

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000300717

57.

Von der

Staatsbauverwaltung in Bayern

ausgeführte

Straßen-, Brücken- und Wasserbauten.

I. Band.

Mit 48 Textfiguren, 43 in Photolithographie und 20 in Lichtdruck
ausgeführten Tafeln.

Mitgeteilt von der

K. Obersten Baubehörde
im Staatsministerium des Innern.

9/12

F. Nr. 27132



München 1906.

Verlag von Piloty & Loehle.

9-26

xxx
40



~~17989~~



W 301085

Dr. C. Wolf & Sohn, Kgl. Hof- und Universitätsbuchdruckerei
und Lithographische Kunstanstalt, München.

30K-7224/2018

Akc. Nr. _____

~~213/52~~

Vorwort.

Mit vorliegendem Bande beginnen fortlaufende Veröffentlichungen der Kgl. Obersten Baubehörde im Staatsministerium des Innern über die von der bayerischen Staatsbauverwaltung seit dem Jahre 1892 — mit Ausnahme der Flußkorrekturen — ausgeführten wichtigeren Straßen-, Brücken- und Wasserbauten. Ein kurzer erläuternder Text gibt zumeist neben einer geschichtlichen Einleitung Aufschlüsse über den Baubetrieb, über die Baukosten, sowie über die Hauptabmessungen der einzelnen Bauten. Sehr ausführlich sind bei mehreren Objekten die hydrotechnischen und statischen Berechnungen behandelt. Auf die ins einzelne gehenden zahlreichen Konstruktionszeichnungen wurde besondere Sorgfalt verwendet.

Diese Abhandlungen, deren Verständnis noch durch eine Reihe photographischer Abbildungen erleichtert wird, dürften einerseits ein klares Bild von der Tätigkeit der Staatsbauverwaltung in Bayern geben, andererseits aber, namentlich jüngeren Ingenieuren willkommenen Gelegenheit bieten, an der Hand gelöster praktischer Aufgaben die Anwendung und den Wert der Theorie kennen und schätzen zu lernen.

Den bei diesen Bauten beteiligten Firmen sei für die bereitwillige Überlassung von Plänen und Berechnungen, ferner Herrn Professor W. Diez an der Kgl. Technischen Hochschule in München für die bezüglich der Berechnung von den Eisenkonstruktionen erteilten freundlichen Aufschlüsse an dieser Stelle der verbindlichste Dank ausgesprochen.

Der II. Band wird zu Anfang des nächsten Jahres erscheinen.

München, im Juni 1906.

Kgl. Oberste Baubehörde im Staatsministerium des Innern.

v. Sörgel,

Kgl. Oberbaudirektor.

Inhalts-Verzeichnis.

	Seite	Tafel
Neubau der Kesselbergstraße	1	1— 4f
Neubau der Saalachbrücke zu Reichenhall	3	5— 8
Neubau der Brücke über die Isar bei Freising	6	9—13
Neubau der Brücke über die Laaber bei Schönach	9	14—16
Neubau der oberen Alzbrücke in Altenmarkt	11	17—19
Neubau einer eisernen Straßenbrücke über den Inn zwischen Simbach und Braunau	12	20—32a
Neubau der Umschlaganlage in Passau	32	33—35
Neubau der Wehranlage und der Kammer Schleufe im Main bei Würzburg	34	36—51e

Neubau der Kesselbergstraße.

(Tafel 1—4f.)

Die Kesselbergstraße ist der zwischen dem Kochel- und Walchensee gelegene Teil der Staatsstraße Nr. 82 „München—Benediktbeuern—Mittenwald“. Schon in den frühesten Zeiten führte über den Kesselberg ein Fußsteig, der, wie Adrian v. Riedl in seinem Reiseatlas von Bayern (1796) berichtet und auch die noch jetzt auf der Mitte des Berges vorhandene steinerne Tafel bekundet, auf Befehl des Herzogs Albrecht von Bayern von dem Münchner Heinrich Barth im Jahre 1494 „durch eine auf ein Geleise erweiterte Bahn fahrbar gemacht wurde“. Später ließ Kurfürst Maximilian III. durch den Hofkammerrat und Ingenieurhauptmann Kastulus Riedl „mit gutem Erfolge die Felsen sprengen und den ganzen Weg zu einer ordentlichen Chaussee erheben“.

Diese Straße, ein für die damaligen Verhältnisse hervorragendes Bauwerk, bildete trotz der erheblichen Schwierigkeiten, die durch die Überwindung der großen Steigungen — bis zu 21,3% — bedingt waren, bis zur Mitte des 19. Jahrhunderts einen bedeutenden Verkehrsweg. Von manch düsterem kriegerischen Bilde war sie im Laufe der Jahrhunderte Zeuge gewesen, doch auch freundliche Erinnerungen ruft sie in uns wach. So soll nicht unerwähnt bleiben, daß Deutschlands großer Dichter Wolfgang Goethe im September des Jahres 1786 von Karlsbad aus über den Kesselberg nach Italien reiste.

Mit der Ausbreitung des Eisenbahnnetzes ging nun allerdings der lebhafte Durchgangsverkehr auch auf dieser Straße zurück. Gleichwohl machte sich bei dem ziemlich regen örtlichen Verkehr, besonders von Holzfuhrwerken, das Bedürfnis immer mehr geltend, die zahlreichen lästigen Steigungen, die namentlich im Winter stets eine sehr große Gefahr für die zu Tal fahrenden Fuhrwerke bildeten und außerdem die Unterhaltung der Straße ganz erheblich verteuerten, durch einen dem gegenwärtigen Stande der Straßenbaukunde entsprechenden Umbau zu beseitigen.

In den Jahren 1891 und 1892 wurde daher durch die kgl. Oberste Baubehörde ein Projekt über den Neubau einer Straße über den Kesselberg ausgearbeitet, welches nach Bewilligung der erforderlichen Mittel durch den Landtag während der Jahre 1893 bis 1897 zur Ausführung gelangte.

Die zur Projektierung notwendigen Geländeaufnahmen waren bei den hohen, steilen und felsigen Gehängen des Kesselberges mit ganz erheblichen Schwierigkeiten verbunden, denen man am zweckmäßigsten durch Benützung des Kreuter'schen Tacheometers begegnete. Dieses Verfahren ermöglichte, daß das fast durchgängig bewaldete Felsgelände von 45 ha mit 170 Bielespunkten und etwa 3000 Höhenpunkten von zwei Ingenieuren und fünf Meßgehilfen in der kurzen Zeit von 40 Tagen aufgenommen werden konnte. Es ließ sich

alsdann verhältnismäßig leicht ein genauer Horizontalkurvenplan konstruieren und mittels desselben die günstigste Trace unter Berücksichtigung der geognostischen Verhältnisse finden.

Außer hartem Wettersteinkalk war Dolomit vorherrschend; an mehreren Stellen wurde auch Moränenschutt angetroffen.

Die neue Linie hat eine Länge von 5,8 km (2,8 km mehr als die Länge der alten Straße); sie überwindet bis zum Scheitel des Kesselberges rund 240 m und fällt von da ab gegen den Walchensee hin wieder um 60 m. Die Steigungsverhältnisse wechseln, abgesehen von mehreren Ruhestellen mit geringerer Steigung, zwischen 5 und 5 1/2 %. Die Straßenbreite beträgt 6 m einschließlich der beiden je 0,75 m breiten Fußbänke; in scharfen Kurven wurden entsprechende Verbreiterungen vorgesehen.

Der Minimalradius für Kurven beträgt 30 m; nur bei zwei Wendepunkten wurde mit dem Radius auf 17 m herabgegangen, dafür aber die Fahrbahn auf 14 m verbreitert. Die meist einmaligen Dammböschungen, ebenso die Straßengräben wurden gepflastert.

Als Kunstbauten gelangten 8 Brücken, darunter 3 eiserne, ferner 18 Durchlässe und etwa 300 laufende Meter Stützmauern zur Ausführung. Die zu diesen Bauwerken notwendigen Bruchsteine wurden aus den Felseinschnitten gewonnen.

Auf die ganze Länge der Straße wurden Sicherheitsgeländer aus Granitpfosten und doppelten Eisenholmen angebracht.

Im ganzen wurden 90 000 cbm Massen gefördert; hievon waren 70 000 cbm felfiges Material.

Die Gesamtkosten beliefen sich einschließlich der Kosten für die mit dem Umbau des Kesselberges zusammenhängende „Schelmbichel“-Korrektion von 1 1/2 km Länge bei Kochel auf 700 000 M.

Es kostete somit 1 km der Straße $\frac{700\,000}{5,8 + 1,5} =$ rund **100 000 M.**

Sämtliche Arbeiten wurden vom Kgl. Straßen- und Flußbauamte Weilheim unter der Vorstandschafft des k. Bauamtmannes Schildhauer in Regie ausgeführt.

Die Aufstellung und Ausarbeitung des Projektes geschah unter der direkten Oberleitung des k. Oberbaudirektors v. Siebert durch den Staatsbauassistenten der Kgl. Obersten Baubehörde Ludwig Freytag (nunmehr Oberingenieur der Maschinenbaugesellschaft Nürnberg); mit der örtlichen Bauleitung war der k. Bauamtsassessor Theodor Freytag betraut.

Neubau der Saalachbrücke zu Reichenhall.

(Tafel 5—8.)

Die Entstehung des im Staatsstraßenzuge „Traunstein—Reichenhall—Berchtesgaden“ gelegenen Saalachtal-Überganges bei Bad Reichenhall reicht bis in die Mitte des 11. Jahrhunderts zurück. Urkundlich wird einer Brücke zu Hall zum ersten Male im Jahre 1045 gedacht und ferner im Jahre 1219 in einer Kaiserurkunde, welche von der Bestätigung eines zwischen dem Herzoge von Bayern und dem Bistume Salzburg geschlossenen Vergleichs über Besitzungen auf beiden Ufern der Saalach handelt.

Es ist sehr wahrscheinlich, daß die Brücke durch die großen Hochfluten, von denen in den noch vorhandenen Stadtrechten und Freiheitsbriefen Reichenhalls zwölf seit dem 13. Jahrhundert Erwähnung finden, wiederholt ganz oder teilweise zerstört wurde; doch läßt sich Näheres hierüber nicht mehr feststellen.

Bis zum Jahre 1888 führte wenige Schritte oberhalb der jetzigen Übergangsstelle eine seit 1858 bestandene hölzerne Brücke mit sechs Öffnungen von 102,8 m Gesamtlichtweite über die Saalach und eine solche mit zwei Öffnungen von 26,6 m Gesamtlichtweite über den Triftkanal. Die Bauälligkeit beider Objekte gab zu einem völligen Neubau Anlaß.

Die neue Saalachbrücke besteht bei 4,80 m Fahrbahnbreite und je 1,25 m breiten beiderseitigen Fußwegen aus vier segmentförmig überwölbten Öffnungen, deren Einzellichtweite in Kämpferhöhe 18,9 m beträgt. Die Gewölbstärke wurde im Scheitel mit 1,0 m, an den Kämpfern mit 1,20 m, die Pfeilhöhe mit 3,0 m angenommen. Bei den Widerlagern ist das Gewölbmauerwerk mit wachsender Stärke bis zur Fundamentsohle fortgesetzt.

Die Pfeiler sind 3,0 m hoch und in Kämpferhöhe 2,40 m stark.

Die Fundamente sind aus Beton hergestellt; sie ruhen bei dem mittleren Flußpfeiler auf einem hölzernen Senkfaß, bei den übrigen Pfeilern und dem rechten Widerlager unmittelbar auf festgelagertem, lehmigem Kies, während beim linken Widerlager in den aus feinem Kies und Sand bestehenden Untergrund 1,8 bis 2,5 m lange Rostpfähle gerammt wurden, deren Köpfe 0,30 m tief in den Beton eingreifen.

Der Stabilitätsuntersuchung wurde eine Verkehrsbelastung von 600 kg/m² zu Grunde gelegt. Das spezifische Gewicht des Gewölbmauerwerks ist zu 2400 kg/m³, das des Überschlüttungsmaterials zu 1600 kg/m³ angenommen.

Bei den Gewölben wurden die Drucklinien für Eigengewicht, Vollbelastung und einseitige Belastung unter Anwendung der Kantungstheorie eingezeichnet; für die Untersuchung der Pfeilerstandfestigkeit war das eine Gewölbe als vollbelastet und das anstoßende Gewölbe als unbelastet vorausgesetzt worden.

Das Mauerwerk wird in maximo mit $14,6 \text{ kg/cm}^2$, der Baugrund mit $5,0 \text{ kg/cm}^2$ auf Druck beansprucht.

Die den verschiedenen Belastungsfällen entsprechenden Drucklinien und Spannungsdiagramme sind auf der Tafel 4 zusammengestellt.

Das sichtbare Verkleidungsmauerwerk besteht mit Ausnahme der in Bruchsteinmauerwerk ausgeführten Gewölbleibungen aus Hausteinen; es wurden verwendet: für die Pfeilerverkleidungen und die Gewölbstirnkränze Muschelfalk aus Marktbreit, für die Verkleidungen der halbrunden Pfeileraufbauten und der Brückenstirnen über dem Gesimsband Buntsandstein von Miltenberg, für die Gesimsbänder, Kragsteine, Abdeckplatten, die halbrunden Pfeilerbrüstungen, die Eckpfosten und die Randsteine der Fußwege Granit von Hauzenberg und endlich für die Brückenstirnen weißer und bläulicher Kalkstein aus den Brüchen bei Karlstein.

Die Ausmauerung der Pfeiler, die Hintermauerung der Stirnen und der Gewölbe geschah in Bruchsteinmauerwerk aus Karlsteiner Kalksteinen unter Verwendung von Mariensteiner Portlandzement.

Die Gewölbrücken sind mit einem glattgeriebenen Zementmörtelüberzug von $2,5 \text{ cm}$ Stärke und darüber mit 1 cm starken Asphaltplatten abgedeckt; letztere sind an der Innenseite der Stirnmauern 35 cm hoch hinaufgeführt und enden in einem Falze, der im Mauerwerk ausgespart und dann mit Mörtel ausgefüllt wurde.

Der Abstand der Brückenstirnen beträgt $6,50 \text{ m}$. Die beschotterte 97 m lange Fahrbahn liegt $4,7 \text{ m}$ über den Kämpferfugen.

Die Fußwege sind asphaltiert, die Geländer aus Eisen hergestellt.

In der Fahrbahn sind auf der flussabwärts gelegenen Seite zwei gußeiserne Rohrfahrten für die von Bad Reichenhall nach Traunstein und Rosenheim führende Soleleitung und auf der andern Seite zwei gußeiserne Rohrstränge für die städtische Gas- und Wasserleitung derart untergebracht, daß die Röhren über den Gewölbscheiteln auf der Asphaltabdeckung aufliegen.

Die neue Triftkanalbrücke, deren Achse mit jener der Saalachbrücke zusammenfällt, besitzt zwei gemauerte Widerlager mit Hausteinverkleidung aus Karlsteiner Kalksteinen; die Eck- und Auflagerquader sind aus Marktbreiter Muschelfalk hergestellt. Das eiserne Mitteljoch ist mittels Steinschrauben auf einem $2,5 \text{ m}$ hohen Betonfundamente befestigt; der eiserne Überbau wird von vier Blechbalkenträgern mit $0,75 \text{ m}$ Höhe gebildet.

Die Konstruktion des eisernen Geländers, die Breite der Fahrbahn und der Fußwege, welche mit Granitplatten belegt sind und von Konsolen getragen werden, ist die nämliche wie bei der Saalachbrücke. Die vorerwähnten Rohrfahrten liegen zwischen den äußeren Trägern auf den Unterzügen.

Die Lichtweite jeder Öffnung in Auflagerhöhe beträgt $12,53 \text{ m}$.

Die beiden Widerlager wurden auf Beton gegründet und springen $0,60 \text{ m}$ gegen die anschließenden Ufermauern vor.

Mit dem Bau der Brücken war eine Regulierung der beiderseitigen Anfahrten verbunden, wobei die Überwölbung eines nahegelegenen Mühlbaches auf 50 m Länge notwendig wurde.

Die Gesamtkosten betragen 185 600 M. und zwar:

1. für die Saalachbrücke	140 000 M.
2. für die Triftkanalbrücke	25 600 "
3. für die beiderseitigen Anfahrten und für Herstellung von Pflasterinnen mit erhöhten Fußwegen zc.	<u>20 000 "</u>

zusammen wie vor 185 600 M.

Hiernach treffen bei der Saalachbrücke auf den Quadratmeter Gesamtfahrbahn:

$$\frac{140\,000\text{ M.}}{97 \cdot 7,3} = 197\text{ M. und auf den lfd. Meter Brücke: } \frac{140\,000\text{ M.}}{97} = 1443\text{ M.}$$

Im übrigen wurden folgende Einheitspreise bei freier Bahnlieferung nach Station Reichenhall gezahlt:

für 1 cbm Blossenquader mit gestockter Nut auf dem oberen Lager für die Pfeilerleibungen in Schichten von 0,60 m Höhe aus Markt- breiter Muschelfalk	55 M.
für 1 cbm desgl. zu den Pfeilervorköpfen	60 "
für 1 cbm genutete und geboßte Gewölbstirnsteine von 0,50 bis 0,60 m mittlerer Schichtenstärke aus Marktbreiter Muschelfalk	62 "

Von den aus Granit von Hauzenberg bei Passau hergestellten Haussteinen bzw. Platten kostete:

1 cbm Konsolsteine	130 M.
1 cbm Eckpfosten für die Geländer	135 "
1 cbm runde Brüstungssteine	150 "
1 cbm gerade Gesimsbänder mit Wassernase	130 "
1 cbm runde Gesimsbänder mit Wassernase	140 "
1 cbm profilierte Deckplatten durchschnittlich	105 "
1 cbm Trottoirplatten in Längen von 0,50 und 1,50 m bei 0,15 m Stärke	100 "
1 cbm Trottoirrandsteine, 0,30 m hoch und 0,15 m stark	83 "
1 cbm Treppenstufen, 0,30 m breit und 0,15 m hoch	100 "

Für die aus Miltenberg bezogenen Buntsandsteine betrug der Einheitspreis von

1 cbm sauber gestockten Vorsetzsteinen zwischen den Konsolen	90 "
und von 1 cbm runden Verkleidungssteinen für den Aufbau der Brückenpfeiler	105 "

1 qm Gewölbabdeckung mit 10 mm starken Asphalt-Isolierplatten kostete
fertig verlegt 2,45 "

1 lfd. Meter eisernes Geländer exl. Aufstellung berechnete sich zu . . 28,50 "

Die beiden Brücken gelangten nach einem Entwurfe der Kgl. Obersten Baubehörde während der Zeit vom November 1888 bis Mitte April 1891 durch das Kgl. Straßen- und Flußbauamt Traunstein in Regie zur Ausführung. Die Eisenkonstruktion der Triftkanalbrücke sowie das Geländer der beiden Brücken wurden von der Maschinenbauaktiengesellschaft Nürnberg geliefert und aufgestellt.

Die Bauleitung war dem k. Bauamtmanne Sörgel, die Bauführung dem Staatsbauassistenten Grimm übertragen.

Neubau der Brücke über die Isar bei Freising.

(Tafel 9—13.)

Die Isarbrücke bei Freising, welche im Zuge der jetzigen Distriktsstraße von Freising über Schwaig nach Erding liegt, wurde vor der Säkularisation des ehemaligen Hochstiftes Freising im Jahre 1803 vom fürstbischöflichen Ärar hergestellt und unterhalten. Schon damals war der Verkehr über dieselbe sehr lebhaft, zumal sie für die zahlreichen Fuhrwerke aus Reichenhall den Salztransport ins Innere Bayerns vermittelte.

Als die Einkünfte des Hochstiftes immer mehr schwanden, zog man auch die Bewohner der Stadt Freising, deren Grundstücke zum großen Teil auf dem rechten Ufer der Isar liegen, zu den Unterhaltungskosten der Brücke bei. Die zur Bildung einer Konkurrenzkasse nötigen Mittel verschaffte sich die Gemeinde durch Einführung des Lokalmalzausschlages.

Im Jahre 1803 hob die kurfürstliche Regierung nach der Säkularisation des Hochstiftes den bisherigen Brückenzoll auf, die Konkurrenzkasse wurde eingezogen und die Unterhaltung der Brücke auf Staatskosten übernommen.

Obwohl nun bei der im Jahre 1819 durchgeführten Klassifikation der Landstraßen die obengenannte Straße in eine Vizinalstraße umgewandelt wurde, verblieb nach einem allerhöchsten Reskript vom 3. Juli 1819 fortan die Unterhaltung der Freisinger Brücke dem Staatsärar.

Die letzte vom ehemaligen Hochstift errichtete Brücke, welche aus 18 Pfahljochen bestand, wurde im Jahre 1807 abgetragen. An ihre Stelle trat eine Wiebeking'sche Holzbrücke mit steinernen Widerlagern und zwei Bögen von je 46,4 m Lichtweite.

Am 15. April 1809 wurde das kaum vollendete Bauwerk beim Anrücken des Feindes auf militärischen Befehl angezündet und verbrannt. Kurze Zeit darauf erfolgte der Wiederaufbau in nahezu gleicher Konstruktion, welche infolge Schadhastigkeit im Jahre 1835 durch eine Balkenbrücke mit sechs Jochen ersetzt wurde.

Im Jahre 1851 stürzte das linksseitige Widerlager infolge Unterspülung ein und 1853 fiel das linksseitige Joch samt einem Teile der Fahrbahn dem Hochwasser zum Opfer; 1868 fand eine Erneuerung sämtlicher Joche statt.

Der ohnedies sehr lebhafte örtliche Verkehr gewann durch namhaften Torfbezug aus dem Kgl. Staatsgute Weihenstephan und dem beträchtlichen Getreide- und Mehl-Transport der Kunstmühle Schwaig immer mehr an Bedeutung. Um so verkehrshinderlicher wirkten die im Jahre 1883 mit Rücksicht auf die Tragsicherheit der Holzkonstruktion von dem Stadtmagistrate Freising erlassenen ortspolizeilichen Vorschriften, nach denen die Brücke nur mit Lastfuhrwerken bis zu 4000 kg Gesamtgewicht befahren werden durfte.

Schließlich wurde im Jahre 1891 auf ein Gesuch der Stadtgemeinde Freising hin von der Kgl. Staatsregierung der vollständige Umbau der Brücke genehmigt und das

Rgl. Straßen- und Flußbauamt München mit der Ausarbeitung eines Neubauentwurfes beauftragt, welcher in den Jahren 1893 und 1894 zur Ausführung gelangte.

Die auf Tafel 5—9 dargestellte Brücke mußte wegen der am linken Ufer befindlichen, im Jahre 1890 von der Stadtgemeinde Freising neu erbauten Moosachbrücke und wegen der am rechtsseitigen Ufer abzweigenden Straßenzüge genau an die bisherige Brückenstelle gelegt werden.

Die neue Steinbrücke mit normaler Achse zum Flusse besteht aus vier im Scheitel 1,0 m starken Segmentbogengewölben, wovon die beiden Mittelöffnungen eine Lichtweite von 22,50 m und eine Pfeilhöhe von 3,0 m, die beiden äußeren Öffnungen eine solche von 20,5 m und eine Pfeilhöhe von 2,5 m besitzen. Für die Größe des Durchflußprofils waren die Abflußverhältnisse der alten Hochbrücke maßgebend.

Sämtliche Strompfeiler wurden mittels Luftdruck auf Caissons bis zur Tiefe der tragfähigen Fflinzschichte fundiert; die Versenkungstiefe beträgt beim linksseitigen Pfeiler 9,0 m, bei den beiden anderen Pfeilern 8,0 m unter Null-Freisinger-Bege!.

Das Mauerwerk ist größtenteils aus Granitbruchsteinen hergestellt; nur zu den Pfeilervorköpfen und Gesimssteinen wurde Muschelfalk aus Unterfranken verwendet.

Die Breite der Brücke zwischen den Geländern beträgt 7,06 m, wovon 4,7 m auf die Fahrbahn und je 1,18 m auf die Fußwege entfallen. Die Fußwegplatten ragen 0,45 m über die Gewölbstirnen hervor und sind in Entfernungen von 0,5 m durch Konsolen unterstützt.

Für die Stabilitätsuntersuchung wurde die Verkehrsbelastung mit 600 kg/m², das spezifische Gewicht des Granitmauerwerks zu 2500 kg/m³ und das des Überschlüttungsmaterials zu 1600 kg/m³ angenommen.

Die den verschiedenen Belastungsfällen entsprechenden Drucklinien und Spannungsdiagramme sind auf der Tafel 8 zusammengestellt.

Als größte Druckbeanspruchung des Mauerwerks berechnen sich 20,16 kg/cm², während der Baugrund im ungünstigsten Falle eine Pressung von 5,3 kg/cm² erleidet.

Nachdem Ende Juli 1893 mit dem Bau einer Notbrücke begonnen und vom 30. September ab der Verkehr über dieselbe geleitet wurde, konnte anfangs Oktober der Abbruch der alten Brücke sowie der Aushub für das rechtsseitige Widerlager in Angriff genommen werden. Bereits nach Ablauf eines Jahres — am 13. Oktober 1894 — wurde die fertige Brücke dem öffentlichen Verkehr übergeben.

Sämtliche Maurerarbeiten wurden im Afford ausgeführt; Steine, Sand und Portlandzement von der Bauverwaltung geliefert.

Die Gewölbe sind aus lagerhaftem Bruchsteinmauerwerk und die Stirnverkleidungen der Gewölbe aus Haufsteinen hergestellt; das Stirnmauerwerk ist polygonartig gestaltet.

Die Luftdruckgründung der Flußpfeiler hatte die Maschinenbau-Aktiengesellschaft Nürnberg übernommen. Der Termin für die Ausführung währte vom 2. Januar 1894 bis 15. Mai 1894, so daß anfangs Januar mit den Arbeiten zu beginnen und der erste Pfeiler bis 15. März, der zweite bis 15. April und der dritte bis 15. Mai 1894 zu vollenden war.

Die Leistungen der Firma bestanden in der Beschaffung des zur Ausführung der Gründungsarbeiten nötigen Inventars, in der Lieferung der drei doppelwandigen Caissons von 4,0 m Breite, 2,5 m Höhe und 10,6 m Länge, in der Montierung und Versenkung

derselben auf die erforderliche Tiefe und in der Füllung der Caissons mit Beton im Mischungsverhältnis 1 : 4 : 8.

Alle weiteren Arbeiten wurden von der Bauverwaltung in Regie ausgeführt.

Die Gesamtkosten betragen 204 500 M., wovon 64 000 M. auf die Luftdruckgründung der drei Flusspfeiler treffen.

Hiernach entfallen auf den Quadratmeter Gesamtfahrbahn bei 110 m Länge und 7,06 m Breite zwischen den Geländern

$$\frac{204\,500\text{ M.}}{777} = 263\text{ M. und auf den lfd. Meter Brücke: } \frac{204\,500\text{ M.}}{110} = 1860\text{ M.}$$

Es kosteten:

1 cbm Granitbruchsteine von Teisnach (Lieferung an Ort und Stelle)	13 M.
1 cbm Haussteine aus Muschelkalk von Marktbreit in Unterfranken	70 "
1 lfd. Meter eisernes Geländer	14 "
1 cbm Bruchsteinmauerwerk auszuführen durchschnittlich	6 "
1 cbm Haussteinmauerwerk aus vorhandenem Material herzustellen	8 "
1 cbm Kragsteine und Trottoirplatten zu versehen	10 "

Im ganzen kamen zur Ausführung:

Raues Bruchsteinmauerwerk	985 cbm
Bruchsteinmauerwerk mit sichtbaren Flächen	180 "
Hausstein-, Gewölb- und Polygonmauerwerk	1055 "
Kragsteine, Fußwegplatten und Randsteine	75 "
Beton	380 "

Die Bauleitung war dem k. Bauamtmanne Sepp, die Bauführung dem Staatsbauassistenten Heubach übertragen.

Neubau der Brücke über die Laaber bei Schönach.

(Tafel 14—16.)

Die Staatsstraße „Regensburg—Passau“ überschreitet unmittelbar bei dem Dorfe Schönach die Große Laaber, einen Seitenfluß der Donau. Die seitherige hölzerne Brücke, welche im Jahre 1814 erbaut wurde, bestand aus drei Öffnungen mit zwei hölzernen Pfahljochen und gemauerten Widerlagern.

Im Jahre 1877 fand eine teilweise Auswechslung der beschädigten Längsträger statt, wobei die Fahrbahn auf 5,5 m verbreitert wurde.

Nachdem im Laufe der Zeit die beiden Widerlager und die Holzkonstruktion immer schadhafter geworden waren, wurde im Jahre 1891 vom Kgl. Straßen- und Flußbauamte Regensburg ein Projekt über den Neubau der Brücke ausgearbeitet, das im darauffolgenden Jahre zur Ausführung gelangte.

Mit dem Brückenneubau wurde gleichzeitig eine Korrektur der oben genannten Staatsstraße auf eine Gesamtlänge von 253 m vorgenommen. Um einerseits eine möglichst kurze Führung der Korrektionslinie zu erhalten und andererseits den Bau einer Notbrücke zu ersparen, wurde die Achse der neuen Brücke etwas flußabwärts gerückt.

Letztere hat drei gewölbte Öffnungen von je 10,5 m lichter Weite in Kämpferhöhe. Die beiden Pfeiler und die Widerlager sind auf Pfahlbürcsten fundiert und mit Spundwänden umschlossen. Die Gewölbe besitzen bei einer Pfeilhöhe von 1,5 m im Scheitel eine Stärke von 0,50 m und an den Kämpfern von 0,65 m. Die Breite der Fahrbahn beträgt 4,70 m, jene der beiderseitigen Fußwege je 0,90 m; die Brückenslänge mißt 42,6 m. Die Fahrbahn, welche beiderseits auf 12 m Länge mit 1% und von da ab mit 3% fällt, besteht aus Kiesbeschotterung auf Dolomitgrundbau.

Das Gewölbmauerwerk, das Haufsteinmauerwerk der Pfeiler sowie die Brückenstirnen sind aus Muschelfalk von Marktbreit hergestellt; für die Zwischen- und Hintermauerung der Pfeiler wurde Dolomit aus Oberndorf verwendet, während die Konsolen, Gesimse und Brüstungen in Granit von Metten ausgeführt wurden. Der Portlandzement wurde von der Firma Gebrüder Spohn in Blaubeuren bezogen.

Die Gründungsarbeiten und die Aufmauerung der Pfeiler geschahen in Regie; die Herstellung der Gewölbe sowie das Verlegen der Konsolen, Trottoirplatten und Brüstungen hatte der Bauunternehmer Josef Reißmann von Donaustauf im Afford übernommen.

Für die Ausführung der Gewölbe samt Stirnmauern wurden pro Kubikmeter 5 M. und für diejenige des Haufsteinmauerwerks pro Kubikmeter 10 M. gezahlt.

Die Gesamtkosten für den Brückenneubau einschließlich der Straßenkorrektur betragen 59 000 M.

Es belaufen sich somit die Kosten für den Quadratmeter Gesamtfahrbahn auf: $\frac{59\,000\text{ M.}}{277} = 213\text{ M.}$ und für den lfd. Meter Brücke auf: $\frac{59\,000\text{ M.}}{42,6} = 1385\text{ M.}$

Sämtliche Arbeiten wurden in den Jahren 1892 und 1893 unter der Leitung des f. Bauamtmannes Nägele ausgeführt.

Neubau der oberen Alz-Brücke in Altenmarkt.

(Tafel 17—19.)

Die obere Alz-Brücke in Altenmarkt, welche früher aus einem hölzernen Bogenhängewerk mit drei Öffnungen von je 17,8 m Lichtweite bestand, wurde in den Jahren 1894 und 1895 durch eine steinerne Bogenbrücke ersetzt.

Die neue Brücke, welche ein Durchflußprofil von 173 qm gleich dem der alten Brücke besitzt, hat vier Öffnungen mit je 14 m Lichtweite und 2,14 m Pfeilhöhe. Die Pfeiler und Widerlager sind auf Felsen unter Anwendung von Fangdämmen fundiert. Als Baumaterial wurde in der Hauptsache Nagelfluh verwendet, welche aus einem in nächster Nähe von Altenmarkt gelegenen Steinbruche gewonnen wurde. Nur die Vorköpfe und Gesimse der Pfeiler sowie die Konsolen sind aus Marktbreiter Muschelkalk, die Hauptgesimse und Brüstungen aus Teisnacher Granit hergestellt.

Die Brückentafel ist 7,10 m breit, wovon 4,70 m auf die Fahrbahn und je 1,20 m auf die beiderseitigen Fußwege treffen. Die Gewölbrücken und die Innenseiten der Stirnmauern sind mit Asphaltplatten abgedeckt. Die Fußwege wurden asphaltiert, das Geländer aus Schmiedeeisen hergestellt.

Es kostete:

1 cbm Granitquader aus Teisnach	M. 130.—
1 lfd. Meter Randsteine aus Granit 0,30 m/0,15 m	„ 4.80
1 cbm Haussteine aus Muschelkalk von Marktbreit	„ 80.—
1 cbm Bruchsteine aus Nagelfluh	„ 3.—
1 lfd. Meter schmiedeeisernes Geländer	„ 18.60.

Die Gesamtkosten für den Neubau der Brücke betragen 60 000 M., somit die Kosten für den laufenden Meter Brücke: $\frac{60\,000}{69} = 870$ M. und für den Quadratmeter

Gesamtfahrbahn: $\frac{60\,000}{69 \cdot 7,1} = 122$ M.

Sämtliche Bauarbeiten wurden unter der Leitung des k. Bauamtsassessors Mayr in Regie ausgeführt.

Neubau einer eisernen Straßenbrücke über den Inn zwischen Simbach und Braunau.

(Tafel 20—32 a.)

Nachdem am 2. Januar 1880 infolge eines Eisstoßes die Holzbrücke zwischen Simbach und Braunau größtenteils zerstört worden war, beschloß man nach längeren Vorverhandlungen zwischen Bayern und Österreich an Stelle der Holzbrücke eine eiserne Straßenbrücke zu erbauen. Im Februar 1892 wurden zwischen beiden Staaten die notwendigen Vereinbarungen getroffen. Die Ausarbeitung des Entwurfs fiel in Anbetracht des größeren Kostenanteils Bayern zu.

Für die Längsachse der Brücke war die Richtung der alten Brücke von der Mitte der Straße in Simbach auf die Mitte des Inntores in Braunau bestimmend; durch die örtlichen Verhältnisse war eine geringe Abweichung von der normalen Stellung der Achse zu der mit Staatsvertrag vom Jahre 1858 vereinbarten Innregulierungslinie geboten.

Die Brücke, deren vier Pfeiler parallel zur Regulierungslinie stehen, besitzt fünf Öffnungen mit je 54 m Stützweite; den eisernen Oberbau bilden Bogenschwerksträger mit elastischem Zugband.

Die Fahrbahn, die in der Richtung Simbach—Braunau mit 1,7% ansteigt, ist 5,8 m breit; die beiderseitigen außerhalb der Tragkonstruktion befindlichen Fußwege haben eine Breite von je 1,5 m. Die Gesamtlänge der Brücke von Widerlager zu Widerlager beträgt 273,2 m.

Die Unterkante der Träger liegt auf dem bayerischen Ufer 8,5 m, auf dem österreichischen 11 m über dem Pegelnullpunkt, so daß für Dampfschiffe die nötige Durchfahrts Höhe vorhanden ist.

Als Steinmaterial kamen von seiten Bayerns Granit aus Cham und Muschelkalk aus Marktbreit, von seiten Österreichs Granit aus Schärding in Anwendung. Bayern verwendete Dyckerhoff'schen und Österreich Gartenauer Portlandzement. Der Fahrbahnkörper wird von einem Zoresisenbelag mit eingewalzter Schotterdecke gebildet; für die Fußwege wurden Granitplatten aus Hauzenberg gewählt.

Da bei den angestellten Bohrversuchen die tragfähige Flinzschicht erst in beträchtlicher Tiefe unter Niederwasser sich vorfand, wurde bei sämtlichen Pfeilern die pneumatische Foundation angewendet. Die Caissons sind je 12,6 m lang, 4,8 m breit und 2,7 m hoch, an den Enden halbkreisförmig abgerundet und doppelwandig; die Blechwände sind 4 mm stark.

Auf den mit Stampfbeton ausgefüllten Caissons wurden die Pfeiler in Bruchsteinmauerwerk hergestellt und unter Niederwasser mit rauh bearbeiteten, über Niederwasser mit glatten Quadern verkleidet.

Das österreichische Widerlager wurde in die Braunauer Stadtmauer eingefügt, die auf 12 m Breite abgetragen werden mußte. Das Fundament dieses Widerlagers reicht 0,60 m tief in die feste Fflinzschichte. Das Niederschlagswasser des unteren Braunauer Stadtplatzes wird mittels eines 42 m langen, in der Achse der Brückenzufahrt gelegenen Kanales in einen im Widerlager angebrachten 8 m tiefen Schacht geleitet, von dem aus ein gemauerter Abflußkanal unter dem Leinpfade hindurch in den Inn führt.

Das bayerische Widerlager erhielt ein Betonfundament. Beide Widerlager sind aus Bruchsteinmauerwerk; das österreichische ist mit Quadern, das bayerische mit Cyclopmauerwerk verkleidet.

Auf dem bayerischen Ufer wurde im Hinblick auf das völlig freie Gelände ein monumentales Eingangstor zur Brücke erbaut, während auf der österreichischen Seite durch kunstvolle Ausgestaltung des Endquerrahmens der Eisenkonstruktion ein dekorativer Abschluß der Brücke erzielt wurde.

Als Grundlage für die Berechnung der einzelnen Konstruktionsteile sowie für die Materialprüfung und die Belastungsprobe dienten mit Rücksicht darauf, daß die Kosten der Eisenkonstruktion zum größten Teil auf Bayern trafen, die bayerischen Ministerial-Vorschriften vom 13. Februar 1878.

Statische Berechnung.

I. Fahrbahntafel.

a) Belageisen.

1. Belageisen auf den um **8,0 dm** entfernten Längsträgern in der Mitte der Fahrbahn bei nebenstehender Anordnung.

α) Eigenlast.

$$\text{Schotter} = 3,0 \cdot 2,5 \cdot 2,0 = 15,0 \text{ kg/dm}$$

$$\text{Schnee} = 3,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 3,0 \text{ "}$$

$$\text{Belageisen Nr. 9} = 1,4 \text{ "}$$

$$p_0 = 19,4 \text{ kg/dm}$$

$$= 0,0194 \text{ t/dm.}$$

Zieht man unter Berücksichtigung der Kontinuität der Belageisen nur $\frac{8}{10}$

des Biegemomentes in Rechnung, so ist das Maximalmoment für die Eigenlast

$$M_0 = \frac{8}{10} \cdot \frac{1}{8} \cdot p \cdot l^2 = 0,1 \cdot 0,0194 \cdot 8^2 = \mathbf{0,124 \text{ tdm.}}$$

β) Verkehrslast.

Ein Rad des Wagens mit 24 t Gewicht steht auf der Mitte der Belageisen; der Raddruck von 6 t, zur Berücksichtigung der Stöße nach Gerber 1,5 fach genommen = 9 t, wird auf zwei Belageisen verteilt gedacht, so daß auf ein Belageisen ein Druck $P = 4,5 \text{ t}$ trifft. In der Längsrichtung kann die Last nach nebenstehender Abbildung auf rund 6,0 dm verteilt angenommen werden.

Folglich ist das Maximalmoment für die Verkehrslast

$$M_v = M_n = \frac{8}{10} \cdot \frac{P}{2} \cdot x_n = 0,4 \cdot 4,5 \cdot \left(\frac{8}{2} - \frac{6}{4} \right) = \mathbf{4,5 \text{ tdm.}}$$

Nach Gerber ist:

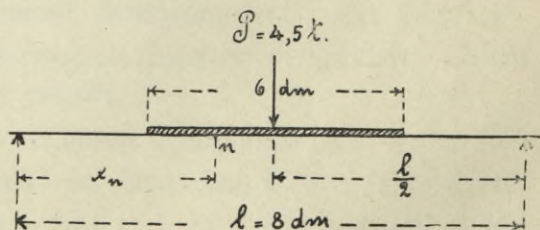
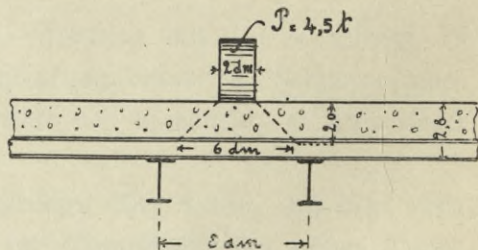
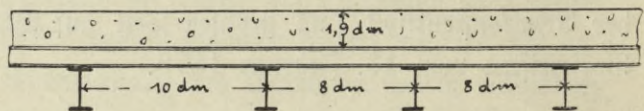
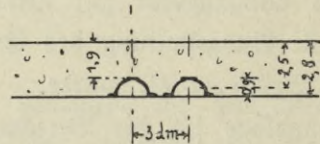
$$\frac{M_0}{M_v} = \varphi = \frac{0,124}{4,5} = 0,276;$$

hiefür $\sigma = 1,67$; somit das Widerstands-

$$\text{moment } \mathfrak{W} = \frac{\sigma \cdot M_v}{\gamma} = \frac{1,67 \cdot 4,5}{160} = \mathbf{0,047 \text{ dm}^3};$$

es genügt hiefür Belageisen N.P. 9 mit $\mathfrak{W} = 0,046 \text{ dm}^3$.

2. In gleicher Weise gestaltet sich die Rechnung für die Belageisen auf den **10,0 dm** entfernten Längsträgern seitlich der Fahrbahnmittle, nur daß hier ein Raddruck von 4,0 t eines seitlich fahrenden Wagens, dessen Vorderaxe 8,0 t wiegt, angenommen wird. Es genügt auch für diesen Fall das Belageisen N.P. 9.



b) Längsträger.

Die Stützweite der Längsträger ist gleich der Fachweite $\lambda = 45,0$ dm.

α) Eigenlast.

$$\text{Schotter} = 8,0 \cdot 2,5 \cdot 2,0 = 40 \text{ kg/dm}$$

$$\text{Schnee} = 8,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 8 \text{ "}$$

$$\text{Belageisen} = 1,4 \cdot \frac{8}{3} = 3,7 \text{ "}$$

$$\text{Eigengewicht des Längsträgers} = \text{ca. } 5,0 \text{ "}$$

$$p_o = 56,7 \text{ kg/dm} = 0,057 \text{ t/dm.}$$

Maximalmoment für Eigenlast =

$$M_o = \frac{1}{8} p l^2 = \frac{1}{8} \cdot 0,057 \cdot 45^2 = 14,4 \text{ tdm.}$$

β) Verkehrslast.

Es wird mit vollständig übertragenden Querverspannungen nach folgender Formel gerechnet:

$$M_{vA} = M_v \cdot \left(\frac{1}{n} + \frac{y_A}{\sum y^2} \cdot a \right);$$

hierin bedeutet:

M_{vA} = den auf den Träger A treffenden Anteil des Gesamtmomentes M_v ;

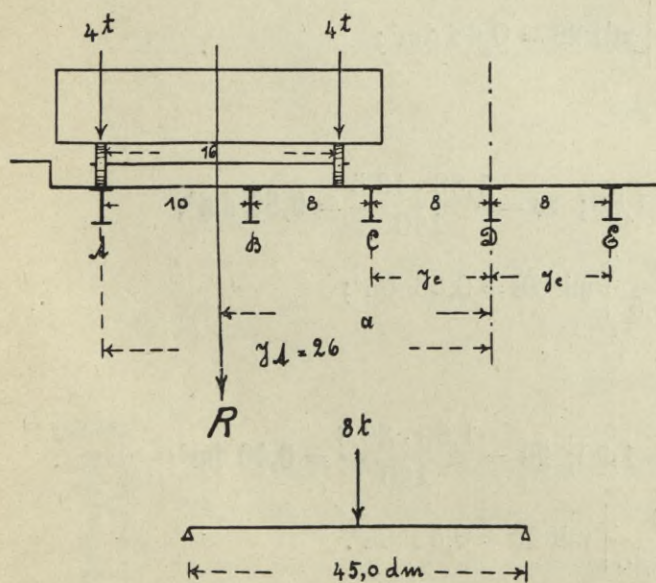
n = die Anzahl der Längsträger;

y_A = den Abstand des Trägers A von der Fahrbahnmitte;

$\sum y^2$ = die Summe der Quadrate der Abstände der einzelnen Träger von der Fahrbahnmitte;

a = den Abstand der Mittelkraft R der jeweiligen Belastung von der Fahrbahnmitte.

1. Träger A.



Für den Längsträger A gibt nebenstehende Belastung das größte Moment. Es ist das Gesamtmoment unter Berücksichtigung des Gerber'schen Stoßkoeffizienten mit $1,5 = M_v = 1,5 \cdot \frac{8}{2} \cdot \frac{45}{2} = 135 \text{ tdm.}$

Von diesem Gesamtmoment trifft nach obiger Formel auf den Träger A ein Betrag von:

$$M_{vA} = 135 \cdot \left(\frac{1}{7} + \frac{26}{2 \cdot (8^2 + 16^2 + 26^2)} \cdot 18 \right)$$

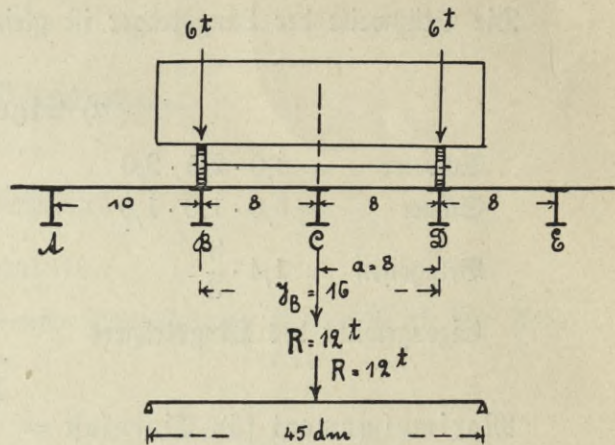
$$M_{vA} = 135 \cdot \left(\frac{1}{7} + \frac{26 \cdot 18}{1992} \right) = 51,03 \text{ tdm.}$$

2. Träger B.

Für den Träger B tritt unter dem 8 dm seitlich von der Fahrbahnmitte fahrenden Wagen mit 24 t Gewicht das Maximalmoment auf.

$$\text{Es ist } M_v = 1,5 \cdot \frac{12}{2} \cdot \frac{45}{2} = 202,5 \text{ tdm};$$

$$M_{vB} = 202,5 \cdot \left(\frac{1}{7} + \frac{16}{1992} \cdot 8 \right) = 41,9 \text{ tdm.}$$



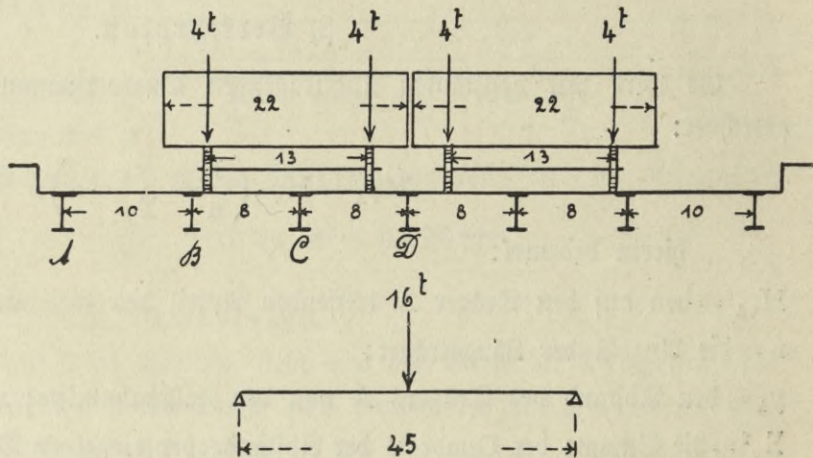
3. Träger C und D.

Die Träger C und D werden bei nebenstehender Belastung am ungünstigsten beansprucht.

Es ist

$$M_v = 1,5 \cdot \frac{16}{2} \cdot \frac{45}{2} = 270 \text{ tdm};$$

$$M_{vC,D} = 270 \cdot \left(\frac{1}{7} + 0 \right) = 38,6 \text{ tdm.}$$



Aus den Momenten für die Eigen- und Verkehrslast berechnen sich nach Gerber für die einzelnen Längsträger folgende Profile:

Träger A.

$$\frac{M_o}{M_{vA}} = \frac{14,4}{51,03} = 0,282 = \varphi; \quad \sigma = 1,83; \quad \mathfrak{B} = \frac{1,83 \cdot 51,03}{160} = 0,58 \text{ dm}^3;$$

$$\text{hiefür } \left| \frac{247 : 12}{154 : 20} \right| \text{ mit } \mathfrak{B} = 0,68 \text{ dm}^3;$$

Träger B.

$$\frac{M_o}{M_{vB}} = \frac{14,4}{42,5} = 0,34 = \varphi; \quad \sigma = 1,88; \quad \mathfrak{B} = \frac{1,88 \cdot 42,5}{160} = 0,50 \text{ dm}^3;$$

$$\text{hiefür } \left| \frac{250 : 10}{140 : 15,5} \right| \text{ mit } \mathfrak{B} = 0,53 \text{ dm}^3;$$

Träger C und D.

$$\frac{M_v}{M_{vC,D}} = \frac{14,4}{38,6} = 0,37 = \varphi; \quad \sigma = 1,90; \quad \mathfrak{B} = \frac{1,90 \cdot 38,6}{160} = 0,46 \text{ dm}^3;$$

$$\text{hiefür } \left| \frac{250 : 10}{140 : 15,5} \right| \text{ mit } \mathfrak{B} = 0,53 \text{ dm}^3.$$

c) Querträger.

α) Eigenlast.

Fahrbahn = 58 dm breit; Gewicht pro laufenden Dezimeter aus Schotter und Belag-

$$\text{eisen} = p_1 = 45 \cdot \left(2,5 \cdot 2,0 + \frac{1,4}{3} \right) = 246 \text{ kg/dm} = 0,246 \text{ t/dm}; \text{Maximalmoment}$$

$$M_{o,1} = 0,246 \cdot 29 \cdot \left(33 - \frac{29}{2} \right) = 133 \text{ tdm};$$

Granitplatten, beiderseits auf 5,5 dm Breite; 1,1 dm hoch;

$$p_2 = 45 \cdot 1,3 \cdot 2,5 = 146,3 \text{ kg/dm} = 0,146 \text{ t/dm};$$

$$M_{o,2} = 0,146 \cdot 5,5 \cdot (33 - 31) = 1,61 \text{ tdm}.$$

Schneelast und Eigengewicht eines Querträgers;

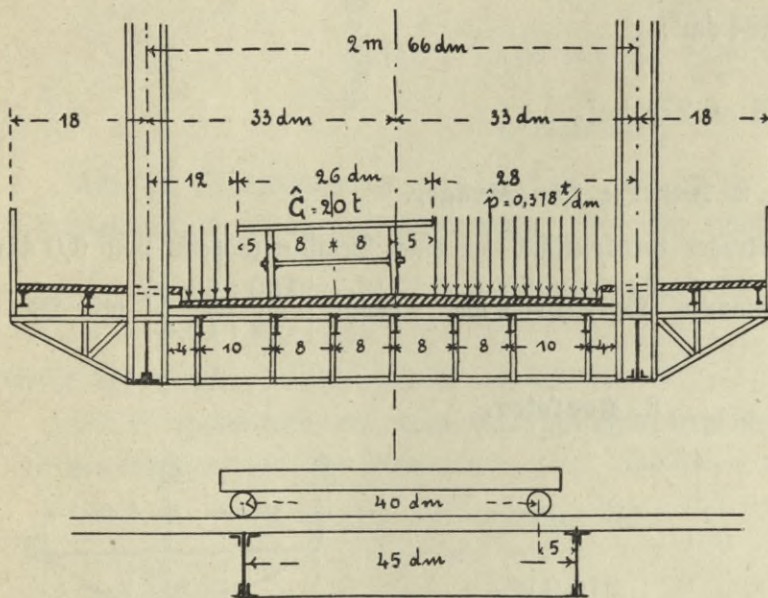
$$p_3 = 45 \cdot 1,0 \cdot 1,0 + 1,76 \cdot 7,85 = \text{rund } 60 \text{ kg/dm} = 0,06 \text{ tdm};$$

$$M_{o,3} = \frac{1}{2} \cdot 0,06 \cdot 33^2 = 32,70 \text{ tdm}.$$

Gesamtmoment für Eigengewicht =

$$M_o = 133 + 1,61 + 32,70 = \text{rund } 167 \text{ tdm}.$$

β) Verkehrslast.



Die Querträger werden in nebenstehender Weise am ungünstigsten belastet.

Vom Wagen kommt auf den Querträger ein Druck

$$G_v = 1,5 \cdot 12 \cdot \left(1 + \frac{5}{45} \right) = 20 \text{ t};$$

von der gleichmäßigen Belastung durch Menschengedränge

$$p_v = 1,5 \cdot 0,0056 \cdot 45 = 0,378 \text{ t/dm}.$$

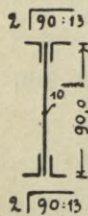
Es ist somit das Maximalmoment in der Mitte:

$$M_v = 20,0 \cdot \left(\frac{41}{66} \cdot 33 - 8 \right) + 0,378 \cdot \left(\frac{28 \cdot 14 + 12 \cdot 60}{66} \cdot 33 - 12 \cdot 27 \right)$$

$$M_v = 250,0 + 87,7 = 337,7 \text{ tdm}.$$

$$\text{Es ist nun } \frac{M_o}{M_v} = \varphi = \frac{167}{337,7} = 0,495; \sigma = 2,0;$$

$$\mathfrak{W} = \frac{2,0 \cdot 337,7}{160} = 4,22 \text{ dm}^3.$$



Hiefür wurde nebenstehender Querschnitt gewählt, dessen Trägheitsmoment $21,4 \text{ dm}^3$ und nach Abzug der Bohrerschwächungen in der unteren Gurtung $= \Theta = 19,00 \text{ dm}^4$ beträgt; folglich Widerstandsmoment $\mathfrak{W} = \frac{19,00}{4,5} = 4,22 \text{ dm}^3$ und $F = 1,76 \text{ dm}^2$.

II. Fußwege.

1. Mittlerer Längsträger.

Eigenlast:

$$\text{Steinplatten aus Granit} = 1,3 \cdot 2,5 \cdot \frac{10 + 11}{2} = 34,1 \text{ kg/dm}$$

$$\text{Schnee} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 10,5 = 10,5 \text{ "}$$

$$\text{Eisen} = 3,1 \text{ "}$$

$$p_0 = 47,7 \text{ kg/dm} = 0,048 \text{ t/dm.}$$

$$M_0 = \frac{1}{2} \cdot 0,048 \cdot 22,5^2 = 12,1 \text{ tdm};$$

Verkehrslast:

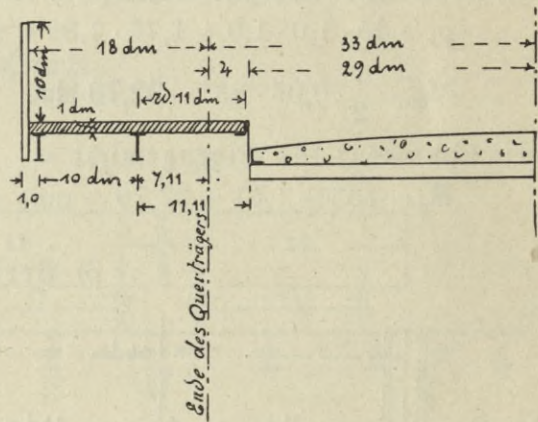
$$p_v = 1,5 \cdot 5,6 \cdot 10,5 = 88,2 \text{ kg/dm} \\ = 0,0882 \text{ t/dm};$$

$$M_v = \frac{1}{2} \cdot 0,0882 \cdot 22,5^2 = 22,4 \text{ tdm.}$$

$$\frac{M_0}{M_v} = \varphi = \frac{12,1}{22,4} = 0,54; \quad \sigma = 2,03;$$

$$\mathfrak{W} = \frac{2,03 \cdot 22,4}{160} = 0,284 \text{ dm}^3;$$

$$\text{hiefür } \left| \frac{220 : 81}{98 : 12,2} \right| \text{ mit } \mathfrak{W} = 0,278 \text{ dm}^3.$$



2. Äußerer Längsträger.

Für einen äußeren Längsträger berechnet sich bei einer Belastungsbreite von 6,0 dm das erforderliche Widerstandsmoment $\mathfrak{W} = 0,162 \text{ dm}^3$; hiefür $\left| \frac{180 : 69}{82 : 10,4} \right|$ mit $\mathfrak{W} = 0,161 \text{ dm}^3$.

3. Konsolen.

Entfernung der Konsolen = 45 dm.

Eigenlast:

 ${}^{\circ}P_1$:

$$\text{Geländer} = 6,0 \cdot 45 = 270,0 \text{ kg}$$

$$\text{Längsträger} = 3,1 \cdot 45 = 139,5 \text{ "}$$

$$\text{Granitplatten} = 1,3 \cdot 2,5 \cdot 6 \cdot 45 = 877,5 \text{ "}$$

$$\text{Schnee} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 6 \cdot 45 = 270,0 \text{ "}$$

$${}^{\circ}P_1 = 1557,0 \text{ kg} = 1,6 \text{ t.}$$

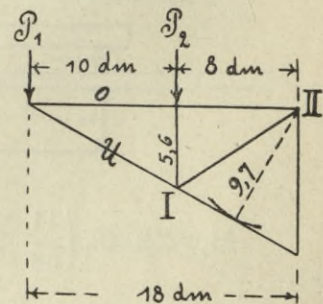
 ${}^{\circ}P_2$:

$$\text{Längsträger} = 2,19 \cdot 45 = 99 \text{ kg}$$

$$\text{Granitplatten} = 1,3 \cdot 2,5 \cdot 10,5 \cdot 45 = \text{rund } 1540 \text{ "}$$

$$\text{Schnee} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 10,5 \cdot 45 = \text{rund } 475 \text{ "}$$

$${}^{\circ}P_2 = 2114 \text{ kg} = 2,1 \text{ t.}$$



Verkehrslast:

$${}^{\circ}P_1 = 1,5 \cdot 0,0056 \cdot 6,0 \cdot 45 = 2,3 \text{ t};$$

$${}^{\circ}P_2 = 1,5 \cdot 0,0056 \cdot 10,5 \cdot 45 = \text{rund } 4,0 \text{ t};$$

Es ist nun

$$\begin{aligned} {}^{\circ}M_I &= {}^{\circ}P_1 \cdot 10 = 1,6 \cdot 10 = && 16 \text{ tdm;} \\ {}^vM_I &= {}^vP_1 \cdot 10 = 2,3 \cdot 10 = && 23 \text{ " } \\ {}^{\circ}M_{II} &= {}^{\circ}P_1 \cdot 18 + {}^{\circ}P_2 \cdot 8 = 1,6 \cdot 18 + 2,1 \cdot 8 = 45,6 \text{ " } \\ {}^vM_{II} &= 2,3 \cdot 18 + 4,0 \cdot 8 = && 73,4 \text{ " } \end{aligned}$$

Hieraus berechnen sich folgende Spannungen:

im Obergurtstabe O:

$$\begin{aligned} O_o &= \frac{16}{5,6} = +2,86 \text{ t;} && \varphi = \frac{2,86}{4,10} = 0,7; \quad \sigma = 2,17; \\ O_v &= \frac{23}{5,6} = +4,10 \text{ t;} && F = \frac{2,17 \cdot 4,1}{160} = +0,056 \text{ dm}^2; \end{aligned}$$

hierfür 2 $\overline{60:8}$ mit $F = 0,15 \text{ dm}^2$;

im Untergurtstabe U:

$$\begin{aligned} U_o &= \frac{45,6}{9,7} = -4,7 \text{ t;} && \varphi = \frac{4,7}{7,6} = 0,62; \quad \sigma = 2,1; \\ U_v &= \frac{73,4}{9,7} = -7,6 \text{ t;} && F = \frac{2,1 \cdot 7,6}{160} = 0,10 \text{ dm}^2; \end{aligned}$$

hierfür 2 $\overline{70:8}$ mit $F = 0,211 \text{ dm}^2$.

4. Geländer.

Für die Festigkeitsgrenze $\gamma = 160 \text{ t/dm}^2$ ist in der Höhe des Geländerholms ein Maximaldruck zu 16 kg/dm angenommen. Für den Holmwinkel erhält man dann:

$$M = \frac{1}{2} \cdot 0,016 \cdot 22,5^2 = 4,05 \text{ tdm}; \text{ woraus } \mathfrak{W} = \frac{4,05}{160} = 0,025 \text{ dm}^3;$$

hierfür das Profil $\overline{100:10}$ mit $\mathfrak{W} = 0,025 \text{ dm}^3$.

Die Horizontalkraft am oberen Ende des Geländerpfostens ist $P = 0,016 \cdot 45 = 0,72 \text{ t}$ und das Moment um den Fußpunkt:

$$M = 0,72 \cdot 12 = 8,6 \text{ tdm}; \quad \mathfrak{W} = \frac{8,6}{160} = 0,054 \text{ dm}^3;$$

hierfür 2 $\overline{100:12}$ mit $\mathfrak{W} = 0,056 \text{ dm}^3$.

III. Hauptträger.

Das System der Hauptträger — Bogenfachwerk mit elastischem Zugband — ist, wenn man eines der Auflager als reibungslos verschieblich annimmt, einfach statisch unbestimmt. Denn der Grad u der statischen Unbestimmtheit ergibt sich aus der Gleichung: $u = s + i - 2k$, wobei s die Anzahl der Stäbe, i die Anzahl der Auflagerbedingungen und k die Anzahl der Knotenpunkte bezeichnet. Man findet hier $u = 98 + 3 - 100 = 1$.

Faßt man als statisch unbestimmte Größe die in dem Zugbande auftretende Horizontalkraft H auf, so läßt sich der Wert für H entweder mittels des Prinzips der virtuellen Verschiebungen aus der von Mohr aufgestellten Fundamentalgleichung der

Theorie des Fachwerkes ableiten: $\Sigma P \cdot dw = \Sigma S \cdot ds$ oder aber mit Hilfe des Castigliano'schen Satzes vom Minimum der Formänderungsarbeit. Nach beiden Methoden soll im folgenden die Größe von H ermittelt werden.

Es bezeichne:

H = die Kraft in dem überzähligen Stabe, hier im elastischen Zugband;

U = die Stabkräfte in dem statisch bestimmten System, also für den Belastungsfall $H = 0$ und die Knotenlasten P (Fig. 1);

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ u. s. w. = die Spannungen in den einzelnen Stäben für den Belastungsfall $H = 1,0 t$ (Fig. 2);

$$\varphi = \frac{l}{F} = \frac{\text{Stablänge}}{\text{Stabquerschnitt}};$$

$$\varepsilon = \text{Elastizitätsmodul für Schmiedeeisen} = 200\,000 \frac{t}{dm^2}.$$

Wenn die vorerst noch unbekannte Kraft H und überdies die Lasten P an den Knotenpunkten gleichzeitig wirken, so ergeben sich die tatsächlich auftretenden Spannungen S in den einzelnen Stäben nach dem Grundgesetze von der Addition der Wirkungen aus der Gleichung:

$$S_x = U_x + \alpha_x \cdot H \dots \dots \dots 1)$$

A. Ableitung der Größe H aus dem Prinzipie der virtuellen Verschiebungen.

Die Unbekannte H der rechten Seite der Gleichung 1) läßt sich aus den Beziehungen, die zwischen den Längen der notwendigen Stäbe und der Länge des überzähligen Stabes, hier des elastischen Zugbandes, bestehen, in folgender Weise ermitteln:

Für den in Fig. 2 dargestellten Belastungsfall ist $\Sigma P = \Sigma U = 0$; es besteht somit die Gleichung:

$$\Sigma P \cdot dw = \Sigma S \cdot ds = 1,0 \cdot \Delta l + \Sigma \alpha \cdot \Delta s = 0 \dots \dots \dots 2);$$

in dieser Gleichung bedeutet Δl die Längenänderung des halben elastischen Zugbandes infolge der in demselben wirkenden Zugspannung $H = 1,0 t$; Δs bezeichnet die Längenänderung der einzelnen Stäbe durch die Belastung $H = 1,0 t$. Die Summation hat sich bei der vollständig symmetrischen Form des Trägers nur von einem Auflager bis zum Scheitel zu erstrecken.

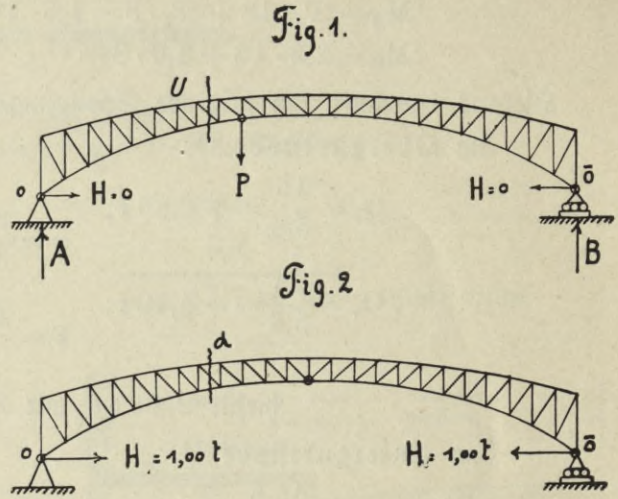
Führt man nun in die Gleichung 2) folgende nach dem Hooke'schen Gesetze sich ergebenden Werte ein: $ds = \frac{S \cdot \varphi}{\varepsilon} = \frac{(U + \alpha \cdot H) \cdot \varphi}{\varepsilon} = \frac{1}{\varepsilon} \cdot (U \cdot \varphi + \alpha \cdot H \cdot \varphi)$ und $\Delta l = \frac{H \cdot \varphi}{\varepsilon}$, so erhält man:

$$1,0 \cdot \frac{H \cdot \varphi}{\varepsilon} + \Sigma \alpha \cdot \frac{1}{\varepsilon} \cdot (U \cdot \varphi + \alpha \cdot H \cdot \varphi) = 0 \text{ oder}$$

$$\frac{1}{\varepsilon} \cdot (H \cdot \varphi + \Sigma U \cdot \alpha \cdot \varphi + \Sigma \alpha^2 \cdot H \cdot \varphi) = 0, \text{ folglich}$$

$$H \cdot \varphi + \Sigma \alpha^2 \cdot H \cdot \varphi + \Sigma U \cdot \alpha \cdot \varphi = 0;$$

da für $H = 1,0 t$ die Spannung α_H im Zugbande $= 1,0$ ist, also $\alpha_H = 1,0 = \alpha_H^2$, so kann



man dem ersten Gliede den Faktor α_H^2 beifügen und sodann alle Glieder mit $\alpha^2 \cdot \varphi$ unter ein gemeinschaftliches Summenzeichen setzen;

$$\text{also } \alpha_H^2 \cdot H \cdot \varphi + \Sigma \alpha^2 \cdot H \cdot \varphi + \Sigma U \cdot \alpha \cdot \varphi = 0,$$

$$\text{oder } \Sigma \alpha^2 \cdot H \cdot \varphi + \Sigma U \cdot \alpha \cdot \varphi = 0,$$

$$H \cdot \Sigma \alpha^2 \cdot \varphi + \Sigma U \cdot \alpha \cdot \varphi = 0, \text{ woraus}$$

$$H = - \frac{\Sigma U \cdot \alpha \cdot \varphi}{\Sigma \alpha^2 \cdot \varphi} \dots \dots \dots 3)$$

B. Ableitung der Größe H mittels des Castigliano'schen Satzes von dem Minimum der Formänderungsarbeit.

Die bei der Längenänderung eines Stabes auftretende Formänderungsarbeit ist:

$$\mathcal{A}_s = \frac{1}{2} \cdot \frac{S^2 \cdot s}{\epsilon \cdot F} = \frac{1}{2} \cdot \frac{S^2 \cdot \varphi}{\epsilon},$$

die Arbeit des halben elastischen Zugbandes ist:

$$\mathcal{A}_H = \frac{1}{2} \cdot \frac{H^2 \cdot l}{\epsilon \cdot F} = \frac{1}{2} \cdot \frac{H^2 \cdot \varphi_H}{\epsilon},$$

mithin beträgt für eine Trägerhälfte die gesamte Formänderungsarbeit:

$$\mathcal{A} = \Sigma \mathcal{A}_s + \mathcal{A}_H = \Sigma \frac{1}{2} \cdot \frac{S^2 \cdot \varphi}{\epsilon} + \frac{1}{2} \cdot \frac{H^2 \cdot \varphi_H}{\epsilon}$$

$$\frac{d\mathcal{A}}{dH} = \Sigma \frac{S \cdot \varphi}{\epsilon} \cdot \frac{dS}{dH} + \frac{H \cdot \varphi_H}{\epsilon} \cdot \frac{dH}{dH} = 0 \text{ oder}$$

$$\frac{1}{\epsilon} \cdot \left(\Sigma S \cdot \varphi \cdot \frac{dS}{dH} + H \cdot \varphi_H \right) = 0, \text{ folglich}$$

$$\Sigma S \cdot \varphi \cdot \frac{dS}{dH} + H \cdot \varphi_2 = 0; \text{ da aber nach Gleichung 1)}$$

$$S_x = U_x + \alpha_x \cdot H \text{ und folglich } \frac{dS_x}{dH} = \alpha_x,$$

so ergibt sich nach Einsetzung dieser Werte:

$$\Sigma (U + \alpha \cdot H) \cdot \varphi \cdot \alpha + H \cdot \varphi_2 = 0 \text{ oder}$$

$$\Sigma (U \cdot \alpha \cdot \varphi + H \cdot \alpha^2 \cdot \varphi) + H \cdot \varphi_2 = 0 \text{ oder}$$

$$\Sigma U \cdot \alpha \cdot \varphi + H \cdot \Sigma \alpha^2 \varphi + H \cdot \alpha_H^2 \cdot \varphi_2 = 0 \quad (\alpha_H = 1, 0 = \alpha_H^2),$$

somit $\Sigma U \cdot \alpha \cdot \varphi + H \cdot \Sigma \alpha^2 \varphi = 0$, woraus

$$H = - \frac{\Sigma U \cdot \alpha \cdot \varphi}{\Sigma \alpha^2 \cdot \varphi}, \text{ also übereinstimmend mit der Gleichung 3).}$$

Um nun den Wert für H aus dieser Gleichung berechnen zu können, ist es notwendig, die Querschnittsgrößen F, deren Bestimmung der eigentliche Zweck der Berechnung ist, vorerst durch ein angenähertes Rechnungsverfahren festzusetzen. Zu diesem Zwecke dachte man sich den einfach statisch unbestimmten Bogenträger durch die Einfügung eines Gelenkes im Scheitel in ein statisch bestimmtes System (Dreigelenkbogenträger) verwandelt. Die aus dieser Berechnung gefundenen Querschnittsgrößen wurden sodann der Untersuchung des statisch unbestimmten Hauptträgers zu Grunde gelegt.

