

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000300716

Don der

Staatsbauverwaltung in Bayern

ausgeführte

Straßen-, Brücken- und Wasserbauten.

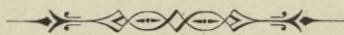
II. Band.

Mit 21 Textfiguren und 64 Tafeln.

Mitgeteilt von der

K. Obersten Baubehörde
im Staatsministerium des Innern.

F. Nr. 27 132



München 1909.

Verlag von Piloty & Coehle.

F. 30
Rb

xxx
40/2

213/3



~~III 19889~~



IV-301086

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

~~ZPK-3-224/2018~~

Akc. Nr.

~~180/52~~

Vorwort.

Das Erscheinen des vorliegenden II. Bandes der Veröffentlichungen über die von der Staatsbauverwaltung ausgeführten Straßen-, Brücken- und Wasserneubauten war zwar, wie im I. Band bemerkt, schon für das Frühjahr 1907 in Aussicht genommen, wurde jedoch durch die dringenden Vorarbeiten für die Ausnützung der staatlichen Wasserkräfte verzögert.

Um für die Folge die ausgeführten Bauwerke womöglich unmittelbar nach ihrer Fertigstellung der Öffentlichkeit zur Kenntnis zu bringen, soll von einer weiteren Zusammenfassung derselben in abgeschlossenen Bänden abgesehen und die Veröffentlichung in einzelnen Heften mit zwangloser Reihenfolge vorgenommen werden.

Mehrfache Anregungen führten in der vorliegenden Arbeit zu einer ausführlicheren Textbehandlung, welche für das Studium der einzelnen Bauwerke besonders erwünscht sein dürfte.

München, im Februar 1909.

Kgl. Oberste Baubehörde im Staatsministerium des Innern.

v. Sörgel,
f. Ministerialdirektor.

Inhalts-Verzeichnis.

	Seite	Tafel
1. Umlegung der Fochbergsteige bei Hindelang	1	1— 6f
2. Neubau der Marienbrücke über den Inn bei Neuötting	5	7—13f
3. Neubau der Salzachbrücke zwischen Laufen und Oberndorf	31	14—23 c
4. Hafenneubauten bei Ludwigshafen a/Rh. Luitpoldhafen und Mundenheimer Alt- rheinhafen	59	24—39 d
5. Der Donau-Winterhafen „Racklau“ oberhalb Passau	74	40—44 a

Umlegung der Jochbergsteige bei Hindelang.

(Tafel 1—6 f.)

Zu den wichtigeren Straßenneubauten, welche im letzten Jahrzehnt in Bayern zur Ausführung gebracht wurden, gehört die Umlegung der Jochbergsteige bei Hindelang. Sie befindet sich im Zuge der Staatsstraße Nr. 119 von Riedhirsch über Immenstadt nach Schattwald und bildet deren Endstrecke zwischen Hindelang und der bayerisch-österreichischen Landesgrenze.

Die erste Anlage dieser Straßenstrecke und zwar in Form eines Saumweges über das Joch bei Hindelang fällt in das 12. Jahrhundert. Eine kunstgerechte Straße gelangte etwa 400 Jahre später in der Zeit von 1540 bis 1550 zur Ausführung. Diese Straße, welche ursprünglich als „Salzstraße“ erbaut wurde, ist bis in die neueste Zeit die einzige Verkehrsstraße aus dem bayerischen Allertal in das österreichische, gut bevölkerte Thannheimer- und in das obere Lechtal geblieben. Auf bayerischer Seite bildet das bei Sonthofen ausmündende Ostrachtal mit seiner ebenen guten Talstraße die Zufahrt zu der tiefsten Einsattelung, welche die ganze Kette der Algäuer Alpen aufzuweisen hat. An ihrem Fuße liegt in reizvollem Talkessel der Markt Hindelang mit seiner großen Filialgemeinde Oberdorf. Trotz der Schwierigkeiten, welche die Überwindung der großen Steigungen für den Verkehr mit sich brachte, hatte diese Straße durch Jahrhunderte einen regen Durchgangsverkehr aufzuweisen. Auch in der Kriegsgeschichte hat sie bisweilen eine Rolle gespielt, so in den Jahren 1632 bis 1634 und 1647 bei einzelnen Kämpfen mit den in das obere Algäu vorgedrungenen Schweden, ferner im Jahre 1796 bei einem Kampf österreichischer Truppen gegen die Franzosen.

Anfang des 19. Jahrhunderts erfuhr die „Jochsteige“ eine durchgreifende Verbesserung durch Umlegung der größten Steigungen, doch hielt man damals Steigungen von 12 bis 15% auf größere Längen noch für zulässig und vor der sogenannten „Wacht“, der ehemaligen bayerisch-österreichischen Grenze, ließ man sogar 22% noch bestehen. Mit dem Anwachsen des Verkehrs, wozu namentlich der sommerliche Fremdenbesuch das seinige beitrug, und bei den steigenden Anforderungen an die Sicherheit und Bequemlichkeit hiebei, machten sich die großen Steigungen zwischen Hindelang und Schattwald immer mehr als Hindernisse für eine wirtschaftliche Entwicklung fühlbar. Zur Erlangung einer gefahrlosen und gut fahrbaren Straße wurde daher in den Jahren 1893/1894 durch das K. Straßen- und Flußbauamt Rempten ein Neubauprojekt mit Umgehung der Steilstrecken ausgearbeitet, das in den Jahren 1895 bis 1900 zur Ausführung kam.

Die neue Straße führt aus dem oberen Illergebiet (Ostrachtal) durch die oberste Wanne des Wertachgebietes in das Tal der Wils, einem Zufluß des Lech. Die gesamte Straßenverlegung zerfällt in drei Hauptabschnitte, nämlich in die Umgehung des Jochberges, die Quering der erwähnten Wertachwanne am Fuße des Islerberges und die Umgehung des Wiedhagberges mit Abstieg zur bayerisch-österreichischen Grenze. In der ersten Strecke von Hindelang bis Oberjoch ist die Linienführung zur Vermeidung von teureren Kunstbauten so gewählt, daß sie sich zwischen den tiefen Schluchten des Hirschbaches und des Oberdorfer Baches zuerst an dem stark gewellten Moränenhang, dann an den Felswänden des Jochberges unter möglichster Anlehnung an das natürliche Gelände entwickelt. Von Oberjoch ab — im zweiten Abschnitt — folgt die neue Straße vorzugsweise der alten Straßenlinie, jedoch unter gänzlicher Veränderung der Vertikalprojektion. In der Endstrecke entwickelt sich die neue Straße am Nordabhang des Wiedhagberges und erreicht auf dessen Ausläufer in einer Höhenlage von + 1180,20 m über dem Meeresspiegel ihren höchsten Punkt und zugleich den Höchstpunkt der Staatsstraßen Deutschlands.

Die Gesamtlänge der neuen Straßenlinie beträgt 10,062 km. Gegenüber der alten, 6,121 km langen Straße besitzt sie eine Mehrlänge von 3,941 km.

Der Anfangspunkt der Straßenverlegung befindet sich in der Höhenlage + 818,25 m über dem Meeresspiegel. Der gesamte Höhenunterschied zwischen dem höchsten und tiefsten Punkt der neuen Straße beträgt $1180,20 - 818,25 = 361,95$ m. Der Aufstieg der Straße von Hindelang bis zur Höhe des Jochberges erfolgt mit Steigungen zwischen 5,0 und 5,75% unter Einschaltung von zwei Ruhestrecken mit 1—3% Steigung. Von der Höhe des Jochberges mit + 1158,6 m fällt die neue Straße bis zur Höhenlage + 1140,40 m (Wertachwanne), so daß die hier vorhandene verlorene Steigung 18,20 m beträgt. Die anschließende Entwicklung bis zum höchsten Punkt der Straße (Wiedhagberg-Ausläufer) erfolgt mit Steigungen bis zu 4,9%. Der Abstieg zur Landesgrenze ist nach einem allmählichen Übergang in der Hauptsache mit einem Gefäll von 5% durchgeführt. Die anschließende österreichische Strecke bis gegen Schattwald besitzt ähnliche Gefällsverhältnisse, wie die bayerische Strecke und zwar bis zu 5,8%. Der neue Übergang über die Landesgrenze erfolgt an einem rd. 16 m tiefer gelegenen Punkt als bei der alten Straße. Die hiedurch notwendig gewordene Umlegung der österreichischen Reichsstraße wurde auf entsprechenden Antrag hin österreichischerseits bereitwilligst zur Ausführung gebracht. Die Fertigstellung der 2,4 km langen Umbaufstrecke des Nachbarstaates bis zur Ortschaft Schattwald erfolgte in den Jahren 1900/1901.

Die neue Straßenbreite beträgt in normalen Strecken 5,70 m, wovon 4,00 m auf die Fahrbahn und je 0,85 m auf die Fußwege treffen. Die beiderseitigen Böschungen wurden je nach Bedarf einmalig bis 1½malig ausgeführt. An vielen Stellen wurden sie durch kräftige Stützmauern ersetzt. Die größte Dammhöhe beträgt 14 m und die größte Einschnittstiefe 9 m.

Für die zahlreichen Kurven der neuen Straße wurde im allgemeinen ein kleinster Halbmesser von 30 m eingehalten. Nur an drei Stellen wurde mit dem Krümmungshalbmesser bis zu 20 m herabgegangen, jedoch gelangte an diesen Stellen eine Straßenverbreiterung bis zu 7,70 m zur Ausführung.

Zur Herstellung der neuen Straße wurde eine gesamte Massenbewegung von rd. 100 000 cbm erforderlich. Zu fördern waren rd. 80 000 cbm ungebundener und

rd. 20 000 cbm gebundener Abtrag. Ersterer bestand vorherrschend aus kieseligen und fettigen Moränenmassen, letzterer aus Dolomit und Dolomittuff des Hauptdolomits und des Cenoman. Die brauchbaren Bruchsteine wurden zu Straßengrundbau, sowie für Stütz- und Futtermauern, Grabenpflasterungen, Sickerdohlen und für die zahlreichen Durchlaßbauten verwendet.

An Kunstbauten sind 17 Durchlässe von 0,80 m bis 4,50 m Lichtweite aus Mauerwerk und Beton, sowie 35 Zementrohrdurchlässe mit Lichtweiten von 0,25 m bis 1,20 m besonders zu erwähnen. Letztere wurden zum großen Teil mit Betonummantelung versehen. Die zahlreichen Stütz- und Futtermauern haben eine Gesamtlänge von 3700 m. Sie wurden fast ausschließlich in Trockenmauerwerk aus Einschnittsmaterial ausgeführt. Später, bei den höheren, mit Lettenmaterial hinterfüllten Mauern auftretende Risse und Ausbauchungen führten nachträglich zur teilweisen Verbandung der Sichtflächen mittels Portlandzementmörtels. Dies genügte, um Gleichgewicht herzustellen. Die größte Höhe der ausgeführten Stützmauern beträgt 12 m.

Der vielfach sehr nasse Untergrund machte zahlreiche Sickerdohlen nötig; die Letten-dämme wurden stets mit Herstellung eines förmlichen Systems von Entwässerungskanälen über Tag begonnen. Diese bestanden aus Steinprismen, wofür die Moräneneinschnitte reichlich Gesteine lieferten. Die Ausführung solcher Dämme erfolgte mit aller Vorsicht. Es durften nämlich die bei Durchweichung zerfließenden Schüttmassen nur in Lagen von höchstens 0,50 m Stärke aufgebracht werden und vor jeder neuen Schüttung mußte das Erhärten der vorhergehenden abgewartet werden. Wo es anging, wurde die lettige Füllmasse mit Kies gemischt.

Auf der ganzen Strecke vom Fochberggrüden bis zur Landesgrenze wurde die Straße mit Rücksicht auf die dort vorkommenden außerordentlich großen Schneeverwehungen — abgesehen von vorkommenden tiefen Einschnitten — durchweg möglichst hoch im Auftrag geführt. In Anschnittprofilen und bei geringer Auftragshöhe wurde dies durch Anlage von 3—4 m breiten und tiefen Schneegräben, die zugleich die Füllmassen lieferten, erreicht.

Im Wertachgebiet waren drei vom Iselerberg herabkommende, stark geschiebeführende Wildbäche — die Kaltenbrunner Bäche — zu überschreiten. Dies geschah unter Anlage von Geröllablagereplätzen oberhalb der Durchlässe, die zugleich als Deckmaterialplätze dienen.

Die Sicherheitsgeländer bestehen auf den Stützmauern aus gemauerten Bruchsteinpfeilern mit I-Holmen; im übrigen aus Fichtenhecken mit vorläufigen Holzgeländern, außerdem aus Naturabweissteinen oder Betonsäulen. Bei der Wahl dieser Sicherungsanlagen war die Rücksicht auf die Umgebung maßgebend, wie überhaupt auf die Anpassung der Bauten an die Natur möglichst Wert gelegt wurde. Hierzu trugen die zahlreichen Pflanzungs- und Begrünnungsarbeiten auf dem Straßenkörper selbst (außer den erwähnten Hecken zahlreiche Alleebäume) sowie an Anschnitten, an Dammsfüßen, auf Terrassen u. viel bei. Bei der Herstellung der Stützmauern ging dieses Bestreben Hand in Hand mit der gebotenen äußersten Sparsamkeit, welche das Bearbeiten der Sichtflächen der Mauern an und für sich schon verboten hätte.

Die Gesamtkosten des Straßenbaues belaufen sich einschließlich des Baues eines soliden Straßenwärterhauses in Oberjoch auf 375 000 M. Bei der Länge der Neubautrecke von 10 062 km treffen daher auf

1 km rd. 37 300 M.

Bei den Gesamtkosten trifft auf die Grunderwerbung nur ein verhältnismäßig geringer Teil. Etwa die Hälfte des Baugrundes befand sich im Eigentum der Gemeinde Oberjoch und diese überließ denselben bei ihrem großen Interesse an dem Straßenneubau zu dem niedrigen Preise von nur 200 M. für das Tagwerk.

Die Ausführung aller Arbeiten erfolgte im Selbstbetrieb des K. Straßen- und Flußbauamtes Kempten.

Die Ausarbeitung des Neubauprojektes, sowie die Leitung bei der Bauausführung oblag dem Vorstand dieses Amtes, dem k. Bauamtmanu Stengler in Kempten.

Neubau der Marienbrücke über den Inn bei Neuötting.

(Tafel 7—13 f.)

I. Vorgeschichte.

Nach den Überlieferungen befindet sich bereits seit dem 5. Jahrhundert bei Neuötting eine Brücke über den Inn, welche den Verkehr auf den Landstraßen von Lands hut über Neuötting nach Burghausen, sowie von Eggenfelden über Neu- und Altötting nach Trostberg und Traunstein vermittelt. Die nähere Baugeschichte dieser Innbrücke läßt sich nach den vorhandenen bauamtlichen Unterlagen nur bis gegen das Jahr 1800 verfolgen. Über die Brücken vor dieser Zeit ist in der Hauptsache nur bekannt, daß dies durchweg einfache hölzerne Balkenbrücken mit einer Reihe von Pfahljochen waren, die den meisten größeren Hochwässern oder Eisabgängen zum Opfer fielen. Die Zahl der im Laufe der Jahrhunderte bei Neuötting erbauten und wieder zerstörten Brücken ist daher eine sehr große; sie wird auf über 200 angegeben. Die letzte Balkenbrücke bestand bis zum Jahre 1806. Ein größeres Hochwasser im Juli dieses Jahres ließ sie fast vollständig in den Fluten verschwinden.

Bei der Wiederherstellung des Innüberganges wurde auf Veranlassung des damaligen Vorstandes des bayerischen Staatsbauwesens, Geheimrats von Wiebeking, von der Erneuerung der alten Balkenbrücke abgesehen und eine hölzerne Bogenbrücke mit fünf Öffnungen von je 33,23 m Lichtweite erbaut. Die Widerlager wurden in Stein, die Zwischenjochs in Holz ausgeführt. Die Bauzeit dieser Brücke fällt in das Jahr 1807. Durch ihre kühne Bogenkonstruktion aus Holz war die neue Brücke in der damaligen Zeit von hervorragender technischer Bedeutung. Dem Erbauer von Wiebeking wurde bei der Vollendung im Februar 1808 die Allerhöchste Anerkennung von Sr. Majestät dem König zum Ausdruck gebracht. Aber die Brücke hatte nur sehr kurzen Bestand. Bereits im April 1809, im damaligen französisch-österreichischen Krieg, wurde sie von bayerischen Chevaulegers angezündet und bis auf die Widerlager und einige Pfahlreste der Joche vollständig abgebrannt.

Im Winter 1809/1810 erfolgte die Wiederherstellung und zwar in der gleichen Konstruktion als hölzerne Bogenbrücke. Diesmal blieb sie bis zum Jahre 1853 bestehen, wenn auch in der Zwischenzeit wesentliche Verbesserungen und größere Unterhaltungsarbeiten vorgenommen werden mußten. Insbesondere wurden in den Jahren 1820 und 1821 die hölzernen Joche durch Steinpfeiler von 1,75 m Stärke ersetzt; ferner wurden in den Jahren 1835 und 1836 die sämtlichen fünf Bogen im Hinblick auf beträchtliche

Senkungen derselben durch Foché und im Herbst 1839 auch noch von den Fochén aus mit Sprengwerken unterstützt. Trotz dieser umfassenden Arbeiten zur Erhaltung der Brückenkonstruktion wurde infolge Vermoderns der Bogenhölzer eine fast vollständige Erneuerung der Brücke erforderlich, welche vom Herbst 1852 bis Herbst 1853 wieder in ähnlicher Konstruktion als hölzerne Bogenbrücke ausgeführt wurde. Während dieses Umbaues wurde die Wahrnehmung gemacht, daß die Pfahlgründung, namentlich des ersten rechtsseitigen Pfeilers, sehr schadhast war, so daß dieser Pfeiler vollständig abgetragen und nach Ergänzung der Kostpfähle neu hergestellt werden mußte. Die Kosten dieses Brückenumbaués betragen rd. 65 000 fl. Die Fertigstellung der Brücke erfolgte im Oktober 1853. Bei ihrer prunkvollen Einweihung am 15. Oktober 1853 wurde der Brücke nach der damaligen Königin Marie, der Gemahlin Maximilians II., der Name „Marienbrücke“ verliehen.

Wie aus den vorstehenden geschichtlichen Bemerkungen ersichtlich, wurde bereits im Jahre 1853 die bedenkliche Pfeilergründung erkannt, jedoch eine gründliche Verbesserung derselben wurde bei dem damaligen Umbau nicht erzielt. Insbesondere verblieb die Oberfläche der Pfahlrostes in der Höhenlage von +30 bis +40 cm Neuöttinger Pegel, obgleich der niedrigste Wasserstand schon damals bis zu -51 cm N.P. herunterging. Die Pfahlgründung war daher einer zeitweisen Trockenlegung und hiemit einer raschen Zerstörung ausgesetzt. Die Folge hievon war ein baldiges Schadhastwerden des Pfahlrostes, das naturgemäß nicht gleichmäßig erfolgte, so daß hiedurch eine ungleiche Festigkeit der Kosthölzer bedingt wurde. Die Pfeilergründung wurde teilweise nachgiebig und gab dadurch die Möglichkeit zu einer gewissen Bewegung der Pfeiler, die tatsächlich im Zusammenwirken der angreifenden Kräfte deutlich eintrat. Hierbei entstanden in den einzelnen Querschnitten der Pfeiler ganz bedeutende Randspannungen, die namentlich am ersten rechtsseitigen Pfeiler eine beträchtliche Zerstörung des Mauerwerks an den Pfeilerrändern, unmittelbar über dem Kost zur Folge hatten, so daß die ganze Last der Pfeiler mit den kämpferresultierenden der aufliegenden Bogenhölzer sich nur noch auf eine verhältnismäßig kleine Fläche des Pfahlrostes verteilen konnte. Im Zusammenhang mit der Pfeilerbewegung traten Formänderungen der Tragkonstruktionen ein, die sich besonders seit dem Jahre 1895 bemerkbar machten. Diese Formänderungen zeigten sich darin, daß namentlich bei der ersten rechtsseitigen Brückenöffnung eine wesentliche Einsenkung und bei der anschließenden zweiten Öffnung eine ebensolche Hebung der Fahrbahn eintrat. Durch diese sich einander entsprechenden Hebungen und Senkungen wurde in der ursprünglich horizontalen Fahrbahn ein Höhenunterschied von rd. 40 cm hervorgerufen. Über die Verschiebungen in den Kräftewirkungen, die eine so einschneidende Änderung der Tragkonstruktion zur Folge haben mußten, läßt sich wegen der ganz unregelmäßigen Verhältnisse wohl ein klares Bild nicht geben. Es scheint jedoch zuverlässig eine wesentliche Änderung des Horizontalstubs der einzelnen Bögen eingetreten zu sein, durch welche die ganze Konstruktion instabil wurde, so daß die Gefahr eines plötzlichen Einsturzes nicht ausgeschlossen erschien. Hätte man diese Gefahr unter Beibehaltung der bestehenden Holzkonstruktion beseitigen wollen, so wäre die vollständige Erneuerung der Pfeiler notwendig geworden, wobei sich das Abtragen und Wiederaufmontieren der Holzkonstruktion wohl nicht hätte vermeiden lassen. Ein solches Verfahren hätte ganz bedeutende Kosten verursacht, die mit den Interessen an der Erhaltung der alten Brücke nicht in Einklang zu bringen waren. Es war daher naheliegend, auf die Erhaltung der Holzkonstruktion, an welcher in den

80er Jahren die Bogenhölzer zum großen Teil erneuert worden waren, zu verzichten und eine vollständig neue, zuverlässig gegründete, eiserne oder steinerne Brücke zu erbauen. Beide Brückenarten hätten nach den bestehenden Geländeverhältnissen durchgeführt werden können. Eine vergleichende Kostenberechnung führte jedoch zum Entwurf einer gewölbten Steinbrücke, die zwar einen etwas höheren Kostenaufwand verursachte, welcher aber im Hinblick auf die architektonische Wirkung und auf die zukünftige Unterhaltung der Vorzug gegeben werden mußte. Nach der Entscheidung über die Wahl der Brückenart wurde im Frühjahr 1899 ein Vorentwurf für den Neubau aufgestellt, der in seinen Hauptteilen die Grundlage für den späteren Ausführungsentwurf bildete.

II. Beschreibung und Begründung des Entwurfs.

Nach dem Ausführungsentwurf wurden für die neue Brücke vier Öffnungen gewählt, deren Gesamtlichtweite 151,60 m beträgt. Die Durchflußfläche für Hochwasser bleibt hiebei gegenüber derjenigen der alten Brücke unverändert. Eine Änderung war auch nicht veranlaßt, nachdem der lichte Querschnitt der alten Brücke sich zur Abführung der größten Hochwässer, wie desjenigen vom Jahre 1899, als gerade ausreichend erwiesen hatte, wenigstens soweit, als überhaupt das Hochwasser seinen Lauf durch die Brückenöffnungen nimmt und nicht in dem weit ausgedehnten Tal außerhalb des Brückenbereiches zum Abfluß gelangt. Die Hochwassermenge, die in dem rd. 700 qm großen Durchflußquerschnitt der Brücke abgeführt wird, beträgt gegen 2500 cbm/sec., die größte Wassertiefe im alten wie im neuen Durchflußquerschnitt ergibt sich hiebei zu rd. 7 m.

Von der Gesamtlichtweite der Brücke treffen auf die beiden äußeren Öffnungen je 36,50 m und auf die beiden Mittelöffnungen je 39,30 m. Die Wahl dieser Öffnungen wurde dadurch bedingt, daß einerseits das Pfeilverhältnis der Bögen aus statischen und besonders aus ästhetischen Gründen nicht unter $\frac{1}{8}$ herabgemindert, andererseits die Anfahrtsrampen der Brücke nicht steiler und länger als bei der alten Brücke werden sollten. Bei den so gewählten Lichtweiten tauchen die einzelnen Bögen an ihren Kämpfern 0,25 m tief in das höchste bekannte Hochwasser (+405 cm N.P.) ein, was bei den verwendeten Baumaterialien und der Seltenheit der Hochwasserstände zu irgendwelchen Bedenken keinen Anlaß gibt.

Die grundlegende Anordnung von vier Öffnungen machte die Ausführung von drei Pfeilern notwendig, deren Gründung nach den Erfahrungen bei der alten Brücke eine besondere Sorgfalt verlangte. Bei dem geschiebeführenden Charakter des Inns konnte selbstverständlich von einer Gründung auf die oberen, der Bewegung ausgesetzten Ries-schichten des Untergrundes nicht die Rede sein. Dies um so weniger, als der Fluß in den letzten Jahren infolge der unterhalb Neuötting ausgeführten Korrektur die Neigung zu einer fortschreitenden Vertiefung seiner Sohle zeigte, welche in der Zeit von 1898 bis 1903 bereits das Maß von nahezu 1 m erreicht hat, wobei die bewegliche Flußsohle auf durchschnittlich —3,00 N.P. liegt. Die ausgeführten Bodenuntersuchungen ergaben erst in einer Tiefe von —8,00 N.P. eine feste Flingerschicht. Auf diese mußte mit Rücksicht auf die möglichen bedeutenden Auskolkungen in den überlagernden Schichten die Gründung auf jeden Fall erfolgen und zwar entweder mittels Pfahlbürsten oder unmittelbar mit Beton unter Anwendung einer Luftdruckgründung. Nach vergleichenden Kostenberechnungen ergab sich bei der bedeutenden Gründungstiefe von mindestens 7,50 m unter Niederwasser,

bezw. 9,50 m unter Mittelwasser, als die verhältnismäßig billigste und zweifellos solideste Gründungsart die Luftdruckgründung unter Verwendung von eisernen Sinkkästen. Diese wurde bei der Ausführung auch angewandt, wobei die Fundamentsohle der drei Pfeiler ziemlich gleichmäßig bis — 8,5 Neuttinger Pegel und zwar rd. 50 cm in die feste Flinzschiechte hinabgeführt wurde.

Bei den Widerlagern erwies sich eine Luftdruckgründung nicht als erforderlich, da dieselben durch die Korrektionsbauten vom eigentlichen Flußschlauch getrennt sind und so den Angriffen der Hochwässer nicht die gleiche Möglichkeit zu Ausfaltungen gegeben ist wie bei den Pfeilern. Gleichwohl war für die Widerlager im Hinblick auf die Tragfähigkeit des kiesigen Untergrundes eine Pfahlgründung vorzuziehen, bei welcher die Pfahlköpfe unter den tiefsten Wasserstand zu legen waren. Bei der zu erwartenden größten Vertiefung der Innkorrektur nächst der Brücke ist hiefür bei einer Höhenlage von — 4,00 bis — 4,50 m Neuttinger Pegel reichlich Sicherheit geboten. Ein Schutz gegen Unterspülungen bei allenfalligen Zerstörungen an den Korrektionsbauten wird durch Spundwände herbeigeführt, deren Herstellung auch zur Wasserhaltung während der Bauausführung notwendig war.

Über den Widerlagern, Pfeilern und den Gewölben wurde ein möglichst leichter Aufbau mittels Sparbögen aus Beton zur Ausführung gebracht. Die Stirnen sind hierbei geschlossen und mit Polygonmauerwerk aus Granit verkleidet. Die Bekrönung der Stirnen wird durch Kragsteine aus Muschelfalk und Gesimsplatten aus Granit gebildet.

Die Fahrbahn besitzt eine Gesamtbreite von 7,50 m zwischen den Geländern und ist nach einer Parabel gekrümmt, an die sich die beiderseitigen Anfahrtsrampen mit 4% Gefälle tangential anschließen. Die Parabelform der Fahrbahn ist annähernd durch die Gleichung: $y^2 = 3730 x$ bestimmt; einige tatsächliche Abweichungen hievon sind eine Folge der zu geringen Absenkung der Gewölbebögen bei der Ausrüstung derselben.

In architektonischer Hinsicht wurde der Aufbau über den Widerlagern und dem mittleren Pfeiler besonders ausgestattet. Nach einem besonderen Entwurf der K. Obersten Baubehörde im Staatsministerium des Innern wurden die beiderseitigen Widerlager mit 8 m hohen Pylonen aus Muschelfalk versehen, die durch ihre kräftige Gestaltung die Bedeutung des Bauwerkes versinnbildlichen. Dem Charakter der Brücke, als Bindeglied in einer alten Wallfahrtsstraße entsprechend, wurde durch die Aufstellung einer Madonnenfigur über dem Mittelpfeiler Rechnung getragen. Gegenüber der Madonnenfigur erinnert eine Gedenktafel an die Zeit der Erbauung unter der Regentschaft Sr. Kgl. Hoheit des Prinzregenten Luitpold von Bayern.

Die beiden äußeren Pfeiler sind durch einfache Muschelfalkbrüstungen bekrönt, auf welchen sich zweiarmige Kandelaber befinden.

Die sonstige Gestaltung der Einzelheiten der Brücke läßt sich aus den Plänen entnehmen.

III. Die Bauausführung.

Mit der Ausführung der Bauarbeiten wurde am 11. November 1901 und zwar mit Ausgrabung der Baugruben für die beiden Widerlager begonnen. Dieselben wurden zunächst bis auf Niederwasser unter Anwendung $\frac{3}{4}$ maliger Böschungen ausgehoben und dann zwischen Spundwänden tiefer geführt. Vor dem Einrammen wurden Probepfähle

geschlagen, bei denen sich zeigte, daß hölzerne Pfähle in dem festgelagerten, mit Nagelfluhbrocken durchsetzten Kies nicht auf die wünschenswerte Tiefe gebracht werden konnten. Es wurden deshalb zu den Leitpfählen gespitzte I-Eisen verwendet, welche sich durchweg bis unter die beabsichtigte Fundamentsohle einrammen ließen. Die hölzernen Spunddielen wurden dann, soweit sie leicht eindrangen, gerammt und mit dem fortschreitenden Baugrubenausgrabung tiefer geschlagen. Unter starkem Wasserandrang, namentlich am linken Widerlager wurde so die Baugrube bis auf eine Tiefe von — 4,50 m Neuöttinger Pegel, d. i. bis rd. 3,50 m unter Niederwasser gebracht. Der Untergrund erwies sich bei beiden Widerlagern als festgelagerter Kies, der an der Oberfläche infolge des starken Wasserandranges durchweicht und gelockert war. Aus letzterem Grunde wurden die Fundamente zur größeren Sicherheit auf Pfahlbürsten gestellt, die jedoch nicht tiefer als 1,50 m unter die Fundamentsohle eingetrieben werden konnten.

Am 3. März 1902 wurde am rechtsseitigen Widerlager mit der Betonierung begonnen. Hier gelang es, den Fundamentbeton, unter Wasserhaltung mit zwei Zentrifugalpumpen von 12 und 15 cm Rohrdurchmesser, trocken einzubringen. Am linken Widerlager war dagegen der Wasserandrang so stark, daß selbst bei vollem Betrieb der drei verfügbaren Zentrifugalpumpen von 12, 15 und 20 cm Rohrdurchmesser eine Trockenlegung der Baugrube nicht erreicht wurde. Ein Teil des Fundamentkörpers mußte daher als Schüttbeton eingebracht werden. Dieser zeigte sich bereits nach zwei Tagen als soweit erhärtet, daß die Fortsetzung der Betonierung vorgenommen werden konnte. Ende April 1902 waren beide Widerlager bis zu den Kämpferquadern aufbetoniert und teilweise mit Hinderfüllung versehen.

Unterdessen war am 1. Februar mit den Arbeiten zur Luftdruckgründung der drei Pfeiler begonnen worden und zwar mit Herrichten der Lagerplätze, Beschaffung der nötigen Baustoffe und Ausführung der erforderlichen Rüstungen. Die Aufstellung einer Dampfmaschine mit Ersatzmaschine zum Betrieb einer doppelt wirkenden Luftpumpe, sowie einer Dynamomaschine erfolgte im Lagerraum einer ehemaligen, unmittelbar bei der Baustelle befindlichen Eisengießerei. Von der Luftpumpe wurde den Senkkästen mittels Rohrleitung die jeweils erforderliche Preßluft zugeführt, während die Dynamomaschine zur elektrischen Beleuchtung für den Arbeitsraum der Senkkästen, sowie zum Betrieb eines Elektromotors für die Materialförderung aus den Senkkästen diente. Die vorbereitenden Arbeiten, einschließlich Aufstellung des eisernen Senkkastens für den ersten, rechtsseitigen Pfeiler waren Ende März 1902 abgeschlossen, so daß mit der Versenkung dieses Kastens am 1. April begonnen werden konnte. Das Ablassen desselben wurde ununterbrochen bei Tag und Nacht fortgesetzt. Am 20. April war die Schneide des Senkkastens bereits bis — 8,57 m N.P., d. i. bis rd. 7,50 m unter Niederwasser gebracht. Nachdem hier der Untergrund, ein fester blauer Flioz, zur Aufnahme des Fundaments als geeignet befunden wurde, erfolgte die Ausbetonierung des Senkkastens.

