösungen durch die Niederlassung Basel der Firma und später, nach Auflassung dieser Niederlassung, durch die neugegründete und unabhängige schweizerische Kommandit-Aktien-Gesellschaft Ed. Züblin & Cie. Zürich unter der tatkräftigen Leitung von Herrn Dipl.-Ing. J. Müller besorgt wurde.

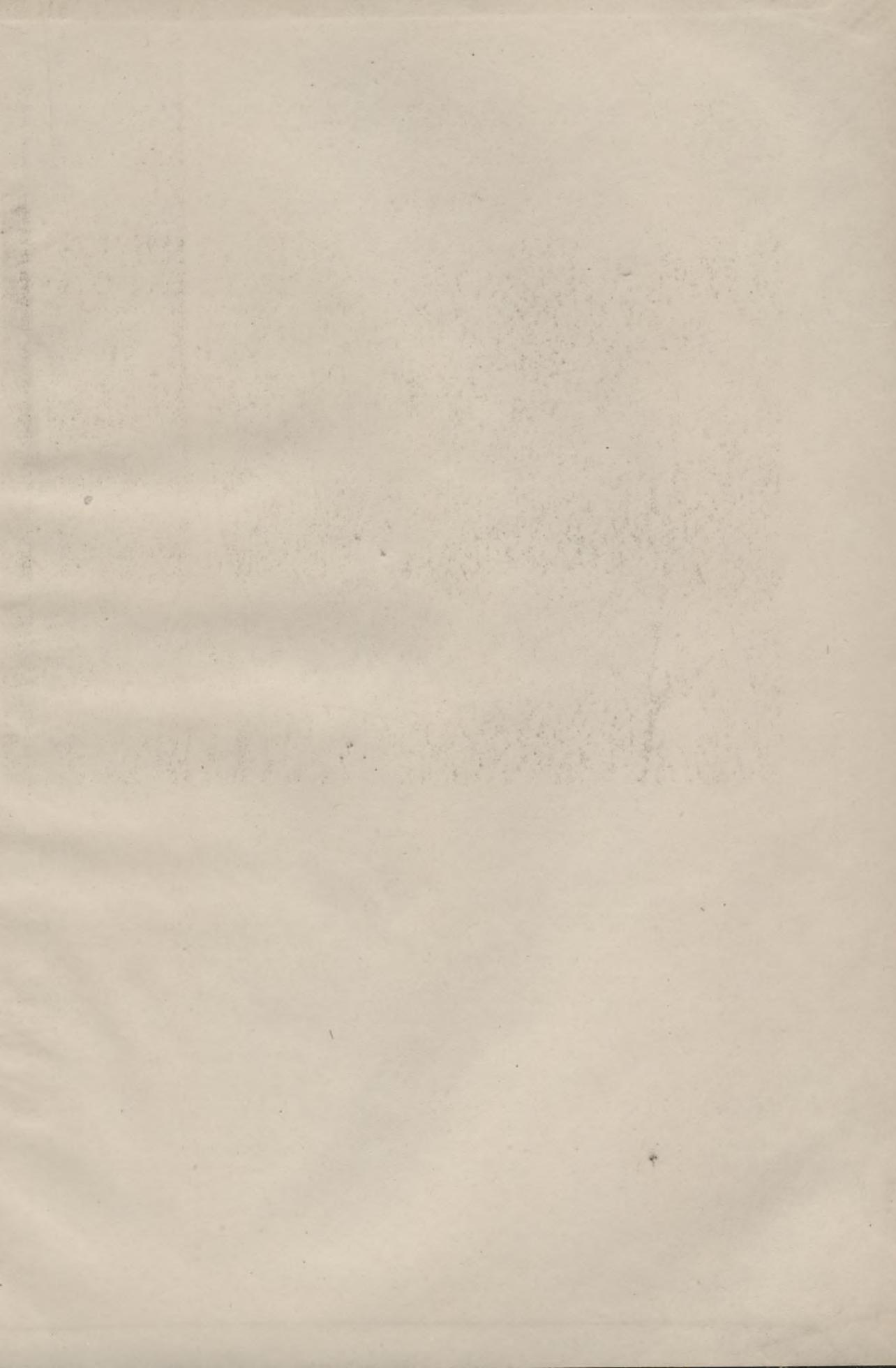
An dem kleinen Stationsgebäude von Langwies aber steht der in doppeltem Sinne zu deutende Spruch, der schon eine alte Holzbrücke im Prättigau, die das Hochwasser 1910 wegriß, geziert hatte:

„Höhen und Tiefen ebnet die Zeit,
Aber sie eilet, versteh' sie und schaff'“.

Druck von H. S. Hermann in Berlin.

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

S. 61



Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000300166