Es handelt sich nun darum, daß man

1. die Spannungen in den einzelnen Stäben für die Eigenlast und
2. die größte Druck- und Zugspannung in jedem einzelnen Stabe infolge der Verkehrslast bestimmt.

ad 1. Spannungen infolge der Eigenlast.

Es ergaben sich für die Eigenlast folgende Belastungswerte pro Längeneinheit (dm):

	An den Knotenpunkten	
	oben	unten
Unterer Spannungsgurt	— kg/dm	20 kg/dm
Vertikalstäbe	2 "	2 "
Bogen	20 "	40 "
Verspannung	5 "	4 "
Plattform	— "	50 "
Fußweg	— "	18 "
Schotter	— "	116 "
Abdeckung des Trottoirs	— "	58 "
Schnee	— "	51 "
	27 kg/dm	359 kg/dm
	$p_0 = 386 \text{ kg/dm} = \mathbf{0,386 \text{ t/dm}}$;	

hievon ist für den Bogen als gleichmäßig verteilte Belastung an sämtlichen Knotenpunkten wirkend anzunehmen:

oben	unten
27 kg/dm	42 kg/dm
${}^1p_0 = 69 \text{ kg/dm} = \mathbf{0,069 \text{ t/dm}}$;	

der Rest ${}^2p_0 = 0,386 - 0,069 = \mathbf{0,317 \text{ t/dm}}$ wirkt nur an den Hauptknotenpunkten mit Hängepfosten (2, 4, 6, 8, 10, 12 u. f. w.).

Es beträgt somit die Knotenlast für einen oberen Knotenpunkt: $P_0 = 0,027 \cdot \frac{45}{2} = \mathbf{0,607 \text{ t}}$, unteren Knotenpunkt: $P_0 = 0,042 \cdot \frac{45}{2} = \mathbf{0,945 \text{ t}}$, außerdem für die unteren Knotenpunkte in 2, 4, 6, 8 u. f. w. noch $P_0 = 0,317 \cdot 45 = \mathbf{14,265 \text{ t}}$; in den letztgenannten unteren Knotenpunkten wirkt somit ein Knotendruck $= 14,265 + 0,945 = \mathbf{15,21 \text{ t}}$, in allen übrigen unteren Knotenpunkten ein solcher von 0,945 t.

Zur rechnerischen Bestimmung der durch die Eigenlast in den einzelnen Stäben hervorgerufenen Spannungen S_0 bedarf es zunächst der Ermittlung des Horizontalschubs H_0 ; zu diesem Zwecke muß man die Spannungen α und U_0 kennen. Die Werte α (für $H = 1,0 \text{ t}$) erhält man am einfachsten mittels eines Cremonaplanes (vergl. Tafel 27); die erhaltenen Spannungen sind in das geometrische Netz auf der nämlichen Tafel eingetragen. Die Werte U_0 (für vorstehende Knotenpunktslasten) können graphisch oder analytisch (Ritter'sche Methode) ermittelt werden und sind in das geometrische Netz auf Tafel 28 eingeschrieben.

Alsdann bildet man für jeden einzelnen Stab die Produkte $U_0 \cdot \alpha \cdot \varphi$ und $\alpha^2 \cdot \varphi$, ferner die Summen aus diesen Produkten: $\Sigma U_0 \cdot \alpha \cdot \varphi$ und $\Sigma \alpha^2 \cdot \varphi$ und erhält schließlich nach Gleichung 3) als Größe des Horizontalschubs, hervorgerufen durch die Eigenlast:

$$H_0 = - \frac{\Sigma U_0 \cdot \alpha \cdot \varphi}{\Sigma \alpha^2 \cdot \varphi} = + \frac{547074}{3750,3} = \mathbf{145,8 \text{ t}}$$

Hat man den Wert für H_0 gefunden, so läßt sich für jeden einzelnen Stab das Produkt $\alpha \cdot H_0$ und hiedurch die endgültige Spannung $S_0 = U_0 + \alpha \cdot H_0$ berechnen (Taf. 28).

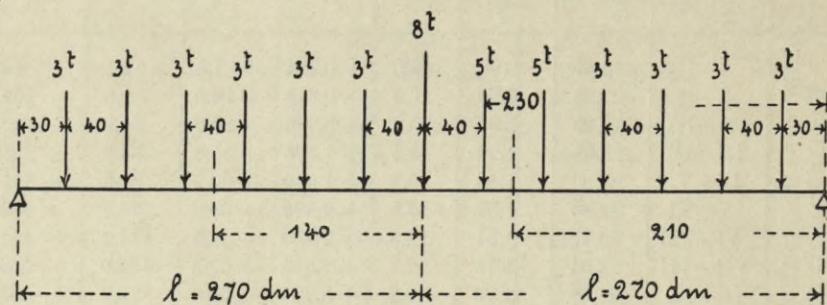
Nachstehende Tabelle enthält das Ergebnis der Berechnungen.

	Stab	Stablänge l in dm	Stab- querschnitt F in dm ²	$\frac{l}{F} = \varphi$	Formgrößen			Belastungsgrößen		$\alpha \cdot H_0$	$\frac{S_0}{U_0 + \alpha H_0}$
					α	$\alpha \cdot \varphi$	$\alpha^2 \cdot \varphi$	U_0	$U_0 \alpha \cdot \varphi$		
Obere Bogengurtung $\Sigma \alpha^2 \cdot \varphi = 1410,7$; $\Sigma U \cdot \alpha \cdot \varphi = -242636$	0—1	23,47	0,90	26,0	+ 0,284	+ 7,4	2,1	- 46	- 340	+ 41	- 5
	I—II	23,30	0,90	26,0	+ 0,618	+ 16,0	9,9	- 102	- 1632	+ 90	- 12
	II—III	23,15	0,90	25,6	+ 0,985	+ 25,0	24,6	- 162	- 4050	+ 143	- 19
	III—IV	23,01	1,24	18,5	+ 1,395	+ 25,6	36,0	- 235	- 6016	+ 202	- 33
	IV—V	22,90	1,40	16,2	+ 1,870	+ 30,2	56,6	- 311	- 9392	+ 271	- 40
	V—VI	22,80	1,57	14,5	+ 2,330	+ 33,6	78,5	- 400	- 13440	+ 338	- 62
	VI—VII	22,71	1,57	14,5	+ 2,850	+ 41,5	117,0	- 488	- 20252	+ 415	- 73
	VII—VIII	22,04	1,73	12,7	+ 3,345	+ 42,3	142,0	- 582	- 24619	+ 485	- 197
	VIII—IX	22,58	1,70	13,2	+ 3,795	+ 50,0	190,0	- 655	- 32750	+ 550	- 105
	IX—X	22,54	1,70	13,2	+ 4,170	+ 55,0	230,0	- 721	- 39655	+ 606	- 115
	X—XI	22,51	1,70	13,2	+ 4,420	+ 58,0	258,0	- 762	- 44196	+ 642	- 120
	XI—XII	22,50	1,70	13,2	+ 4,500	+ 59,2	266,0	- 782	- 46294	+ 655	- 127
Untere Bogengurtung $\Sigma \alpha^2 \cdot \varphi = 1757,3$; $\Sigma U \cdot \alpha \cdot \varphi = -224825$	0—1	26,44	2,80	9,4	- 1,175	- 11,2	13,0	0	0	- 171	- 171
	1—2	25,68	2,80	9,5	- 1,450	- 13,8	19,9	+ 50	- 690	- 212	- 162
	2—3	25,00	2,80	9,6	- 1,770	- 16,9	30,0	+ 109	- 1842	- 257	- 148
	3—4	24,43	2,50	9,6	- 2,125	- 20,3	43,4	+ 171	- 3471	- 308	- 137
	4—5	23,96	2,40	9,8	- 2,510	- 24,6	61,8	+ 244	- 6002	- 365	- 121
	5—6	23,58	2,30	10,2	- 2,960	- 30,2	89,2	+ 319	- 9634	- 431	- 112
	6—7	23,25	2,20	10,5	- 3,410	- 35,7	122,0	+ 408	- 14566	- 496	- 88
	7—8	22,99	2,10	10,9	- 3,900	- 42,5	165,0	+ 495	- 21038	- 568	- 73
	8—9	22,80	2,00	11,4	- 4,380	- 49,8	219,0	+ 585	- 29133	- 637	- 52
	9—10	22,65	1,90	11,9	- 4,810	- 57,2	274,0	+ 650	- 37180	- 700	- 50
	10—11	22,55	1,80	12,5	- 5,170	- 64,8	334,0	+ 722	- 46786	- 751	- 29
	11—12	22,51	1,70	13,2	- 5,420	- 71,5	386,0	+ 762	- 54483	- 787	- 25
Vertikalpfosten	0	58,00	1,30	45,0	+ 0,620	+ 27,8	17,4	- 97	- 2692	+ 90	- 7
	1	50,70	0,90	56,5	+ 0,615	+ 40,2	21,3	- 107	- 4301	+ 89	- 18
	2	44,38	0,70	63,0	+ 0,610	+ 38,3	23,9	- 101	- 3868	+ 89	- 12
	3	38,92	0,70	55,5	+ 0,600	+ 33,3	20,0	- 106	- 3530	+ 88	- 18
	4	34,23	0,70	49,0	+ 0,556	+ 27,3	15,2	- 96	- 2621	+ 81	- 15
	5	30,24	0,40	75,6	+ 0,520	+ 39,2	20,3	- 98	- 3842	+ 75	- 23
	6	26,87	0,70	38,0	+ 0,488	+ 18,7	9,0	- 86	- 1608	+ 70	- 16
	7	24,08	0,30	80,3	+ 0,415	+ 33,2	13,8	- 81	- 2689	+ 60	- 21
	8	21,87	0,80	31,2	+ 0,330	+ 10,3	3,4	- 54	- 556	+ 48	- 6
	9	20,16	0,30	67,2	+ 0,226	+ 15,1	3,4	- 42	- 634	+ 33	- 9
	10	18,96	0,70	27,1	+ 0,100	+ 2,7	0,3	- 13	- 35	+ 14	+ 1
	11	18,24	0,30	60,8	- 0,048	- 2,9	0,1	- 2	- 6	- 7	- 9
12	18,00	0,70	25,6	- 0,125	- 3,2	0,4	+ 20	+ 64	- 18	+ 2	
Diagonalen	0—1	49,44	0,68	70,5	- 0,600	- 42,5	25,4	+ 95	- 4038	- 88	+ 7
	I—2	44,45	0,68	65,0	- 0,632	- 41,0	25,8	+ 108	- 4428	- 92	+ 16
	II—3	40,33	0,60	67,2	- 0,640	- 43,0	27,5	+ 106	- 4558	- 93	+ 13
	III—4	37,01	0,52	71,0	- 0,675	- 47,6	32,2	+ 119	- 5664	- 98	+ 21
	IV—5	34,38	0,50	68,7	- 0,680	- 46,5	31,6	+ 115	- 5348	- 99	+ 16
	V—6	32,32	0,40	80,8	- 0,690	- 55,5	38,2	+ 129	- 7160	- 100	+ 29
	VI—7	30,78	0,37	83,0	- 0,705	- 58,2	41,2	+ 122	- 7100	- 103	+ 19
	VII—8	29,67	0,40	74,2	- 0,664	- 49,2	32,7	+ 124	- 6101	- 96	+ 28
	VIII—9	28,94	0,40	72,4	- 0,590	- 42,6	25,2	+ 100	- 4260	- 86	+ 14
	IX—10	28,54	0,40	71,4	- 0,485	- 34,5	16,8	+ 92	- 3174	- 70	+ 22
	X—11	28,45	0,40	71,1	- 0,325	- 23,2	7,6	+ 53	- 1230	- 47	+ 6
	XI—12	28,64	0,40	71,6	- 0,095	- 6,8	0,6	+ 25	- 170	- 14	+ 11
Bug- Band	0—12	270,00	2,10	129,0	1,000	129,0	129,0	$\Sigma U \cdot \alpha \cdot \varphi =$ - 547074			
							$\Sigma \alpha^2 \cdot \varphi = 3750,3$				

$$H_0 = - \frac{\Sigma U \cdot \alpha \cdot \varphi}{\Sigma \alpha^2 \cdot \varphi} = + \frac{547074}{3750,3} = 145,8 \text{ t.}$$

ad 2. Spannungen infolge der Verkehrslast.

Der Belastungswert pro Längeneinheit wurde in folgender Weise ermittelt. Es wurde bei nebenstehender Belastung das Maximalmoment in der Mitte einer Hauptwand bestimmt und dann die diesem Moment entsprechende Belastungseinheit bei gleichmäßig verteilter Belastung berechnet.



$$M_v = 1,5 \cdot \left[6 \cdot 3,0 \cdot (270 - 140) + \frac{8}{2} \cdot 270 + 2 \cdot (5,0 - 3,0) \cdot \frac{210}{540} \cdot 270 \right]$$

$$= 1,5 \cdot 3840 = \mathbf{5760 \text{ tdm}};$$

da aber für eine gleichmäßig verteilte Belastung $M_v = \frac{1}{2} p_v \cdot l^2$ oder $p_v = \frac{2 M_v}{l^2}$, so ergibt sich nach Einsetzung des gefundenen Wertes von M_v :

$${}^1 p_v = \frac{2 \cdot 5760}{270^2} = \mathbf{0,158 \text{ t/dm}}.$$

Hierzu kommt die gleichmäßig verteilte Belastung durch Menschengedränge auf einem der Fußwege und dem Teile der Fahrbahn, der von der um 8 dm seitlich der Fahrbahnmitte fahrenden Wagenreihe frei bleibt; dieselbe beträgt bei der Breite von $15,0 + (29 - 18) = 26 \text{ dm}$:

$${}^2 p_v = 1,5 \cdot 0,0036 \cdot 26 = \mathbf{0,1404 \text{ t/dm}};$$

$$\text{somit } p_v = {}^1 p_v + {}^2 p_v = 0,158 + 0,1404 = \mathbf{0,2984 \text{ t/dm}};$$

folglich beträgt die Belastung für einen Hauptknotenpunkt (2, 4, 6, 8 u. j. w.):

$$P_v = 0,2984 \cdot 45 = \mathbf{13,44 \text{ t}}.$$

Die Berechnung der Stabspannungen für Verkehrslast erfolgte mittels Einflußlinien. Zu diesem Zwecke wurden abwechselnd die Punkte 2, 4, 6, 8, 10 und 12 mit $P = 1,0 \text{ t}$ belastet, wobei das Zugband ausgeschaltet gedacht, also $H = 0$ gesetzt wurde. Aus den mittels Cremonaplanes gefundenen Spannungen wurde für jeden einzelnen Belastungsfall nach Gleichung 3), aber unter Vernachlässigung der Ausfüllungstäbe, der betreffende Wert für H_v und alsdann die einzelne Stabspannung nach der Gleichung 1) $S_v = U_v + \alpha \cdot H_v$ berechnet; es sind dies die sogenannten Einflußwerte, die sich alle auf die wandernde Last $P = 1,0 \text{ t}$ beziehen. Die wirklichen Stabspannungen und zwar die jeweiligen Grenzwerte ergeben sich durch Multiplikation der tatsächlich vorhandenen Knotendrücke, hier $P_v = 13,44 \text{ t}$, mit den zugehörigen Einflußordinaten.

Die Verbindung dieser Grenzwerte mit den Werten für ständige Belastung nach dem Gerber'schen Verfahren liefert schließlich die Eisenzugflächen, aus denen die nötigen Stabquerschnitte abgeleitet sind.

Zur Erläuterung des Rechnungsverfahrens ist auf Tafel 29 die graphische Ermittlung der Spannungen für $P = 1,0 \text{ t}$ im Knotenpunkt 4 bei $H = 0$ dargestellt.

Die Bestimmung der verschiedenen H_v und die Berechnung der S_v erhellt aus der folgenden tabellarischen Übersicht:

Stab	α	φ	P = 1,0 t im Punkte 2						P = 1,0 t im Punkte 4 u. j. w.							
			U_v		$\alpha \cdot \varphi \cdot U_v$		$\alpha \cdot H_v$	$S_v = U_v + \alpha \cdot H_v$		U_v		$\alpha \cdot \varphi \cdot U_v$		$\alpha \cdot H_v$	$S_v = U_v + \alpha \cdot H_v$	
			links	rechts	links	rechts		links	rechts	links	rechts	links	rechts		links	rechts
a) Obere Bogengurtung.																
0—I	+ 0,284	26,0	- 0,42	- 0,04	3,11	0,30	+ 0,077	- 0,34	+ 0,04	- 0,39	- 0,07	2,89	0,52	+ 0,151	- 0,24	+ 0,08
I—II	+ 0,618	26,0	- 0,96	- 0,08	15,36	1,28	+ 0,167	- 0,79	+ 0,09	- 0,88	- 0,17	14,08	2,72	+ 0,329	- 0,55	+ 0,16
II—III	+ 0,985	25,6	- 1,04	- 0,15	26,00	3,75	+ 0,267	- 0,77	+ 0,12	- 1,49	- 0,29	37,25	7,25	+ 0,524	- 0,97	+ 0,23
.....
XI—XII	+ 4,500	13,2	- 1,25	- 1,25	74,00	74,00	+ 1,219	- 0,03	+ 0,03	- 2,50	- 2,50	148,00	148,00	+ 2,394	- 0,11	+ 0,11
					561,81	323,33						1090,82	645,18			
b) Untere Bogengurtung.																
0—1	- 1,175	11,2	0	0	0	0	- 0,318	- 0,32	- 0,32	0	0	0	0	- 0,625	- 0,62	- 0,62
1—2	- 1,450	13,8	+ 0,46	+ 0,05	6,35	0,69	- 0,393	+ 0,07	- 0,34	+ 0,42	+ 0,08	5,80	1,10	- 0,771	- 0,35	- 0,69
2—3	- 1,770	16,9	+ 1,03	+ 0,09	17,41	1,52	- 0,480	+ 0,55	- 0,39	+ 0,94	+ 0,19	15,89	3,21	- 0,942	- 0,00	- 0,75
.....
11—12	- 5,420	71,5	+ 1,32	+ 1,13	94,38	80,79	- 1,469	- 0,15	- 0,34	+ 2,66	+ 2,27	190,19	162,30	- 3,883	- 0,22	- 0,61
					549,52	287,16						1061,91	575,16			
c) Vertikale Pfosten.																
0	+ 0,620	27,8	- 0,92	- 0,08			+ 0,168	- 0,75	+ 0,09	- 0,83	- 0,17			+ 0,330	- 0,50	+ 0,16
1	+ 0,615	40,2	- 1,02	- 0,09			+ 0,167	- 0,85	+ 0,08	- 0,93	- 0,18			+ 0,327	- 0,60	+ 0,15
2	+ 0,610	38,3	- 0,12	- 0,10			+ 0,165	+ 0,05	+ 0,07	- 1,01	- 0,20			+ 0,324	- 0,69	+ 0,12
.....
12	- 0,125	3,2	+ 0,03				- 0,034	0		+ 0,06				- 0,665	- 0,61	
d) Diagonalen.																
0—1	- 0,600	42,5	+ 0,90	+ 0,08			- 0,163	+ 0,74	- 0,08	+ 0,81	+ 0,17			- 0,319	+ 0,49	- 0,15
I—2	- 0,632	41,0	+ 1,04	+ 0,09			- 0,171	+ 0,87	- 0,08	+ 0,94	+ 0,19			- 0,336	+ 0,60	- 0,15
II—3	- 0,640	43,0	+ 0,15	+ 0,11			- 0,173	- 0,02	- 0,06	+ 1,07	+ 0,22			- 0,340	+ 0,73	- 0,12
.....
XI—12	- 0,095	6,8	- 0,10	+ 0,15			- 0,026	- 0,13	+ 0,12	- 0,20	+ 0,31			- 0,050	- 0,25	+ 0,26
					$\Sigma \alpha \cdot \varphi \cdot U_v =$							$\Sigma \alpha \cdot \varphi \cdot U_v =$				
					561,81 + 323,33 + 549,52 + 287,16 = 1721,82							1090,82 + 645,18 + 1061,91 + 575,16 = 3373,07				

Nach der Tabelle auf Seite 24 ist:

$$\Sigma \alpha^2 \cdot \varphi = 2 \cdot (1410,7 + 1757,3) = 6336;$$

$$\text{folglich: } H_v = \frac{1721,82}{6336} = 0,271 \text{ t}$$

$$H_v = \frac{3373,07}{6336} = 0,532 \text{ t u. j. w.}$$

Die infolge der wandernden Last $P = 1,0 \text{ t}$ in den einzelnen Stäben auftretenden Spannungen S_v (Einflußwerte) sind auf der Tafel 30 in Tabellenform zusammengestellt. Durch Multiplikation dieser Einflußwerte mit dem Knotendruck $P_v = 13,44 \text{ t}$ erhält man die wirklichen Spannungs-Grenzwerte. Die Verbindung der Grenzwerte mit den Spannungen für Eigenlast nach der Gerber'schen Methode liefert die in nachstehender Tabelle berechneten Eisenzugflächen, aus denen die nötigen Querschnitte abgeleitet sind. Letztere zeigen eine solche Übereinstimmung mit den zur Bestimmung der Stabkräfte für das statisch unbestimmte System zu Grunde gelegten Werten, daß eine nochmalige Durchführung der Berechnung überflüssig erschien.

Auf Tafel 30 sind in die linke Hälfte des Bogenetzes die Grenzwerte und in die rechte Hälfte die Eisenzugflächen eingetragen.

Berechnung der Eisenzugflächen.

	Stab	S _o	S _v		M	N	U	$\varphi = \frac{N}{U}$	σ	$\sigma \cdot U$	$\frac{\sigma \cdot U}{160} = W$
			max.	min.							
Obere Bogengurtung	0—I	- 5	+ 8,3	- 9,9	+ 3	- 15	+ 18	- 0,835	1,57	28	± 0,18
	I—II	- 12	+ 16,2	- 23,6	+ 4	- 36	+ 40	- 0,900	1,60	64	± 0,40
	II—III	- 19	+ 24,9	- 34,1	+ 6	- 53	+ 59	- 0,900	1,60	94	± 0,59
	III—IV	- 33	+ 27,0	- 48,5	- 6	- 82	+ 76	- 1,080	1,70	129	- 0,81
	IV—V	- 40	+ 31,4	- 59,3	- 9	- 99	+ 90	- 1,100	1,72	155	- 0,96
	V—VI	- 62	+ 30,6	- 74,0	- 31	- 136	+ 105	- 1,295	1,84	193	- 1,21
	VI—VII	- 73	+ 29,3	- 78,9	- 44	- 152	+ 108	- 1,410	1,93	208	- 1,31
	VII—VIII	- 97	+ 24,9	- 90,0	- 72	- 187	+ 115	- 1,620	2,10	242	- 1,51
	VIII—IX	- 105	+ 16,7	- 89,3	- 88	- 194	+ 106	- 1,820	2,27	242	- 1,51
	IX—X	- 115	+ 10,8	- 94,2	- 104	- 209	+ 105	- 1,990	2,42	254	- 1,58
	X—XI	- 120	+ 2,3	- 88,2	- 118	- 208	+ 90	- 2,330	2,73	246	- 1,54
	XI—XII	- 127		- 91,8	- 127	- 219	+ 92	- 2,400	2,80	258	- 1,61
Untere Bogengurtung	0— 1	- 171	0	- 135	- 171	- 306	+ 135	- 2,26	2,67	361	- 2,26
	1— 2	- 162	+ 0,9	- 127,8	- 161	- 290	+ 129	- 2,25	2,66	343	- 2,14
	2— 3	- 148	+ 7,4	- 124,8	- 141	- 273	+ 132	- 2,07	2,49	328	- 2,04
	3— 4	- 137	+ 12,9	- 124,5	- 125	- 262	+ 137	- 1,91	2,35	322	- 2,01
	4— 5	- 121	+ 22,1	- 118,8	- 99	- 240	+ 141	- 1,70	2,17	306	- 1,91
	5— 6	- 112	+ 26,4	- 115,2	- 86	- 227	+ 141	- 1,61	2,09	293	- 1,83
	6— 7	- 88	+ 33,3	- 108,0	- 55	- 196	+ 141	- 1,39	1,92	270	- 1,69
	7— 8	- 73	+ 35,7	- 79,7	- 37	- 153	+ 116	- 1,32	1,86	216	- 1,35
	8— 9	- 52	+ 36,9	- 86,4	- 15	- 138	+ 123	- 1,12	1,72	212	- 1,33
	9— 10	- 50	+ 32,0	- 72,3	- 18	- 122	+ 104	- 1,17	1,76	183	- 1,14
	10— 11	- 29	+ 25,8	- 54,0	- 3	- 83	+ 80	- 1,04	1,68	175	- 1,09
	11— 12	- 25	+ 16,8	- 44,7	- 8	- 70	+ 62	- 1,13	1,73	107	- 0,67
Vertikalfößen	0	- 7	+ 18,2	- 21,3	+ 11	- 28	+ 39	- 0,72	1,53	60	± 0,38
	1	- 18	+ 14,6	- 26,1	- 3	- 44	+ 41	- 1,07	1,69	69	- 0,43
	2	- 12	+ 11,1	- 18,5	- 1	- 31	+ 30	- 1,03	1,67	50	- 0,31
	3	- 18	+ 8,4	- 22,8	- 10	- 41	+ 31	- 1,32	1,86	58	- 0,36
	4	- 15	+ 6,8	- 16,5	- 8	- 32	+ 24	- 1,33	1,87	45	- 0,28
	5	- 23	+ 4,7	- 21,2	- 18	- 44	+ 26	- 1,69	2,16	56	- 0,35
	6	- 16	+ 7,8	- 15,3	- 8	- 31	+ 23	- 1,35	1,89	43	- 0,27
	7	- 21	+ 7,5	- 20,9	- 13	- 42	+ 29	- 1,45	1,96	57	- 0,36
	8	- 6	+ 13,5	- 19,7	+ 8	- 26	+ 34	- 0,76	1,55	53	± 0,33
	9	- 9	+ 13,5	- 22,8	+ 5	- 32	+ 37	- 0,86	1,58	58	± 0,36
	10	+ 1	+ 20,4	- 19,1	+ 21	- 18	+ 39	- 0,46	1,50	59	± 0,37
	11	- 9	+ 18,6	- 21,8	+ 10	- 31	+ 41	- 0,76	1,54	63	± 0,39
12	+ 2	+ 2,0	- 8,3	+ 4	- 6	+ 10	- 0,60	1,51	15	± 0,094	
Diagonalen	0— 1	+ 7	+ 21,0	- 20,0	+ 28	- 13	+ 41	- 0,32	1,52	62	± 0,39
	I— 2	+ 16	+ 26,3	- 17,1	+ 42	- 1	+ 43	- 0,02	1,64	71	± 0,44
	II— 3	+ 13	+ 20,0	- 12,5	+ 33	0	+ 33	0	1,65	54	± 0,34
	III— 4	+ 21	+ 25,5	- 9,9	+ 47	+ 11	+ 36	+ 0,31	1,85	67	± 0,42
	IV— 5	+ 16	+ 20,0	- 7,7	+ 36	+ 8	+ 28	+ 0,29	1,84	52	± 0,33
	V— 6	+ 29	+ 26,7	- 5,7	+ 56	+ 23	+ 33	+ 0,70	2,17	72	± 0,45
	VI— 7	+ 19	+ 22,4	- 8,6	+ 41	+ 10	+ 31	+ 0,32	1,86	58	± 0,36
	VII— 8	+ 28	+ 33,3	- 8,7	+ 61	+ 19	+ 42	+ 0,45	1,96	82	± 0,51
	VIII— 9	+ 15	+ 33,0	- 16,5	+ 48	- 2	+ 50	- 0,04	1,63	82	± 0,51
	IX— 10	+ 22	+ 42,3	- 18,3	+ 64	+ 4	+ 60	+ 0,07	1,69	101	± 0,63
	X— 11	+ 6	+ 38,7	- 29,4	+ 45	- 23	+ 68	- 0,34	1,52	103	± 0,64
	XI— 12	+ 11	+ 38,0	- 26,7	+ 49	- 16	+ 65	- 0,25	1,54	100	± 0,63
H _o — 0	+ 146	+ 113	0	+ 259	+ 146	+ 113	+ 1,29	2,69	303	± 1,90	
Hänge- fläbe		+ 15,21	+ 13,44	0	+ 28,65	+ 15,21	+ 13,44	+ 1,13	2,54	34,2	± 0,21
Auflager- druck	J	+ 104	+ 81	0	185	+ 104	+ 81	1,29	2,69	218	± 1,36

IV. Verspannungen und Pfosten.

1. Obere Horizontalverspannung.

Legt man die Ansichtsflächen der beiden Hauptträger der Berechnung zu Grunde, so ergeben sich für die unbelastete Brücke folgende Winddruckflächen pro laufenden Dezimeter:

Tabelle I.

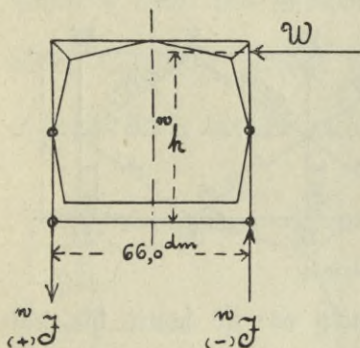
	F in dm ² /dm	^w h in dm	F · ^w h
1. Obere Bogengurtung: $2 \cdot 3,0 =$	6,00	87,5	525
2. Untere " " $2 \cdot 4,0 =$	8,00	62,5	500
3. Pfosten bei 2, 4, 6, 8, 10 u. 12: $2 \cdot \frac{85}{45} \cdot 2,0 =$	7,60	45,0	342
4. Pfosten bei 1, 3, 5 u. f. w.: $2 \cdot \frac{34}{45} \cdot 2,0 =$	3,00	76,0	228
5. Diagonalen: $2 \cdot 4,0 =$	8,00	74,0	592
6. Fahrbahntafel: $6,0 + 3,0 =$	9,00	10,0	90
	(41,60)		(2227)
7. Geländer: $2 \cdot 4,5 =$	9,00	19,0	171
8. Zugband: $2 \cdot 3,6 =$	7,20	3,6	25
	57,80		2473

Es bedeutet hierbei ^wh die Entfernung des Angriffspunktes der einzelnen Winddrücke von der Stützfläche und F · ^wh das entsprechende Umkantmoment. Dieses beträgt für die unbelastete Brücke bei einem Winddruck von 280 kg/m²:

$${}^wM = 2473 \cdot 0,0028 \cdot 540 = 3720 \text{ tdm}; \text{ da die Ent-}$$

fernung der beiden Haupttragwände 66,0 dm beträgt, so ergibt sich infolgedessen an jedem Auflager eine Druckzunahme

$$\text{bzw. Druckabnahme} = {}^wJ = \frac{1}{2} \cdot \frac{3720}{66} = 28,2 \text{ t.}$$



Die Verteilung des Winddruckes auf die obere und untere Verspannung geschieht durch die Pfosten 2, 4, 6, 8, 10 und 12, die vertikale Träger bilden, deren Enden auf die obere bzw. untere Horizontalverspannung aufgelagert sind.

Von den in vorstehender Tabelle I berechneten Winddruckflächen kommen für die obere Horizontalverspannung unter Berücksichtigung des Hebelarmgesetzes folgende Flächen pro laufenden Dezimeter in Betracht:

Tabelle II.

1. Obere Bogengurtung:	$2 \cdot 3,0 = 6,00 \text{ dm}^2/\text{dm}$
2. Untere Bogengurtung:	$8 \cdot \frac{62,5}{87,5} = 5,70 \text{ "}$
3. Pfosten bei 2, 4, 6, 8, 10 u. 12:	$\frac{1}{2} \cdot 7,6 = 3,80 \text{ "}$
4. Pfosten bei 1, 3, 5, 7 u. f. w.:	$3 \cdot \frac{76,0}{87,5} = 2,60 \text{ "}$
5. Diagonalen:	$8 \cdot \frac{74,0}{87,5} = 6,80 \text{ "}$
6. Fahrbahntafel:	$9 \cdot \frac{10}{87,5} = 1,00 \text{ "}$
7. Geländer:	$9 \cdot \frac{19,0}{87,5} = 1,96 \text{ "}$

zusammen: $27,86 \text{ dm}^2/\text{dm.}$

Bei 280 kg/m² Winddruck für die unbelastete Brücke ergibt sich somit eine Auflagerkraft

$${}^wJ = 27,86 \cdot 0,0028 \cdot 270 = \text{rund } \mathbf{21 \text{ t}}$$

Setzt man einen Wirbelwind voraus, dessen Zentrum in der Brückenmitte liegt, so beträgt

$$\text{die Scherkraft in der Brückenmitte} = {}^wJ_m = \frac{1}{4} \cdot {}^wJ = \frac{1}{4} \cdot 21,0 = \mathbf{5,25 \text{ t}}$$

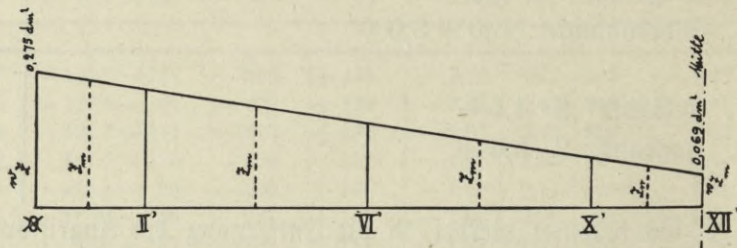
Wird nun bei der Berechnung der horizontalen Windverspannung die Forderung gestellt, die größte seitliche Ausbiegung in der Brückenmitte dürfe $\frac{1}{2500}$ der Stützweite nicht überschreiten, so läßt sich dieser Bedingung dadurch entsprechen, daß man, wie sich leicht ableiten läßt, die zulässige Beanspruchung für die Diagonalen = $\sigma = 80 \sin 2\delta$ setzt, wobei δ den Winkel bedeutet, den die Diagonale mit der Brückenlängsachse einschließt.

Da hier $\sin 2\delta = 0,955$, folglich $\sigma = 80 \cdot 0,955 = 76,4 \text{ t/dm}^2$ ist, so ergibt sich für die reduzierte Horizontalkraft

$$\text{am Auflager } {}^wZ = \frac{{}^wJ}{\sigma} = \frac{21,0}{76,4}$$

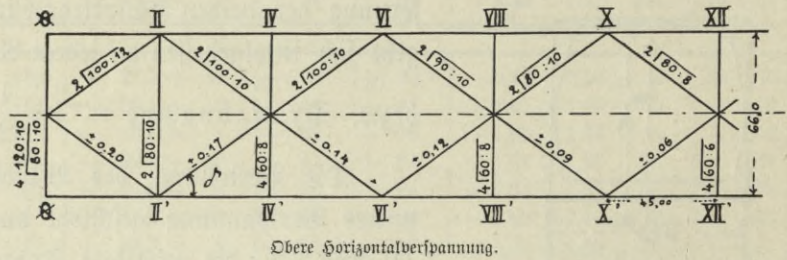
$$= \mathbf{0,275 \text{ dm}^2} \text{ und in der Brückenmitte:}$$

$${}^wZ_m = \frac{{}^wJ_m}{\sigma} = \frac{5,25}{76,4} = \mathbf{0,069 \text{ dm}^2}$$



Die zwischen diesen beiden Scherkräften liegenden Werte wurden nach vorstehender Abbildung in gerader Linie interpoliert.

Die für die Diagonalen in den einzelnen Feldern erforderlichen Eisenzugflächen erhält man durch Division der reduzierten Scherkraft in dem betreffenden Felde mit $\sin \delta$.



Obere Horizontalverspannung.

Eine Querstrebe erhält $27,86 \cdot 0,0028 \cdot 45 = 3,4 \text{ t}$ Druck; es ist somit die notwendige Eisenzugfläche = $\frac{3,4}{80} = \mathbf{0,04 \text{ dm}^2}$.

2. Untere Horizontalverspannung.

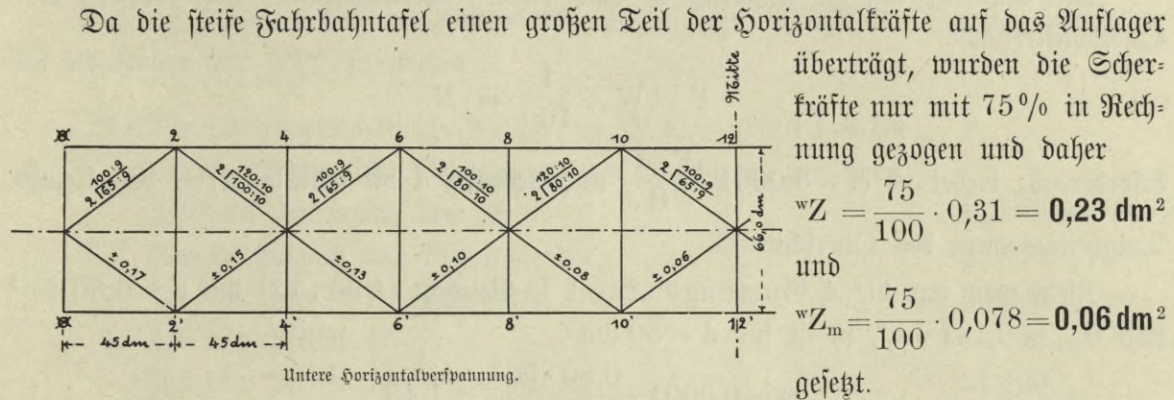
Für die Berechnung der unteren Horizontalverspannung sind die Winddrücke bei belasteter Brücke maßgebend. Als Winddruckflächen pro laufenden Dezimeter erhält man:

Bogen mit Ausfüllung nach obenstehender Tabelle I
Wagen
Zugband

F in dm ²	wh in dm	F · wh
41,6		2277
35,0	32	1120
7,2	3,6	25
83,8		3422

Hievon treffen nach Tabelle II auf die obere Horizontalverspannung die Pos. 1 mit $6 = 25,9 \text{ dm}^2/\text{dm}$ und daher auf die untere Verspannung $83,8 - 25,9 = \mathbf{57,9 \text{ dm}^2/\text{dm}}$. Bei 150 kg/m² Winddruck für die belastete Brücke berechnet sich somit eine Auflagerkraft ${}^wJ = 57,9 \cdot 0,0015 \cdot 270 = \mathbf{23,4 \text{ t}}$ und unter den gleichen Annahmen wie bei 1) die Scherkraft

in der Brückenmitte zu ${}^wJ_m = \frac{1}{4} \cdot {}^wJ = 5,85 \text{ t}$, ferner ${}^wZ = \frac{{}^wJ}{\sigma} = \frac{23,4}{76,4} = 0,31 \text{ dm}^2$ und ${}^wZ_m = \frac{5,85}{76,4} = 0,078 \text{ dm}^2$. Im übrigen ist der Gang der Rechnung wie unter IV,1 für die obere Horizontalverspannung.

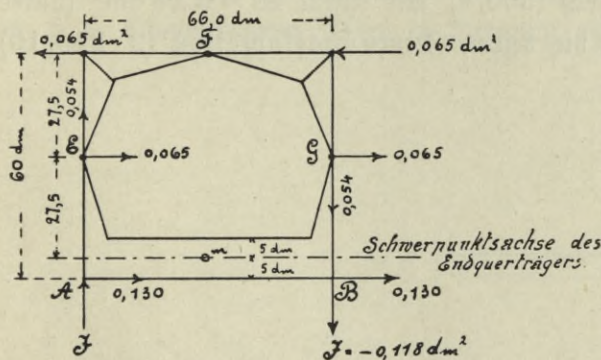


überträgt, wurden die Scherkräfte nur mit 75% in Rechnung gezogen und daher ${}^wZ = \frac{75}{100} \cdot 0,31 = 0,23 \text{ dm}^2$ und ${}^wZ_m = \frac{75}{100} \cdot 0,078 = 0,06 \text{ dm}^2$ gesetzt.

Die für die Diagonalen erforderlichen Eisenzugflächen und die gewählten Querschnitte sind in das vorstehende Netz eingetragen.

3. Vertikaler Endrahmen.

Derselbe hat in Verbindung mit dem Endquerträger und dem Ende der oberen Querverspannung ein steifes System zu bilden, das der in der oberen Verspannung bei Punkt σ durch den Winddruck hervorgerufenen Querkraft Widerstand leistet. Die Größe dieser Querkraft beträgt nach pag. 29 rund 21 t, die reduzierte Querkraft somit $\frac{21}{160} = 0,130 \text{ dm}^2$; hievon trifft auf jede der beiden Tragwände die Hälfte = $0,065 \text{ dm}^2$.



Nimmt man nun zur Vereinfachung der Berechnung nach Gerber an, es seien in der Mitte des oberen Querriegels sowie in halber Höhe der beiden Endpfosten Momentennullpunkte vorhanden, so ergibt sich nebenstehende Kräfteverteilung.

$$J = + \frac{2 \cdot 0,065 \cdot 60}{66} = 0,118 \text{ dm}^2.$$

Es ist dann für ein oberes Eck:

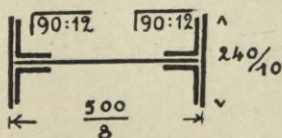
$$M = 0,065 \cdot 27,5 = 1,80 \text{ dm}^3$$

und für ein unteres Eck: $M = 0,065 \cdot 27,5 + 0,130 \cdot 5,0 = 1,80 + 0,65 = 2,45 \text{ dm}^3$.

Mittels der bei A und B sowie E und G bestimmten reduzierten Auflagerkräfte wurden graphisch auf Tafel 31 die Stabkräfte für ein ideelles Netz berechnet. Da aber der Endrahmen zugleich ein Portal bilden soll, wurde er vollwandig konstruiert.

4. Endpfosten.

Die Endpfosten haben nebenstehenden Querschnitt erhalten. Ihre Beanspruchung ist eine dreifache, nämlich 1. durch die Eigen- und Verkehrslast auf Druck, 2. auf Knickung und 3. auf Biegung infolge des Windes.



Für die Beanspruchung durch die Eigen- und Verkehrslast berechnet sich aus den Kräften (pag. 27)

$$M = + 11$$

$$N = - 28$$

$$U = + 39$$

eine erforderliche Eisenzugfläche $W = 0,38 \text{ dm}^2$.

Mit Rücksicht auf die Knickung ist nach einer Näherungsformel von Gerber eine Querschnittsfläche

$$F = W + \frac{1}{100} \cdot \omega \cdot N$$

erforderlich; hierbei ist $\omega = 0,0001 \cdot \frac{F \cdot d^2}{\Theta}$ und bedeutet d die Knicklänge, Θ das kleinste Trägheitsmoment des Querschnittes.

Zieht man nur die 4 Gurtungswinkel in Betracht ($4 \sqrt{90 : 12}$) mit $F = 0,80 \text{ dm}^2$ und $\Theta_{\min} = 0,137 \text{ dm}^4$, so ist für $d = 50 \text{ dm}$

$$\omega = 0,0001 \cdot \frac{0,80 \cdot 50^2}{0,137} = 1,46$$

und folglich mit Rücksicht auf die Beanspruchung durch die Eigen- und Verkehrslast sowie Knickung ein Querschnitt erforderlich von

$$F = 0,38 + \frac{1}{100} \cdot 1,46 \cdot 28 = \mathbf{0,79 \text{ dm}^2},$$

wofür die 4 Gurtungswinkel $\sqrt{90 : 10}$ mit $F = 0,80 \text{ dm}^2$ ausreichen würden.

Der Endpfosten hat aber infolge des Winddruckes noch ein Biegemoment aufzunehmen, das seinen größten Wert an der Stelle des Anschlusses an den Endquerträger erreicht; es ist

$$M = 0,065 \cdot (27,5 - 5) = \mathbf{1,44 \text{ dm}^3}.$$

Dieser Wert wird durch das Stehblech (500/8) mit einem $W = 0,24 \text{ dm}^3$ (unter Berücksichtigung der Nietverschwächung) und die beiden Gurtungsflächen (2 · 240/10) mit $W = 1,20 \text{ dm}^3$ aufgenommen.

Der auf Bayern treffende Kostenanteil betrug rund **500 000 M.** Im einzelnen sehen sich die Kosten wie folgt zusammen:

1. Für die gemeinschaftliche Anlage der Maschinenhütte und der Gerüste, sowie für Beschaffung der Maschinen zur pneumatischen Fundation der Pfeiler	11 500 M.
2. Für Herstellung des Widerlagers	23 400 "
3. Für den Pfeiler I (Landpfeiler)	53 300 "
4. Für den Pfeiler II	64 200 "
5. Für den Pfeiler III (Grenzpfeiler)	37 900 "
6. Für die Notbrücke	38 400 "
7. Für die Auffahrtsrampe	3 450 "
8. Für die Eisenkonstruktion (570 t)	178 000 "
9. Für die Lieferung der Trottoirplatten	12 630 "
10. Für Beseitigung der alten Brücke	3 820 "
11. Für sonstige Arbeiten	73 400 "
	Im ganzen 500 000 M.

Das gesamte Bauwerk wurde in den Jahren 1892—95 durch die Maschinenbauaktiengesellschaft Nürnberg ausgeführt. Von seiten Bayerns war der Vorstand des kgl. Straßen- und Flußbauamtes Simbach, k. Baurat Michel und von seiten Oesterreichs der k. k. Oberingenieur Petri in Braunau mit der Bauleitung betraut.

Neubau der Umschlaganlage in Passau.

(Tafel 33—35.)

Der stetig zunehmende Schiffsverkehr auf der Donau bedingte die Verlängerung und den Umbau der im Jahre 1865 von der damaligen Ostbahnverwaltung errichteten Umschlaganlage in Passau. Diese Lände hatte nur eine Länge von 300 m und war gegen die Donau hin durch gepflasterte Böschungen abgegrenzt, die das Ein- und Ausladegeschäft sowie das Anlegen der Schiffe erschwerten.

In den Jahren 1890—1894 wurde daher durch Erbauung einer 764 m langen, zum Teil oberhalb und zum Teil unterhalb der Donaubrücke gelegenen Kaimauer den Verkehrsbedürfnissen auf längere Zeit hinaus Genüge geleistet.

Die neugewonnene Lagerfläche hat bei einer mittleren Breite von 23 m eine Größe von 18000 qm. Die Oberkante der Kaimauer liegt 5,25 m über dem Nullpunkt des Passauer Pegels, somit 4,50 m über Niederwasser und 4,40 m unter Hochwasser.

Die Fundierung der Kaimauer geschah nach folgendem, bisher noch nicht zur Ausführung gelangtem Verfahren des k. Bauamtmannes Hensel. Es wurden in unmittelbarer Nähe der Verwendungsstelle hohle Kästen aus Beton angefertigt, die im Innern durch Längs- und Querwände versteift waren. Jeder Kasten war 6,0 m lang, im Mittel 2,6 m breit und 5,2 m hoch; die Wandstärke betrug 0,20 bis 0,30 m. Die fertigen Kästen, die durch den Auftrieb des Wassers getragen wurden und daher ohne Schwierigkeit an die betreffende Baustelle verbracht werden konnten, wurden mittels Flaschenzügen auf eine vorher durch Schüttbeton abgeglichenen Fundamentsohle aufgesetzt und mit sehr magerem Beton (1 : 4 : 9) ausgestampft. Hierauf wurde die seitliche Holzverschalung abgenommen und der obere Teil der Kaimauer in Bruchsteinen hergestellt.

Ein leerer Kasten wog 65 t, ein ausbetonierter 185 t.

Durch die Anwendung dieses Verfahrens erreichte man den Vorteil, daß weder Spundwände noch besondere Vorrichtungen für Wassers schöpfen notwendig wurden.

Besondere Sorgfalt verwendete man auf die Herstellung einer ebenen Fundamentsohle in der Weise, daß der über dem tiefer gelegenen Felsen vorhandene Kies mittels eines Excavators auf eine bestimmte Tiefe ausgehoben und durch Aufbringung einer 0,3 m hohen Schüttbetonschichte mit einer Walze abgeglichen wurde.

Durch einen starken Steinvorsatz ist die Kaimauer, deren Vorderseite mit Granit verkleidet wurde, gegen Unterspülungen gesichert.

Außer der nötigen Anzahl von Treppen wurden zum bequemen Aus- und Einladen der Güter mehrere Rampen (Scharten) mit einer Steigung von 1:6 angelegt.

Längs der Kaimauer liegen vier Geleise, von denen das vorderste mit einem Dampfkranen befahren wird.

An Stelle der in die Donau einmündenden städtischen Entwässerungskanäle wurde hinter der Kaimauer von der Stadtgemeinde Passau ein Sammelkanal ausgeführt.

Die Gesamtkosten der Kaianlage betragen 440 000 M. Der laufende Meter Kaimauer berechnet sich zu $\frac{440\,000}{764} = 576$ M., während 1 cbm Kaimauer rund 17 M. kostete.

Sämtliche Arbeiten wurden vom kgl. Straßen- und Flußbauamte Deggendorf in Regie unter der Leitung des k. Bauamtmannes Hensel ausgeführt.

Neubau der Wehranlage und der Kammer Schleuse im Main zu Würzburg.

(Tafel 36—51 e.)

Bis zum Jahre 1890 durchquerte den Main zu Würzburg unmittelbar oberhalb der alten Brücke ein aus Holz und Stein zusammengefügtes, in früheren Jahrhunderten erbautes Überfallwehr von 263 m Länge, das in schräger Richtung von der am linken Ufer vorspringenden Bastion der Beste Marienberg bis zum dritten Pfeiler (vom rechten Ufer ab gezählt) der aus acht Öffnungen bestehenden Brücke hinzog. Die Öffnung im zweiten Brückenbogen wurde durch das Wasserrad der unteren Mainmühle und die des dritten Bogens durch ein Nadelwehr abgeschlossen. Die durch den Aufstau (mittlere Stauhöhe = 1,17 m) gewonnene Wasserkraft diente zum Betriebe von drei Mahlmühlen — der Kanalmühle, der oberen und der unteren Mainmühle. Außerdem war bei gestautem Oberwasser die Hebung von Nutzwasser auf die Beste Marienberg und zum früheren fürstlichen Hofbräuhaus mit zwei 300 m oberhalb der Brücke gelegenen Pumpwerken ermöglicht.

Der Floßverkehr vom Ober- nach dem Unterwasser vollzog sich durch den mit Nadeln abgesperrten Floßdurchlaß in der dritten Brückenöffnung. Die Nadeln lehnten sich an zwei starke Querbalken an, welche bei Hochwasser oder Eisgang nach Entfernung der Nadeln durch ein in den Brückenpfeilern angebrachtes hölzernes Räderwerk in die Höhe gezogen wurden.

Die Schiffe mußten ihren Weg durch einen am linken Ufer gelegenen 500 m langen und 6,4 m breiten Umgehungskanal nehmen, der unmittelbar am Fuße des Marienberges durch die Festungswerke hindurch geführt ist und eine Kammer Schleuse von 46,7 m nutzbarer Länge bei 6,7 m Breite enthält.

Im Laufe der Zeit machte sich das Bedürfnis nach einer Verbesserung der dem fortschreitenden Verkehre nicht mehr entsprechenden Floß- und Schiffahrtsanlagen geltend.

Da durch das ständige Öffnen und Schließen des Nadelwehres beim Passieren der Flöße und durch die damit verbundene Senkung des Stauspiegels der Betrieb der Mühlen und Pumpwerke fortwährend gestört worden wäre, blieb der Floßverkehr durch das Nadelwehr auf bestimmte Tage der Woche beschränkt, eine Maßnahme, welche bei der Zunahme des Verkehrs immer lästiger empfunden wurde.

Aber auch in den Kreisen der Schiffer wurde darüber geklagt, daß die scharfen Krümmungen des Umgehungskanals, dessen geringe Breite und namentlich die zu geringe Lichthöhe einer über den Kanal führenden Straßenbrücke den Schiffahrtsverkehr stark beeinträchtigen. In Würdigung dieser berechtigten Klagen entschloß sich die K. Staatsregierung der Verbesserung der dortigen Floß- und Schiffahrtsverhältnisse näher zu treten.

Ursprünglich neigte man der Anschauung zu, daß durch völlige Beseitigung des Überfallwehres den Bedürfnissen der Floß- und Schifffahrt am besten entsprochen werden könnte. Allein eine Reihe wichtiger Bedenken bestanden gegen dieses Projekt. Die Beseitigung des Wehres würde nämlich wegen der beträchtlichen Senkung des Wasserspiegels den Verlust der Wasserkraft, die Schaffung der erforderlichen Fahrwassertiefe durch Aus Sprengen der felsigen Flußsohle und die Tieferlegung der in den Main mündenden städtischen Abwasserkanäle zur Folge gehabt haben.

Man suchte daher nicht durch eine Beseitigung, sondern durch eine den Forderungen der Neuzeit entsprechende Umgestaltung der Wehranlage eine Besserung der Verhältnisse herbeizuführen.

Der in diesem Sinne ausgearbeitete Entwurf kam innerhalb der Jahre 1890—1895 zur Ausführung und soll im folgenden erläutert werden.

Für die Floßfahrt wurde der Bau eines Trommelwehres mit anschließender Floßrinne gewählt, so daß künftighin die ankommenden Flöße zu jeder Zeit und ohne merkliche Stauminderung vom Ober- nach dem Unterwasser geleitet werden können. Das Trommelwehr samt Floßrinne wurde in die vierte Brückenöffnung gelegt. Diese Anordnung machte den Abbruch des Wehrendes und den Anschluß des Überfallwehres an den vierten Brückenpfeiler notwendig.

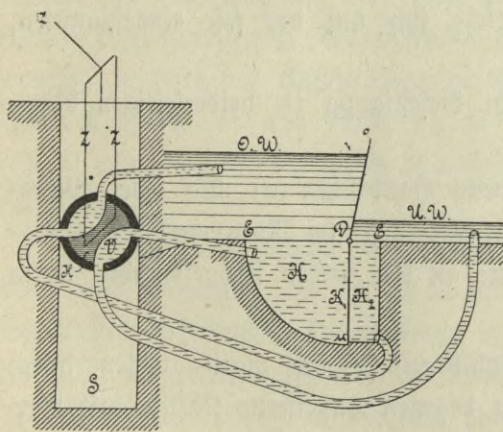
Das Nadelwehr wurde nebst der anschließenden alten Floßgasse teilweise umgebaut und dient außer zur Regulierung des Staus und Abführung von Hochwasser und Eis nur noch in Ausnahmefällen der Floßfahrt.

Die Interessen der Schifffahrt fanden durch den Neubau einer Kammer Schleuse am oberen Ende des Überfallwehres, wo dasselbe an das vorspringende Eck der Festungsmauer anschließt, volle Berücksichtigung. Bei etwaigen Reparaturen an der neuen Schleuse kann der alte Umgehungs kanal von den Schiffen benützt werden.

I. Neubau des Trommelwehres mit Floßrinne.

(Tafel 36—42.)

Das Trommelwehr besteht aus drei Hauptteilen (vergl. nebenstehende Skizze):



1. einer eisernen Klappe (oDu), welche sich um eine wagrechte Achse (D) drehen läßt;

2. einem nach oben durch eine eiserne Decke (E) abgeschlossenen Raum (K), in welchem sich der untere Klappenflügel (Du) bewegt und je nach der Größe der Drehung zwei verschiedene große Kammern — Vorderkammer (K_1) und Hinterkammer (K_2) — bildet;

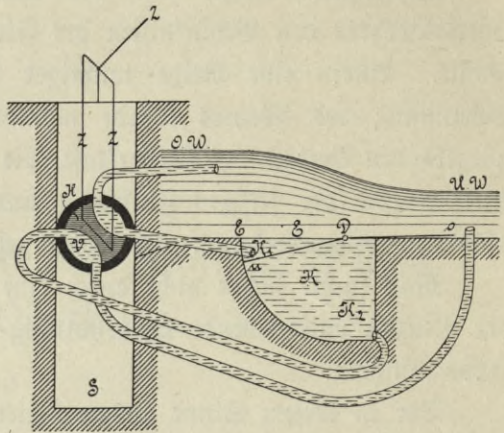
3. aus einem Schachte (S), in welchem vier Kanäle einmünden, nämlich zum Ober- und Unterwasser sowie zur Vorder- und Hinterkammer.

Die Mündungen dieser Kanäle sind durch Ansatzröhren mit dem Verteilungsventile (V) in Verbindung gebracht, das einen Vierweghahn (H) enthält. Je nach der durch ein Gestänge (Z) regulierten Stellung dieses Hahnes können der Oberwasserkanal und die Vorderkammer, der Unterwasserkanal und die Hinterkammer oder Oberwasserkanal und Hinterkammer, Unterwasserkanal und Vorderkammer miteinander verbunden werden.

Um nun die Klappe (oDu), sei es zum Zwecke des Durchfließens oder der Stau- regulierung, zu legen, stellt der Wehrmeister das Gestänge (Z) des Bierweghahnes (H) so, daß die Hinterkammer (K_2) mit dem Oberwasser einerseits und die Vorderkammer (K_1) mit dem Unterwasser anderseits in Verbindung steht. Der Druck des Oberwassers auf die rückseitige Fläche des unteren Klappenflügels (Du) bewirkt ein Drehen der Klappe um die Achse (D).

Die Klappe stellt sich wieder auf, wenn durch Umlegung des Gestanges (Z) die Vorderkammer (K_1) mit dem Oberwasser und die Hinterkammer (K_2) mit dem Unterwasser verbunden wird.

Über die Hauptbestandteile der von der Firma Kühnemann und Kößemann in Berlin ausgeführten Eisenkonstruktion ist folgendes zu erwähnen:



A. Die Wehrklappe.

(Tafel 40 und 41.)

Die Wehrklappe wird aus zehn senkrechten Dreharmen, der Blechhaut, einer Anzahl wagrechter Verbindungswinkel, den Anschlagsschwellen aus Holz und einer Lederfederung gebildet.

Die Dreharme (a) bestehen aus gußeisernen Naben (b) mit bronzenen Lagerschalen (c) und aus Blechträgern (d), welche mit den Naben verschraubt sind. Die Blechträger, deren unterer Teil bei geöffneter Klappe senkrecht steht und mit dem oberen Teil einen Winkel von 164° einschließt, setzen sich aus einem Flacheisen ($200/10$), aus vier Winkel- eisen ($100 \cdot 100/10$) und aus zwei weiteren Flacheisen ($200/10$) zusammen, welche letztere nur auf die Länge der Naben reichen.

Jede Nabe ist in zwei Hälften geteilt, welche sich auf der fest eingespannten, unbeweglichen Drehachse (e) bewegen.

Zu jeder Nabe gehört eine solche Achse, deren Befestigung in beiderseitigen Ringlagern (f) durch Keile bewerkstelligt wird.

Für die zehn Dreharme samt Naben sind neun Hauptlager (g) und zwei Wandlager (h) vorhanden. Erstere sind mit schmiedeeisernen Ankern (i) im Mauerwerk des Längskanals zur Hinterkammer verankert, während letztere an den beiden Flügelwänden durch Stein- schrauben befestigt wurden.

Die Hauptlager sind zylindrische, gußeiserne Hohlkörper (k) mit plattenartigen, durch Rippen (l) versteiften Ansätzen (m), die Wandlager dagegen gußeiserne Kästen mit Versteifungsrippen und ringförmigem Ansatz (n), in welchem ein Stellring (o) zur Aufnahme der Drehachse angebracht ist.

Zwischen den Naben und den Lagern sind zur Verminderung der Reibung bronzene Scheiben (p) mit ringförmigen Arbeitsleisten (q) eingelegt. Die Hohlzylinder der Hauptlager haben nach oben und hinten rechteckige Öffnungen (r), durch die ein Festschlagen der Keile (s) für die Lagerung der gußstählernen Drehachsen ermöglicht wird.

Über die zehn Dreharme ist auf die ganze Breite des Wehres eine 10 mm starke Blechhaut (t) genietet. Die Dichtung der Klappe zwischen den Dreharmen unmittelbar über und unter den Naben wird durch ein Zwischenblech (u) hergestellt.

Um von der Vorderkammer in die Hinterkammer gelangen zu können, befindet sich in dem unteren Klappenflügel ein 60/60 cm großes Mannloch (v), das mit einem Bleche abgeschlossen ist.

Zur Versteifung der Klappe nach der Breite hin dienen fünf Verbindungswinkel. Je einer von diesen (w) am oberen und unteren Ende erstreckt sich auf die ganze Wehrbreite, während die übrigen (x) nur von Dreharm zu Dreharm reichen.

An den beiden Klappenenden sind hölzerne Anschlagsschwellen (y) vorgesehen, welche mit der Blechhaut und den Versteifungswinkeln verschraubt sind.

Die am unteren Klappenende und an den Seitenwänden des unteren Flügelteiles zwischen Flacheisen und der Blechhaut befestigten 7 mm starken Lederstreifen sollen zur Hintanhaltung von Wasserverlusten einen dichten Anschluß der Klappe an die Trommelwandung bewirken.

B. Die Abdeckung der Vorderkammer.

(Tafel 40 und 41.)

Die Abdeckung der Vorderkammer wird aus Blechträgern und einer Blechdecke gebildet. Im ganzen sind achtzehn innere (α) und zwei äußere (β) Längsträger vorhanden, welche einerseits ihr Auflager auf einem Querträger (γ) am Ende der Vorderkammer, andererseits auf Einbuchtungen (δ) im Hauptlager haben. Die 10 mm starke Blechdecke (ε) enthält ein verschließbares Mannloch zum Besteigen der Vorderkammer.

C. Die Rohrleitung.

(Tafel 40—42.)

Die Rohrleitung setzt sich aus dem Verteilungsventil und dessen Zubehör zusammen.

Das Verteilungsventil ist ein gußeiserner, zylindrischer Kasten (V) von 1,4 m Durchmesser bei 0,60 m Weite, in welchen vier Anfahrrohren einmünden. In diesem Kasten bewegt sich auf einer mit der Mitte des Zylinders zusammenfallenden Achse eine schmiedeeiserne Ventilklappe (η), Bierweghahn genannt; durch das Drehen dieser Klappe können jeweilig je zwei der Anfahrrohren in Verbindung gebracht werden. Die Bewegung des Bierweghahnes geschieht durch ein auf die Achse dieser Klappe aufgebrachtes Schneckenrad (κ) mit Schnecke (λ), welche den Bestandteil eines in dem Schachte nach oben führenden Gestänges (z) bildet.

Ein von der Sohle der Wehrkammer zum Unterwasserkanal führendes Rohr (θ) dient zum Wegspülen des in der Wehrkammer angesammelten Schlammes. Die in diesem Spülrohre angebrachte Drosselklappe wird durch ein auf die nach oben verlängerte Achse desselben aufgekeiltes Handrad (ν) bewegt.

Sämtliche über den Schacht hinausragende Eisenteile können zum Schutze gegen Hochwasser und Eisgang ohne Schwierigkeit abgenommen werden.

An die Anfahrrohren des Verteilungsventiles schließen sich vier Kanäle von rohrförmigem Querschnitte an, welche zum Oberwasser (ζ), zum Unterwasser (π), zur Vorderkammer (ρ) und zur Hinterkammer (σ) führen.

Das Oberwasser, dessen Einlauf sich an dem Vorkopfe des zweiten Flußpfeilers befindet, wird durch einen 0,5 m langen gemauerten Kanal, der mit einem Einlaufgitter (τ)

versehen ist, in einen Schacht geleitet, in welchem der eigentliche Oberwasserkanal (ζ) beginnt; es ist dies eine auf Beton ruhende Zementrohrleitung, welche durch eine eiserne Klappe (φ) abgesperrt werden kann.

Der Kanal zum Unterwasser (π), ebenfalls eine mittels Klappe (φ) abschließbare Zementrohrleitung, mündet in einen Schacht an der linksseitigen Böschung der alten Floßgasse aus.

Der Schacht, in welchem das Verteilungsventil angebracht ist, liegt in der rechtsseitigen Flügelmauer des Trommelwehres.

Zur Ableitung von Luft aus der Vorderkammer und aus dem unmittelbar hinter der oberen Wehrklappe befindlichen Raume sind Luftschächte angeordnet, welche an der tiefer liegenden linken Flügelmauer auf deren Oberfläche und an der rechten Flügelmauer seitlich ausmünden.

Das Mauerwerk der vorderen Wehrkammer wurde aus sehr feinkörnigem unterfränkischem Buntsandstein hergestellt, welcher eine möglichst glatte Ubarbeitung der zylindrischen Wandfläche zuließ. Jenes Mauerwerk, welches Teilen der Eisenkonstruktion als Lager zu dienen hat, besteht aus Granit, während im übrigen Muschelfalksteine von Randersacker und Marktbreit Verwendung fanden. Der Portlandzement wurde vom Portlandzementwerk Karlstadt a/M. bezogen.

Die an das Trommelwehr anschließende 120 m lange Floßrinne hat an der Sohle eine Breite von 10,85 m und ein Gefälle von 1 : 200. Die gepflasterten Seitendämme sind bei einer Kronenbreite von 2 m nach innen einmalig, nach außen $1\frac{1}{2}$ malig geböschet. Die Sohle der Floßrinne wird von einer auf Kies ruhenden 0,40 m starken Betonschichte gebildet und am Ende durch eine kräftige Steinpackung abgeschlossen.

II. Umbau des Nadelwehres und der alten Floßgasse.

(Tafel 43 und 44.)

Das Nadelwehr sowohl, wie die alte Floßgasse waren im Laufe der Jahre derart beschädigt worden, daß ein längeres Aufschieben der erforderlichen Ausbesserungsarbeiten nicht mehr ratsam erschien. Diese Arbeiten umfaßten die Erneuerung der Seitenmauern des Wehres, den Ersatz der Bohlenbeschlächte in der Floßgasse und am linken Ufer des angrenzenden Mühlkanals durch Ufermauern, ferner die Auswechslung der aus Granit bestehenden Anschlagsschwelle für die Nadeln und schließlich die Instandsetzung des schadhast gewordenen Sohlen- und Kronenpflasters.

Wegen der von allen Seiten mit Wasser umgebenen, sehr engen Baustelle war die Trockenlegung der Baugrube mit großen Schwierigkeiten verbunden.

III. Neubau der Kammer Schleuse.

(Tafel 45—50.)

Die Anlage der Kammer Schleuse erfolgte am oberen Ende des Überfallwehres. Zur Hintanhaltung jeder weiteren Einschränkung des an dieser Stelle ziemlich engen Flußprofils wurde die linke Schleusenmauer, für deren Höhenlage das Ufer an der dort gelegenen Mühle maßgebend war, möglichst weit landeinwärts gerückt; dies machte den Abbruch eines Teiles der dem K. Militärärar gehörigen Festungsmauer erforderlich. Die rechte Schleusenmauer dagegen wurde nur bis zur Note des höchsten schiffbaren Wasserstandes ausgeführt.