Die Ausführung der Luftdruckgründung für den zweiten und dritten Pfeiler wurde unmittelbar angeschlossen. Besondere Schwierigkeiten waren lediglich beim Mittelpfeiler zu überwinden. Bei demselben bildete sich flüßaufwärts vor und unter dem Senkkasten, infolge sehr starker Strömung ein bedeutender Kolk aus, der der Versenkung in die Tiefe bis unter — 6,00 m N.P. folgte, so daß eine ungleiche, event. schräge Einsenkung des Senkkastens zu befürchten war. Um dieser Gefahr vorzubeugen, mußte ein weiteres Auskolkeln verhindert und womöglich der bereits entstandene Kolk ausgefüllt werden. Hierzu

wurde auf der Rüstung vor dem Pfeiler und auf Bauschiffen eine Granitbruchsteinmenge von etwa 60 cbm aufgelagert und auf einmal in den Kolk hineingestürzt. Hiedurch gelang es den Kolk in der Hauptsache auszufüllen und sogar eine Verklüftung zwischen den Bruchsteinmassen herbeizuführen, welche allerdings wieder teilweise aus dem Senkfaßten herausgefördert werden mußte. Die volle Versenkung und Ausbetonierung des Senkfaßten für den zweiten Pfeiler war am 12. Mai und für den dritten Pfeiler am 7. Juni 1902 durchgeführt. Bei beiden Pfeilern bildet tragfähiger Klinker, in der gleichen Tiefenlage wie beim ersten Pfeiler den Untergrund.

Etwa gleichzeitig mit der Fertigstellung der Luftdruckgründung traten die höheren Sommerwasserstände ein, bei welchen nur noch die Aufmauerung der Pfeiler bis zur Gesimsbandunterfläche vorgenommen wurde. Hierauf wurden alle Arbeiten bis zum Ablauf der höheren Wasserstände, d. i. bis zum Spätherbst unterbrochen.

Die Wiederaufnahme erfolgte im Oktober mit dem Einrammen der Lehrgerüstpfähle, dem Abbinden der Lehrbögen und der Ausführung des Versetzgerüsts für einen elektrischen Drehkran. Anfang Februar 1903 waren die vier Lehrgerüste und die Versetzgerüste vollständig aufgestellt. Es wurden nun zunächst die Gelenkquader an den Kämpfern und Scheiteln unter Einbringung der Gelenkstreifen versetzt, dann die Lehrbögen mit den erforderlichen Steinmaterialien möglichst gleichmäßig belastet. Bei der Herstellung der Gewölbe wurde damit begonnen, die Stirnkranzquader aus Muschelfalk zu versetzen und hierauf wurde das Gewölbeschichtenmauerwerk aus Granitbruchsteinen bei den einzelnen Bögen von je sechs Anfangstellen aus aufgemauert. Mit dieser Arbeit wurde Ende März angefangen und am 25. April 1903 waren bereits sämtliche Bögen geschlossen.

Die fertigen Bögen wurden rd. vier Wochen auf den Lehrgerüsten belassen.

Während dieser Zeit wurde an der Aufmauerung der Stirnmauern, sowie der Pfeiler für die Sparbögen gearbeitet und zwar in der Weise, daß an sämtlichen Bögen die Arbeiten möglichst gleichmäßig ihren Fortgang nahmen, um hiedurch eine ungleiche Belastung der Gewölbe und damit ungünstige Schubkräfte an den Kämpfern zu vermeiden. Ferner wurden die Arbeiten bei den im Februar begonnenen Verkleidungsmauern für die Widerlager fortgesetzt und die Muschelfalkquader für die Pfeilerlisenen versetzt.

Am 26. Mai 1903 erfolgte die Ausrüstung der Gewölbebögen. Die bei der Ausrüstung eintretenden Scheitelsenkungen betragen bei den einzelnen Bögen 16 bis 23 mm gegenüber einer ausgeführten Überhöhung der Lehrbögen von rd. 10 cm. Mit der fortschreitenden Aufmauerung trat noch eine mäßige Zunahme der Senkungen ein.

Nach der Freilegung der Gewölbe wurden die Arbeiten für den Aufbau über denselben möglichst rasch fortgesetzt und gleichzeitig die Ausführung der Zufahrtsrampen vorgenommen. Bis Anfang Dezember 1903 war die Brücke samt Fahrbahn, Fußwegen und Geländern soweit fertiggestellt, daß am 10. Dezember der öffentliche Verkehr über dieselbe geleitet werden konnte. Die nunmehr noch folgende Tätigkeit erstreckte sich auf den Abbruch der alten Brücke, die Fertigstellung der Widerlagerringmauern für die neue Brücke und insbesondere auf die Ausführung der architektonischen Aufbauten über den Widerlagern und Pfeilern. Die Arbeiten hiezu, welche erst das charakteristische Gepräge der ganzen Brücke ergänzten, dehnten sich bis zum Sommer 1904 aus und wurden im Laufe des Monats Juni abgeschlossen.

Hierauf erfolgte am 29. Juni 1904 die feierliche Einweihung der Brücke.

IV. Statische Begründung der Brücke.

1. Die Gewölbebögen.

Die einzelnen Gewölbe sind als Dreigelenkbögen ausgebildet, bei denen die Gelenkwirkung durch Bleieinlagen im Scheitel und in den Kämpfern vermittelt wird. Dieses System ist statisch bestimmt und ermöglicht daher eine einfache und zuverlässige Berechnung.

a) Bestimmung der Bogenform.

In erster Annäherung wurde die Form der zu entwerfenden Gewölbe nach der Tolkmittschen Rechnungsweise¹⁾ bestimmt. Sodann wurden mittels Momentengleichungen nach dem Vorgang Leibbrand's die Ordinaten für die Angriffspunkte der Querschnittsresultierenden ermittelt und zwar für die Belastung der Bögen links bezw. rechts der einzelnen Belastungsscheiden. Das Mittel aus den beiden Ordinaten wurde als Gewölbemittellinie festgehalten. Bei dieser Art der Festlegung der Gewölbemittellinie sind naturgemäß die größten Abweichungen der Querschnittsresultierenden von der Querschnittsmitte am geringsten und damit zugleich die Kantenpressungen am günstigsten.

Der Berechnung der Brücke wurden folgende Belastungsannahmen zu Grunde gelegt:

1. Belastung durch das Eigengewicht:

Einheitsgewicht des Granit- bezw. des Muschelkalkmauerwerks	2,5 t/cbm
" " Betons	2,4 "
" der Kieshinterfüllung u. d. Fahrbahnmaterials	1,8 "

2. Verkehrsbelastung mit einer gleichmäßig verteilten Last von 750 kg/qm.

Die angenommene Verkehrsbelastung ist sehr reichlich bemessen, so daß die Berücksichtigung von konzentrierten Einzellasten nicht mehr erforderlich erschien. Eine Dampfwalze von 13000 kg Dienstgewicht, wie sie im Bauamtsbezirk Traunstein verwendet wird, ergibt bei einer Übertragung der Last auf $6 \times 3 = 18$ qm Grundfläche erst eine Belastung von 722 kg/qm. Die Last von 750 kg/qm entspricht sonach einer Belastung mit etwa acht Dampfwalzen auf einer einzigen Bogenhälfte. Bei dieser reichlichen Bemessung der Verkehrslast kam einerseits in Betracht, daß die Führung der inzwischen bereits ausgeführten Lokalbahn vom Bahnhof Neuötting nach Altötting über die neue Brücke in Aussicht stand, andererseits der Umstand, daß bei großen Steinbrücken eine reichliche Bemessung der Verkehrslast im Verhältnis zu der ausschlaggebenden Größe des Eigengewichts für die wirtschaftliche Ausnützung der Baustoffe ohne wesentliche Bedeutung ist.

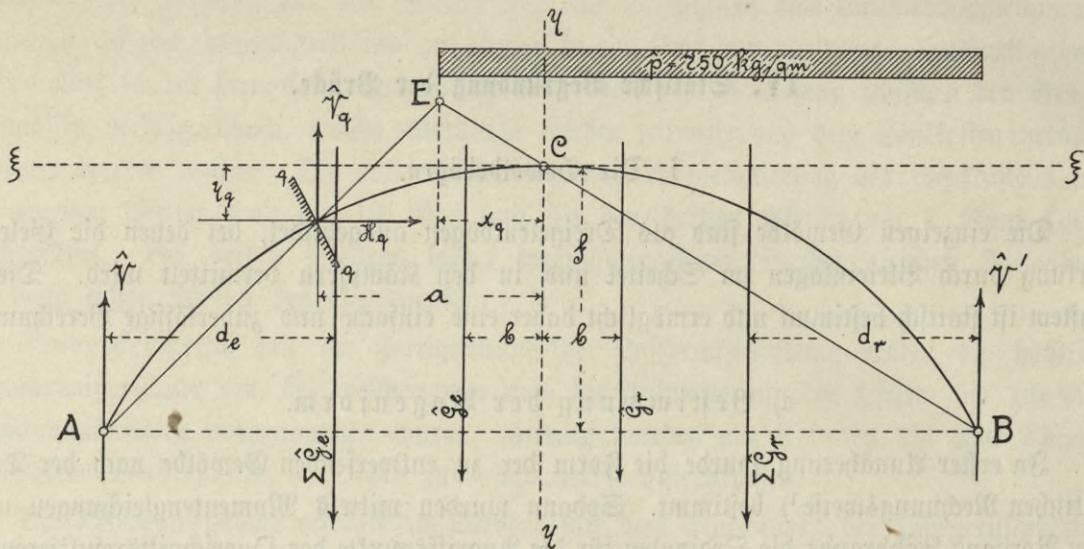
Als größte Beanspruchungen für die einzelnen Baustoffe wurden zugelassen:

Für Granit-, Muschelkalk- und Betonmauerwerk	30 kg/cm ² ,
für die Bleieinlagen der Gelenke	120 "

Der allgemeine Gang der Berechnung²⁾ gestaltet sich folgendermaßen:

¹⁾ Vergl. G. Tolkmitt, Leitfaden für das Entwerfen und die Berechnung gewölbter Brücken. Berlin 1895.

²⁾ Vergl. Fleischmann und Bosh, die neue Straßenbrücke über den Main bei Miltenberg. Zeitschrift für Bauwesen 1900.



Es sei:

- ACB die Mittellinie des Gewölbes,
 $q-q$ ein beliebiger Querschnitt desselben,
 a die Entfernung dieses Querschnittes von der Achse $\eta-\eta$,
 η der Abstand desselben von Achse $\xi-\xi$,
 x_q der wagrechte Abstand der Belastungsscheide¹⁾ E von der Achse $\eta-\eta$,
 \hat{G} die Gewichte der einzelnen Lamellen,
 b der wagrechte Abstand derselben von der Achse $\eta-\eta$,
 $\Sigma \hat{G}$ die Gesamtkraft der Lamellengewichte für eine Bogenhälfte,
 d der Abstand dieser Gesamtkraft von dem Kämpfer,
 \hat{p} die gleichmäßig verteilte Belastung = 750 kg/qm,
 \hat{V} die lotrechte Seitenkraft des linksseitigen Auflagerdrucks, veranlaßt durch mit Zeiger bezeichneten Belastungsarten,
 \hat{H} die zugehörige wagrechte Seitenkraft des linksseitigen Auflagerdrucks,
 $\hat{V}_A = \Sigma \hat{V}$ die lotrechte Seitenkraft des Gesamtauflagerdrucks in A,
 $\hat{H}_A = \Sigma \hat{H}$ die zugehörige wagrechte Seitenkraft,
 \hat{V}_q und \hat{H}_q die beiden Seitenkräfte des im Querschnitt $q-q$ hervorgerufenen Zugendrucks.

Erster Belastungsfall: Die gleichmäßig verteilte Belastung befindet sich rechts von der Belastungsscheide in der Strecke von E bis B. Alsdann ist:

$$\hat{V}_p = \frac{\hat{p} \cdot l}{8} \quad (\text{für } \hat{p} \text{ von B bis C}),$$

$$\hat{V}_{px} = \frac{\hat{p} \cdot x_q (l + x_q)}{2l} \quad (\text{für A bei } \hat{p} \text{ von C bis } q),$$

$$\hat{V}'_{px} = \frac{\hat{p} \cdot x_q (l - x_q)}{2l} \quad (\text{für B bei } \hat{p} \text{ von C bis } q),$$

¹⁾ Die Belastungsscheide E für den Querschnitt $q-q$ ist graphisch ermittelt und zwar als Schnittpunkt der verlängerten Geraden BC mit der Verbindungsgeraden von A über die Querschnittsmitte $q-q$. Die günstigste Laststellung für den Querschnitt $q-q$ ist diejenige, bei welcher eine Einzellast bei der Belastungsscheide im Punkt E angreift. Hierfür geht die Querschnittsresultierende durch die Querschnittsmitte, so daß also kein Drehmoment für den Querschnitt auftritt. Die größten Momente und Beanspruchungen treten ein, wenn entweder nur Lasten links oder nur Lasten rechts von der Belastungsscheide vorhanden sind.

$$\hat{V}_{G1} = \frac{1}{l} \cdot \sum_0^{1/2} \hat{G}_1 \cdot (l - d_1),$$

$$\hat{V}'_{G1} = \frac{1}{l} \cdot \sum_0^{1/2} \hat{G}_1 \cdot d_1,$$

$$\hat{V}_{Gr} = \frac{1}{l} \cdot \sum_{1/2}^e \hat{G}_r \cdot d_r,$$

$$\hat{H}_p = \frac{\hat{p} \cdot l^2}{16 \cdot f},$$

$$\hat{H}_{px} = \frac{\hat{p} \cdot x_q \cdot (l - x_q)}{4f},$$

$$\hat{H}_{G1} = \frac{1}{2f} \cdot \sum_0^{1/2} \hat{G}_1 \cdot d_1,$$

$$\hat{H}_{Gr} = \frac{1}{2f} \cdot \sum_{1/2}^e \hat{G}_r \cdot d_r,$$

$$\hat{H}_G = \hat{H}_{G1} + \hat{H}_{Gr},$$

$$\hat{V}_q = \hat{V}_A - \sum_0^{1/2-a} \hat{G}_1 = \hat{V}_p + \hat{V}_{px} + \hat{V}_{Gr} - \hat{V}'_{G1} + \sum_{1/2-a}^{1/2} \hat{G}_1,$$

$$\hat{H}_q = \hat{H}_A = \Sigma \hat{H}.$$

Die Bestimmung der Ordinate des Angriffspunktes der Querschnittsresultierenden in Bezug auf eine wagrechte Achse durch das Scheitелgelenk ergibt sich aus der Gleichung:

$$\hat{H}_q \cdot \eta_{q\alpha} = \hat{V}_q \cdot a - \sum_{1/2-a}^{1/2} \hat{G}_1 \cdot b - \frac{\hat{p} \cdot x_q^2}{2},$$

$$\eta_{q\alpha} = \frac{\hat{V}_q \cdot a - \sum_{1/2-a}^{1/2} \hat{G}_1 \cdot b - \frac{\hat{p} \cdot x_q^2}{2}}{\hat{H}_q}.$$

Werden in dieser Gleichung die oben aufgeführten Werte eingesetzt, dann ergibt sich nach einigen Umformungen:

$$\eta_{q\alpha} = \frac{\sum_{1/2-a}^{1/2} \hat{G}_1 \cdot (a - b) + a(\hat{V}_p + \hat{V}_{Gr} - \hat{V}'_{G1} - \hat{V}'_{px}) + \hat{p} \cdot x_q \left(a - \frac{x}{2} \right)}{\hat{H}_p + \hat{H}_{px} + \hat{H}_{G1} + \hat{H}_{Gr}}.$$

Zweiter Belastungsfall: Die gleichmäßig verteilte Belastung befindet sich links der Belastungsscheide in der Strecke von A bis E. Hierfür ist:

$$\hat{V}_{p(1/2-x)} = \frac{\hat{p} \cdot (1/2 - x_q) \left(\frac{3}{4} \cdot l + \frac{x_q}{2} \right)}{l} \quad (\text{für A})$$

$$\hat{V}'_{p(1/2-x)} = \frac{\hat{p} \cdot (1/2 - x_q)^2}{2l} \quad (\text{für B})$$

$$\hat{H}_{p(1/2-x)} = \frac{\hat{p}}{4f} \cdot (1/2 - x_q)^2$$

$$\hat{V}_q = \hat{V}_A - \sum_0^{1/2-a} \hat{G} - \hat{p}(1/2 - a)$$

$$= \hat{V}_{p(1/2-x)} + \hat{V}_{Gr} - \hat{V}'_{G1} - \hat{p}(1/2 - a) + \sum_{1/2-a}^{1/2} \hat{G}_1$$

$$\hat{H}_q = \hat{H}_A = \Sigma \hat{H}$$

$$\hat{H}_q \cdot \eta_{q\beta} = \hat{V}_q \cdot a - \sum_{1/2-a}^{1/2} \hat{G}_1 \cdot b - p(a - x_q) \cdot \left(x_q + \frac{a - x_q}{2} \right).$$

Hieraus ergibt sich nach Einsetzung der Einzelwerte und Umformung:

$$\eta_{q\beta} = \frac{\sum_{1/2-a}^{1/2} \hat{G}_{G1} \cdot (a-b) - a (\hat{V}'_p (1/2-x) + \hat{V}'_{G1} - \hat{V}_{Gr}) + \frac{\hat{p}}{2} (a-x_q)^2}{\hat{H}_p (1/2-x) + \hat{H}_{Gr} + \hat{H}_{G1}}$$

Mit den Formeln für $\eta_{q\alpha}$ und $\eta_{q\beta}$ lassen sich die Grenzlagen der Angriffspunkte für die Querschnittsresultierenden der linken Gewölbehälfte berechnen. Für Querschnitte der rechten Gewölbehälfte lassen sich die Formeln in ganz gleichartiger Weise aufstellen.

Aus den Grenzwerten für $\eta_{q\alpha}$ und $\eta_{q\beta}$ ergibt sich die zugehörige Ordinate der Gewölbemittellinie zu:

$$\eta_q = \frac{\eta_{q\alpha} + \eta_{q\beta}}{2}$$

b) Bestimmung der Gewölbestärken und der Fugenpressungen.

Scheitelquerschnitt: Die größte Druckbeanspruchung tritt ein, wenn der Horizontalschub seinen größten Wert erreicht und dies ist der Fall bei Vollbelastung des Gewölbebogens.

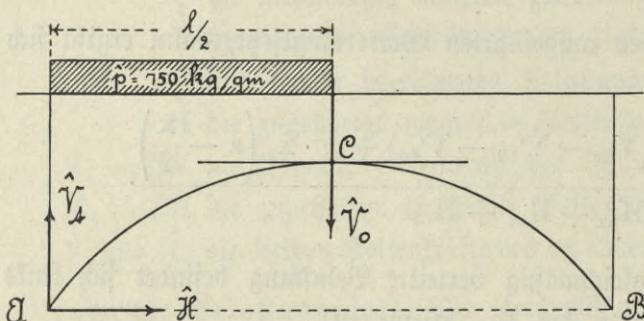
Hierfür ist:

$$\hat{H}_{\max} = \hat{H}_G + 2\hat{H}_p$$

Bezeichnet s_0 die Scheitelstärke, dann ist die eintretende, gleichmäßig verteilte Pressung:

$$\hat{p} = \frac{\hat{H}_{\max}}{s_0}$$

Die größte Schubbeanspruchung im Scheitel tritt für einseitige Vollbelastung ein. Bei ungleichem Gewicht der Gewölbehälften ist diejenige mit dem größeren Gewicht zu belasten.



Bei linksseitiger Vollbelastung ist:

$$\begin{aligned} \hat{V}_o &= \hat{V}_A - \sum_0^{1/2} \hat{G}_1 - \hat{p} \cdot 1/2 \\ &= \hat{V}_p + \hat{V}_{Gr} + \hat{V}_{G1} - \sum_0^{1/2} \hat{G}_1 - \hat{p} \cdot 1/2 \\ &= \hat{V}_{Gr} - \hat{V}'_{G1} - \frac{\hat{p} \cdot 1}{8} \end{aligned}$$

Bei rechtsseitiger Vollbelastung ist:

$$\begin{aligned} \hat{V}_o &= \hat{V}_A - \sum_0^{1/2} \hat{G}_1 \\ &= \hat{V}_p + \hat{V}_{Gr} + \hat{V}_{G1} - \sum_0^{1/2} \hat{G}_1 \\ &= \hat{V}_{Gr} - \hat{V}'_{G1} + \frac{\hat{p} \cdot 1}{8} \end{aligned}$$

Der Schub der Vertikalkraft \hat{V}_o muß durch den Reibungswiderstand im Querschnitt, welcher mindestens 40% des Horizontalschubs beträgt, aufgenommen werden.

Es muß also sein:

$$0,4\hat{H} \geq \hat{V}_o$$

Kämpferquerschnitt: Die Querschnittsresultierende erreicht ihren Größtwert bei Vollbelastung der beiden Bogenhälften.

Es ist hierfür:

$$\hat{V}_A = \hat{V}_{Gr} + \hat{V}_{G1} + \hat{p} \cdot l/2,$$

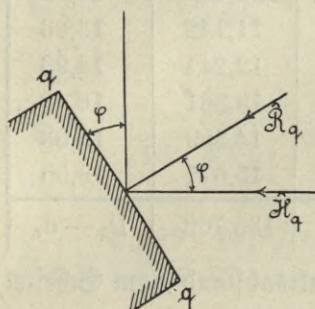
$$\hat{H}_A = \hat{H}_{max} = \hat{H}_G + 2\hat{H}_p,$$

$$\hat{R}_A = \sqrt{\hat{V}_A^2 + \hat{H}_A^2}.$$

Da der Druck sich hier gleichmäßig über den ganzen Querschnitt verteilt, so ist:

$$\hat{\sigma}_A = \frac{\hat{R}_A}{s_A}.$$

Sonstige Fugenquerschnitte: Für Querschnitte der linken Bogenhälfte erreicht die Resultierende ihren Größtwert bei Belastung des Bogens rechts der Belastungsscheide.



Hierfür wird:

$$\hat{R}_q = \sqrt{\hat{V}_q^2 + \hat{H}_q^2}$$

$$\hat{V}_q = \hat{V}_A - \sum_0^{l/2-a} G_1$$

$$= \hat{V}_p + \hat{V}_{px} + \hat{V}_{Gr} - \hat{V}'_{G1} + \sum_{l/2-a}^{1/2} G_1$$

$$\hat{H}_q = \hat{H}_G + \hat{H}_p + \hat{H}_{px}.$$

Die vertikale Exzentrizität des Angriffspunktes der Querschnittsresultierenden ist:

$$e_{qv} = \frac{\eta_{q\alpha} - \eta_{q\beta}}{2}.$$

Die Exzentrizität in der Fugenrichtung wird:

$$e_{qt} = e_{qv} = \cos \varphi;$$

annähernd ist: $\cos \varphi = \frac{\hat{H}_q}{\hat{R}_q}$, sohin:

$$e_{qt} = e_{qv} \cdot \frac{H_q}{R_q}.$$

Die größte Randspannung ergibt sich zu:

$$\hat{\sigma}_{max} = \frac{\hat{R}_q}{s_q} \cdot \left(1 + \frac{b \cdot e_{qt}}{s_q} \right).$$

Nach dem dargestellten allgemeinen Gang der Berechnung ist die Untersuchung für die vorliegenden Bögen durchgeführt.

Mittelöffnungen.

a) Bestimmung der Bogenform.

Stützweite zwischen den Kämpfergelenken: $l = 39,95$ m.

Lotrechter Abstand zwischen Kämpfer- und Scheiteltgelenk: $f = 5,47$ m.

Die Berechnung des Eigengewichts, reduziert auf 1,00 m Gewölbetiefe, ergibt die in der nachfolgenden Tabelle¹⁾ zusammengestellten Werte:

¹⁾ Vergl. Planbeilage: „Graphische Ermittlungen zur statischen Untersuchung.“ Die Gewichtsbeziehung beginnt vom Scheitel aus gegen die beiden Kämpfer.

Linke Gewölbehälfte				Rechte Gewölbehälfte			
Lamellen- bezeichnung	Lamellen- breite m	Lamellen- gewicht t	Schwerpunkts- abstand vom Scheitel m	Lamellen- bezeichnung	Lamellen- breite m	Lamellen- gewicht t	Schwerpunkts- abstand vom Scheitel m
\hat{G}_1	2,00	8,852	1,00	\hat{G}_1	2,00	8,728	1,00
\hat{G}_2	2,00	9,384	3,00	\hat{G}_2	2,00	9,164	3,00
\hat{G}_3	2,00	10,313	5,00	\hat{G}_3	2,00	9,971	5,00
\hat{G}_4	1,95	11,329	6,98	\hat{G}_4	1,95	11,298	6,98
\hat{G}_5	1,55	9,684	8,73	\hat{G}_5	1,55	9,382	8,73
\hat{G}_6	1,55	10,296	10,28	\hat{G}_6	1,55	9,864	10,28
\hat{G}_7	1,55	10,874	11,83	\hat{G}_7	1,55	10,555	11,83
\hat{G}_8	1,55	11,462	13,38	\hat{G}_8	1,55	11,142	13,83
\hat{G}_9	1,55	12,587	14,93	\hat{G}_9	1,55	12,241	14,93
\hat{G}_{10}	1,55	13,739	16,48	\hat{G}_{10}	1,55	13,381	16,48
\hat{G}_{11}	1,55	14,740	18,03	\hat{G}_{11}	1,55	14,359	18,03
\hat{G}_{12}	1,50	16,234	19,55	\hat{G}_{12}	1,50	15,677	19,55
$\Sigma \hat{G}_l$	20,30	139,494	$1/2 - d_l$	$\Sigma \hat{G}_r$	20,30	135,762	$1/2 - d_r$

Die einzelnen Gewichte, multipliziert mit ihrem Schwerpunktsabstand vom Scheitel, ergeben als Summe der statischen Momente in Bezug auf den Scheitel als Drehpunkt:

$$\text{für die linke Gewölbehälfte: } \Sigma \hat{M}_l = \sum_{\frac{1}{2}}^0 (\hat{G}_l \cdot b) = 1637,398 \text{ mt.}$$

$$\text{" " rechte " : } \Sigma \hat{M}_r = \sum_{\frac{1}{2}}^1 (\hat{G}_r \cdot b) = 1594,137 \text{ mt.}$$

Hieraus ergibt sich als Abstand der Schwerlinien der Gewölbehälften von den Kämpfergelenken:

$$d_l = \frac{39,95}{2} - \frac{\Sigma \hat{M}_l}{\sum_{\frac{1}{2}}^0 \hat{G}_l} = 19,975 - \frac{1637,398}{139,494} = 8,238 \text{ m}$$

$$d_r = \frac{39,95}{2} - \frac{\Sigma \hat{M}_r}{\sum_{\frac{1}{2}}^1 \hat{G}_r} = 19,975 - \frac{1594,137}{135,762} = 8,236 \text{ m.}$$

Zur rechnerischen Festlegung der Gewölbemittellinie sind die Angriffspunkte der Querschnittsergebnisse für Querschnitte von 2 zu 2 m bestimmt; die Zwischenpunkte sind genügend genau eingeschaltet.

Die Abszissen der Belastungsscheiden wurden graphisch ermittelt und sind für die linke Bogenhälfte in der folgenden Tabelle zusammengestellt:

Querschnitt	Entfernung desselben vom Scheitel: a	Abszisse der Belastungsscheide bezogen auf den Scheitel: x
1	2,00 m	0,90 m
2	4,00 "	1,90 "
3	6,00 "	2,95 "
4	8,00 "	3,90 "
5	10,00 "	4,78 "
6	12,00 "	5,64 "
7	14,00 "	6,40 "
8	16,00 "	7,10 "
9	18,00 "	8,00 "

Für den Querschnitt 1 der linken Gewölbehälfte führt die Berechnung zu folgenden Ergebnissen:

Erster Belastungsfall:

$$\hat{V}_p = \frac{0,75 \cdot 39,95}{8} = 3,745 \text{ ts.}$$

$$\hat{V}'_{px1} = \frac{139,494 \cdot 8,238}{39,95} = 28,764 \text{ ts.}$$

$$\hat{V}_{Gr} = \frac{135,762 \cdot 8,236}{39,95} = 27,988 \text{ ts.}$$

$$\hat{H}_p = \frac{0,75 \cdot 39,95^2}{16 \cdot 5,47} = 13,673 \text{ ts.}$$

$$\hat{H}_{px1} = \frac{0,329 \cdot 19,975}{5,47} = 1,204 \text{ ts.}$$

$$\hat{H}_G = \frac{(27,988 + 28,764) \cdot 19,975}{5,47} = 207,138.$$

$$\eta_{1\alpha} = \frac{8,852(2-1) + 2,0(3,745 - 0,329 - 28,764 + 27,988) + 0,75 \cdot 0,90 \left(2,0 - \frac{0,90}{2}\right)}{13,673 + 1,204 + 207,138}$$

$$= \frac{15,1178}{222,015} = \mathbf{0,068.}$$

Zweiter Belastungsfall:

$$\hat{V}'_{(1/2-x1)} = \frac{0,75 \cdot (19,975 - 0,90)^2}{2 \cdot 39,95} = 3,413 \text{ ts.}$$

$$\hat{H}_p_{(1/2-x1)} = \frac{0,75(19,975 - 0,90)^2}{4 \cdot 5,47} = 12,447 \text{ ts.}$$

$$\eta_{1\beta} = \frac{8,852 - 2,0 \cdot (3,413 + 28,764 - 27,988) + \frac{0,75}{2} \cdot (2,0 - 0,90)^2}{12,447 + 207,138}$$

$$= \frac{9,305}{219,585} = \mathbf{0,004 \text{ m.}}$$

$$\eta_1 = \frac{\eta_{1\alpha} + \eta_{1\beta}}{2} = \frac{0,068 + 0,004}{2} = \mathbf{0,036 \text{ m.}}$$

In der gleichen Weise, wie für Querschnitt 1 berechnen sich die Ordinaten der Gewölbemittellinie für die übrigen Querschnitte der linksseitigen Gewölbehälfte.

Die sich ergebenden Werte sind in der nachfolgenden Tabelle zusammengestellt:

Querschnitt Nr.	Abszisse des Querschnitts: (a)	Abszisse der Belastungs- scheide: (x)	Ordnaten des Angriffspunkts der Quer- schnittsresultierenden für Belastung		Ordinate der Gewölbe- mittellinie: m
			rechts der Belastungs- scheide: m	links der Belastungs- scheide: m	
1	2,00 m	0,90 m	$\eta_1 \alpha = 0,068$	$\eta_1 \beta = 0,004$	$\eta_1 = 0,036$
2	4,00 "	1,90 "	$\eta_2 \alpha = 0,221$	$\eta_2 \beta = 0,102$	$\eta_2 = 0,161$
3	6,00 "	2,95 "	$\eta_3 \alpha = 0,465$	$\eta_3 \beta = 0,300$	$\eta_3 = 0,383$
4	8,00 "	3,90 "	$\eta_4 \alpha = 0,809$	$\eta_4 \beta = 0,612$	$\eta_4 = 0,710$
5	10,00 "	4,78 "	$\eta_5 \alpha = 1,261$	$\eta_5 \beta = 1,047$	$\eta_5 = 1,154$
6	12,00 "	5,64 "	$\eta_6 \alpha = 1,831$	$\eta_6 \beta = 1,617$	$\eta_6 = 1,724$
7	14,00 "	6,40 "	$\eta_7 \alpha = 2,526$	$\eta_7 \beta = 2,331$	$\eta_7 = 2,429$
8	16,00 "	7,10 "	$\eta_8 \alpha = 3,357$	$\eta_8 \beta = 3,203$	$\eta_8 = 3,280$
9	18,00 "	8,00 "	$\eta_9 \alpha = 4,341$	$\eta_9 \beta = 4,251$	$\eta_9 = 4,296$

In ganz gleichartiger Weise ergibt sich die Berechnung für die rechte Bogenhälfte und für die äußeren Öffnungen der Brücke.

b) Bestimmung der Gewölbestärken und Fugenpressungen.