Die lichte Weite der Kammer zwischen den senkrechten Wänden war bei einer nutzbaren Länge von 54,95 m ursprünglich zu 8,50 m angenommen worden. Durch das in neuerer Zeit wesentlich gesteigerte Interesse für die Hebung des Verkehrs auf den Binnenwasserstraßen war indessen Veranlassung gegeben, noch während des Baues eine Erweiterung der Kammer auf 10,50 m vorzunehmen, wobei gleichzeitig auf die Möglichkeit einer späteren Verlängerung der Schleuse bis zu 85 m Bedacht genommen wurde. Das Gefälle der Schleuse zwischen dem kleinsten Ober- und Unterwasser beträgt 1,16 m.

Das Füllen und Leeren der Kammer erfolgt durch je zwei Torshützen und je einen Umlauffanal in der linken Schleusenmauer; bei der freien Lage der rechten Mauer wurde zur Vermeidung eines seitlichen Ausbaues und der hierdurch bedingten Profilverengung die Ausführung von Umlauffanälen nicht für zweckmäßig erachtet.

Die vier Torshützen besitzen eine Breite von je 0,70 m und eine Höhe von 0,35 m, die Umlauffanäle einen nutzbaren Querschnitt von 1,8 qm.

Die Zeitdauer zum Füllen oder Leeren der Kammer wurde zu 3 1/2 Minuten berechnet.

Die rechte Schleusenmauer ist 2,5 m stark, während die linke Mauer bei 8,29 m Höhe im Fundamente 3,80 m breit ist; über den Umlauffanälen sind zur Ersparung von Mauerwerk Hohlräume angeordnet.

Das ganze Bauwerk wurde unmittelbar auf den in geringer Tiefe vorhandenen Felsen fundiert; dies machte die Herstellung einer besonderen Sohle für die Kammer entbehrlich. Nur im Ober- und Unterhaupt sowie in den Umlauffanälen wurde eine Sohle aus Stampfbeton (1 : 3 : 6) ausgeführt.

Als Material für das Bruch- und Hausteinmauerwerk fand Muschelkalk aus Unterfranken Verwendung; nur für einige stärker beanspruchte Mauerteile, z. B. für die Drempeel wählte man Granit. Den Portlandzement lieferte wiederum das Zementwerk Karlstadt a/M.

Die Schleusentore bestehen aus eisernen Rahmenwerken, welche mit 5 cm starken Bohlen aus Eichenholz verkleidet sind. Zur Bewegung der Tore dienen gezahnte Quadranten, da in der rechten Schleusenmauer die Anbringung gerader Schieb- und Zugstangen nicht möglich war. Der Abschluß der Umlauffanäle wird durch gußeiserne Drehschützen bewirkt.

Da man während der Bauausführung mit einem Saugapparate hinsichtlich der Trockenlegung der Baugrube gute Erfolge erzielt hatte, entschloß man sich, um auch bei späteren Ausbesserungsarbeiten die Schleusenkammer rasch entleeren zu können, einen solchen Sauger in der rechten Mauer anzubringen. Der von dem Eisenwerke Nagel und Kämp in Hamburg gelieferte Apparat, welcher bei 1,3 m Förderhöhe bis zu 125 l Wasser pro Sekunde ansaugt und dazu höchstens 1700 l/sec Aufschlagswasser bei einem Gefälle von 1,16 m benötigt, ist zwischen einem Ein- und Auslauftrichter eingemauert, jedoch so, daß er zugänglich ist. Die Saugrohrleitung hat einen Durchmesser von 250 mm und mündet in einer Nische der Schleusenmauer.

Mit der Kammerschleuse wurde gleichzeitig unmittelbar neben derselben am linken Ufer ein Wohnhaus für den Schleusenwärter erbaut. Da ferner die Schleuse zum größten Teile in das zur „oberen Mainmühle“ gehörige Anwesen zu liegen kam und deshalb die dortigen Stallungen und eine Scheune dem Abbruche anheimfielen, wurde für diese Räumlichkeiten durch den Neubau eines besonderen Wirtschaftsgebäudes Ersatz geschaffen.

Zusammenstellung der hydrotechnischen und statischen Berechnungen.

I. Höhenlage der Einlauffschwelle am Trommelwehre und Länge der Floßrinne.

Es soll bei niederen Wasserständen für die durchfahrenden Flöße in der Floßrinne eine Mindesttiefe von 0,60 m vorhanden sein.

Nach Kühlmanns Hydromechanik ist:

$$1. e = \frac{1}{2g} \cdot \frac{v^2}{m^2} + e_1 \text{ und}$$

$$2. l = \frac{\eta - (e - e_1)}{J}$$

Hierbei ist:

- e = gesuchte Tiefe am Einlauf,
- e_1 = die Tiefe am Ende der Floßrinne,
- m = Kontraktionskoeffizient,
- g = Beschleunigung der Schwere,
- η = Höhenunterschied zwischen Ober- und Unterwasserpiegel,
- l = Länge der Floßrinne,
- v = Wassergeschwindigkeit in der Floßrinne.

Man berechnet zunächst den Wert für v aus der Gleichung:

$$v = c \cdot \sqrt{R \cdot J}$$

Im vorliegenden Falle ergibt sich für die Profilfläche der Floßrinne $F = 6,87 \text{ qm}$, *)

für den benetzten Umfang $p = 12,55 \text{ m}$; **) mithin $R = \frac{F}{p} = \frac{6,87}{12,55} = 0,548$.

Das Sohlengefälle der Floßrinne wurde zu

$$J = 1 : 200 = 0,005$$

und der Rauigkeitskoeffizient zu $n = 0,017$ angenommen.

Nach Ganguillet-Rutter ist

$$c = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0,00155}{J}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{J}\right) \cdot \frac{n}{\sqrt{R}}} = 53,46;$$

folglich

$$v = 53,46 \cdot \sqrt{0,548 \cdot 0,005} = 2,785 \text{ m.}$$

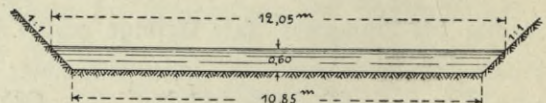
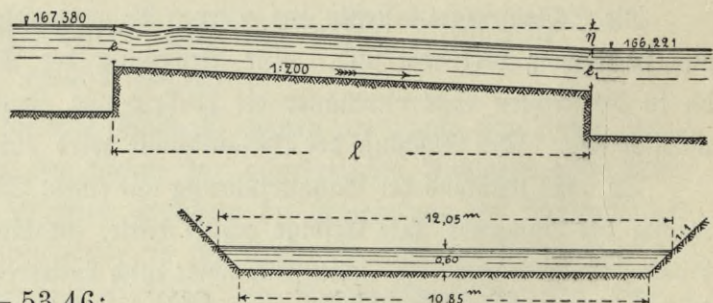
Setzt man $m = 0,865$ und $e_1 = 0,60 \text{ m}$, so beträgt die gesuchte Tiefe der Einlauffschwelle unter dem niedrigsten Oberwasserpiegel:

$$e = \frac{1}{19,62} \cdot \frac{2,785^2}{0,865^2} + 0,60 = 1,128 \text{ m.}$$

Da der Höhenunterschied zwischen dem Ober- und Unterwasserpiegel bei niedrigstem Wasserstande $\eta = 167,380 - 166,221 = 1,159 \text{ m}$ beträgt, so berechnet sich als Länge der Floßrinne:

$$l = \frac{1,159 - (1,128 - 0,60)}{0,005} = 126,20 \text{ m.}$$

In Wirklichkeit gelangte die Floßrinne mit 120 m Länge zur Ausführung.



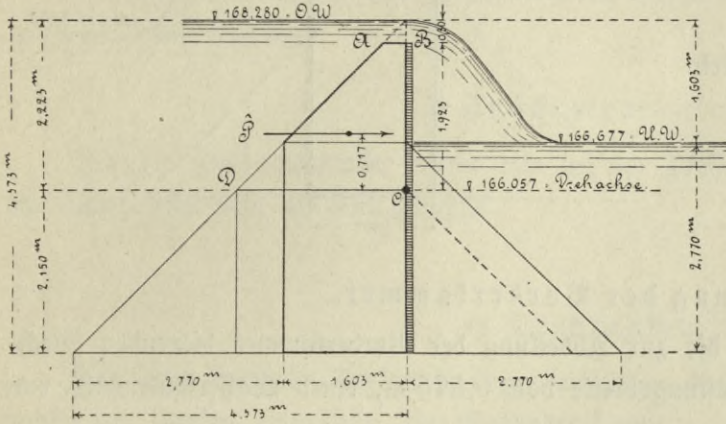
$$*) F = \frac{10,85 + 12,05}{2} \times 0,60 = 6,87 \text{ qm}$$

$$**) p = 10,85 + 2 \times \sqrt{2 \times 0,6^2} = 12,55 \text{ m}$$

II. Statische Untersuchung der Eisenteile für das Trommelwehr.

a) Berechnung der schmiedeeisernen Dreharme.

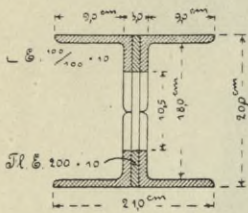
Die ungünstigste Belastung der oberen Hälfte eines bei C eingespannten Dreharmes ergab sich nach den Wasserstandsbeobachtungen bei einem Höhenunterschiede von 1,603 m zwischen dem Ober- und Unterwasserpiegel. Der einfacheren Rechnung wegen soll angenommen werden, daß der Unterwasserpiegel in die Höhe des Drehpunktes C falle (in der nebenstehenden Figur punktiert); außerdem sollen die obere und die untere Hälfte eines Dreharmes, welche in Wirklichkeit um einen Winkel von etwa 164° gegeneinander geneigt sind, in einer Geraden liegen.



Die einzelnen Dreharme, auf welchen die Klappenbleche befestigt sind, haben eine gegenseitige Entfernung von 1,15 m. Es beträgt somit der Wasserdruck auf die 1,923 m lange obere Hälfte eines Dreharmes:

$$\dot{P} = 1,15 \cdot \frac{0,30 + 2,223}{2} \cdot 1,923 \cdot 1000 = 2790 \text{ kg};$$

der Angriffspunkt von \dot{P} fällt mit dem Schwerpunkte des Trapezes ABCD zusammen und liegt 0,717 m über dem Drehpunkte C. Das größte Biegemoment, bezogen auf die Drehachse C, ist: $M = 2790 \cdot 0,717 = 2000,43 \text{ kgm}$.



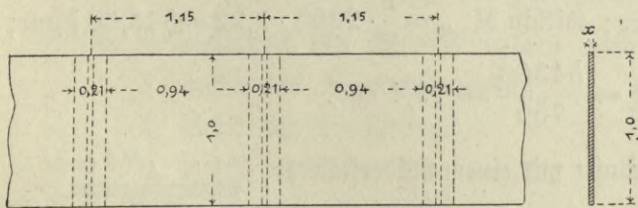
Bei einer zulässigen Biegespannung von $k = 750 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ für Schmiedeeisen beträgt das erforderliche Widerstandsmoment

$$\frac{M}{k} = \frac{200043}{750} = 266,7 \text{ cm}^3;$$

der nebenstehende Winkelisenquerschnitt hat ein Widerstandsmoment $W = 496 \text{ cm}^3$.

Dieser sehr reichlich bemessene Querschnitt wurde zur Sicherung der Dreharme gegen den Stoß des Wassers beibehalten.

b) Stärke der Klappenbleche.



Die freitragende Länge der zwischen je zwei Dreharmen befindlichen Klappenbleche beträgt $1,15 - 0,21 = 0,94 \text{ m}$; die Breite eines Bleches soll zu $1,0 \text{ m}$ angenommen werden.

Der Wasserdruck auf ein unter dem Unterwasserpiegel gelegenes Blech ist:

$$\dot{P}' = 1,0 \cdot 0,94 \cdot 1,603 \cdot 1000 = 1510 \text{ kg};$$

da die Bleche als beiderseitig eingespannt zu betrachten sind, ist das Maximalmoment

$M = \frac{1}{12} \cdot 1510 \cdot 0,94 = 118,3 \text{ kgm}$ und das erforderliche Widerstandsmoment

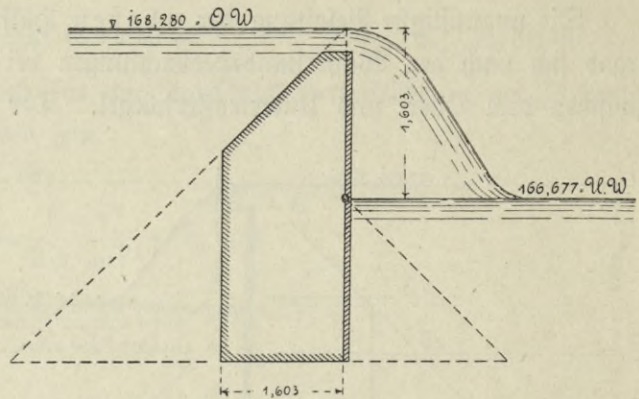
$$\frac{M}{k} = \frac{11830}{750} = 15,7 \text{ cm}^3.$$

Es muß nun sein:

$$15,7 = W = \frac{1}{6} \cdot 100 \cdot x^2,$$

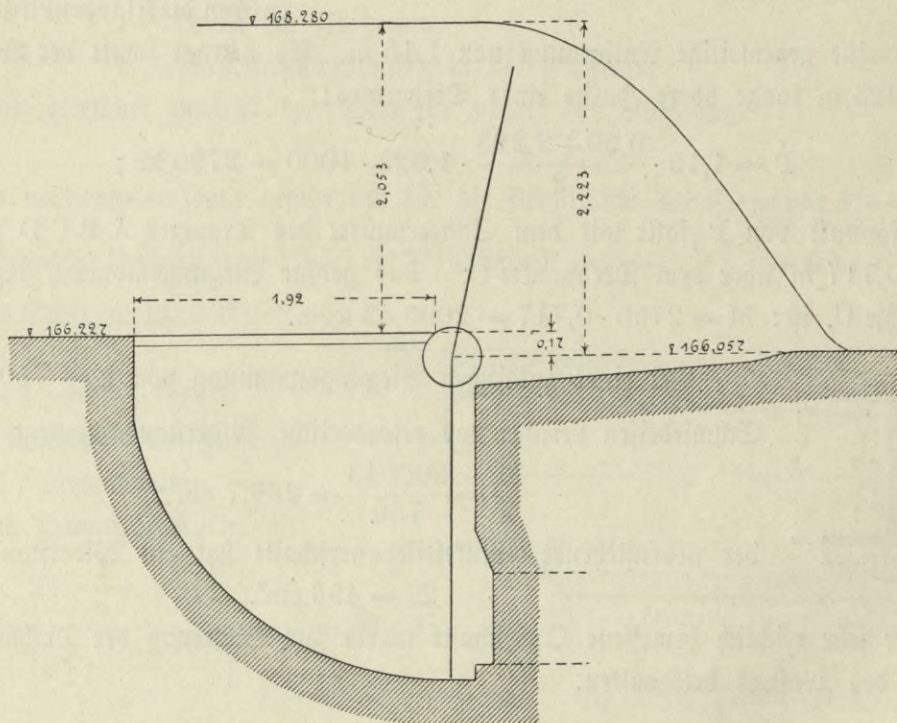
woraus sich die notwendige Blechstärke zu $x = 0,97 \text{ cm}$ berechnet.

Benutzt wurden Bleche mit 10 mm Stärke.



c) Abdeckung der Vorderkammer.

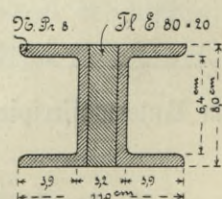
Die Träger, auf welchen die zur Abdeckung der Vorderkammer dienenden Bleche befestigt sind, haben bei einer Belastungsbreite von 0,575 m, einer Wassersäulenhöhe von



2,053 m und einer freitragenden Länge von 1,92 m einen Wasserdruck zu erleiden von $D = 0,575 \cdot 2,053 \cdot 1,92 \cdot 1000 = 2265 \text{ kg}$; mithin $M_{\max} = \frac{1}{8} \cdot 2265 \cdot 1,92 = 543,60 \text{ kgm}$; und das erforderliche Widerstandsmoment $= \frac{54360}{750} = 72,4 \text{ cm}^3$.

Hierfür genügt nebenstehender Querschnitt mit einem Widerstandsmoment $W = 74,7 \text{ cm}^3$.

Die Abdeckungsbleche tragen auf eine Länge von $0,575 - 0,11 = 0,465 \text{ m}$ frei und sind je 2,0 m breit; daher die Belastung durch eine 2,053 m hohe Wassersäule



$$= \hat{D}' = 0,465 \cdot 2,0 \cdot 2,053 \cdot 1000 = 1910 \text{ kg}; M_{\max} = \frac{1}{12} \cdot 1910 \cdot 0,465 = 74,0125 \text{ kgm}$$

erforderliches Widerstandsmoment = $\frac{7401,25}{750} = 9,87 \text{ cm}^3$.

Es muß nun $9,87 = W = \frac{1}{6} \cdot 200 \cdot x^2$ sein, woraus sich als Blechstärke ergibt: $x = 0,54 \text{ cm}$.

Mit Rücksicht auf etwaiges Rosten wurden Bleche von 10 mm Stärke verwendet.

d) Fundamentanker.

Für die Fundamentanker wurde wie bei der Trommelwehranlage zu Frankfurt a. M. ein Durchmesser von 40 mm gewählt.

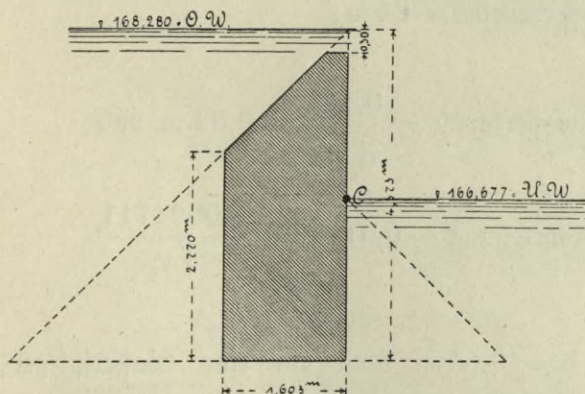
e) Drehzapfen.

Auf jeden der zehn Drehzapfen von je 0,33 m freitragender Länge wirkt, im Mittelpunkte der Zapfen angreifend, ein Wasserdruck von

$$\hat{P}'' = \left[1,603 \cdot \frac{2,77 + 4,373}{2} - \frac{0,3^2}{2} \right] \cdot 1,15 \cdot 1000 = 6532 \text{ kg};$$

$$M_{\max} = \frac{6532 \cdot 0,33}{4} = 538,89 \text{ kgm};$$

erforderliches Widerstandsmoment = $\frac{53889}{750} = 71,9 \text{ cm}^3$;



es ist nun:

$$71,9 = \frac{\pi}{32} d^3,$$

woraus $d = 9,02 \text{ cm}$; bei der Ausführung wurde ein Durchmesser von 100 mm gewählt.

Für die Lagerplatten der Drehzapfen gelangte das nämliche Profil wie bei der Frankfurter Wehranlage zur Anwendung.

III. Untersuchung der Beweglichkeit des Trommelwehres.

Die Beweglichkeit des Trommelwehres wird beeinflusst

1. durch den Druckhöhenverlust,
2. durch den Wasserdruck,
3. durch den Stoß des Wassers,
4. durch das Gewichtsverhältnis der oberen und unteren Klappenhälfte und
5. durch die Zapfenreibung.

Die Berechnung ist für das Aufstellen und für das Umlegen der Klappe durchzuführen.

A. Aufstellen der Klappe.

Der Höhenunterschied zwischen Ober- und Unterwasser kann auf 0,30 m herabgehen. Um die Klappe aufzurichten zu können, wird das Oberwasser mit der Vorderkammer und die Hinterkammer mit dem Unterwasser in Verbindung gesetzt.

Es liege der Unterwasserspiegel in der Höhe der Drehachse auf Note + 166,057, der Oberwasserspiegel 0,30 m darüber auf Note + 166,357.

1. Druckhöhenverlust.

Durch die Spielräume zwischen der Wehrklappe und den Wänden der Vorderkammer sowie zwischen der Blechbekleidung der Klappe und den Lagern der letzteren entsteht ein Wasserverlust, der einen Teil der vorhandenen hydrostatischen Druckhöhe aufzehrt. Die Größe dieser undichten Stellen ergab sich aus dem Plane zu $q_1 = 0,072$ qm.

Die Geschwindigkeit, mit welcher das Wasser durch diese Öffnungen fließt, ist

$$v_1 = \sqrt{2gh} = 4,43 \cdot \sqrt{0,3} = 2,435 \text{ m};$$

mithin beträgt der Wasserverlust ohne Berücksichtigung der Kontraktion:

$$M_1 = q_1 \cdot v_1 = 0,072 \cdot 2,435 = 0,175 \text{ cbm/sec.}$$

Für diese unbenützt abfließende Wassermenge würde, wenn dieselbe durch den Oberkanal zur Vorderkammer fließen sollte, nach Weisbach eine Druckhöhe erforderlich sein von

$$h_r = \left(1 + \zeta_0 + \zeta \cdot \frac{l}{d}\right) \cdot \frac{v_r^2}{2g} = \mathbf{0,05 \text{ m}};$$

es bedeutet hierbei:

ζ_0 den Widerstandskoeffizienten an dem Einlaufe des Oberwasserkanales = 0,505;

l die Länge des freisrunden Oberwasserkanales = 24 m;

d dessen Durchmesser = 0,6 m;

v_r die Wassergeschwindigkeit im Oberwasserkanale = $\frac{0,175}{0,6^2 \frac{\pi}{4}} = 0,62$ m und

ζ den Reibungskoeffizienten in der Rohrleitung = $0,01439 + \frac{0,0094711}{\sqrt{v_r}}$

2. Wasserdruck.

Infolge des Druckhöhenverlustes von $h_r = 0,05$ m kann nur eine Wasserspiegeldifferenz von $0,30 - 0,05 = 0,25$ m in Rechnung gezogen werden.

Die folgenden Berechnungen beziehen sich auf ein 1,15 m breites Feld der Klappe.

Es ist allgemein der Wasserdruck auf eine Fläche = $\hat{D} = \gamma \cdot F \cdot z$, wobei

γ = spez. Gewicht des Wassers,

F = gedrückte Fläche und

z = Vertikalabstand des Flächenschwerpunktes vom Wasserspiegel.

Ferner ist die Entfernung des Druckmittelpunktes einer ebenen Fläche von der Schnittlinie dieser Fläche mit dem Wasserspiegel = $d = \frac{J}{S}$, worin bedeutet:

J das Trägheitsmoment der gedrückten Fläche in Bezug auf obige Schnittlinie und

S das statische Moment der Fläche, bezogen auf die gleiche Achse.

Bezeichnet man den Druck des

Oberwassers auf die obere Klappenhälfte mit D_{oo} ,

Unterwassers " " " " " D_{uo} ,

Oberwassers " " untere " " D_{ou} ,

Unterwassers " " " " " D_{uu} ,

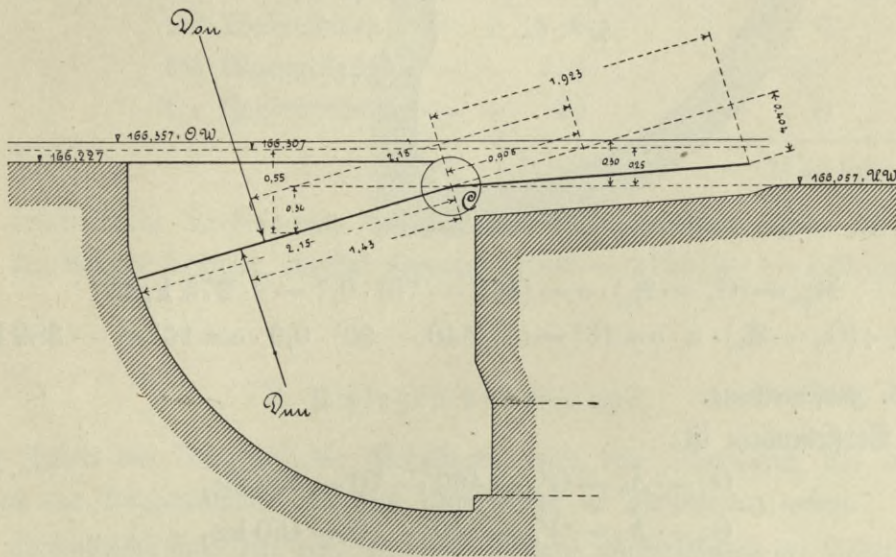
ferner die Entfernungen der zugehörigen Druckmittelpunkte von der Schnittlinie der gedrückten Flächen mit den zugehörigen Wasserspiegeln bezw. mit

$$d_{oo}, d_{uo}, d_{ou}, d_{uu},$$

so ist im vorliegenden Falle:

$$D_{oo} - D_{uo} = 0,$$

d. h. diese beiden Kräfte heben sich auf, da die obere Klappenhälfte horizontal liegt;



$$D_{ou} = 1,15 \cdot 2,15 \cdot 0,55 \cdot 1000 = 1360 \text{ kg};$$

$$D_{uu} = 1,15 \cdot 2,15 \cdot 0,30 \cdot 1000 = 740 \text{ kg};$$

$$d_{ou} = \frac{\frac{1}{12} \cdot 1,15 \cdot 2,15^3 + (1,15 \cdot 2,15) \cdot 1,98^2}{(1,15 \cdot 2,15) \cdot 1,98} = 2,18 \text{ m};$$

$$d_{uu} = \frac{2}{3} \cdot 2,15 = 1,43 \text{ m}.$$

Bezeichnet man die Momente der Drücke D_{oo} u. s. w. in Bezug auf die Trommelwehrrachse mit M_{oo} u. s. w., so ist

$$M_{ou} = (-) D_{ou} \cdot (d_{ou} - 0,908) = (-) 1360 \cdot (2,18 - 0,908) = -1736 \text{ kgm};$$

$$M_{uu} = D_{uu} \cdot d_{uu} = 740 \cdot 1,43 = +1060 \text{ kgm}.$$

3. Stoß des Wassers.

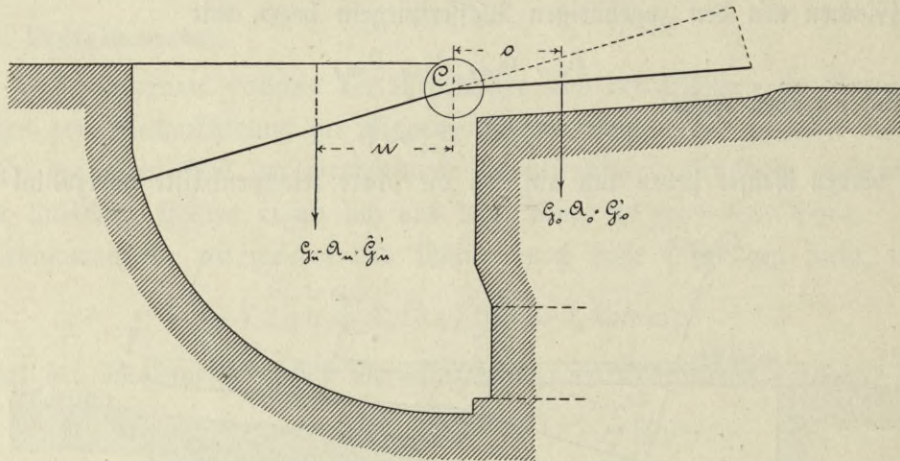
Da die obere Klappenhälfte horizontal liegt, so gelangt der Wasserstoß nicht zur Geltung und ist daher = 0 zu setzen.

4. Gewichtsverhältnis der beiden Klappenhälften.

Das Gewicht der oberen Klappenhälfte beträgt $\hat{G}_o = 460 \text{ kg}$, das der unteren Hälfte $\hat{G}_u = 540 \text{ kg}$; die senkrechten Schwerpunktsabstände dieser Gewichte von der Drehachse berechneten sich zu $o = 0,70 \text{ m}$ und $u = 0,90 \text{ m}$.

Als Auftrieb ergab sich für die obere Hälfte $\hat{A}_o = 70$ kg und für die untere Hälfte $\hat{A}_u = 90$ kg nach dem Satze, daß der Auftrieb gleich dem Gewichte des verdrängten Wassers ist.

Nimmt man nun den Angriffspunkt der Resultante des Auftriebs mit demjenigen der Gewichtsergebnante zusammenfallend an, so sind die Gewichtsmomente, bezogen auf die Trommelwehrachse:



$$M_{go} = (\hat{G}'_o - \hat{A}_o) \cdot o = (460 - 70) \cdot 0,7 = + 273 \text{ kgm};$$

$$M_{gu} = (-) (\hat{G}'_u - \hat{A}_u) \cdot u \cdot \cos 16^\circ = (-) (540 - 90) \cdot 0,9 \cdot \cos 16^\circ = - 389 \text{ kgm}.$$

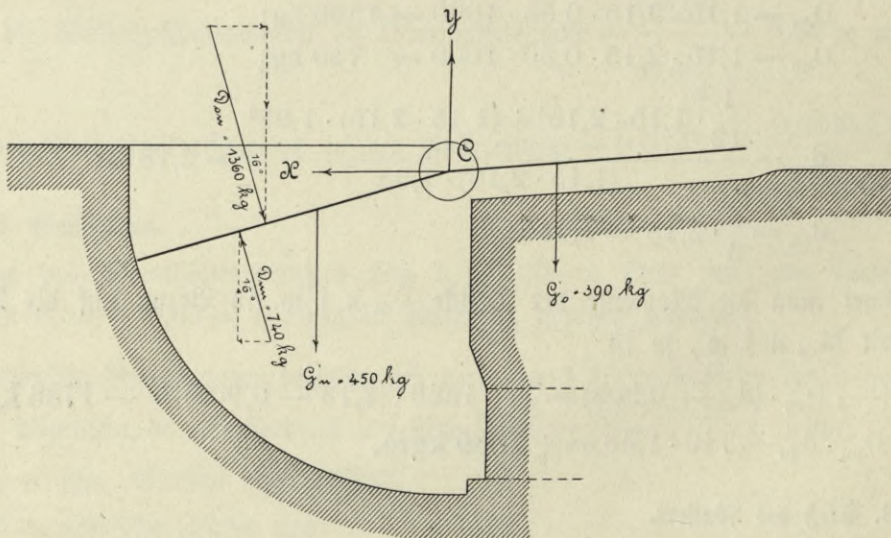
5. Zapfenreibung.

Nach Vorstehendem ist:

$$\hat{G}'_o - \hat{A}_o = \hat{G}'_o = 460 - 70 = 390 \text{ kg},$$

$$\hat{G}'_u - \hat{A}_u = \hat{G}'_u = 540 - 90 = 450 \text{ kg},$$

$$\hat{D}_{ou} = 1360 \text{ kg} \text{ und } \hat{D}_{uu} = 740 \text{ kg}.$$



Bezeichnet man die horizontale Auflagerreaktion des Drehzapfens mit X, die vertikale mit Y und zerlegt \hat{D}_{ou} und \hat{D}_{uu} in ihre horizontalen und vertikalen Seitenkräfte, so bestehen die Gleichgewichtsbedingungen:

$$\hat{X} = \hat{D}_{ou} \cdot \sin 16^\circ - \hat{D}_{uu} \cdot \sin 16^\circ = 1360 \text{ kg} \cdot \sin 16^\circ - 740 \text{ kg} \cdot \sin 16^\circ = + 171 \text{ kg};$$

$$\begin{aligned} \hat{Y} &= \hat{D}_{ou} \cdot \cos 16^\circ - \hat{D}_{uu} \cdot \cos 16^\circ + \hat{G}'_o + \hat{G}'_u \\ &= 1360 \text{ kg} \cdot \cos 16^\circ - 740 \text{ kg} \cdot \cos 16^\circ + 390 \text{ kg} + 450 \text{ kg} = + 1436 \text{ kg}. \end{aligned}$$

Mithin Auflagerreaktion im Drehpunkte C:

$$\hat{R} = \sqrt{\hat{X}^2 + \hat{Y}^2} = \sqrt{171^2 + 1436^2} = 1447 \text{ kg};$$

folglich das Zapfenreibungsmoment

$$M_z = \hat{R} \cdot r \cdot u_1 = 1447 \cdot 0,05 \cdot 0,28 = + 20,3 \text{ kgm};$$

hierbei bedeutet

r den Radius des Zapfens im Lager = 0,05 m;

u_1 den Reibungskoeffizienten für Gußeisen auf Bronze = 0,28.

Zusammenstellung der positiven und negativen Drehmomente:

Moment des Wasserdruckes	= + 1060 kgm	— 1736 kgm
des Wasserstoßes	= + 0 "	— 0 "
des Eigengewichts	= + 273 "	— 389 "
der Zapfenreibung	= + 20 "	— 0 "
	daher + 1353 kgm	— 2125 kgm.

Das resultierende Drehmoment, welches einen negativen Wert ergibt und somit das Aufstellen der Klappe bewirkt, beträgt demnach $(1353 - 2125) = - 770 \text{ kgm}$.

B. Umlegen der Klappe.

Zum Zwecke des Umlegens der Wehrklappe wird das Oberwasser mit der Hinterkammer und die Vorderkammer mit dem Unterwasser in Verbindung gesetzt.

Der ungünstigste Fall tritt ein, wenn bei höheren Wasserständen der Höhenunterschied zwischen dem Ober- und Unterwasserpiegel auf ein Mindestmaß herabfällt.

Als höchster Oberwasserpiegel, bei dem die Wehrklappe gerade noch aufgestellt sein soll, wird derjenige angenommen, der auf der Ordinate + 168,98 liegt, also gleich hoch mit dem rechtsseitigen Flügelbaue, so daß die auf demselben befindlichen Vorrichtungen zur Bewegung des Trommelwehres noch zugänglich sind.

Das Unterwasser liegt hierbei um 10 cm tiefer, also auf der Ordinate + 168,88.

1. Druckhöhenverlust.

Der Verlust an Druckhöhe berechnet sich unter den bei A, 1 gemachten Annahmen zu $h_r = 0,02 \text{ m}$, so daß in den folgenden Berechnungen die Höhe des Oberwasserpiegels mit der Ordinate + 168,98 — 0,02 = + 168,96 anzunehmen ist.

2. Wasserdruck.

Es ist:

$$D_{oo} = 1,15 \cdot 1,98 \cdot 1,94 \cdot 1000 = 4425 \text{ kg};$$

$$D_{uo} = 1,15 \cdot 1,98 \cdot 1,86 \cdot 1000 = 4240 \text{ kg};$$

$$D_{ou} = 1,15 \cdot 2,15 \cdot 3,98 \cdot 1000 = 9840 \text{ kg};$$

$$D_{uu} = 1,15 \cdot 2,15 \cdot 3,90 \cdot 1000 = 9640 \text{ kg}.$$

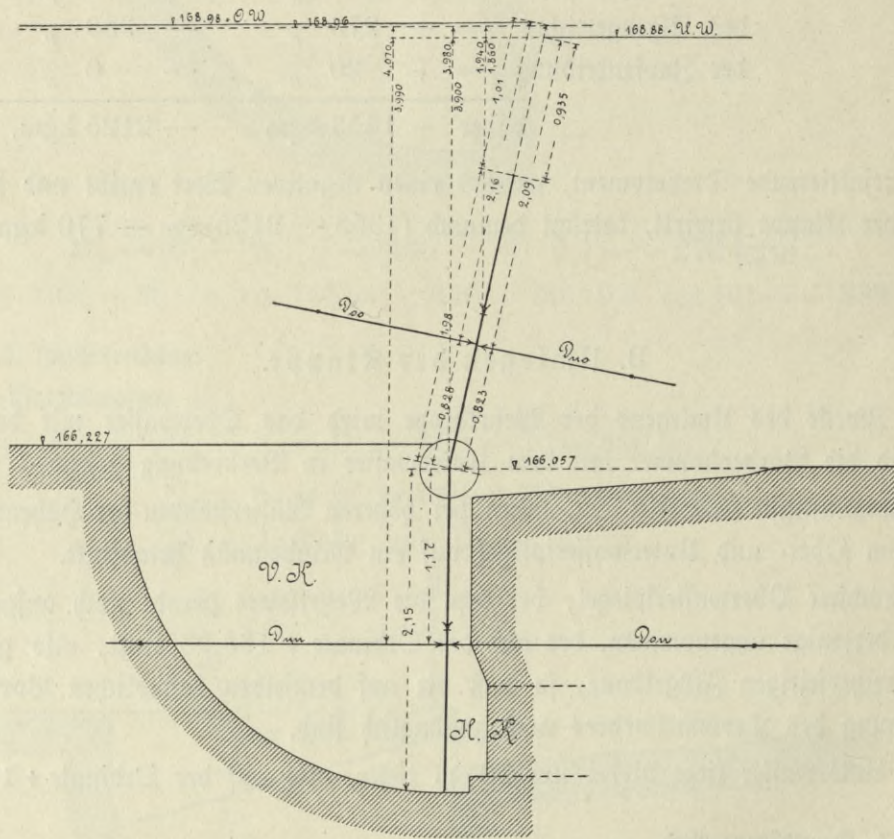
Die Entfernungen der Druckmittelpunkte dieser Kräfte von der zugehörigen Wasserpiegeloberfläche sind:

$$d_{oo} = \frac{\frac{1}{12} \cdot 1,15 \cdot 1,98^3 + (1,15 \cdot 1,98) \cdot 2,0^2}{(1,15 \cdot 1,98) \cdot 2,0} = 2,162 \text{ m};$$

$$d_{uo} = \frac{\frac{1}{12} \cdot 1,15 \cdot 1,98^3 + (1,15 \cdot 1,98) \cdot 1,925^2}{(1,15 \cdot 1,98) \cdot 1,925} = 2,092 \text{ m};$$

$$d_{ou} = \frac{\frac{1}{12} \cdot 1,15 \cdot 2,15^3 + (1,15 \cdot 2,15) \cdot 3,975^2}{(1,15 \cdot 2,15) \cdot 3,975} = 4,070 \text{ m};$$

$$d_{uu} = \frac{\frac{1}{12} \cdot 1,15 \cdot 2,15^3 + (1,15 \cdot 2,15) \cdot 3,895^2}{(1,15 \cdot 2,15) \cdot 3,895} = 3,990 \text{ m}.$$



Die auf die Drehachse bezogenen Hebelarme sind:

$$h_{oo} = 2,99 - 2,162 = 0,828 \text{ m};$$

$$h_{uo} = 2,915 - 2,092 = 0,823 \text{ m};$$

$$h_{ou} = 4,07 - 2,90 = 1,17 \text{ m};$$

$$h_{uu} = 3,99 - 2,82 = 1,17 \text{ m}.$$

Demnach ergeben sich in Bezug auf die Trommelwehrachse folgende Drehmomente:

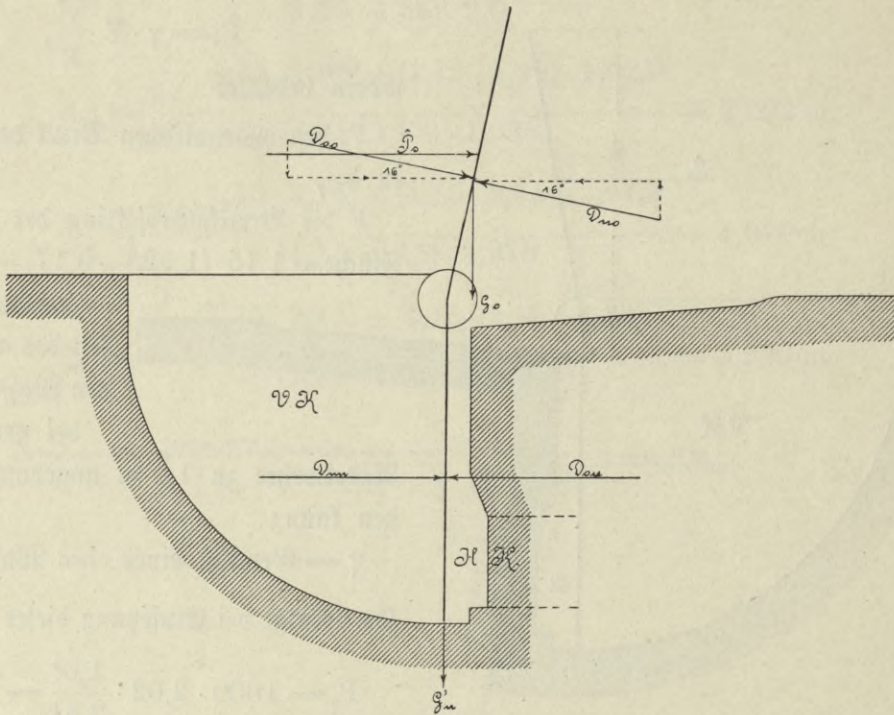
$$M_{oo} = + 4425 \cdot 0,828 = + 3660 \text{ kgm};$$

$$M_{uo} = - 4240 \cdot 0,823 = - 3500 \text{ kgm};$$

$$M_{ou} = + 9840 \cdot 1,17 = + 11500 \text{ kgm};$$

$$M_{uu} = - 9640 \cdot 1,17 = - 11300 \text{ kgm}.$$

Hieraus $\hat{P}_z = \sqrt{\hat{X}^2 + \hat{Y}^2} = \sqrt{184^2 + 891^2} = 910 \text{ kg}$ und $M_z = -0,28 \cdot 0,05 \cdot 910 = -13 \text{ kgm}$.



Zusammenstellung der Drehmomente:

Moment des Wasserdrucks	= + 15160 kgm	— 14800 kgm
„ des Wasserstoßes	= + 200 „	— „
„ des Eigengewichts	= + 75 „	— „
„ der Zapfenreibung	= + 0 „	— 13 „
Somit + 15435 kgm		— 14813 kgm

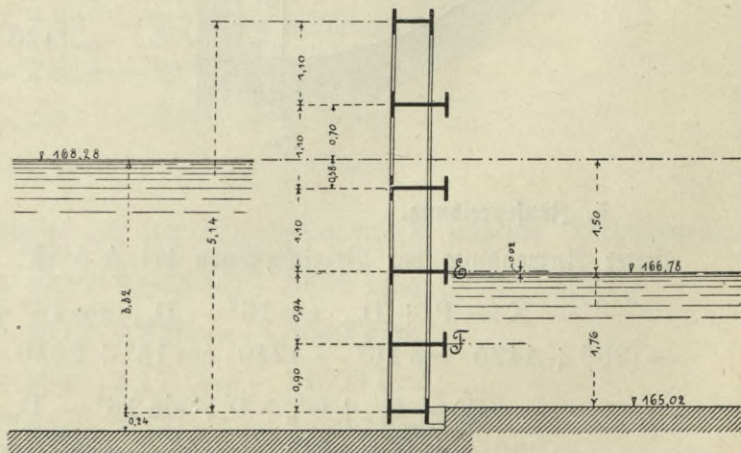
Es beträgt daher das für das Umlegen der Klappe wirksame Drehmoment
 $15435 - 14813 = + 622 \text{ kgm}$.

IV. Statische Berechnung der Schleusentore.

Die statische Untersuchung wurde nur für das höhere, stärker beanspruchte Tor am Unterhaupt durchgeführt; für das Tor am Oberhaupt wählte man aus Konstruktionsrücksichten die nämlichen Dimensionen.

Die Hauptabmessungen des Tores am Unterhaupt gehen aus der nebenstehenden und der nächstfolgenden Figur hervor.

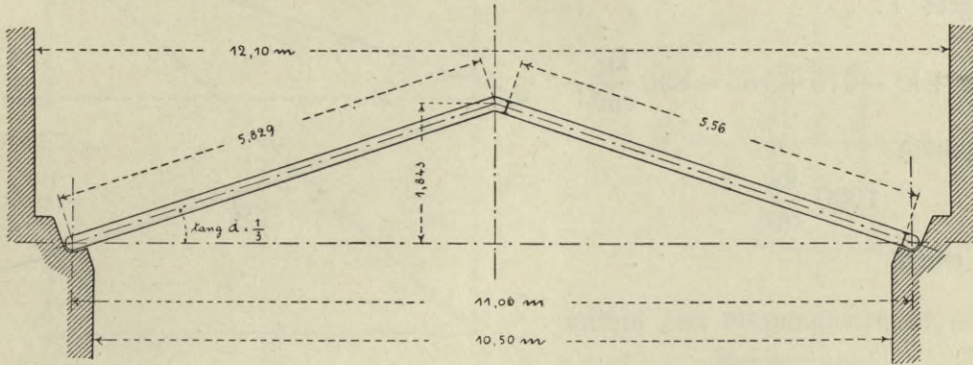
Der Berechnung liegt ein Höhenunterschied von 1,50 m zwischen Ober- und Unterwasser zu Grunde.



A. Querträger.

Den größten Wasserdruck erleidet der Träger T, nämlich:

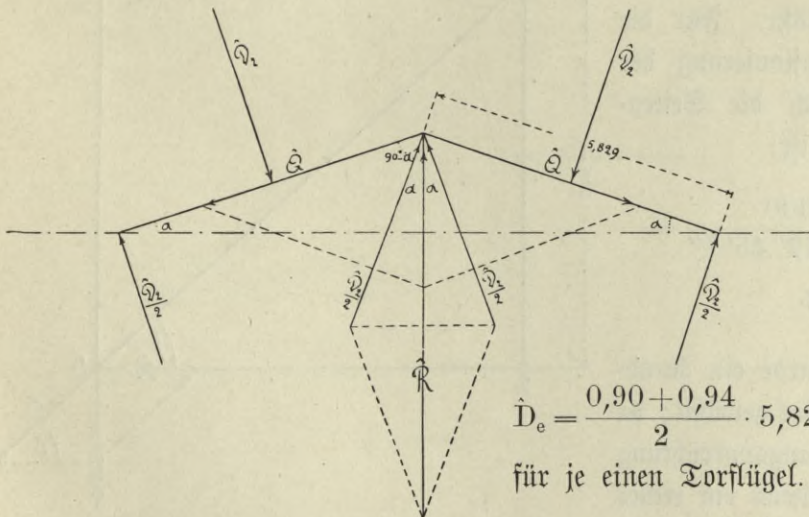
$$\hat{D}_1 = \frac{0,90 + 0,94}{2} \cdot 1,5 \cdot 5,56 \cdot 1000 = 7673 \text{ kg};$$



folglich Maximalmoment $\hat{M} = \frac{1}{8} \cdot 7673 \cdot 5,56 = 5338 \text{ kgm} = 533800 \text{ kgcm}$.

Hierfür Normalprofil I—1 Nr. 32 mit $\mathfrak{W} = 789 \text{ cm}^3$, so daß die Beanspruchung

$$k = \frac{M}{\mathfrak{W}} = \frac{533800}{789} = 675 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}.$$



Außer auf Biegung wird der Träger T noch auf Druck in der Längsrichtung beansprucht. Es ist nämlich der Wasserdruck auf denselben senkrecht zur Torfläche:

$$\hat{D}_e = \frac{0,90 + 0,94}{2} \cdot 5,829 \cdot 1,5 \cdot 1000 = 8044 \text{ kg}$$

für je einen Torflügel.

$$\text{tg } \alpha = \frac{1}{3}, \text{ somit}$$

$$\sphericalangle \alpha = 18^\circ 26' 6''.$$

Nach nebenstehender Figur ergibt sich als resultierender Druck auf den Toranschlag in der Mitte:

$$\frac{\hat{R}}{2} = \frac{\hat{D}_2}{2} \cdot \cos \alpha \text{ oder}$$

$$\hat{R} = \hat{D}_2 \cdot \cos \alpha = 8044 \cdot \cos 18^\circ 26' 6'' = 7631 \text{ kg und hieraus:}$$

$$\hat{Q} = \frac{\hat{R}}{2 \cdot \cos(90^\circ - \alpha)} = \frac{7631}{2 \cdot \cos 71^\circ 33' 54''} = 12060 \text{ kg}.$$

Durch die Kraft $\hat{Q} = 12060 \text{ kg}$ erleidet somit der Querträger T eine Druckbeanspruchung

$$k' = \frac{\hat{Q}}{F} = \frac{12060}{78,2} = 155 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

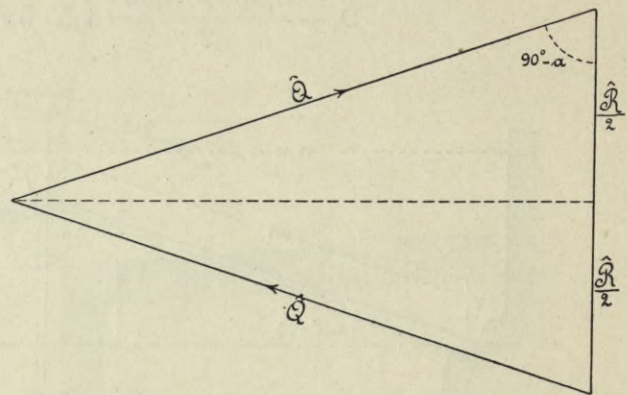
Folglich beträgt die Gesamtbeanspruchung des am ungünstigsten belasteten Querträgers T:

$$k'' = k + k' = 675 + 155 = 830 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2},$$

während noch

$$1000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

zulässig wären.

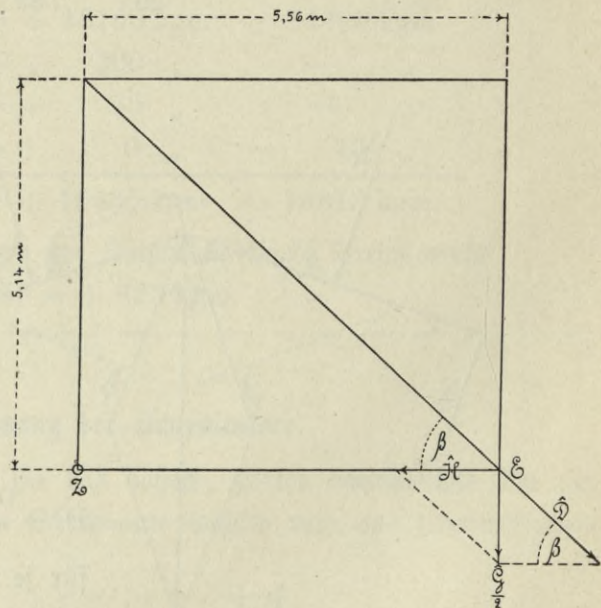


B. Diagonale.

Die angeordnete Zugdiagonale wird durch das Eigengewicht des Torflügels beansprucht, dessen Gewicht 6500 kg beträgt; mit Rücksicht auf etwaige größere Belastung des Torsteges durch Menschen sollen 7000 kg in Rechnung gezogen werden. Von diesem Gewicht trifft die Hälfte als Druck auf den unteren Lagerzapfen Z, während die andere Hälfte im Punkte E wirkend sich in die Seitenkräfte \hat{H} und \hat{D} zerlegen läßt. Für die Beanspruchung und Dimensionierung der Diagonalen kommt lediglich die Seitenkraft \hat{D} in Betracht. Es ist:

$$\hat{D} = \frac{\hat{G}}{2 \cdot \sin \beta} = \frac{7000}{2 \cdot \sin 42^\circ 45' 7''} = \text{rd } 5200 \text{ kg}.$$

Für die Diagonale wurde ein Rund-eisen mit 42 mm Durchmesser gewählt; da die angebrachte Regulierungsvorrichtung zum Ausspannen des Rund-eisens ein rechts und links drehendes Gewinde mit einem äußeren Durchmesser von $1 \frac{5}{8}''$ engl. besitzt, verbleibt ein Kerndurchmesser von rd 35 mm.



$$\text{tg } \beta = \frac{5,14}{5,56}$$

$$\sphericalangle \beta = 42^\circ 45' 7''.$$

Es ist der nutzbare Querschnitt

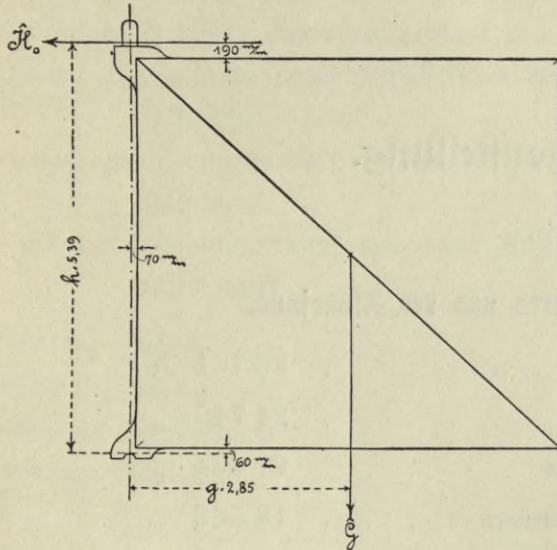
$$F = \frac{3,5^2 \pi}{4} = 9,62 \text{ cm}^2,$$

somit die Beanspruchung

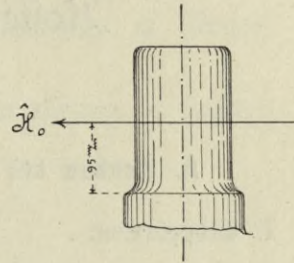
$$\hat{k} = \frac{\hat{D}}{F} = \frac{5200}{9,62} = 540 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}.$$

C. Oberer Drehzapfen.

Der obere Drehzapfen, welcher aus Gußeisen hergestellt ist, wird nur bei geöffneten Toren durch das Eigengewicht des Torflügels auf Biegung beansprucht und zwar ist:



$$\hat{H}_0 = \frac{\hat{G} \cdot g}{h} = \frac{7,0 \cdot 2,85}{5,39} = 3,7 \text{ t} = 3700 \text{ kg};$$



mithin das Biegemoment an der Zapfenwurzel:

$$\hat{M} = 3700 \cdot \frac{19}{2} = 35150 \text{ kgcm};$$

$$\text{hiefür } W = \frac{1}{32} d^3 \cdot \pi = \frac{1}{32} \cdot 19^3 \cdot \pi = 215,7 \text{ cm}^3,$$

so daß die größte Biegungsbeanspruchung des Zapfens

$$k = \frac{35150}{215,7} = 163 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ ist.}$$

Kostenzusammenstellung.

A. Neubau des Trommelwehres und der Flossrinne.

I. Erdarbeiten	36 761 M.
II. Zimmermannsarbeiten	24 745 "
III. Maurer- und Steinhauerarbeiten	67 464 "
IV. Eisenkonstruktion des Trommelwehres	18 562 "
V. Pflasterarbeiten	15 715 "
VI. Sonstige Kosten	18 053 "
	181 300 M.

B. Instandsetzung der alten Flossgasse und des Nadelwehres.

I. Erdarbeiten	10 193 M.
II. Zimmermannsarbeiten	25 425 "
III. Maurer- und Steinhauerarbeiten	41 816 "
IV. Pflasterarbeiten	1 967 "
V. Sonstige Kosten	3 099 "
	82 500 M.

C. Neubau der Kammer Schleuse.

I. Erdarbeiten	38 160 M.
II. Zimmermannsarbeiten	28 525 "
III. Maurer- und Steinhauerarbeiten	88 288 "
IV. Pflasterarbeiten	1 456 "
V. Eisenkonstruktion der Tore	16 464 "
VI. Schleusenwärterhaus	20 227 "
VII. Wirtschaftsgebäude mit Stallung	21 764 "
VIII. Sonstige Kosten	48 016 "
	262 900 M.

Einheitspreise:

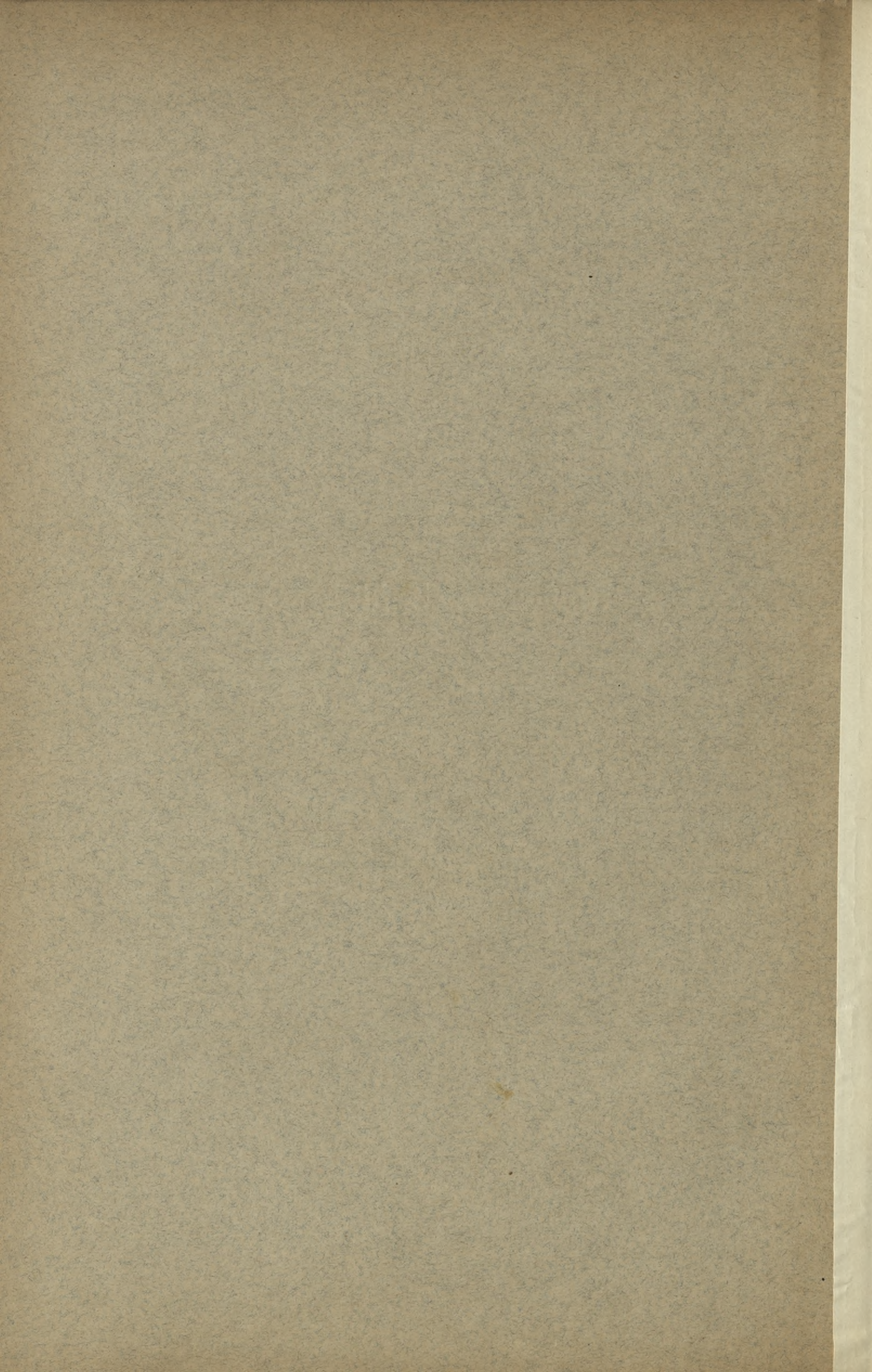
Es kostete (einschließlich der Materiallieferung):

1 cbm geschichtetes Bruchsteinmauerwerk aus Kalksteinen in Zementkalkmörtel	M.	11.50
1 cbm keilförmiges Gewölbmauerwerk aus Kalksteinen in Zementkalkmörtel	"	27.—
1 cbm Haussteinmauerwerk gewöhnlicher Rüstung aus Kalksteinen in Zementkalkmörtel	"	55.—
1 cbm Haussteinmauerwerk besonderer Rüstung aus Kalksteinen in Zementkalkmörtel	"	70.—
1 cbm Haussteinmauerwerk besonderer Rüstung aus Granitsteinen in Zementkalkmörtel	"	140.—
100 kg Gußeisen	"	53.—
100 kg Rotguß	"	750.—
100 kg Schmiedeeisen	"	66.—
100 kg Gußstahl	"	145.—

Der größte Teil der Bauarbeiten war an Unternehmer vergeben worden und zwar: der Neubau des Trommelwehres und der Floßrinne — ausgenommen die Eisenkonstruktion — an den Baumeister Löhe in Würzburg; die Lieferung der Trommelwehrklappen an die Firma Kößemann und Kühnemann in Berlin; die Arbeiten bei der Instandsetzung des Nadelwehres und der alten Floßgasse sowie der Neubau der Kammer Schleuse mit Ausnahme der Eisenarbeiten an die Firma Buchner in Würzburg; die Lieferung und Montierung der Schleusentore an die Firma Köll & Cie. in Würzburg.

Die Bauleitung beim Trommelwehr- und Schleusenbau war dem k. Bauamtmannt Wehrle, die Bauführung dem Staatsbauassistenten Faber übertragen, während mit der Leitung der Instandsetzungsarbeiten am Nadelwehr der k. Bauamtsassessor Wolfius betraut war.

Neubau der Kesselbergstraße.

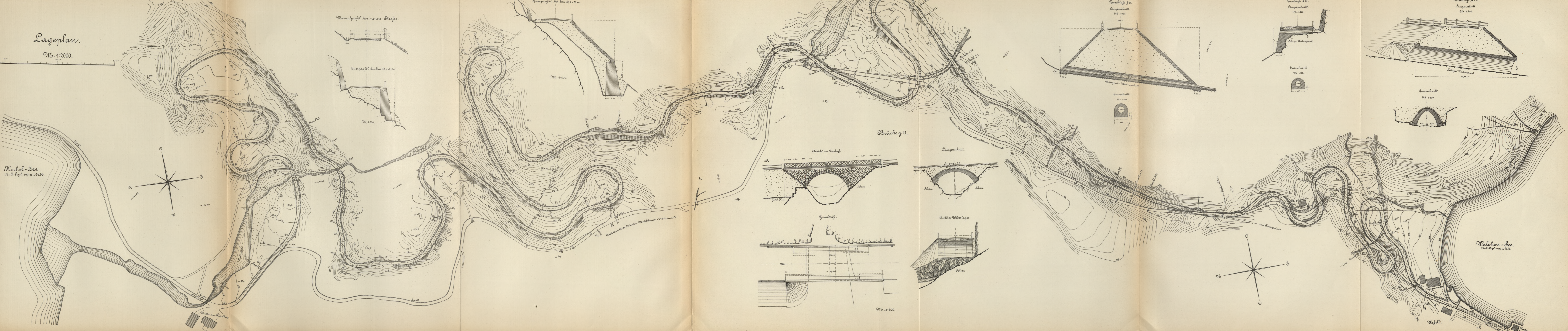


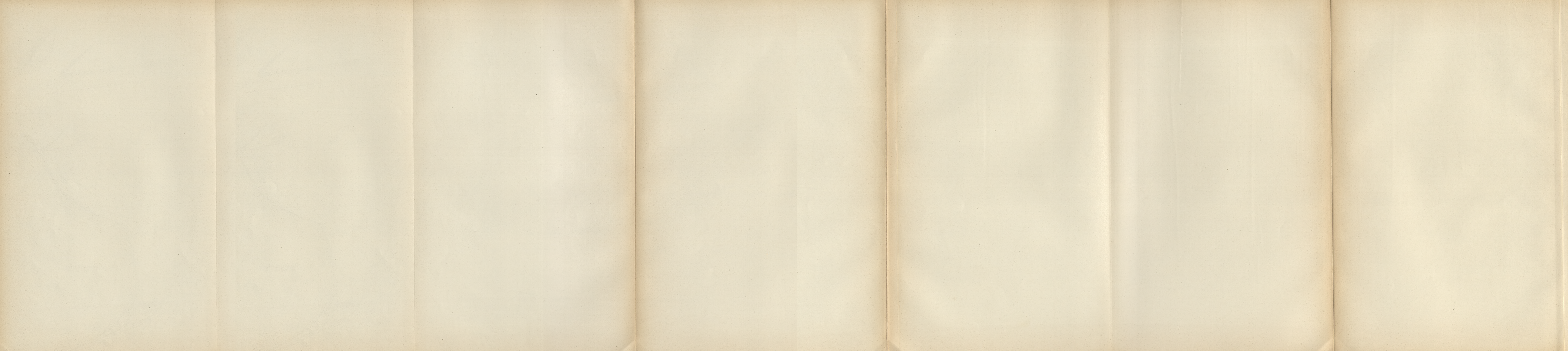
Hesselbergstrasse.

Lageplan.

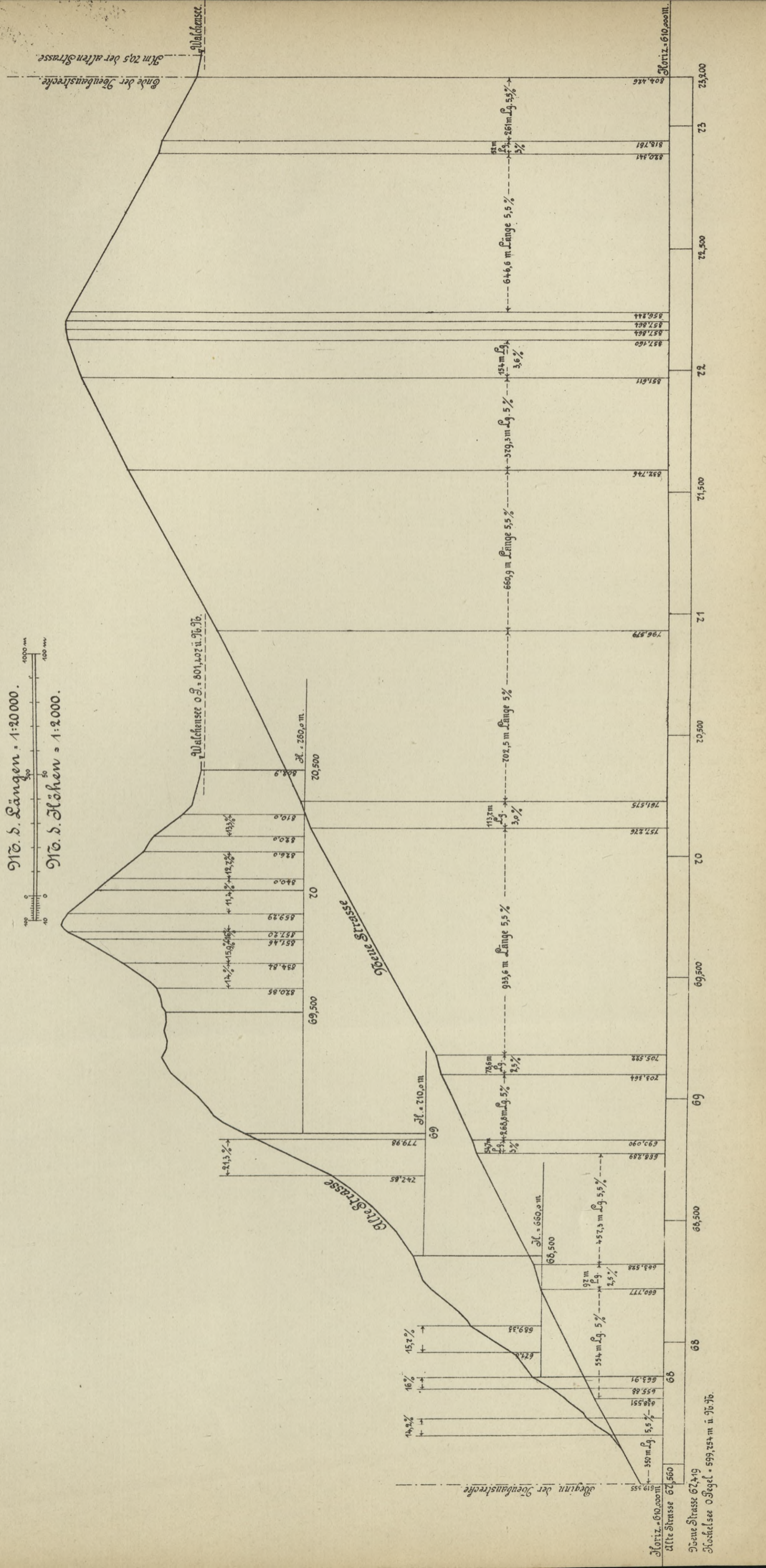
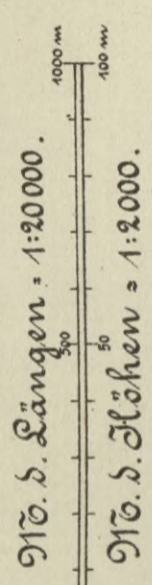
916 : 1:2000.

Hochel-See.
K. u. L. Regl. 999, 25 - 916, 96.





Längennivelement der alten u. der neuen Strasse.

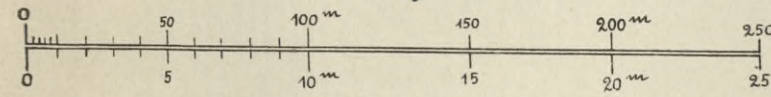


Höchster O. Biegel = 699,754 m ü. N. 96.76.
 Neue Strasse 62, 61-4-29
 Alte Strasse 62, 599

Längennivellement.

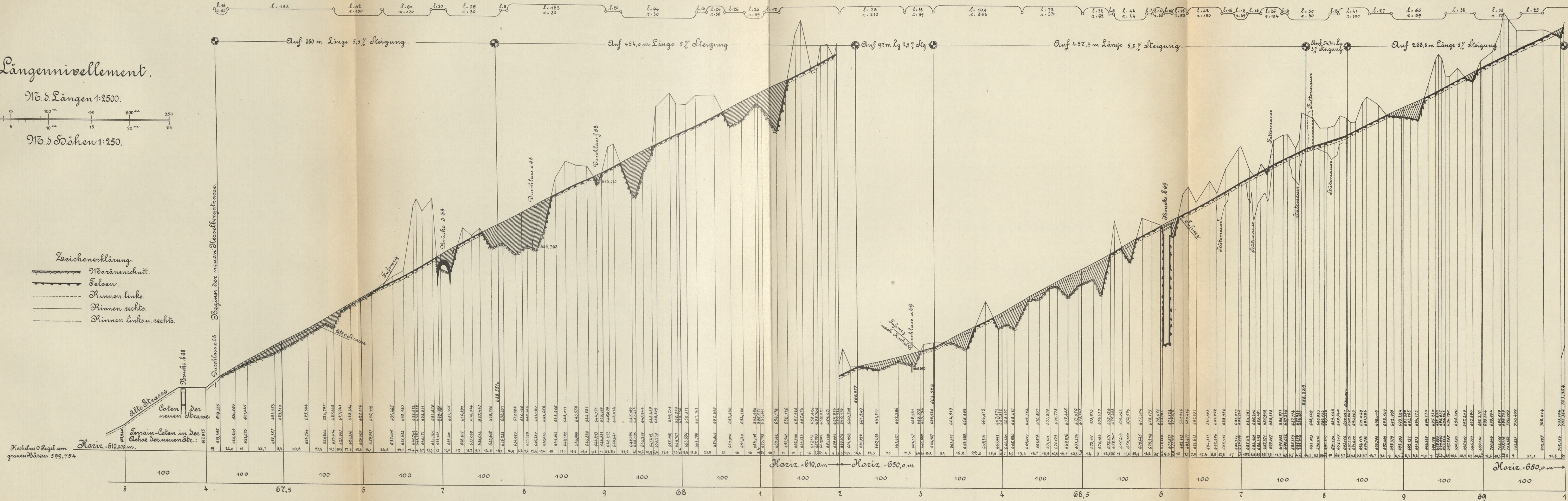
Nö. d. Längen 1:2500.

Nö. d. Höhen 1:250.



Zeichenerklärung:

- Möransenschutt.
- Felsen.
- Rinnen links.
- Rinnen rechts.
- Rinnen links u. rechts.



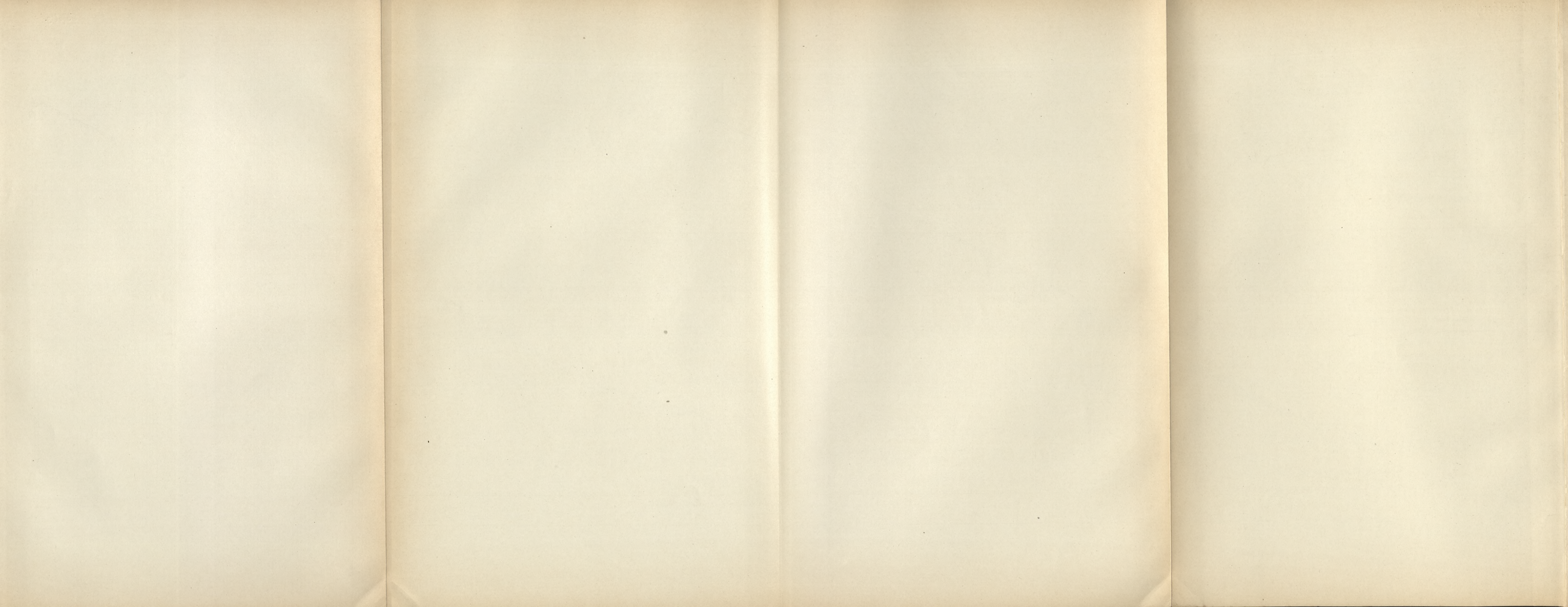
Hochwasser Pegel am grauenbären 599,754

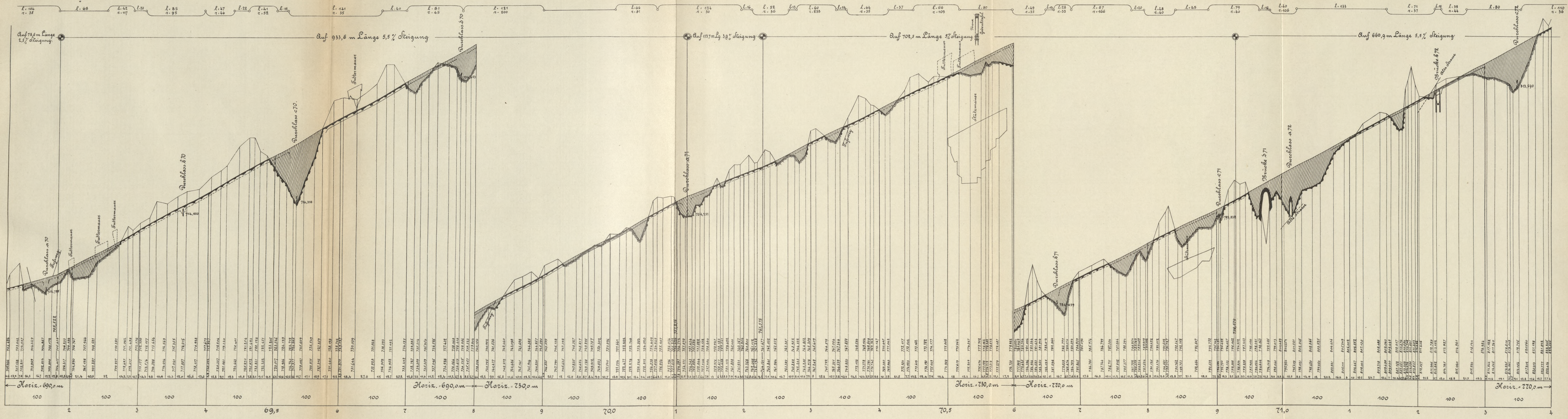
Horiz. = 610,000 m

Horiz. = 610,0 m

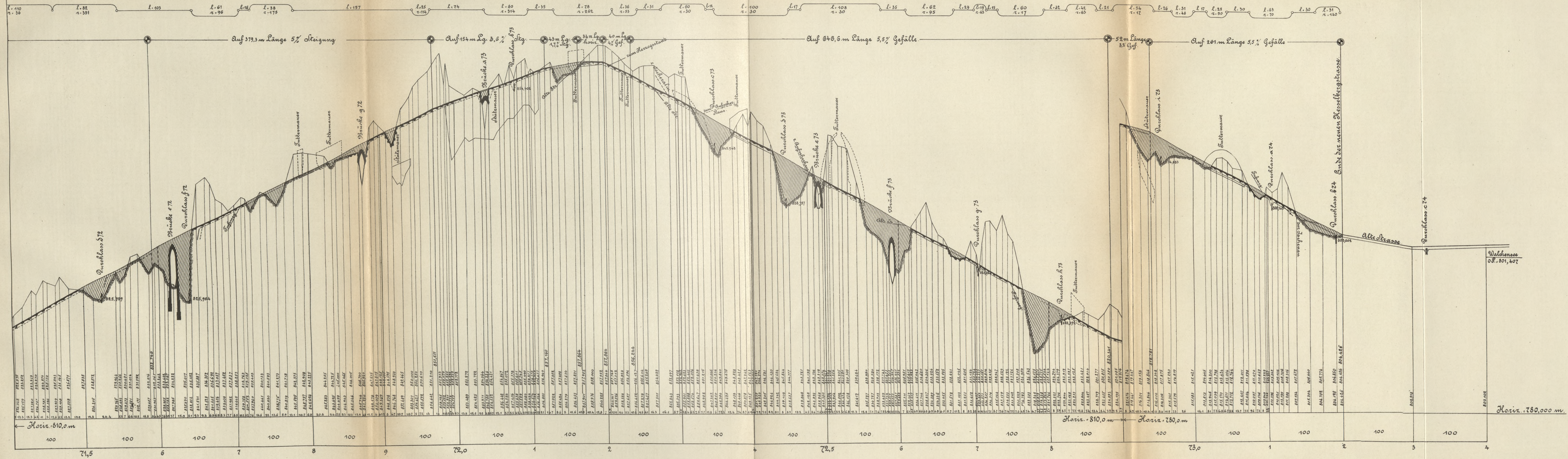
Horiz. = 650,0 m

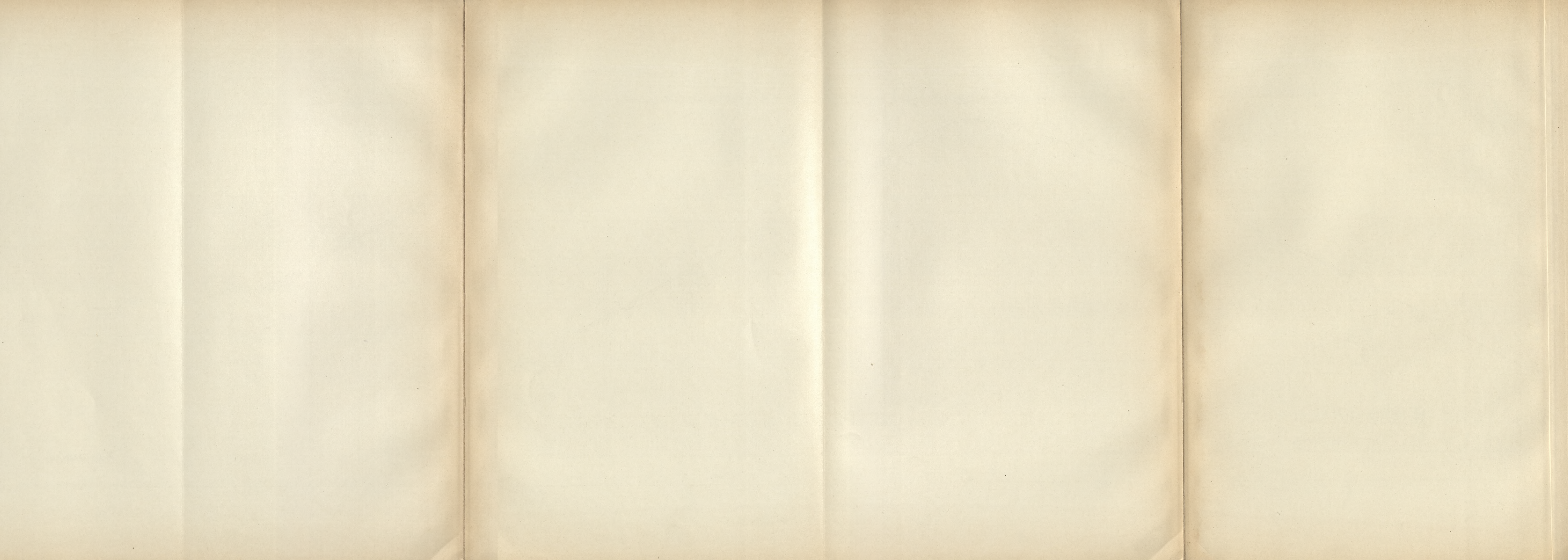
Horiz. = 650,0 m





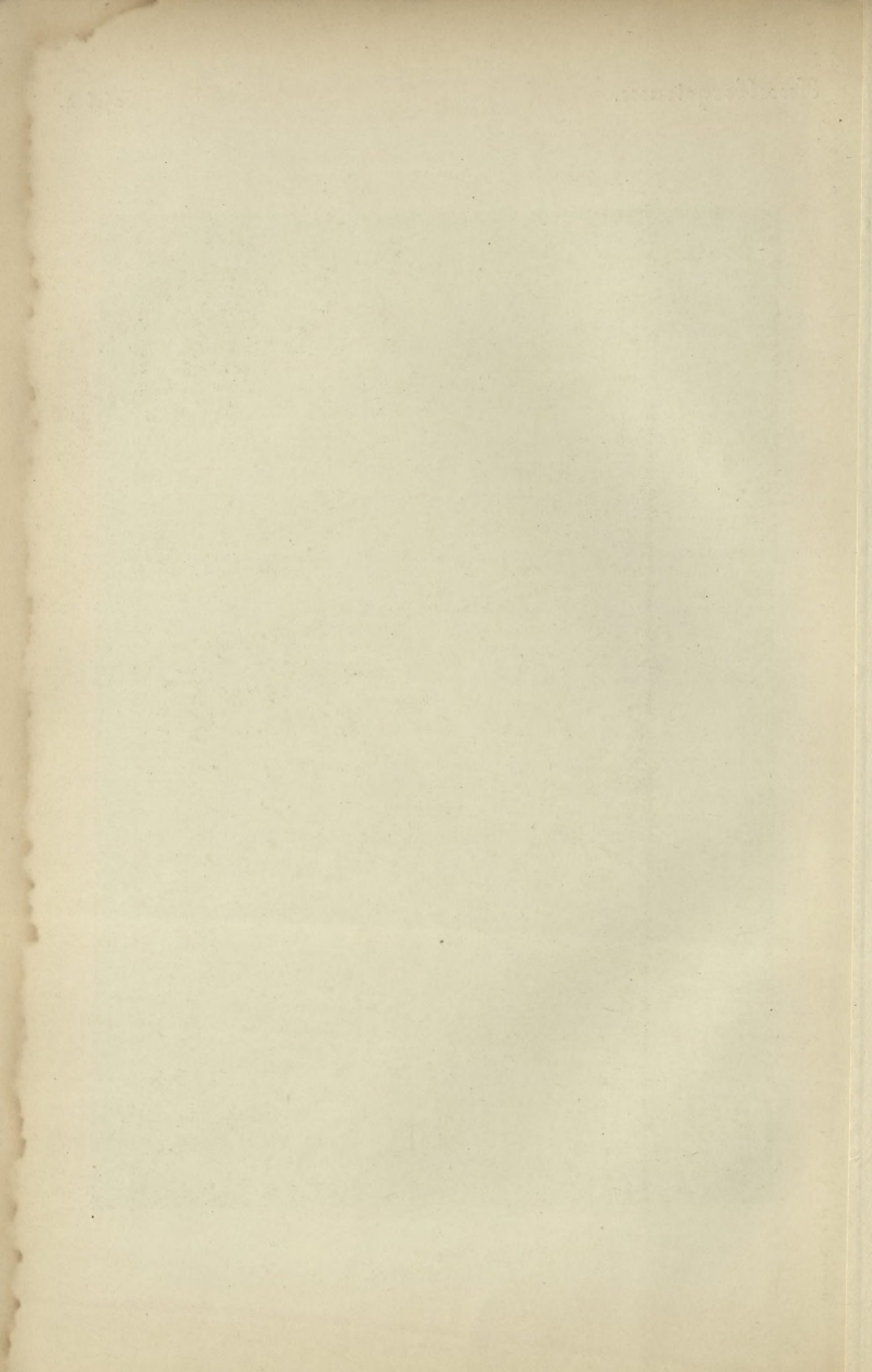






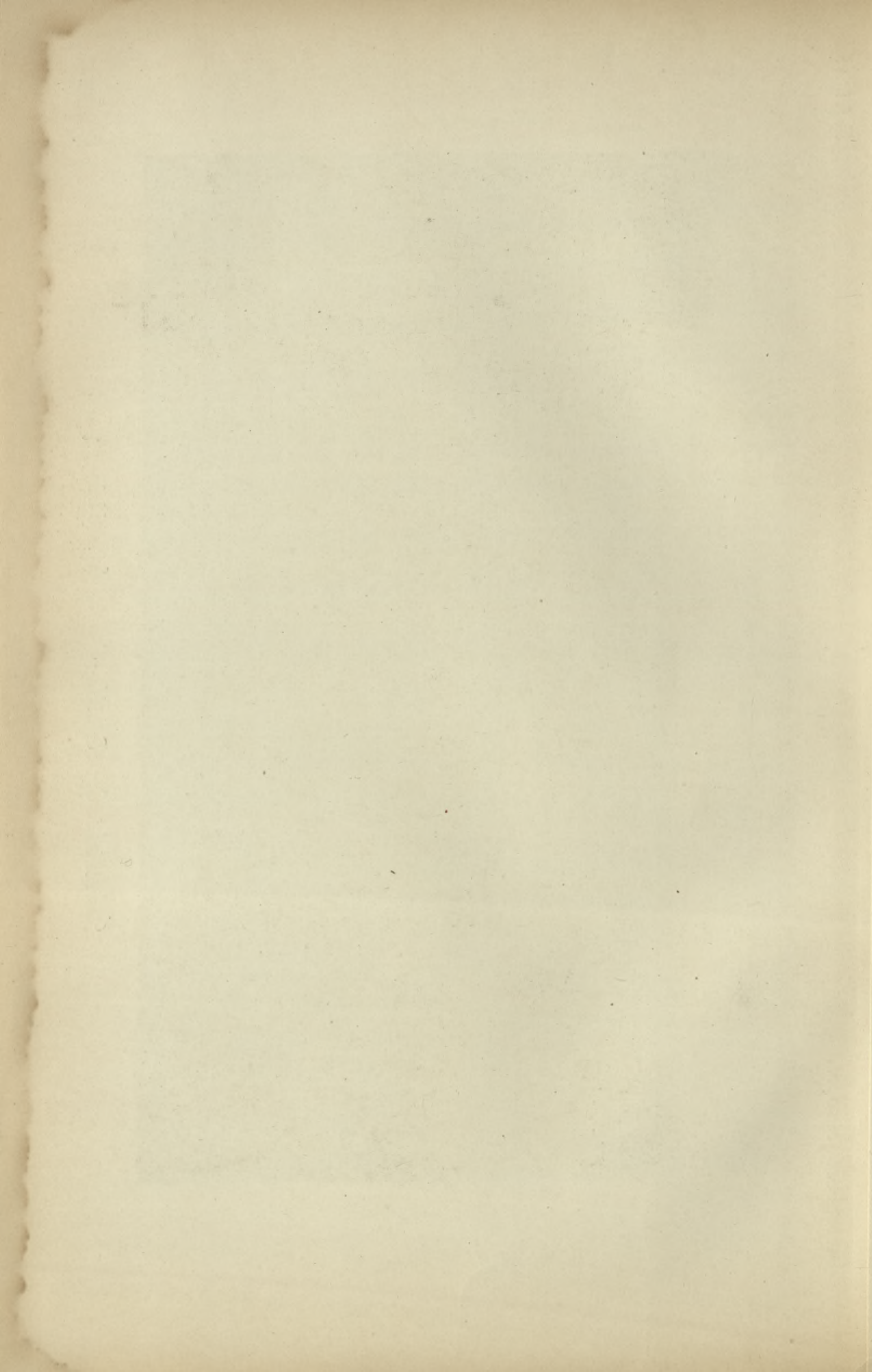


Alte Strasse.





Übersicht der Strecken von km 68,8 — 70,6.





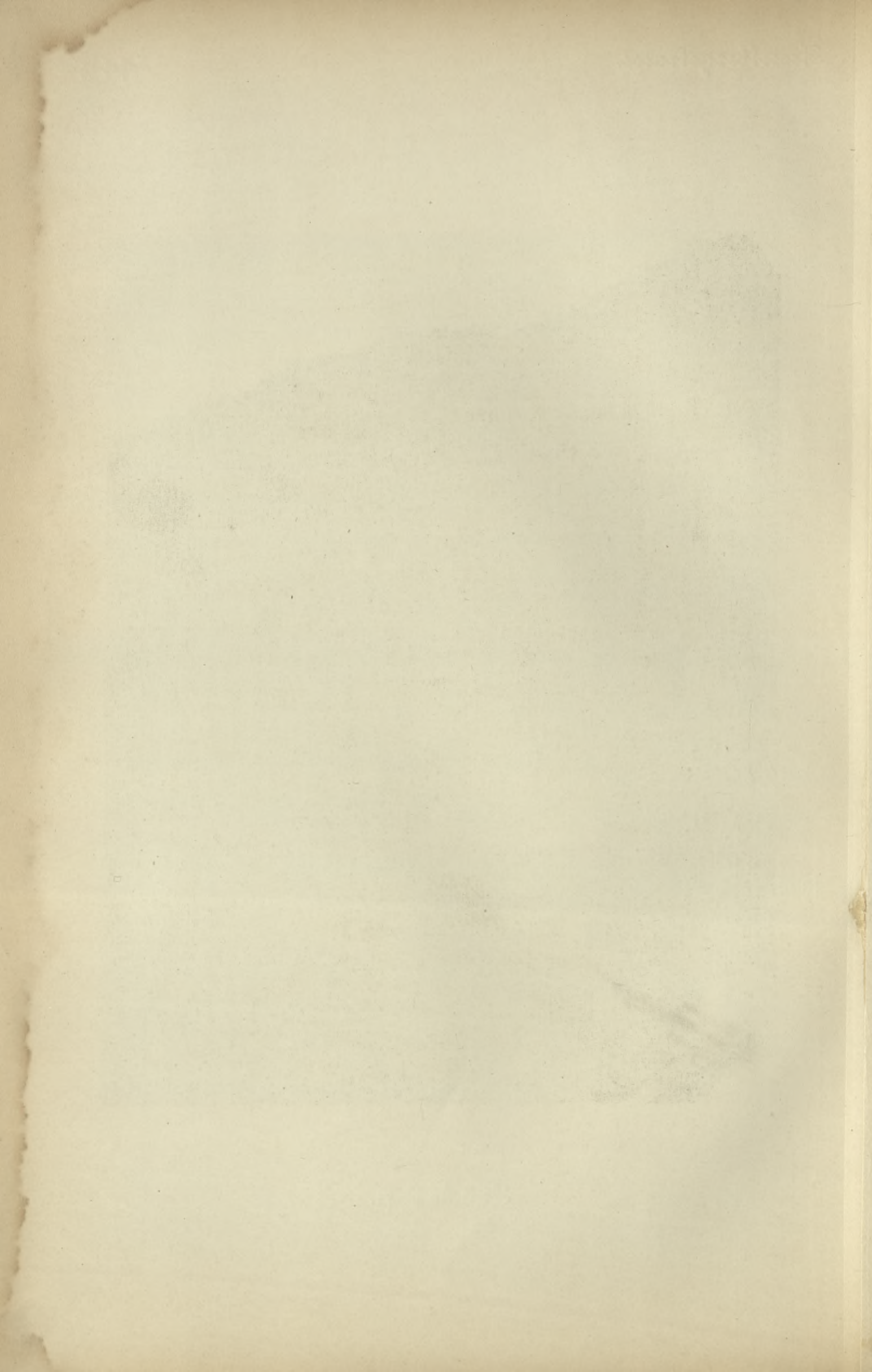
Strecke von km 67,8 -- 68,8 (von Westen).



Strecke von km 71,9 — 72,1 (von Osten).

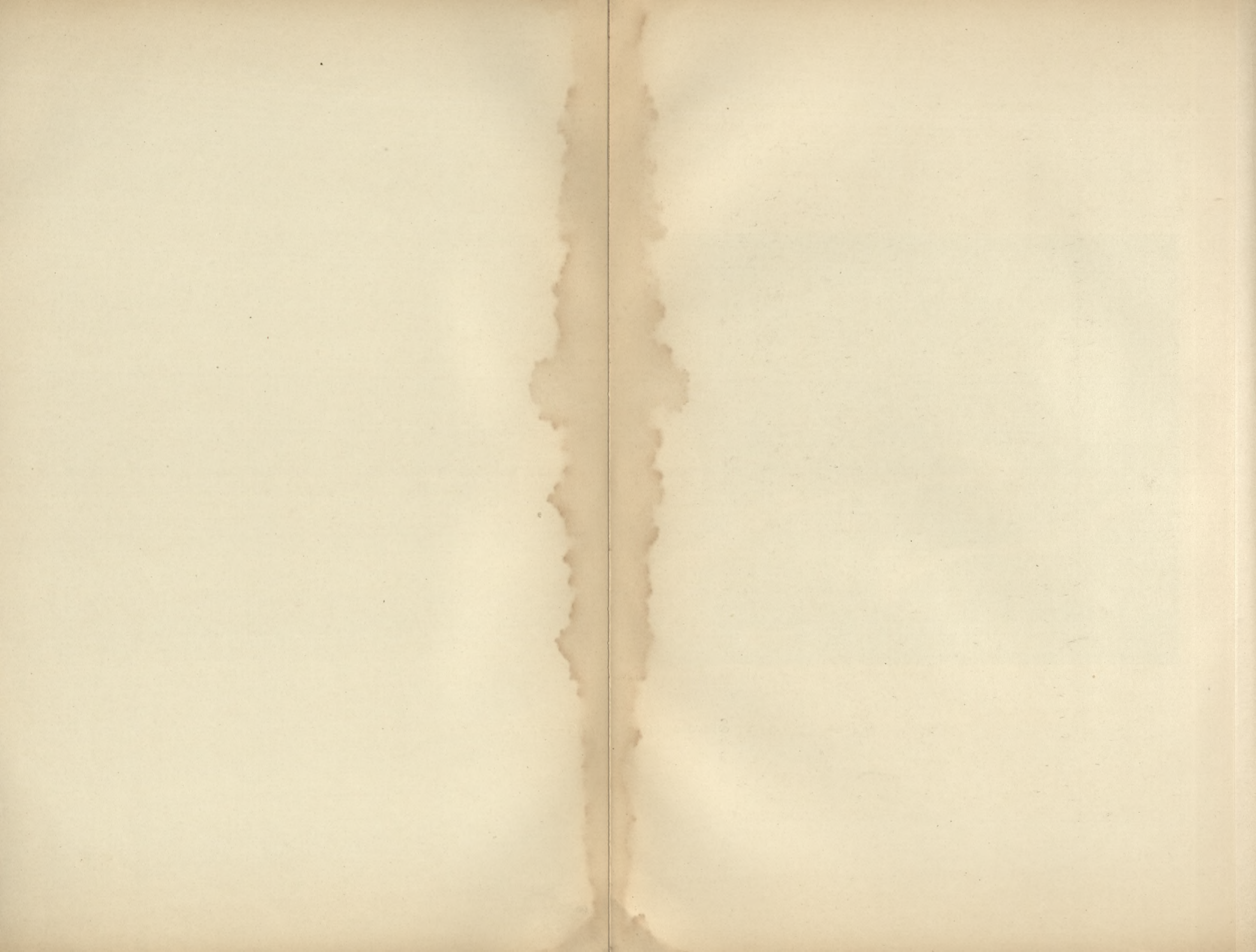


Brücke D 71.



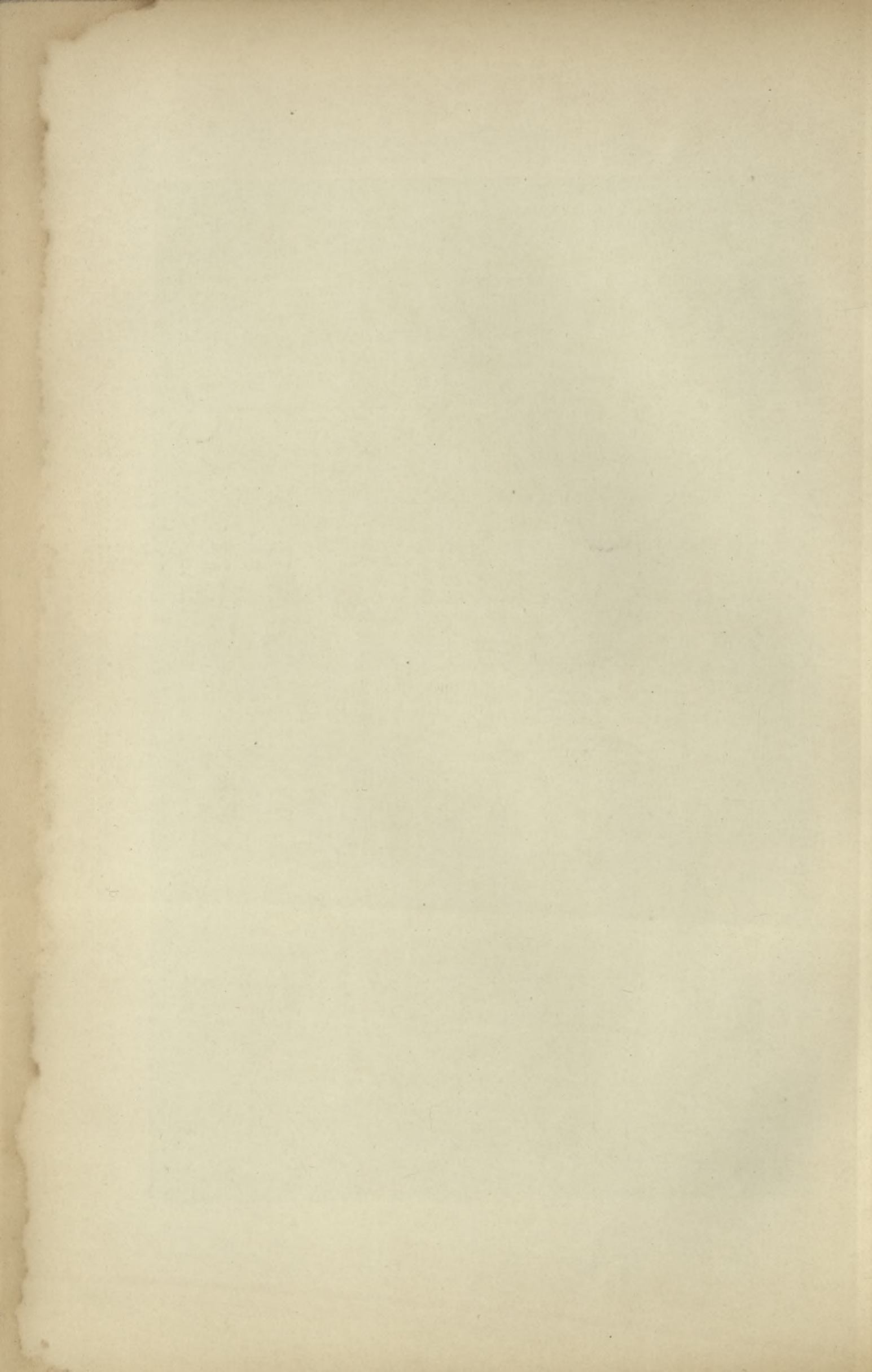


Strecke in km 72,3—73,1.

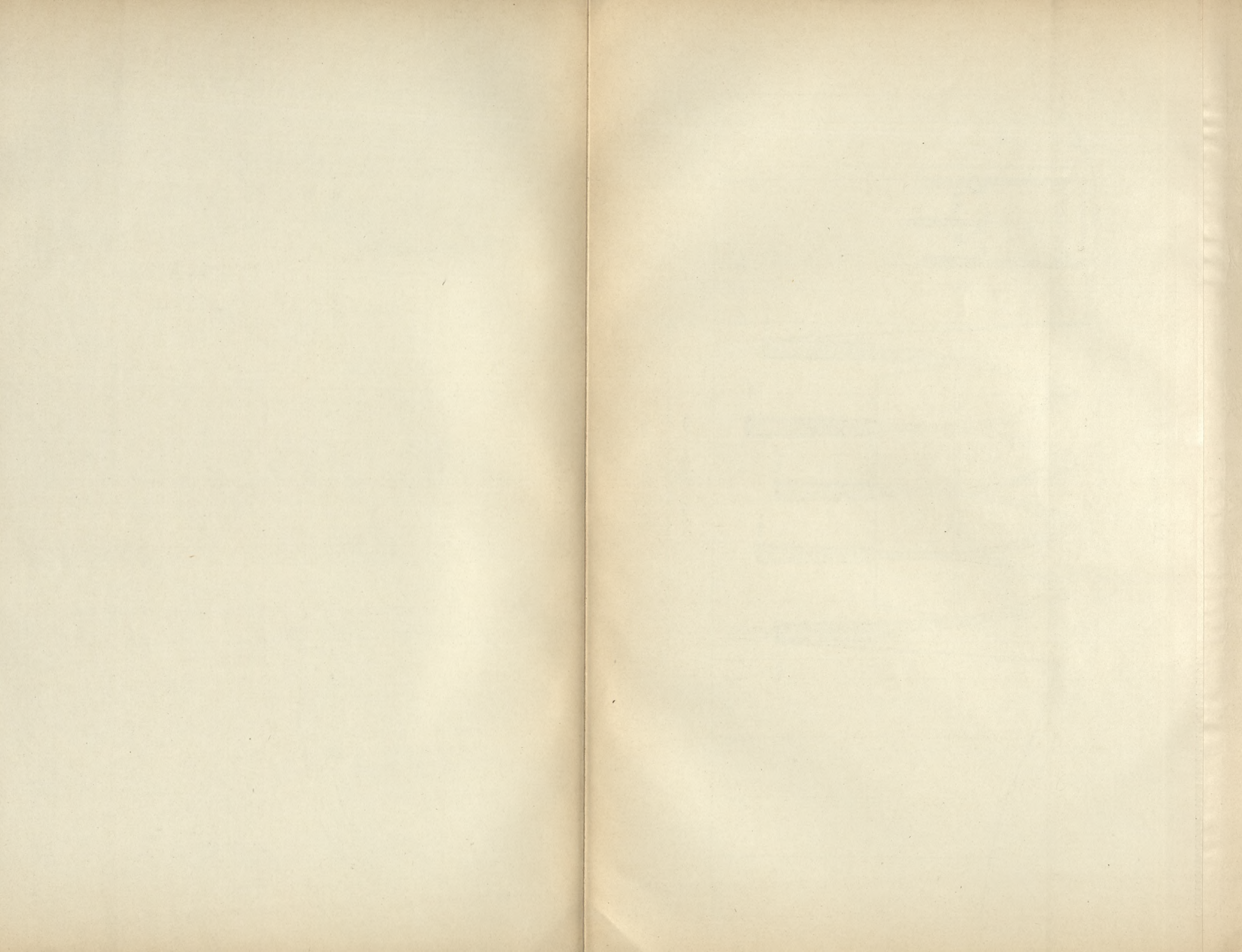




Aufeld nebst Strasse, vom Nalchensee aus.

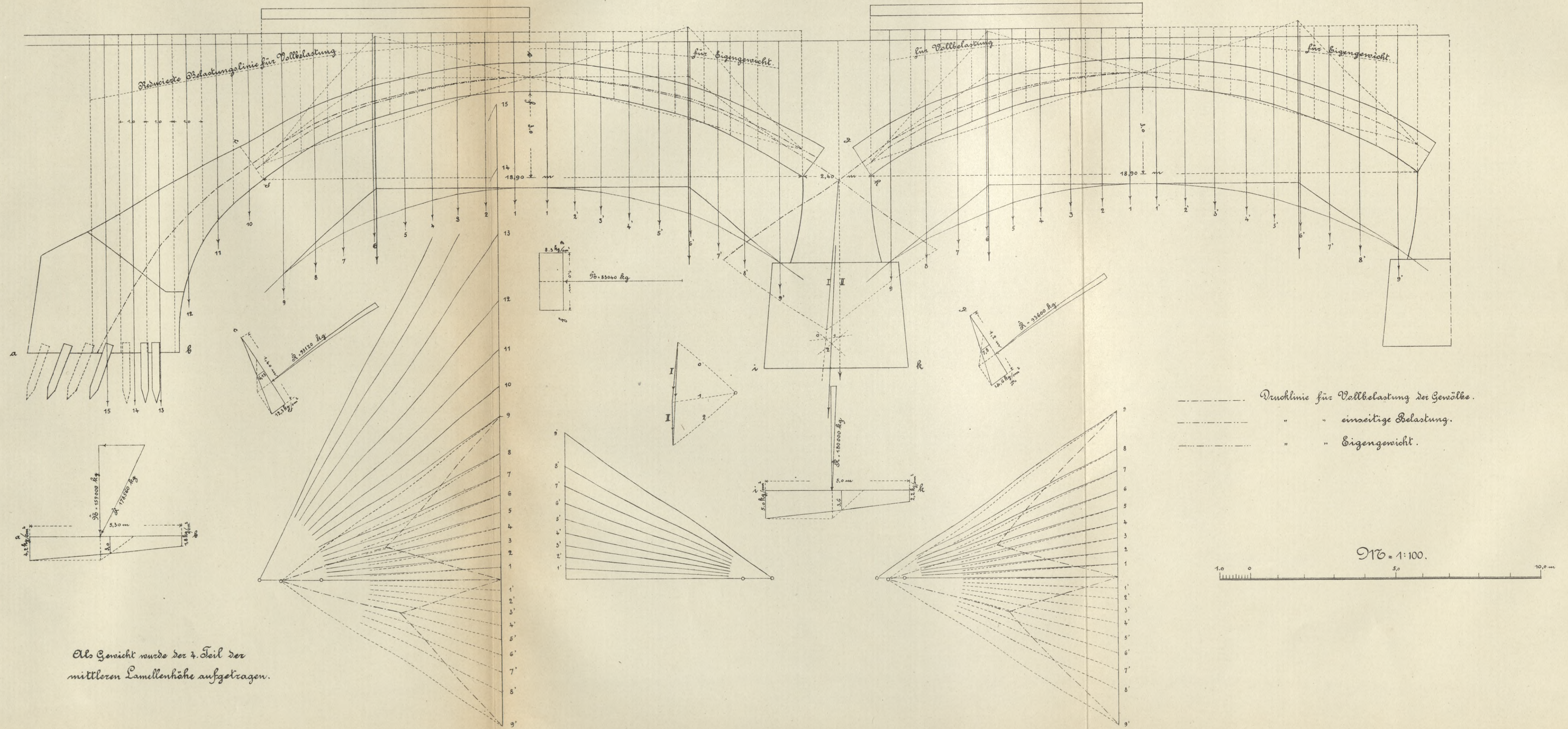


Neubau der Saalachbrücke zu Reichenhall.

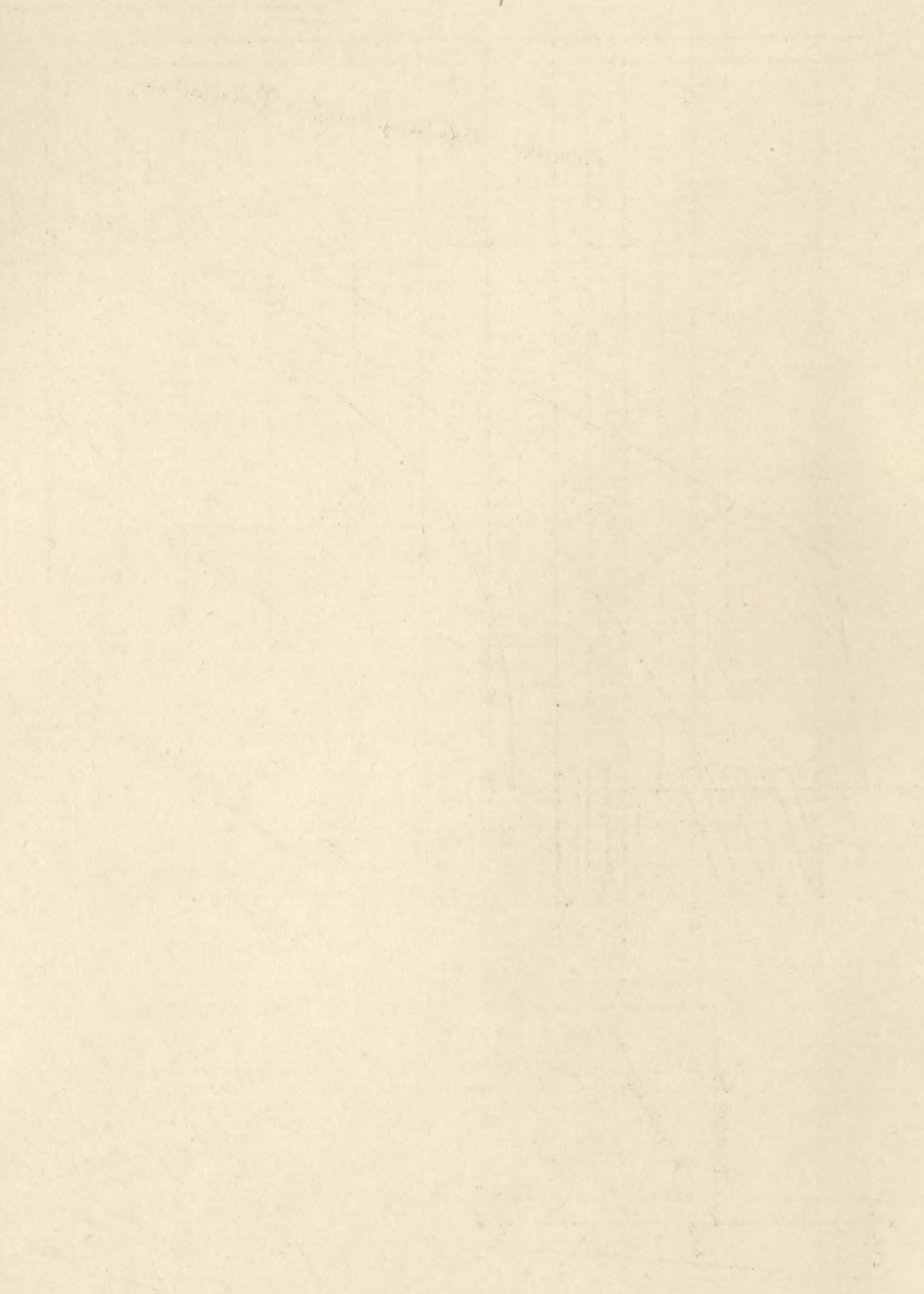




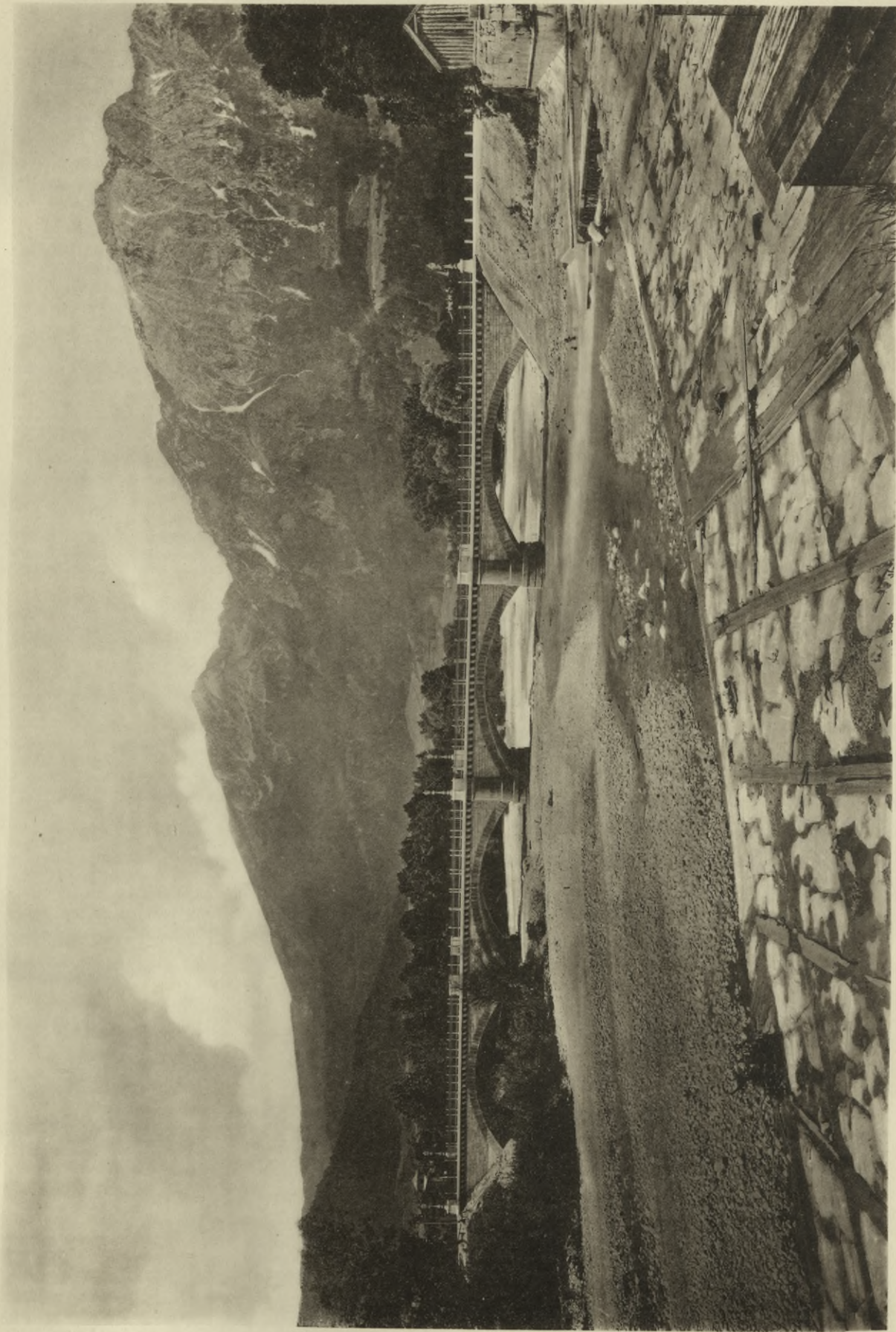
Statische Untersuchung.



Als Gewicht wurde der 4. Teil der mittleren Lamellenhöhe aufgetragen.



Faint text at the bottom of the page, possibly a signature or a reference.



Gesamtansicht.

1842

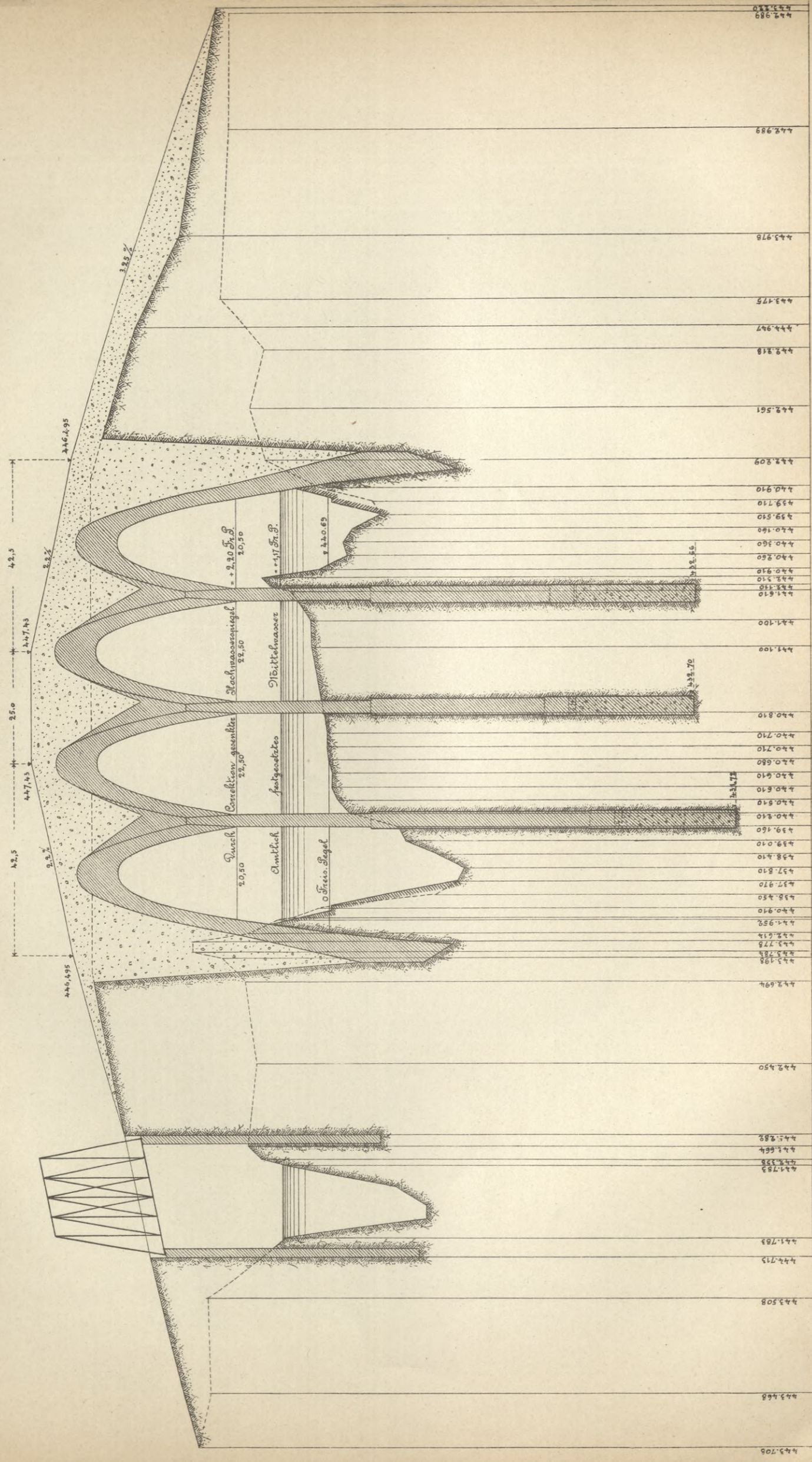
Manuscript of the ...

.....

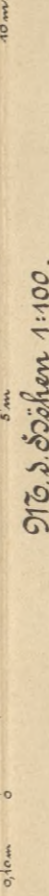
p

Neubau der Brücke über die Isar bei Freising.

Längenschnitt.

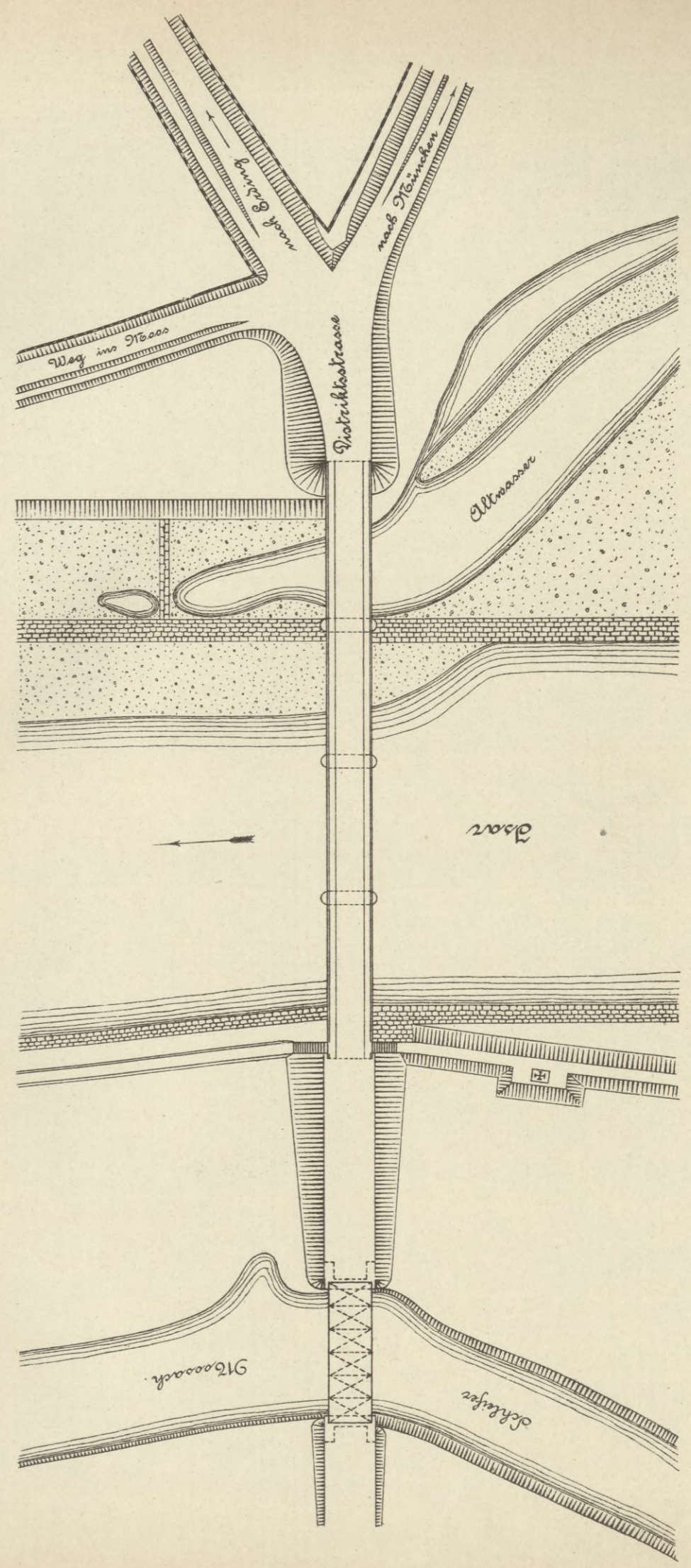


Stb. d. Längen 1:1000.

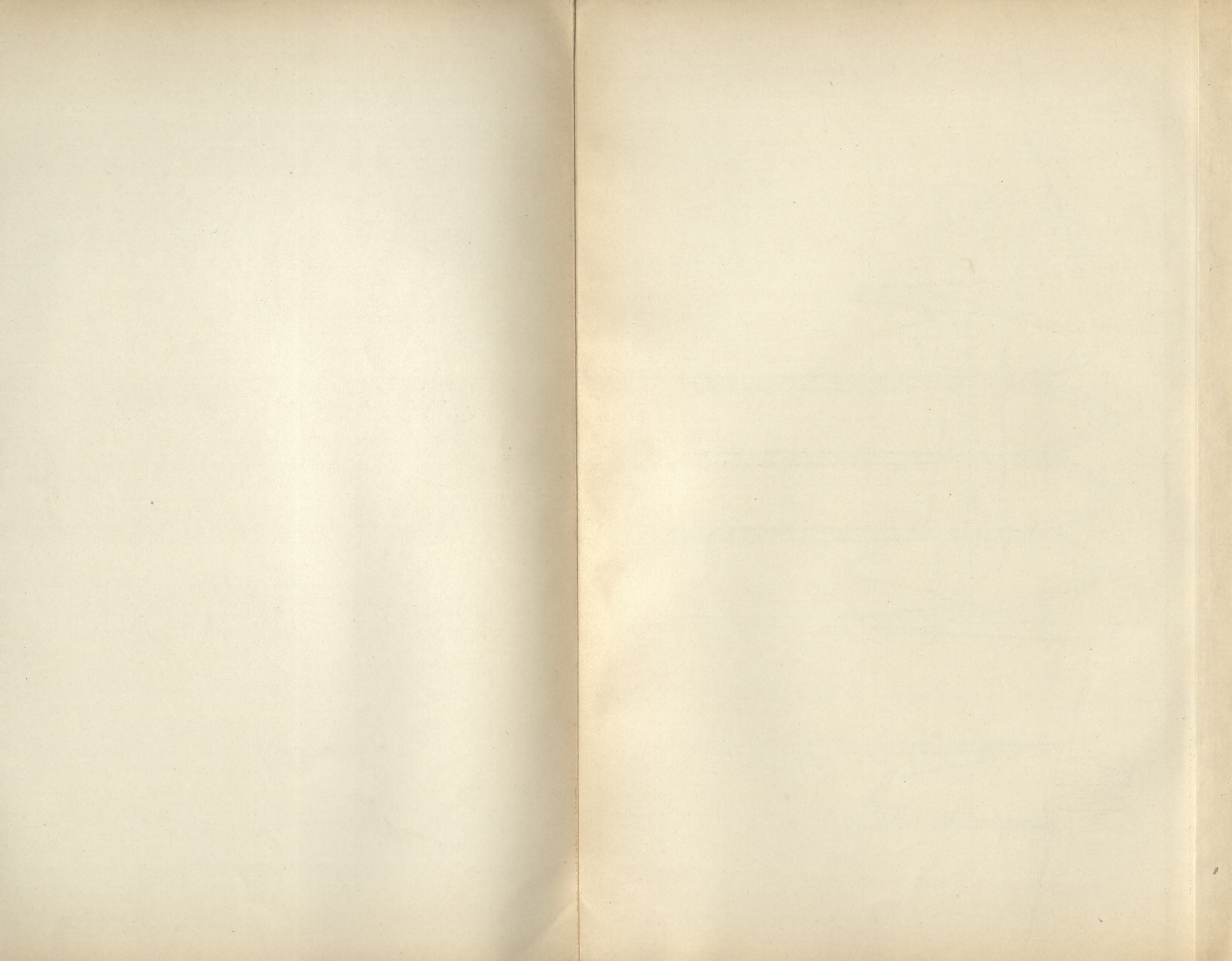


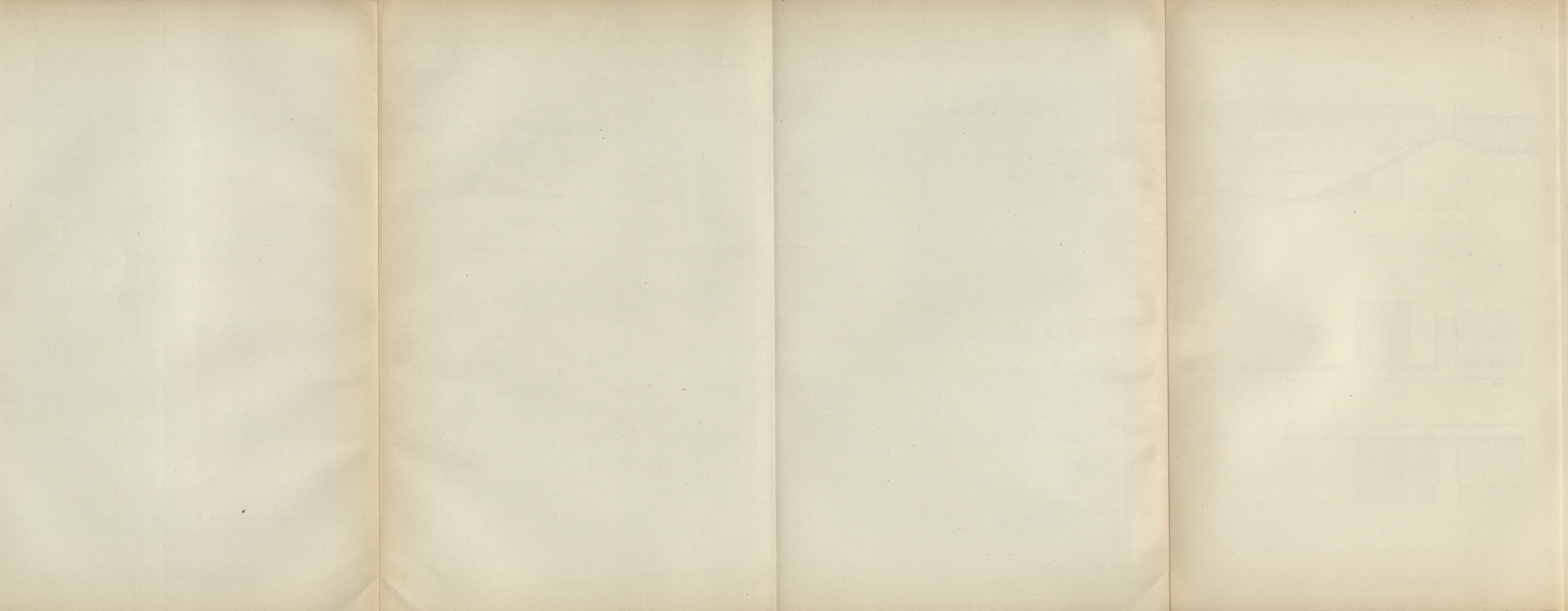
Stb. d. Höhen 1:100.

Lageplan.

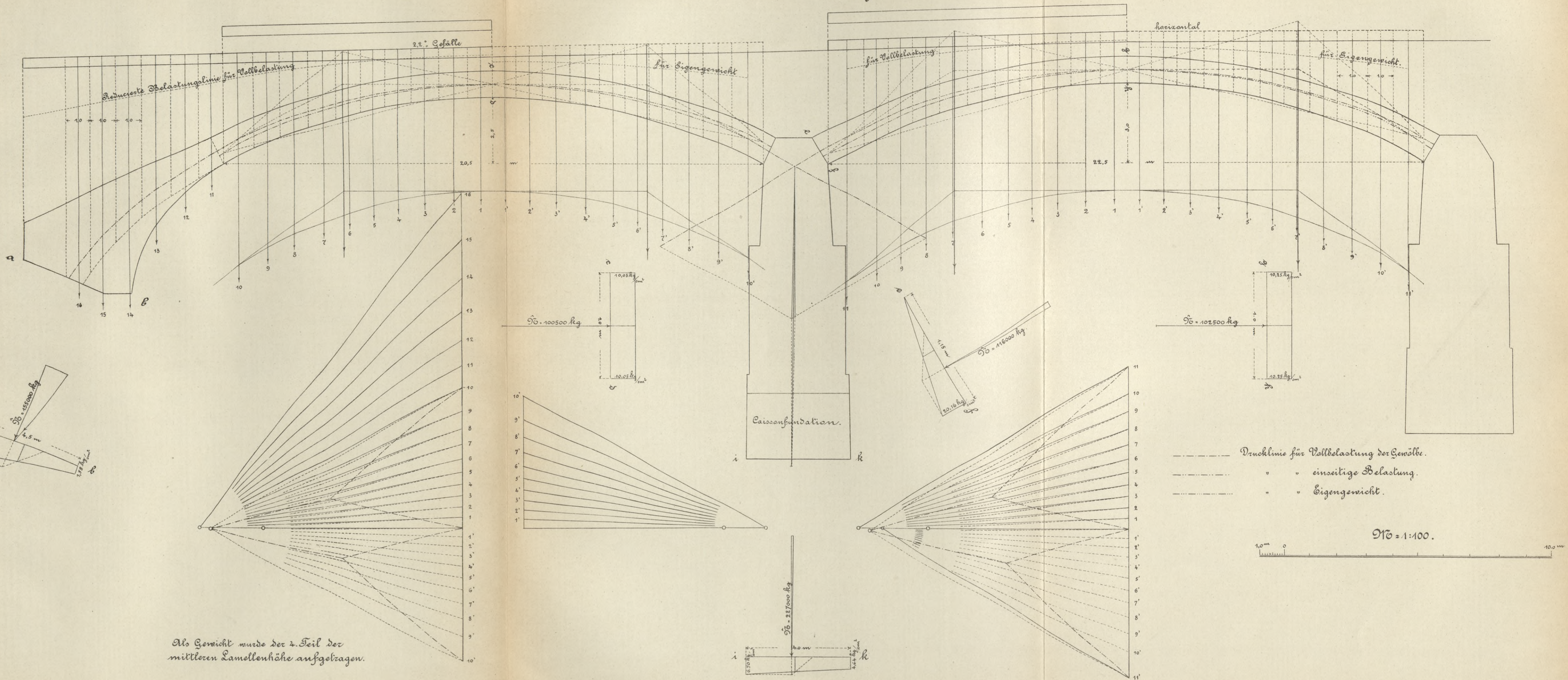


Stb. 1:1000.



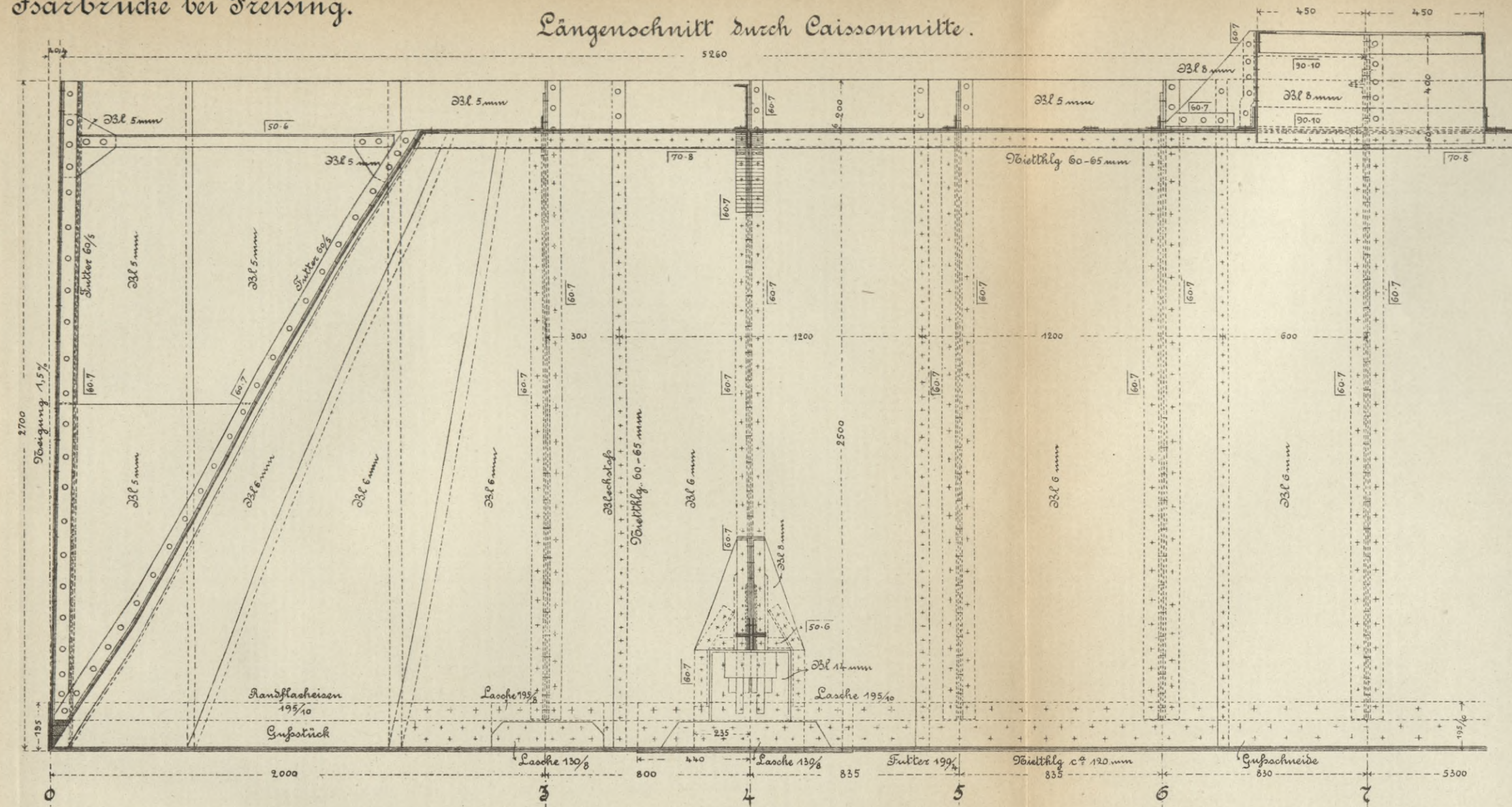


Statische Untersuchung.