Scheitelquerschnitt: Größte Druckbeanspruchung:

$$\hat{\sigma}_{\max} = \frac{\hat{H}_{\max}}{s_0} = \frac{207,138 + 2 \cdot 13,673}{1,10} = 21,3 \text{ kg/cm}^2.$$

Bei den Bleieinlagen im Scheitel verteilt sich der Druck zunächst nur auf die Breite dieser Platten von 30 cm. Die Pressung der Platten ist daher

$$\hat{\sigma}_{pl} = \frac{234,484}{0,30} = 78,2 \text{ kg/cm}^2.$$

Bei der zulässigen Beanspruchung der Bleiplatten mit 120 kg/cm^2 ist die Breite derselben sehr reichlich bemessen. Mit Rücksicht auf eine nicht zu große Pressung der Granitquader unmittelbar bei den Platten erschien jedoch die reichliche Bemessung angezeigt.

Die größte Schubbeanspruchung im Scheitel tritt bei linksseitiger Vollbelastung ein. Hierfür ist:

$$\hat{V}_0 = 27,988 - 28,764 - 3,745 = -4,52 \text{ ts.}$$

Der Horizontalschub beträgt hierbei:

$$\hat{H}_0 = \hat{H}_g + \hat{H}_p = 207,138 + 13,673 = 220,811 \text{ ts.}$$

Für die Reibungsziffer zwischen Blei und Stein mit 0,4 wird die Reibung: $\hat{R} = 0,4 \cdot 220,811 = 88 \text{ ts}$, so daß die Vertikalkraft $\hat{V}_0 = -4,52 \text{ ts}$ sehr reichlich aufgenommen wird.

Kämpferquerschnitt:

Bei Vollbelastung der beiden Bogenhälften ist:

$$\hat{V}_A = 27,988 - 28,764 + 139,494 + 3,745 = 153,699 \text{ ts,}$$

$$\hat{H}_A = 207,138 + 2 \cdot 13,673 = 234,484 \text{ ts,}$$

$$\hat{R}_A = \sqrt{153,699^2 + 234,484^2} = 280,3 \text{ ts.}$$

Die gleichmäßige Verteilung dieses Drucks auf den gesamten Kämpferquerschnitt mit 1,20 m Stärke ergibt:

$$\hat{\sigma}_A = \frac{280,3}{120} = 23,4 \text{ ts.}$$

Die Beanspruchung der 0,35 m breiten Bleiplatten wird:

$$\hat{\sigma}_{pl} = \frac{280,3}{0,35} = 80,1 \text{ kg/cm}^2.$$

Sonstige Fugenquerschnitte:

Für Querschnitt 1 der linken Bogenhälfte ist:

$$\hat{R}_1 = \sqrt{\hat{V}_1^2 + \hat{H}_1^2}$$

$$\hat{V}_1 = 3,745 + 0,345 + 27,988 - 28,764 + 8,852 = 12,166 \text{ ts.}$$

$$\hat{H}_1 = \hat{H}_G + H_p + H_{pl} = 207,138 + 13,673 + 1,204 = 222,015 \text{ ts.}$$

$$\hat{R}_1 = \sqrt{12,166^2 + 222,015^2} = 222,35 \text{ ts.}$$

Vertikale Exzentrizität des Angriffspunktes von $R_1 = e_{1v} = \frac{0,068 - 0,004}{2} = 0,032 \text{ m.}$

Exzentrizität in der Fugenrichtung:

$$e_{1r} = e_{1v} \cdot \frac{222,015}{222,35} = 0,032 \text{ m.}$$

$$s_1 = 1,105 \text{ m.}$$

$$\hat{\sigma}_{1\max} = \frac{222,35}{1,105} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot 0,032}{1,105} \right) = 23,54 \text{ kg/cm}^2.$$

In gleicher Weise wie für Querschnitt 1 sind die Randspannungen für die übrigen Fugenquerschnitte berechnet:

Querschnitt	Größte Querschnitts- resultierende	Exzentrizität in der Fugenrichtung	Gewölbestärke	Größte Randspannung
1	$\hat{R}_1 = 222,35 \text{ ts}$	0,032 m	1,105 m	$\hat{\sigma}_{1\max} = 23,54 \text{ kg/cm}^2$
2	$\hat{R}_2 = 224,36 \text{ „}$	0,059 „	1,110 „	$\hat{\sigma}_{2\max} = 26,70 \text{ „}$
3	$\hat{R}_3 = 226,93 \text{ „}$	0,082 „	1,140 „	$\hat{\sigma}_{3\max} = 28,47 \text{ „}$
4	$\hat{R}_4 = 231,92 \text{ „}$	0,099 „	1,190 „	$\hat{\sigma}_{4\max} = 29,25 \text{ „}$
5	$\hat{R}_5 = 233,04 \text{ „}$	0,104 „	1,240 „	$\hat{\sigma}_{5\max} = 28,30 \text{ „}$
6	$\hat{R}_6 = 236,61 \text{ „}$	0,102 „	1,270 „	$\hat{\sigma}_{6\max} = 27,84 \text{ „}$
7	$\hat{R}_7 = 240,65 \text{ „}$	0,092 „	1,240 „	$\hat{\sigma}_{7\max} = 28,45 \text{ „}$
8	$\hat{R}_8 = 245,33 \text{ „}$	0,070 „	1,220 „	$\hat{\sigma}_{8\max} = 27,68 \text{ „}$
9	$\hat{R}_9 = 250,95 \text{ „}$	0,040 „	1,210 „	$\hat{\sigma}_{9\max} = 25,75 \text{ „}$

Aus der Tabelle ist ersichtlich, daß die auftretenden Pressungen sämtlich unter der zugelassenen Beanspruchung von 30 kg/cm² bleiben. Die Rechnungsergebnisse für die rechte Gewölbehälfte der betrachteten Mittelöffnung, sowie für die beiden Gewölbehälften der äußeren Bogenöffnungen sind von den vorstehenden nicht wesentlich verschieden. Im allgemeinen sind die Pressungen etwas geringer.

2. Die Pfeiler.

Hinsichtlich der statischen Begründung der Pfeiler genügt es, die Standfestigkeit der äußeren Pfeiler nachzuweisen, da hier infolge des Zusammentreffens zweier ungleicher Gewölbebögen die ungünstigsten Verhältnisse in Bezug auf die Richtung der Pfeilerresultierenden und damit auf die Beanspruchung der Fundamentfläche bestehen. Es seien daher die Rechnungsergebnisse für den ersten rechtsseitigen Pfeiler hier angeführt.

Die ungünstigste Beanspruchung dieses Pfeilers tritt nach vergleichenden Untersuchungen dann ein, wenn der kleinere Bogen vollbelastet und der größere unbelastet ist. Dies ist dadurch begründet, daß der kleinere Gewölbebogen flacher als der größere ist und hierdurch einen größeren Horizontalschub ergibt. Für den ungünstigen Belastungsfall ist:

$$\begin{aligned} \hat{R}_B &= \text{Kämpferresultierende des unbelasteten größeren Bogens} = \sqrt{\hat{V}_B^2 + \hat{H}_{\min}^2} \\ &= \sqrt{136,538^2 + 207,138^2} = 248 \text{ ts.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \hat{R}_A &= \text{Kämpferresultierende des vollbelasteten kleineren Bogens} = \sqrt{\hat{V}_A^2 + \hat{H}_{\max}^2} \\ &= \sqrt{142,207^2 + 238,695^2} = 278 \text{ ts.} \end{aligned}$$

Die Vereinigung dieser beiden Kräfte zu einer Resultierenden ergibt als Kämpferresultierende für die Lamellenbreite von 1,0 m: $\hat{R}_G = 280,526 \text{ ts.}$

Bei der Gewölbetiefe von 6,8 m ergibt sich als Kämpferresultierende für die vollständigen Gewölbe: $\Sigma \hat{R}_G = 280,526 \cdot 6,80 = 1907,58 \text{ ts.}$

Das Eigengewicht des Pfeilers berechnet sich zu: $\Sigma \hat{G}_{Pf} = 1947,3 \text{ ts.}$

Die graphische Zusammenfügung von $\Sigma \hat{R}_G$ und $\Sigma \hat{G}_{Pf}$ ergibt als Gesamtkraft für den Pfeiler $\hat{R}_{Pf} = 3849,4 \text{ ts.}$

Die Exzentrizität der Gesamtkraft beträgt an der Pfeilergrundfläche: $e = 0,7 \text{ m.}$

Der Winkel, welchen die Kraftrichtung mit der Normalen zur Grundfläche im Kraftangriffspunkt bildet, beträgt $3^\circ 12'$ und die Horizontalkomponente \hat{H}_{Pf} ergibt sich zu 214,6 ts. Bei diesem außerordentlich geringen Wert im Verhältnis zur Vertikalkraft mit 3843 ts ist die Sicherheit gegen Gleiten längs der Pfeilergrundfläche eine sehr reichliche.

Die Vertikalkraft des Pfeilers verteilt sich auf die Grundfläche des Senkfastens. Bei der Grundfläche desselben von 94,283 qm und einer Breite von 6,5 m ergibt sich als mittlere Länge: $\frac{94,283}{6,5} = 14,5 \text{ m.}$

Auf einen Fundamentstreifen von 1,0 m Länge trifft sonach die Vertikalkraft:

$$\hat{V}_{Pf(1m)} = \frac{3843}{14,5} = 265 \text{ ts.}$$

Die Rantenpressungen in der Pfeilergrundfläche ergeben sich daher zu:

$$\hat{\sigma}_{\max} = \frac{265}{6,5} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,7}{6,5} \right) = + 6,7 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\hat{\sigma}_{\min} = \frac{265}{6,5} \left(1 - \frac{6 \cdot 0,7}{6,5} \right) = + 1,44 \text{ kg/cm}^2.$$

Diese Bodenpressungen konnten für den außerordentlich harten, felsartigen Flinzuntergrund ohne Bedenken zugelassen werden.

Die zu den Pfeilern gehörigen eisernen Senkkästen wurden für die ungünstigsten Belastungsfälle unter Zulassung einer Beanspruchung von 1000 kg/cm^2 für die verwendeten Eisenteile berechnet. Für die fertige Brücke ist die Beanspruchung dieser Eisenteile ohne Bedeutung, da die Senkkästen nach erfolgter Ausbetonierung nur mehr einen Betonkörper mit Eiseneinlagen darstellen.

3. Die Widerlager.

Für die Untersuchung eines Widerlagers genügt die Betrachtung des Belastungsfalles, bei welchem der anstoßende äußere Bogen vollbelastet ist. Hierbei erreichen der Horizontalschub und die Kämpferresultierende ihre größten Werte. Letztere wird für die gesamte Gewölbetiefe von $6,80 \text{ m}$: $\Sigma R_B = 6,80 \cdot 277,9 = 1889,4 \text{ ts}$.

Das Gesamtgewicht des Widerlagers beträgt: $\Sigma G_w = 2840 \text{ ts}$.

Die Resultierende aus diesen beiden Kräften ist: $\Sigma R_w = 4148 \text{ ts}$.

Die Zerlegung der Resultierenden ergibt als Normalkraft zur Fundamentfläche: $\Sigma V_w = 3920 \text{ ts}$ und als Schubkraft: $\Sigma S_w = 1290 \text{ ts}$.

Da die Resultierende genau im Mittel der Fundamentgrundfläche angreift, so beträgt die Bodenpressung bei der Widerlagerbreite von $9,8 \text{ m}$:

$$\hat{\sigma}_w = \frac{3920}{10,5 \cdot 9,8} = 37,4 \text{ t/qm} = 3,74 \text{ kg/cm}^2.$$

Diese Bodenpressung kommt tatsächlich nicht zustande, da der Gesamtdruck durch die eingerammte Pfahlbürste auf den Untergrund übertragen wird. Bei der Anordnung von 156 Pfählen in der Widerlagergrundfläche ist die Belastung eines Pfahles $= \frac{3920}{156} = 25,1 \text{ ts}$ und zwar unter der Voraussetzung, daß die Gesamtlast der Widerlager durch die Pfähle allein aufgenommen würde. Die Pfähle haben durchschnittlich einen Durchmesser von 30 cm ; ihre Beanspruchung ist daher:

$$\hat{\sigma}_{PI} = \frac{25100 \cdot 4}{30^2 \cdot \pi} = 36 \text{ kg/cm}^2.$$

Bei der zulässigen Pfahlbeanspruchung mit mindestens 45 kg/cm^2 ist die Sicherheit eine vollkommen genügende.

Die Schubkraft in der Fundamentsohle beträgt 1290 ts ; sie wird durch die Flächenreibung, welche zu 75% der Normalkraft d. i. zu $3920 \cdot 0,75 = 2940 \text{ ts}$ angenommen werden darf, reichlich aufgenommen.

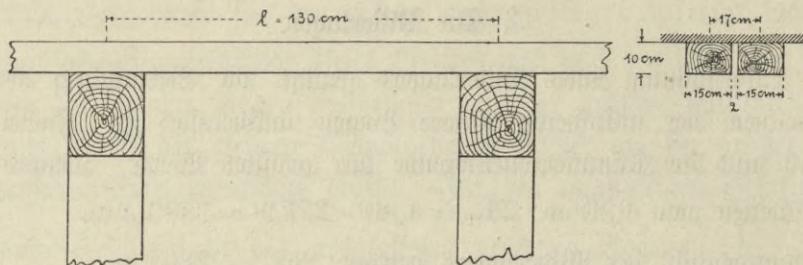
Bei unbelastetem oder teilweise belastetem Gewölbe tritt eine unwesentliche Verschiebung der Resultierenden aus der Mitte der Fundamentfläche ein, jedoch wird gleichzeitig die Größe der Resultierenden geringer. Die auftretenden Bodenpressungen erfahren daher keine wesentlichen Änderungen.

4. Lehrgerüste.

Die Berechnung der Lehrgerüste ist, wie bei Holzkonstruktionen üblich, nur näherungsweise durchgeführt. Die Grundlagen für die Berechnung sind hierbei so gewählt, daß die tatsächliche Ausführung gegenüber den Ergebnissen der Rechnung noch eine große Sicherheit bietet.

Der größte Druck auf das Lehrgerüst findet im Scheitel des Gewölbes statt. Die ungünstigsten Beanspruchungen treten daher in denjenigen Hölzern auf, welche durch die Belastung im Scheitel beeinflusst sind. Es genügt, wenn für diese Hölzer die Rechnung durchgeführt wird.

a) Kleiner Gewölbebogen.



Schalhölzer:

Höhe der Hölzer	$h = 10 \text{ cm}$
Breite " "	$b = 15 \text{ "}$
Achsabstand der Hölzer	$e = 17 \text{ "}$
Einheitsgewicht des Mauerwerks	$= 2,5 \text{ kg/dm}^3$
" " Holzes	$= 0,7 \text{ "}$
Entfernung der Binder	$l = 130 \text{ cm}$
Scheitelstärke des Gewölbes	$s_0 = 110 \text{ "}$

Ein Schalholz hat aufzunehmen:

$$\alpha) \text{ Eigengewicht} = 1,0^{\text{dm}} \cdot 1,5^{\text{dm}} \cdot 0,1^{\text{dm}} \cdot 0,7 = 0,105 \text{ kg/cm}$$

$$\beta) \text{ Belastung} = 1,7^{\text{dm}} \cdot 11,0^{\text{dm}} \cdot 0,1^{\text{dm}} \cdot 2,5 = 4,675 \text{ "}$$

Die Gesamtlast, welche von den Schalhölzern aufzunehmen ist, beträgt hiernach pro Längeneinheit: $\hat{p} = 0,105 + 4,675 = 4,78 \text{ kg/cm}$.

Werden die Schalhölzer als Balkenträger über zwei Stützen betrachtet, dann ist das größte Biegemoment in der Balkenmitte:

$$\hat{M}_{\max} = \frac{p \cdot l^2}{8} = \frac{4,78 \cdot 130^2}{8} = 10097 \text{ cmkg.}$$

$$\text{Das Widerstandsmoment ist: } \mathfrak{W} = \frac{1}{6} b \cdot h^2 = \frac{1}{6} \cdot 15 \cdot 10^2 = 250 \text{ cm}^3.$$

$$\text{Die größte Biegebeanspruchung wird: } \hat{\sigma}_{\max} = \frac{\hat{M}_{\max}}{\mathfrak{W}} = \frac{10097}{250} = 40,4 \text{ kg/cm}^2.$$

Bei der zulässigen Biegebeanspruchung für die verwendeten Fichtenhölzer bis zu 60 kg/cm^2 ist die Bemessung der Schalhölzer reichlich.

Kranzhölzer:

Stützweite $l = 180 \text{ cm}$,

Stärke $25/25 \text{ cm}$.

Die Kranzhölzer haben aufzunehmen:

$$\alpha) \text{ Eigengewicht} \dots 2,5 \cdot 2,5 \cdot 0,1 \cdot 0,7 = 0,44 \text{ kg/cm}$$

$$\beta) \text{ Gewicht der Schalung} \dots 1,3 \cdot 1,0 \cdot 0,1 \cdot 0,7 = 0,91 \text{ "}$$

$$\gamma) \text{ Gewölbegewicht} \dots 13 \cdot 11 \cdot 0,1 \cdot 2,5 = 35,75 \text{ "}$$

$$\text{zuf. pro Längeneinheit } \hat{p} = 37,10 \text{ kg/cm.}$$

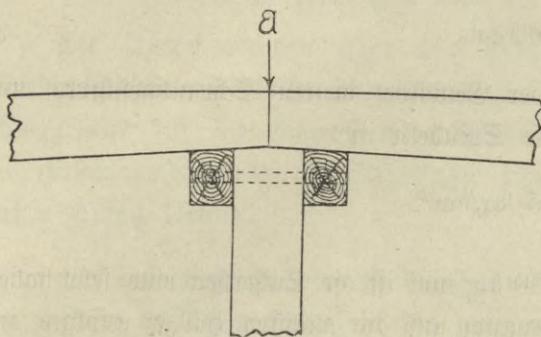
$$M_{\max} = \frac{1}{8} \cdot p \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot 37,1 \cdot 180^2 = 150\,255 \text{ cmkg.}$$

$$W = \frac{1}{6} \cdot b h^2 = \frac{1}{6} \cdot 25 \cdot 25^2 = 2604 \text{ cm}^3.$$

$$\hat{\sigma}_{\max} = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{150\,255}{2604} = 57,7 \text{ kg/cm}^2.$$

Vertikalständer:

Von den Kranzhölzern wird die Belastung auf die Ständer und Streben übertragen, es ergibt sich:



$$\begin{aligned} \text{Auflagerdruck } \hat{A} &= 2 \cdot \frac{p \cdot l}{2} \\ &= 2 \cdot \frac{37,1 \cdot 180}{2} = 6678 \text{ kg.} \end{aligned}$$

Säulenquerschnitt = 25/25 cm, daher Druckbeanspruchung:

$$\hat{\sigma}_d = \frac{6678}{25 \cdot 25} = 10,7 \text{ kg/cm}^2.$$

Für die Ständer ist noch die Untersuchung auf Knickung geboten. Die Ständer werden hierzu als Säulen angenommen, welche an beiden Enden frei und in der Richtung des Druckes geführt sind. Nach Euler beträgt dann die Grenzbelastung:

$$\hat{P}_k = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{l^2}, \text{ wobei}$$

$$J = \text{Trägheitsmoment} = \frac{b h^3}{12} = \frac{25 \cdot 25^3}{12} = 32\,552 \text{ cm}^4.$$

$$E = \text{Elastizitätsmodul} = 90\,000 \text{ kg/cm}^2.$$

l = freie Knicklänge = 400 cm ist, so daß sich ergibt:

$$\hat{P}_k = \frac{3,14^2 \cdot 90\,000 \cdot 32\,552}{400 \cdot 400} = 180\,541 \text{ kg.}$$

Nachdem die tatsächlich auftretende Knicklast nur 6678 kg beträgt, so ist eine etwa 25fache Sicherheit vorhanden. Ferner ist die Sicherheit noch insofern eine größere, als die freie Knicklänge von 400 cm wegen der ausgeführten Horizontalverspannungen tatsächlich nicht zustande kommt.

Streben:

Die Belastung der Streben ist im ungünstigsten Fall ebenso groß, wie diejenige der Säulen. Wegen der Schrägstellung wird zwar die Pressung und die Knicklänge etwas größer als bei den Vertikalständern, jedoch bietet der reichlich bemessene Querschnitt von 25/25 cm, wie bei den Säulen eine sehr hohe Sicherheit.

Übertragung der Säulen- und Strebendrucke auf ihre Unterlagen.

Wird die ungünstige Annahme gemacht, daß die Vertikalkomponente des Strebendruckes ebenso groß sei wie der Säulendruck, dann ergibt sich als Gesamtdruck auf die Unterlage:

$$\hat{P} = 3 \cdot 6678 = 20\,034 \text{ kg.}$$

Zur Übertragung dieses Druckes auf die durchlaufenden Hölzer wurde eine Fassung der Holzenden in Eichenflößen vorgenommen. Die Beanspruchung dieser Klöße in der Richtung senkrecht zur Faserrichtung ergibt sich zu:

$$\hat{\sigma} = \frac{20034}{3 \cdot 25 \cdot 25} = 10,7 \text{ kg/cm}^2.$$

Von den 1,0 m langen Eichenflößen findet die Übertragung auf die durchlaufenden Fichtenhölzer statt. Die Beanspruchung der letzteren wird:

$$\hat{\sigma} = \frac{20034}{100 \cdot 25} = 8,01 \text{ kg/cm}^2.$$

Schraubgeschirre und Lagerung derselben.

Als Senkvorrichtungen zur Ausrüstung der Gewölbe dienten Schraubgeschirre mit einem Spindeldurchmesser von 10 cm. Für die Spindeln ist:

$$\hat{\sigma} = \frac{20034}{3,14 \cdot 5^2} = 255 \text{ kg/cm}^2.$$

Bei der zulässigen Beanspruchung von 1000 kg/cm^2 ist die Sicherheit eine sehr hohe.

Zur Erzielung einer günstigen Druckübertragung auf die nächsten Hölzer erfolgte die Aufstellung der Schraubgeschirre zwischen I-Eisen N.P. Nr. 26 von 60 cm Länge. Wird die ganze Länge der Eisen als wirksam angenommen, dann ergibt sich bei der Eisensteghöhe von 23 cm als Holzbeanspruchung:

$$\hat{\sigma} = \frac{20034}{23 \cdot 60} = 14,5 \text{ kg/cm}^2,$$

während eine Pressung von 25 kg/cm^2 senkrecht zur Faserrichtung noch zulässig ist.

Pfähle:

Durchmesser 40 cm; Querschnitt $F = 20^2 \cdot 3,14 = 1256 \text{ cm}^2$. Die Belastung der Pfähle beträgt im ungünstigsten Fall rd. 20100 kg.

Es ergibt sich daher die Druckbeanspruchung zu:

$$\hat{\sigma} = \frac{20100}{1256} = 16 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Berechnung hinsichtlich Knickung der Pfähle ergibt für die Belastung mit 20100 kg bei zehnfacher Sicherheit eine zulässige freie Knicklänge von 7 m. Da diese freie Knicklänge bei keinem Pfahl erreicht wurde, so war auch in dieser Beziehung reichliche Sicherheit vorhanden.

b) Großer Gewölbebogen.

Für den größeren Gewölbebogen mußte eine Schiffsfahrtsöffnung vorgesehen werden, wodurch eine andere Ausführung des Lehrgerüsts als beim kleineren Bogen veranlaßt war. Hierdurch wurde zwar eine wesentliche Änderung in der Beanspruchung der Schalhölzer, Kranzhölzer, Säulen und Streben nicht herbeigeführt, jedoch wurde die Lastübertragung bei den unmittelbar neben der Schiffsfahrtsöffnung befindlichen Schraubgeschirren etwas ungünstiger. Die Belastung war hier rd. 1,6 mal größer als bei den kleineren Bögen, so daß bei gleicher Lagerung der Schraubgeschirre eine Beanspruchung der Sitzflächen von $1,6 \cdot 14,5 = 23,2 \text{ kg/cm}^2$ eintrat.

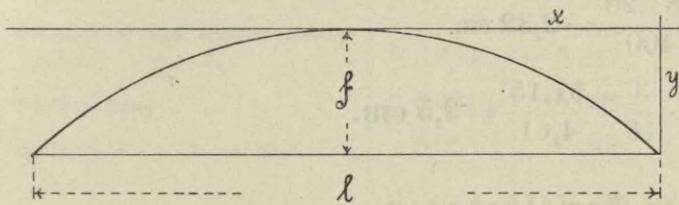
Für die Gerüstpfähle unmittelbar neben der Schiffahrtsöffnung wurden Doppelpfähle von je 45 cm Durchmesser angewandt. Trotz der größeren Belastung wird die Beanspruchung dieser Pfähle geringer als bei den kleineren Öffnungen.

Die Konstruktionsteile außerhalb der Mitte bekamen die gleichen Abmessungen, wie die von der Scheitellast beeinflussten Hölzer, so daß sie im Hinblick auf die tatsächlich geringere Belastung eine noch größere Sicherheit aufweisen.

Mit Rücksicht auf die bei der Ausrüstung zu erwartenden Bogensenkungen waren die Lehrgerüste mit entsprechender Überhöhung auszuführen.

5. Berechnungen über die Senkung der Gewölbebögen.

Die Untersuchungen über die Senkung der Gewölbebögen stützen sich auf die Bauschingerschen Versuche über die Zusammendrückung von Mauerwerkskörpern.¹⁾ Ausschlaggebend für die Bogensenkung ist die Zusammendrückung der Gewölbebögen selbst; die Zusammendrückung der Widerlager und Pfeiler ist verhältnismäßig gering und kann außer Ansatz bleiben.



Zur Berechnung der Scheitelsenkung werde die Bogenmittellinie durch eine Parabel ersetzt von der Form:

$$y = \frac{4f}{l^2} \cdot x^2.$$

Die Länge eines Bogenelementes ist:

$$ds = \sqrt{dx^2 + dy^2} = dx \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2}.$$

Ergänzt man den Ausdruck unter dem Wurzelzeichen durch den verschwindend kleinen Wert $\left[\frac{1}{2} \left(\frac{dy}{dx}\right)^2\right]^2$, dann ergibt sich näherungsweise:

$$ds = dx \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 + \left[\frac{1}{2} \left(\frac{dy}{dx}\right)^2\right]^2} = dx \cdot \left[1 + \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{dy}{dx}\right)^2\right].$$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{8 \cdot f}{l^2} \cdot x, \text{ sohin}$$

$$ds = dx \cdot \left(1 + \frac{32 \cdot f^2}{l^4} \cdot x^2\right) \text{ und}$$

$$\text{Bogenlänge } s = \int_{x=-l/2}^{x=+l/2} \left(1 + \frac{32 \cdot f^2}{l^4} \cdot x^2\right) dx = 1 + \frac{8}{3} \cdot \frac{f^2}{l} \dots \dots \dots (1).$$

Differenziert man die Gleichung (1) nach f, dann ergibt sich:

$$\frac{ds}{df} = \frac{16}{3} \cdot \frac{f}{l} \text{ und daher annähernd:}$$

$$\Delta f = \Delta s \cdot \frac{3}{16} \cdot \frac{l}{f} \dots \dots \dots (2).$$

¹⁾ Vergl. „Steinbrücken von großer Spannweite, ausgeführt von der Ministerialabteilung für Straßen- und Wasserbau in Württemberg“, ferner „Deutsche Bauzeitung 1895, Seite 344“.

Die Bogenverförmzung Δs infolge der Preßung q berechnet ſich aus: $\frac{\Delta s}{s} = \frac{q}{E}$, wenn E der Elaſtizitätsmodul für das Gewölbematerial iſt. Es iſt daher:

$$\Delta s = \frac{s \cdot q}{E} \quad \dots \quad (3).$$

Nach den Verſuchen von Bauſchinger beträgt die Zuſammendrückung eines Bogenſtückes von 1,00 m bei einer Preßung mit $q = 20 \text{ kg/qcm rd. } 0,6 \text{ mm}$. Hieraus ergibt ſich:

$$\frac{0,6}{1000} = \frac{20}{E} \text{ und } E = \frac{20 \cdot 1000}{0,6} = 33\,400 \text{ kg/cm}^2.$$

Kleiner Gewölbobogen.

Es iſt: $l = 37,15 \text{ m}$; $f = 4,61$; $q = 20 \text{ kg/cm}^2$.

Hierfür berechnet ſich:

$$s = 37,15 + \frac{8}{3} \cdot \frac{4,61^2}{37,15} = 38,68 \text{ m.}$$

$$\Delta s = \frac{38,68 \cdot 20}{33\,400} = 2,32 \text{ cm.}$$

$$\Delta f = 2,32 \cdot \frac{3}{16} \cdot \frac{37,15}{4,61} = 3,5 \text{ cm.}$$

Großer Gewölbobogen.

$l = 39,95 \text{ m}$; $f = 5,47 \text{ m}$; $q = 20 \text{ kg/cm}^2$.

$$s = 39,95 + \frac{8}{3} \cdot \frac{5,47^2}{39,95} = 41,95 \text{ m.}$$

$$\Delta s = \frac{41,95 \cdot 20}{33\,400} = 2,52 \text{ cm.}$$

$$\Delta f = 2,52 \cdot \frac{3}{16} \cdot \frac{39,95}{5,47} = 3,5 \text{ cm.}$$

Mit Rückſicht auf die Nachgiebigkeit der Holzverbindungen der Lehrgerüſte wurde der berechneten Senkung ein Zuſchlag erteilt und für alle Bögen gleichmäßig eine Überhöhung von rd. 10 cm im Scheitel zur Ausführung gebracht. Vom Scheitel aus wurde die Überhöhung bis zum Kämpfer proportional dem Abſtand vom Scheitel bis zum Betrag 0 herabgemindert.

Die als Folge der Bogenzuſammendrückung feſtgeſtellte Scheitelfenkung der großen Gewölbobögen geſtattet die Prüfung des Elaſtizitätsmoduls und der relativen Bogenkompreſſion. Es wurde beobachtet: $\Delta f = 4,8 \text{ cm}$; es iſt daher:

$$\Delta s = \Delta f \cdot \frac{16}{3} \cdot \frac{f}{l} = 4,8 \cdot \frac{16}{3} \cdot \frac{5,47}{39,95} = 3,5 \text{ cm.}$$

$$E = \frac{q \cdot s}{\Delta s} = \frac{20 \cdot 4195}{3,5} = 24\,000 \text{ kg/cm}^2.$$

und die Zuſammendrückung eines Bogenſtückes von 1,00 m Länge wird:

$$x = \frac{20 \cdot 1000}{24\,000} = 0,835 \text{ mm.}$$

Die tatsächlich eingetretenen Senkungen der Lehrgerüste infolge Aufbringung der Gewölbe und die Senkungen nach der Ausrüstung sind in der nachfolgenden Tabelle zusammengestellt.

Vortrag	Bogen I (links)	Bogen II (links)	Bogen III (rechts)	Bogen IV (rechts)	Bemerkungen
Höhe des Lehrgerüsts bezw. der unteren Gewölbelaibung im Scheitel ohne Belastung . . .	+ 8,460 m	+ 9,320 m	+ 9,320 m	+ 8,460 m	—
Desgl. nach Belastung durch das Gewölbe unmittelbar vor der Ausrüstung	+ 8,421 "	+ 9,275 "	+ 9,302 "	+ 8,444 "	—
Zusammendrückung des Lehrgerüsts	0,039 "	0,045 "	0,018 "	0,016 "	—
Höhenlage des Scheitels unmittelbar nach der Ausrüstung . .	+ 8,398 "	+ 9,259 "	+ 9,281 "	+ 8,425 "	26. April 1903.
Senkung bei der Ausrüstung . .	0,023 "	0,016 "	0,021 "	0,019 "	—
Höhenlage nach Aufmauerung über den Gewölben bis zur Fahrbahn	+ 8,396 "	+ 9,250 "	+ 9,280 "	+ 8,420 "	23. Juli 1903.
Desgl. nach vollständiger Fertigstellung	+ 8,366 "	+ 9,227 "	+ 9,254 "	+ 8,418 "	15. Dezember 1904.
Gesamt senkung	0,094 "	0,093 "	0,066 "	0,042 "	—
Senkung infolge Bogenkompression	0,055 "	0,048 "	0,048 "	0,026 "	—

Aus der vorstehenden Tabelle ergibt sich zunächst, daß die Zusammendrückung der Lehrgerüste eine sehr verschiedenartige ist. Diese Verschiedenheit ist eine Folge des ungleichen Grades der Austrocknung der verwendeten Bauhölzer, sowie der mehr oder weniger genauen Ausführung der einzelnen Holzverbindungen.

Die Unregelmäßigkeit in der gesamten Absenkung der Gewölbe wurde bei der Herstellung der Gesimse und der Fahrbahn möglichst ausgeglichen.