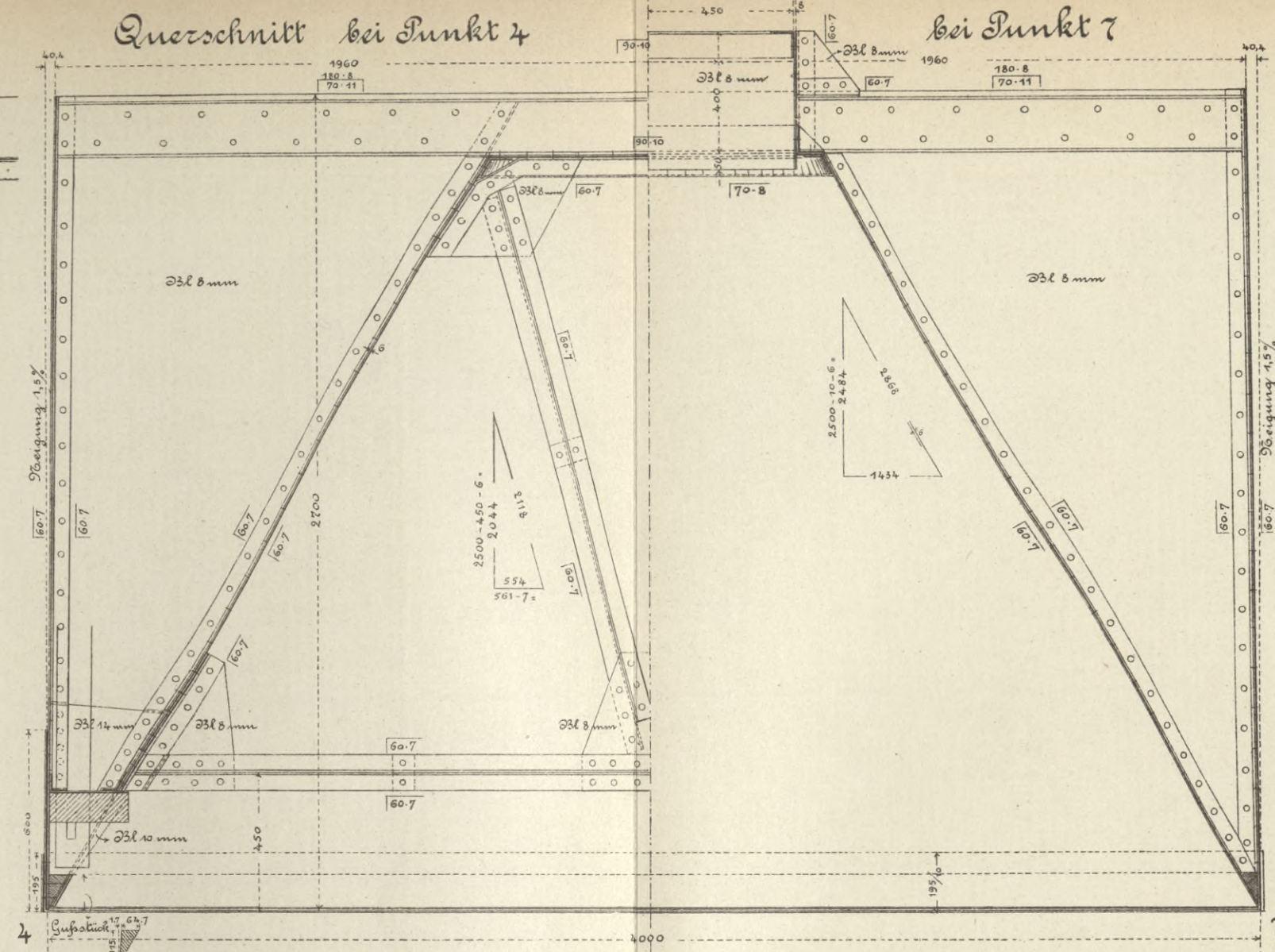


Als Gewicht wurde der 4. Teil der mittleren Lamellenhöhe aufgetragen.

Längenschnitt durch Caissonmitte.



Querschnitt bei Punkt 4



bei Punkt 7

Caisson
für die
Pfeilergründung.

1:20

A graphic scale bar showing a length of 1.00 meter, with a 0.10 meter mark.

Grundriss.

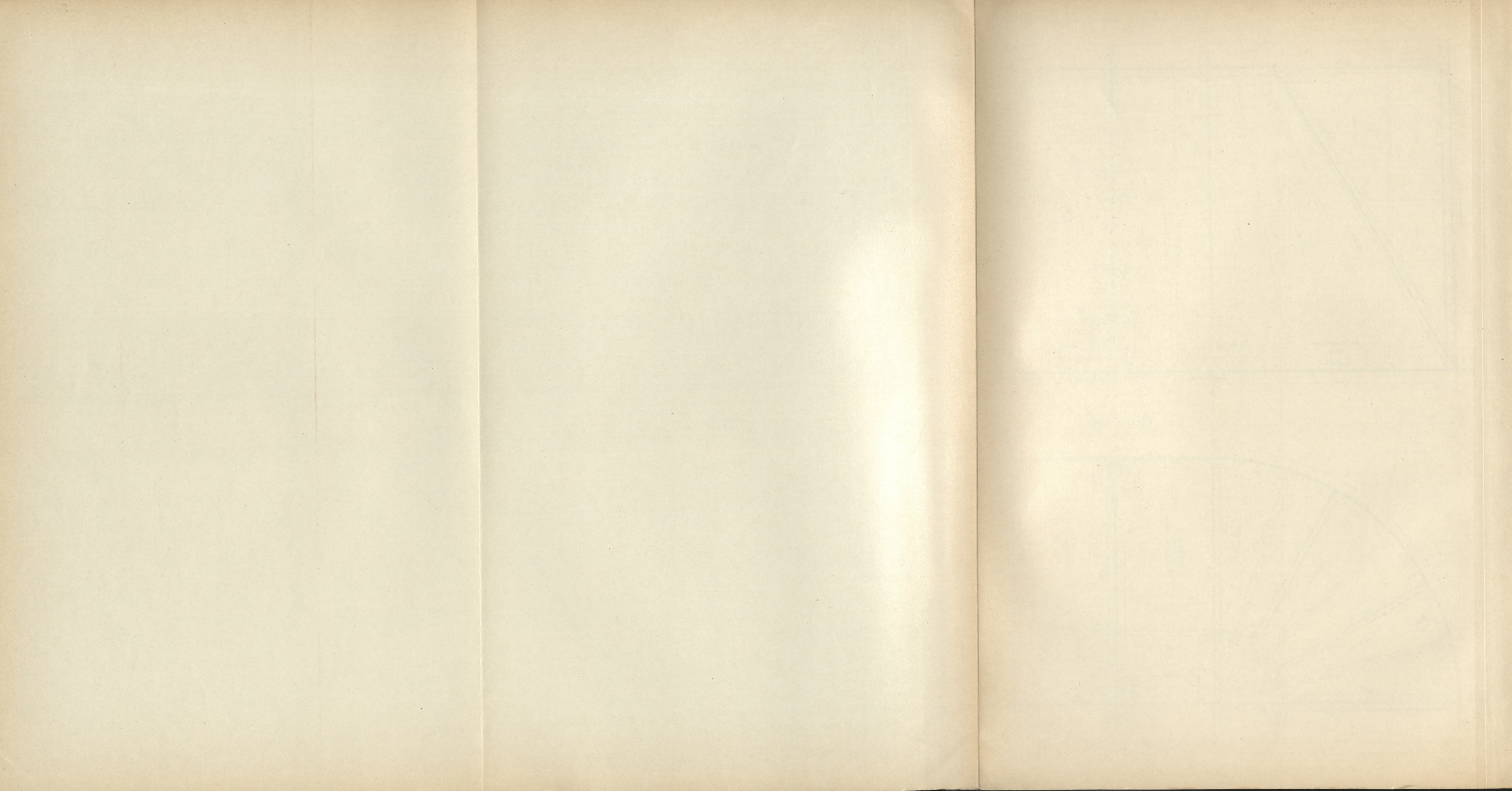
The plan view shows the curved outer edge of the caisson, with points 1, 2, 3, 4, 5, 6, and 7 marked along its length. The total length is 1060 meters. The drawing shows the internal layout of structural members, including 'Stützholz 60-65 mm', 'Lärche 195/6', and 'Futter 199/4'. A note indicates the distance between support points 2 and 6: 'Entfernung der Auflagerpunkte 2. (2. 835 + 830) = 5000'.

Querschnitt bei Punkt 1 u. 2

This cross-section at points 1 and 2 shows the trapezoidal profile of the caisson. The top width is 450 and the bottom width is 170.5. The height is 1960. The drawing shows the internal bracing and structural members, with dimensions for the sloped sides and the bottom chord. A scale of 1:20 is indicated.

bei Punkt 3, 5 u. 6.

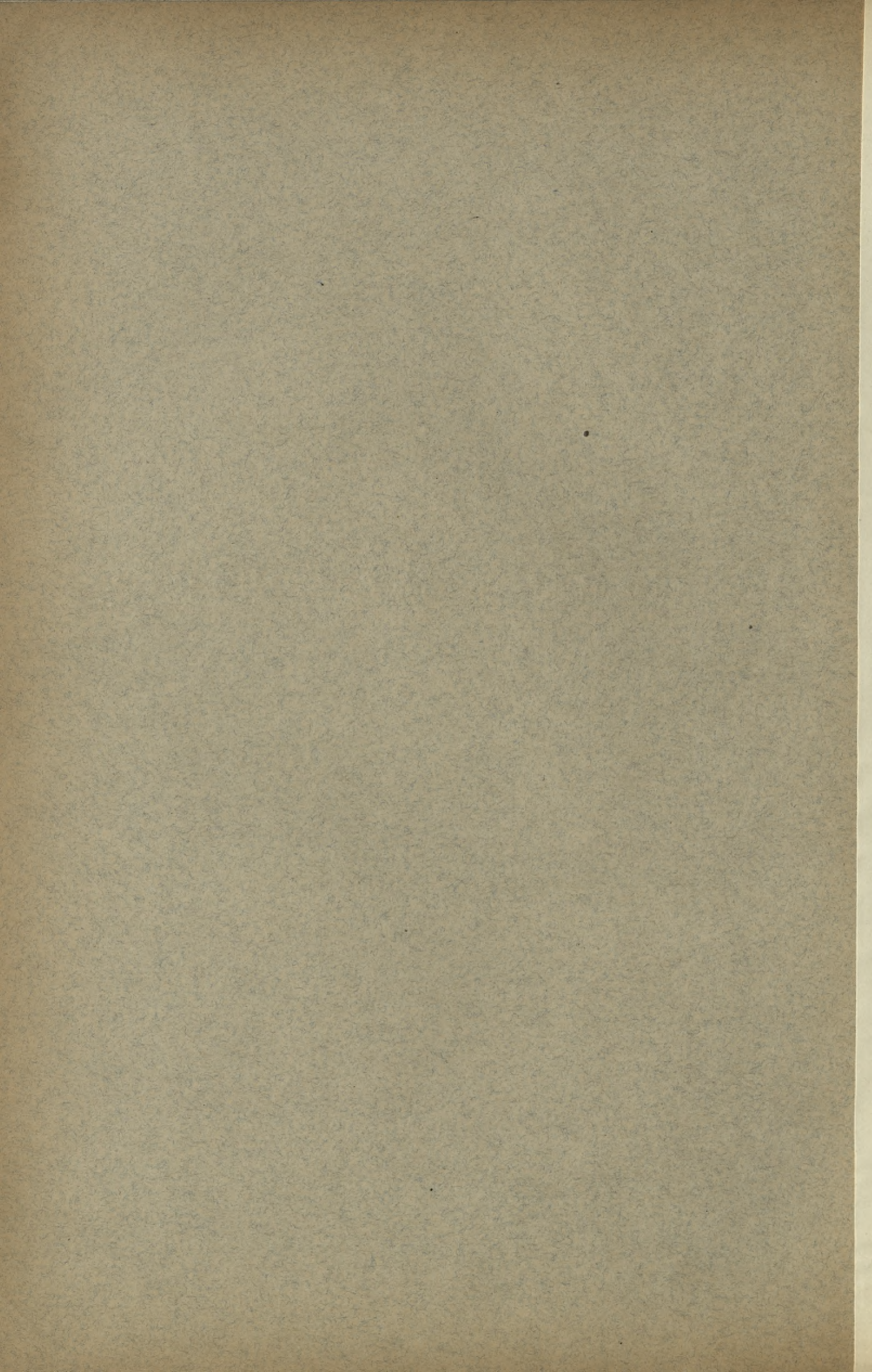
ganze Länge 1060 m

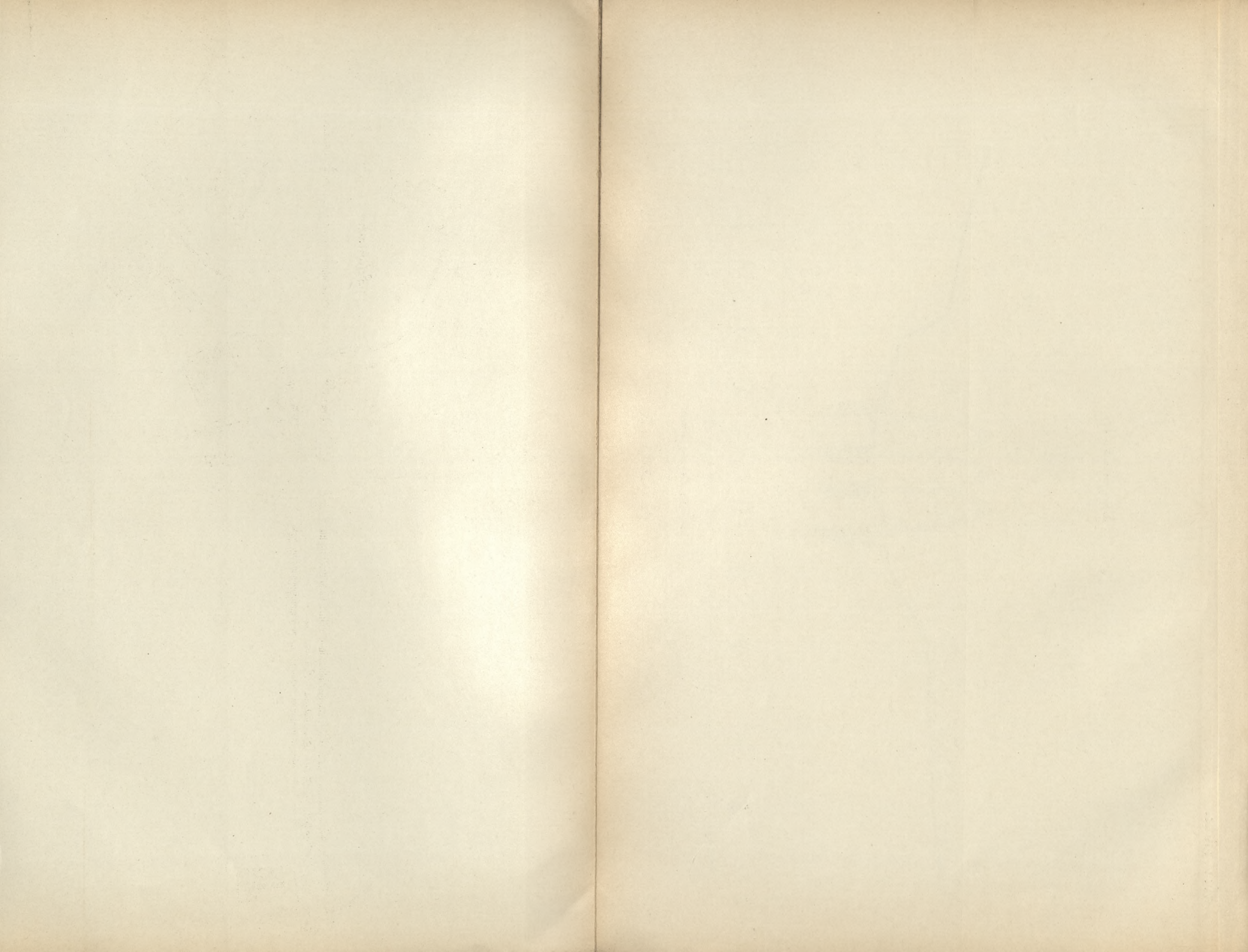




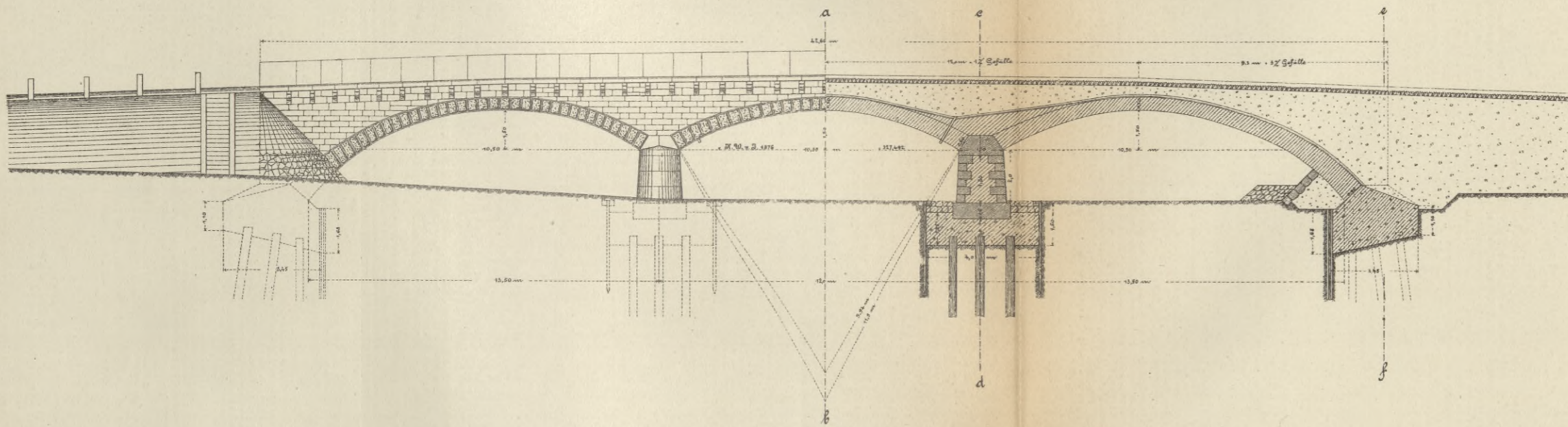
Gesamtansicht.

Neubau der Brücke über die Saaber bei Schönach.



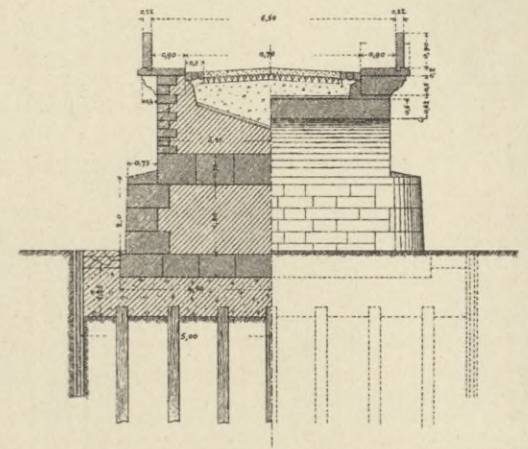


Ansicht und Längenschnitt

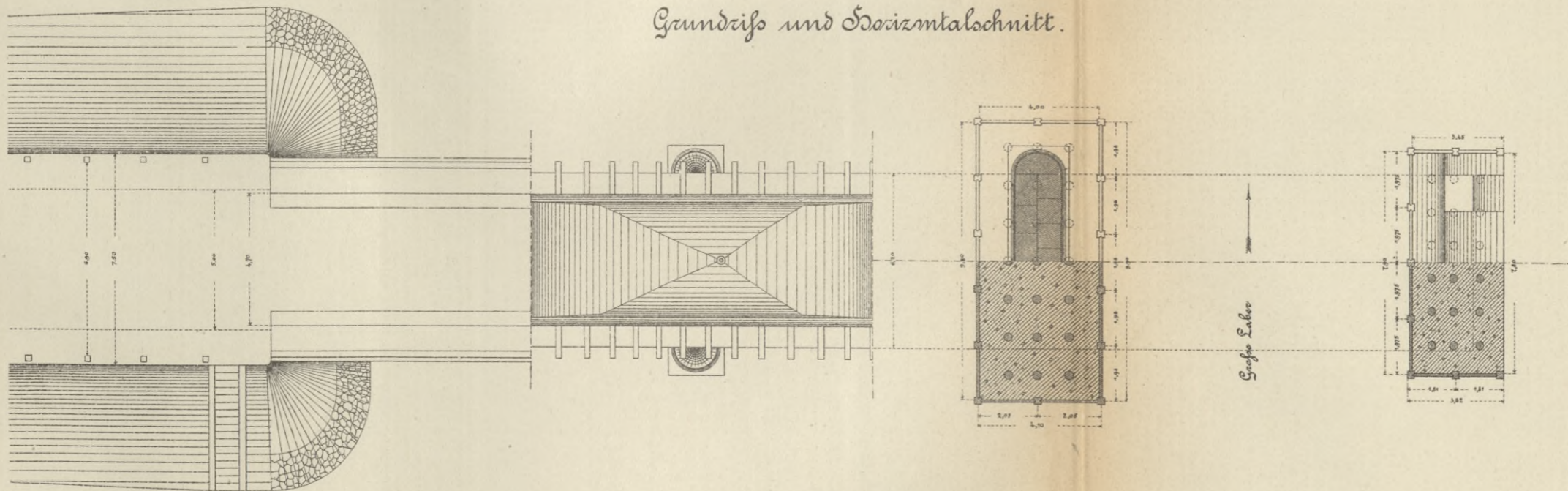


Querschnitte.

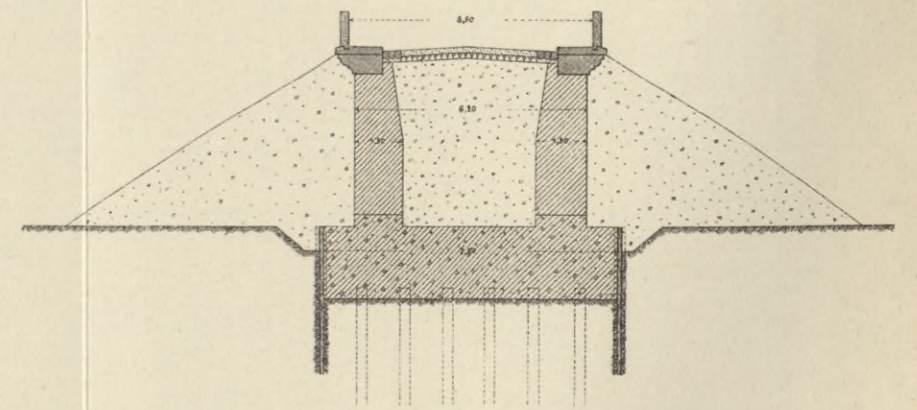
s-b a-b



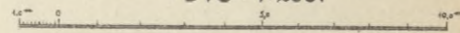
Grundriss und Horizontalschnitt.

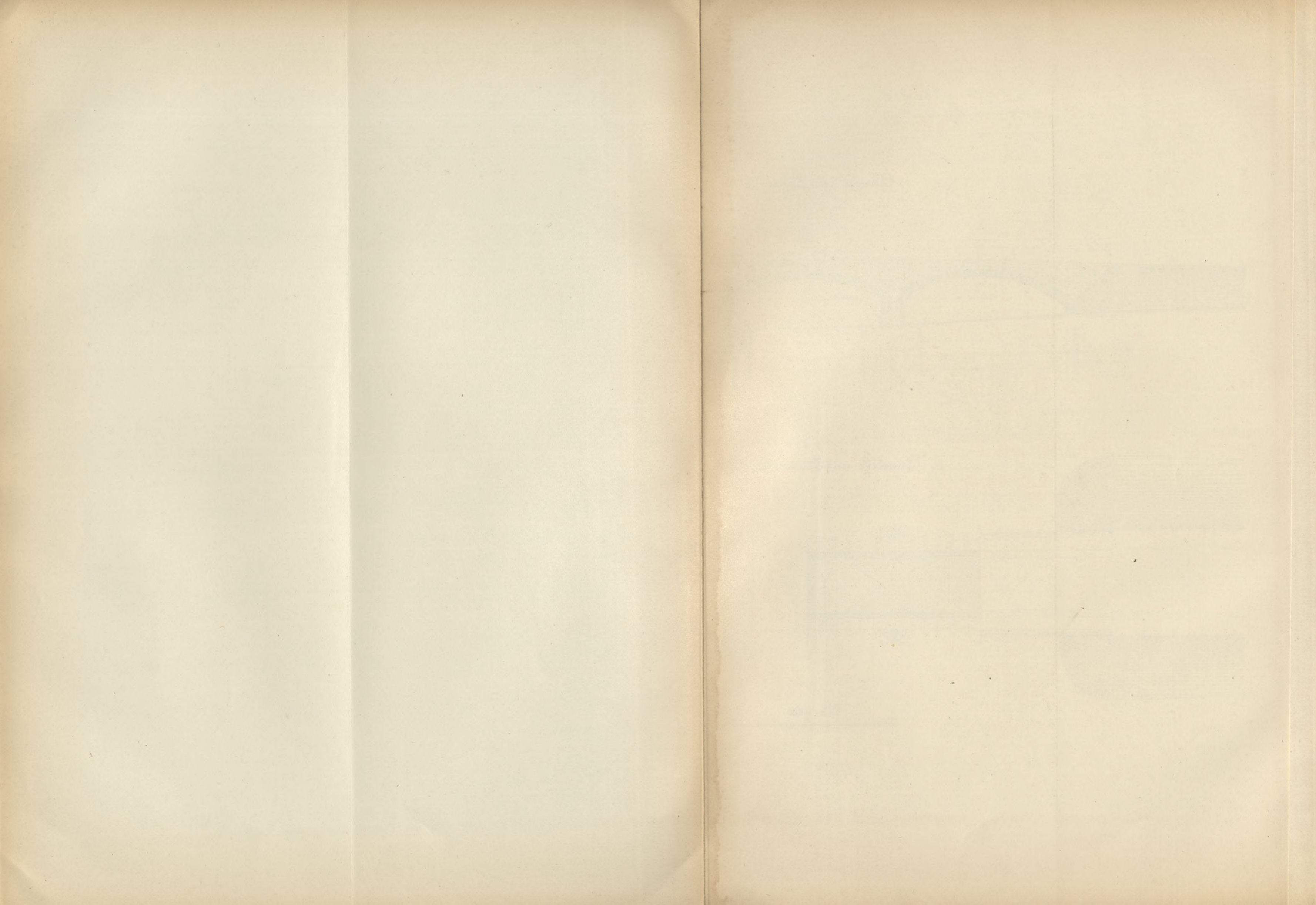


Querschnitt s-f.



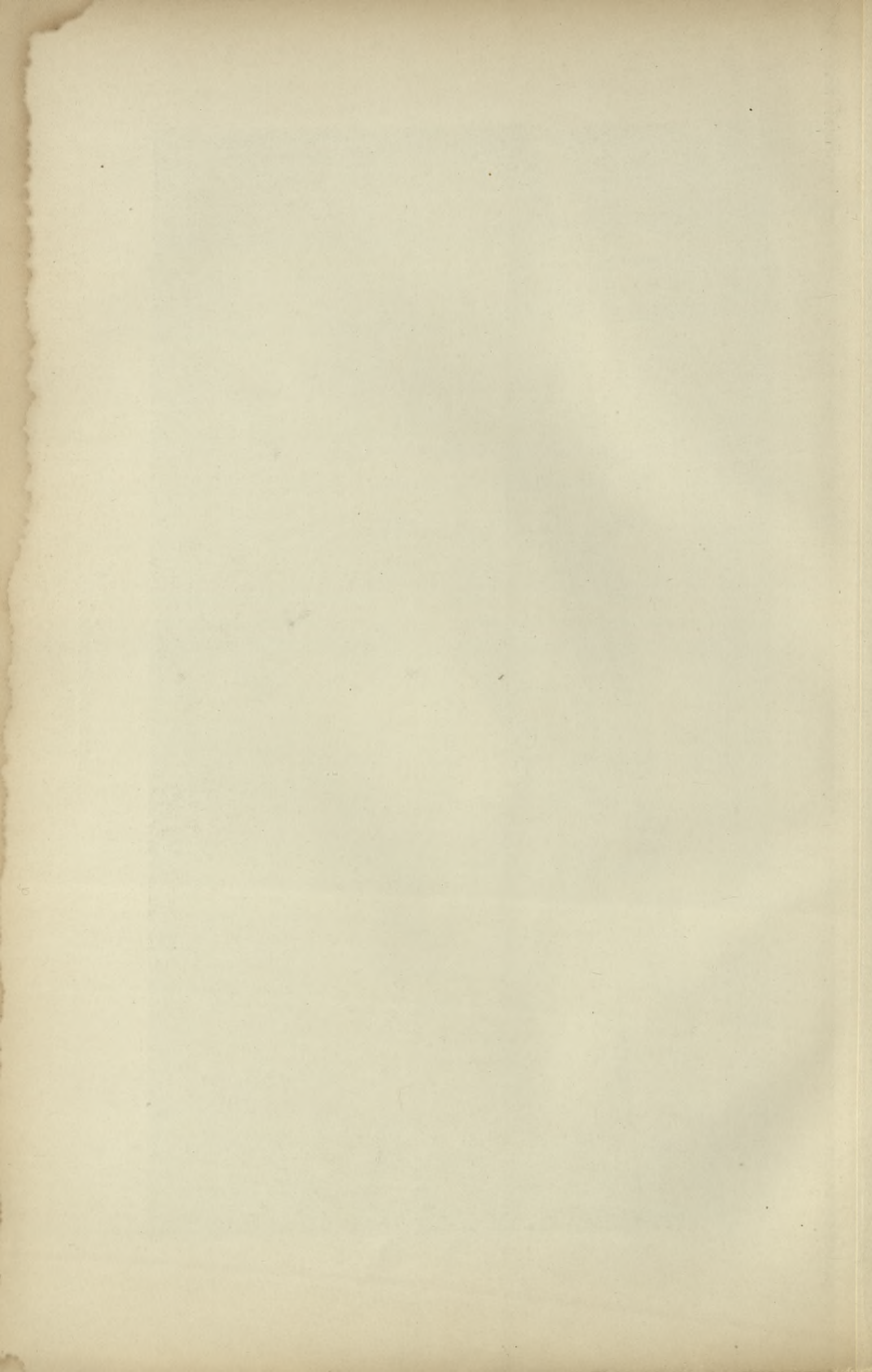
1:200.







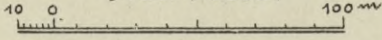
Sesamtansicht.



Neubau der oberen Alzbrücke in Altenmarkt.

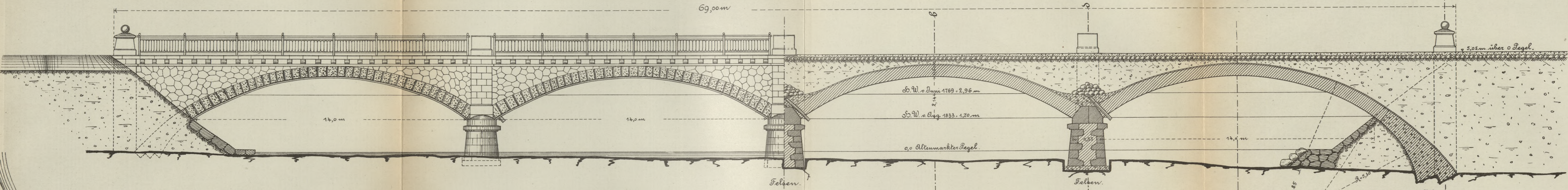
Uebersichtsplan.

Nr. 1:2500.



Ansicht.

Längenschnitt.

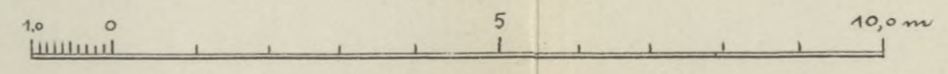
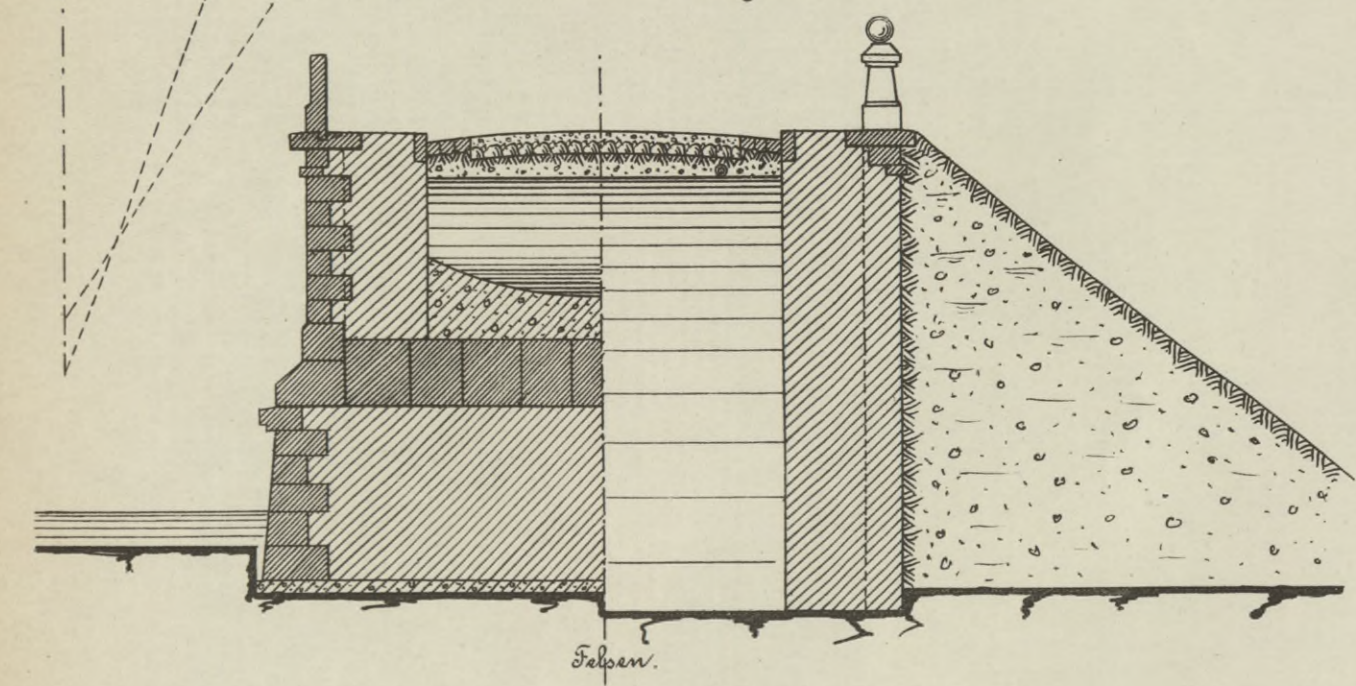
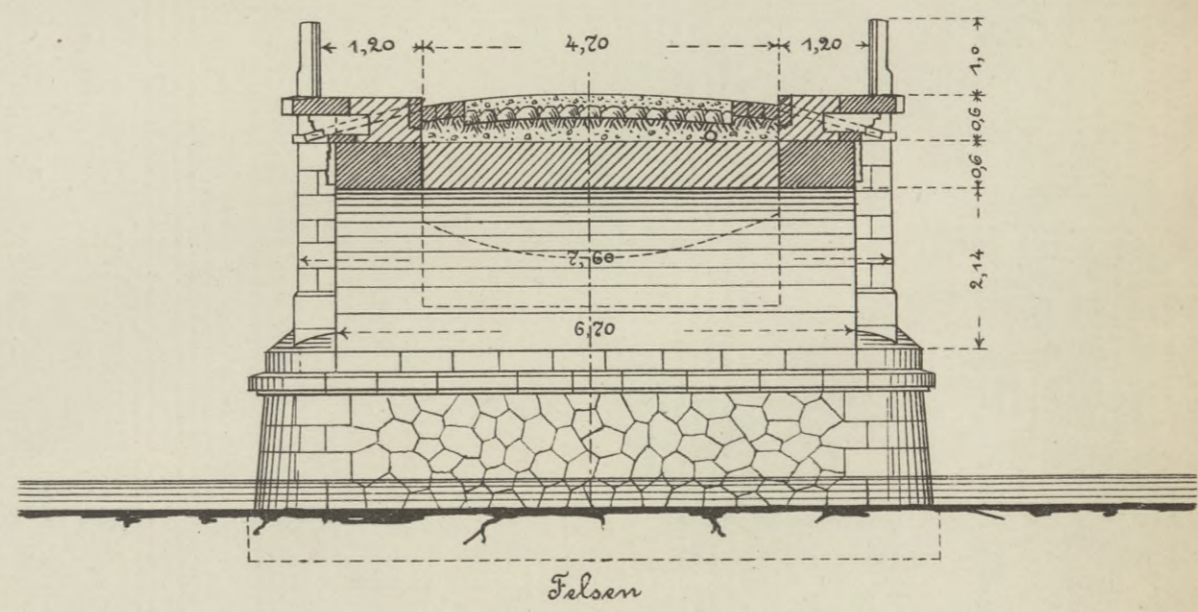
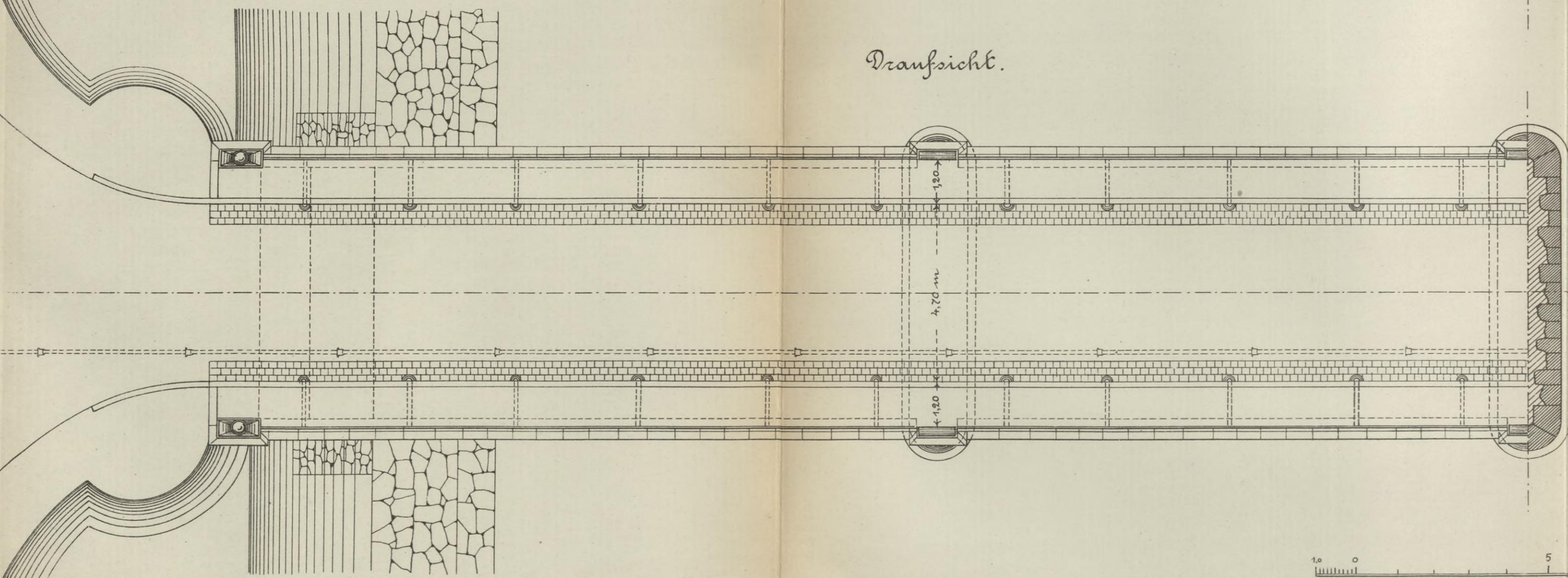


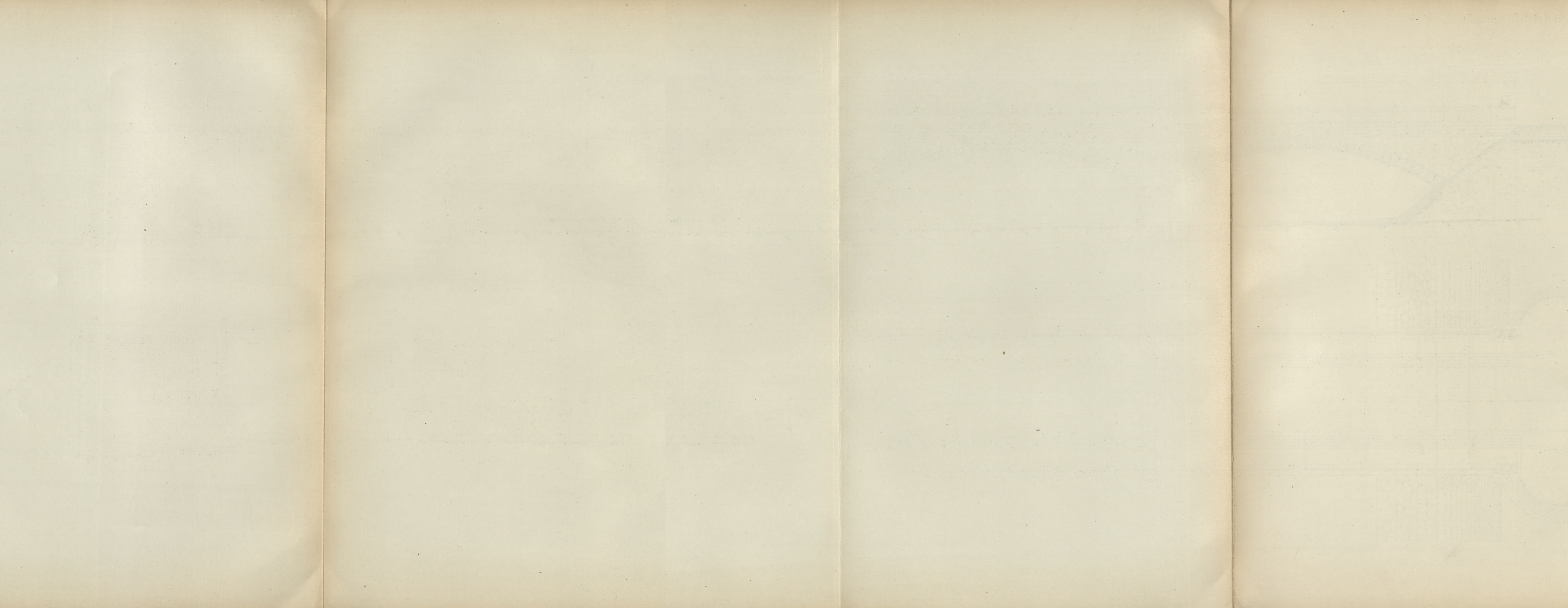
Draufsicht.

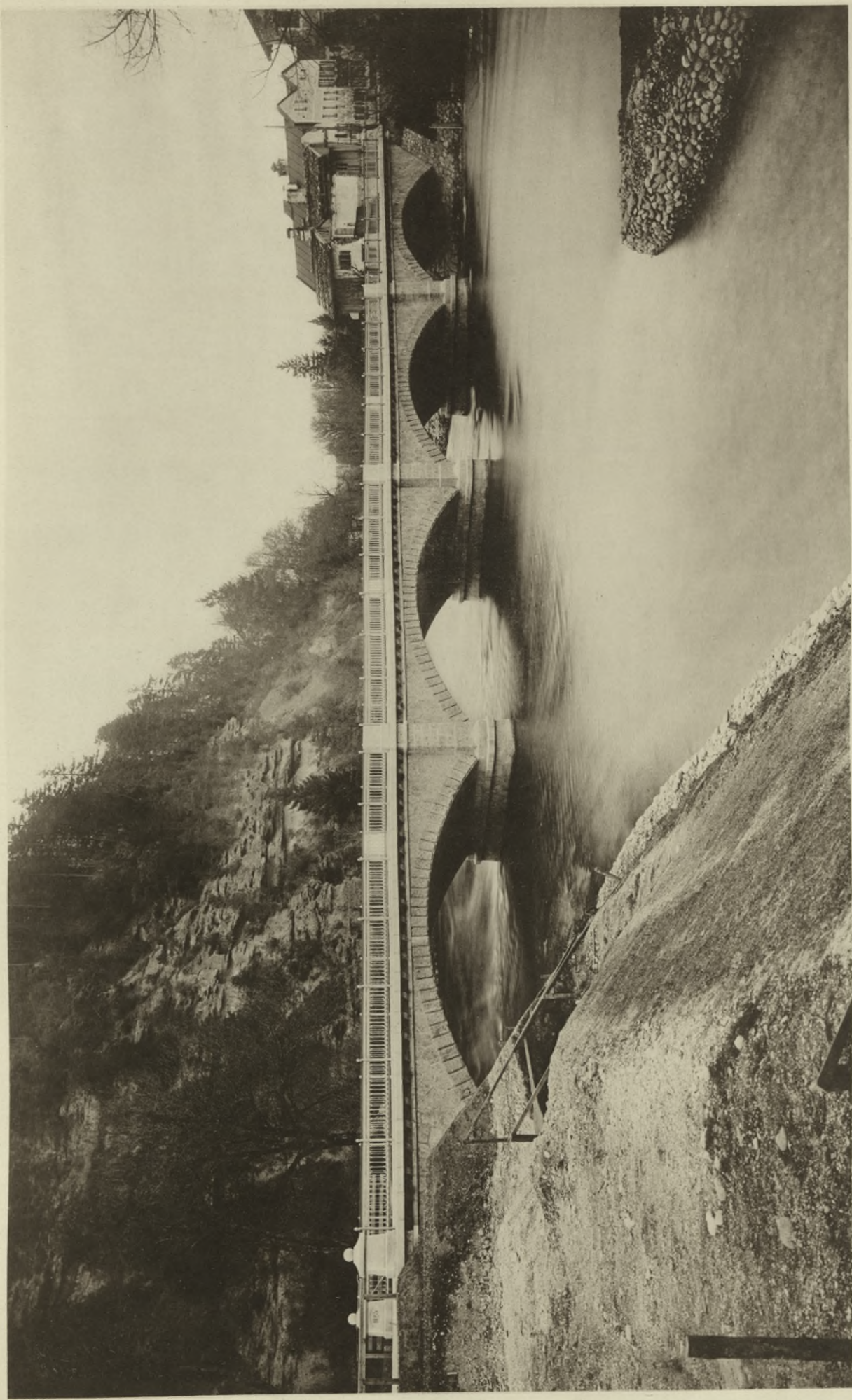
Schnitt a-b.

Schnitt c-d.

e-f.

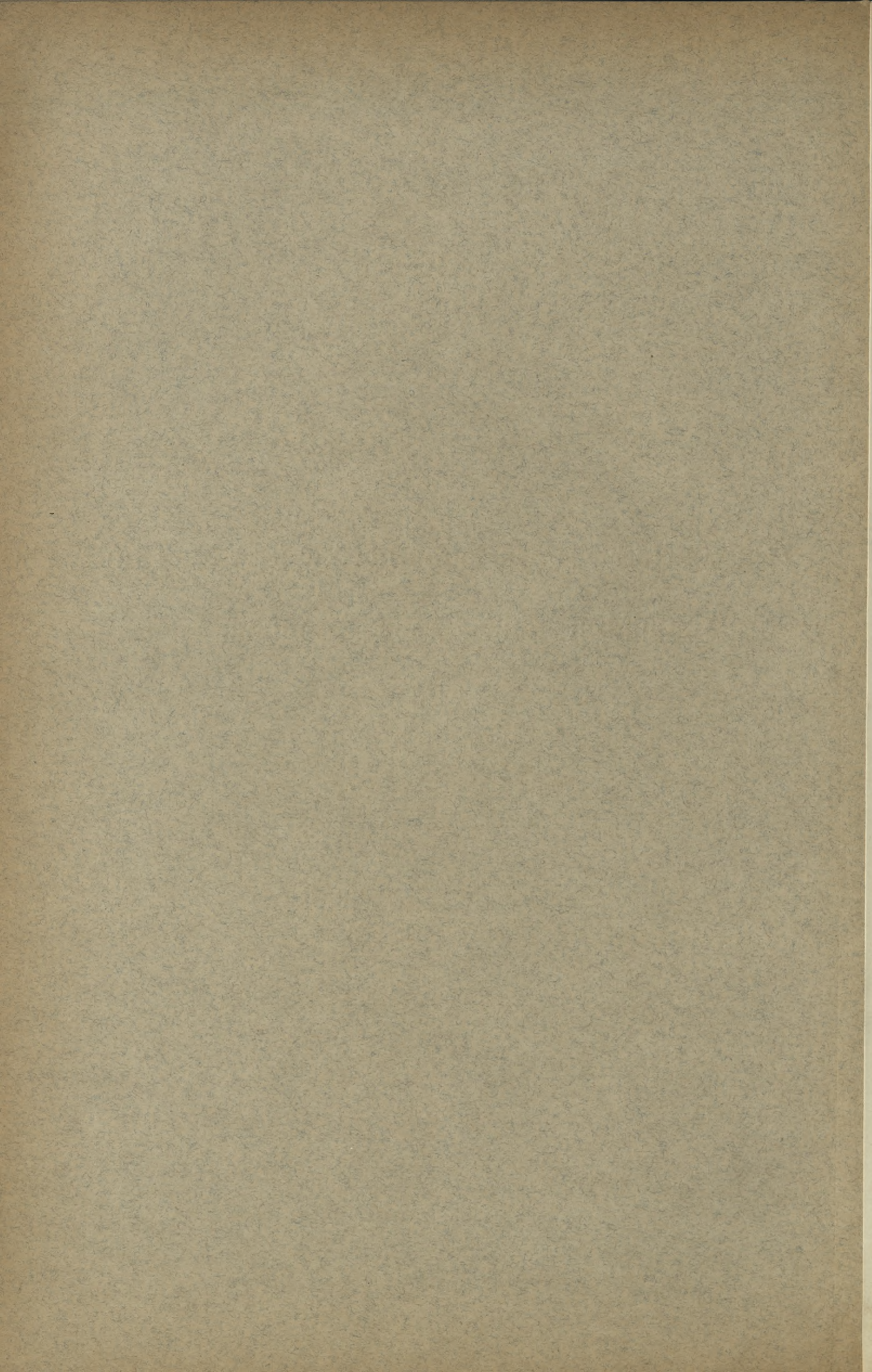






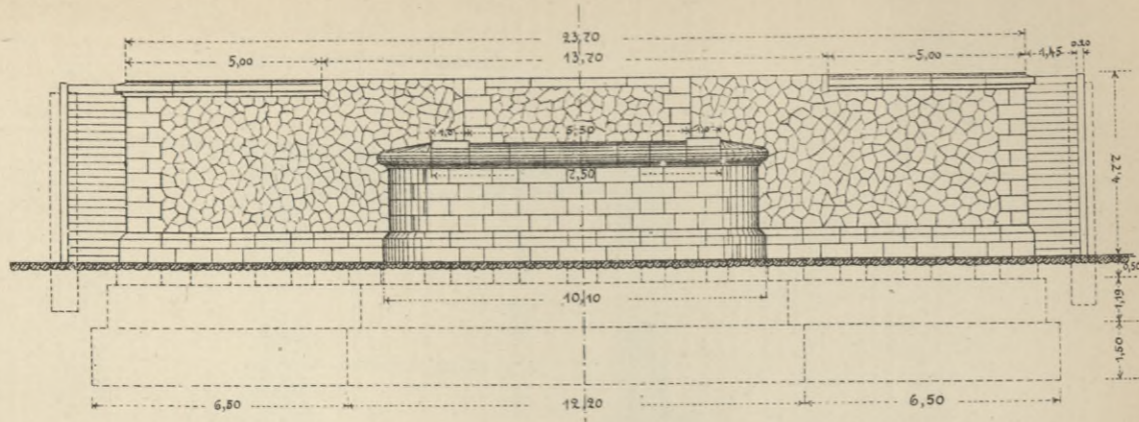
Sesamtansicht.

Neubau einer eisernen Straßenbrücke über den Inn
zwischen Simbach und Braunau.

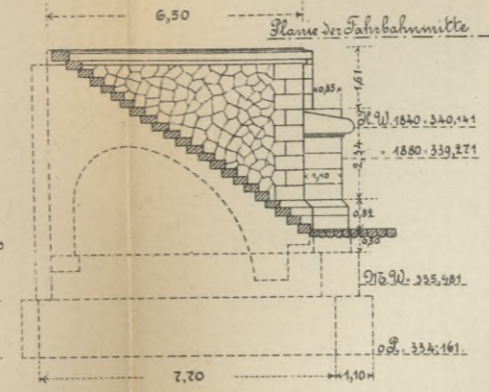




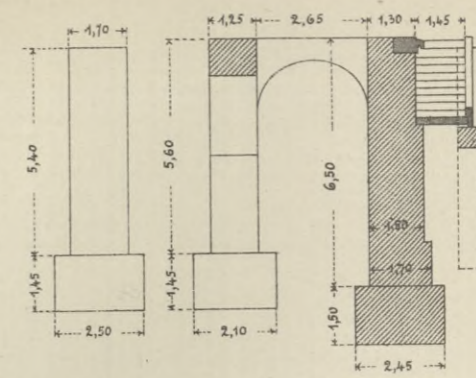
Längenansicht.



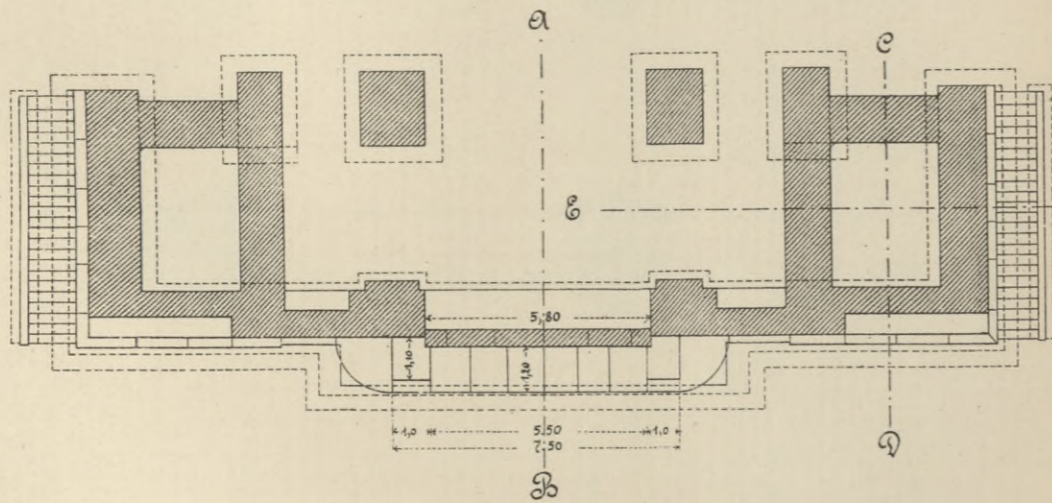
Bayrisches Widerlager.



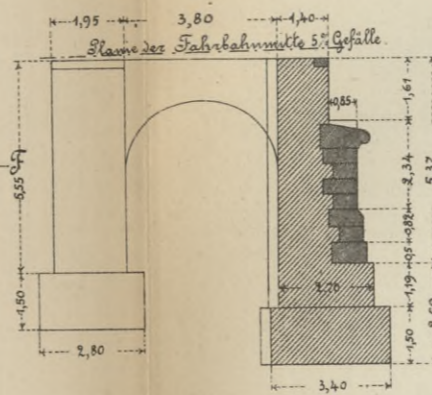
Schnitt E-F.



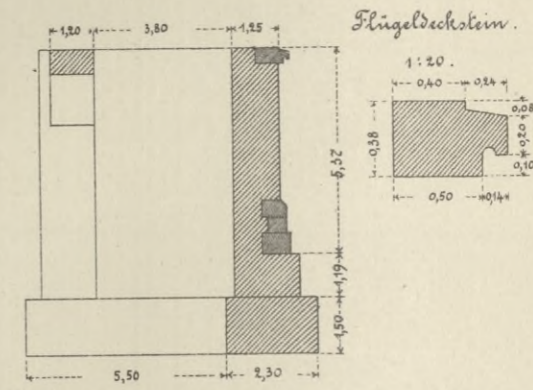
Draufsicht.



Schnitt A-B.

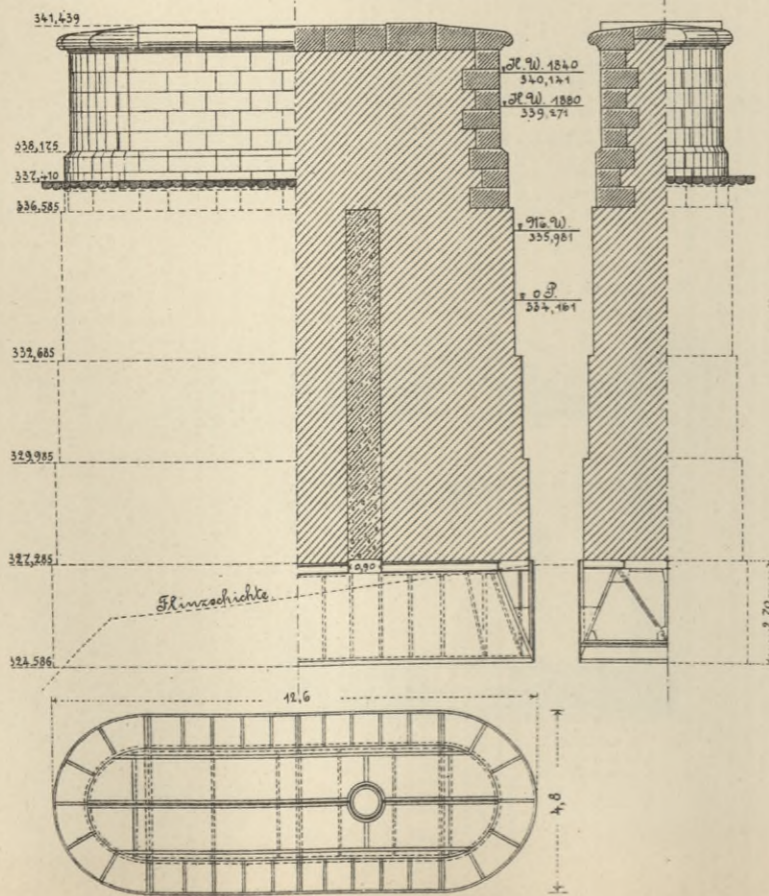


Schnitt C-D.



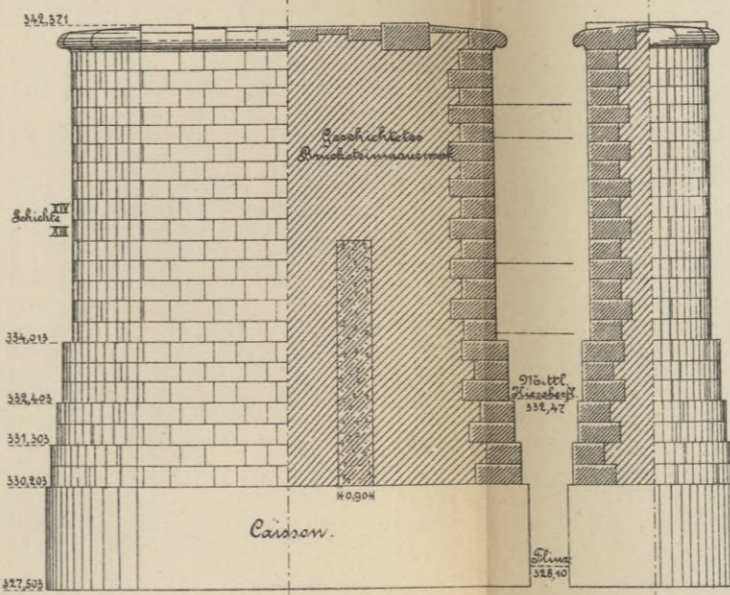
Pfeiler I.
Landpfeiler.

Längen-
Ansicht. Schnitt.

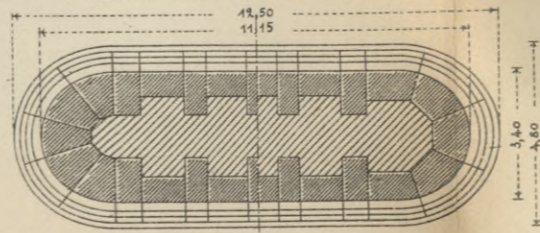


Draufsicht auf den Caisson.

Pfeiler II.
Flußpfeiler.

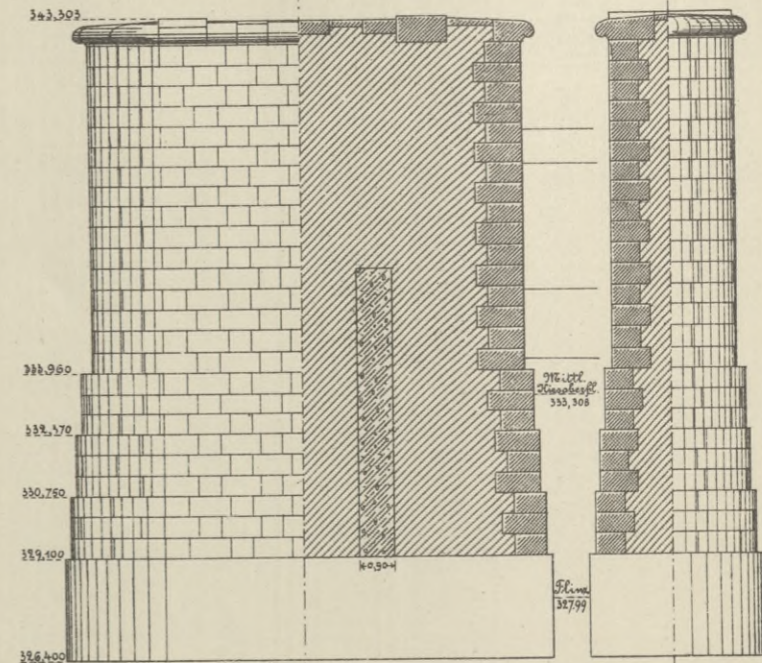


Schnitt durch
Schichte XIII und Schichte XIV.