Über das statische Verhalten der fertigen Brücke ist zu bemerken, daß nach den bisherigen Wahrnehmungen die theoretisch festgelegten Verhältnisse zutreffend sind. Irgendwelche äußerlich erkennbare Veränderungen an den Gewölben, Pfeilern oder Widerlagern, die auf ein von der theoretischen Begründung abweichendes Verhalten des Bauwerkes schließen lassen könnten, wurden bisher nicht beobachtet.

V. Baustoffe und Baukosten.

Die bei der Bauausführung verwendeten Materialien wurden durchweg einer sorgfältigen Prüfung unterworfen; nur ganz einwandfreie Baustoffe wurden zugelassen.

In der Hauptsache wurden verwendet:

1. Beton im Mischungsverhältnis von 1 Teil Portlandzement, 4 Teilen Sand und 8 Teilen Innkies zu den Fundamenten der Widerlager und Pfeiler mit Ausnahme der Außenflächen der Pfeiler. Letztere wurden unter Niederwasser mit Granitbruchsteinmauerwerk und über Niederwasser mit Quadermauerwerk aus Muschelskalk verkleidet. Beton im Mischungsverhältnis 1 : 3 : 6 kam zur Verwendung bei dem Schüttbeton des linken Widerlagers, bei der Hintermauerung der Stirnverkleidung, sowie bei den Sparbögen über den Gewölben. Für die Abgleichung über dem Rücken der Gewölbe bezw. der Sparbögen wurde Beton im Mischungsverhältnis 1 : 6 : 12 verwendet.

Die an die Bauunternehmer bezahlten Preise für den Beton waren beim:

Mischungsverhältnis 1 : 3 : 6	17 Mk. für 1 cbm
„ 1 : 4 : 8	16 „ „ „ „
„ 1 : 6 : 12	15 „ „ „ „

Die im Selbstbetrieb hergestellten Betonmengen waren im Durchschnitt etwa 15 % billiger.

2. Granitbruchsteinmauerwerk in Zementmörtel 1:3, schichtenmäßig verarbeitet zu den vier Gewölbbögen mit Ausnahme der Stirnkränze, für 1 cbm . . . 48.— Mk.
3. Granitbruchsteinmauerwerk in Zementmörtel 1:3, polygonartig vermauert zur Verkleidung der Stirnmauern über den Gewölbten, für 1 cbm . . . 29.— Mk.
4. Haussteinmauerwerk gewöhnlicher Rüstung aus Granit zu den Gelenkquadern, für 1 cbm 140.— Mk.
5. Haussteinmauerwerk gewöhnlicher Rüstung aus Muschelkalk zur Verkleidung der Gewölbstirnen, der Widerlager- und Pfeilerlisenen, für 1 cbm . . . 120.— Mk.
6. Haussteinmauerwerk besonderer Rüstung aus Muschelkalk für die Pfeiler- gesimse bei den Kämpfern, für die Konsolen, sowie für die Zieraufbauten über den Pfeilern und Widerlagern, für 1 cbm 150.— Mk.
7. Haussteinmauerwerk besonderer Rüstung aus Granit für die Herstellung der Stirngesimse, für 1 cbm 170.— Mk.
8. Bleiplatten zu den Gelenkstreifen, für 1 kg —46 „
9. Zementglattstrich über den Gewölbten, 3 cm stark, für 1 qm . . . 2.— „
10. Asphaltfilzplatten zur Isolierung. 2 cm stark, für 1 qm . . . 3.— „
11. Rinnenpflaster der Fahrbahn aus Granitköpfeln, für 1 qm . . . 8.30 „
12. Asphaltierung der Fußwege, 2,5 cm stark, für 1 qm . . . 4.60 „
13. Eisernes Geländer aus gewalzten Profilen, einschließlich Lieferung, Aufstellung und aller Nebenarbeiten, für 1 kg —38 Mk.
14. Der Einheitspreis für die Herstellung der Luftdruckgründung der Pfeiler zwischen + 100 und — 850 cm Neutöttinger Pegel betrug für 1 cbm . . . 82.— Mk.

In diesem Preis war inbegriffen die Lieferung und Aufstellung der eisernen Senk- kasten, die Förderung des notwendigen Aushubs, die Ausbetonierung der Senkkasten, die Aufmauerung über denselben mit Beton unter Verkleidung der Außenflächen mit Granit- bruchsteinmauerwerk bezw. mit Muschelkalkquadern und die Ausführung aller erforderlichen Rüstungen, sowie die Beschaffung aller nötigen Materialien.

Der bei den verschiedenen Mauerwerksgattungen verwendete Zement wurde in der Hauptsache von der Firma „Bayerisches Portlandzementwerk Marienstein“ in München- Schaftlach geliefert; lediglich der Zement für die Gewölbbögen wurde von der Firma „Dyckerhoff“ in Mannheim bezogen.

Die einzelnen Zementlieferungen wurden den üblichen Proben auf Volumbeständigkeit und Zugfestigkeit unterworfen, wobei festgestellt wurde, daß beide Zementarten den „Normen für einheitliche Prüfung des Zementes“ entsprachen.

Die verwendeten Granitbruchsteine wurden hauptsächlich aus den Brüchen von Fürsteneck und Bilshofen in Niederbayern bezogen; die Muschelkalkquader stammen aus den unter- fränkischen Brüchen bei Marktbreit, sowie bei Würzburg.

Die gesamten Baukosten für die neue Brücke betragen **660000.— Mk.**

Von dieser Gesamtsumme treffen auf:

1. die Fundamente der beiden Widerlager rd.	56 000.— Mk.
2. die Luftdruckgründung der drei Pfeiler rd.	220 000.— "
3. die Lehr- und Versehgerüste	50 000.— "
4. die vier Gewölbebögen	90 000.— "
5. den Aufbau der Widerlager bis zu den Gesimsplatten (einschließlich)	16 000.— "
6. den Aufbau der drei Pfeiler von den Fundamenten (+ 1,00 m Neuöttinger Pegel) bis zu den Gesimsplatten	45 000.— "
7. den Aufbau über den Gewölben bis zu den Gesimsplatten	49 000.— "
8. die Herstellung der Zufahrtsrampen und der Fahrbahn der Brücke	30 000.— "
9. den Aufbau der Pylonen mit Anschlußbrüstungen über den Widerlagern, sowie der Brüstungen über den äußern Pfeilern	16 000.— "
10. die Aufbauten über dem Mittelpfeiler (Madonnenfigur und Gedenktafel)	8 000.— "
11. Rinnenpflaster, Randsteine und Asphaltieren der Fußwege	4 000.— "
12. die Eisengeländer	6 000.— "
13. die Kandelaber für die beiden äußeren Pfeiler	2 000.— "
14. die Ringmauern der beiden Widerlager	21 000.— "
15. die Grunderwerbung	2 000.— "
16. den Abbruch der alten Brücke	23 000.— "
17. die Ufermauern und die Anpassung der Korrektionsbauten	22 000.— "
Gesamtsumme	660 000.— Mk.

Zu diesen Baukosten ist zu bemerken, daß gegenüber dem Kostenvoranschlag erhebliche Einsparungen bei den im Selbstbetrieb ausgeführten Arbeiten, insbesondere bei den beiden Widerlagern erzielt wurden. Hiedurch wurde es ermöglicht, die architektonischen Aufbauten reicher auszustatten und außerdem die im Voranschlag nicht vorgesehenen Widerlagerringmauern, sowie die Ufermauern im Anschluß an das rechtsseitige Widerlager zur Ausführung zu bringen. Durch die Herstellung dieser Ufermauern wurde besonders den Wünschen der Stadt Neuötting hinsichtlich Schaffung eines geeigneten Ländplatzes bei der Brücke entsprochen. Zurzeit dient der Ländplatz vornehmlich bauamtlichen Zwecken und zwar als Lagerplatz für Bruchsteine und sonstige Baumaterialien, welche für die Korrektionsarbeiten am Inn benötigt und hier in Schiffe verladen werden.

VI. Beteiligte Beamte und Unternehmer.

Die Projektierung und Ausführung aller Arbeiten oblag dem K. Straßen- und Flußbauamt Traunstein. Der im Jahre 1899 aufgestellte Vorentwurf für den Brückenneubau stammt von dem K. Bauamtmanne Mayr. Der Ausführungsentwurf, welcher im Jahre 1901 zur Aufstellung gelangte, wurde durch den K. Bauamtsassessor Greuling nach den besonderen Weisungen der K. Obersten Baubehörde bearbeitet. Die spezielle Bauleitung war ebenfalls dem K. Bauamtsassessor Greuling übertragen. Mit der örtlichen Ausführung und Überwachung der Arbeiten waren der Reihe nach die Staatsbaupraktikanten Kurzmann, Allmaras, Schmid und Schönberger betraut.

Die Ausführung der Arbeiten erfolgte zum Teil in bauamtlichem Selbstbetrieb, zum Teil war sie an Unternehmerfirmen vergeben.

Im einzelnen war die Luftdruckgründung der drei Pfeiler der Maschinenbaugesellschaft Nürnberg, die Herstellung der Gewölbe und des Aufbaues über denselben samt den Lehr- und Veretzgerüsten der Firma Gebrüder Hallinger in Rosenheim übertragen. Die beiden Widerlager, die Ringmauern, die Zufahrtsstraßen, die Fahrbahn, die Ufermauern mit Anschlußkorrektur und die Abbrucharbeiten bei der alten Brücke wurden im bauamtlichen Selbstbetrieb ausgeführt.

Die Herstellung der von der K. Obersten Baubehörde entworfenen Pylonen, sowie der Aufbauten über den beiden äußeren Pfeilern war an den Architekten Schönmann in München vergeben; die Madonnenfigur und die Gedenktafel über dem Mittelpfeiler wurden durch Bildhauer Professor Ernst Pfeiffer in München zur Ausführung gebracht.

Neubau der Salzachbrücke zwischen Laufen und Oberndorf.

(Tafel 14—23c.)

I. Vorgeschichte.

Die uralte Stadt Laufen, die schon in vorrömischer Zeit besiedelt war, liegt an einer scharfen Krümmung der Salzach, am linken Ufer derselben; gegenüber befinden sich die ehemals bayerischen Vororte Oberndorf und Altach, welche seit dem bayerisch-österreichischen Staatsvertrag vom Jahre 1816 zu Österreich gehören und nunmehr den Markt Oberndorf bilden. Der Verkehr zwischen Laufen und Oberndorf wurde stets durch eine hölzerne Fochbrücke vermittelt, deren Bestand nach den vorhandenen Urkunden bis in das 13. Jahrhundert zurückreicht. Auf Grund des Staatsvertrags vom 24. Dezember 1820 über die nasse Landesgrenze zwischen Bayern und Österreich wird die Brücke gemeinschaftlich von beiden Uferstaaten unterhalten. Die Grenze der Unterhaltungspflicht bildet die Mitte des forrigierten Salzachflusses.

Die Lage der alten Brücke in der scharfen Flußkrümmung mit etwa 180 m Halbmesser war bei dem wilden Flußcharakter der Salzach stets eine sehr ungünstige. Die zahlreichen Hochwässer führten häufig zu ihrer Beschädigung oder vollständigen Zerstörung. Aber stets wurde die Brücke mit Rücksicht auf die bestehenden Verkehrsverhältnisse wieder an der alten Stelle in ihrer alten Konstruktion erbaut. Erst die großen Hochwässer gegen Ende des 19. Jahrhunderts führten zu einer anderen Lösung der Brückenfrage. Das Hochwasser vom 12./13. August 1896 mit + 7,11 m Laufener Pegel zerstörte die in der konkaven Flußseite befindliche österreichische Brückenhälfte fast vollständig. Die Wiederherstellung derselben wurde zwar sofort in Angriff genommen, aber gleichzeitig wurde seitens der Landesregierung in Salzburg in Anregung gebracht, an Stelle der Holzbrücke eine eiserne Brücke mit zwei Öffnungen von je 53,75 m Lichtweite zu erbauen und die alte Brücke nur noch als Notbrücke für die Dauer des Neubaus zu benützen. Diese Anregung fand die Zustimmung der beiden beteiligten Staatsregierungen und gemäß Art. 24 des Staatsvertrags vom Jahre 1820, nach welchem die Bearbeitung von Projekten für die Salzachbrücke zwischen Laufen und Oberndorf den österreichischen Baubehörden obliegt, wurde seitens der österreichischen Staatsregierung in die nähere Projektierung eingetreten. Noch während der Projektbearbeitung trat am 31. Juli bis 1. August 1897 ein neuerliches Hochwasser ein, das einen Höchststand von + 8,10 m Laufener Pegel — also rd. 1 m mehr als 1896 — erreichte und die erst fertig gestellte Holzbrücke wieder zum größten Teil zerstörte. Diesmal wurde der gesamte Oberbau der Brücke fortgeschwemmt

und das erste rechtsseitige Joch ausgespült. Die Holzbrücke mußte abermals für den vorhandenen Verkehr in provisorischer Weise wiederhergestellt und das in Arbeit befindliche Neubauprojekt mit Rücksicht auf den höheren Wasserstand umgearbeitet werden. Die Lichtweite und Lichthöhe wurde entsprechend größer gewählt, aber sonst wurden wesentliche Änderungen für den Neubau nicht in Aussicht genommen. Auch dieses erweiterte Projekt sollte nicht zur Ausführung kommen. Das Hochwasser vom September 1899, das größte des Jahrhunderts, mit einem Wasserstand von + 9,30 m Laufener Pegel führte erst zur endgültigen Lösung der Neubaufrage. Das Hochwasser war diesmal so gewaltig, daß es nicht nur die Holzbrücke wieder zerstörte, sondern auch furchtbare Verwüstungen in den tiefergelegenen Teilen von Laufen und Oberndorf anrichtete.

Schon nach dem Hochwasser vom Jahre 1897 wurde die Anschauung zum Ausdruck gebracht, daß es am besten wäre, die Brücke in hochwasserfreies Gebiet flußaufwärts zu verlegen. Hiefür sprachen technische und wirtschaftliche Gründe. Die Anlage von hochwasserfreien Zufahrten mit günstigen Steigungsverhältnissen gab die Möglichkeit zur unbeschränkten Benutzbarkeit der Brücke bei allen Wasserständen der Salzach. Eine direkte Verbindung der Bahnhöfe von Laufen und Oberndorf und zugleich der natürlichen Erweiterungsgebiete der beiden Grenzorte bot für ihre zukünftige Entwicklung ohne Zweifel die beste Förderung. Es wurde damals schon erwogen, die Häuser in der Nähe der Brücke, besonders in der Altach, aufzulassen und sie mit der Brücke flußaufwärts auf hochwasserfreiem Gelände neu zu erbauen. Diese Bestrebungen scheiterten zwar im Jahre 1897 noch an dem Widerspruch der beteiligten Gemeinden, aber nach dem Hochwasser vom Jahre 1899 wurden die schwerwiegenden Gründe für die Notwendigkeit der Brückenverlegung allgemein anerkannt. Es konnte daher seitens der Staatsbehörden der Durchführung eines diesbezüglichen Projektes näher getreten werden, dessen Grundlagen in einer Verhandlung vom 11. Juni 1900 von Vertretern der bayerischen und österreichischen Baubehörden vereinbart wurden. Diese Grundlagen fanden die Genehmigung der beiderseitigen Staatsministerien und führten zu dem im nachstehenden beschriebenen Ausführungsentwurf, welcher vom Departement für Straßen- und Brückenbau im k. k. österreichischen Ministerium des Innern in Wien ausgearbeitet wurde.

II. Beschreibung und Berechnung der neuen Brücke.

a) Baustelle und allgemeine Anlage.

Die neue Brücke liegt rd. 750 m oberhalb der alten; sie überschreitet die Salzach in senkrechter Richtung zum Flußlauf und stellt die unmittelbare Verbindung des oberen Stadtplatzes Laufen mit der projektierten und zum Teil schon ausgebauten Hauptstraße von Neu-Oberndorf dar. Die gesamte Lichtweite entspricht der natürlichen Talweite und beträgt zwischen den Landwiderlagern 165 m. Die Überspannung dieser Gesamtlichtweite erfolgt in drei Öffnungen, von denen die mittlere 75,688 m, die linksseitige 37,163 m und die rechtsseitige 46,949 m weit ist. Die beiden Zwischenpfeiler haben eine Mindeststärke von je 2,60 m. Auf bayerischen Vorschlag wurde als Überbau für die drei Öffnungen ein Gerber'sches Kragträgersystem gewählt. Die unsymmetrische Verteilung der Gesamtlichtweite ist zum Teil durch die natürliche Flußlage, zum Teil durch die zweckmäßige Ausgestaltung der Eisenkonstruktion bestimmt.

Bezüglich der Höhenlage der Brücke wurde festgesetzt, daß die Konstruktionsunterkante mindestens 1,00 m über den Hochwasserstand vom September 1899 mit + 9,30 Laufener Pegel = 398,50 m über Normal-Null zu liegen kommen sollte. Die Höhenlage der Fahrbahn auf der bayerischen Seite war durch die Höhe des oberen Stadtplatzes gegeben und wurde am Widerlager auf + 402,90 m über N.N. gelegt. Das österreichische Ufer lag an der Brückenstelle auf + 397,00 m über N.N., so daß sich bei horizontaler Fahrbahn eine sehr hohe Rampenanlage ergeben hätte. Es wurde daher die Fahrbahn am rechten Ufer soweit gesenkt, als dies die vereinbarte Höhenlage der Brückenunterkante über dem Hochwasser 1899 noch gestattete. Hierdurch kam die Fahrbahn am österreichischen Widerlager auf die Höhenlage + 400,84 m über N.N. zu liegen, so daß sich für die Brücke ein Längsgefälle von 1,25% ergab.

Die Fahrbahnbreite wurde für die Verkehrsverhältnisse mit 5,00 m, die Fußwegbreite mit je 1,50 m als ausreichend erachtet.

b) Unterbau.

Als Unterbau für die Eisenkonstruktion waren die beiden Widerlager und zwei Flußpfeiler auszuführen.

Das linksseitige bayerische Widerlager konnte mit Rücksicht auf seine geschützte Lage und seine günstigen Untergrundsverhältnisse in offener Baugrube ausgeführt werden. In der Höhenlage von + 389,300 m ü. N.N., d. i. 1,50 m unter Niederwasser wurde bereits gewachsener Nagelfluhfels vorgefunden, auf welchem die Gründung des Widerlagers ohne Bedenken erfolgen konnte. Bei dem rechtsseitigen österreichischen Widerlager und den beiden Flußpfeilern war mit dem geschiebeführenden Charakter der Salzach und im Zusammenhang damit mit der beweglichen Flußsohle zu rechnen, so daß hier tiefgehende Fundamente unter Anwendung der Luftdruckgründung herzustellen waren. Während die oberen Schichten der Flußsohle bis in eine Tiefe von etwa 3 m unter Niederwasser fast durchweg aus losem Flußgeschiebe, Kies und Sand bestanden, wurden in größerer Tiefe feste Konglomeratbildungen angetroffen, die erst für die Aufnahme der Fundamente geeignet erschienen. Hierdurch ergab sich die Notwendigkeit, das Fundament des bayerischen Pfeilers bis 5,92 m unter Niederwasser und dasjenige des österreichischen Pfeilers bis 8,00 m unter Niederwasser hinabzuführen. Beim österreichischen Widerlager ergab sich bereits in einer Tiefe von 2,25 m unter Niederwasser tragfähiges Konglomerat, auf welchem das Fundament hergestellt werden konnte. Die Ausführung der sämtlichen Fundamente erfolgte in Beton im Mischungsverhältnis von 1 Teil Portlandzement mit 3 Teilen Sand und 5 Teilen Kies. Der bayerische Pfeiler wurde auch in seinem unteren, nicht sichtbaren Teil mit Nagelfluhbruchsteinmauerwerk verkleidet. Das aufgehende Mauerwerk der Pfeiler und Widerlager wurde ebenfalls aus Beton hergestellt und, soweit sichtbar, mit Granitquadermauerwerk verkleidet.

Die Senkfaßen für die Luftdruckgründung wurden nach ihrem vollständigen Hinablassen auf den festen Untergrund mit Beton ausgestampft. Das gleichmäßige Hinablassen erfolgte mittels Schraubenspindeln, an denen die Senkfaßen aufgehängt waren.

Die einzelnen Teile der Senkfaßen wurden so berechnet, daß sie die Beanspruchungen für die ungünstigsten Belastungsfälle aufzunehmen vermochten. Es wurde demgemäß die Untersuchung für die im nachfolgenden betrachteten drei Belastungsfälle durchgeführt.

Von dem Gesamtgewicht mit 499 t wird ein Teil durch die seitliche Reibung und die Tragfähigkeit des Untergrundes aufgenommen.

Die Reibung ist abhängig von der Horizontalkomponente des seitlichen Erddrucks. Diese ist:

$$\hat{E} = \frac{1}{2} \cdot \overline{1,9}^2 \cdot 2,0 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\zeta}{2} \right) \text{ und bei } \zeta = 35^\circ$$

$$\text{wird } \hat{E} = \frac{1}{2} \cdot \overline{1,9}^2 \cdot 2,0 \cdot 0,271 = \mathbf{0,98 \text{ t/m.}}$$

Für den Gesamtumfang des Senkkastens mit 33,2 m und einen Reibungskoeffizienten von $\mu = 0,4$ ist daher die an den Wänden des Senkkastens auftretende Reibung:

$$\hat{R} = 0,4 \cdot 33,2 \cdot 0,98 = 13 \text{ t.}$$

Das vom Untergrund getragene Gewicht ergibt sich aus der Fläche der Senkkastenschneide und dem Druck, mit dem der Untergrund pro Flächeneinheit belastet werden kann. Letzterer darf zu $1,0 \text{ t/dm}^2$ angenommen werden und die Fläche ist bei der Breite der Schneide von $0,35 \text{ dm} = 332 \cdot 0,35 = 116,2 \text{ dm}^2$.

Es kann sonach vom Untergrund eine Last von $116,2 \cdot 1,0 = 116 \text{ t}$ aufgenommen werden.

Die von den sechs Spindeln aufzunehmende Last beträgt daher noch:

$$499 - (13 + 116) = 370 \text{ t}$$

und die auf jede Spindel treffende Last $= \frac{370}{6} = 61,7 \text{ t}$.

Stabkräfte und Eisenzugflächen der Querrahmen.

Ein Querrahmen ist durch das Gesamtgewicht von 499 t belastet. Von dieser Last verteilt sich das Gewicht der Zwickelausmauerung zu $\frac{2}{3}$ auf Knoten (0) und zu $\frac{1}{3}$ auf Knoten (I). Die übrige Last verteilt sich gleichmäßig. Dann sind die Knotenlasten

$$\text{in (0)} = \frac{2}{3} \cdot 108 \cdot \frac{1}{6} + (376 + 15) \cdot \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{40} \cdot \frac{14,5}{2} = 35,6 \text{ t}$$

$$\text{in (I)} = \frac{1}{3} \cdot 108 \cdot \frac{1}{6} + (376 + 15) \cdot \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{40} \cdot \frac{14,5 + 11,0}{2} = 47,6 \text{ t.}$$

Hienach ergeben sich als Angriffsmomente:

$$\hat{M}_{(I)} = \left(\frac{499}{6} - 35,6 \right) \cdot 14,5 = 691 \text{ t/dm und}$$

$$\hat{M}_{(0)} = \left(\frac{499}{6} - 35,6 \right) \cdot 20 - 47,6 \cdot 5,5 = 691 \text{ t/dm.}$$

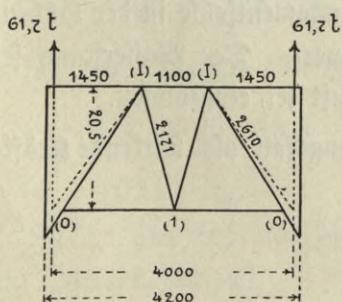
Die Stabkräfte werden:

$$\text{Stab (I)—(I): } \hat{S} = - \frac{691}{20,5} = - 33,7 \text{ t}$$

$$\text{Stab (0)—(1): } \hat{S} = + \frac{691}{20,5} = + 33,7 \text{ t}$$

$$\text{Stab (0)—(I): } \hat{S} = - \left(\frac{499}{6} - 35,6 \right) \cdot \frac{26,1}{20,0} = - 59,1 \text{ t}$$

$$\text{Stab (I)—(1): } \hat{S} = 0.$$



Die notwendigen Eisenzugflächen ergeben sich sohin bei einer zulässigen Beanspruchung von 100 t/dm^2 für:

$$\begin{aligned} \text{Stab (I)—(I)} & \text{ zu } -0,337 \text{ dm}^2 \\ \text{Stab (0)—(1)} & \text{ zu } +0,337 \text{ dm}^2 \text{ und} \\ \text{Stab (0)—(1)} & \text{ zu } -0,591 \text{ dm}^2. \end{aligned}$$

Zweiter Belastungsfall: Die Aufmauerung und Höhenstellung sei die gleiche, wie beim ersten Belastungsfall, jedoch seien die Spindeln schlaff und die Schneide des Senfkastens, wie üblich 4 dm im Untergrund. Preßluft sei nicht eingeblasen. Die gesamte Last ruht bei diesem Belastungsfall auf dem schrägen Teil $a-b$ der Senfkastenschneide.

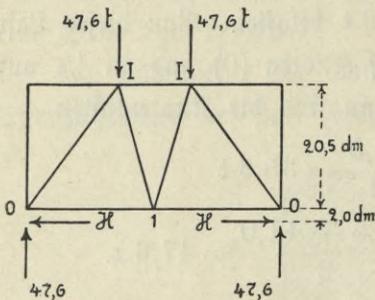
Der unter dem Reibungswinkel β gegen die Normale auf der Schneide angreifende Widerstand \hat{W} zerlegt sich in die beiden Komponenten \hat{V} und \hat{H} . \hat{V} ist gleich der Spindelast $= 61,7 \text{ t}$ und es ist der am Hebelarm von $2,0 \text{ dm}$ wirkende Horizontalschub

$$\hat{H} = \hat{V} \cdot \cotg(\alpha + \beta) = \hat{V} \cdot \frac{\cotg \alpha \cdot \cotg \beta - 1}{\cotg \alpha + \cotg \beta}.$$

Hierin ist $\tan \beta = \mu = 0,4$, bezw. $\cotg \beta = \frac{1}{0,4}$ und $\cotg \alpha = \frac{20,5}{14,5}$, so daß also wird:

$$\hat{H} = 61,7 \cdot 0,788 = 49,6 \text{ t}.$$

Die Knotenlasten sind die gleichen, wie im ersten Belastungsfall. Es ergeben sich daher als Momente:



$$M_{(1)} = 47,6 \cdot 14,5 + 49,3 \cdot 23 = 1831 \text{ t/dm}$$

$$M_{(2)} = 691 + 49,6 \cdot 2 = 790 \text{ t/dm}$$

und als Stabkräfte:

$$\text{Stab (1)—(I): } \hat{S} = -\frac{790}{20,5} = -38,5 \text{ t}$$

$$\text{Stab (0)—(1): } \hat{S} = +\frac{1831}{20,5} = +89,3 \text{ t}.$$

Wird für den vorliegenden ungünstigsten Belastungsfall eine Beanspruchung von 240 t/dm^2 zugelassen, dann ergeben sich als Eisenzugflächen für die beiden in Betracht kommenden Stäbe

$$\frac{38,5}{240} = 0,160 \text{ dm}^2 \text{ bezw. } \frac{89,3}{240} = 0,372 \text{ dm}^2.$$

Dritter Belastungsfall: Der Senfkasten sei bis zur Fundamentsohle in der Höhenlage $+383,80$ versenkt und bis zur Höhe $+396,00$ übermauert. Der Wasserstand sei in der Höhenlage $+394,65$, d. i. in Mittelwasserhöhe, Preßluft sei eingeblasen.

Für den Fachwerkquerrahmen kommen bei diesem Belastungsfall als wirkende Kräfte in Betracht:

1. Das Gesamtgewicht, vermindert um den Auftrieb,
2. die Preßluft und
3. der Wasserdruck.

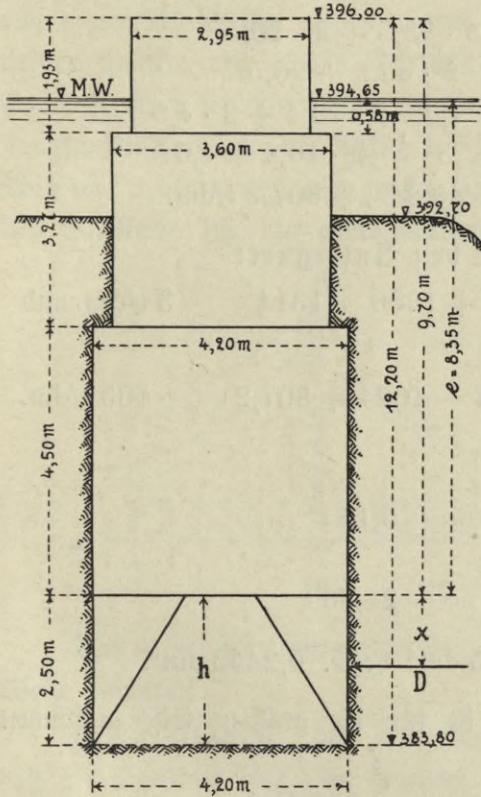
Zu 1: Das Gesamtgewicht setzt sich zusammen aus:

Eisengewicht des Senkfastens	=	15 t
Zwickelausmauerung	=	108 t
Aufmauerung über dem Senkkasten, nach der Figur	=	1196 t
		<u>Summa 1319 t.</u>

Als Auftrieb kommt in Abzug:

$$1,0 [55,85 \cdot 7,0 + 47,3 \cdot 3,27 + 37,75 \cdot 0,58] \dots = 566 t$$

verbleiben 753 t = \hat{G} .



Wird die ungünstige Annahme gemacht, daß die Last $\frac{\hat{G}}{6} = \frac{753}{6} = 125,5 t = \hat{P}$ im Abstand von 0,7 m = 7 dm von der Vertikalen durch (0) angreift, dann ist das größte Moment in Bezug auf die Mitte des Querrahmens:

$$\hat{M}_p = 125,5 \cdot 21 - 125,5 \cdot 14 = 125,5 \cdot 7 = 878,5 t.$$

Zu 2: Die Preßluft wirkt als gleichmäßig verteilte Last in lotrechter und wagrechter Richtung. Mit Rücksicht auf einen mäßigen Überdruck gegenüber der Wasserhöhe (= 10,85 m) wird für die Preßluft eine Druckhöhe von 12,20 m Wassersäule angenommen.

Der Preßluft wirkt in lotrechter Richtung das Eisengewicht des Senkfastens entgegen. Es ergibt sich daher als aufwärts wirkende Kraft für einen Querrahmen:

$$\hat{Q} = \frac{1}{3} \cdot (55,85 \cdot 12,2 - 15,0) = 222 t.$$

Das größte Angriffsmoment in der Mitte des Querrahmens ist hierfür:

$$\hat{M}_q = - \frac{222 \cdot 42}{8} = - 1167 t/dm.$$

In wagrechter Richtung ist der Druck der Preßluft auf einen Querrahmen:

$$\hat{L} = 4,2 \cdot 2,5 \cdot 12,2 = 128 t.$$

Das hiedurch veranlaßte Angriffsmoment ist für den Untergurt (Drehpunkt im Obergurt):

$${}^u\hat{M}_L = 128 \cdot \frac{25}{2} = + 1600 t/dm$$

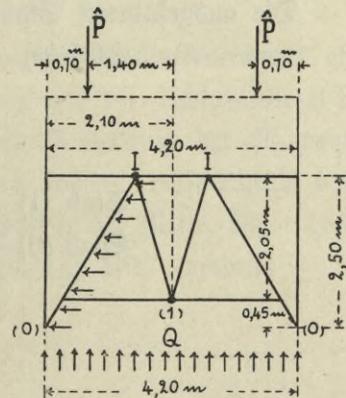
und für den Obergurt (Drehpunkt im Untergurt):

$${}^o\hat{M}_L = - 4,2 \cdot 2,05 \cdot 12,2 \cdot \frac{2,05}{2} + 4,2 \cdot 0,45 \cdot 12,2 \cdot \frac{4,5}{2}$$

$$= - 1024 t/dm.$$

Zu 3: Der hydrostatische Druck auf die Außenwand des Senkfastens ergibt sich für einen Querrahmen zu:

$$\hat{W} = 4,2 \cdot 2,5 \cdot (8,35 + 1,25) = 100,8 t.$$



Bezeichnet x den Abstand des Angriffspunktes von \hat{W} von der Oberfläche des Senkfaßens, e den Abstand dieser Oberfläche vom Wasserspiegel und h die Höhe des Senkfaßens, dann ist:

$$x = \frac{h}{3} \cdot \frac{3e + 2h}{2e + h} = \frac{25}{3} \cdot \frac{3 \cdot 83,5 + 2 \cdot 25}{2 \cdot 83,5 + 25} = 13,04 \text{ dm.}$$

Hienach ist das Angriffsmoment für den Untergurt (Drehpunkt im Obergurt):

$${}^u\hat{M}_W = -100,8 \cdot 13,04 = -1314 \text{ t}$$

und für den Obergurt (Drehpunkt im Untergurt):

$$\begin{aligned} {}^o\hat{M}_W &= 4,2 \cdot 2,05 \cdot (8,35 + 1,025) \cdot \frac{20,5}{3} \cdot \frac{3 \cdot 83,5 + 2 \cdot 20,5}{2 \cdot 83,5 + 20,5} \\ &\quad - 4,2 \cdot 0,45 \cdot \left(8,35 + 2,05 + \frac{0,45}{2}\right) \cdot \frac{4,5}{3} \cdot \frac{3 \cdot 10,4 + 2 \cdot 4,5}{2 \cdot 10,4 + 4,5} \\ &= 80,7 \cdot 10,6 - 20,08 \cdot 2,4 = 855,4 - 48,2 = +807,2 \text{ t/dm.} \end{aligned}$$

Die Zusammenstellung der Momente ergibt für den Untergurt:

$$\hat{M}_I = \hat{M}_P + \hat{M}_Q + {}^u\hat{M}_L + \hat{M}_W = 878,5 - 1167 + 1600 - 1314 = -3 \text{ t/dm und}$$

für den Obergurt:

$$\hat{M}_I = \hat{M}_P + \hat{M}_Q + {}^o\hat{M}_L + \hat{M}_W = 878,5 - 1167 - 1024 + 807,2 = -505 \text{ t/dm.}$$

Die zugehörigen Stabkräfte sind sonach:

$$\text{Stab (0)—(1): } \hat{S} = -\frac{3}{20,5} = -0,15 \text{ t}$$

$$\text{Stab (I)—(I): } \hat{S} = +\frac{505}{20,5} = +24,63 \text{ t}$$

und die Eisenzugflächen für diese Stäbe sind $0,0015 \text{ dm}^2$ bzw. $0,2463 \text{ dm}^2$.