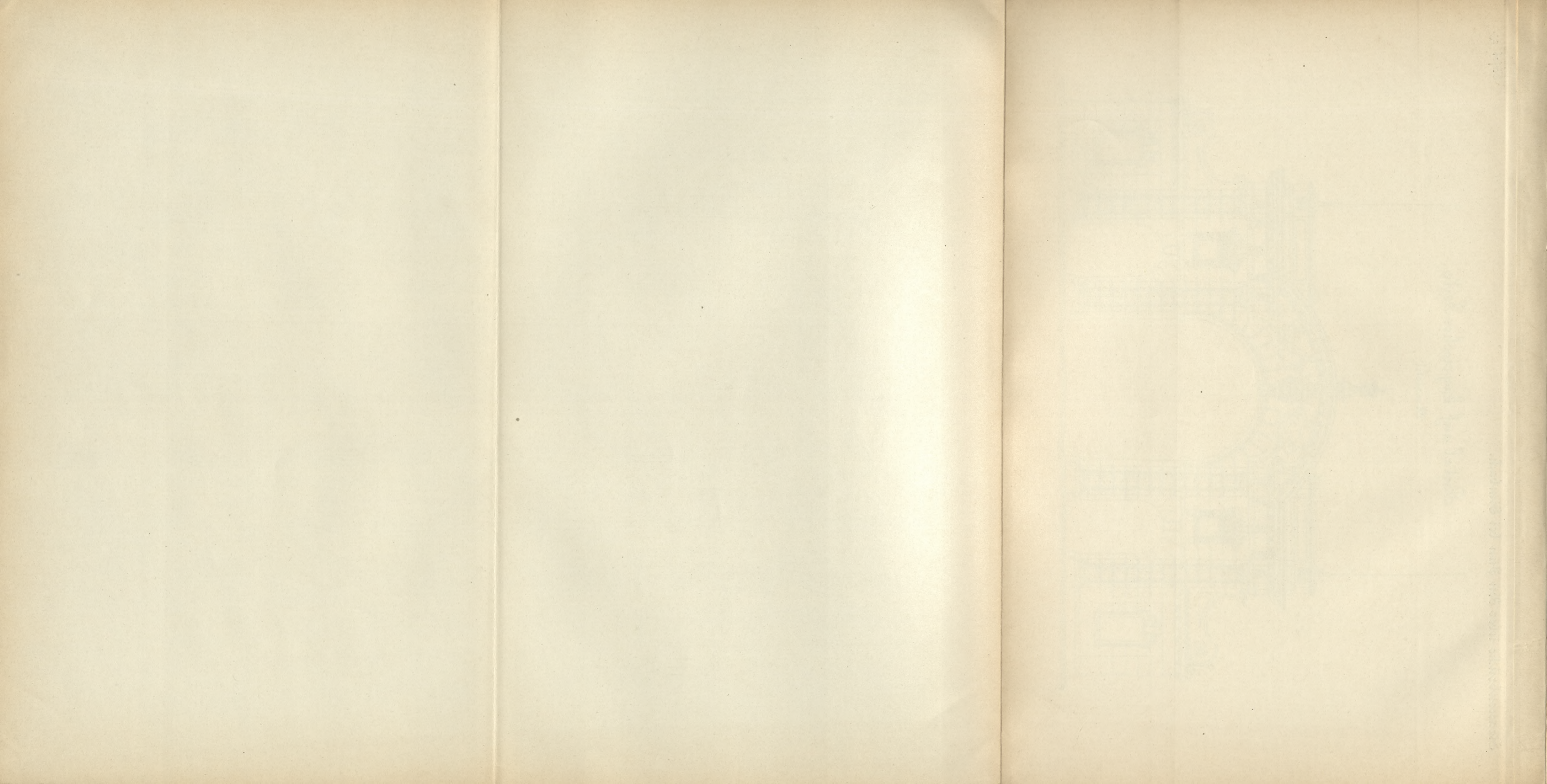


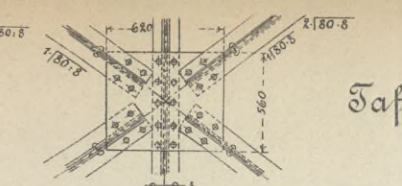
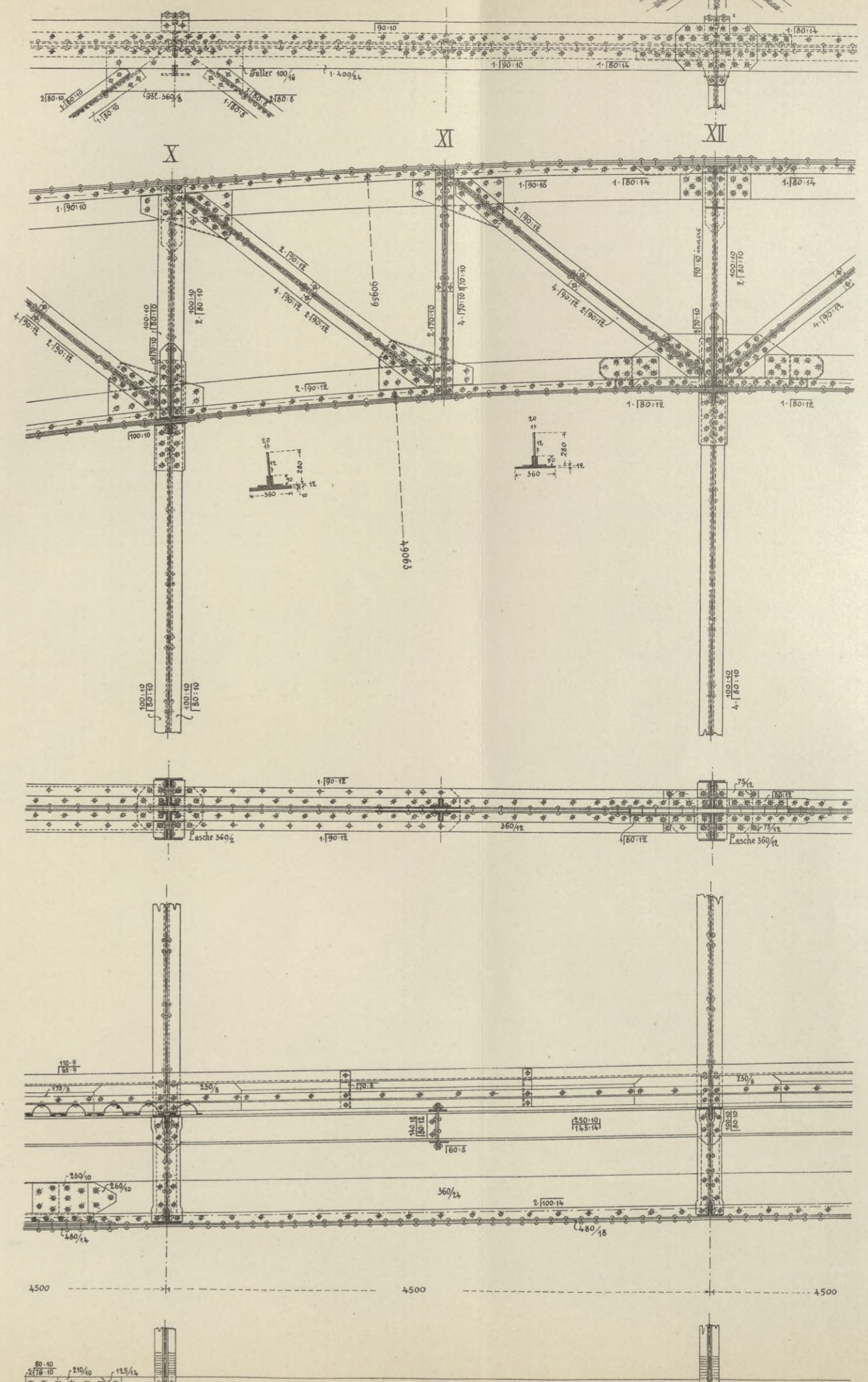
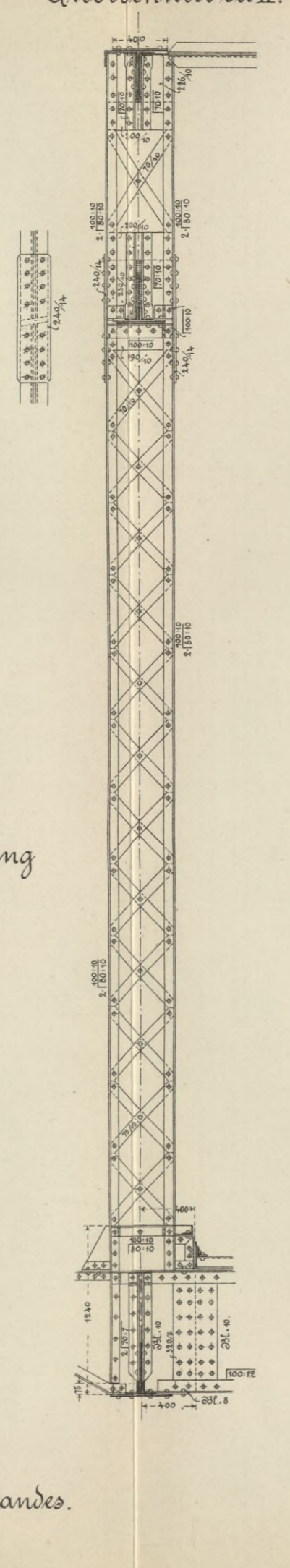
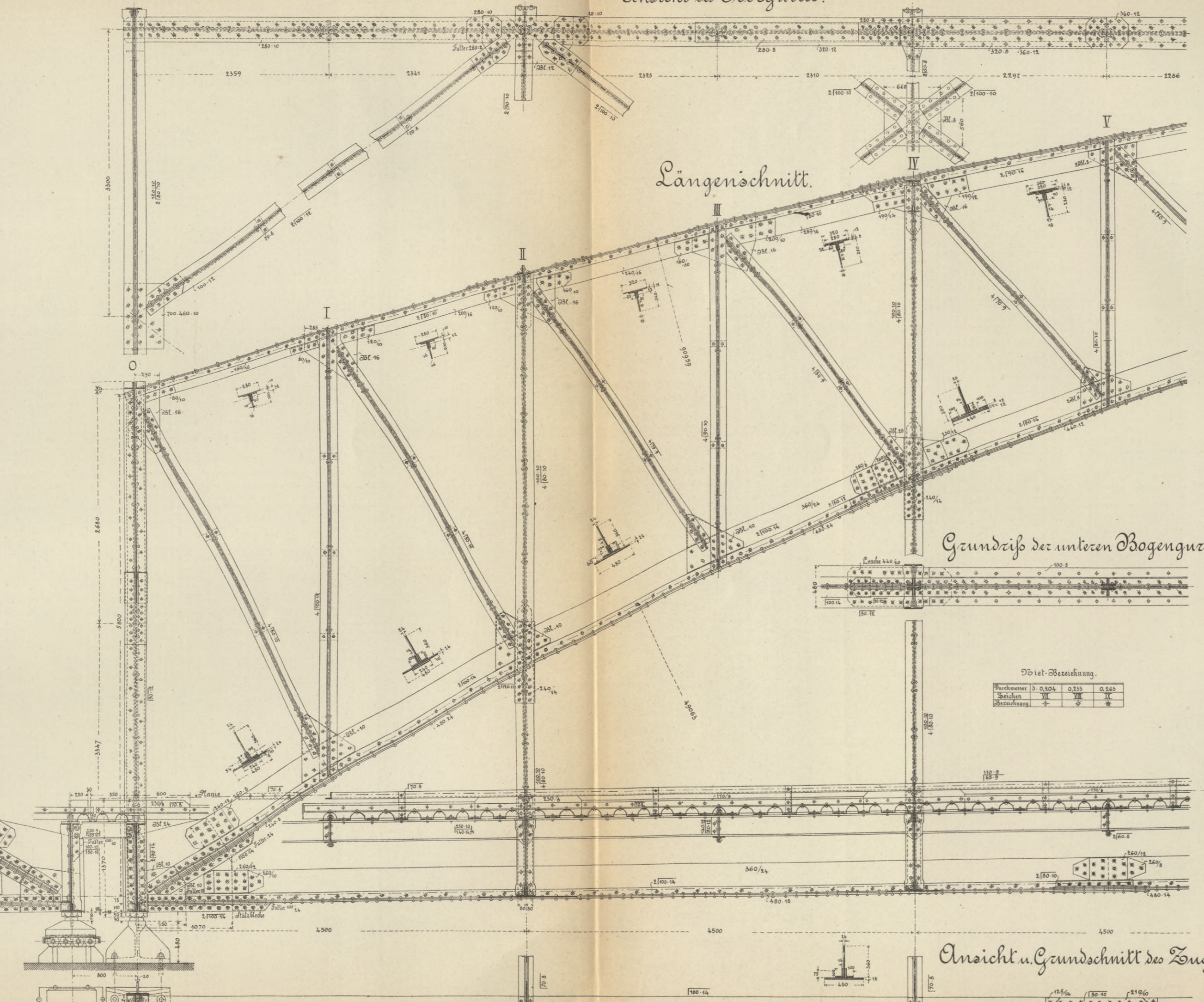
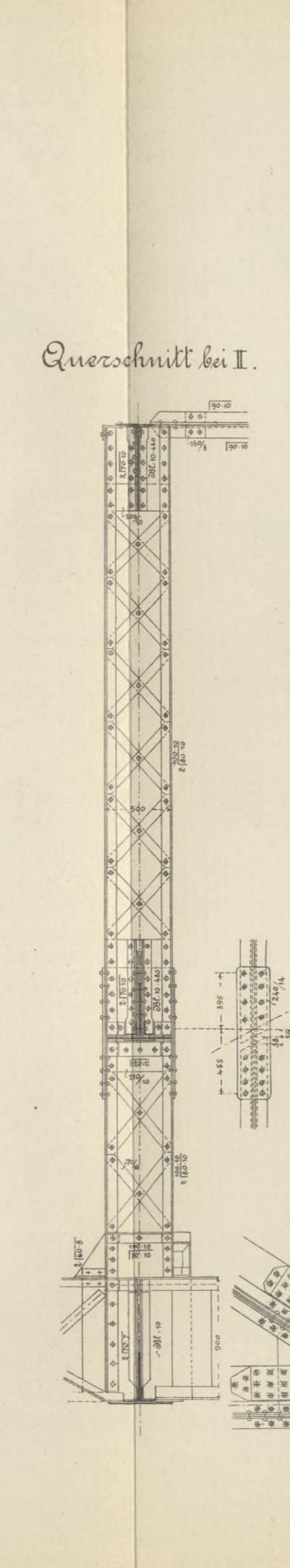
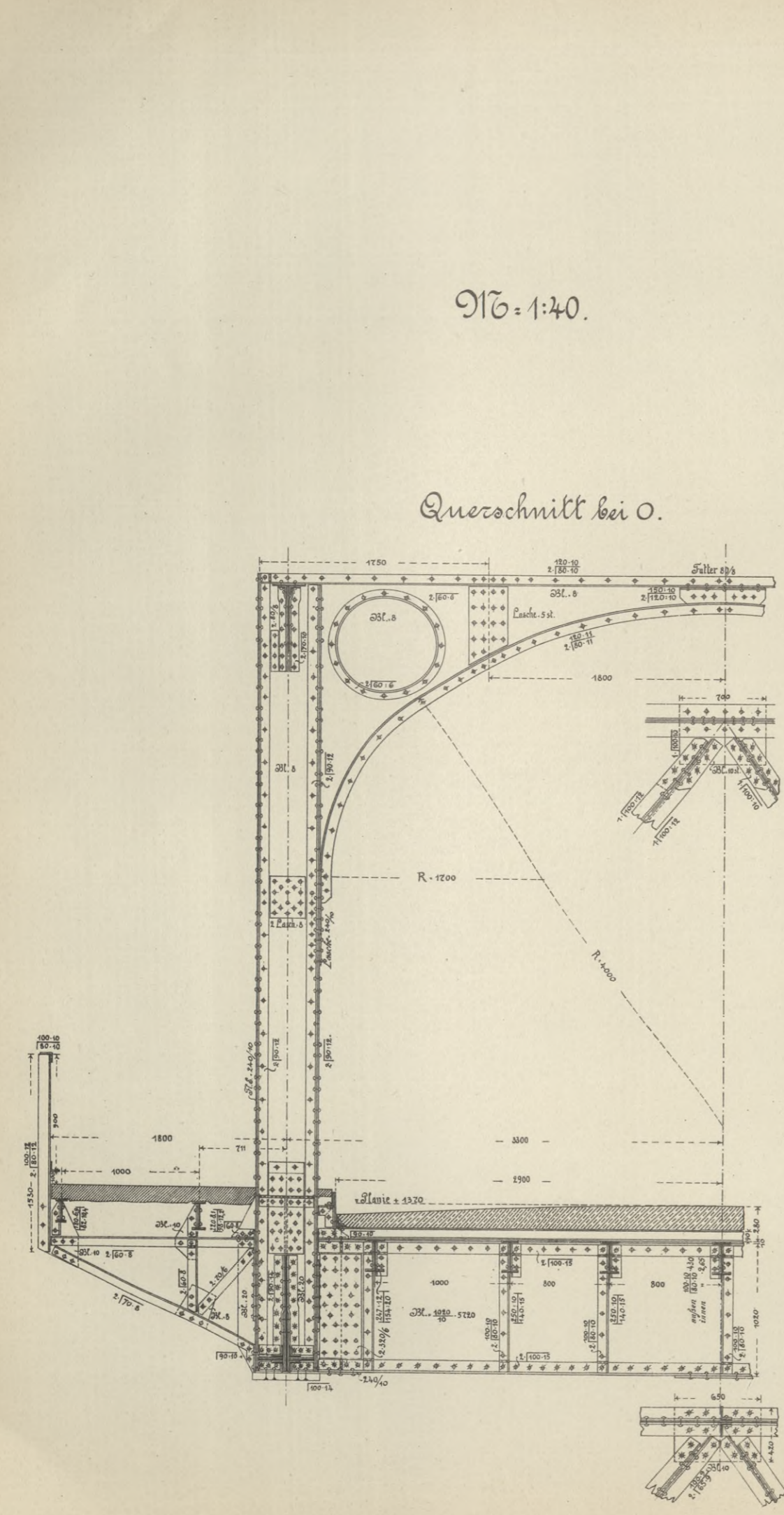
916. 1:200.

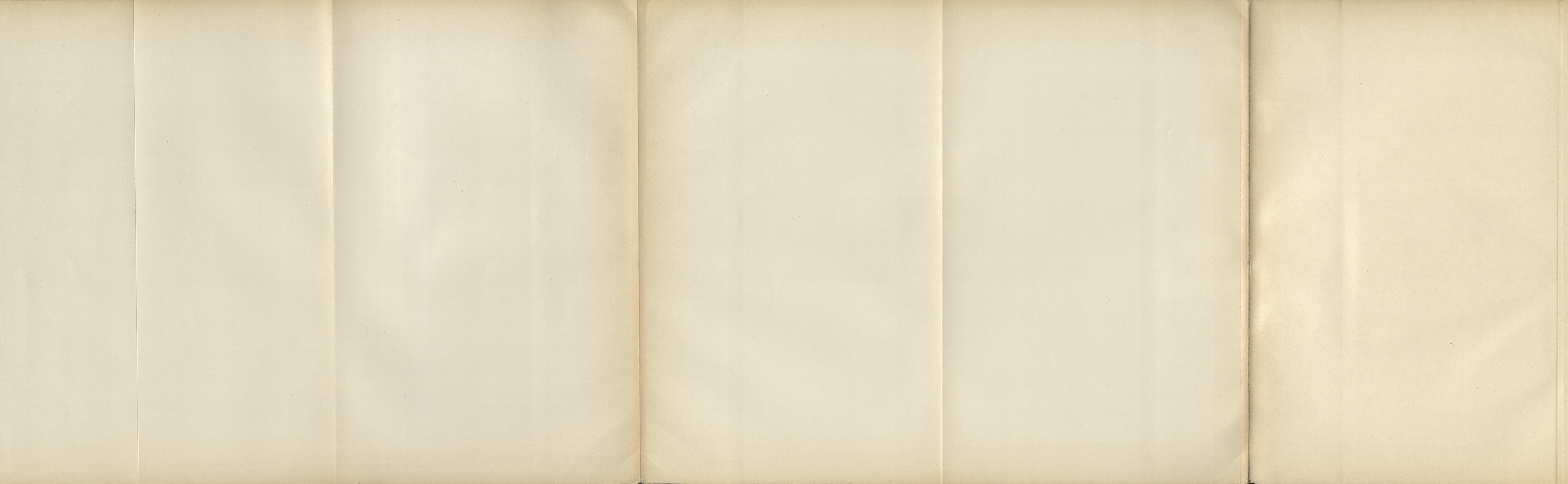
Pfeiler III.
Grenzpfeiler.

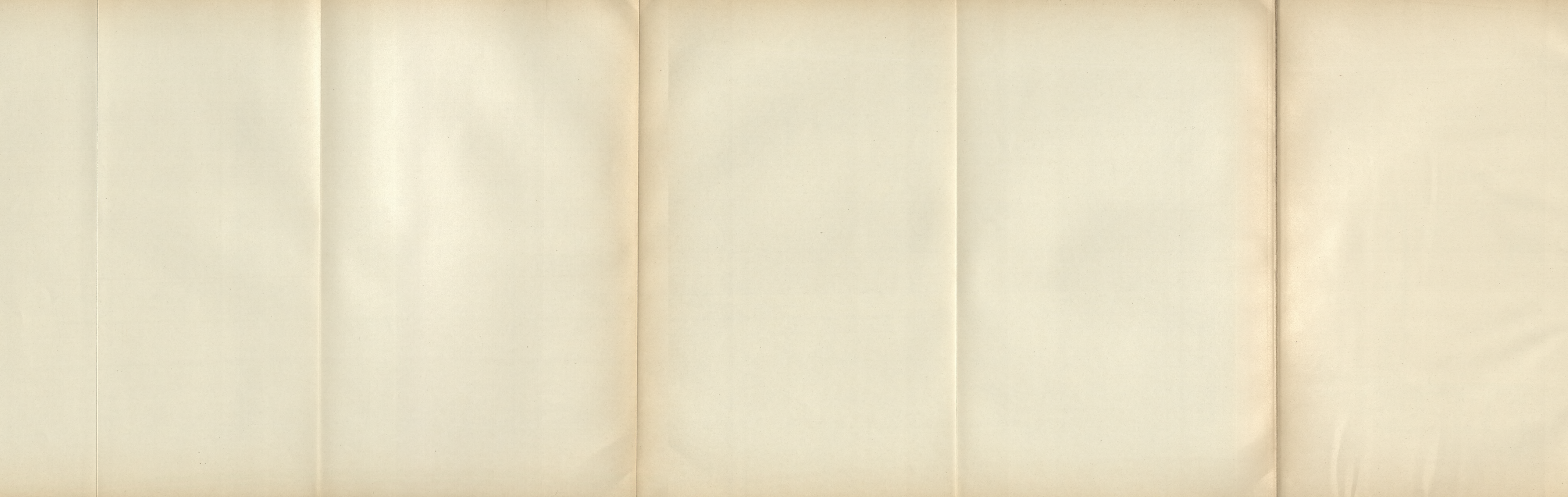


Draufsicht auf die Abdeckplatten.

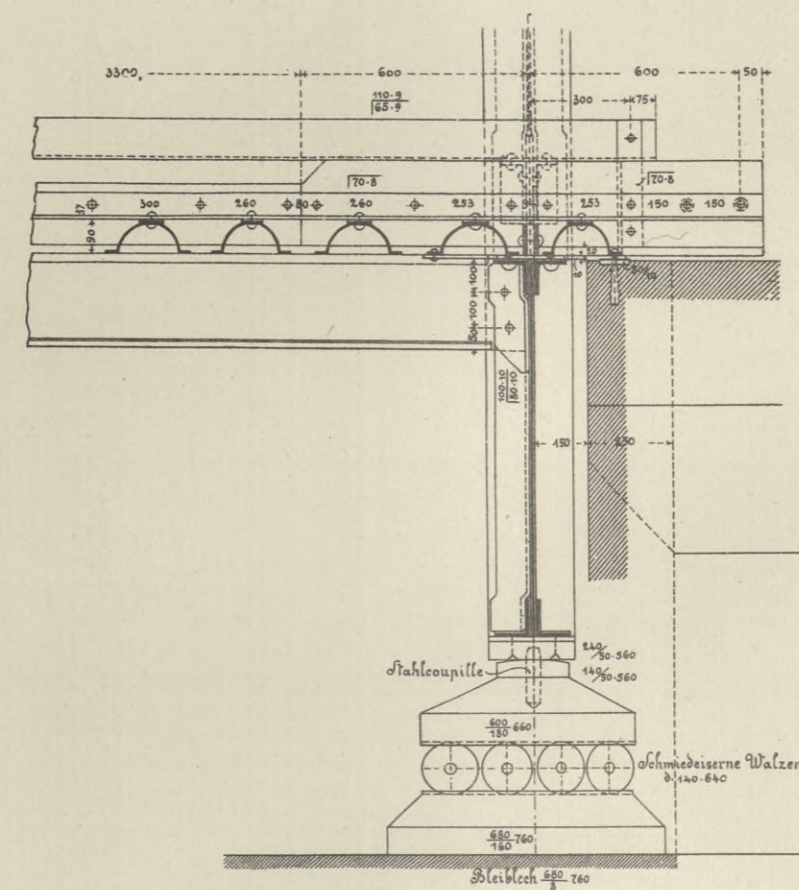




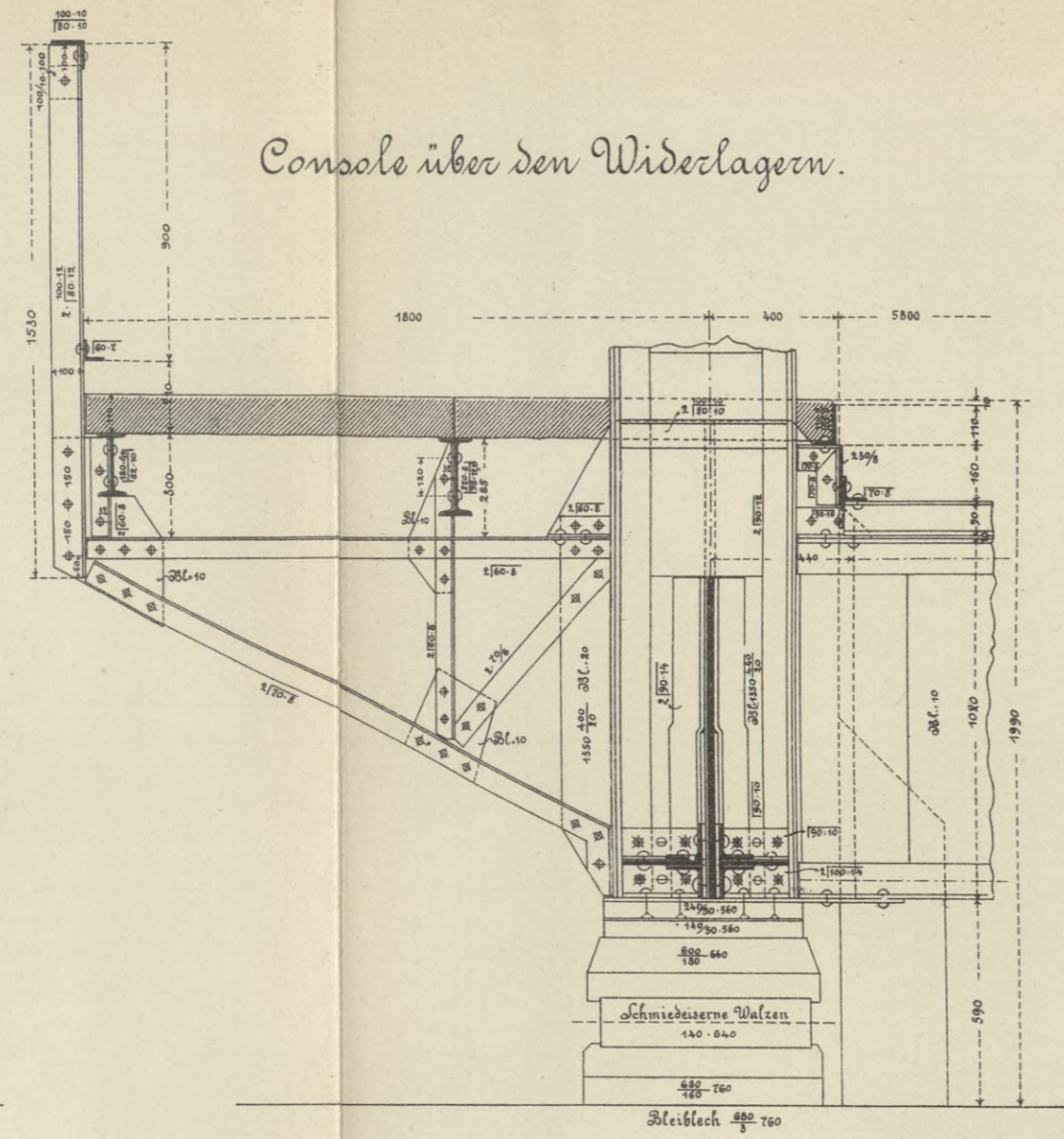




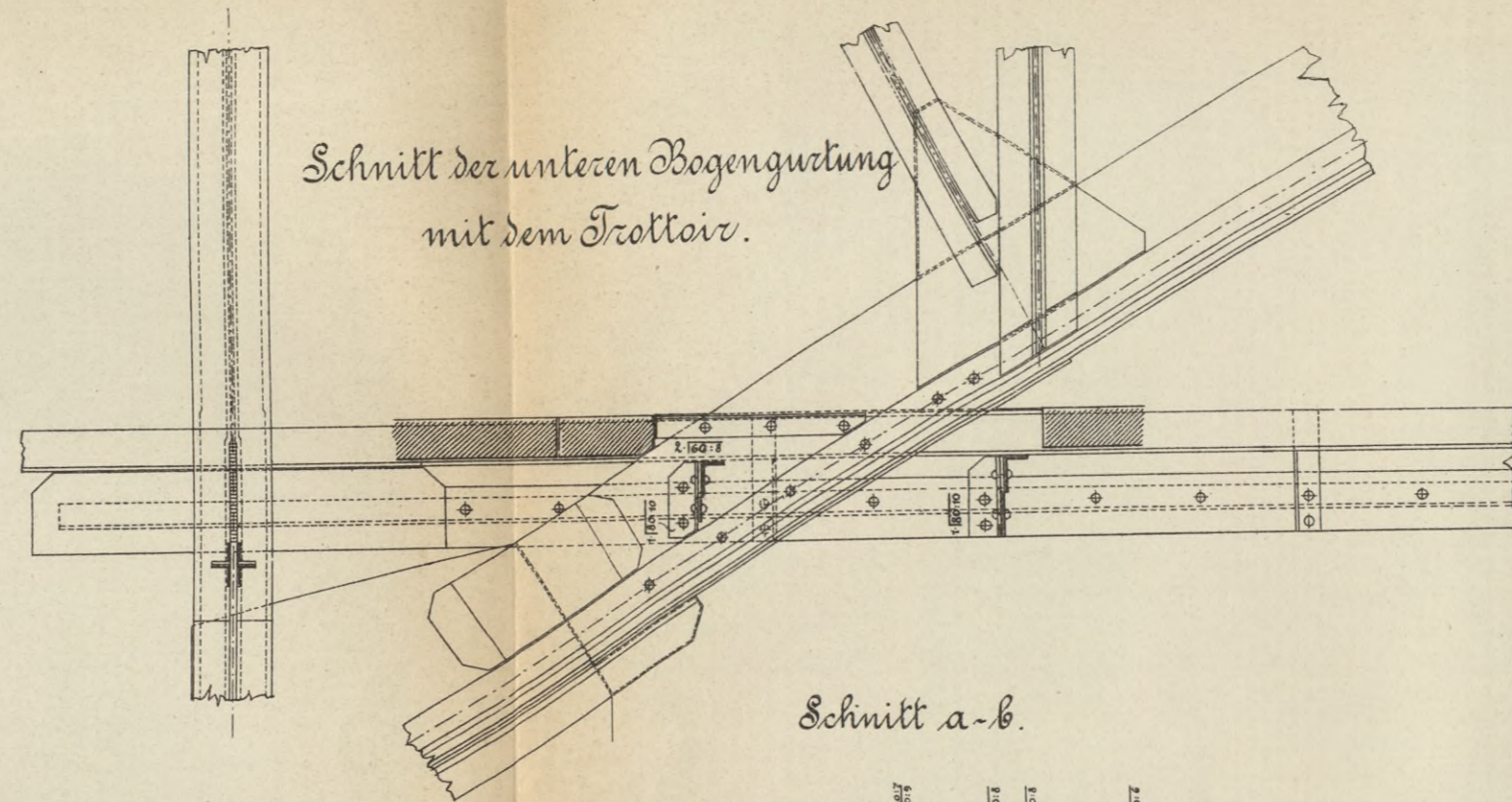
Randeinfassung über den Widerlagern.



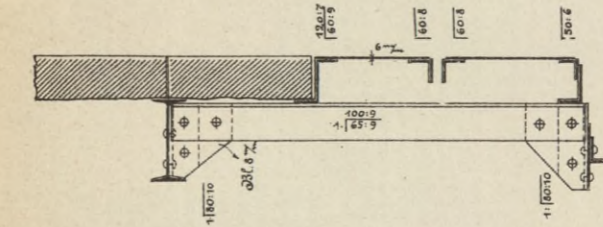
Console über den Widerlagern.



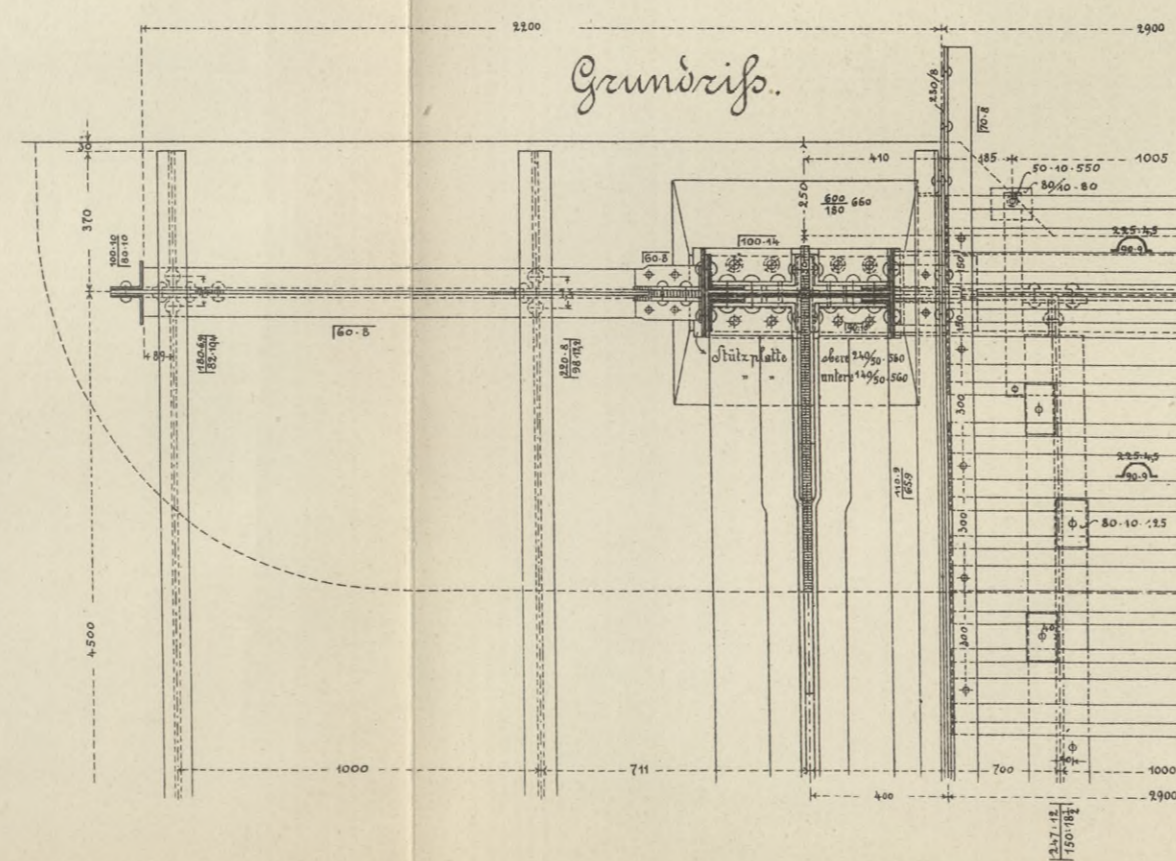
Schnitt der unteren Bogengurtung mit dem Trottoir.



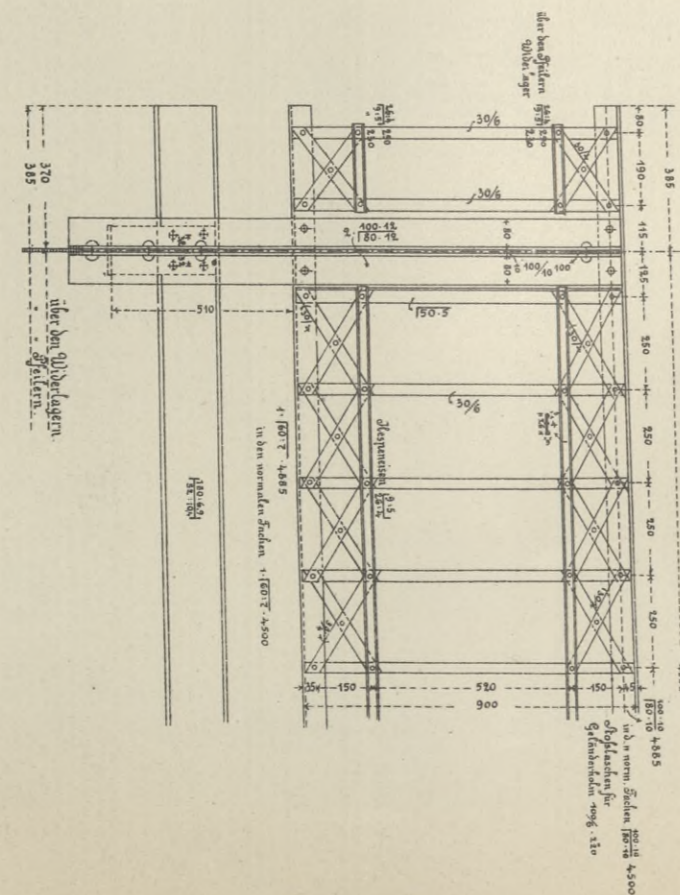
Schnitt a-b.



Grundriß.

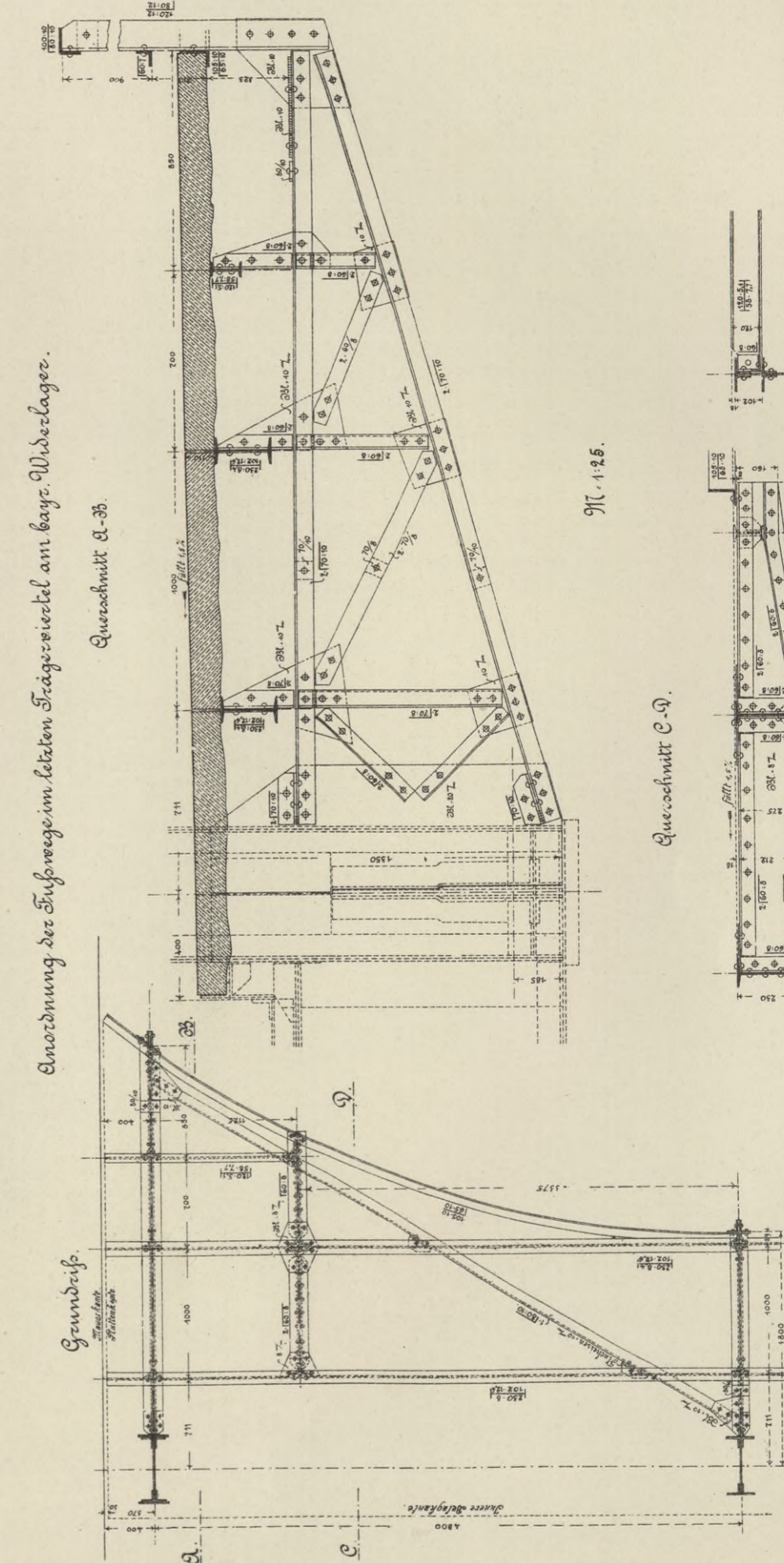


916 = 1:20



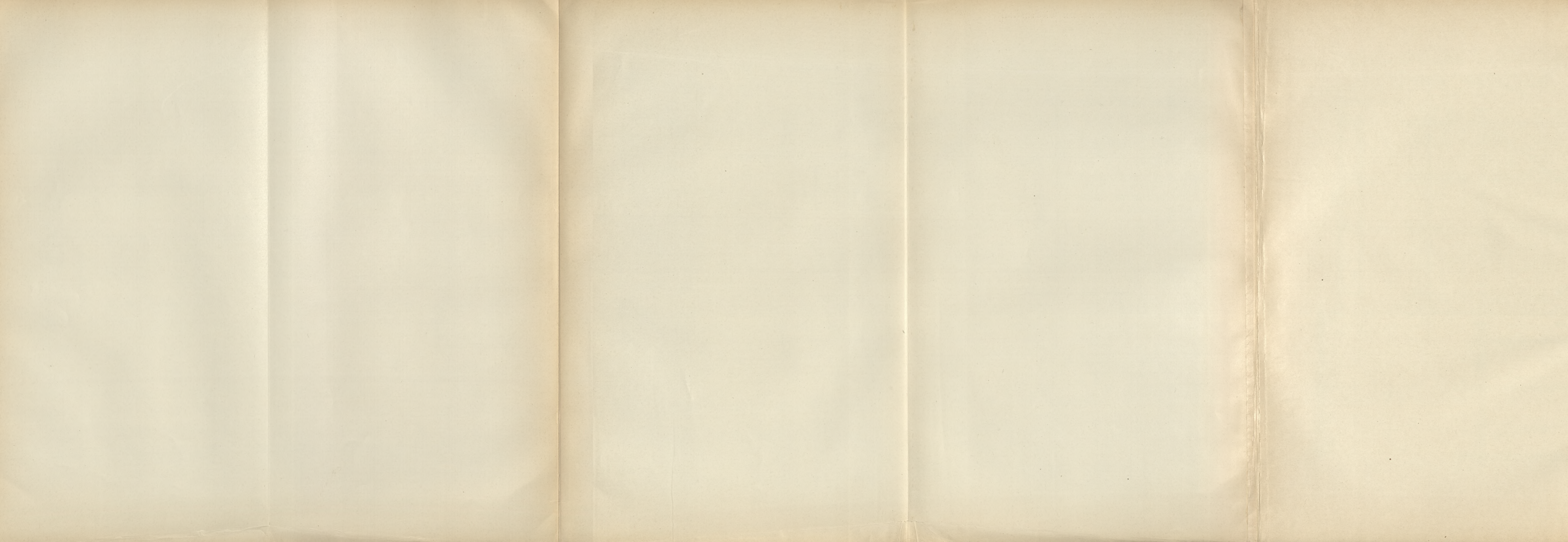
Geländebeschluß.

Anordnung der Fußwege im linken Trageswickel am bogen Widerlager.



917 = 1:25

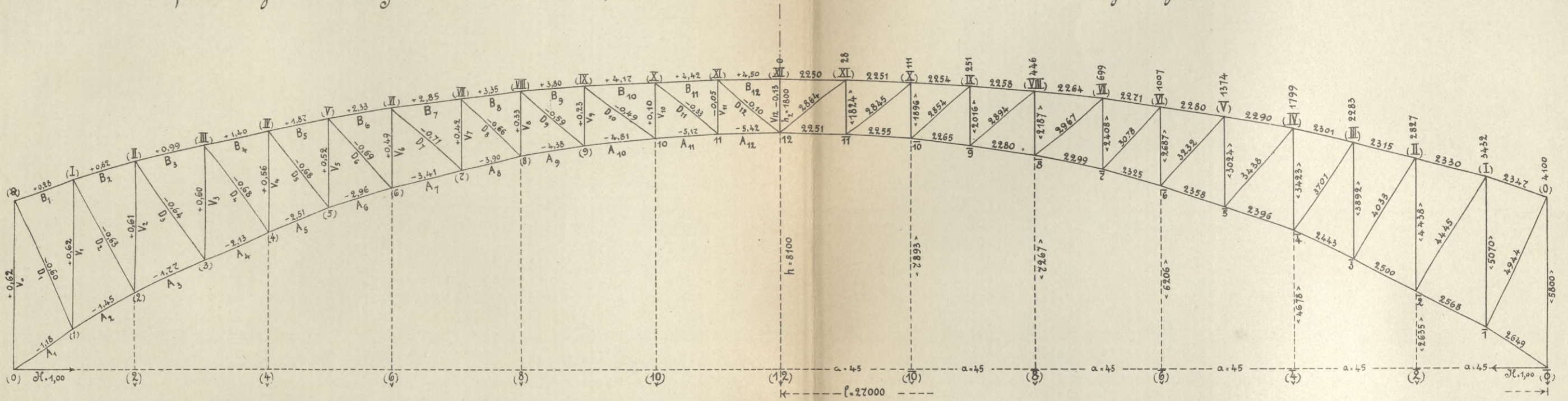
Querschnitt C-D.



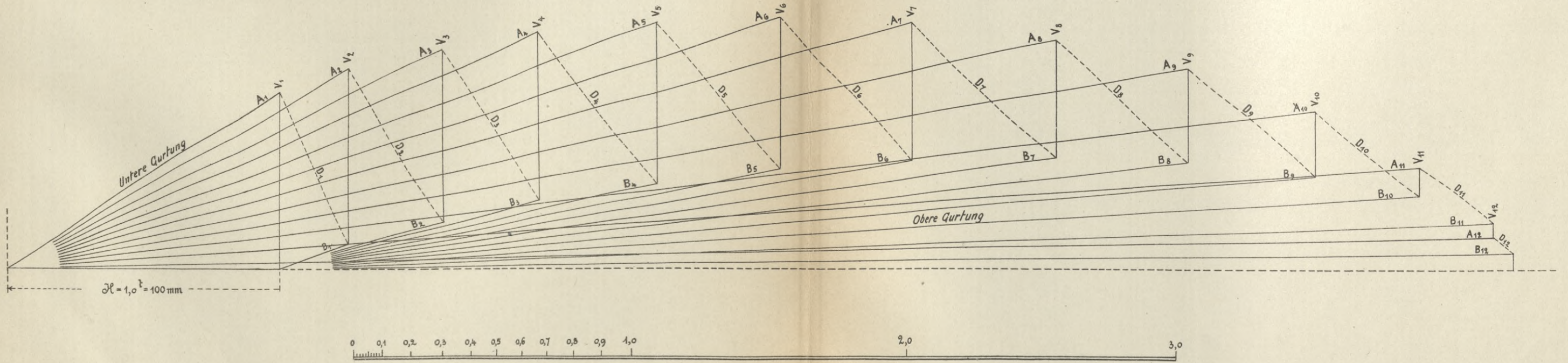
Spannungen in Kon. für Horiz.-Schub $\hat{H} = 1,00 \text{ t}$.

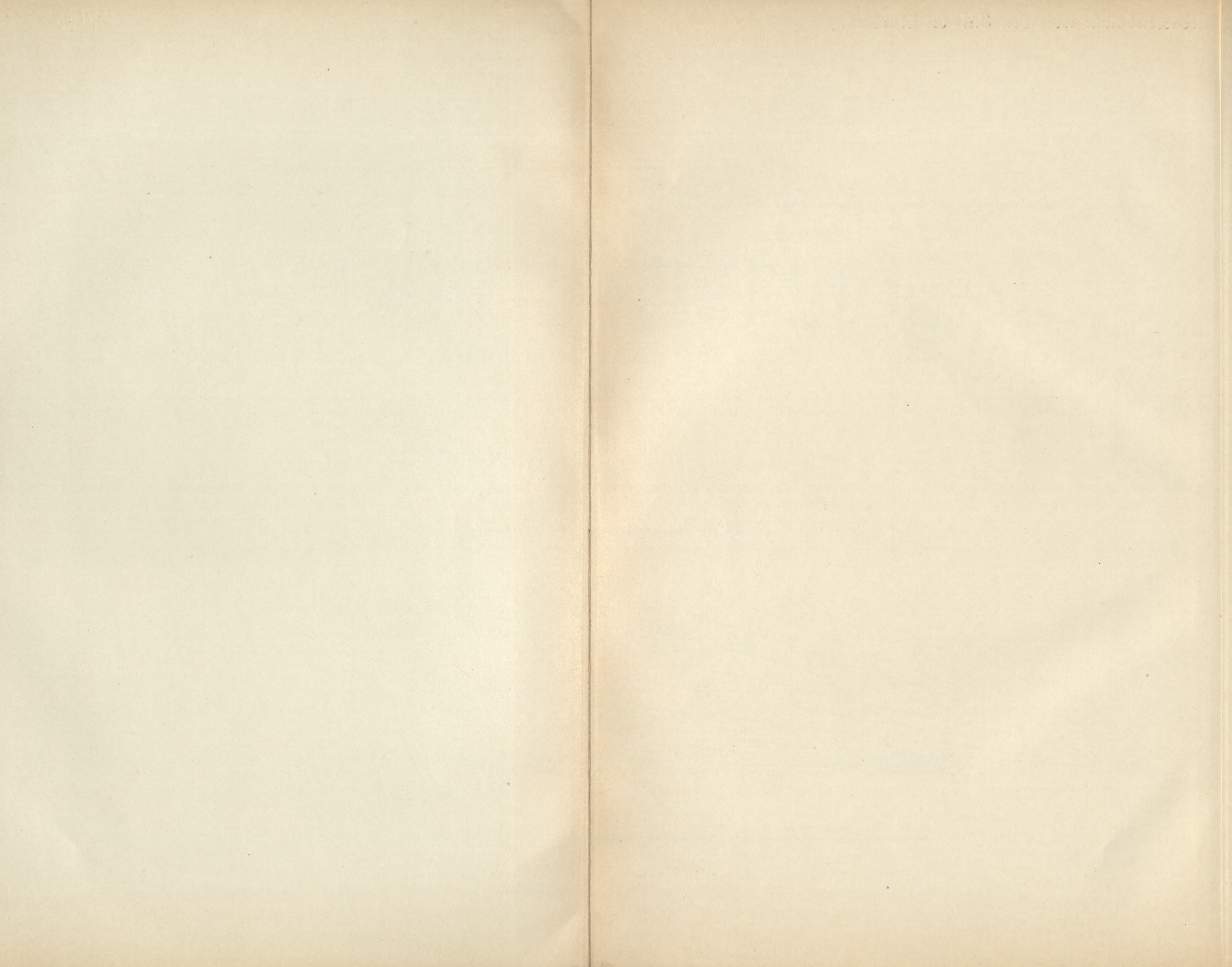
Stützweite $2l = 540,00 \text{ m}$.

Längenmaß in mm.



Kräfte - Diagramm für Horiz.-Schub $\hat{H} = 1 \text{ t}$.

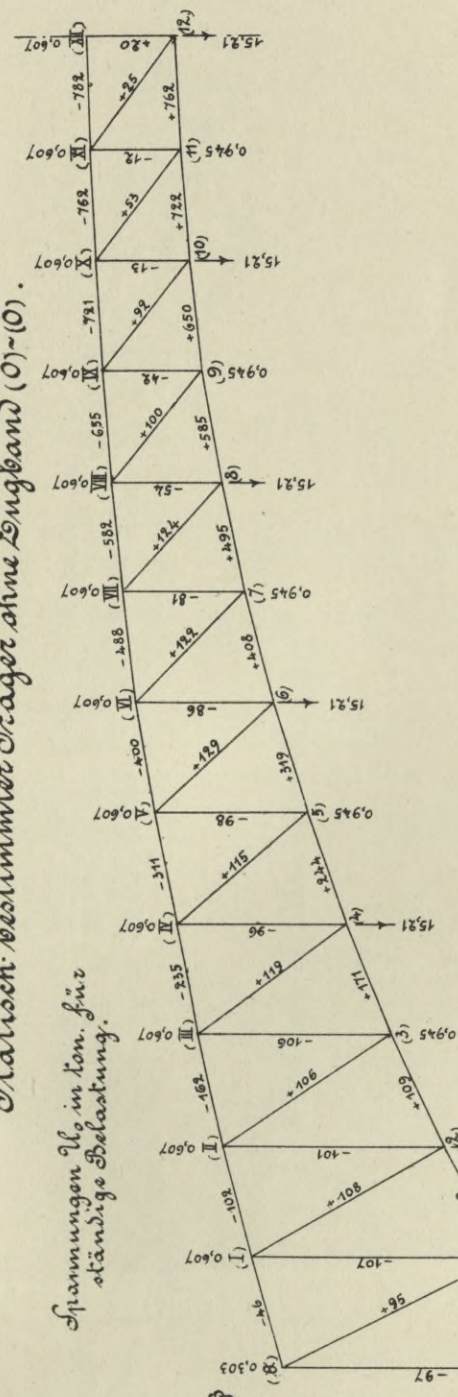




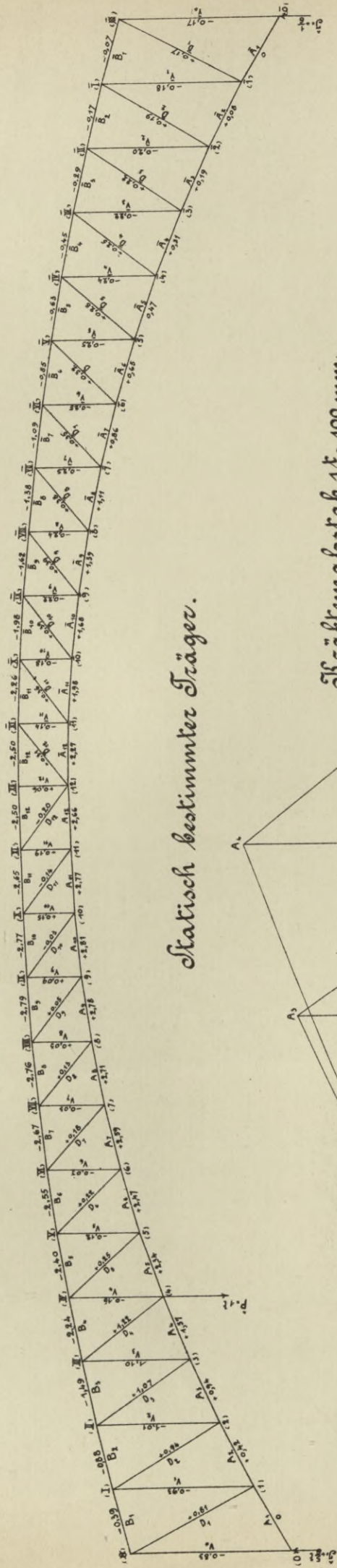
Statisch bestimmter Träger ohne Zugband (0)-(12).

Spannungen Q in ton. für
ständige Belastung.

Oberer Knotenpunkt: $\frac{1}{2} 0,027 \cdot 45 = 0,607$
 Unterer " $\frac{1}{2} 0,042 \cdot 45 = 0,945$
 Punkt (1), (4), (6), (8), (10) $0,317 \cdot 45 = 14,225$
 $14,225 + 0,945 = 15,21 \text{ ton.}$

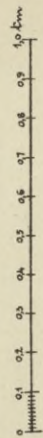
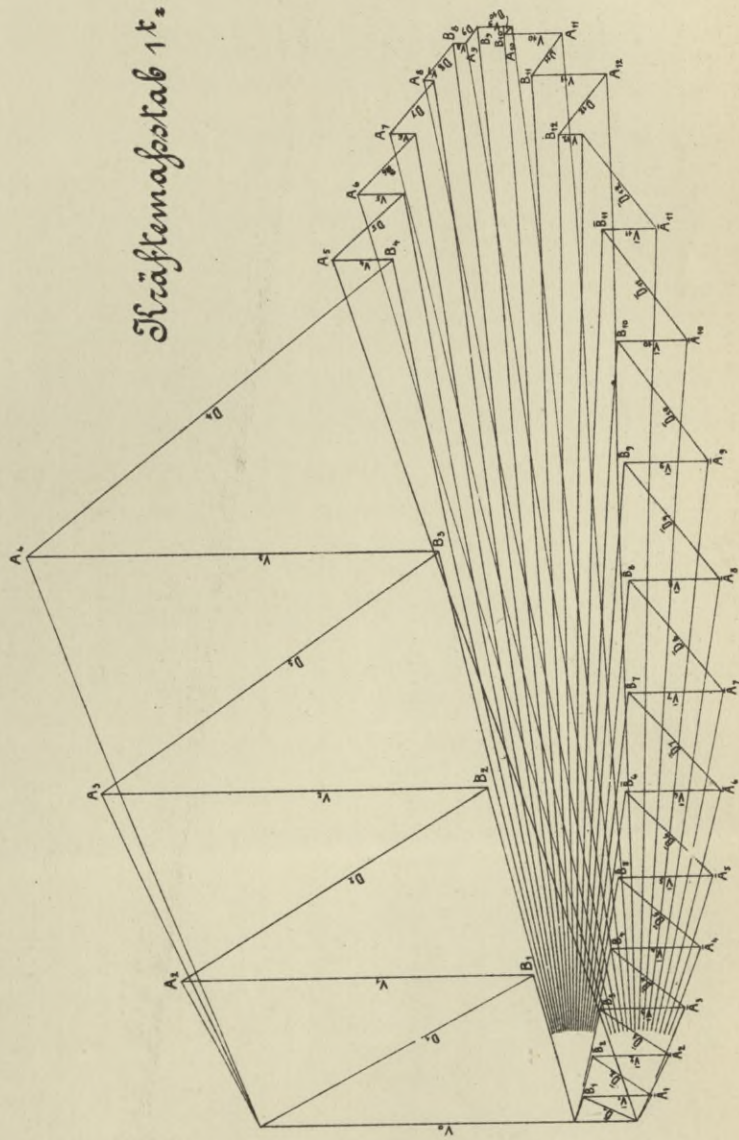


Spannungen in Ton. für die Belastung P_2^1 im Punkte (4) concentrirt.



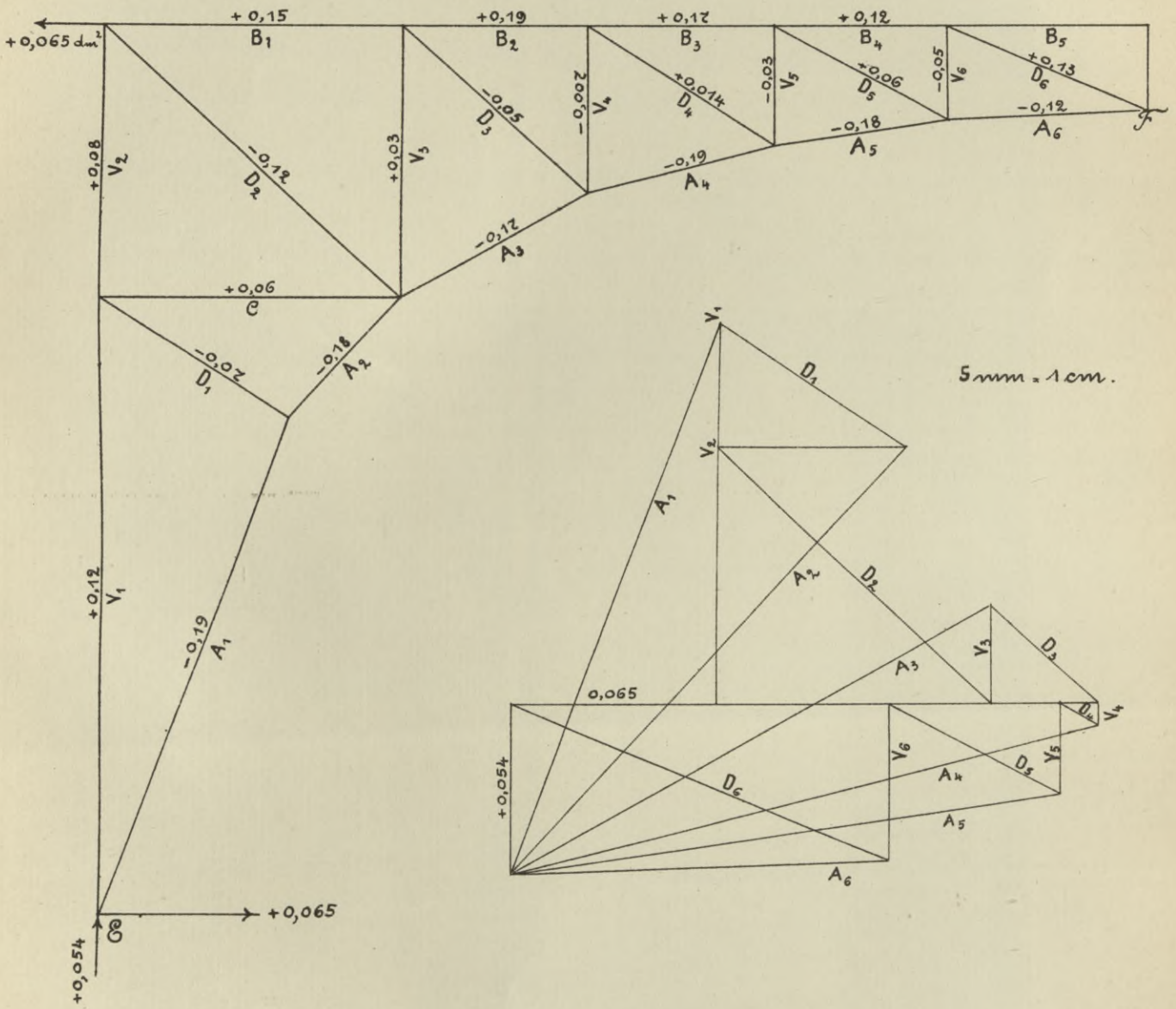
Statisch bestimmter Träger.

Kräftenmaßstab $1:2,100 \text{ mm}$.



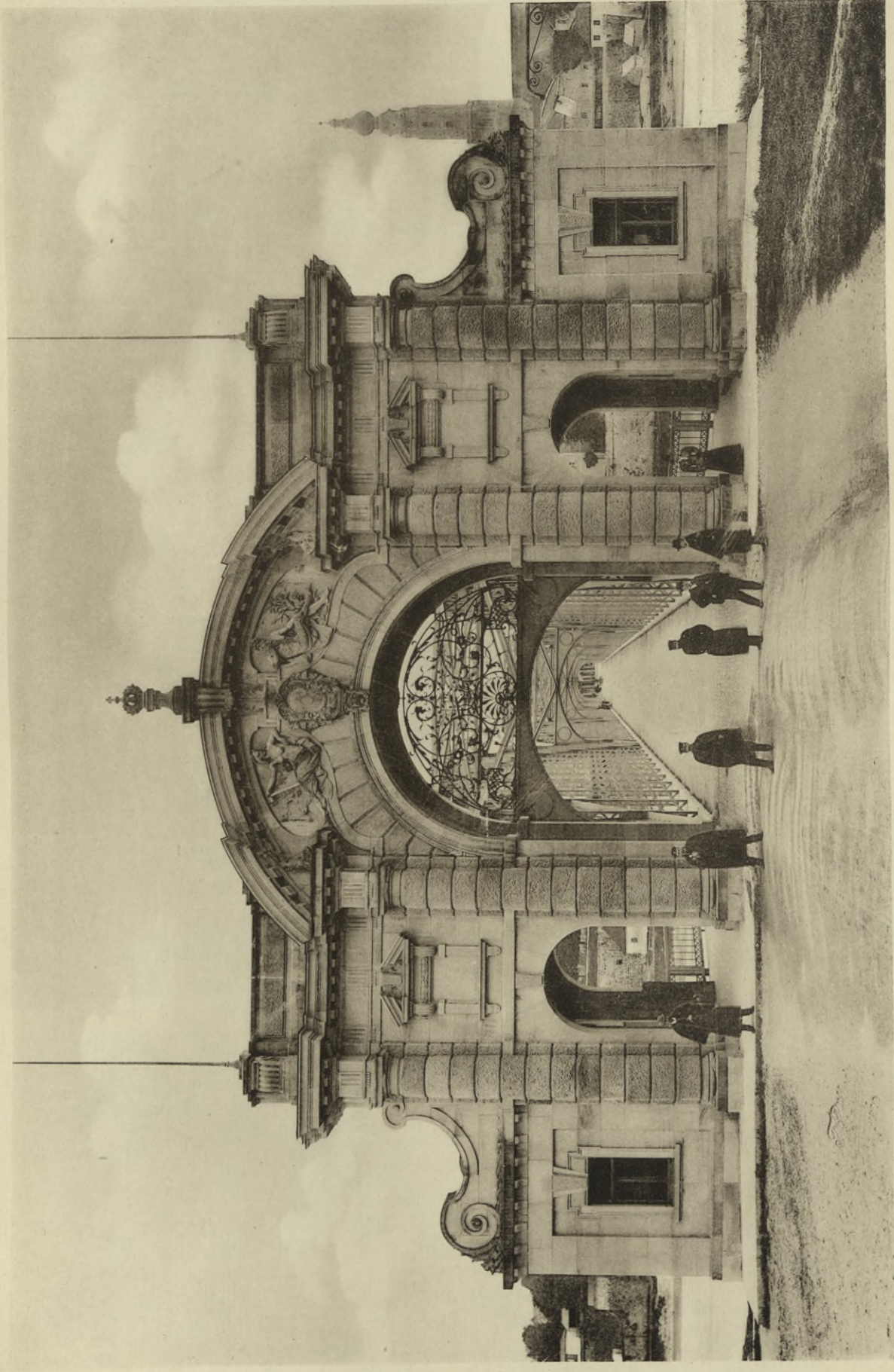
Oberer Hälfte des Endrahmens.

(Ideelles Netz.)





Gesamtansicht.



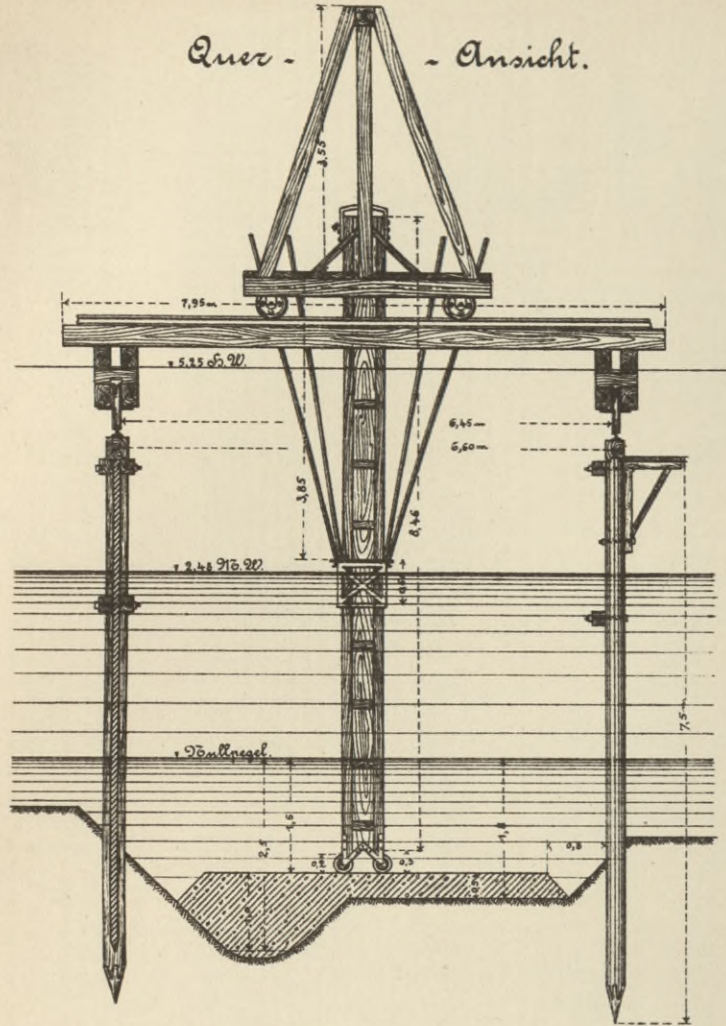
Bortal auf bayer. Seite.

Neubau der Umschlaganlage in Passau.

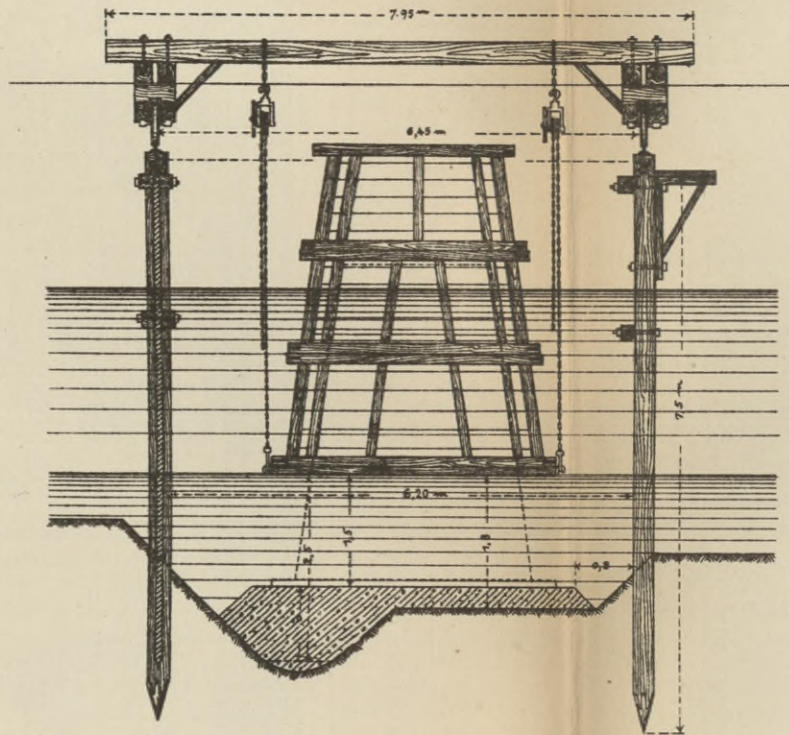


Betonschütttrichter
zum Betonieren und Ebnen der Fundamentsohle.

Quer - Ansicht.



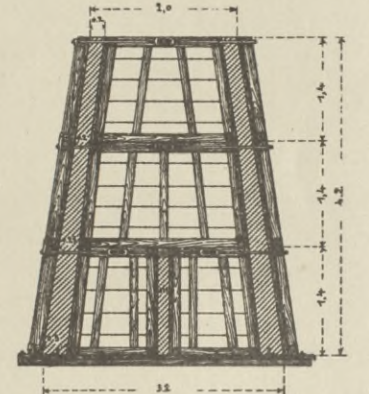
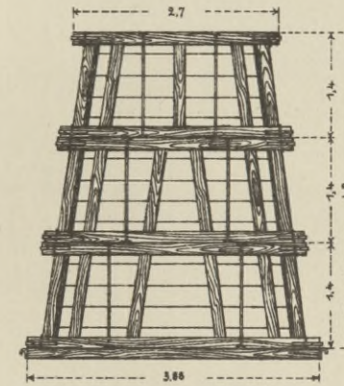
Betonkasten
in drei Stagen
in ausbetoniertem und schwimmendem Zustande
noch versehen mit den Holzwandungen.



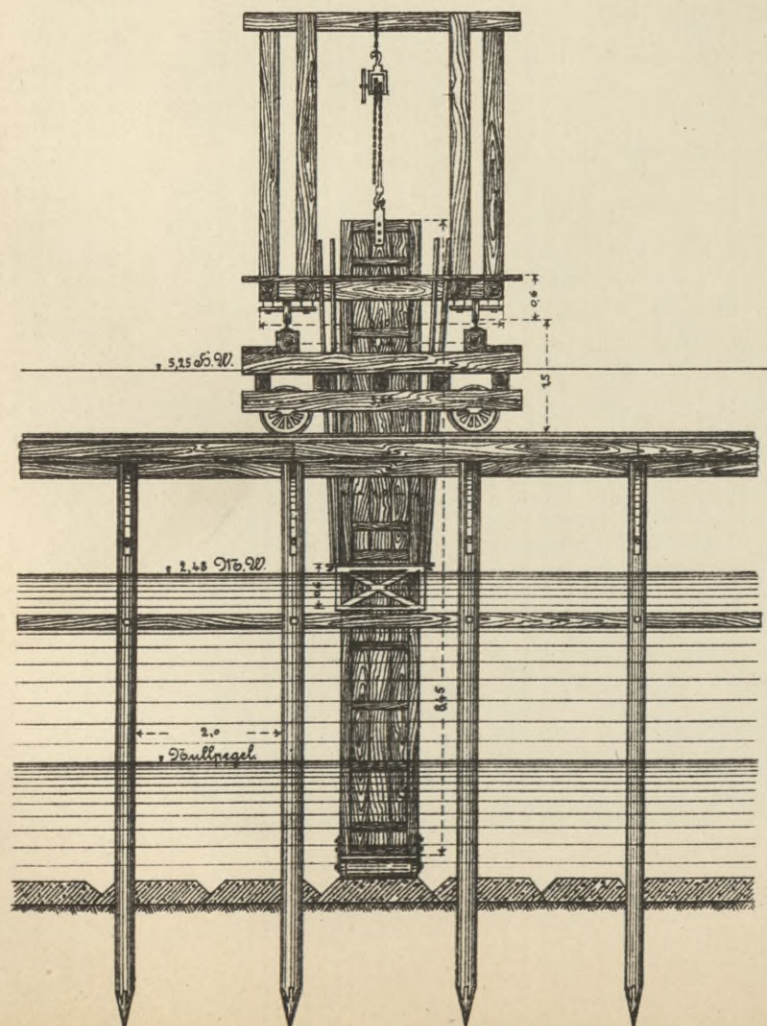
Betonkasten mit Holzwänden.