Die Dimensionierung des Querrahmens ist für die größten Eisenzugflächen vorzunehmen. Diese sind für:

Stab (0)—(1)	+ 0,372 dm ² ,
Stab (I)—(I)	- 0,337 dm ² ,
Stab (0)—(I)	- 0,591 dm ² ,
Stab (I)—(1)	0,0.

Die ausgeführten Stabquerschnitte sind:

$$\text{Stab (0)—(1) } 4 \sqrt[75]{8} = 0,460 \text{ dm}^2$$

$$\text{Nietabzug: } 2 \text{ VIII}/_{16} = 0,074 \text{ dm}^2$$

$$\text{F}_{(0)-(1)} = 0,386 \text{ dm}^2.$$

$$\text{Stab (I)—(I) } 2 \sqrt[90]{10} = 0,340 \text{ dm}^2 = \text{F}_{(I)-(I)}$$

$$\text{Stab (0)—(I) } 2 \sqrt[70]{8} = 0,230 \text{ dm}^2$$

$$\text{Bl. } \cdot \frac{300}{6} = 0,180 \text{ dm}^2$$

$$\text{Bl. } \cdot \frac{250}{8} = 0,200 \text{ dm}^2$$

$$\text{F}_{(0)-(I)} = 0,593 \text{ dm}^2.$$

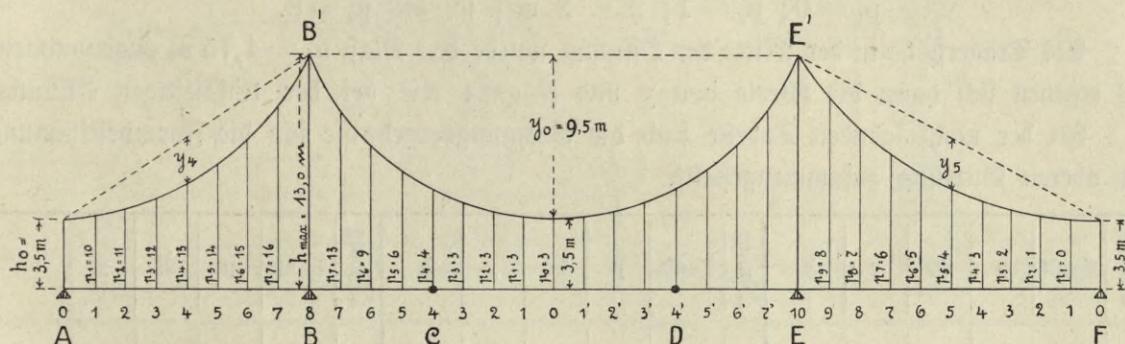
$$\text{Stab (I)—(1) } 2 \sqrt[60]{8} = 0,186 \text{ dm}^2.$$

Für sämtliche Stäbe sind die gewählten Querschnitte ausreichend. Für den spannungslosen Stab (I)—(1) ist der Querschnitt aus konstruktiven Gründen sehr reichlich bemessen.

c) Der eiserne Überbau.*)

Das für den eisernen Überbau gewählte Kragträgersystem besitzt kettenförmig gekrümmten Obergurt und geraden Untergurt. Durch diese Form wurde für die Eisenkonstruktion ein verhältnismäßig schönes Aussehen erzielt.

Zur Formbestimmung für den Obergurt wurde ein von Müller-Breslau angegebenes Verfahren angewandt, nach welchem der Obergurt als Seileck berechnet wurde. Die hiebei in den Knotenpunkten angreifenden Vertikallasten sind so gewählt, daß sie für die mittlere Öffnung von der Mitte aus und für die Seitenöffnungen von den Widerlagern aus gegen die Pfeiler zu in einem bestimmten Verhältnis wachsen. Die höchsten und tiefsten Punkte der oberen Gurtung wurden nach ästhetischen Gesichtspunkten und aus Gründen einer wirtschaftlichen Materialausnützung festgelegt. Als geringste Höhe für die Tragkonstruktion in der Mitte der Hauptöffnung und an den Widerlagern wurde das Maß von 3,50 m und als größte Höhe über den Pfeilern das Maß von 13,0 m gewählt. Als Pfeilhöhe für die obere Gurtung der Mittelöffnung ergibt sich hiebei $y_0 = 9,5$ m.



Das Gesetz der Lastenverteilung zur Bestimmung der Gurtungslinien ist in folgender Weise bestimmt.

Hauptöffnung. An den mittleren Punkten sind gleiche Lasten angenommen, so daß die Seillinie hier eine Parabel ist. Es ist:

$$\begin{aligned} p_0 &= p_1 = p_2 = p_3 = 3 \text{ Lasteneinheiten.} && \text{Dann folgen:} \\ p_4 &= p_3 + 1 = 3 + 1 = 4 && \text{"} \\ p_5 &= p_4 + 2 = 4 + 2 = 6 && \text{"} \\ p_6 &= p_5 + 3 = 6 + 3 = 9 && \text{"} \\ p_7 &= p_6 + 4 = 9 + 4 = 13 && \text{"} \end{aligned}$$

Für dieses Lastensystem wurden die Momente M des einfachen Balkenträgers auf zwei Stützen, das sind die Ordinaten der Seillinie in Bezug auf die Schlußlinie $B'E'$ berechnet, wobei die Fachweite, da es nur auf das gegenseitige Verhältnis der Momente ankommt = 1 gesetzt ist. Die gefundenen Momente wurden sodann entsprechend dem Verhältnis der angenommenen Pfeilhöhe, $y_0 = 9,5$ m, zum Moment in der Mitte, $M_0 = 131$, reduziert, so daß die Ordinaten der oberen Gurtung in Bezug auf $B'E'$ werden:

$$y = \frac{9,5}{131} \cdot M.$$

Als Trägerhöhe ergibt sich: $h = 13 - y$.

*) Dieser Abschnitt ist zum großen Teil der Veröffentlichung des k. k. Bauates Haberfalt entnommen, dem im Departement für Straßen- und Brückenbau im k. k. Ministerium des Innern die Bearbeitung der Eisenkonstruktion übertragen war. Vergl. Heft 1 der „Allgemeinen Bauzeitung“ (österreichische Vierteljahrsschrift für den öffentlichen Vaudienst), Jahrgang 1902.

Linksseitige Öffnung. Die Lasten p wachsen vom Widerlager gegen den Pfeiler nach einer arithmetischen Reihe und zwar ist: $p_1 = 10$; $p_2 = 11$; $p_3 = 12$ u. bis $p_7 = 16$.

Für diese Lasten wurden wieder die Momente M des frei aufliegenden Balkenträgers bestimmt. Als Trägerhöhe in der Mitte des Trägerfeldes wurde das Maß $h_4 = 5,24$ m angenommen, so daß sich als Pfeilhöhe ergibt: $y_4 = \frac{13 + 3,5}{2} - 5,24 = 3,01$ m.

Entsprechend dem Vorgang bei der Mittelöffnung wurden sodann die Momente in dem Verhältnis $\frac{y_4}{M_4} = \frac{3,01}{104}$ reduziert, so daß sich die Ordinaten der Seillinie ergeben zu: $y = \frac{y_4}{M_4} \cdot M$ und die Trägerhöhen zu: $h = 3,5 + \frac{9,5}{8} \cdot n - y$, wobei n die Anzahl der Fachweiten vom Auflager A ab gerechnet ist.

Rechtsseitige Öffnung. Die Lasten p wachsen vom Widerlager gegen den Pfeiler ebenfalls nach einer arithmetischen Reihe und zwar ist:

$$p_1 = 0; p_2 = 1; p_3 = 2 \text{ u. f. w. bis } p_9 = 8.$$

Als Trägerhöhe in der Mitte der Öffnung wurde das Maß $h_5 = 4,75$ m angenommen. Es ergeben sich dann die Werte von y und h ganz wie bei der linksseitigen Öffnung.

In der nachfolgenden Tabelle sind die Rechnungsergebnisse für die Formbestimmung der oberen Gurtung zusammengestellt.

Öffnung	Mittelöffnung					Öffnung	Linksseitige Öffnung					Öffnung	Rechtsseitige Öffnung				
	Punkt	p	M	y	h		Punkt	p	M	y	h		Punkt	p	M	y	h
	0	3	131,0	9,500	3,500		0	.	0	0	3,500		0	.	0	0	3,500
	1	3	129,5	9,391	3,609		1	10	42	1,216	3,472		1	0	12	0,840	3,610
	2	3	125,0	9,065	3,935		2	11	74	2,142	3,733		2	1	24	1,680	3,720
	3	3	117,5	8,524	4,479		3	12	95	2,750	4,313		3	2	35	2,450	3,900
	4	4	107,0	7,760	5,240		4	13	104	3,010	5,240		4	3	44	3,080	4,220
	5	6	92,5	6,708	6,292		5	14	100	2,894	6,544		5	4	50	3,500	4,750
	6	9	72,0	5,221	7,779		6	15	82	2,373	8,252		6	5	52	3,640	5,560
	7	13	42,5	3,082	9,918		7	16	49	1,418	10,395		7	6	49	3,430	6,720
	8		0	0	13,000		8	.	0	0	13,000		8	7	40	2,800	8,300
													9	8	24	1,680	10,370
													10	.	0	0	13,000

In statischer Beziehung stellt sich die Eisenkonstruktion als ein sogen. Gerberträger dar. Die beiden Gelenke befinden sich in der Mittelöffnung bei den Vertikalen 4 und 4'. Der zwischen den Gelenken eingehängte Balkenträger besitzt eine Stützweite von 39,144 m. Der linksseitige Kragträger hat eine Länge von 58,716 m und eine Stützweite von 39,144 m; der rechtsseitige Kragträger ist 68,502 m lang, seine Stützweite beträgt 48,93 m. Bei beiden Kragträgern ist die Länge der Kragarme je 19,572 m. Die Tragwände sind durchweg in gleiche Fache von je 4,893 m Weite eingeteilt.

Bei den Pfeilern sind unverchiebliche Ripplager, bei den Widerlagern neuartige Pendellager angeordnet, die von dem Verfasser des Entwurfs für die Eisenkonstruktion, f. f. Baurat Haberkalt in Wien, als Wälzlager*) bezeichnet werden. Ihre Konstruktion geht aus der Textfigur hervor.

*) Diese Wälzlager sind in Heft 21, 29 und 42 der österreichischen Zeitschrift für den öffentlichen Baudienst vom Jahre 1902 in verschiedenen Artikeln des f. f. Baurats Haberkalt und des f. f. Majors Dr. Julius Mandl behandelt.

Als zulässige Beanspruchungen für 1 cm² nutzbaren Querschnitts gelten nach den Vorschriften:

1. auf Zug, Druck oder Biegung: (750 + 2l) kg, wobei l die Stützweite des betreffenden Konstruktionsteiles (Hauptträger, Querträger, Längsträger u.) in m ist; bei Nieten auf Abscherung in einer Richtung 600 kg, in zwei oder mehreren Richtungen 500 kg, auf Leibungsdruck 1400 kg,
2. bei Windverbandsteilen auf Zug, Druck oder Biegung 1000 kg, für Nieten auf Abscherung 700 kg, auf Leibungsdruck 1400 kg.

Berechnung der Hauptträger.

Für die Hauptträger ergibt sich folgende Belastung für 1 lfdm einer Tragwand.

1. Eigengewicht:

α) Schotterdecke mit 318 kg/qm der Fahrbahnfläche = 318 · 2,5 = 795 kg	
β) Fußweg mit 5 cm starken Monierplatten und Asphaltbelag im Gewicht von 202 kg/lfdm	202 „
γ) Eisengewicht mit	1773 „
	Eigengewicht g = 2770 kg

2. Verkehrslast 400 kg/qm, sohin bei 8 m Gesamtbreite zwischen den Geländern $4 \cdot 400 = p$ = 1600 kg

3. Gesamtlast $q = g + p$ = 4370 kg.

Die Spannungsermittlung für die einzelnen Stäbe der Haupttragwände ist auf graphischem Weg nach der Methode der Einflußlinien durchgeführt.

Eingehängter Träger I in der Mittelöffnung.

Der eingehängte Träger stellt sich als ein einfacher, frei aufliegender Fachwerkbalken dar. Bei demselben ist die obere Gurtung stets gedrückt, die untere stets gezogen, während bei den Füllungsstäben die Spannungen je nach den Laststellungen wechseln. Zur Ermittlung der Einflußlinien*) für die verschiedenen Stabspannungen sind zunächst die Spannungen infolge des Stützenwiderstandes $\hat{C} = 1$ t mittels eines Cremonaschen Kräfteplans zu ermitteln.

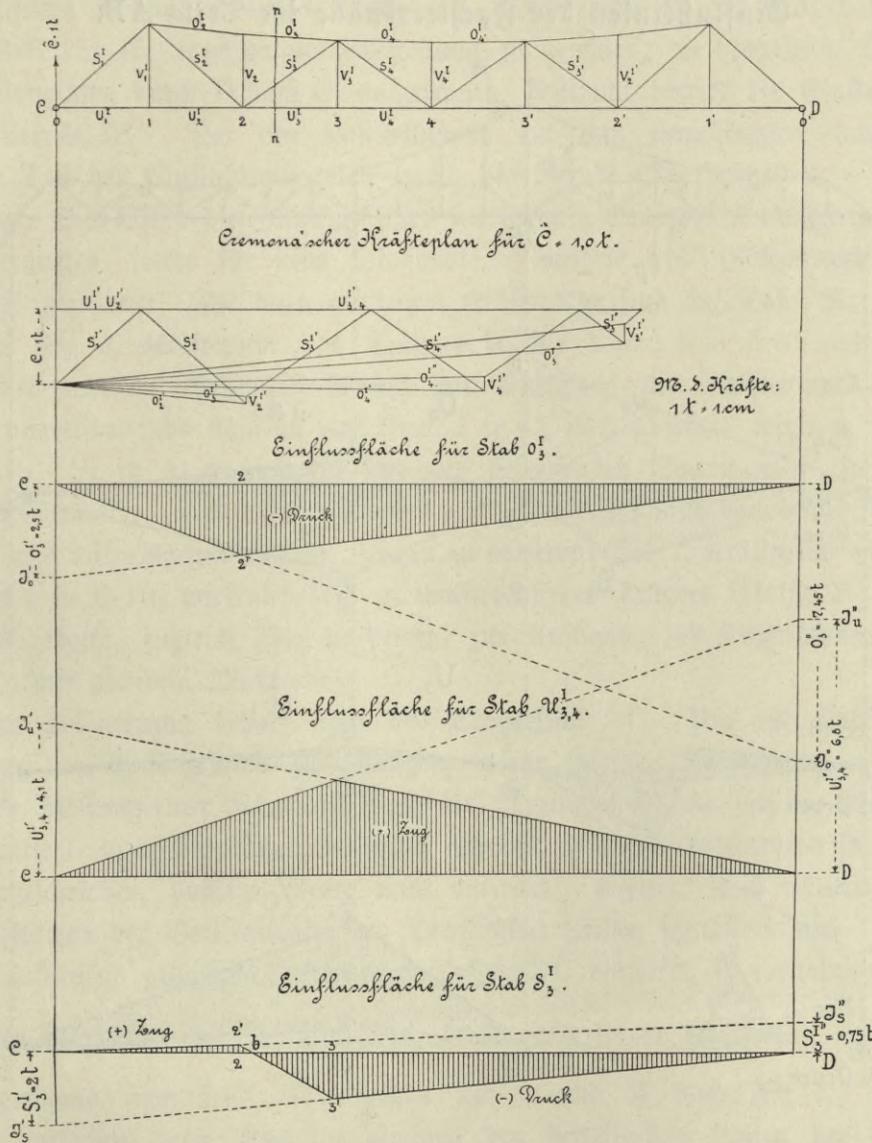
Für die durch einen beliebigen Schnitt n—n getroffenen Stäbe O_3^I , U_3^I und S_3^I liefert der Kräfteplan die Spannungen, welche mit $O_3^{I'}$, $U_3^{I'}$ und $S_3^{I'}$ bezeichnet werden. Zur Konstruktion der Einflußfläche ist auf einer Vertikalen durch C der Wert $O_3^{I'}$ von C bis J_0' aufzutragen, J_0' mit D zu verbinden, worauf die Vertikale von 2 bis 2' die größte Spannung in O_3 für die Stellung der Last $P = 1$ t im Knotenpunkt 2 darstellt. Verbindet man noch 2' mit C, dann stellt das Dreieck C2'D die Einflußfläche für die über den Träger wandernde Einzellast $P = 1$ t dar. In ganz gleicher Weise läßt sich für den Stab $U_{3,4}$ die Einflußfläche zeichnen; für denselben tritt die größte Spannung ein, wenn die Last in der Vertikalen 3—3' angreift. Für den durch den Schnitt n—n getroffenen Diagonalstab S_3^I ist die Spannung positiv (Zug), solange die Einzellast links von dem geschnittenen Trägerfeld steht, sie ist negativ (Druck), wenn sich die Last rechts von dem Trägerfeld befindet. Für Lasten innerhalb des Trägerfelds wechselt die Stabspannung nach der hier befindlichen Belastungsscheide. Zur Konstruktion der Einflußfläche trägt

*) Vergl. Müller-Breslau, „Die graphische Statik der Baukonstruktionen“, Band I 4. Aufl. Seite 234 ff.

man von der Horizontalen CD aus zunächst den Wert S_3^I von C bis J_3' und verbindet J_3' und D. Die Ordinate 3—3' stellt dann die größte positive Stabspannung dar. Trägt man sodann von D aus den Wert S_3^{II} , d. i. die Stabspannung für den Stützenwiderstand $\dot{D} = 1 \text{ t}$ von D bis J'' auf und verbindet J'' mit C, dann stellt 2—2' die größte negative Stabspannung dar. Die Verbindungslinie 2'—3' ergibt die Belastungsscheide in Punkt b, so daß das Dreieck C2'b die negative und D3'b die positive Einflußfläche darstellt.

Trägernetz für den eingehängten Balkenträger.

916. 1:400.



Die Grenzwerte für die Stabspannungen in S_3^I ergeben sich nunmehr in einfachster Weise. Für das Eigengewicht ist die Spannung gleich der Differenz der Einflußflächen mal der Lastordinate g , im vorliegenden Fall $= -16,5 \cdot 2,77 = -45,6 \text{ t}$.

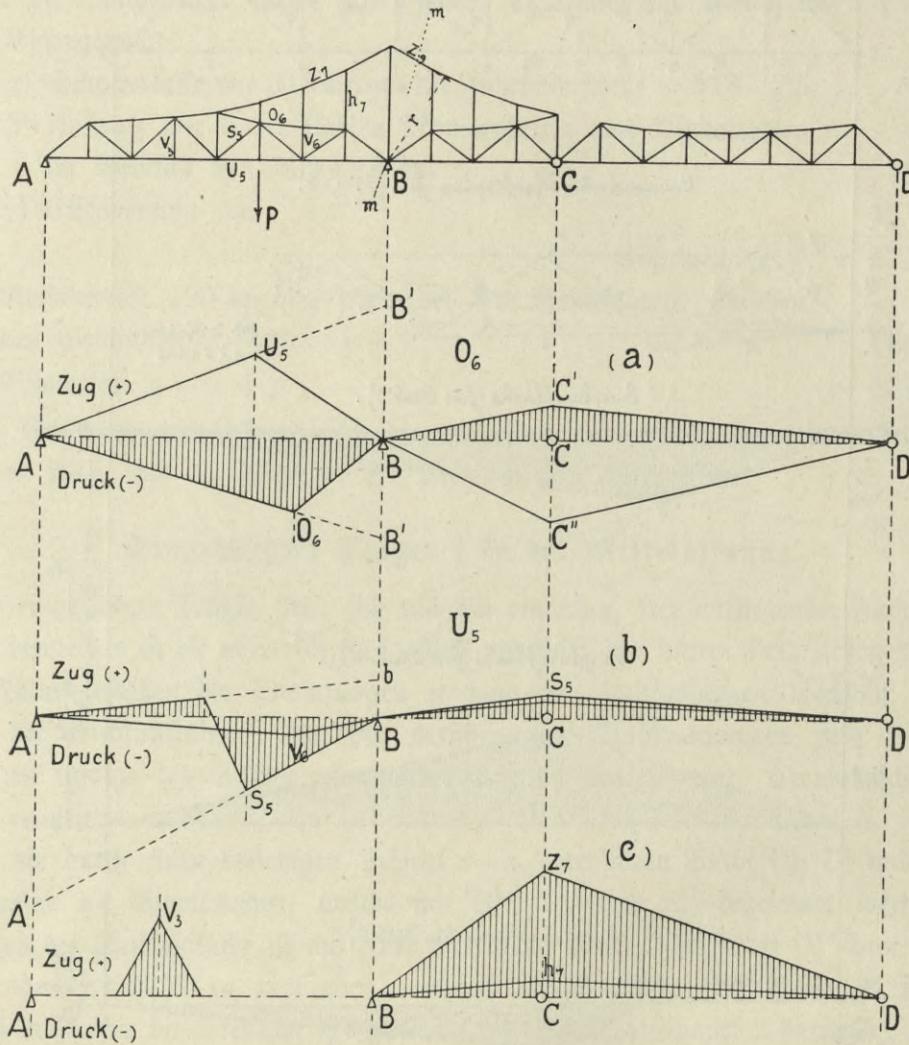
Infolge der Verkehrslast ergibt sich die größte positive Spannung, wenn die Trägerstrecke von b bis D mit p belastet wird, als das Produkt der Einflußfläche $b3'D \cdot p = -17,6 \cdot 1,6 = -28,1 \text{ t}$. Die größte negative Spannung wird $= \text{Fläche } b2'C \text{ mal } p = +1,12 \cdot 1,6 = +1,8 \text{ t}$.

Die Grenzwerte für die Gesamtspannung sind daher: $-45,6 - 28,1 = -73,7 t$ und $-45,6 t + 1,8 t = -43,8 t$.

In gleichartiger Weise ergeben sich die Grenzwerte für die Spannung in den übrigen Stäben des eingehängten Trägers.

Bei den Kragträgern II und III ist, solange die wandernde Einzellast $P = 1,0 t$ sich in den äußeren Öffnungen AB und EF befindet, die Spannung in den Ketten- und Hängestäben z und h gleich Null. Es erhellt dies aus der Betrachtung des Schnittes $m-m$, bei welchem

Einflußlinien der Fachwerkstäbe im Teile AB.



das Moment der Obergurtkraft z_0 , bezogen auf den Stützpunkt B gleich Null sein muß, denn die Resultierende der äußeren Kräfte wird hier durch die Stützkraft \hat{B} dargestellt, für welche der Hebelarm in Bezug auf B gleich Null ist. Es ist daher $\hat{B} \cdot 0 = z_0 \cdot r$, d. h. $z_0 = 0$. Aus der Gleichheit der Horizontalkomponenten aller z folgt der spannungslose Zustand dieser Stäbe und somit auch der Hängestäbe h . Hinsichtlich aller in den Strecken AB und EF, also in den Endfeldern selbst angreifenden Lasten, verhalten sich daher diese Trägerstücke gerade so, wie einfache frei aufliegende Träger ohne Kettengurt z . Der betreffende Teil der Einflußlinien für alle Stäbe dieser Trägerstücke sind daher in der

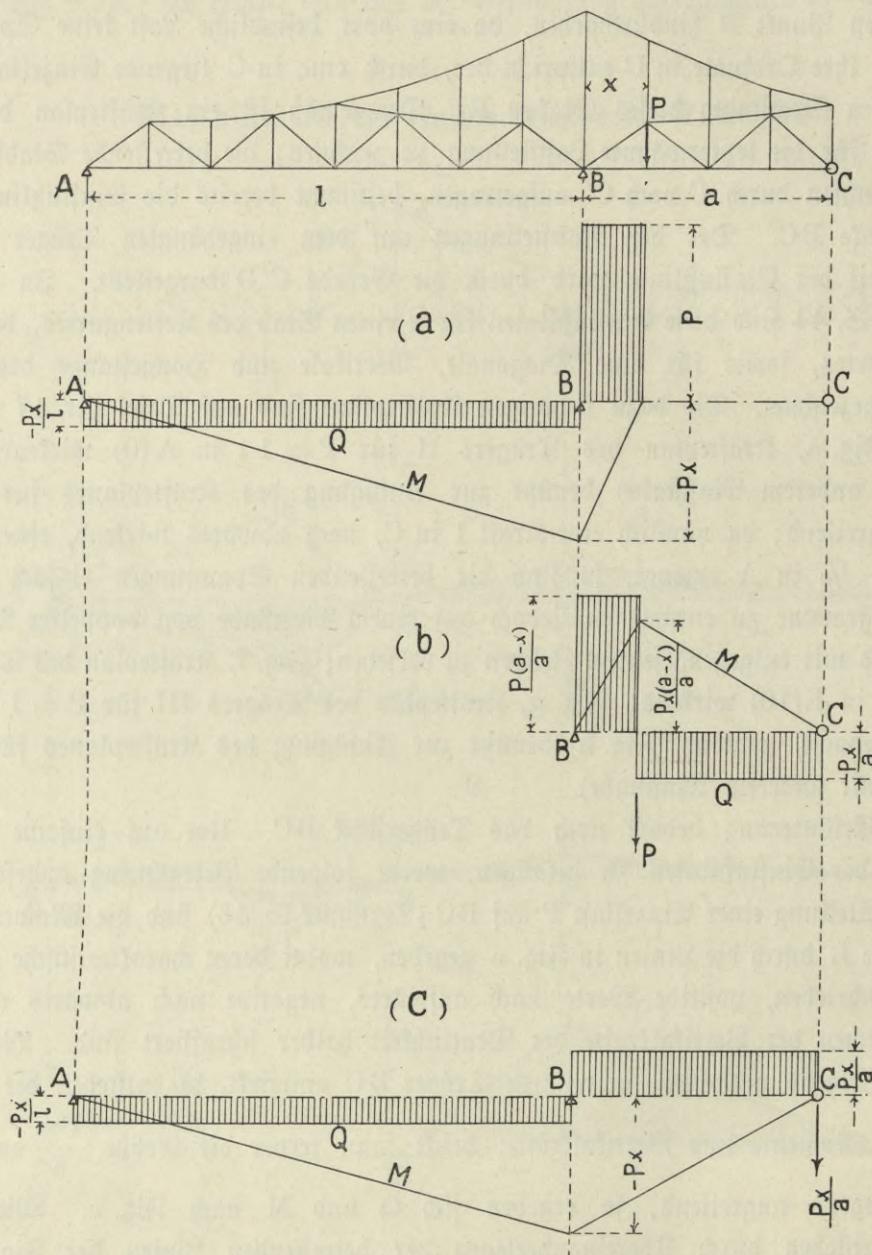
gewöhnlichen, oben bereits angegebenen Weise zu bestimmen. Für den unsymmetrischen Träger III sind hierbei zwei Kräftepläne für die Stützenwiderstände $\hat{E} = 1 \text{ t}$ und $\hat{F} = 1 \text{ t}$ erforderlich. Die weitere Behandlung bedarf keiner weiteren Erläuterung. Es bleibt jedoch für die Stäbe des Endfeldes A—B noch der Einfluß von Lasten zu untersuchen, welche in der Strecke des Kragarmes B—C angreifen.

Die betreffende Einflußlinie irgend eines Stabes R kann wegen der linearen Abhängigkeit jeder Spannung von den Abzissen der Last nur eine Gerade sein und diese muß durch den Punkt B hindurchgehen, da eine dort befindliche Last keine Spannungen hervorbringt; ihre Ordinate in C entspricht der, durch eine in C liegende Einzellast $P = 1$ hervorgerufenen Spannung dieses Stabes R. Demgemäß ist ein Kräfteplan der Stäbe von A bis B für die letzterwähnte Laststellung zu zeichnen; die betreffende Stabspannung, auf der Lotrechten durch C nach C' aufgetragen, bestimmt bereits die Einflußlinie von R für die Strecke BC. Der den Laststellungen auf dem eingehängten Träger CD entsprechende Teil der Einflußlinie wird durch die Gerade C'D dargestellt. In den Textfiguren a—c S. 44 sind diese Einflußlinien für je einen Stab des Rettengurtes, des Mittel- und Untergurtes, sowie für eine Diagonale, Vertikale und Hängestange des Trägerstückes AB gezeichnet. Die dazu gehörigen Kräftepläne sind auf Tafel Nr. 17 ersichtlich, und zwar Fig. a, Kräfteplan des Trägers II für $P = 1 \text{ t}$ in A(0) wirkend, zugleich Fig. b (mit anderem Maßstabe) benützt zur Anfügung des Kräfteplanes für $P = 1 \text{ t}$ in C(12) angreifend; da nämlich eine Kraft 1 in C, nach abwärts wirkend, einen Stützendruck $D = -\frac{1}{2}$ in A erzeugt, so sind die betreffenden Spannungen einfach aus dem früheren Diagramme zu entnehmen, jedoch auf einem Maßstabe von doppelter Maßeinheit abzulesen und mit entgegengesetztem Zeichen zu versehen; Fig. f, Kräfteplan des Trägers III für $P = 1 \text{ t}$ in E(10) wirkend; Fig. g, Kräfteplan des Trägers III für $P = 1 \text{ t}$ in F(0) angreifend gedacht, zugleich (Fig. h) benützt zur Anfügung des Kräfteplanes für $P = 1 \text{ t}$ in D(14) (mit anderem Maßstabe).

Einer Erläuterung bedarf noch das Trägerstück BC. Um auf einfache Weise zur Darstellung der Einflußlinien zu gelangen, werde folgende Betrachtung angestellt. Für irgend eine Stellung einer Einzellast P auf BC (Textfigur S. 46) sind die Momente M und Vertikalkräfte L durch die Linien in Fig. a gegeben, wobei deren charakteristische Ordinatenwerte eingeschrieben, positive Werte nach aufwärts, negative nach abwärts aufgetragen und die Flächen der Vertikalkräfte der Deutlichkeit halber schraffiert sind. Wenn P auf den frei aufliegend gedachten, getrennten Träger BC einwirkt, so entstehen die in Fig. b gezeichneten Momente und Vertikalkräfte; denkt man ferner die Größe $\frac{Px}{a}$ am Punkte C des Kragträgers angreifend, so ergeben sich Q und M nach Fig. c. Wie leicht zu erkennen, entstehen durch Übereinanderlegen der betreffenden Linien der Fig. b und c die Momente und Vertikalkräfte nach Fig. a für den ursprünglichen Belastungsfall des Kragarmes. Die beiden genannten Belastungsfälle zusammen sind also dem erstbetrachteten hinsichtlich der Momente und Querkkräfte, folglich, da die Spannungen der Gitterstäbe nur von diesen statischen Werten abhängen, auch hinsichtlich der Stabkräfte gleichwertig; diese Eigenschaft kann nun zur Bestimmung der Einflußflächen benützt werden.

Man zeichnet zunächst mit Hilfe zweier Kräftepläne (in Fig. e und d auf Tafel Nr. 17 ersichtlich), der eine für den Angriff von $P = 1$ in B, der andere für $P = 1$ in C auf den frei aufliegend gedachten Träger BC gültig, die Einflußlinien der einzelnen Stäbe für

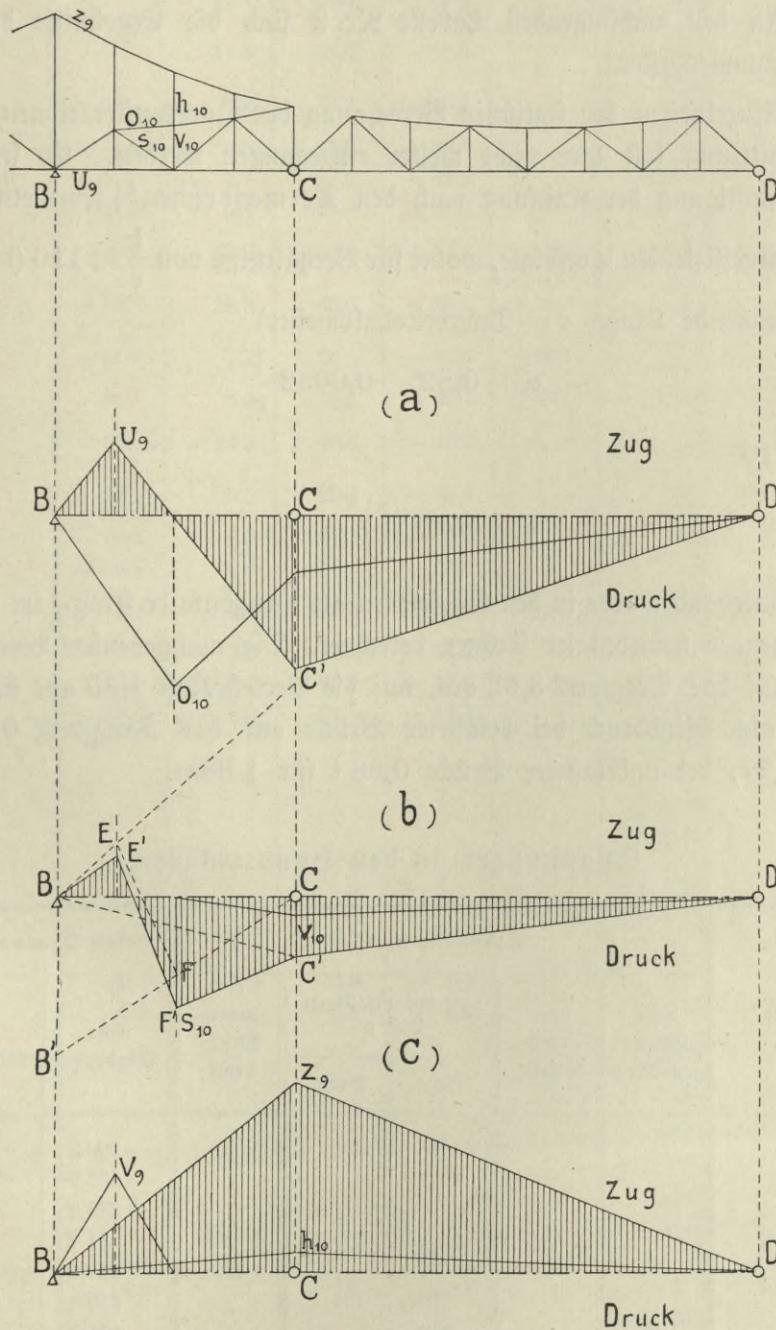
diesen frei aufliegend angenommenen Träger BC, sodann mit Hilfe des bereits früher gezeichneten Kräfteplanes für $P = 1\text{ t}$ in C auf den Kragträger ABC angreifend (siehe Fig. b auf Tafel Nr. 17 für Träger II und Fig. h auf Tafel Nr. 17 für Träger III), Linien, welche den Einfluß der Last $\frac{1 \cdot x}{a}$, in C angreifend, auf die Stabspannung ausdrücken. Diese Linien sind durchwegs Gerade, welche man erhält, wenn man den aus



Vertikalkräfte und Momente für eine Einzellast P auf dem Kragarme.

Fig. b bezw. h auf Tafel Nr. 17 entnommenen Wert der bezüglichen Stabkraft S auf einer Vertikalen durch C aufträgt und den gewonnenen Punkt mit B verbindet. Durch die Ablegung unter dem Lastpunkte mit der Abszisse x erfolgt bereits die Multiplikation der Ordinate S mit $\frac{x}{a}$. Aus der graphischen Summierung der beiden bezüglichen Linien erhält man die gesuchte Einflußlinie.

In folgenden Textfiguren a bis c sind die Einflußflächen für je ein Kettengurt-, Mittel- und Untergurtstück, sowie eine Diagonale, Vertikale und Hängestange dargestellt. Daß der Einfluß der auf CD liegenden Lasten durch Gerade nach D laufend gekennzeichnet wird und daß Lasten auf AB keinen Einfluß auf den Kragarm haben, bedarf keiner



Einflußlinien der Fachwerkstäbe im Kragarme BC.

besonderen Erläuterung. Nach dem Gesagten ist z. B. in obiger Textfigur b für die Diagonale S_{10} $\overline{BB'}$ aus Fig. c auf Tafel Nr. 17, $\overline{CC'}$ aus Fig. d entnommen und ist der Linienzug \overline{BEFC} die Einflußlinie von S_{10} für den frei aufliegenden Träger BC. Ferner ist $\overline{CC''}$ aus Fig. b auf Tafel Nr. 17 übertragen und stellt die gebrochene

Linie BC'D den Einfluß von $\frac{x}{a}$ vor. Die Summierung beider Flächen gibt die schraffierte Fläche BE'F'C'D als gesuchte Einflußfläche von S_{10} .

Aus den Einflußflächen sind die Maximalspannungen in bekannter Weise ermittelt und die durch den Betonballast hervorgerufenen Kräfte als Zusatzspannungen aus den Ordinaten in den Knoten 1^{II} und 1^{III} berechnet; die bezüglichen Knotenlasten sind 18 t bzw. 10 t. In der nachfolgenden Tabelle Nr. 2 sind die Ergebnisse der Spannungsbestimmung zusammengestellt.

Auf die Einzelheiten der statischen Berechnung der Querkonstruktionen, sowie auf die Querschnittsermittlung soll hier nicht weiter eingegangen werden. Es sei nur erwähnt, daß die Berücksichtigung der Knickung nach den Tetmajerschen*) Formeln mit Hilfe von Abminderungskoeffizienten α erfolgte, wobei für Verhältnisse von $\frac{l}{r} < 110$ (l = auf Knickung in Betracht kommende Länge, r = Trägheitshalbmesser)

$$\alpha = 0,82 - 0,0032 \frac{l}{r}$$

und für $\frac{l}{r} > 110$

$$\alpha = 5520 \left(\frac{r}{l} \right)^2.$$

Der Windverband wurde in den Endfeldern als horizontaler Krag-, im Mittelfelde CD als frei aufliegender horizontaler Träger berechnet. Die maßgebenden Werte sind: Windangriffsfläche auf das Tragwerk 3,62 qm, auf die Verkehrslast 1,55 qm beides pro lfdm; hieraus folgt als Winddruck bei belasteter Brücke auf das Tragwerk 0,63 t, auf die Verkehrslast 0,27, bei unbelasteter Brücke 0,98 t für 1 lfdm.

Spannungen in den Hauptträgern.

Stab	Spannung in t				Gesamtspannung in t		
	vom Eigen- gewichte g	vom Beton- ballaste	von der zufälligen Last p		vom Wind- druck	ohne Winddruck	mit Winddruck
			Zug	Druck			
I O ₂	-160.5	.
O ₃	-159.9	.
O ₄	-239.2	.
U _{1, 2}	± 8.8	81.7	90.5
U _{3, 4}	± 18.8	217.4	236.2
S ₁	-110.8	.
S ₂	66.9	.	38.7	- 0.1	.	105.6	.
S ₃	-45.6	.	1.8	-28.1	.	- 73.7	.
S ₄	17.1	.	17.2	- 7.3	.	34.3	.
V _{1, 3}	13.6	.	7.8	.	.	21.4	.
V ₂	- 7.1	.
V ₄	- 10.7	.

*) Prof. L. Tetmajer, „Formeln zur Berechnung auf Knickfestigkeit beanspruchter Stäbe aus Schweiß- und Flußeisen“. „Schweizerische Bauzeitung“, Band XXII, 1893.

Stab	Spannung in t				Gesamtspannung in t		
	vom Eigen- gewichte g	vom Beton- ballaste	von der zufälligen Last p		vom Wind- druck	ohne Winddruck	mit Winddruck
			Zug	Druck			
II O ₂	.	- 17.7	61.6	- 61.6	.	{ 43.9 - 79.3	.
O ₃	.	- 17.8	62.0	- 62.0	.	{ 44.2 - 79.8	.
O ₄	51.5	- 8.6	89.3	- 59.5	.	{ 132.2 - 16.6	.
O ₅	- 73.2	- 8.6	17.3	- 59.5	.	- 141.3	.
O ₆	- 57.9	- 5.9	28.6	- 62.0	.	- 125.8	.
O ₇	- 57.5	- 5.9	28.4	- 61.6	.	- 125.0	.
U _{1, 2}	9.6	22.2	38.6	- 33.1	± 3.5	{ 70.4 - 1.3	{ 73.9 - 4.8
U _{3, 4}	- 23.1	12.8	66.6	- 80.0	± 9.4	{ 56.3 - 90.3	{ 65.7 - 99.7
U _{5, 6}	- 51.9	7.7	66.6	- 96.6	± 24.4	{ 22.4 - 140.8	{ 46.8 - 165.2
U _{7, 8}	- 90.1	3.2	38.6	- 90.7	± 46.5	- 117.6	- 224.1
S ₁	- 11.7	- 27.2	40.6	- 47.3	.	{ 1.7 - 86.2	.
S ₂	- 11.7	- 5.5	29.6	- 36.4	.	{ 12.4 - 53.6	.
S ₃	30.8	6.6	31.7	- 14.0	.	69.1	.
S ₄	- 36.8	- 5.8	3.6	- 24.9	.	- 67.5	.
S ₅	1.8	1.0	15.5	- 14.5	.	{ 18.3 - 11.7	.
S ₆	- 17.3	- 2.3	7.2	- 17.2	.	- 36.8	.
S ₇	30.8	3.3	29.6	- 11.8	.	63.7	.
S ₈	- 39.6	- 3.9	24.5	- 47.3	.	- 90.8	.
Z ₅	199.8	.
Z ₆	204.7	.
Z ₇	210.9	.
Z ₈	218.9	.
V ₁	13.6	18.0	7.8	.	.	39.4	.
V _{3, 5, 7}	13.6	.	7.8	.	.	21.4	.
V ₂	.	- 1.2	4.0	- 4.0	.	{ 2.8 - 5.2	.
V ₄	36.7	3.2	22.2	1.0	.	62.1	.
V ₆	7.1	- 0.4	8.1	4.0	.	14.8	.
h ₅	15.9	.
h ₆	17.2	.
h ₇	18.2	.
h ₈	- 224.5	.
O ₁₀	- 122.4	.
O ₁₁	- 123.1	.
O ₁₂	- 196.6	.
U _{9, 10}	- 87.9	.	.	- 56.2	± 41.3	- 144.1	- 185.4
U _{11, 12}	- 13.0	.	7.2	- 14.7	± 11.3	- 27.7	- 39.0
S ₉	- 66.9	.
S ₁₀	52.6	.	32.3	- 1.8	.	84.9	.
S ₁₁	- 42.6	.	6.0	- 30.6	.	- 73.2	.
S ₁₂	17.4	.	19.6	- 9.6	.	37.0	.
Z ₉	228.3	.
Z ₁₀	210.8	.
Z ₁₁	201.9	.
Z ₁₂	197.6	.
V _{9, 11}	13.6	.	7.8	.	.	21.4	.
V ₁₀	11.3	.	6.5	.	.	17.8	.

Stab	Spannung in t				Gesamtspannung in t		
	vom Eigen- gewichte g	vom Beton- ballaste	von der zufälligen Last p		vom Wind- druck	ohne Winddruck	mit Winddruck
			Zug	Druck			
II V ₁₂	- 4.7	.	9.5	- 12.3	.	{ 4.8 - 17.0	.
h ₉	37.2	.
h ₁₀	25.8	.
h ₁₁	17.2	.
III O ₂	- 57.0	- 10.5	49.4	- 82.4	.	- 149.9	.
O ₃	- 57.1	- 10.5	49.4	- 82.4	.	- 150.0	.
O ₄	- 37.8	- 7.0	87.3	- 109.1	.	{ 42.5 - 153.9	.
O ₅	- 38.0	- 7.0	87.7	- 109.6	.	{ 42.7 - 154.6	.
O ₆	29.0	- 3.6	100.6	- 83.8	.	{ 126.0 - 58.4	.
O ₇	- 95.8	- 3.6	29.1	- 84.3	.	- 183.7	.
O ₈	- 71.0	- 2.5	38.6	- 79.6	.	- 153.1	.
O ₉	- 70.6	- 2.5	38.3	- 79.1	.	- 152.2	.
U _{1,2}	38.6	12.2	47.7	- 25.5	+ 7.1	98.5	105.6
U _{3,4}	56.1	8.8	103.1	- 70.7	+ 13.7	{ 168.0 - 5.8	{ 181.7 - 19.5
U _{5,6}	7.0	5.2	100.8	- 96.8	+ 13.2	{ 113.0 - 84.6	{ 126.2 - 97.8
U _{7,8}	- 34.1	3.2	87.7	- 107.4	+ 23.7	{ 56.8 - 138.3	{ 80.5 - 162.0
U _{9,10}	- 83.4	1.4	48.7	- 97.8	+ 46.2	- 179.8	- 226.0
S ₁	- 48.0	- 15.2	31.7	- 59.4	.	- 122.6	.
S ₂	23.0	- 2.1	44.0	- 30.7	.	{ 64.9 - 9.8	.
S ₃	1.2	2.2	31.3	- 30.6	.	{ 34.7 - 27.2	.
S ₄	- 23.5	- 2.3	17.0	- 30.6	.	- 56.4	.
S ₅	42.8	2.5	32.1	- 7.4	.	77.4	.
S ₆	- 49.7	- 2.3	1.1	- 29.8	.	- 81.8	.
S ₇	7.5	0.4	- 17.7	- 13.3	.	{ 25.6 - 5.4	.
S ₈	- 24.7	- 0.9	7.0	- 21.3	.	- 46.9	.
S ₉	38.3	1.4	37.3	- 15.2	.	- 77.0	.
S ₁₀	- 47.9	- 1.7	33.2	- 60.9	.	- 110.5	.
Z ₇	198.5	.
Z ₈	203.0	.
Z ₉	209.8	.
Z ₁₀	219.2	.
V ₁	13.6	10.0	7.8	.	.	31.4	.
V _{3,5,7,9}	13.6	.	7.8	.	.	21.4	.
V ₂	- 0.8	- 0.2	0.7	- 1.2	.	- 2.2	.
V ₄	- 1.6	- 0.3	3.7	- 4.7	.	{ 1.8 - 6.6	.
V ₆	43.0	1.3	30.1	- 5.3	.	74.4	.
V ₈	8.3	- 0.1	9.3	4.5	.	17.5	.
V ₁₄	78.1	.
h ₇	16.6	.
h ₈	19.4	.
h ₉	22.1	.
h ₁₀	- 225.5	.

Anmerkung: Die Spannungen in den Kragermstäben des Trägers III sind gleich groß mit den homologen Stäben des Trägers II.

Bezüglich der konstruktiven Durchbildung der Stabquerschnittsformen ist besonders zu bemerken, daß die Gurte mit doppelten Wänden etwa nach der Form —|— ausgebildet sind. Diese Konstruktionen sind in Deutschland im allgemeinen nicht üblich, da bei denselben Kästen entstehen, in denen das Regenwasser aufgefangen wird. Bei nicht ganz tadellosem Anstrich sind die Eisenteile leicht den Angriffen des Rostes ausgesetzt. Zur Verhütung dieses Mißstandes sind im vorliegenden Fall in den Kästen einzelne Löcher mit quer-gestellten Winkelleisen angebracht, die das Wasser aufhalten und den Löchern zum Ablauf zuführen.

Die spannungslosen Obergurtstäbe O_1 und O_1' bei den Gelenken sind lediglich aus ästhetischen Gründen angebracht. Damit dieselben die Beweglichkeit bei den Gelenken nicht hindern, sind sie mittels Schrauben befestigt, die sich in Schlitzen bewegen können.

Die Fahrbahnkonstruktion besteht aus Blechquerträgern in den Knotenpunkten mit sechs gewalzten Längsträgern, welche die Lasten der Fahrbahn auf die Querträger übertragen. Über den Längsträgern befinden sich — -Eisen, auf denen die Schotterdecke ruht.

Zur Unterstützung der beiderseitigen Fußwege befinden sich ebenfalls über den Querträgern je zwei Längsträger, welche durch I-Eisen, N.P. Nr. 12 in Abständen von 1,10 abgesteift sind. Letztere bilden das Traggerippe für eine 5 cm starke Monierdecke, welche mit einer 2 cm starken Asphalt-schichte überdeckt ist.

Die Schotterdecke ist seitlich durch Winkelleisen abgeschlossen und zwar in der Weise, daß zwischen der Fahrbahn und den Fußwegen ein 5 cm breiter Schliß vorhanden ist, durch den das Niederschlagswasser von der Fahrbahn abfließen kann.

Beim Gelenk in der Trägervertikalen 12 ist die Fahrbahn senkrecht zur Brückenachse vollständig getrennt. Hier sind zwei nach der Fahrbahnwölbung geformte Abschlußträger für die Schotterdecke angeordnet, über denen ein geripptes Gleitblech liegt. Ähnlich ist auch die Konstruktion bei den Fußwegen. Bei dem zweiten Gelenk in der Trägervertikalen 14 ist eine feste Verbindung der Träger vorhanden, so daß hier nur geringe Verschiebungen eintreten können. Der Übergang wird hier durch ein auf Konsolen ruhendes — -Eisen gebildet, welches geringe Gleitbewegungen gestattet. Die Schotterdecke ist hier nicht getrennt.

Bei den Widerlagern ist der Übergang der Fahrbahn und der Fußwege in ähnlicher Weise wie bei dem Gelenk in der Trägervertikalen 12 ausgebildet.

Über der Fahrbahn ist die Brücke lediglich an den Pfeilern mit Querversteifungen versehen, die hier zu festen Portalen zusammengefaßt sind. Sonst ist die Brücke im Querprofil über der Fahrbahn durchweg offen. Um dennoch eine genügend starke Querverspannung der Brücke zu erzielen, wurden alle Vertikalstäbe mit vollen Stehblechen konstruiert und die Verbindung der Fahrbahnquerträger mit den Haupttragwänden möglichst stark hergestellt.

An den beiden Widerlagern der Brücke wurden zur Aufhebung negativer Stützdrücke Gegengewichte (Betonballaste) in den Endfeldern der Seitenöffnungen, sowie Verankerungen in den Widerlagern selbst angebracht. Die Verankerung wird durch 70 mm starke Rundstangen bewirkt, welche oben an den verlängerten und entsprechend verstärkten Eckblechen der Endquerträger angreifen, bis auf 5,40 m unter die Auflagerquader in das Mauerwerk hinunterreichen und sich dort mittels eines gußeisernen Stützkörpers gegen die Quader stemmen.

Die Grenzwerte für die Stützdrücke an den Widerlagern berechnen sich aus den in Tafel 17 dargestellten Einflußflächen für dieselben wie folgt:

Auflagerdruck	Einflußfläche			Auflagerdruck			Auflagerdruck	
	+	-	Summa	vom Eigen- gewicht $g = 2,77 \text{ t}$	von Verkehrslast $p = 1,6 \text{ t}$		größter ton.	kleinster ton.
					+	-		
J _A	19,6	14,7	+ 4,9	13,6 t	31,4 t	23,5 t	45,0 t	- 9,9 t
J _F	24,5	11,8	+ 12,7	35,2 t	39,2 t	18,9 t	74,4 t	+ 16,3 t

Es ist hienach nur am linksseitigen Widerlager ein negativer Stützdruck von $- 9,9 \text{ t}$ vorhanden. Der als Gegengewicht im Endfeld angebrachte Ballastkörper von $0,95 \text{ m}$ Höhe, $4,3 \text{ m}$ Breite und 8 m Länge hat ein Gesamtgewicht von rd. 72 t , so daß auf jede Tragwand 36 t treffen. Als geringster Auflagerdruck am linken Widerlager ergibt sich sonach ein solcher von rd. 24 t . Obwohl am rechtsseitigen Widerlager ein negativer Stützdruck nicht vorhanden ist, so wurde doch im Interesse weitgehender Sicherheit auch hier das gleiche Gegengewicht samt Verankerung, wie am linksseitigen Widerlager angebracht.

d) Nebenanlagen und dekorative Ausstattung.

Als Hilfsmittel zur Vornahme der periodischen Untersuchungen, sowie bei Erneuerung des Anstriches der unter der Fahrbahn gelegenen und infolgedessen schwer zugänglichen Teile des eisernen Oberbaues sind zwei Fahrstühle, einer für den österreichischen, einer für den bayerischen Teil des Tragwerkes vorgesehen. Jeder Fahrstuhl besteht aus einem Trägergerippe A (siehe Tafel 22), an welchem durch Ketten eine Plattform B aufgehängt ist, die mittels zweier Schneckengetriebe C gehoben und gesenkt werden kann. Der Fahrstuhl hängt im allgemeinen stets mit hochgezogener unterer Plattform in der Nähe eines Widerlagers oder eines Pfeilers, bei welchem ein Abstieg vom Gehwege aus angeordnet werden muß, und wird erst bei der Benützung herabgelassen. Dies hat den Zweck, ihn über den Bereich von Hochwässern zu bringen.

Der Fahrstuhl läuft mittels vier Stahlrollen an zwei Γ -förmigen Trägern D, die an den Querträgern und an den Kreuzungsstellen mit den Windstreben befestigt sind. Die Vorwärtsbewegung erfolgt nicht mit maschinellen Hilfsmitteln, sondern einfach durch Weiterziehen der auf dem Fahrstuhle befindlichen Arbeiter an den Eisenteilen der Fahrbahn, was erfahrungsgemäß vollkommen hinreicht.

Der Fahrstuhl ist ferner so eingerichtet, daß er über den Pfeiler hinweggeführt werden kann, was zur Bestreichung je einer Seitenöffnung und eines Teiles des Mittelfeldes notwendig ist. Zu diesem Behufe ist die untere Plattform in der Weise ausgebildet, daß an einem mittleren Teile von $6,7 \text{ m}$ Länge jederseits eine Klappe K von $1,75 \text{ m}$ Länge angebracht ist. In vorgeschobener Stellung hängt sie an einer Kette k und stemmt sich gegen einen Winkel E des mittleren Teiles. Soll der Fahrstuhl über den Pfeiler hinwegfahren, so werden vorerst die Flügelschrauben s gelöst und der über der Klappe befindliche Teil des Geländers, der sich bei t und u um Bolzen dreht, auf den Boden der Klappe niedergelegt; sodann wird die Klappe, die immer an der Kette k

hängen bleibt, von Hand gehoben und zurückgeschoben, wobei die Fußwinkel in einer Führung gleiten. Hierauf folgt das Heben der unteren Plattform und das Hinüberfahren über den Pfeiler. Beim Herablassen gehen die geschilderten Maßnahmen in umgekehrter Reihenfolge vor sich. Ein Anschlag v hindert hierbei das zu weite Vorschieben der Klappe. Das Niederlassen der äußeren Geländerteile muß selbstverständlich bei jeder Hebung des unteren Fahrstuhlteiles erfolgen.

Um das „Ecken“ des Gerüstes bei ungleichmäßigem Vorwärtsbewegen zu verhindern, sind Führungsrollen r angeordnet. Beim Knoten 12^{II} ist noch mit Rücksicht auf die hier eintretende Dilatation eine besondere Vorrichtung angebracht, um das Überfahren der Lücke zu ermöglichen.

Für die künstlerische Ausgestaltung der Brücke standen größere Mittel nicht zur Verfügung. Es wurde jedoch durch die gefällige Linienführung der Eisenkonstruktion, durch die hohe Lage der Fahrbahn über der Salzach mit den schlanken, hohen Pfeilern ein schönes Gesamtbild für die Brücke erzielt. Das Ende der Tragkonstruktion ist an den beiden Widerlagern durch kräftige Granitsäulen mit Laternen und anschließende Granitbrüstungen zum Ausdruck gebracht. Die über den beiden Strompfeilern stehenden Hauptständer wurden mit Eisenblech verkleidet und zu Pylonen ausgestaltet. Dieselben sind mit Tritonenmasken, Cartouchen und Voluten verziert und endigen oben in Kugeln, die mit Adlern gekrönt sind. Die Höhe der Pylonen beträgt von den Auflagerquadern ab bis zu den Spitzen der Adler rd. 16 m. Die Querverbindungen zwischen den Pylonen sind als durchbrochene Bögen mit profilierten Rippen ausgebildet. In ihrer Mitte tragen sie Cartouchen mit den Wappen der Nachbarländer, über denen sich in der Portalmitte die bayerische Königskrone bezw. die österreichische Kaiserkrone befinden.

Auf den Innenseiten der Pylonen sind Gedenktafeln angebracht, welche die Zeit der Erbauung der Brücke unter der Regentschaft Sr. K. Hoheit des Prinzen Luitpold von Bayern bezw. unter der Regierung Sr. Majestät des Kaisers Franz Joseph I von Österreich angeben.

III. Bauausführung und Baukosten.

Nach dem Kostenvoranschlag waren für die Ausführung der gesamten Brücke 632,000 Mk. in Aussicht genommen. Von dieser Summe waren von jedem der beiden Uferstaaten die Kosten für die auf sein Gebiet treffenden Bauten zu tragen. Als Grenze gilt die Mitte des korrigierten Salzachflusses, welche 3,321 m vom rechtsseitigen Gelenk gegen Österreich zu gelegen ist. Hiernach entfiel auf Bayern ein Betrag von 337,000 Mk. und auf Österreich von 295,000 Mk.

Die Ausführung der sämtlichen Bauarbeiten erfolgte in der Zeit vom November 1901 bis Mai 1903.

Die Arbeiten waren in der Hauptsache an Unternehmer vergeben. Lediglich das Fundament für das bayerische Widerlager und die bayerische Zufahrtsrampe mit anschließender Brückenfahrbahn wurden in bauamtlichem Selbstbetrieb hergestellt. Die Ausführung des bayerischen Pfeilers und des Überbaues für das linke Widerlager war der Firma Sager & Wörner in München übertragen. Die diesem Auftrage zu Grunde liegenden Einheitspreise waren folgende:

1. Aushub von Schottermaterial über Niederwasser für die Pfeilergründung und dessen spätere Wiederverwendung zu Hinterfüllungen, für 1 cbm 2.— Mk.
2. Ausführung der Luftdruckgründung unter Niederwasser
 - a) bei Versenkung in Schottermaterial, für 1 cbm 109.80 Mk.
 - b) bei Versenkung in weichem Konglomeratgestein, für 1 cbm 115.80 Mk.
3. Quadermauerwerk gewöhnlicher Rüstung aus Granit für die Ansichtsflächen in Portlandzementmörtel 1:3 einschließlich Verfugen und aller Nebenleistungen
 - a) des Widerlagers, für 1 cbm 98.— Mk.
 - b) des Pfeilers, für 1 cbm 102.— Mk.
4. Quadermauerwerk besonderer Rüstung aus Granit für gekrümmte Ansichtsflächen
 - a) des Widerlagers, für 1 cbm 118.— Mk.
 - b) des Pfeilers, für 1 cbm 128.— Mk.
5. Quadermauerwerk künstlicher Rüstung aus Granit, an den sichtbaren Flächen einfach profiliert und sauber gestockt
 - a) des Widerlagers, für 1 cbm 162.— Mk.
 - b) des Pfeilers, für 1 cbm 160.50 Mk.
6. Quadermauerwerk künstlicher Rüstung für die Rundungen der Pfeiler und Widerlager, für 1 cbm 185.— Mk.
7. Auflagerquader aus Granit, für 1 cbm 157.50 Mk.
8. Betonmauerwerk 1:3:5 für das Füllmauerwerk des Widerlagers und des Pfeilers, für 1 cbm 17.— Mk.

Das gesamte Haussteinmaterial ist Granit aus den Brüchen des bayerischen Waldes bei Metten, Floß, Tittling, Egg und Triesenried.

Die Luftdruckgründung des bayerischen Pfeilers wurde in der Zeit vom April mit Juni 1902 im Unterackord der Firma Sager & Wörner durch die Maschinenbaugesellschaft Nürnberg ausgeführt. Die Schneide des Senkfastens wurde bis 5,92 m unter Niederwasser hinabgetrieben. Von dieser Gesamttiefe treffen auf die Schotterebene 2,941 m und auf die Konglomeratschicht 2,979 m. Als Gesamtkosten für die Luftdruckgründung ergeben sich daher bei der Grundfläche des Senkfastens von 55,85 qm:

$$(2,941 \cdot 109,8 + 2,979 \cdot 115,8) \cdot 55,85 = \mathbf{37,305.80 \text{ Mk.}}$$

Der bayerische Teil der Eisenkonstruktion war an die Firma Noell & Co. in Würzburg vergeben. Dieser Brückenanstalt oblag demgemäß die Herstellung, Lieferung und Aufstellung des linksseitigen Kragträgers und des eingehängten Trägers, sowie des Fahrstuhles und der Bekleidung der Pfeilerstände mit der oberen Querverbindung, einschließlich dreimaligem Ölfarbenastrichs und aller für die Ausführung erforderlichen Nebenarbeiten. Die Konstruktion des Aufstellungsgerüsts war der Unternehmung überlassen. Für dasselbe wurde lediglich die Herstellung von zwei je 15 m weiten Schiffahrtsöffnungen vorgeschrieben, von denen eine auf der bayerischen, die andere auf der österreichischen Seite zu belassen war.

Für sämtliche Konstruktionsteile war die Verwendung von basischem Thomas-Flusseisen vorgeschrieben. Das Gesamtgewicht der von der Firma Noell gelieferten Tragkonstruktion wurde durch Abwiegen zu 375,241 kg ermittelt. Der Einheitspreis betrug für 100 kg 27,80 Mk.

Mit der Ausführung der Arbeiten für die Aufstellung der Eisenkonstruktion wurde Mitte Mai 1902 begonnen. Das Aufstellungsgerüst für den linken Kragträger war am

11. Juli 1902 fertig. Die Aufstellung des Kragträgers selbst erfolgte in der Zeit vom 15. Juli mit 30. September 1902. Mit Rücksicht auf höhere Wasserstände konnte mit der Rüstung für den eingehängten Träger erst Ende September 1902 begonnen werden. Die Aufstellung dieses Trägers wurde in der Zeit von Mitte Oktober bis 1. Dezember 1902 durchgeführt. Die Portalverkleidung gelangte erst Ende März 1903 zur Ausführung.

Der österreichische Teil der Brücke war an österreichische Baufirmen vergeben. Der Unterbau des rechtsseitigen Pfeilers und Widerlagers wurde durch die Wiener Bauunternehmung Redlich & Berger in der Zeit vom 9. Dezember 1901 bis 26. April 1902 um den Gesamtpreis von 106,812 Mk. ausgeführt. Die Herstellung der Eisenkonstruktion für den rechtsseitigen Kragträger erfolgte durch die Brückenbaufirma Jg. Gridl in Wien in der Zeit vom August 1902 bis 20. Januar 1903. Das Gesamtgewicht des Kragträgers, einschließlich Fahrstuhl wurde zu 278 405 kg ermittelt. Der Einheitspreis für 100 kg war mit 38,30 Mk. vereinbart. Mit Rücksicht darauf, daß 3,321 m des Kragarmes auf Bayern treffen, waren 16 824 kg des Gewichts von Bayern zu bezahlen.