Ansicht der Schmalseite.

Querschnitt.

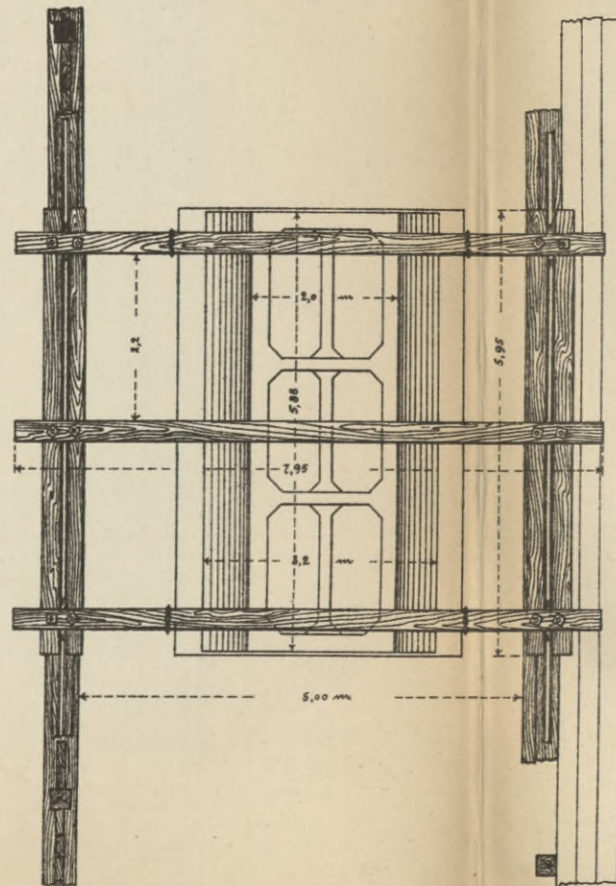


Längen-Ansicht.



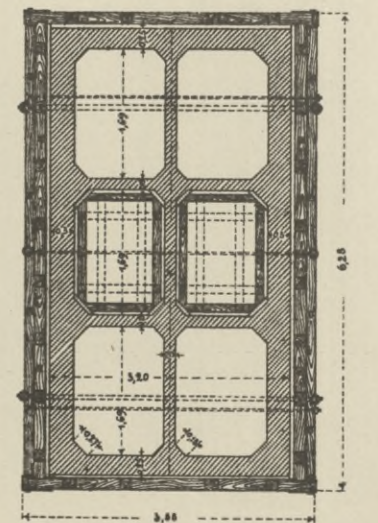
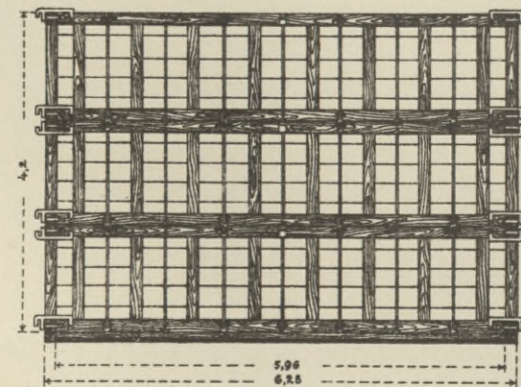
Betonkasten
in ausgeschalttem Zustande.

Draufsicht.

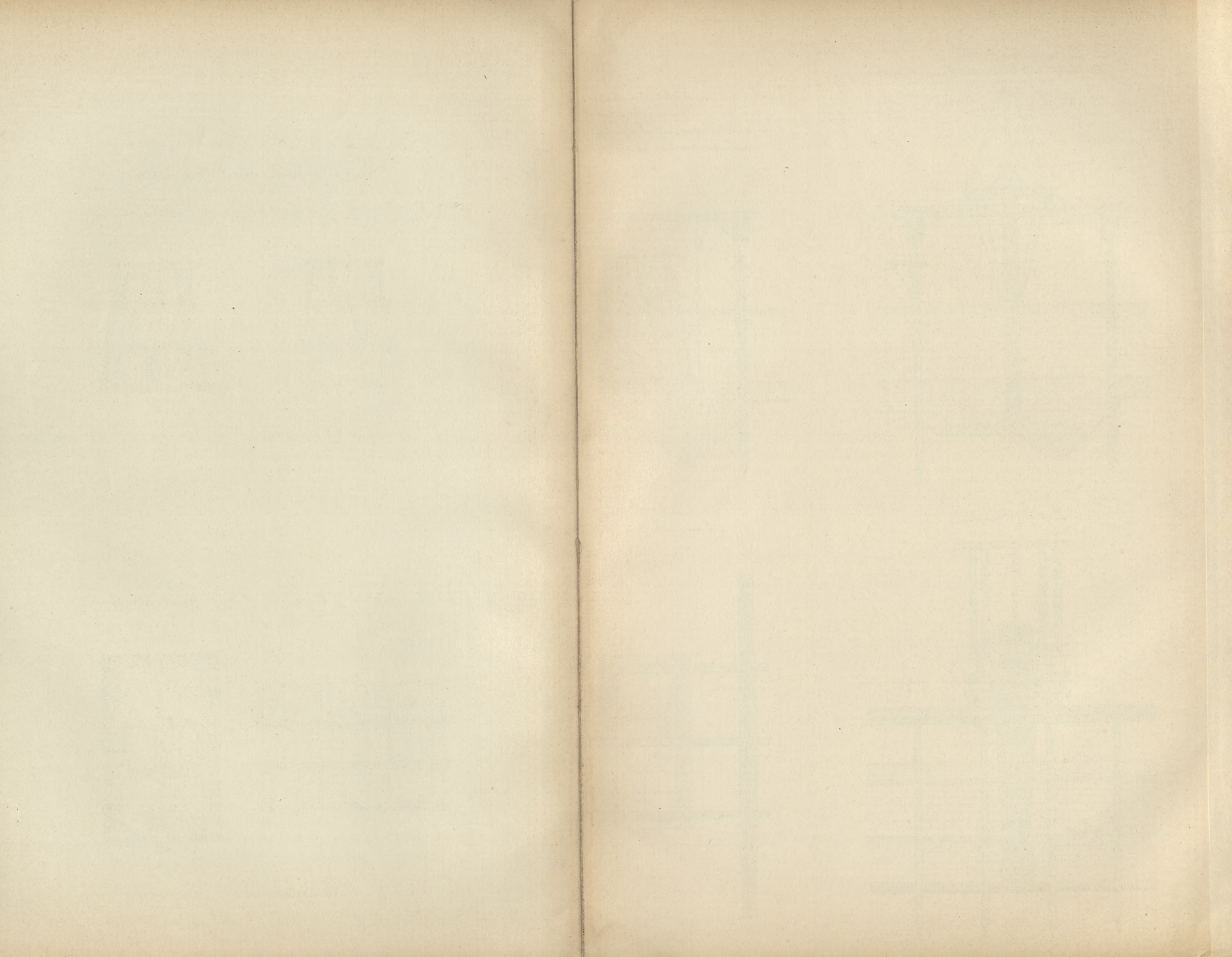


Ansicht der Langseite.

Grundschnitt.

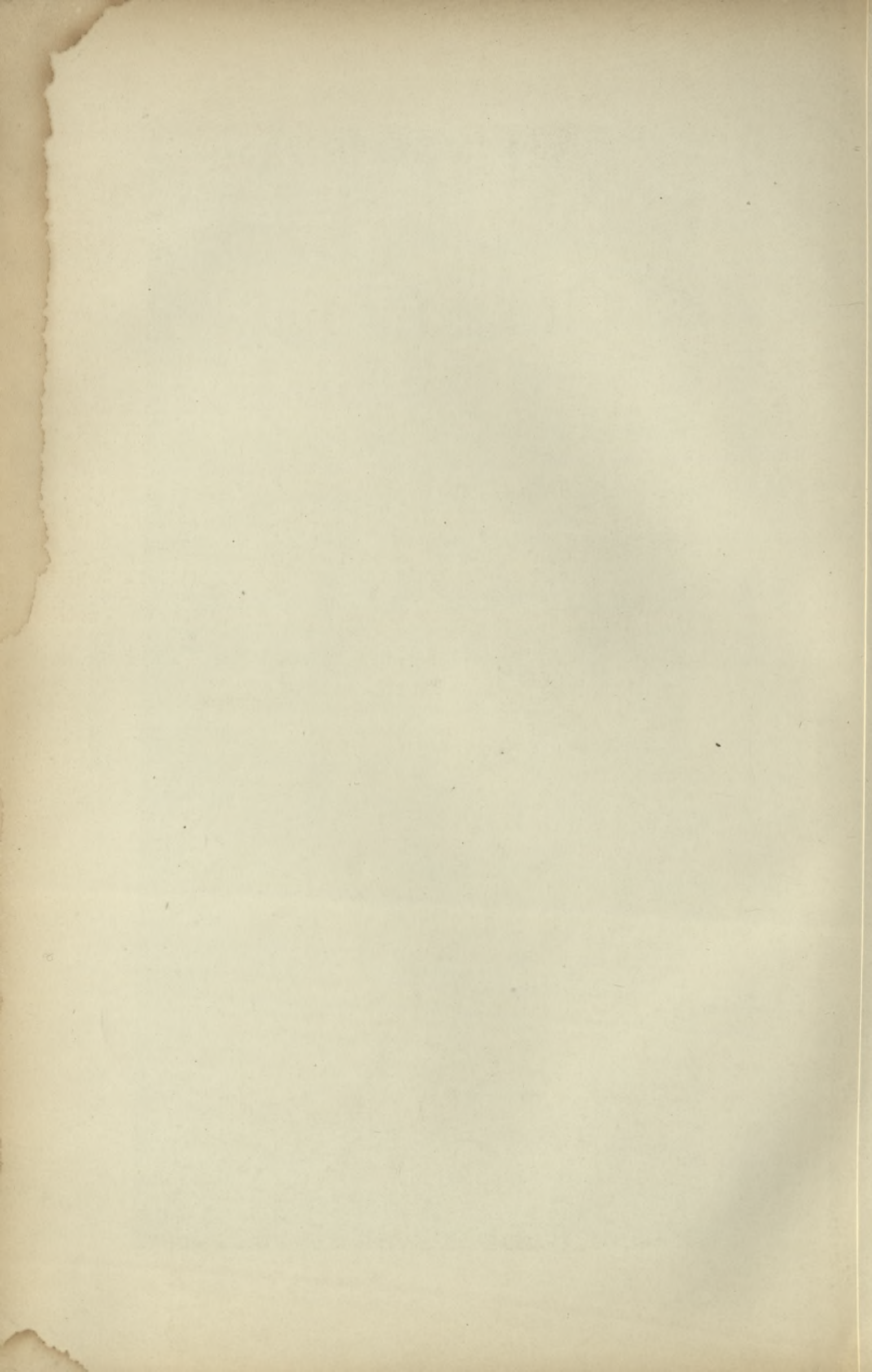


Maßstab = 1:100.

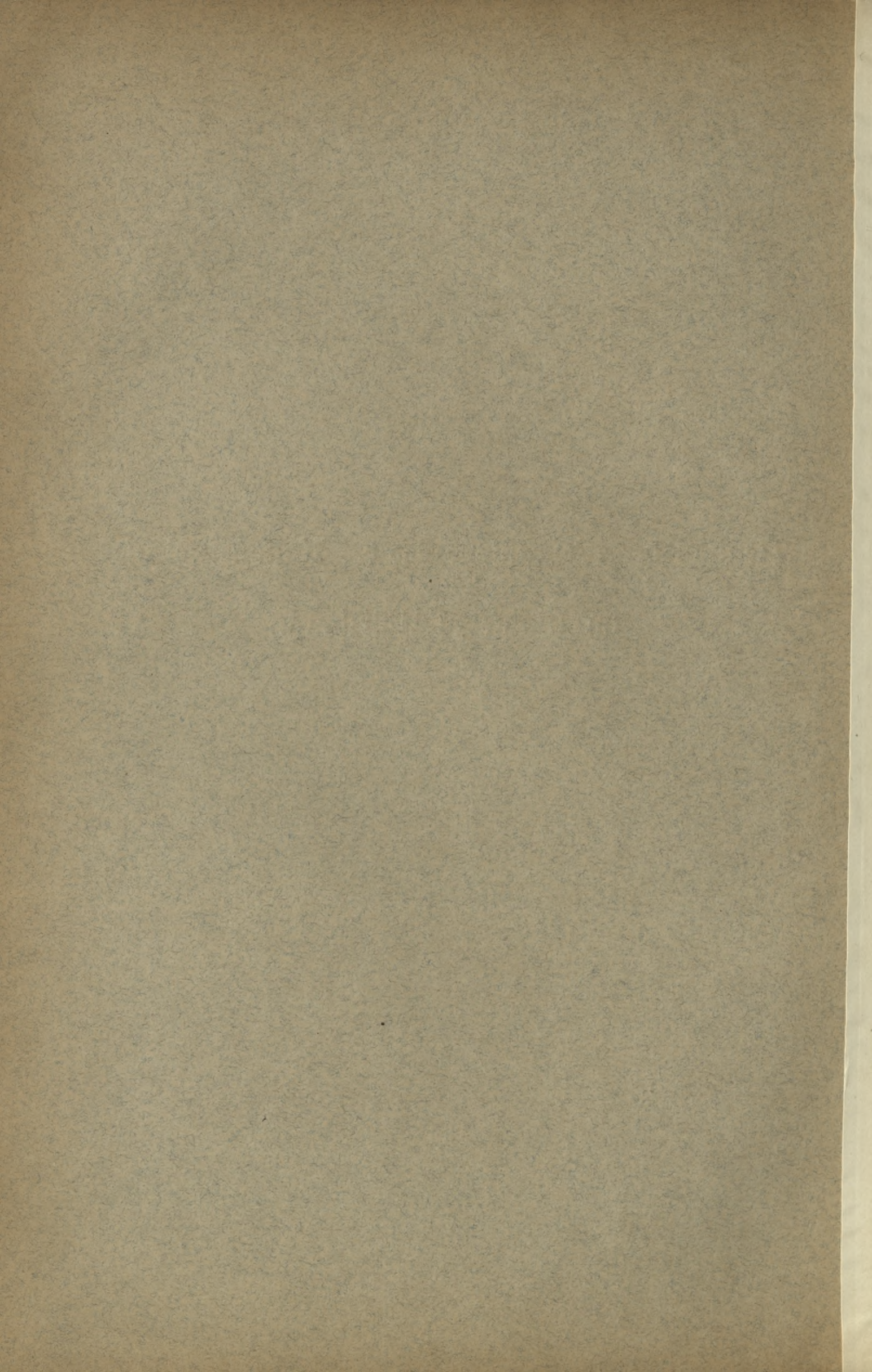




Gesamtansicht.



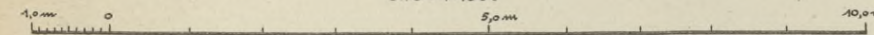
Neubau der Wehranlage und der Kammerschleuse
im Main zu Würzburg.



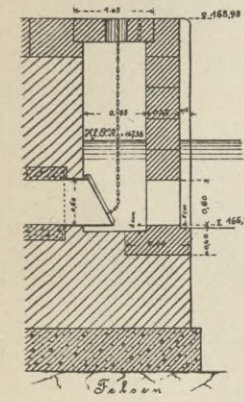
Trommelwehr
zu Würzburg.

Grundriß.

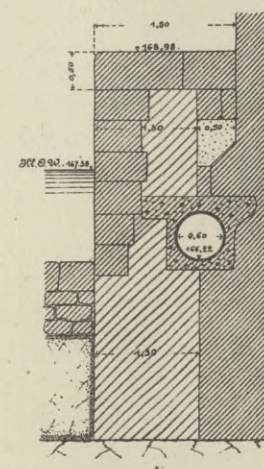
M 1:100.



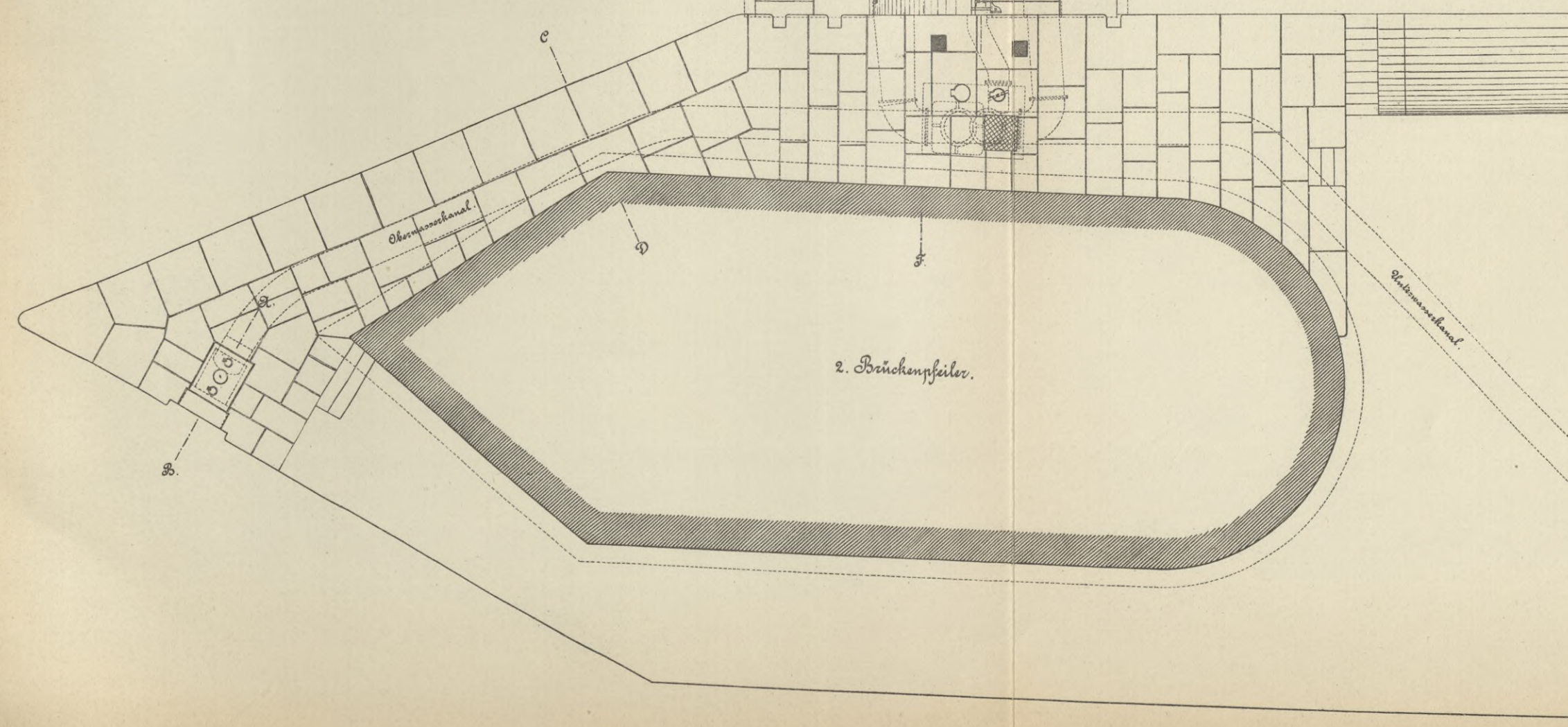
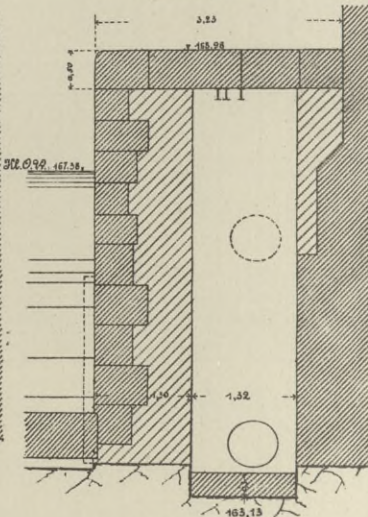
Schnitt A-B.



Schnitt C-D.



Schnitt E-F.



3. Brückenpfeiler.

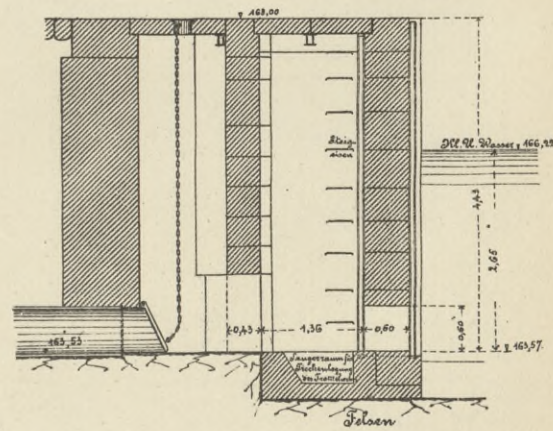
Neue Floßrinne

Oberwasserkanal

2. Brückenpfeiler.

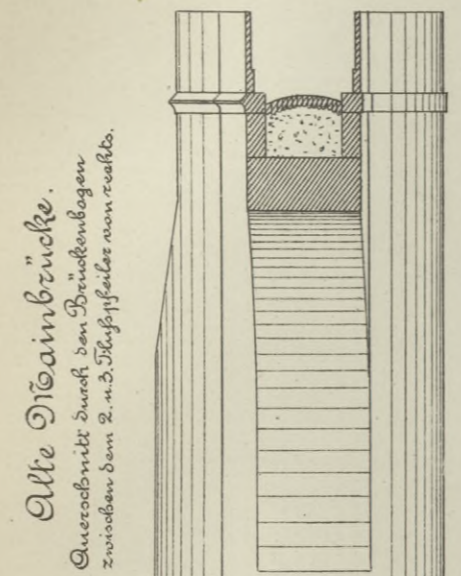
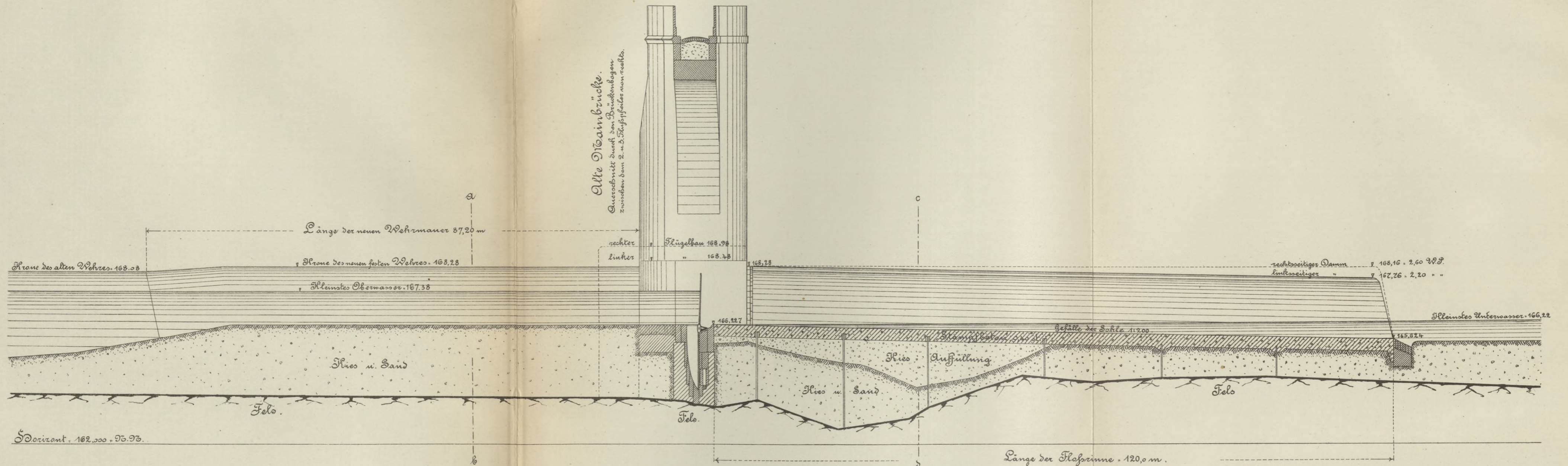
Unterswasserkanal

Schnitt G-H.

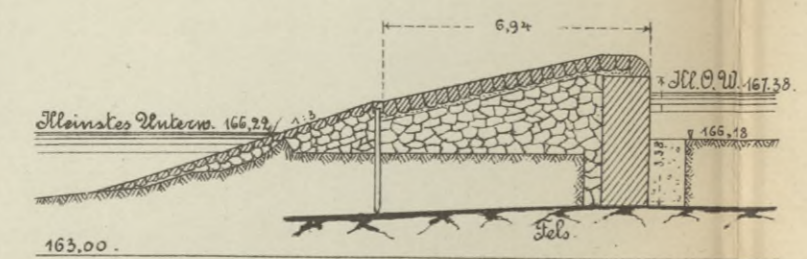


H.

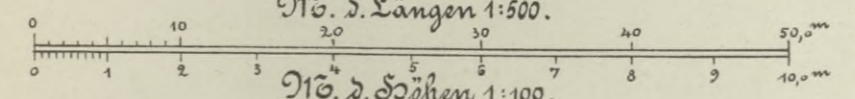
Längenschnitt in der Mitte der neuen Flossrinne.



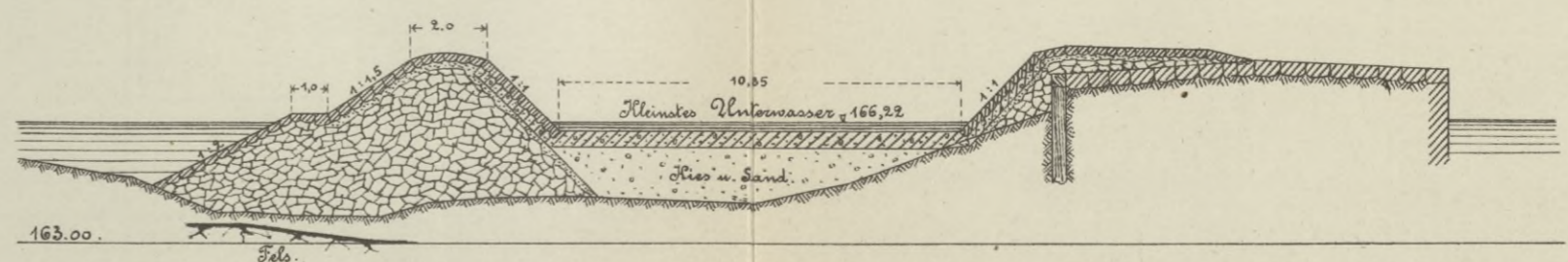
Schnitt a-b.



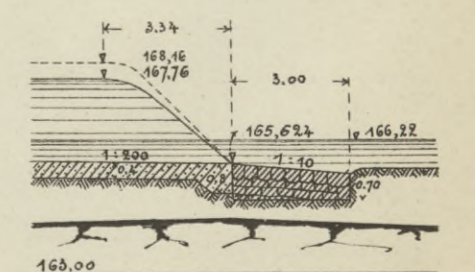
St. d. Längen 1:500.
St. d. Höhen 1:100.



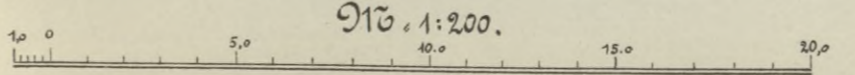
Schnitt c-d.

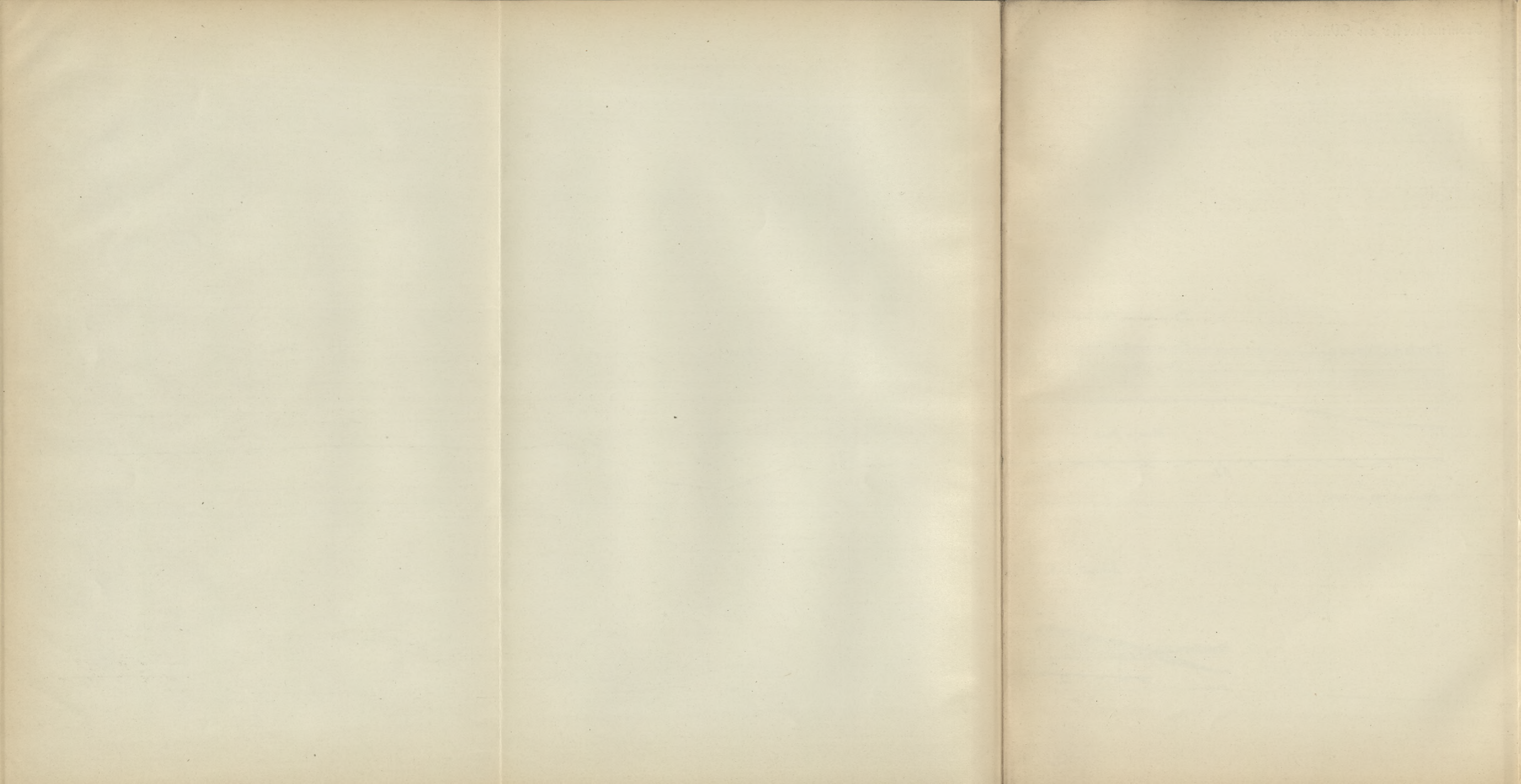


Dammkopf.

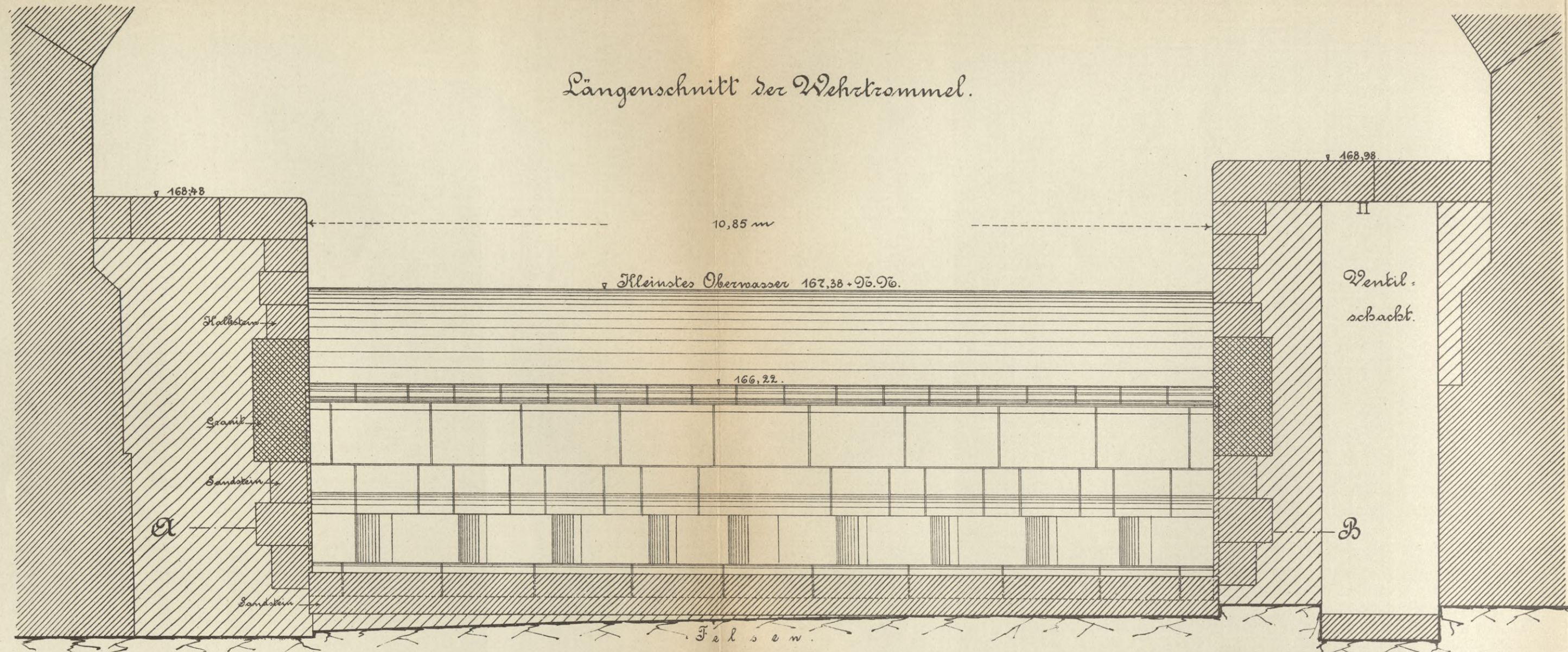


St. 1:200.

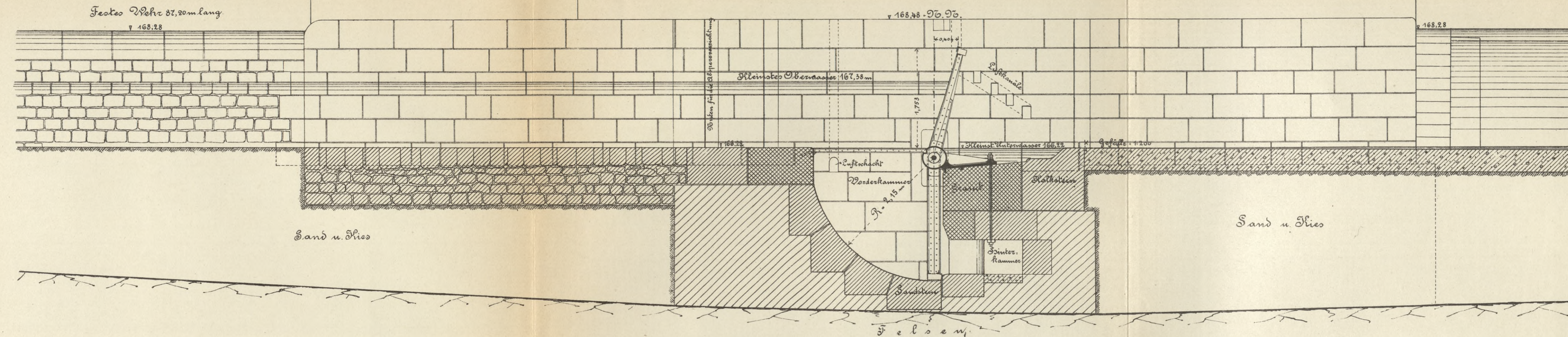
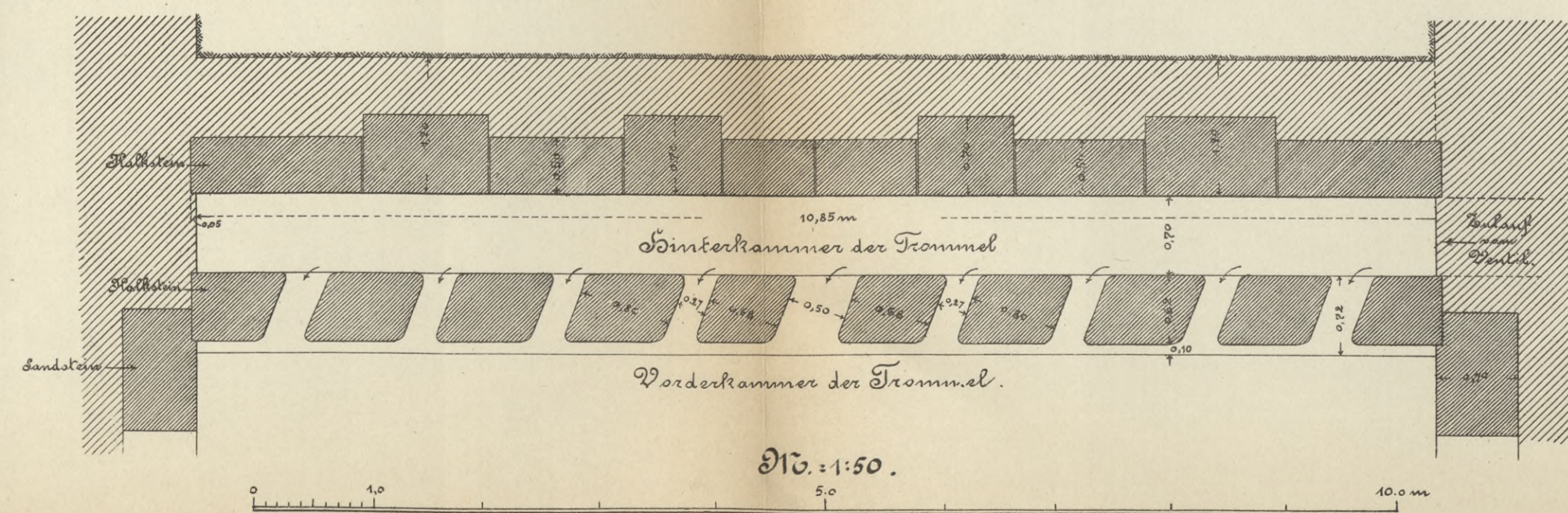




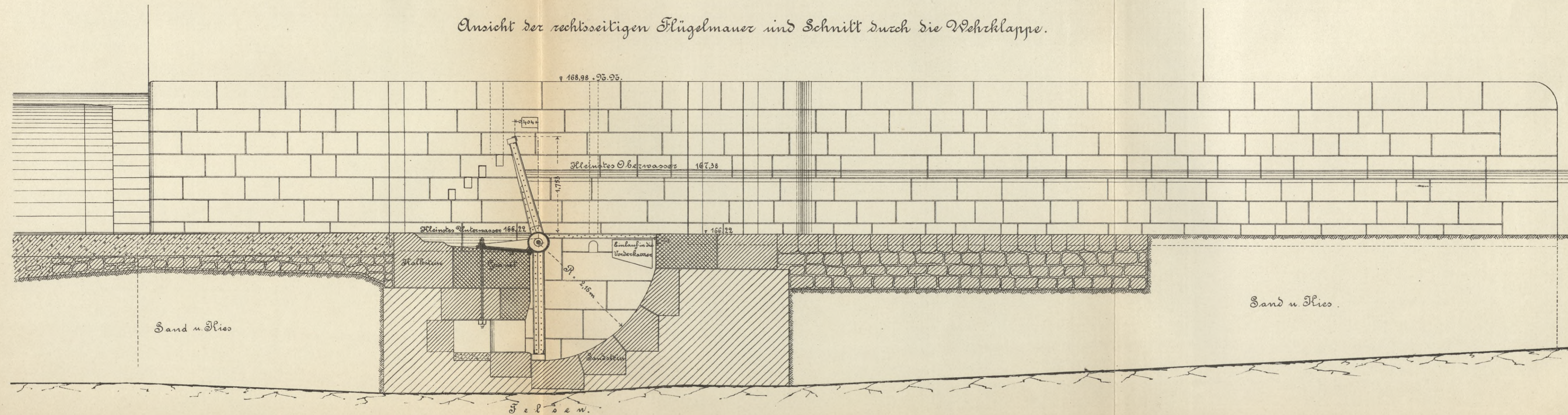
Längenschnitt der Wehrtrommel.



Schnitt A-B.



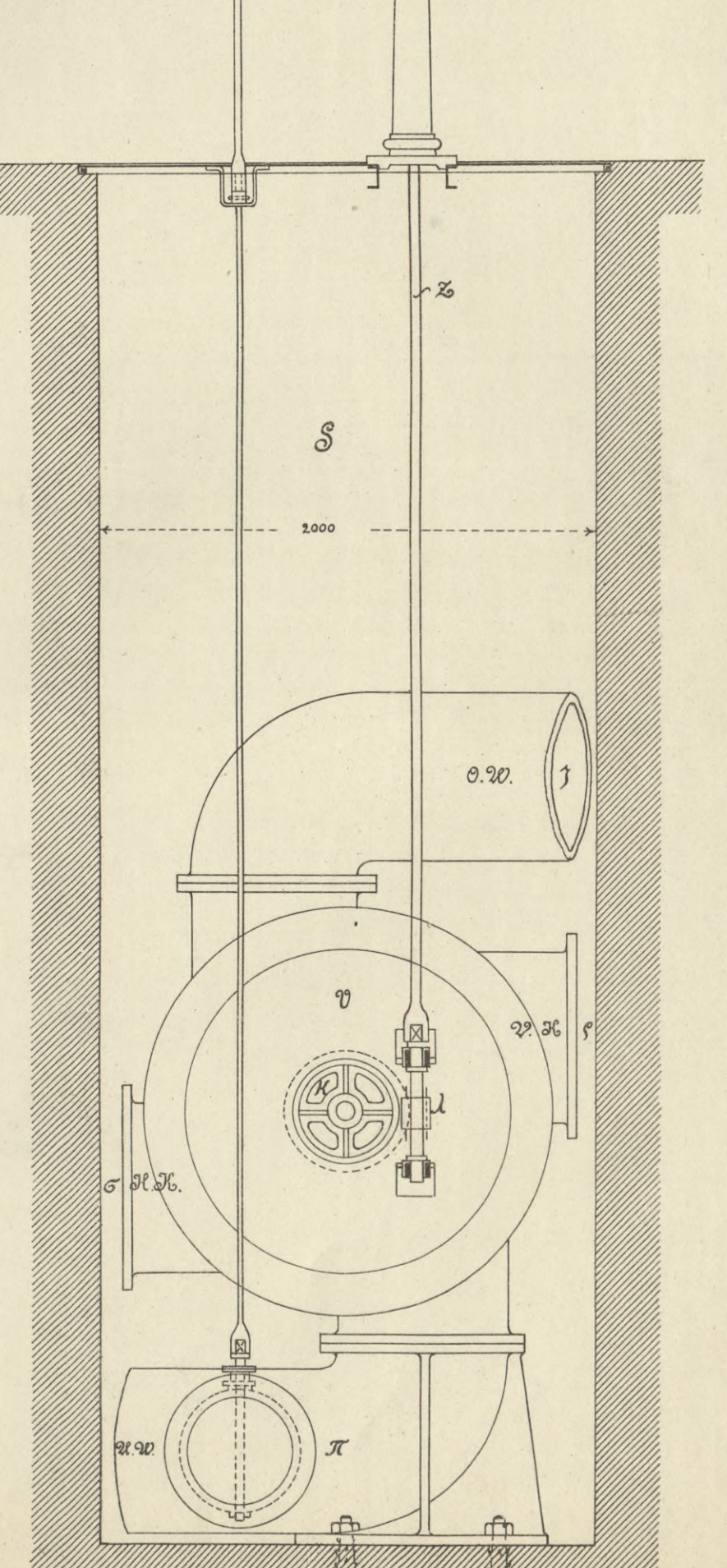
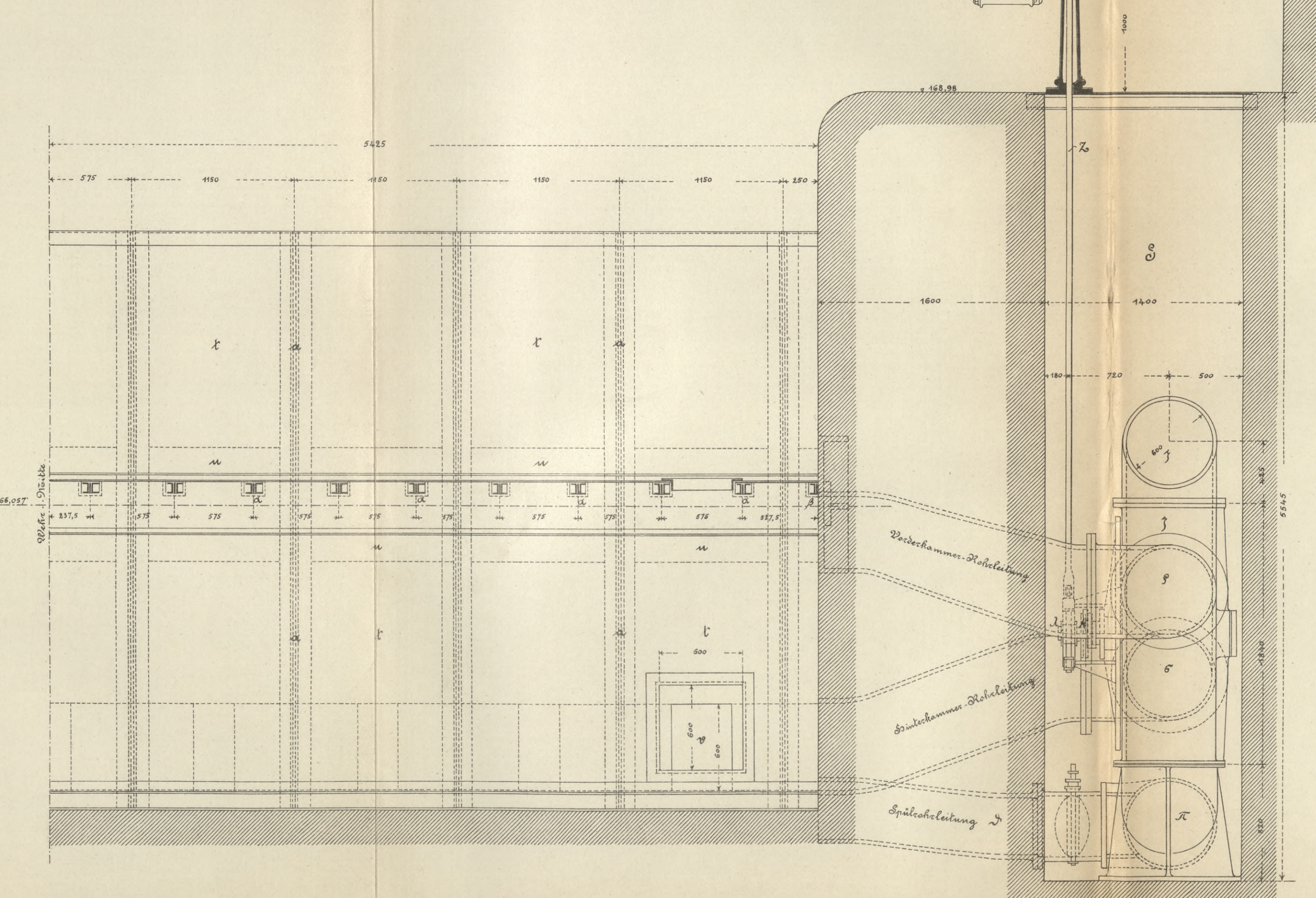
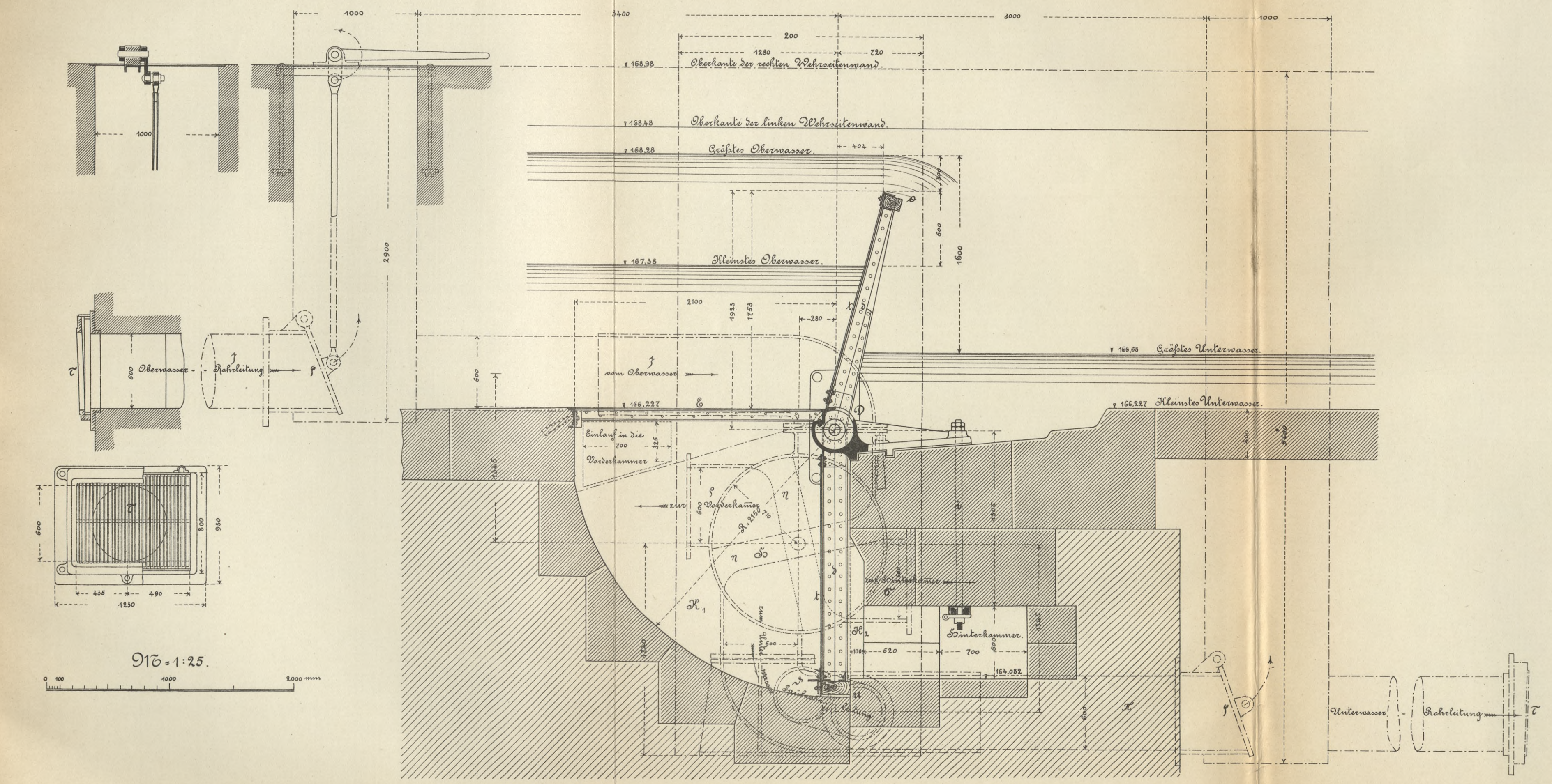
Ansicht der rechtsseitigen Flügelmauer und Schnitt durch die Wehrklappe.

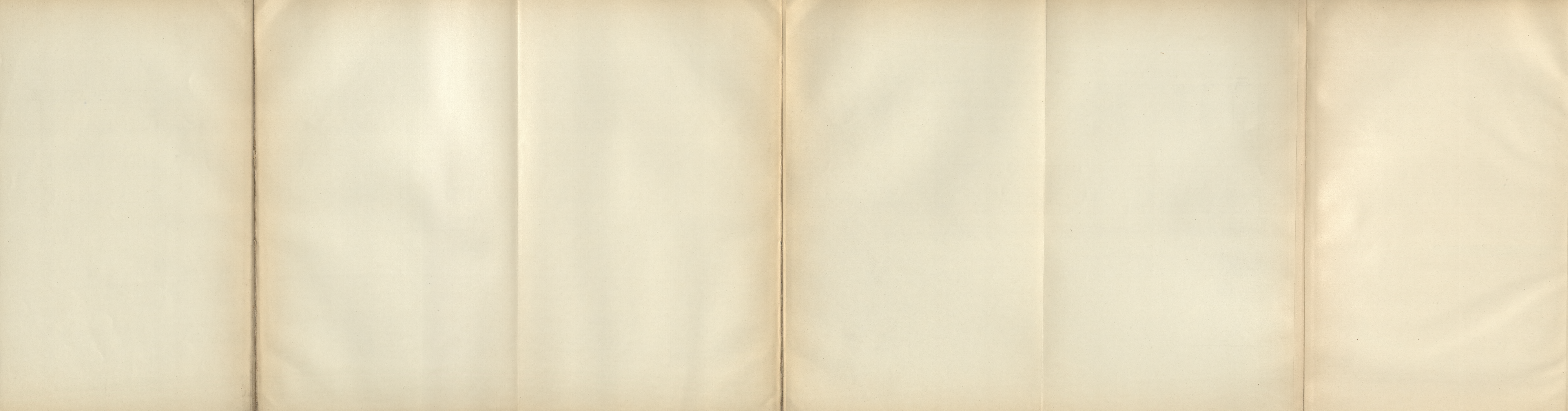


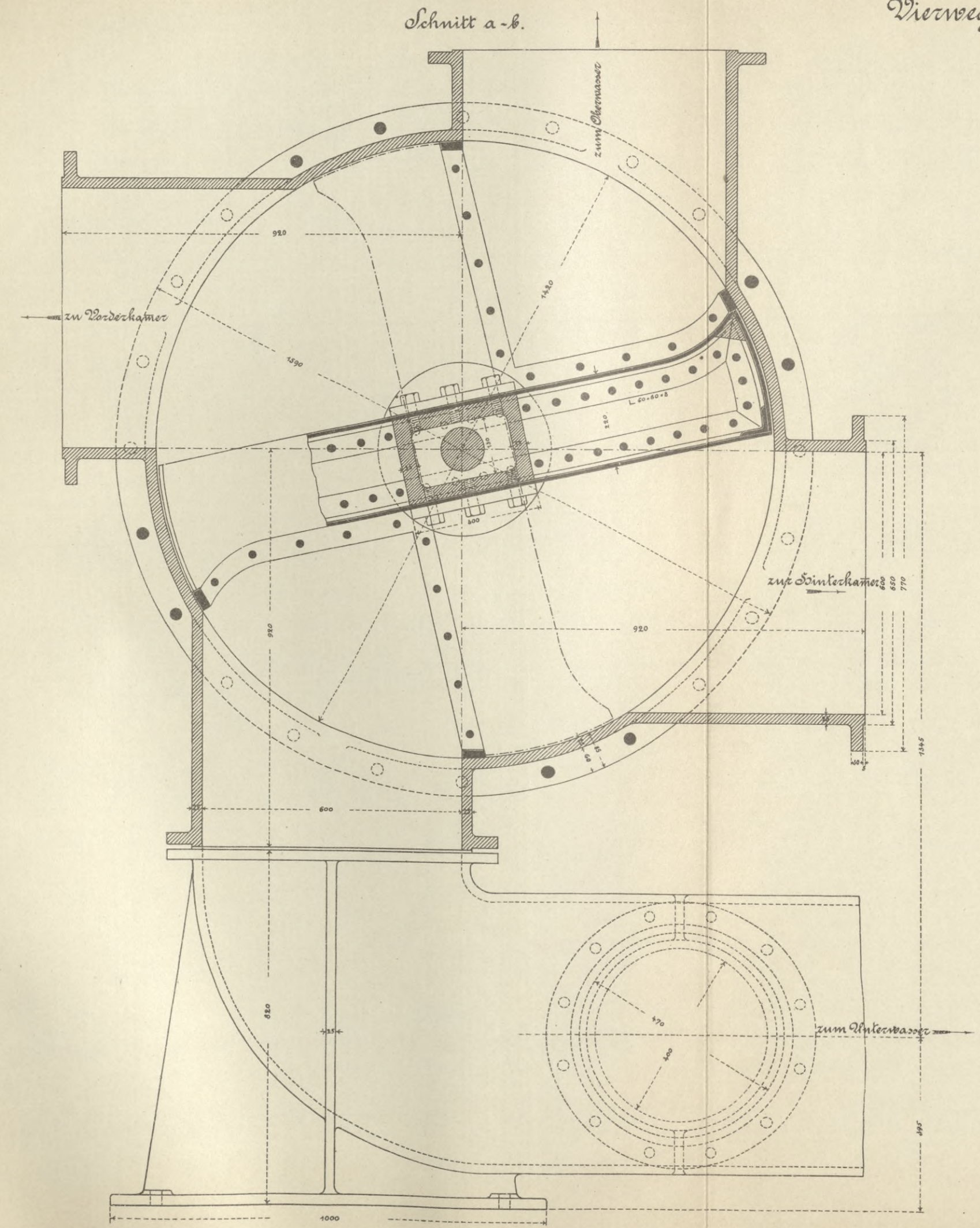
Längenschnitt.

Querschnitt.

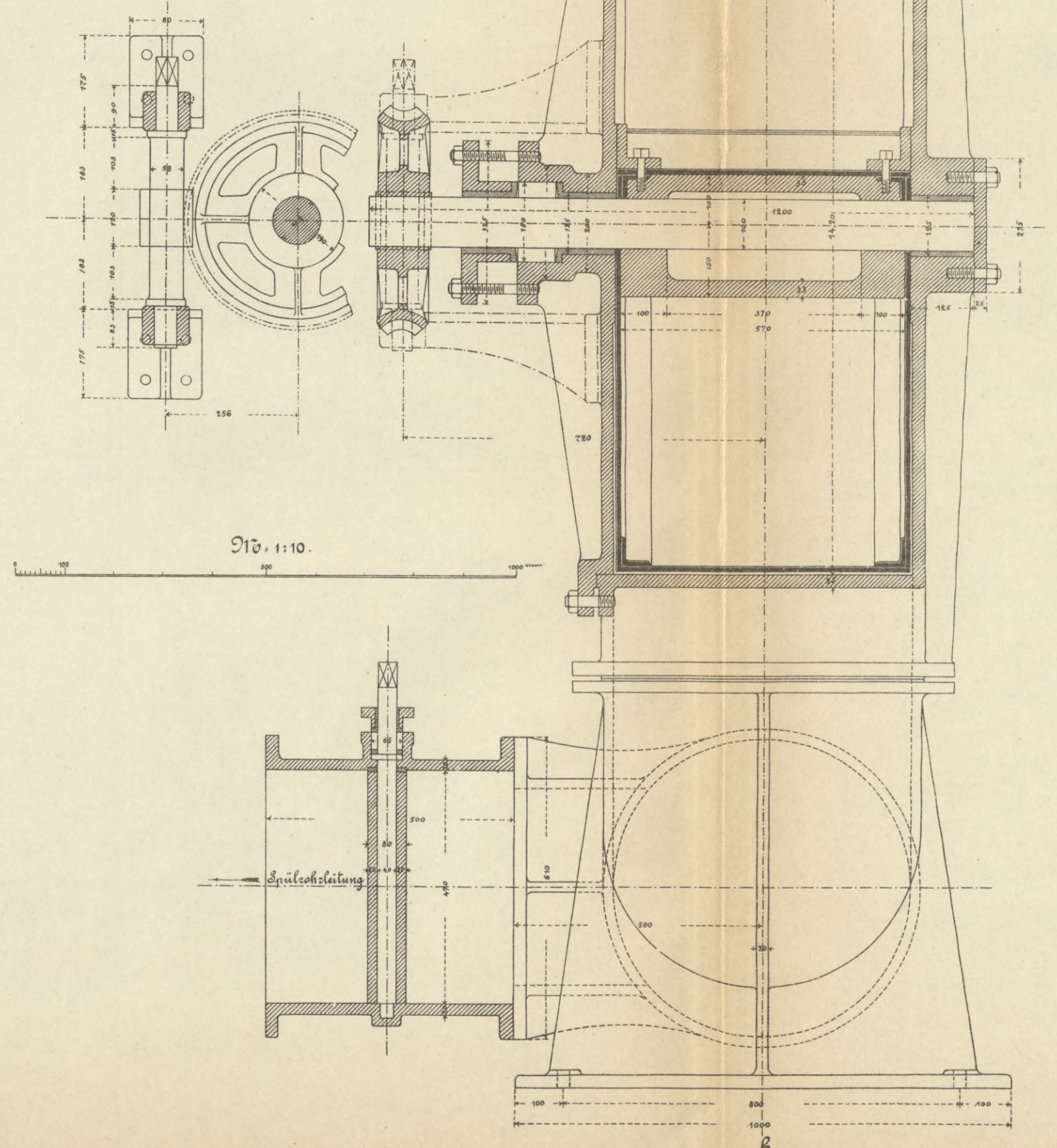
Schnitt a-b.

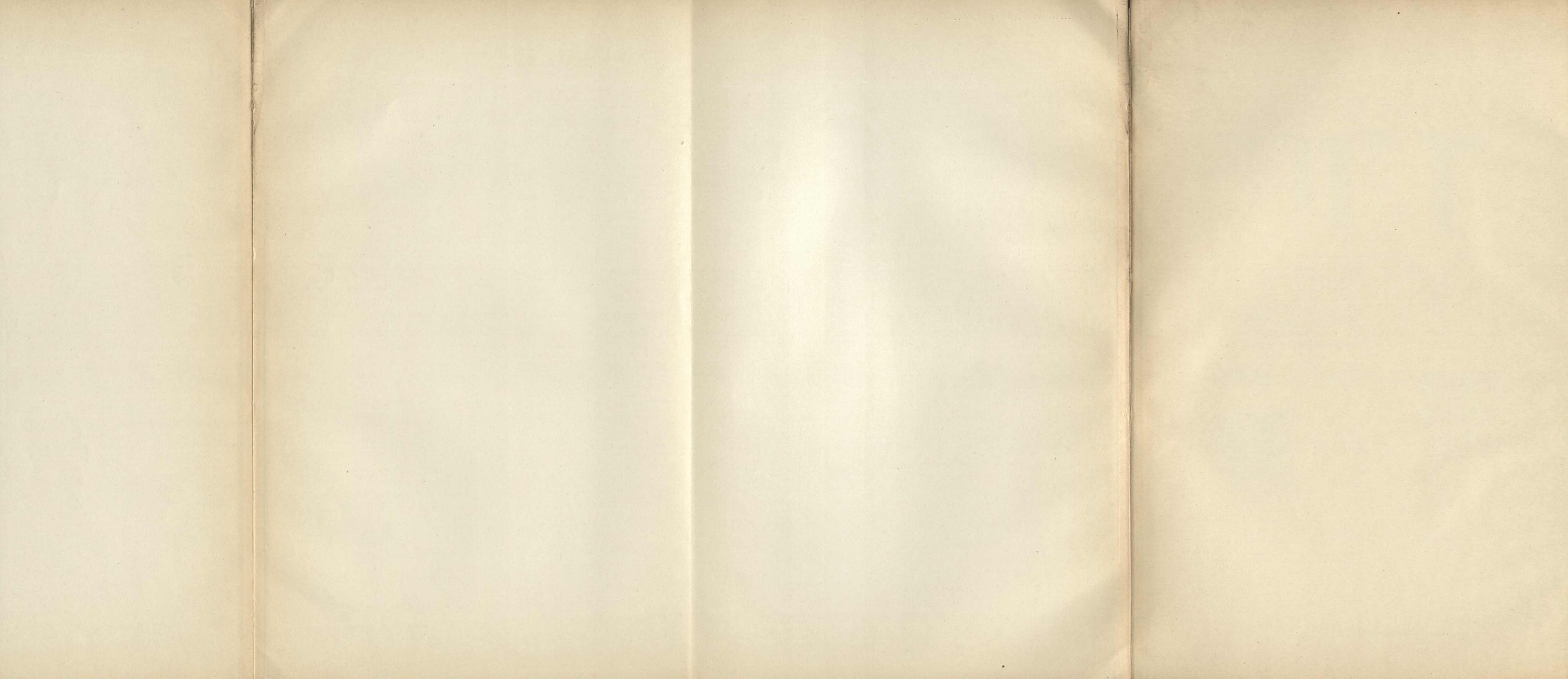






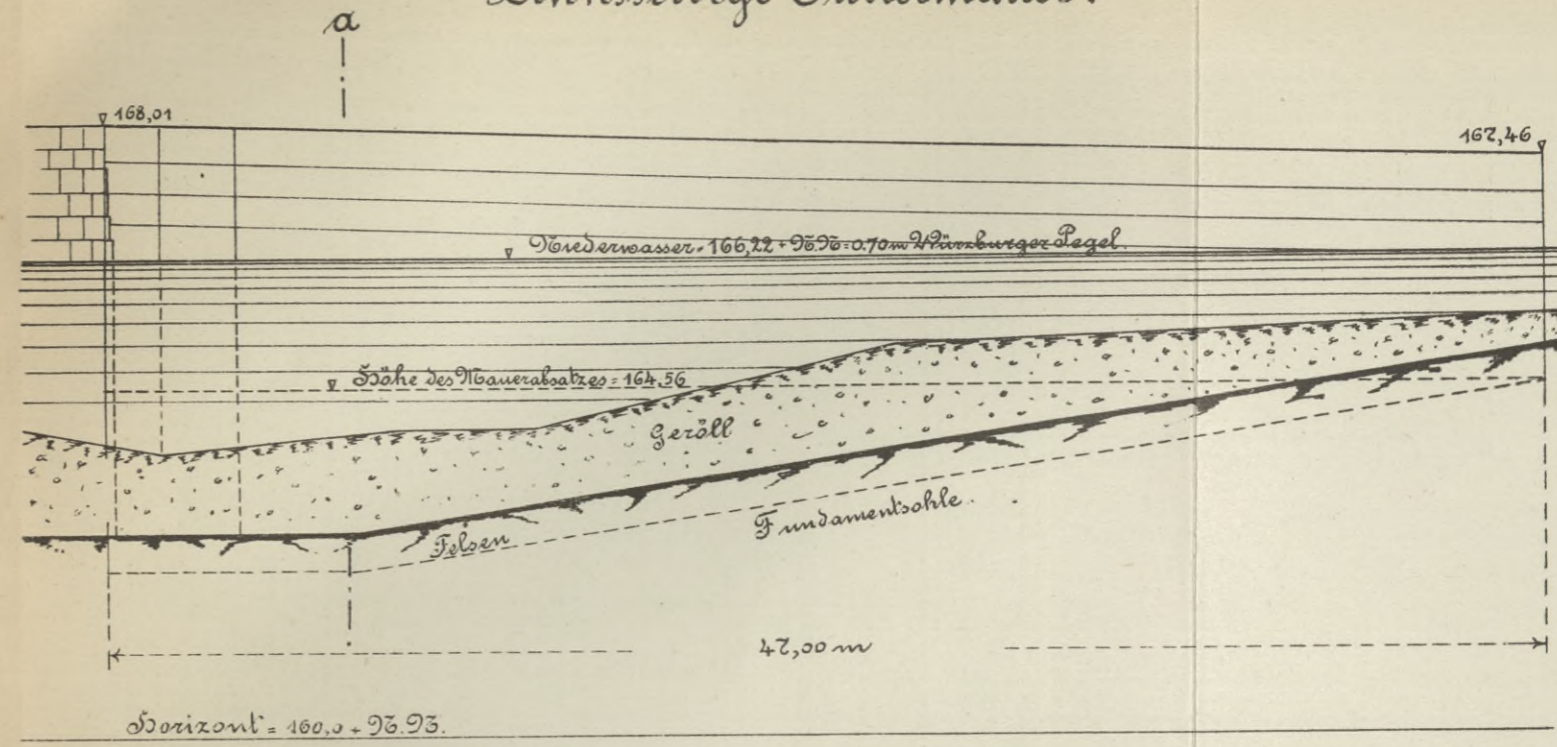
Vierwegehahn.