Die Probebelastung für die gesamte Eisenkonstruktion wurde vom 19. bis 23. Januar unter der Leitung des österreichischen k. k. Baurates Haberkalt vorgenommen. Für die ruhende Belastung wurde Schotter mit dem Einheitsgewicht von 1860 kg/cbm verwendet. Derselbe wurde entsprechend der vorgeschriebenen Nutzlast von 400 kg/qm in einer Höhe von 0,35 m auf die Fahrbahn aufgebracht. Zuerst wurden die Seitenöffnungen vollbelastet und hiefür die größten Gurtungsspannungen bezw. Einsenkungen dieser Öffnungen gemessen. Dann wurde die Mittelöffnung belastet unter Entlastung der Seitenöffnungen. Für diesen Belastungsfall — den ungünstigsten für die Kragarme und das eingehängte Trägerfeld — wurden ebenfalls die charakteristischen Einsenkungsmaße durch Nivellement ermittelt. Sodann wurde die Brücke wieder entlastet und die verbleibende Höhenlage festgestellt. Zur Ermittlung des Einflusses der ungleichmäßigen Erwärmung auf die Bewegungen der Knotenpunkte wurden während der Beobachtung auch jeweils die Temperaturen der Gurtungsstäbe gemessen. Die Berechnung des Einflusses wurde nach der Formel: $d_t = \pm \varepsilon \cdot \Sigma S' \cdot s \cdot t$ vorgenommen.

Hierin bedeutet:

dt = die der Temperaturveränderung t gegenüber einer bestimmten Anfangstemperatur entsprechende Hebung oder Senkung eines Knotens;

ε = Wärmeausdehnungskoeffizient des Eisens = 0,000012 für 1°C ;

S' = Stabspannungen, infolge einer in dem betreffenden Knoten angreifenden Einzelast $P = 1,0t$;

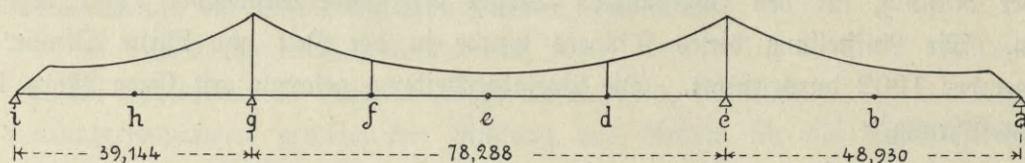
s = Stablängen und

t = Temperaturunterschied.

Für die Hebung oder Senkung d_t , welche ein bestimmter Untergurtnoten erfährt, wenn der Obergurt um T° wärmer wird als der Untergurt, ergeben sich die nachfolgenden Beziehungen:

Für sämtliche Stäbe des Untergurts ist $t = 0$; für sämtliche Stäbe des Obergurts ist $t = T$ und für sämtliche Gitterstäbe ist näherungsweise $t = \frac{T}{2}$; die Werte S' und s können aus den Kräfteplänen bezw. aus dem Trägernetz entnommen werden. Für die

Punkte b, d, e, f und h des Trägernezes ergibt sich für einen Temperaturunterschied $T = \pm 1^\circ \text{C}$ nach Einsetzung der Zahlenwerte:



für b	$d_T = \mp 0,918 \text{ mm,}$
„ d	$d_T = \mp 1,140 \text{ mm,}$
„ e	$d_T = \mp 0,614 \text{ mm,}$
„ f	$d_T = \mp 0,897 \text{ mm,}$
„ h	$d_T = \mp 0,596 \text{ mm.}$

Bei den Werten für d_T sind Hebungen mit $-$ und Senkungen mit $+$ bezeichnet.

Die aus den verschiedenen Messungen sich ergebenden Abstände der Untergurtpunkte von der geraden Verbindungslinie der Auflagerpunkte, die Änderungen dieser Abstände infolge der Temperaturunterschiede und die hierauf sich ergebenden bleibenden und elastischen Einsenkungen sind in der nachstehenden Tabelle zusammengestellt.

Aus der nebenstehenden tabellarischen Zusammenstellung ergibt sich, daß die tatsächlich eingetretenen Formänderungen in allen beobachteten Punkten kleiner sind, als die theoretisch berechneten, bzw. als die zulässigen Werte von $1/4000$ der Stützweite. Ein ebenso günstiges Ergebnis wurde bei der Probe mit rollender Last erzielt. Bei dieser Probe wurde ein Lastwagen mit 9700 kg Gewicht mit einer Bespannung von sechs Pferden in möglichst großer Geschwindigkeit über die Brücke geführt und die dabei entstehende Schwingung der Knotenpunkte in lotrechter und wagrechter Richtung beobachtet. Die lotrechten Schwingungen erreichten an den Gelenken den Betrag von 2 mm, in der Mitte der Seitenöffnungen rd. 3 mm. Die wagrechten Schwingungen waren an keiner Stelle größer als 1 mm. Alle diese Formänderungen waren rein elastische ohne bleibende Wirkung.

Bei der letzten Belastungsprobe wurde auch die Wirkungsweise einzelner Fachwerksstäbe mit Spannungsmessern — System Manet-Rabut — geprüft und als befriedigend befunden.

Die Gesamtbaukosten der Brücke einschließlich der beiderseitigen Zollwachhäuschen ergaben sich zu

577,500 Mk.,

wovon auf Österreich	260,000 Mk.
und auf Bayern	317,500 Mk.

trafen. Gegenüber dem Voranschlag wurde sonach eine Einsparung von 35,000 Mk. bzw. 19,500 Mk. erzielt.

Am 2. Juni 1903 wurde die Brücke nach feierlicher Einweihung dem allgemeinen Verkehr übergeben.

Bezüglich der bei der Projektierung und Ausführung der Brücke beteiligten Behörden und Beamten ist zu erwähnen, daß das Gesamtprojekt durch die österreichische Staatsregierung im Benehmen mit dem beauftragten K. Straßen- und Flußbauamt Traunstein

aufgestellt wurde. Der Entwurf für die Pfeiler und Widerlager wurde durch den k. k. Oberingenieur Rambauer in Salzburg, für den eisernen Überbau durch den k. k. Baurat Haberkalt und den Konstrukteur Lipold in Wien und für die architektonische Ausgestaltung durch den k. k. Baurat Koch in Wien bearbeitet.

Die Bauausführung erfolgte für den österreichischen Teil unter der Leitung des k. k. Oberingenieurs Rambauer. Die spezielle Bauleitung für den bayerischen Teil der Brücke war unter der Oberleitung des k. k. Bauamtmanns Max Mayr, des Vorstandes des k. k. Straßen- und Flußbauamtes Traunstein, vom Baubeginn bis zum 1. Oktober 1902 dem k. k. Bauamtsassessor Wilhelm Arnold und von da ab dem k. k. Bauamtsassessor Jos. Bilbig übertragen.

Hafenneubauten bei Ludwigshafen a. Rh. Luitpoldhafen und Mundenheimer Altrheinhafen.

(Tafel 24—39 d.)

Die Umschlag- und Hafenanlagen bei Ludwigshafen am Rhein bestehen aus dem offenen Rheinkai, dem Winterhafen, dem Luitpoldhafen und dem anschließenden Hafenbecken des Mundenheimer Altrheins.

Die Kaianlagen am linken Rheinufer (Tafel 25) sind mit der Rheinregulierung und dem allmählich zunehmenden Rheinverkehr nach und nach entstanden. Sie besitzen zurzeit eine Längenausdehnung von 7150 m. Davon sind 960 m mit hochwasserfreien Kai-
mauern, die übrigen Strecken mit gepflasterten Uferböschungen versehen. Die Krone der letzteren liegt durchschnittlich 1,65 m unter dem Hochwasserstand vom Jahre 1882, so daß sie von besonders großen Hochwässern noch überflutet wird.

Der unmittelbar beim Bahnhof Ludwigshafen befindliche Winterhafen besteht bereits seit dem Jahre 1824. Seine jetzige Ausdehnung und Ausstattung erhielt er in den Jahren 1884—1887.

Trotz der verhältnismäßig großen Ausdehnung des Rheinkais mit dem Winterhafen konnte dem rasch zunehmenden Verkehrsbedürfnis, dem Bedarf an Lager- und Umschlagplätzen auf die Dauer nicht entsprochen werden. Es wurde daher schon im Jahre 1890, namentlich seitens der Handels- und Gewerbekammer der Pfalz, die Erbauung weiterer Hafenanlagen in Anregung gebracht. Die Folge dieser Anregung war das Projekt zur Erbauung des Luitpoldhafens und späterhin zum Ausbau des Mundenheimer Altrheins zu einem weiteren Hafenbecken. (Siehe Tafel 24.)

Die Ausführung des Luitpoldhafens erfolgte in den Jahren 1893—1898. Das in dieser Zeit oberhalb der Rheinbrücke „Ludwigshafen—Mannheim“ neugeschaffene Hafenbecken besitzt eine Länge von 1250 m und eine Breite zwischen den beiderseitigen oberen Uferändern von 90,81 m. Die bei Mittelwasser = + 380 Ludwigshafener Pegel nutzbare Wasserfläche beträgt 11,5 ha. Das Hafenbecken besitzt zwei Mündungen, von denen sich die untere 700 m oberhalb der Rheinbrücke und die obere bei der Ausmündung des Mundenheimer Altrheins in den Rhein befindet. Die untere Mündung dient in der Regel zur Ein- und Ausfahrt, während die obere nur in besonderen Bedarfsfällen, namentlich bei Sperrung der Hauptmündung, den Verkehr mit dem Rhein und dem Mundenheimer Altrheinhafen vermittelt.

Zwischen der oberen und unteren Hafenmündung hat der Rhein ein durchschnittliches Wasserpiegelgefälle von 25 cm, welches durch eine Kammer Schleuse bei der oberen Mündung ausgeglichen wird. Diese verhindert einerseits eine Längsströmung im Hafen, gestattet aber auch andererseits eine zeitweise Durchspülung des Hafenbeckens.

Auf der Stadtseite ist das Hafenbecken mit einer Kaimauer eingefasst, während das übrige Ufer mit gepflasterten Böschungen versehen ist. Die Krone der Kaimauer und der Böschungen liegt auf + 940 Ludwigshafener Pegel, d. i. 25 cm über dem höchsten bekannten Hochwasser vom Jahre 1882.

Die Sohle des Hafenbeckens liegt auf - 30 Ludwigshafener Pegel. Bei dem niedrigsten Rheinwasserstand von + 173 Ludwigshafener Pegel verbleibt daher noch eine Fahrwassertiefe von rund 2 m.

Das an das Hafenbecken anschließende Hafengelände hat auf der Stadtseite eine Breite von 51 m und ist hier fast vollständig mit Getreidespeichern und Lagerhallen bebaut. Das gegenüberliegende Hafengelände von 100 m Breite wird hauptsächlich zur Lagerung von Massengütern, insbesondere von Kohlen, Holz und Eisen benützt.

Unmittelbar an beiden Längsufern des Hafenbeckens befinden sich die dem Umschlag dienenden Gleisanlagen, welche durch die Hafenbahn einerseits mit dem 3,5 km entfernten Bahnhof Mundenheim, andererseits mit dem Bahnhof Ludwigshafen verbunden sind. Der Achstransport von und zum Hafengelände wird durch Hafenstrassen vermittelt, die sich an den Außenseiten des Hafengeländes hinziehen. Die stadtseitige, westliche Hafenstrasse führt in ihrer Fortsetzung stromabwärts zum offenen Rheinkai, dann zur Stadt und zum Bahnhof Ludwigshafen. Flußaufwärts führt sie zum Mundenheimer Altrheinhafen und nach Mundenheim. Die Verbindung dieser Straße mit der östlichen, zwischen Rheinkai und Luitpoldhafen befindlichen Hafenstrasse wird durch drei Drehbrücken vermittelt. Die obere von diesen Drehbrücken führt über die Kammer Schleuse der oberen Hafenmündung und ist als Straßen- und Eisenbahnbrücke gebaut. Die beiden unteren Drehbrücken liegen im Zuge der Hauptzugangsstraßen zum Hafengelände und dienen lediglich dem Fuhrwerks- und Personenverkehr.

Eine Reihe von Elevatoren, Dampf- und elektrischen Kranen an den beiden Hafenufern dienen der Böschung und Ladung der Schiffe. Das gesamte Hafengebiet wird durch eine elektrische Zentrale mit Licht und Kraft versorgt.

Der Mundenheimer Altrheinhafen wurde in den Jahren 1898 und 1899 erbaut. Er besitzt eine Gesamtlänge von rund 900 m und eine Sohlenbreite von 40 m. Auf der Stadtseite ist das Ufer mit gepflasterten Böschungen versehen, deren Krone verschieden hoch liegt und zwar zwischen + 915 Ludwigshafener Pegel und + 710 cm Ludwigshafener Pegel. Auf der entgegengesetzten Seite, d. i. auf der Seite der Kaiserwörthinsel, wurde die ursprüngliche Geländehöhe mit + 450 cm Ludwigshafener Pegel größtenteils beibehalten und das Ufer mit Pflasterung und Steinvorfuß gegen den Wellenschlag versichert. Das Hafengelände auf der Stadtseite ist durch zwei große Petroleumlager und ein Benzinlager, sowie durch die Steinlagerplätze der Staatsbauverwaltung fast vollständig ausgenützt. Die Steinlagerplätze sind mit einem Dampfkran und einem elektrischen Kran versehen, die gegen entsprechende Gebühren auch für die Benützung durch private Interessenten freistehen.

Die sieben Tanks der Petroleumlager sind für 23 700 cbm Petroleum und die 14 Tanks des Benzinlagers für 2350 cbm Benzin eingerichtet.

Dem Hafenverkehr dient die stadtseitige Hafenstraße mit der gleichlaufenden Hafenbahn, welche die Verbindung mit dem Bahnhof Mundenheim und Ludwigshafen herstellt.

Nach der Ausführung des Quitpoldhafens und des Mundenheimer Altrheinhafens hat sich der Umschlagverkehr in Ludwigshafen ganz wesentlich erhöht. Die nachfolgende Tabelle gibt Aufschluß über diese Entwicklung und läßt insbesondere die bedeutende Verkehrszunahme mit der Inbetriebnahme des Quitpoldhafens — 1896 — deutlich erkennen.

Jahr	Tonnen	Jahr	Tonnen	Jahr	Tonnen	Jahr	Tonnen
1849	19 363	1864	120 672	1879	260 766	1894	754 426
1850	23 255	1865	157 636	1880	239 658	1895	768 539
1851	25 798	1866	141 644	1881	325 314	1896	1 093 597
1852	40 518	1867	142 917	1882	297 440	1897	1 218 522
1853	51 328	1868	164 283	1883	436 597	1898	1 324 197
1854	52 529	1869	152 756	1884	441 450	1899	1 447 310
1855	57 028	1870	134 685	1885	518 165	1900	1 777 111
1856	76 999	1871	156 041	1886	647 423	1901	1 763 376
1857	83 624	1872	147 076	1887	562 035	1902	1 623 621
1858	89 109	1873	115 088	1888	669 876	1903	1 915 595
1859	93 254	1874	115 630	1889	750 264	1904	1 844 284
1860	168 552	1875	128 497	1890	815 954	1905	1 821 494
1861	140 173	1876	106 352	1891	819 971	1906	1 777 200
1862	147 287	1877	116 679	1892	833 843	1907	2 180 444
1863	99 594	1878	149 165	1893	898 547		

Von den baulichen Anlagen des Quitpoldhafens und des Mundenheimer Altrheins sind besonders hervorzuheben: die Raimauern und Pflasterböschungen, die drei Drehbrücken, die Kammersehleuse und die Anlagen für die Petroleum- und Benzintanks.

Die Raimauern und Pflasterböschungen. (Tafel 27.)

Wie bereits erwähnt, ist das stadtseitige Ufer des Quitpoldhafens vollständig, d. i. auf eine Länge von 1235 m mit einer Raimauer versehen.

Die Krone der Mauer liegt 9,40 m über dem Nullpunkt des Ludwigshafener Pegels, ihre Sohle durchschnittlich 0,50 m unter diesem Nullpunkt, so daß die Gesamthöhe der Mauer rd. 10 m beträgt.

Die Fundation ist in Beton zwischen 6,50 m langen Spundwänden aus Tannenholz durchgeführt, deren Spitzen bis zu 1,20 m unter die Fundamentsohle hinabreichen. Der Untergrund ergab sich durchweg als grober Kies von genügender Tragfähigkeit, auf den die Betonfundamente unmittelbar aufgesetzt werden konnten. Der bis zu 3,14 m über den Pegelnullpunkt heraufreichende Betonkörper wurde in vier wagrechten Lagen mittels Trichter eingebracht.

Die Aufmauerung der Raimauer über dem Betonfundament erfolgte in Bruchsteinmauerwerk aus Sandstein mit Vorsetzmauerwerk an der Wasserseite. Zur Abdeckung des Fundamentvorsprungs und der Mauerkrone dienen Sandsteinquader. Der wasserseitige Anlauf der Mauer beträgt 1:10. Zum Schutz gegen Beschädigungen beim Anfahren

der Schiffe wurde die Außenwand der Mauer mit Reibhölzern aus Kiefernholz versehen, welche auf dem Fundamentvorsprung aufsitzen und rd. 3,50 m über Mittelwasser heraufreichen. Die Ausstattung mit Treppen und Gastringen ist in der üblichen Weise vorgenommen. Die Ausführung der gesamten Kaimauer erfolgte in der Zeit vom November 1893 bis Juni 1897. Die Gesamtkosten belaufen sich auf 884 500 Mk., so daß sich als Kosten für 1 kdm 716 Mk. ergeben.

Die Einzelpreise für die Ausführung waren in der Hauptsache folgende:

- | | |
|--|-----------|
| 1. Baugrubenaushub, Kies und Sand, zwischen Spundwänden unter Wasser gefördert und zu Auffüllungen hinter der Kaimauer verwendet, für 1 cbm | 2.50 Mk. |
| 2. Spundwände aus Tannenholz, 6,50 m hoch, bestehend aus genuteten Weitzpählen in 2,25 m Abstand, $\frac{0,25}{0,20}$ m stark mit 5 kg schweren eisernen Schuhen, ferner aus 0,12 m starken Spunddielen samt Zangen von 0,15/0,20 m Querschnitt, einschließlich Lieferung und Verwendung aller Materialien samt Hammarbeit für 1 kdm | 80.— Mk. |
| 3. Beton für die Fundamente aus 1 Teil Portlandzement, 2 Teilen Sand und 4 Teilen Kies in vier wagrechten Schichten mittels Trichter versenkt, für 1 cbm | 13.— Mk. |
| 4. Geschichtetes Bruchsteinmauerwerk aus lagerhaften Sandsteinen in Mörtel aus 1 Teil Portlandzement, 1 Teil Wasserfalk und 6 Teilen Sand, für 1 cbm | 15.— Mk. |
| 5. Vorsetzmauerwerk aus lagerhaften Sandsteinen für die sichtbaren Mauerflächen, für 1 cbm | 17.90 Mk. |
| 6. Haussteinmauerwerk aus Sandsteinquadern in Portlandzementmörtel 1 : 1, für 1 cbm | 65.— Mk. |
| 7. Schmiedeeisen für die Ringe und Anker, fertig verarbeitet für 1 kg | — .40 Mk. |
| 8. Reibhölzer aus Kiefernholz, je 5,20 m lang, 0,35/0,35 m stark, gehobelt und geteert, mit Zinkblechfappe versehen und mittels Halseisen und Bügeln befestigt, für ein Stück | 77.— Mk. |

Die gepflasterten Uferböschungen für den Luitpoldhafen wurden in der Zeit vom Juli 1893 bis Dezember 1896, diejenigen im Mundenheimer Altrhein vom Januar 1897 bis Januar 1902 ausgeführt.

Das Profil der ersteren ist in den Plänen (Tafel 26 und 27) dargestellt. Es besteht aus drei Teilen, dem unteren Steinwurf, dem mittleren, 0,25 m hohen „Reihenpflaster“ und dem oberen, 0,15 m hohen „gelegten Pflaster“. Die drei Böschungsteile sind durch Bermen voneinander getrennt.

Die Kosten für 1 kdm Böschungspflaster betragen rd. 65 Mk.

Die Einheitspreise für die einzelnen Arbeiten stellen sich wie folgt:

- | | |
|---|----------|
| 1. Für 1 cbm Steinwurf: | |
| 1 cbm Sandstein II. Klasse inkl. Aufsetzen | 3.85 Mk. |
| Einwerfen nebst Aufsicht und allen sonstigen Leistungen | 1.15 „ |
| Zusammen | 5.— Mk. |

2. Für 1 qm „Reihenpflaster“:

0,40 cbm Steine I. Klasse inkl. Aufsetzen à 6.— Mk.	2.40 Mk.
0,2 cbm Rheinkies zur Unterlage, mit Schiffen beigefahren à 1.— Mk. —.20 „	
Zurichten und Verlegen nebst Aufsicht und allen sonstigen Leistungen	1.30 „
Zusammen	3.90 Mk.

3. Für 1 qm „gelegtes Pflaster“:

0,30 cbm Steine I. Klasse inkl. Aufsetzen à 6.— Mk.	1.80 Mk.
0,20 cbm Rheinkies zur Unterlage, mit Schiffen beigefahren à 1.— Mk. —.20 „	
Nachrichten und Verlegen nebst Aufsicht und allen sonstigen Leistungen	— .70 „
Zusammen	2.70 Mk.

Für 1 lfdm Uferböschungen am Luitpoldhafen wurden 3,78 cbm Steinwurf, 6,04 qm Reihenpflaster und 8,43 qm gelegten Pflasters erforderlich.

Die Gesamtkosten für die Böschungen des Luitpoldhafens betragen bei 1690 m Länge rund

110 000 Mk.

Beim Mundenheimer Altrheinhafen bewegen sich die Böschungskosten für 1 lfdm je nach der Höhe der Kronenlage zwischen 52 und 68 Mk. Die Gesamtkosten betragen rund

102 000 Mk.

Die drei Drehbrücken.

Die drei Drehbrücken des Luitpoldhafens, von denen die obere schief, die beiden unteren gerade sind, haben in der Hauptsache die gleiche Bauart. Die Hauptträger sind ungleicharmige Fachwerkträger auf drei Stützen. Als Drehmittelpunkt dient ein in der Nähe der mittleren Stütze angeordneter Königsstuhl, der in eingedrehtem Zustand der Brücke druckfrei ist; der lange Arm überspannt die Schiffahrtsöffnung; das Übergewicht desselben wird am kurzen Arm durch ein Gegengewicht — Ballastbeton — ausgeglichen.

Die Schiffahrtsöffnung der oberen Brücke ist 12,5 m, die der mittleren 22,0 m und die der unteren 29,70 m weit.

Im nachstehenden sei die untere¹⁾ Drehbrücke, welche in den Planbeilagen (Tafel 32—38) dargestellt ist, näher beschrieben.

Der auf drei Stützen ruhende kontinuierliche Fachwerkträger ist 51 m lang, wovon 32 m auf den langen und 19 m auf den kurzen Arm entfallen. Die Entfernung der beiden Hauptträger beläuft sich auf 5,4 m; sie sind durch 14 Querträger miteinander verbunden. Die 5 m breite Fahrbahn besteht aus hölzernen Querdiehlen, welche auf Längshölzern ruhen. Die Konstruktionsunterkante liegt 3,60 m über dem Mittelwasserpiegel.

Der polygonal gestaltete Drehpfeiler und die beiden Widerlager sind aus Bruchsteinmauerwerk mit Haussteinverkleidung hergestellt und ruhen auf Betonfundamenten, die zwischen Spundwänden eingeschlossen sind. Das linksseitige Widerlager wird aus einem Land- und einem Stützpfeiler gebildet, die beide durch einen Gewölbobogen von 9,43 m lichter Weite verbunden sind. Sowohl bei den Widerlagern als auch bei dem Mittelpfeiler besteht der Untergrund aus festgelagertem Kies und Sand.

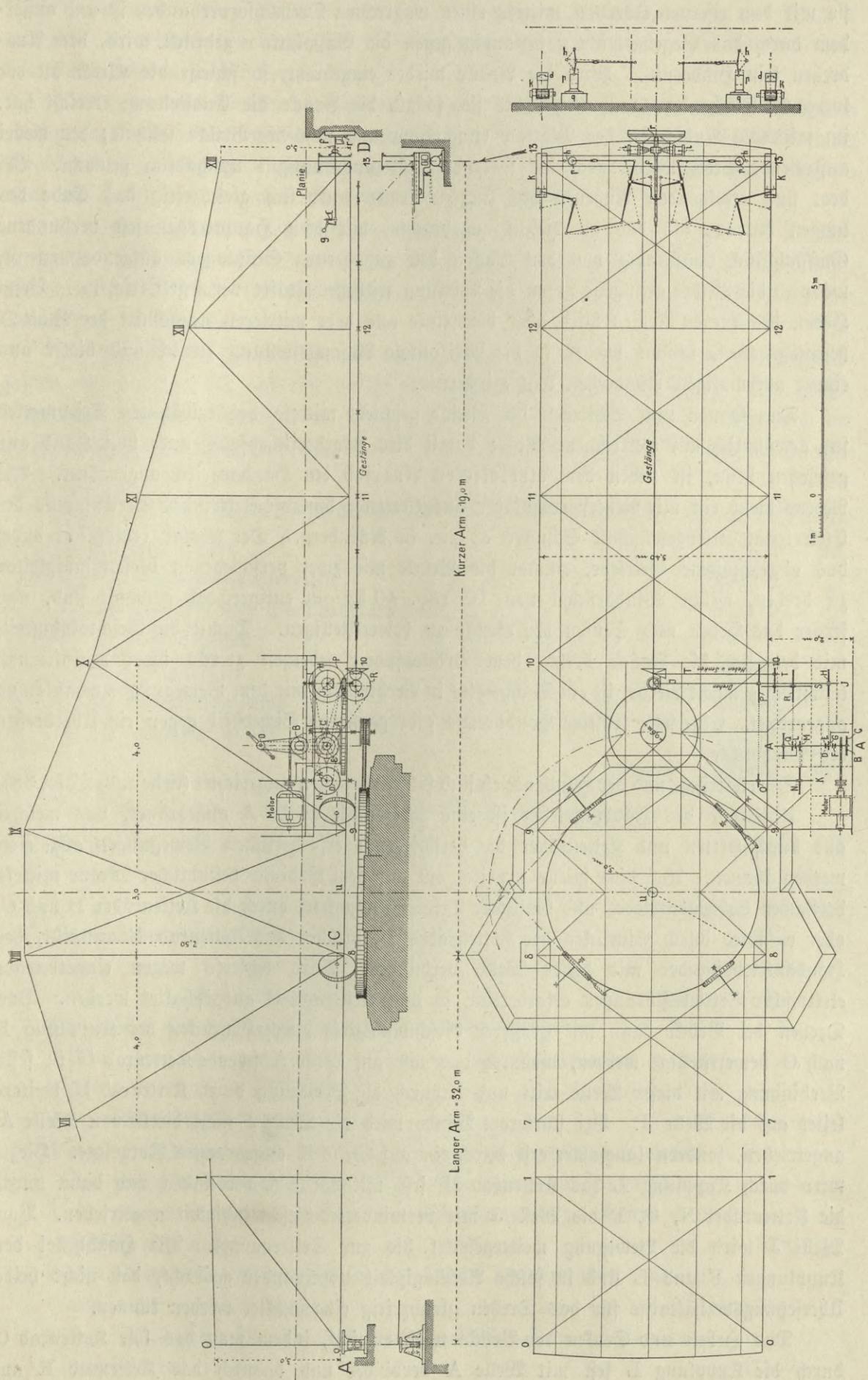
¹⁾ Vergl. Wilhelm Diez, Bewegliche Brücken. Leipzig 1897.

Von den der Berechnung zu Grunde gelegten Belastungsarten ergab ein zweiachsiger 10-Tonnen-Wagen mit 4 m Achsstand und 8 m Gesamtlänge in Verbindung mit 360 kg/qm gleichmäßig verteilter Belastung die größten Stabspannungen. Die Querschnittsberechnung erfolgte für die eingedrehte Brücke nach der Gerberschen Methode unter Berücksichtigung der Schwingungsfestigkeit und unter Zulassung einer größten Spannung von 7600 kg/cm²; für die ausgedrehte Brücke wurde eine größte Spannung von 800 kg/qm zugelassen; von beiden so gefundenen Eisenzugsflächen wurden die größeren der Querschnittsbestimmung zu Grunde gelegt.

Das Aus- und Eindrehen der Brücke vollzieht sich folgendermaßen (vergl. nebenstehende Textfigur).

In eingedrehter Stellung ruhen die Hauptträger kontinuierlich auf den Stützpunkten bei (0), (8) und (13) und üben dort die Auflagerdrücke 7,6 t, 164,5 t und 25,4 t aus. Die Auflagerung bei (8) wird durch flach gewölbte, sich berührende Zylinder unterhalb des Hauptträgers bewirkt. Soll nun die Brücke ausgedreht werden, so werden durch ein Gestänge und mehrere Winkelhebel in Verbindung mit einem Triebwerk, das sich nächst dem Drehpfeiler auf der Brücke befindet, die zwischen dem doppelwandigen Endquerträger am kurzen Arm befestigten und mit den Preßstücken p in Verbindung stehenden Kniehebeln zurückgeschoben und gleichzeitig die Auflagerkeile k, die in je einer mit den Hauptträgern fest verbundenen Platte d wagrecht in einer Nut verschieblich sind, aus letzteren herausgezogen. Dadurch wird bewirkt, daß sich der kurze Arm, der mit 15,3 t Ballastbeton beschwert ist, senkt. Ist die Senkung soweit fortgeschritten, daß die Auflager bei (0) druckfrei geworden sind, so erhöht sich der Auflagerdruck bei (8) auf je 181,8 t, während bei (13) nur mehr je 15,7 t Druck vorhanden sind. Bei der getroffenen Höhenanordnung der einzelnen Auflager ist hierbei der auf dem Drehpfeiler zwischen Querträger (8) und (9) angeordnete Königsstuhl u noch druckfrei. Durch weiteres Senken werden dann die Auflager bei (8) druckfrei und der Königsstuhl wird nun von beiden Hauptträgern zusammen mit 393,2 t gedrückt, während die Auflager (13) nur mehr je 0,9 t Druck erfahren. Durch fortgesetztes Senken werden schließlich auch die Auflager (13) druckfrei. Gleichzeitig werden die auf einer zum Königsstuhl zentrisch angeordneten Kreisschiene sich bewegenden Laufräder belastet und zwar so, daß der Königsstuhl nur mehr 378,4 t aufzunehmen hat. Die Brücke ist nun bei den Widerlagern freischwebend und kann ausgedreht werden. Das Aus- und Eindrehen der Brücke erfolgt gleichfalls, wie das vorbeschriebene Senken durch das nächst dem Drehpfeiler befindliche Getriebe, in Verbindung mit Drahtseilen, die sich um einen auf dem Pfeiler fest verankerten Killenfranz von 5 m Durchmesser und um eine an dem Überbau befestigte Killenscheibe von 0,6 m Durchmesser schlingen. Das Heben des kurzen Armes nach erfolgtem Wiedereindrehen der Brücke wird durch das vom Gestänge und Triebwerk aus bewirkte Strecken der Kniehebel h veranlaßt, wodurch die Preßstücke p gegen die darunter befindlichen Stützplatten q gedrückt werden, während gleichzeitig und zwangsläufig mit diesem Bewegungsvorgang die Auflagerkeile k wieder in die Nuten d geschoben werden.

Die Verriegelung der Brücke erfolgt vorübergehend durch die in der Brückenlängsachse befindliche Klinke f (Federriegel) am Ende des kurzen Armes, dauernd durch das feste Auflager in folgender Weise: Bei festgestellter Brücke nimmt die Klinke die in nebiger Übersichtsskizze (und auf Tafel 35) dargestellte horizontale Lage ein. Soll nun die Brücke ausgedreht werden, so muß der Endquerträger (13) gesenkt werden; die Klinke bietet, da



sie mit dem eisernen Überbau mittels einer wagrechten Drehachse verbunden ist und außerdem durch das Gegengewicht g beständig gegen die Gußplatte r gedrückt wird, dem Ausdrehen kein Hindernis. Wird die Brücke wieder eingedreht, so schleift die Klinke an der lotrechten Fläche der Gußplatte r , bis sie, sobald die Brücke die Endstellung erreicht hat, im mittleren Ausschnitt der Platte r einschnappt und nun die Brücke festhält; der hierbei auftretende Stoß wird durch die federnde Pufferanordnung i unschädlich gemacht. Bei dem nun erfolgenden Anheben des kurzen Armes senkt sich gleichzeitig das Ende des langen Armes, bis das an diesem angebrachte, mit dem Hauptträger fest verbundene Gußstahlstück vollständig von den Backen des gußeisernen Stützlagers aufgenommen ist, wodurch die Brücke genügend gegen die Wirkung seitlicher Kräfte verriegelt erscheint. Beim Heben des kurzen Armes wird aber die Klinke aus dem mittleren Ausschnitt der Platte r herausgehoben, kommt wieder in die horizontale Anfangsstellung zurück und bietet nun einem abermaligen Ausdrehen kein Hindernis.