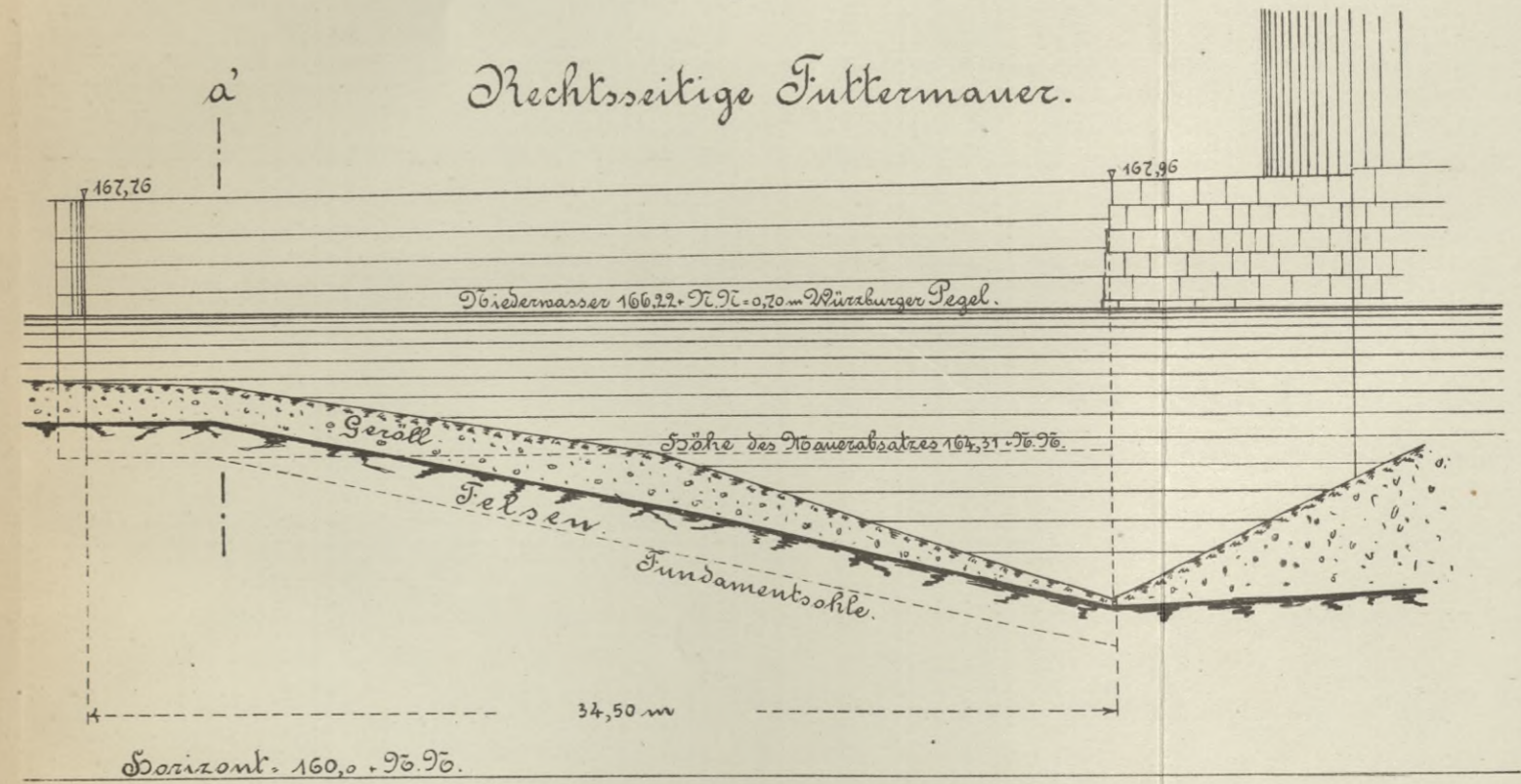




Linksseitige Futtermauer.

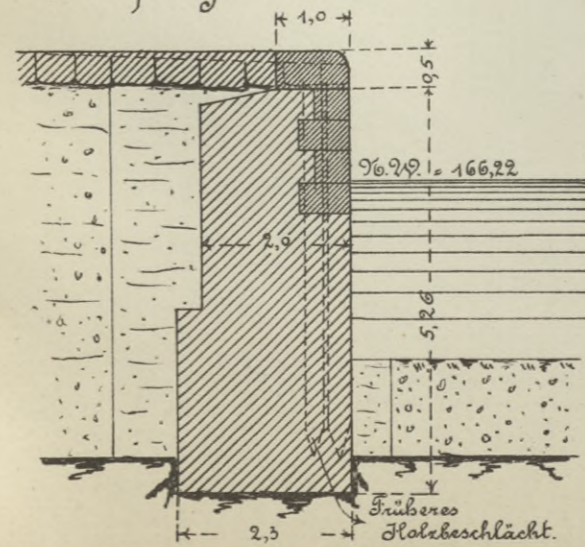


Rechtsseitige Futtermauer.

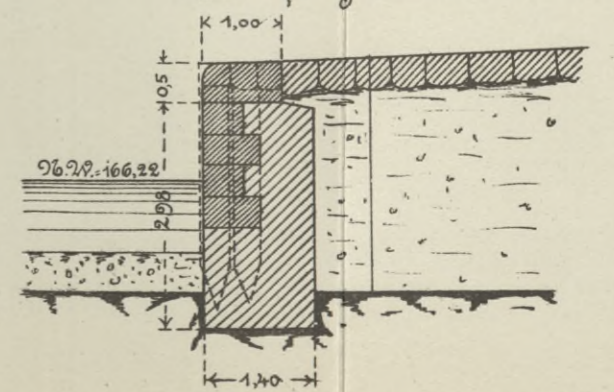


916. d. Längen = 1:500.
" d. Höhen = 1:100.

Querprofil bei a.



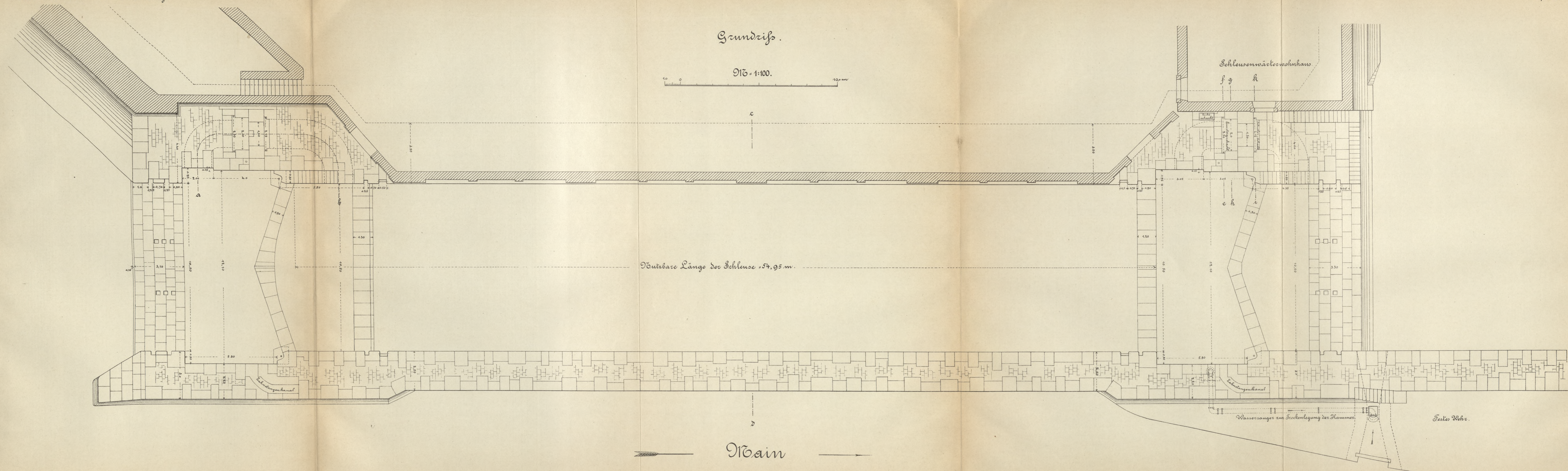
Querprofil bei a'



916 = 1:100.

Grundriss.

M 1:100.



Nutzbare Länge der Schleuse 54,95 m.

Main

Schleusenwärterwohnhaus

f g

h

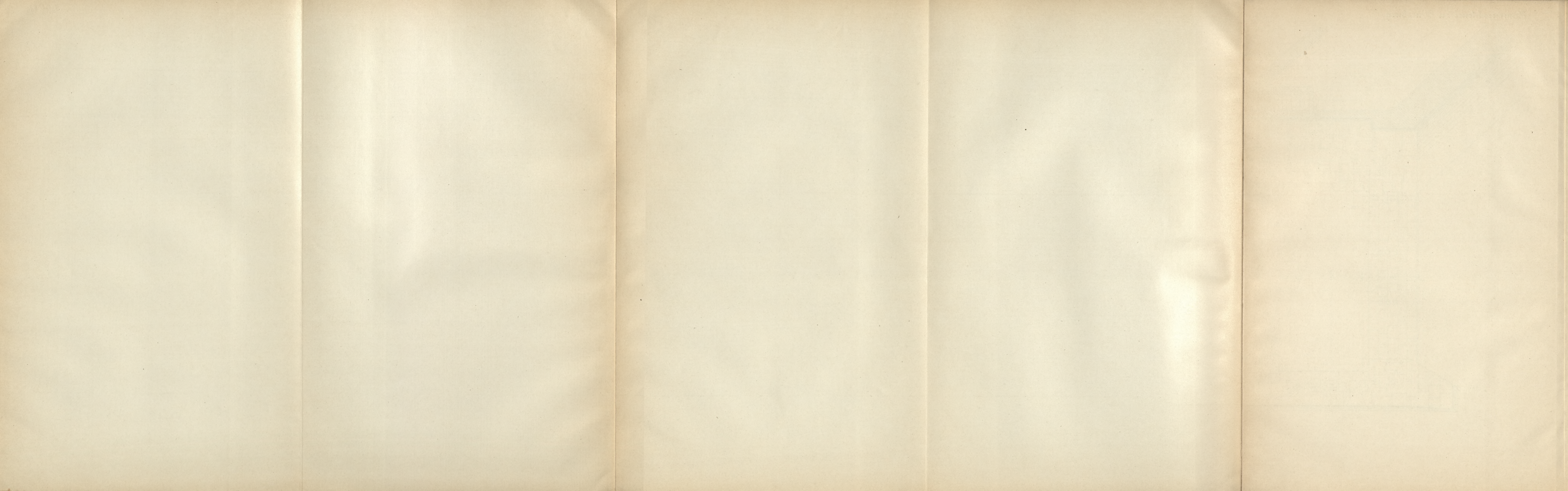
Festes Wehr

Wassersauger zur Fockenlegung der Kammer

Zahnradkanal

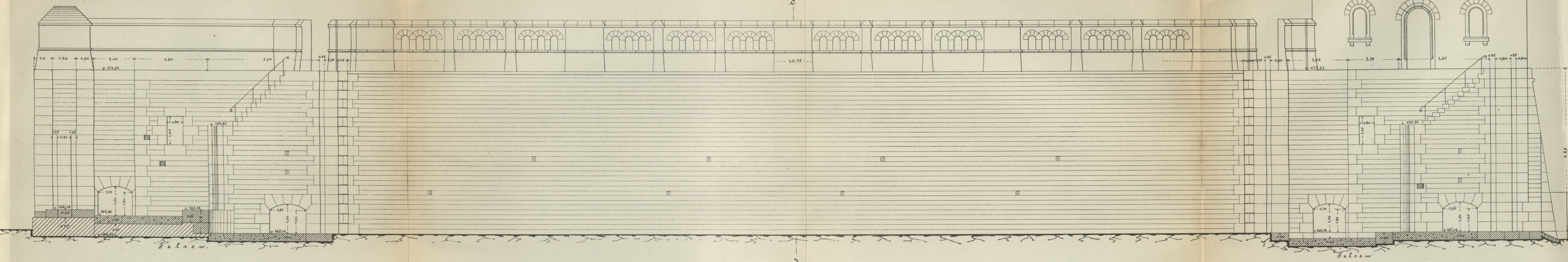
Sedimentationskanal

c

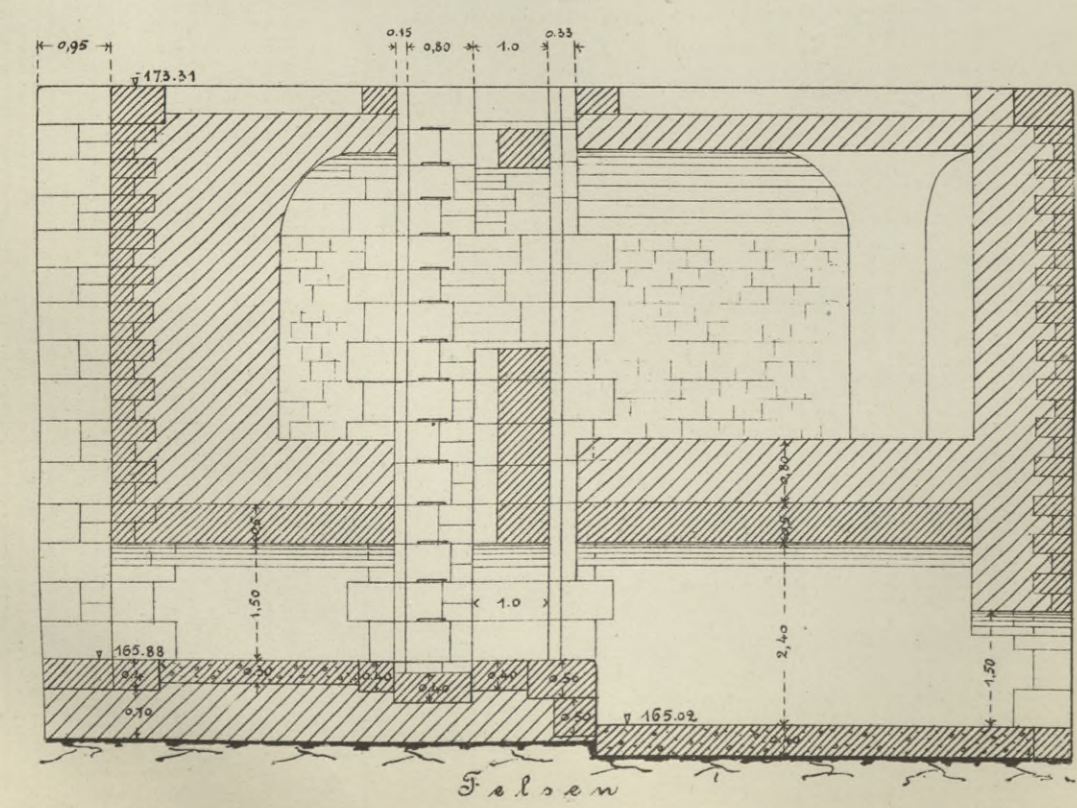


Ansicht der linksseitigen Schleusenmauer und Längenschnitt durch die Mitte der Schleuse.

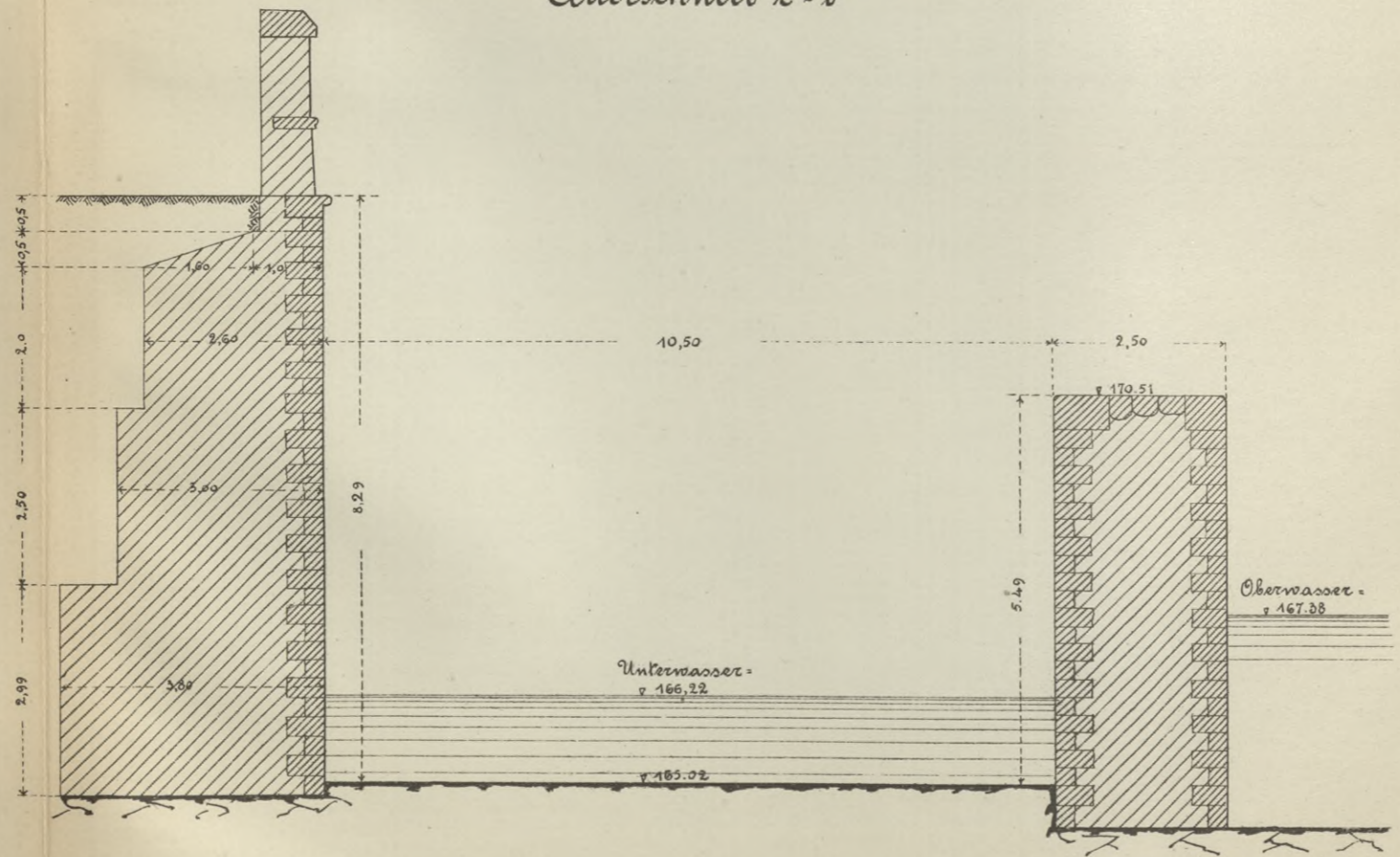
Schleusenwäterschhaus.



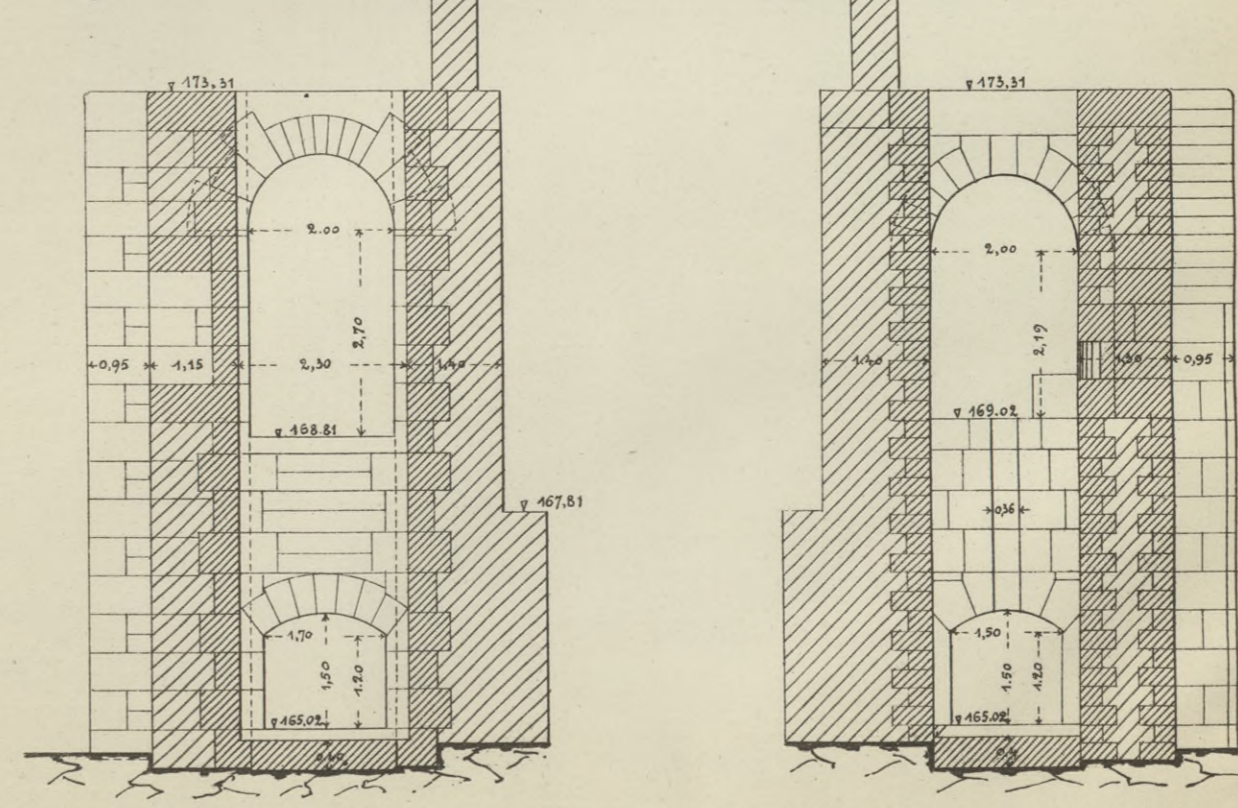
Schnitt a-b in der Axe des Umlaufkanals im Oberhaupt.



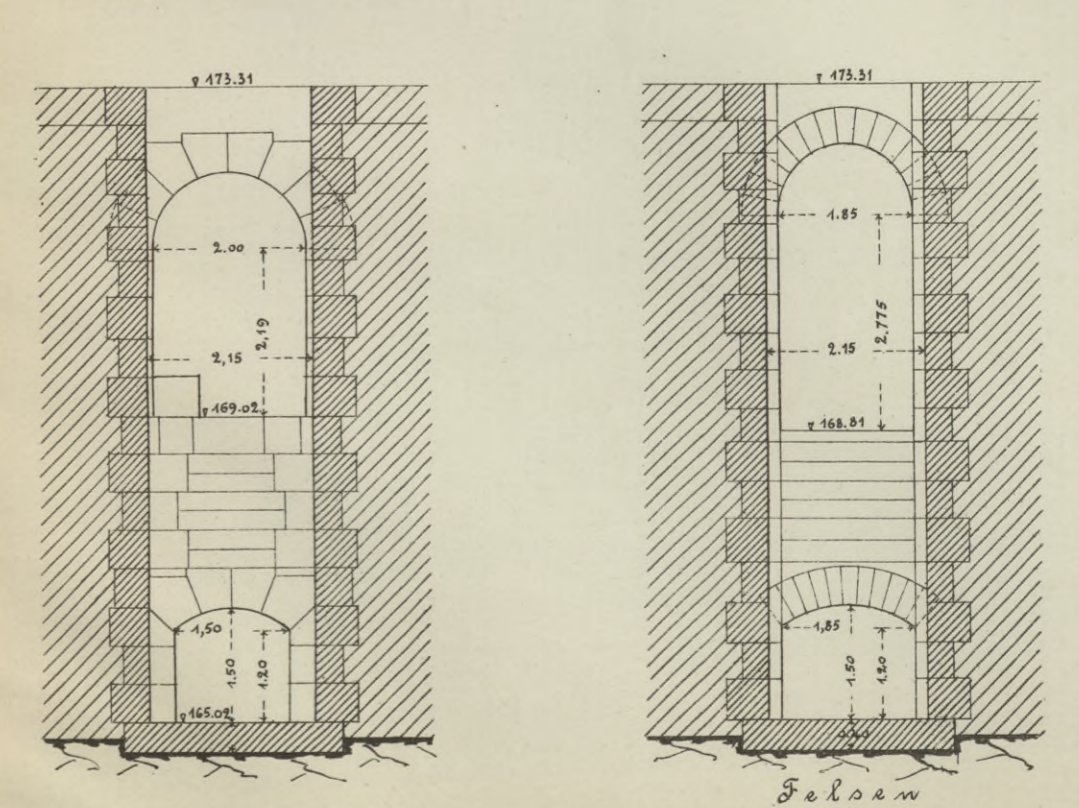
Querschnitt c-d

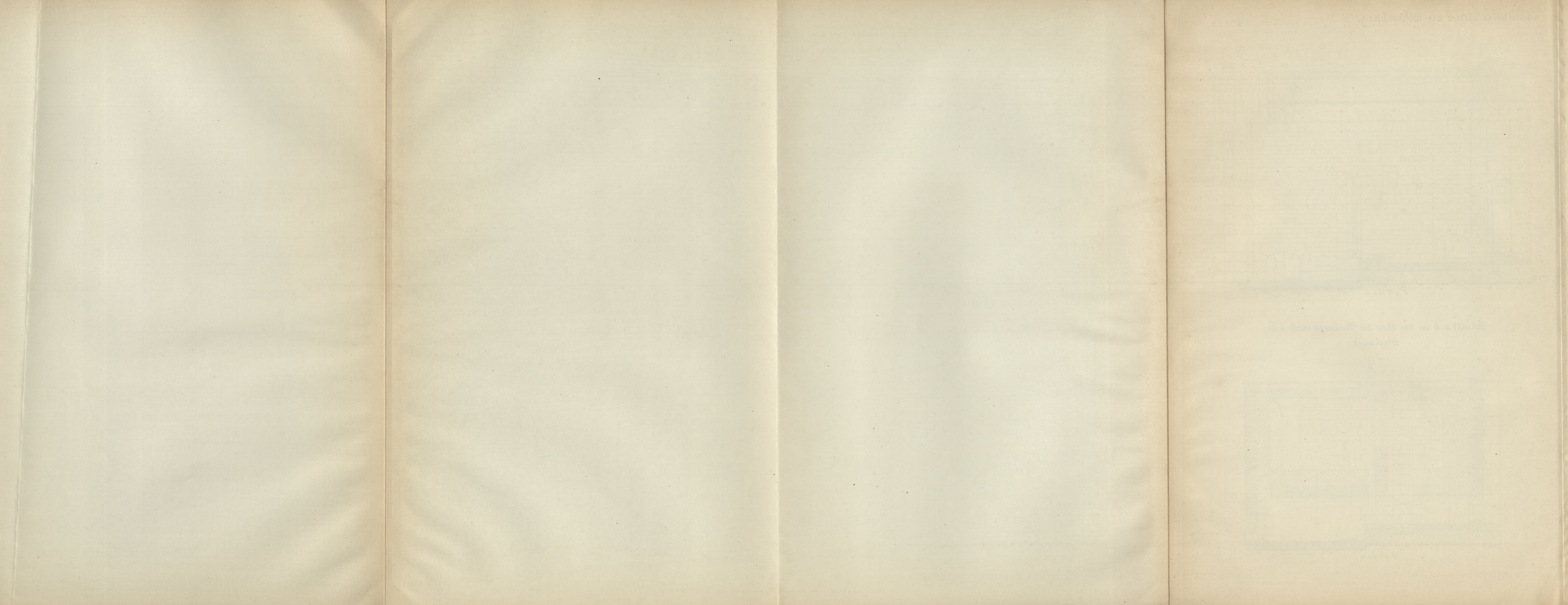


Schnitte durch den Einsteigschacht im Unterhaupt, e-f stromaufwärts gesehen, g-h stromabwärts gesehen.

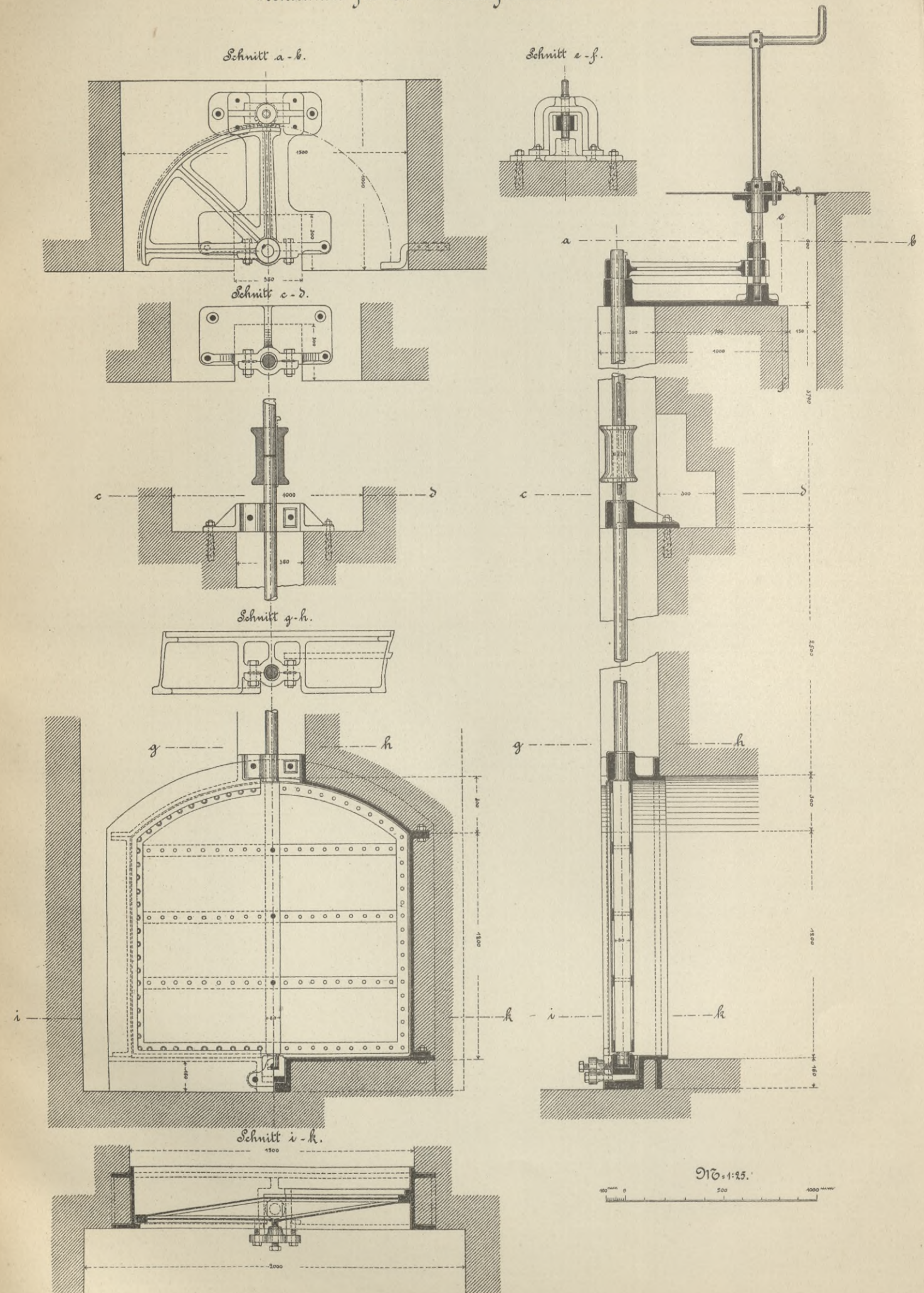


Schnitt durch den Schieberschacht im Unterhaupt, i-k stromaufwärts gesehen, k-i stromabwärts gesehen.



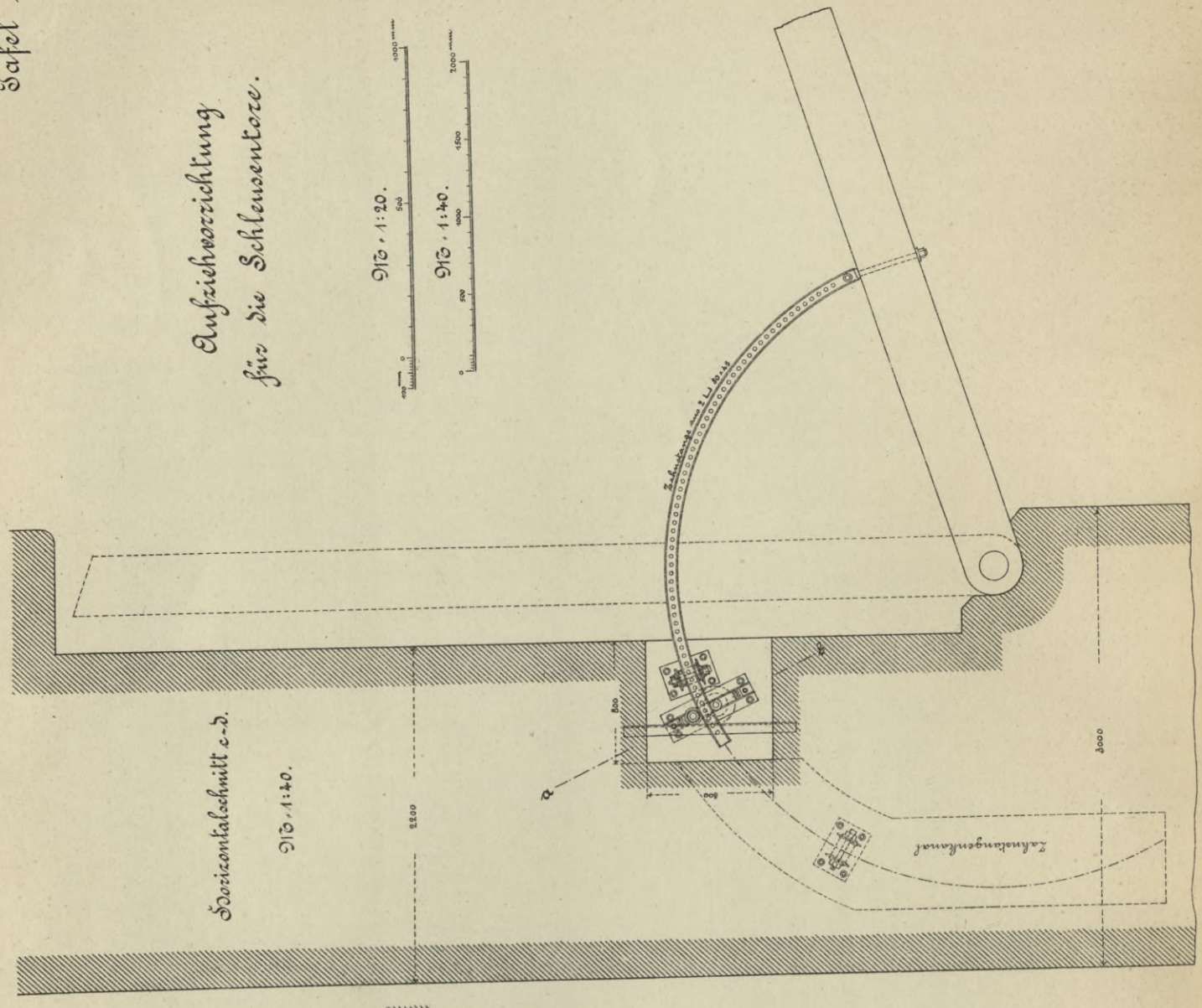


Drehschütze für den Umlaufkanal.



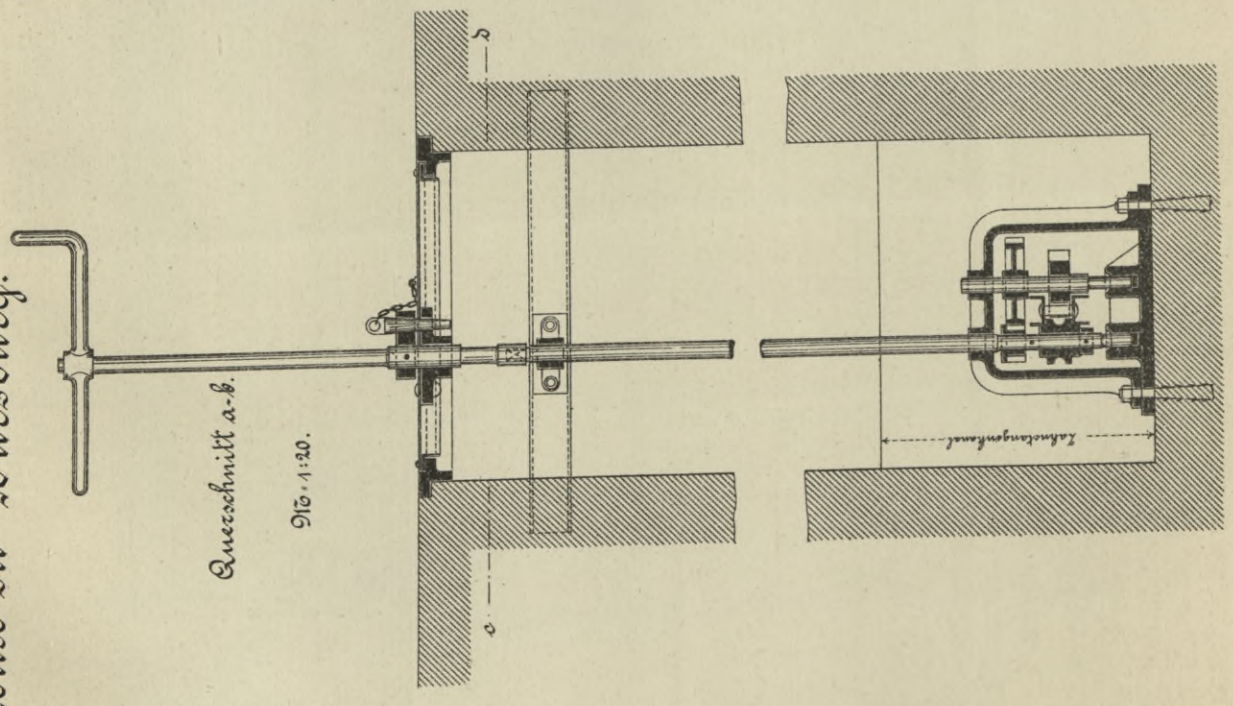
Hammerschleuse zu Würzburg.

Aufziehvorrichtung
für die Schleusentore.

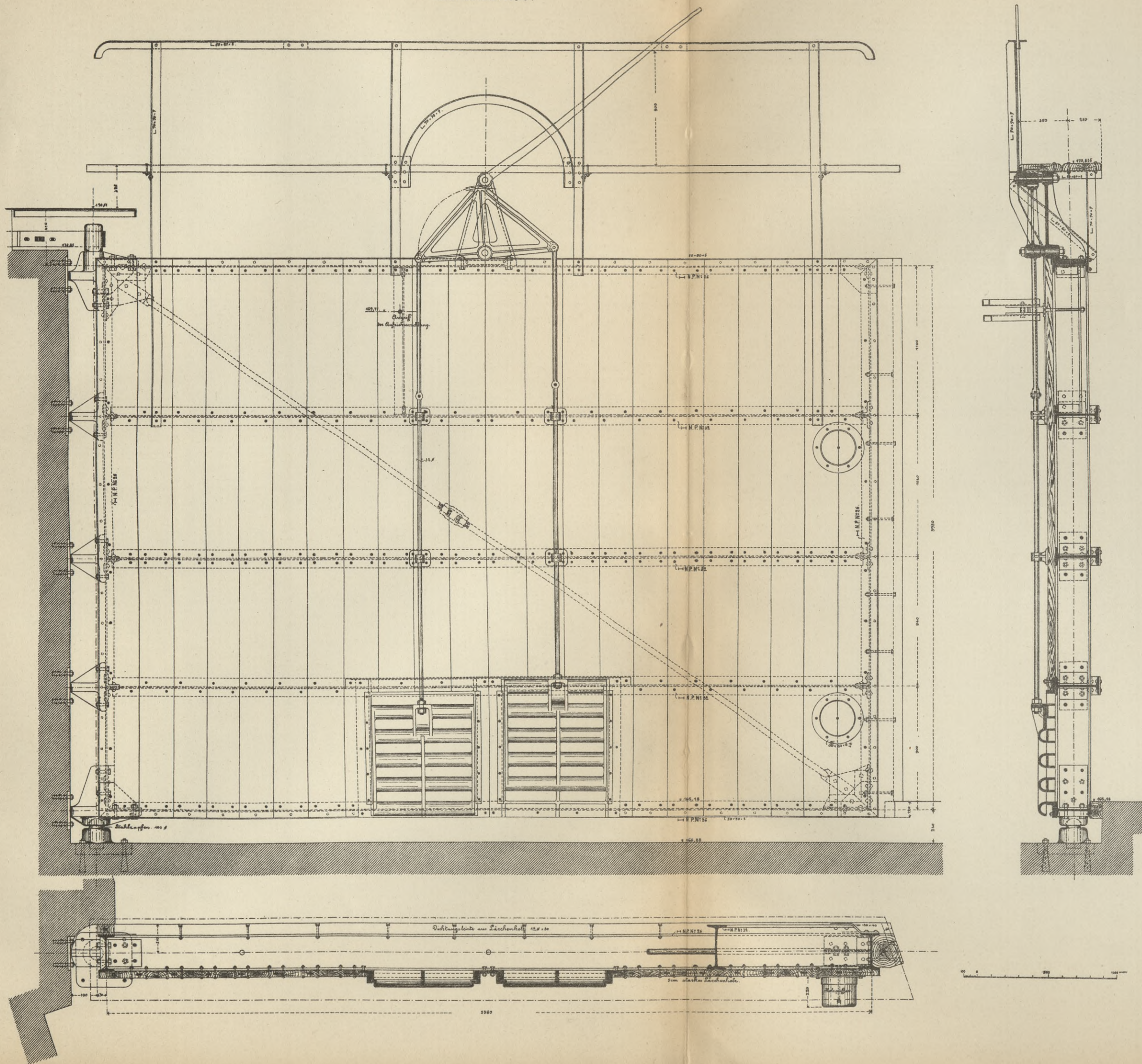


Querschnitt a-b.

915, 1:20.

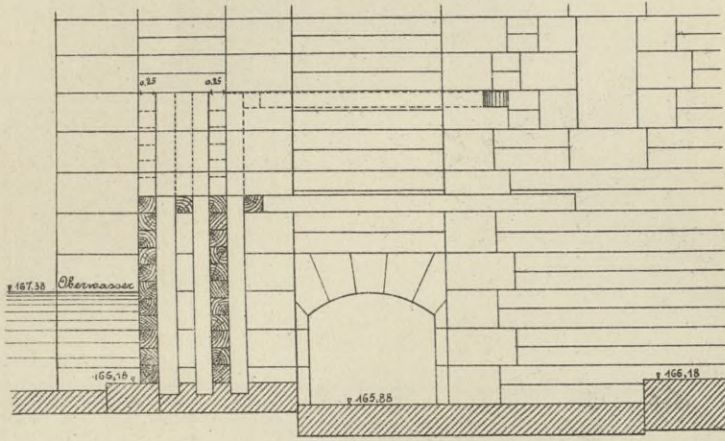


Schleusentor.

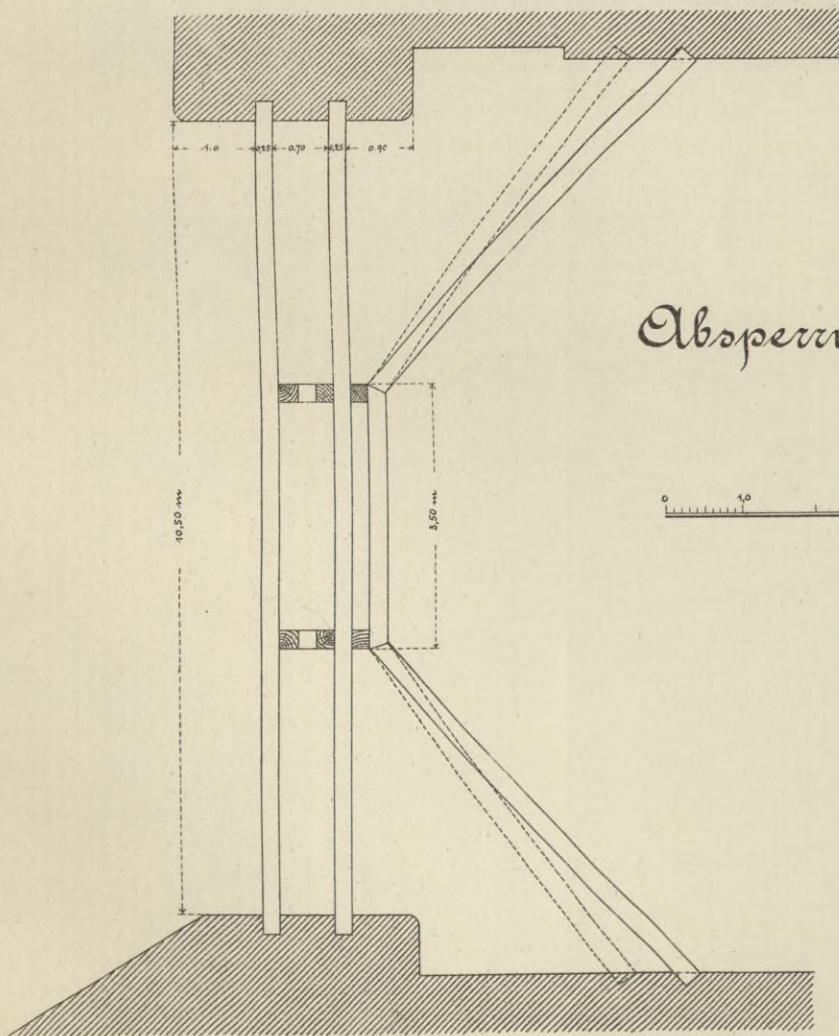
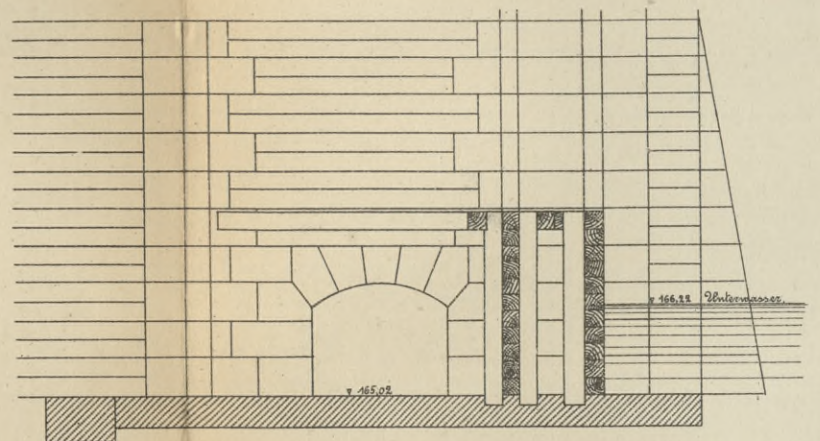


A large, faint table with multiple columns and rows, spanning the right half of the page. The content is illegible due to fading.

Oberhaupt.

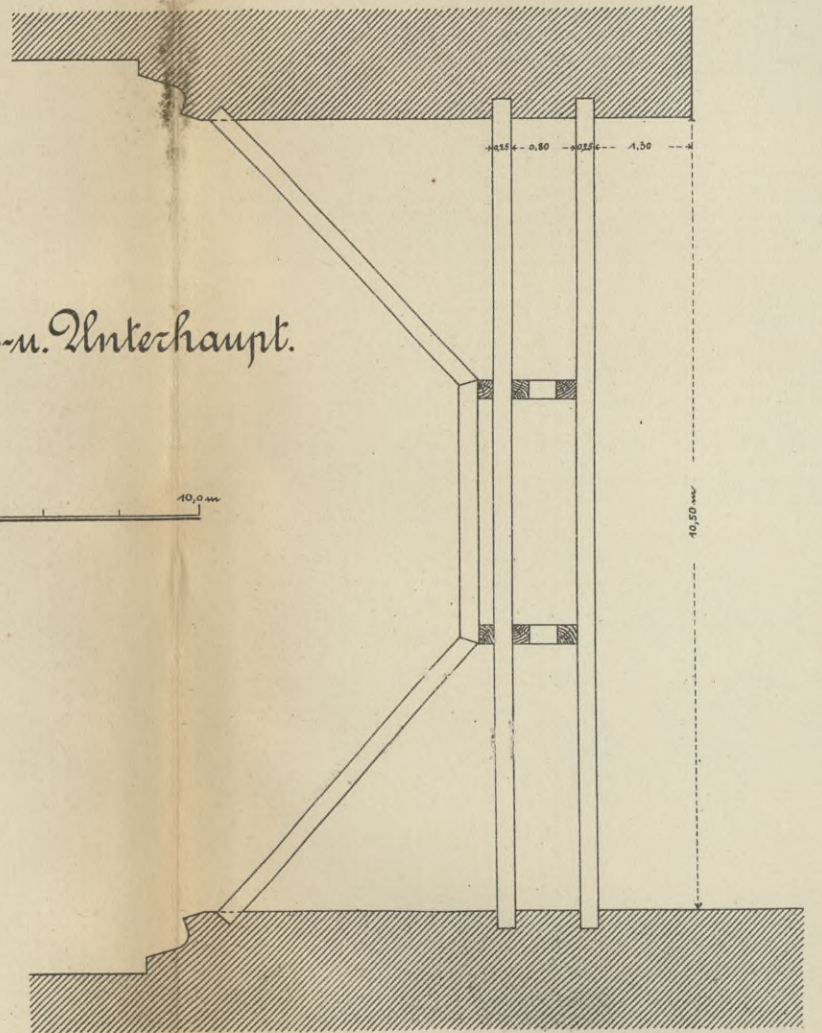


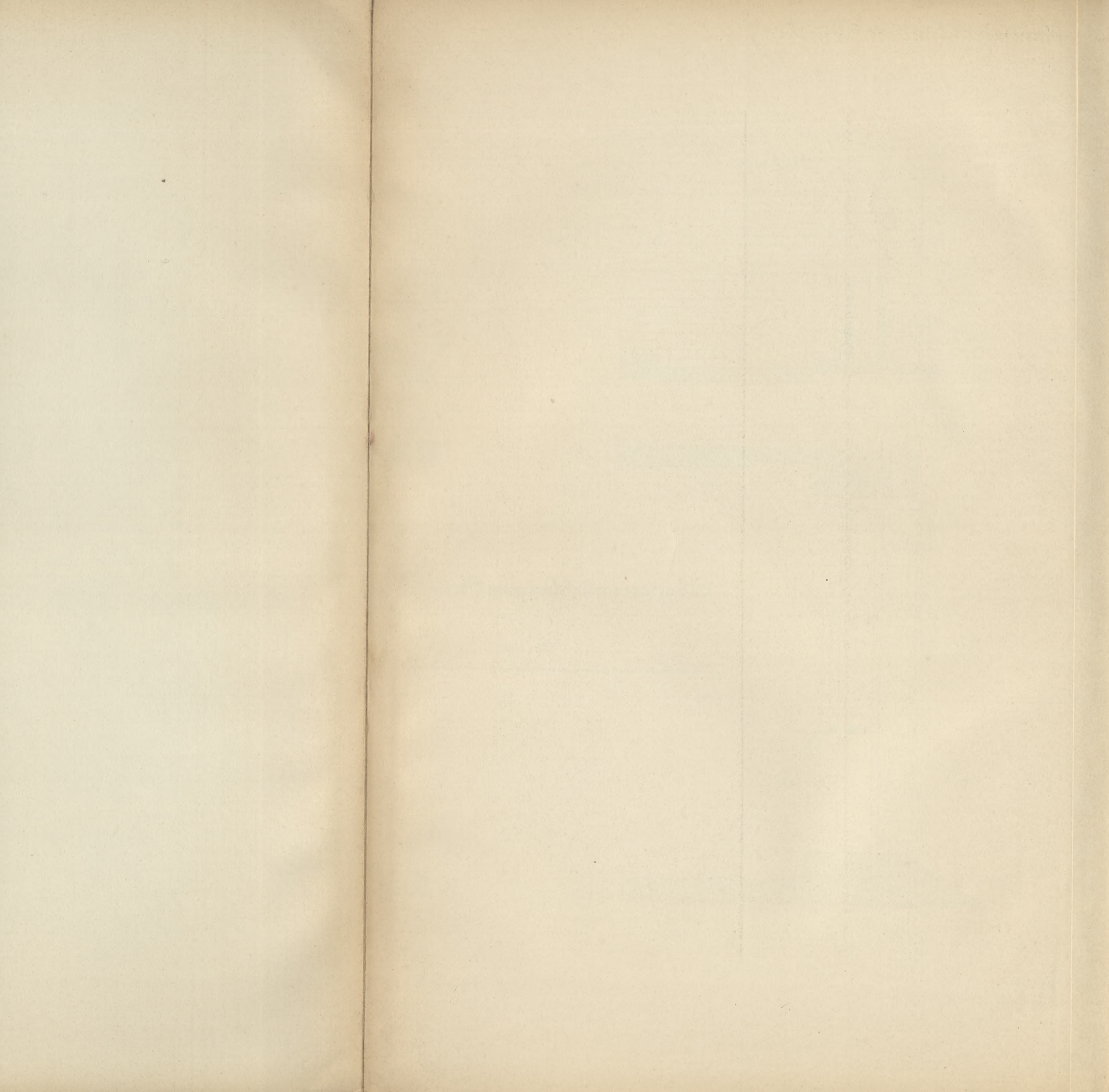
Unterhaupt.

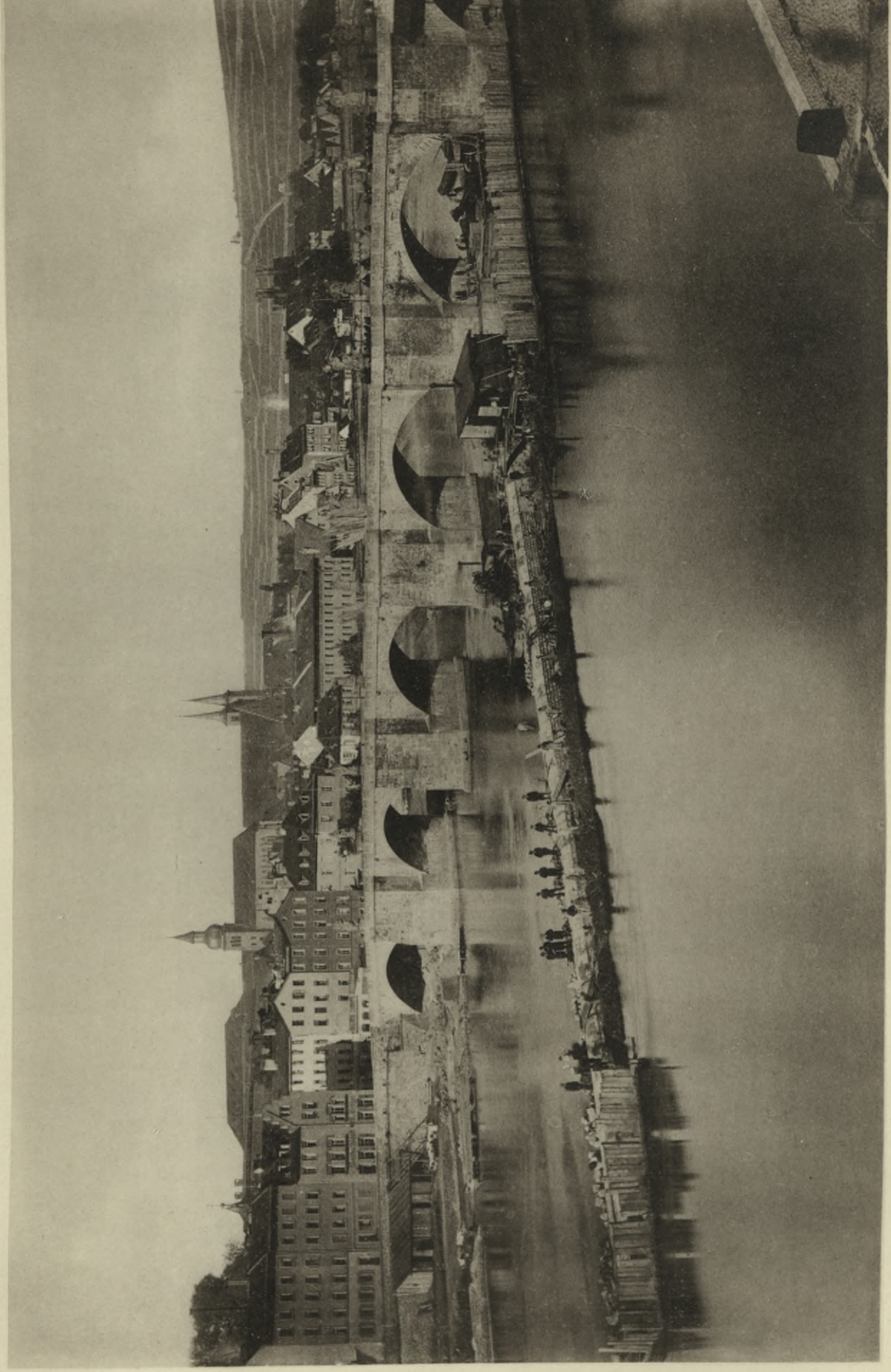


Abspervorrichtung im Ober-u. Unterhaupt.

1:100.
0 1.0 5.0 10.0 m







Verlegung des alten Überfallwehres.



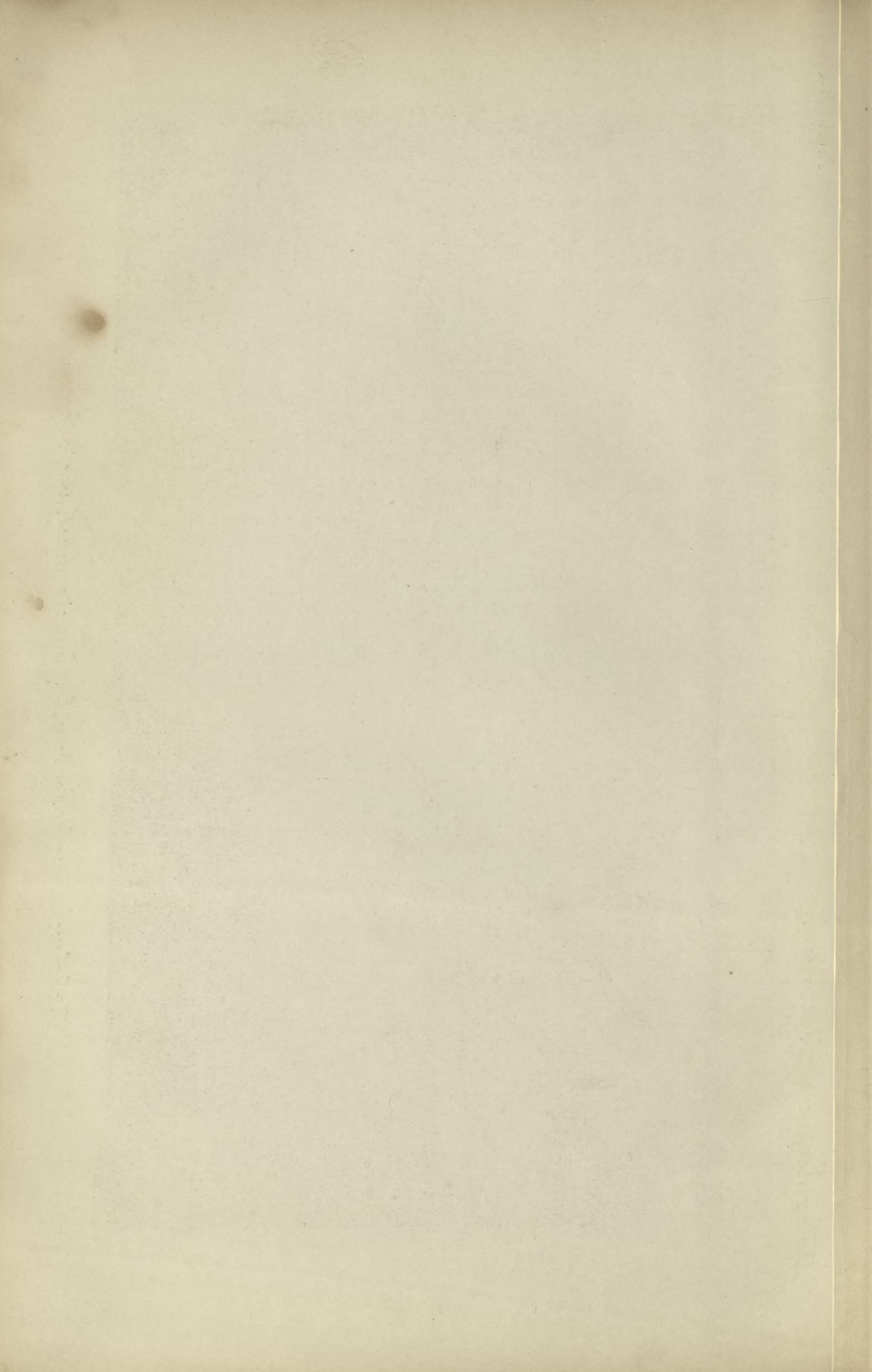
Montage des Trommelwehrs.

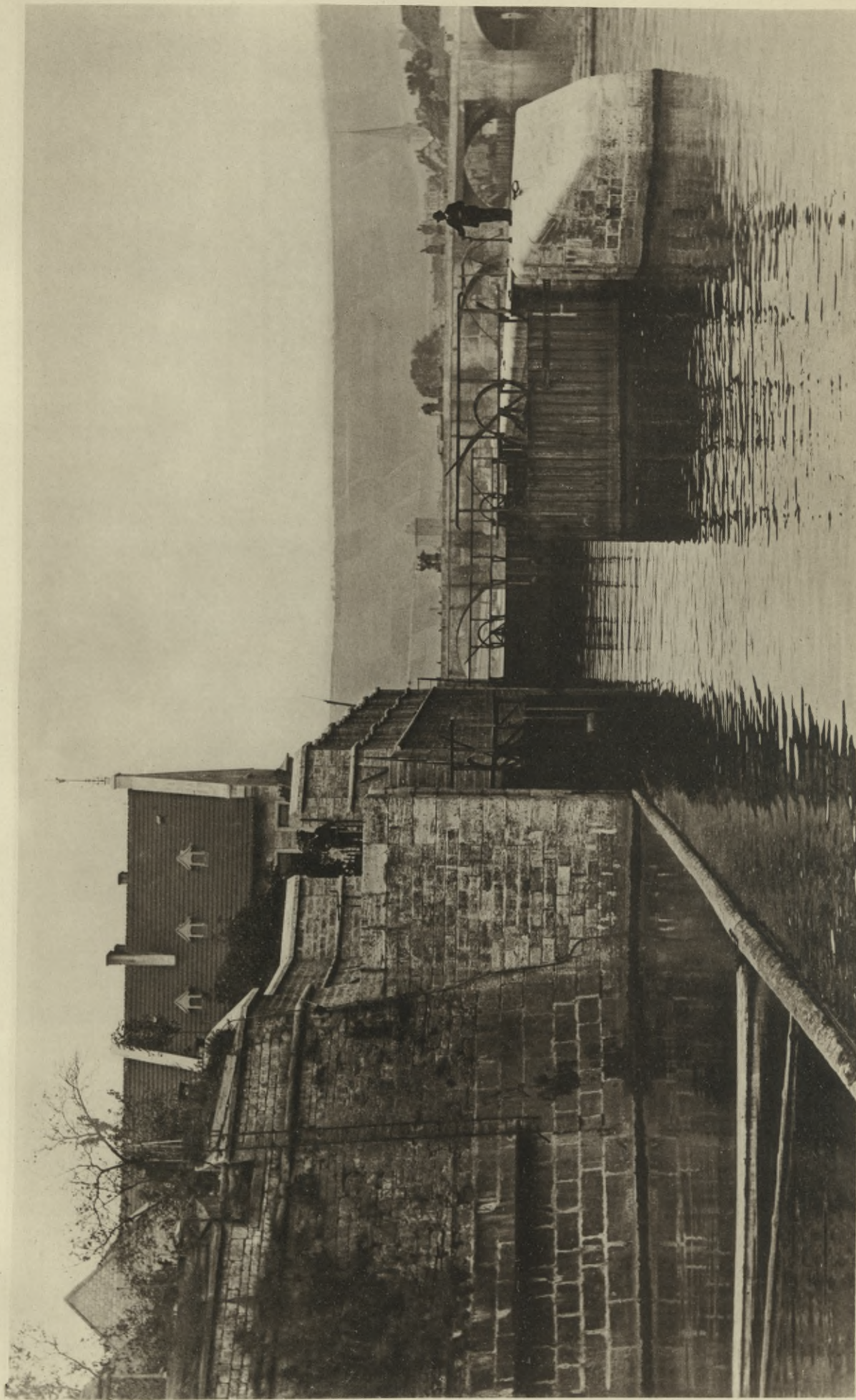


Montage des Trommelwehrs.

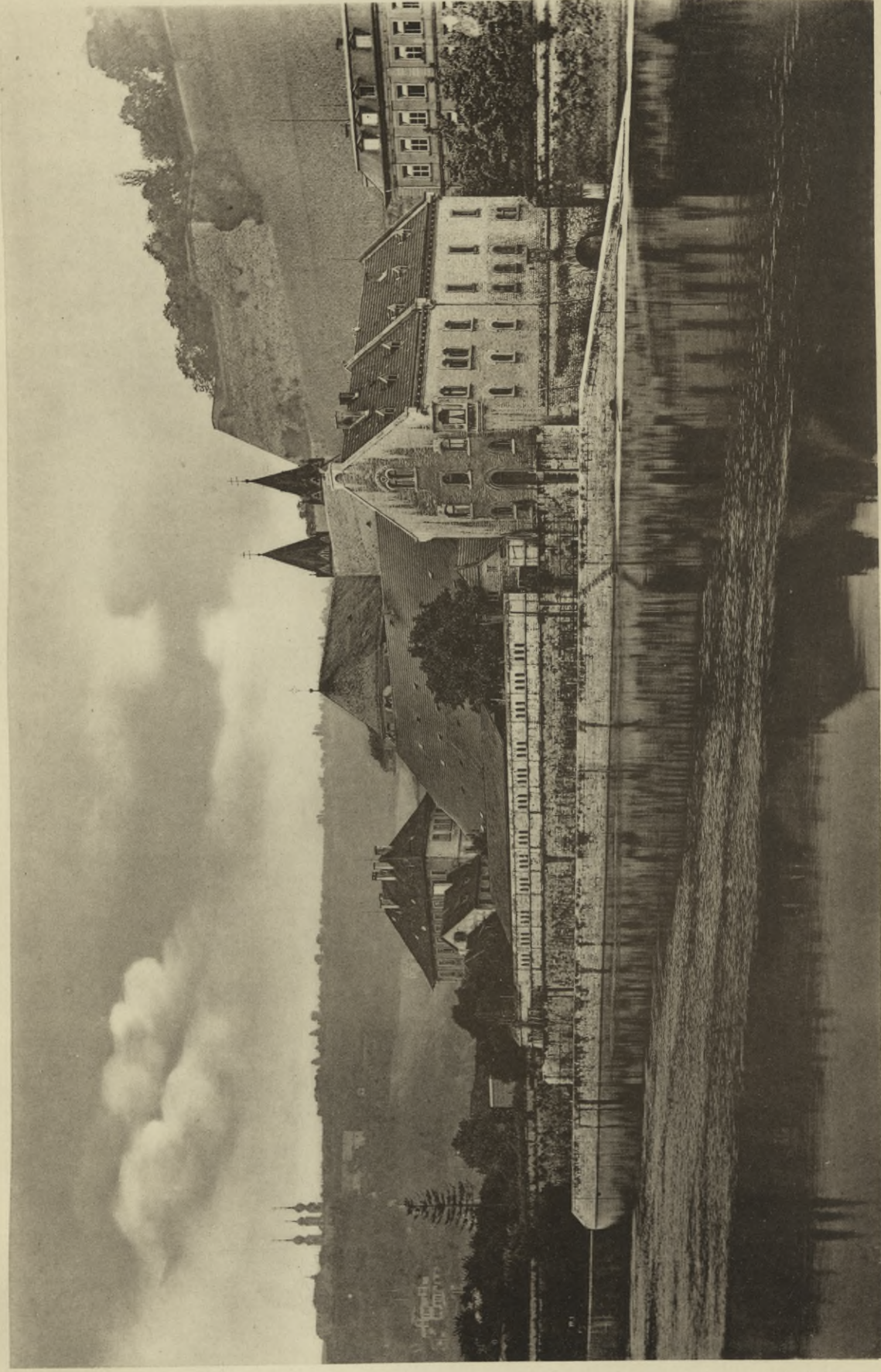


Nadelwehr und Trommelwehr stromaufwärts gesehen.





Einfahrt in die Hammerschleuse.



Kammerschleuse vom rechten Ufer aus gesehen.

202.00



S. 61

WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



IV-301095

Druk. U. J. Zam. 356. 10.000.

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000300717