Das Öffnen und Schließen der Brücke geschieht mittels des erwähnten Triebwerkes für gewöhnlich auf elektrischem Wege; damit dies erforderlichenfalls auch von Hand aus geschehen kann, ist neben dem elektrischen Antrieb ein Handantrieb angeordnet. Als Motor dient ein mit Reversierregulator ausgestatteter dynamo-elektrischer Serienmotor der Elektrizitätsaktiengesellschaft Schuckert & Cie. in Nürnberg. Der Motor ermöglicht durch das angeschlossene Getriebe, einmal die Brücke mit zwei verschiedenen Geschwindigkeiten zu drehen, welche Winddrücken von 10 resp. 40 kg/qm entsprechend gewählt sind, und ferner das Heben und Senken der Brücke zu bewerkstelligen. Damit die Geschwindigkeit, mit der sich die Brücke dreht, dem Brückenführer jederzeit zwecks ihrer Regulierung ersichtlich gemacht werde, ist ein Tachymeter in Verbindung mit dem Bewegungsmechanismus angeordnet. Eine sehr kräftige Handbremse gibt genügend Sicherheit gegen ein Überdrehen der Drehbrücke.

Der elektrische und der Handantrieb sind folgendermaßen eingerichtet (siehe auch Tafel 38):

Unterhalb des Handantriebes ist eine horizontale Welle A angeordnet, von welcher aus durch Ketten und Kettenräder die verschiedenen erforderlichen Bewegungen abgeleitet werden können. Auf diese Welle arbeitet ein auf dem Podium befindlicher Motor mittels dreifachen Schneckentriebes und Gallscher Transmissionskette durch die Kettenräder B und C , oder es wird durch Einrücken des Kettenrades D , welches das Kettenrad E antreibt, der Handantriebsständer mit dieser Welle verbunden. Wird letzteres wegen eingetretener elektrischer Betriebsstörungen erforderlich, so muß Kettenrad B ausgeschaltet werden. Das Drehen der Brücke kann mit größerer Geschwindigkeit durch Einrücken der Kupplung F nach G bewerkstelligt werden, wodurch das lose auf Welle A sitzende Kettenrad G in feste Verbindung mit dieser Welle tritt und dadurch die Bewegung durch Kettenrad H weiterleitet auf die Welle J . Bei stärkerem Winde wird die Welle J nicht direkt von Welle A angetrieben, sondern langsamer erst durch ein auf Welle K angebrachtes Vorgelege. Hierzu wird durch Kupplung L das Kettenrad M fest mit Welle A verbunden und dann durch die Kettenräder N , O , P die Welle J mit verminderter Geschwindigkeit angetrieben. Von Welle J wird die Bewegung weitergeleitet bis zur Seiltrommel. Die Handhebel der Kupplungen F und L sind in solche Abhängigkeit voneinander gebracht, daß nicht beide Übersetzungsverhältnisse für das Drehen gleichzeitig eingeschaltet werden können.

Das Heben und Senken der Brücke wird erreicht, indem man das lose Kettenrad Q durch die Kupplung L fest mit Welle A verbindet und dadurch das Kettenrad R auf

Welle S antreibt. Von Welle S erfolgt die Weiterleitung der Bewegung auf Welle T und von da mittels des Gestänges und der Winkelhebel bis zu den Kniehebeln h und den Auflagerkeilen k am kurzen Arm.

Das Heben oder Senken der Brücke erfordert 45 Sekunden, das Drehen 75 Sekunden Zeitaufwand. Die Motorgröße ist so bemessen, daß die angeführten Zeiten selbst bei einem Winddruck von 10 kg/qm eingehalten werden können. Bei einem Winddruck von 40 kg/qm wird die Brücke mit verminderter Geschwindigkeit gedreht.

Der Stromverbrauch des Antriebsmotors für das Öffnen und Schließen der Brücken beträgt für das Heben 400 Watt auf die Dauer von 45 Sekunden, für das Drehen ohne Winddruck 2200 Watt, für das Drehen mit 10 kg/qm Winddruck 4700 Watt auf die Dauer von 75 Sekunden.

Die angegebenen Zahlen für den Energieverbrauch des Motors sind Durchschnittszahlen und beziehen sich auf eine ganze Drehung oder Hebung der Brücke. Der größte sekundliche Energieverbrauch beim Drehen der Brücke im Momente des Eintritts der größten Drehgeschwindigkeit beträgt bei 10 kg/qm Winddruck ca. 10 000 Watt und ohne Winddruck ca. 7000 Watt.

Die Kosten für die untere Drehbrücke belaufen sich auf rund 152 000 Mk. Davon treffen auf:

1. die Erdarbeiten	4 500.— Mk.
2. die Zimmermannsarbeiten	20 800.— "
3. die Maurer- und Steinhauerarbeiten	47 000.— "
4. die Eisenarbeiten	
a) Eisenüberbau	35 500.— "
b) Drehmechanismus	23 000.— "
5. die sonstigen Kosten	21 200.— "
Summa	152 000.— Mk.

Die Einheitspreise für die untere Drehbrücke waren folgende:

1 lfdm Spundpfahl 0,25/0,25 zu liefern	2.80 Mk.
1 " " 0,25/0,20 " "	2.25 "
1 " " einzurammen	5.— "
1 qm Spunddielen 0,15 m stark zu liefern	8.— "
1 " " 0,12 " " " "	6.50 "
1 " " einzurammen	10.— "
1 kg Eisen für Pfahlschuhe zu liefern und zu verwenden	0.50 "
1 lfdm Zangenhölzer 0,18/0,20 zu liefern und zu verwenden	2.— "
1 " " 0,15/0,20 " " " " "	1.75 "
1 " Spundwand abzuschneiden	5.— "
1 cbm Baugrubenaushub vor dem Schlagen der Spundwände einschl. der seitlichen Ablagerung und Wiederverwendung zur Hinterfüllung	1.— "
1 cbm Baugrubenaushub zwischen den Spundwänden zu fördern und seitlich abzulagern	3.50 "
1 cbm Beton im Mischungsverhältnis 1 : 2 : 4 herzustellen und zu verwenden	15.— "
1 cbm geschichtetes Bruchsteinmauerwerk aus Sandstein in Portlandzementmörtel 1 : 4	17.— "

1 cbm desgl. in Portlandzementmörtel 1:3	18.50 Mk.
1 cbm Gewölbemauerwerk aus Sandsteinen in Portlandzementmörtel 1:3	24.— "
1 cbm Hausteinmauerwerk aus Sandsteinen gewöhnlicher Rüstung in Portlandzementmörtel 1:2	65.— "
1 cbm Hausteinmauerwerk besonderer Rüstung aus Sandsteinen in Portlandzementmörtel 1:2	95.— "
1 cbm Hausteinmauerwerk aus Granitsteinen	140.— "
1 kg Eisen für Steinklammern, Dübel, Anker u. s. w. zu liefern und zu verwenden	0.50 "
1 t Eisen für den Brückenbau	333.— "
1 t Eisen für das Geländer	400.— "

Die Kammerchleuse. (Tafel 28.)

Die an der oberen Öffnung des Luitpoldhafens eingebaute Kammerchleuse hat eine Wasserspiegeldifferenz von 25 cm auszugleichen. Die mit ihrer Krone ca. 25 cm über Hochwasser liegenden Schleusenhäupter sind aus Bruchsteinmauerwerk mit Hausteinverkleidung hergestellt und auf Beton mit Spundwänden fundiert. Die lichte Weite des Ober- und Unterhauptes der Kammer beträgt 12,5 m, die Länge von Drempelspitze zu Drempelspitze 100 m; auf 80,6 m Länge, d. i. von Stirne zu Stirne der Schleusenhäupter, ist die Kammer mit Pflasterböschungen eingefasst, die sich auf Betonfundamente zwischen Spundwänden stützen; der Abstand der Vorderkanten dieser Betonfundamente, senkrecht zur Kammer gemessen, ist 16 m. Die Drempelhöhe am Ober- und Unterhaupt beträgt 30 cm, die Tiefe des Drempels unter Niederwasser 1,85 m.

Die Stemmtore im Ober- und Unterhaupt, deren Oberkanten mit der Krone der Schleusenhäupter in gleicher Höhe liegen, haben je zwei Flügel von 9,75 m Höhe. Die Torflügel, die entsprechend einem Drempelvorsprung von $1/6 \cdot 12,5 = 2,083$ m unter einem Winkel von $143^{\circ} 8'$ gegeneinander geneigt sind, bestehen aus einem eisernen Fachwerkrahmen mit sieben horizontalen Querriegeln aus I-Eisen in je 1,55 m Abstand, der Wende- und Schlagsäule aus I-Eisen sowie einem aus vier Winkeleisen mit Diagonalverspannung bestehenden in der Mitte zwischen Wende- und Schlagsäule angeordneten Vertikalständer. Außerdem sind Mitte und Ende des untersten Querriegels mit dem Halszapfen durch Zugdiagonalen verbunden, um eine Senkung des Torflügels auszuschließen. Der ganze Rahmen ist auf der Oberwasserseite mit einer dichten, durch Winkel versteiften 5 mm starken Blechhaut überzogen.

Die C-förmigen Schlag- und Wendesäulen sowie der unterste Querriegel, dem zu diesem Zwecke ein C-Eisen angenietet ist, sind mit Eichenholz armiert. Hiedurch wird der Wasserdruck auf die I-förmigen Querriegel des Torrahmens vermittelt; die Querriegelkräfte wiederum werden durch gußeiserne Stemmklöge mit Lagern auf das Mauerwerk übertragen. Die Wendesäule ist in der üblichen Weise mit Spur- und Halszapfen ausgestattet. Der Halszapfen wird durch je zwei in den Mauerwerkskörper eingelassene Schräganker gehalten.

Jeder Torflügel besitzt oben einen Lauffteg, auf welchem sich das Getriebe zum Öffnen der zwischen den unteren beiden Querriegeln eingebauten Zugschütze von $3,2/1,47$ m Weite befindet. Das Öffnen und Schließen der Torflügel nach erfolgtem Wasserausgleich geschieht mittels Zahnstange und Zahnstangengetriebe. Die Zahnstange ist einerseits charnier-

artig mit dem dritten Querriegel von oben verbunden und greift andererseits in ein in einer Mauernische befindliches Getriebe ein. Beim Öffnen des Tores wird die Zahnstange vollständig in diese Nische aufgenommen. Die beiden Getriebe für die Schützen und für die Tore werden von Hand aus bewegt.

Über das Unterhaupt der Kammer Schleuse führt die ungleicharmige „obere Drehbrücke“, die für Straßen- und Eisenbahnverkehr bestimmt ist. Das Unterhaupt wird von der Brücke in schiefer Richtung überspannt, so daß Brücken- und Schleusenachse einen Winkel von $51^{\circ} 30'$ miteinander bilden. Die Länge der Eisenkonstruktion beträgt 44,5 m, wovon 26,4 m auf den langen und 18,10 m auf den kurzen Arm entfallen. Die nutzbare Breite der Bauten ist 5 m. Der Drehpunkt liegt auf der stadtwärts gelegenen Seite des Unterhauptes. Beim Durchfahren von Schiffen wird die Drehbrücke ausgeschwenkt, so daß der lange Arm in den Hafenskanal des Luitpoldhafens hineinragt.

An das rechteckige Widerlager der Drehbrücke schließt sich noch eine 46 m lange Kaimauer von derselben Bauart wie die übrigen Hafenkaimauern an, die die Verbindung mit der dortigen Pflasterböschung herstellt.

Besondere Erwähnung verdient noch der auf der östlichen Seite des oberen Schleusenhauptes stehende Pegeluhrturm (Tafel 29), der den Zweck hat den Rheinwasserstand weithin sichtbar anzuzeigen. Der Turm steht über einem 300/200 cm weiten Schacht, der beim Schleusenbau im Mauerwerk ausgespart wurde. Die Höhe des aus Sandstein erbauten Turmes beträgt 19,85 m und die Tiefe des Schwimmerschachtes 8,60 m. Die Pegeluhr befindet sich im obersten Stockwerk des Turmes. Die vier Zifferblätter haben 2,90 m Durchmesser; die Zeiger bestehen aus Kupfer und sind ebenso wie die Ziffern vergoldet. Die Zeiger der Pegeluhr werden durch einen, die Bewegung des Schwimmers auf das Räderwerk übertragenden Mechanismus angetrieben. Im Erdgeschoß des Turmes befindet sich ein selbstschreibender Pegelapparat mit $\frac{1}{2}$ stündiger Markierung des Wasserstandes.

Die Kosten der Kammer Schleuse mit Drehbrücke belaufen sich auf
rund 415 000 Mark.

Die Einheitspreise sind etwa die gleichen wie bei der „Unteren Drehbrücke“.

Die Benzin- und Petroleumumschlaganlagen am Mundenheimer Altrheinhafen.

(Tafel 24, 30 und 31.)

Am Mundenheimer Altrheinhafen sind drei Gesellschaften ansässig, die den Umschlag von Benzin und Petroleum in großem Maßstabe betreiben. Es sind dies die Benzinwerke Rhénania in Ludwigshafen, die Firma Pure Oil Company in Mannheim und die Petroleum-Produkte-Aktiengesellschaft ebendort.

a) Die Benzinwerke Rhénania. (Tafel 30.)

Diese Firma hat am südwestlichen Ende des Hafens einen Lager- und Umschlagplatz gepachtet.

Das Benzin, das in Kasten Schiffen ankommt, wird mittels einer auf dem Schiffe befindlichen und vom Lande aus angetriebenen Pumpe in die Reservoirs übergepumpt. Die Entleerung des Kasten Schiffes erfolgt bei Tage und erfordert eine Zeit von 7—10 Stunden. Der Weitertransport geschieht durch die Bahn in Zisternenwagen oder in eisernen Fässern, zu welchem Zwecke der Lagerplatz mit Geleiseanschluß versehen ist.

Die Gesamtanlage gliedert sich in die Tanksanlage nebst Pumpenhaus, Wärterwohnung und Bureau sowie in die Schwimmerabschlüsse, von denen ein kleinerer zur Absperrung des am südwestlichen Ende des Mundenheimer Altrheinhafens befindlichen Güntherschen Eiskanales dient, während nach der entgegengesetzten Seite ein größerer, den Wasserpiegel des Hafenbeckens der Quere nach abschließt.

Die Tanksanlage besteht in der Hauptsache aus acht großen zylinderförmigen Behältern, die in einer mit dem Ufer gleichlaufenden Linie montiert sind. Jeder dieser aus Kesselblechen zusammengenieteten Tanks hat einen Durchmesser von $6\frac{1}{2}$ m und eine Höhe von 5 m und ist mit feuersicheren Verschlüssen und auf der Decke mit einem Wasserbelag von 10—15 cm Stärke versehen.

Die Reservoirs sind derartig angelegt, daß man um den einzelnen Behälter bequem herumgehen und jede schadhafte Stelle leicht überblicken kann.

Der Boden der Grube liegt ca. 2,0 m unter dem umgebenden Gelände und besteht aus einer 30 cm starken Betonsohle.

Auf den Beton wurde ein 3 cm starker Glatzstrich aus Portlandzementmörtel aufgebracht, durch welchen Rillen in 4 m Abstand schräg von einer Längsseite zur anderen gezogen sind. Diese Rillen münden in einen Abflußkanal, durch den bei etwaigem Undichtwerden eines Behälters die Flüssigkeit in ein Sammelbassin geleitet werden kann, um von dort mittels Pumpen in einen dichten Behälter gebracht zu werden. Durch diese Anordnungen ist ein Eindringen von Flüssigkeit in die Erde ausgeschlossen.

Unter der Annahme, daß vier Behälter, die nur bis zu einer Höhe von 4,5 m gefüllt werden dürfen und zusammen einen Inhalt von 600 cbm haben, gleichzeitig auslaufen, würde die Oberfläche des in der Grube ausgebreiteten Benzins sich 1,25 m über der Sohle befinden; es wurde deshalb die an den Seiten der Grube angeordnete, mit Zementglattstrich wasserdicht verputzte Betonmauer auf 1,3 m Höhe über die Sohle geführt. An die Mauerkrone schließt sich ein 3,2 m hoher aus einem Gemisch von Kies und Erde bestehender gut gestampfter Damm an, der mit einer starken Humusschicht abgedeckt ist. Die Dammkrone ist 1,0 m breit, die Böschung gegen die Behälter zu ist $\frac{5}{4}$ -malig, nach außen $\frac{7}{4}$ -malig. Dieser Damm ist imstande, für den nicht leicht vorkommenden Fall, daß alle acht Tanks gleichzeitig auslaufen, den Inhalt innerhalb der Umwallung aufzunehmen.

An die Schmalseite dieser Tanksanlage schließen sich nordöstlich noch vier rechteckige Behälter von $6,0/3,6$ m Grundfläche und 1,78 m Höhe sowie zwei große zylinderförmige Tanks von 11 m Durchmesser und 5,3 m Höhe an, die ebenfalls in ähnlicher Weise wie vorstehend geschildert, gesichert sind.

Südwestlich der Tanksanlage, einige Meter von dem Schutzwall entfernt, ist eine Abfüllhalle nebst Pumpwerk errichtet. Die Beleuchtung der Halle geschieht durch elektrische Glühlampen, die in die Mauer eingelassen und mit starkem Glas gedeckt sind. Die Pumpe wird durch elektrische Kraft getrieben, die aus dem naheliegenden Elektrizitätswerk entnommen wird. Die Vorrichtung zum Auspumpen des jeweils ankommenden Tankschiffes besteht aus einer nach Bedarf zu legenden und wieder zu entfernenden Röhrenleitung und einer an Bord des Schiffes befindlichen Pumpe, die durch eine am Ufer stehende Lokomobile in Bewegung gesetzt wird.

Die nächsten Häuser von Mundenheim waren zur Zeit der Instruktion der Tanksanlage von dieser etwa 200 m entfernt. Aber auch wenn das nächstliegende tiefe Gelände

zwischen der Bahn und dem Haupttheindamm aufgefüllt und bebaut werden sollte, kommen die Gebäude dem nächsten Tank nie näher als etwa 30—40 m.

Um zu verhüten, daß Benzin, das bei Entleeren der Tankschiffe oder bei Undichtwerden eines solchen entweichen könnte, sich auf dem Wasserspiegel des Hafens weiter ausbreite, ist das südwestliche Ende des Mundenheimer Altrheinhafens, in dem die Tankschiffe anlegen müssen, durch eine teils feste, teils schwimmende Abschlußvorrichtung von dem übrigen Hafen abgesperrt. Von einem Uferpunkte, der etwa der Mitte der Tankanlage entspricht, zieht sich der Abschluß quer über den Hafen. An den beiden Ufern ist die Absperrung durch Wellblechwände bewerkstelligt, in der Mitte durch zwei zylindrische Schwimmer aus Flußeisenblech. Diese Schwimmer haben einen Durchmesser von 50 cm und tauchen zur Hälfte ein, so daß sie noch 25 cm aus dem Wasser ragen. Den Wasserständen folgend bewegen sich die Schwimmer in senkrechten Führungen an zwei Hauptpfählen, deren lichter Abstand 37 m beträgt.

In der Mitte sind die Schwimmer durch einen Ring zusammengehalten, der einen wasserdichten Abschluß gewährt und zugleich eine genaue Einstellung der Schwimmer zwischen den Führungen zuläßt. Zum Öffnen der Ein- und Ausfahrt wird von einem Kahn aus der Ring gelöst, die Schwimmer werden zusammengezogen, so daß sie aus den Führungen kommen; dann wird der Ring wieder geschlossen und die ganze Schwimmeranlage an einem Seil zur Seite gezogen.

Die Abschlußwände aus verzinktem Wellblech von 2 mm Stärke sind bis auf die Höhe von + 5,50 Ludwigshafener Pegel geführt und an Holzpfählen von 25 cm Durchmesser befestigt. Der Abstand der Pfähle ist 1,5 m von Mitte zu Mitte. Die Wellblechwände sind an die Führungspfähle für die Schwimmer mittels Winkelseisen $\overline{40 : 6}$ angeschlossen.

Die Führungspfähle haben einen Durchmesser von 38—40 cm, sind aus Föhrenholz und dreimal mit Karbolineum gestrichen und dann noch mit verzinktem Blech verkleidet. An der Seite gegen die Schwimmervorrichtung sind die Führungspfähle eben abgeplattet, so daß die zur Schwimmerführung dienenden Winkelseisenpaare $\overline{100 : 9}$ $\overline{65 : 9}$ genau lotrecht befestigt werden konnten. Über der Oberkante der Wellblechwand ist an die Führungspfähle ein starkes Bändeisen eingeschraubt, das mit zwei Ringen versehen ist, die zum Anhängen der Schwimmer dienen können. Jeder der beiden Führungspfähle ist vor Beschädigung durch einfahrende Schiffe durch ein eingerammtes Pfahlbündel — drei Pfähle mit 35 cm Durchmesser — geschützt.

Die Schwimmvorrichtung besteht mit Rücksicht auf die beträchtliche abzuschließende Länge von 37 m aus zwei einander völlig gleichen zylinderförmigen Schwimmern, deren stumpf abgeschlossene Enden in der Mitte, wie bereits erwähnt, durch einen Ring dicht verbunden sind. Jeder der Schwimmer ist mit einer Öffnung (Mannloch) versehen, das die Entleerung etwa eindringenden Wassers und den Vollzug der Druckprobe — auf 5 Atmosphäre — ermöglicht. Die Öffnung hat in der Schwimmer-Längsrichtung einen Durchmesser von 400 mm und senkrecht hiezu einen solchen von 250 mm; verschlossen ist sie durch ein zylinderförmig gebogenes Blech, das von innen mit einer Schraube gegen einen die Öffnung außen überspannenden Bügel gepreßt wird.

Der Ring, der die beiden Schwimmer wasserdicht verbindet und doch möglichst rasch eine Lösung gestatten soll, ist aus Flußeisenblech von 3 mm Stärke und 100 mm Breite

wie eine Rohrschelle gebogen, so daß er im offenen Zustand die Schwimmer nur lose umschließt und deren Verschieben ermöglicht. Die Enden des Bleches sind verstärkt und rechtwinklig nach außen gebogen. Diese werden mittels Schrauben aneinander gepreßt und ergeben hiedurch einen festen und wasserdichten Zusammenschluß der Schwimmer.

An den beiden Enden des Schwimmers sind Öfen angebracht, die die Handhabung beim Öffnen und Schließen der Schwimmvorrichtung erleichtern.

In ähnlicher Weise, wie der Anlegerraum für Benzin-Tankschiffe nach Nordosten gegen den übrigen Hafen abgeschlossen ist, ist auch gegen den Güntherschen Eiskanal eine Schwimmer-Absperrung ausgeführt. Bei dieser Anlage wird der Schwimmer durch einen mit Blech armierten Holzbalken von 9,5 m Länge gebildet.

Hinsichtlich der rechtlichen Verhältnisse ist nachstehendes zu bemerken:

Das Hafengelände, auf dem sich der Benzinlagerplatz befindet, ist staatliches Eigentum. Zur Ermöglichung der industriellen Ausnützung wurde die benötigte Fläche seitens des Staates an die Pfälzischen Eisenbahnen gegen eine Gebühr von 40 Pf. für das Quadratmeter jährlich verpachtet, worauf weiterhin ein Unterpachtvertrag zwischen den Pfälzischen Eisenbahnen und den Benzinwerken Rhénania abgeschlossen wurde.

Inhaltlich dieses Unterpachtvertrages wurde den Benzinwerken Rhénania eine Fläche von 5810,2 qm zum Zwecke des Umschlags und des Lagerns von Benzin auf zehn Jahre mit einjähriger Kündigungsfrist verpachtet und zwar unter nachstehend im Auszug wiedergegebenen Bedingungen:

„Der Pachtzins beträgt 50 Pf. für das Quadratmeter und das Jahr. Die Anlage unterliegt den Bestimmungen der K. Allerhöchsten Verordnung vom 9. Juni 1902, leicht entzündliche flüssige Stoffe betreffend. Die Pächterin hat demgemäß auf ihre Kosten die Pachtfläche mit einem 2,2 m hohen, starken und dichten Holzzaun einzufriedigen, die Tanks plangemäß zu umwallen und für die Verladung der Tankschiffe ein durch Schwimmer abschließbares Bassin herzustellen. Insbesondere muß der Betonboden der Tanks wasserdicht hergestellt werden, die Umwallung eine 30 cm starke Humusschicht erhalten und bis zur Erzielung einer Grasnarbe eingesät werden. Die Tanks sind auf ihre Dichtigkeit mit Wasser zu prüfen und sind mit explosions-sicheren Verschlüssen und mit Blitzableiter auszustatten. Die Schwimmer sind vor der Montierung einem Druck von 5 Atmosphären zu unterwerfen; sie müssen ferner dem Steigen und Fallen des Wasserstandes leicht folgen können, zu welchem Zwecke sie in schwimmendem Zustande einzubalancieren sind. Die Wellblechabschlußwände sind wasserdicht zu vernieten.

Das Anschlußgeleise zum Benzinlager wird durch die Direktion der Pfälzischen Bahnen hergestellt“.

Die Überweisung der Pachtfläche an die Benzinwerke Rhénania erfolgte Ende des Jahres 1902. Die acht gleichen zylinderförmigen Tanks wurden im Jahre 1903, die übrigen Behälter im Jahre 1905 und 1906 errichtet.

b) Die Petroleumlager der Firma Pure Oil Company und der Petroleum-Produkte-Aktiengesellschaft, beide in Mannheim. (Tafel 31.)

Diese beiden Gesellschaften sind am stadtseitigen Ufer des Mundenheimer Altrhein-hafens unmittelbar oberhalb der Ausmündung des Hafens in den Rheinstrom auf staatlichem Grund und Boden ansässig. Die baulichen Anlagen und rechtlichen Verhältnisse

sind hier in der Hauptsache die gleichen wie bei den Benzinwerken. Die Art und Weise der Tanksumwallungen ist aus den Plänen ersichtlich. Die für die Umwallung der Tanks der Petroleumprodukte-Aktiengesellschaft bestimmte Betonmauer ist gegen die Einwirkung von Feuer in zweckmäßiger Weise durch eine an der Innenseite vorgelagerte Dammschüttung gesichert. Die Schwimmervorrichtung zum Abschluß der Wasserbassins vor den Lagerplätzen der Petroleumprodukte-Aktiengesellschaft ist ganz ähnlich wie bei den Benzinwerken ausgeführt. Dagegen weist die Schwimmervorrichtung für das Wasserbassin der Pure Oil Company verschiedene Änderungen auf, deren nähere Betrachtung jedoch unterlassen werden kann.

Die Einrichtung der Umschlaganlage der Firma Pure Oil Company fällt in das Jahr 1899 und diejenige der Petroleumprodukte-Aktiengesellschaft in das Jahr 1903.

Beteiligte Beamte und Unternehmer.

Das Projekt für den Luitpoldhafen wurde vom Vorstand des K. Straßen- und Flußbauamtes Speyer, dem k. Bauamtmann Linz nach den Anweisungen des k. Regierungs- und Kreisbau Rates Feil ausgearbeitet, unter deren Leitung auch die Bauarbeiten in den Jahren 1893—1898 auf Staatskosten ausgeführt wurden. Die Bauunternehmung D. & C. A. Menzel in Ludwigshafen vollzog alle Arbeiten in Akford mit Ausnahme der Lieferung und Montierung der Eisenkonstruktion zu den drei Drehbrücken und der Kammer Schleuse, die von der Maschinenbauaktiengesellschaft Nürnberg bewerkstelligt wurden.

Der von dem Architekten Schöberl in Speyer entworfene Pegeluhrturm wurde im Jahre 1899/1900 unter der Leitung des k. Bauamtmanns Kisser erbaut.

Die Bauarbeiten für den Mundenheimer Altrheinhafen wurden ebenfalls unter der Leitung des k. Bauamtmanns Kisser durch die Bauunternehmung D. & C. A. Menzel in Ludwigshafen auf Staatskosten ausgeführt.



Der Donau-Winterhafen „Raflau“ oberhalb Passau.

(Tafel 40—44a.)

Durch die in den Jahren 1890—1894 erfolgte Ausführung einer rd. 800 m langen Raimauer am rechten Donauufer in Passau wurde eine für die Verkehrsbedürfnisse geeignete Umschlaganlage¹⁾ geschaffen. Hierbei blieben jedoch für den Schiffsverkehr auf der oberen Donau die Nachteile bestehen, die durch das Fehlen eines Winterhafens bedingt sind. Diese Nachteile machten sich um so fühlbarer, als in der etwa 500 km langen Donaustrecke zwischen Regensburg und dem Hafen Fischamend bei Wien kein Sicherheitshafen vorhanden war. Die Schiffahrtsgesellschaften unterließen es daher in der Regel im Spätherbst, in der für den Getreidehandel günstigsten Geschäftszeit, noch Schiffszüge in die obere Donau abgehen zu lassen, nachdem es für die bergfahrenden Schiffe gegen plötzlich eintretendes Eistreiben keinerlei Zuflucht in der bezeichneten Donaustrecke gab. Die Erbauung eines Winterhafens in Bayern wurde daher ein dringendes Bedürfnis.

Als günstigster Platz für die Errichtung dieses Hafens ergab sich eine unmittelbar oberhalb Passau bei der Insel „Raflau“ gelegene Stromgabelung, deren südlicher Teil zu einem solchen ausgebaut werden konnte. Beim Entwurf des Hafens war naturgemäß in erster Linie die Gewinnung eines möglichst großen Hafenbeckens anzustreben, jedoch war auch die Schaffung weiterer Umschlagplätze mit Geleisverbindung zum Bahnhof und zu den bestehenden Umschlaganlagen geboten.

Die nach diesen Gesichtspunkten projektierte und ausgeführte Hafenanlage wird gegen die Donau durch einen Hochwasserdamm abgegrenzt, der so geführt ist, daß durch ihn keine nachteilige Einengung der Donau erfolgt. Nach der hydrotechnischen Untersuchung wird zwar der Wasserstand im ungünstigsten Fall bis zu 40 cm gehoben, jedoch erstreckt sich der Einfluß dieser Hebung nur bis zu der an das obere Dammente unmittelbar anschließenden natürlichen Engstelle der Donau, so daß durch die Dammanlage lediglich eine Verlängerung der natürlichen Engstrecke auf die Hafenslänge herbeigeführt wird.

Die Dammkronen liegt auf + 10,50 m Passauer Pegel, so daß selbst bei höchstem Hochwasser mit + 9,65 m Passauer Pegel — Hochwasser vom Jahre 1862 — eine Überflutung des Dammes vermieden bleibt. Das Profil des Hafendamms ist trapezförmig mit 2,00 m Kronenbreite und beiderseits 1½ maligen Böschungen. Auf der Stromseite befindet sich in der Höhenlage von + 5,11 m Passauer Pegel ein 3,50 m breiter Ziehweg. Die beiderseitigen Böschungsflächen sind mit einer rauhen Steinberollung befestigt, auf welche eine Rasendecke aufgebracht ist.

Die zwischen dem Hochwasserdamm und dem Hafenbecken verbleibende Fläche dient dem Umschlagverkehr. Die Planie dieser Fläche liegt auf + 5,25 m Passauer Pegel und ist bei mittleren Hochwässern noch wasserfrei. Der Umschlagplatz besitzt eine Länge von 800 m und eine größte Breite von 50 m; der Flächeninhalt beträgt 2,600 ha.

¹⁾ Vergl.: Von der Staatsbauverwaltung in Bayern ausgeführte Straßen-, Brücken- und Wasserbauten. Band I. München 1906.

Gegen das Hafenbecken ist der Umschlagplatz auf die ganze Länge mit einer Kaimauer versehen. Das Hafenbecken selbst hat eine nutzbare Länge von 675 m, eine größte Breite von 90 m und eine nutzbare Flächenausdehnung von 4,40 ha. Bei dieser Wasserfläche finden etwa 90 der größten Donauschleppschiffe in dem Hafen Unterkunft.

Die Hafensohle ist bis zu — 1,00 m Passauer Pegel ausgetieft. Diese Höhenlage gestattet, daß die Fahrzeuge auch bei niederen Wasserständen ohne Gefahr im Hafen liegen können.

Am oberen Ende der Hafenanlage ist ein Spüldurchlaß ausgeführt, durch welchen dem Hafenbecken von der Donau frisches Wasser zugeführt werden kann.

Die sämtlichen Bauarbeiten wurden in den Jahren 1900 mit 1903 teils in bauamtlichem Selbstbetrieb, teils durch Unternehmer zur Ausführung gebracht.

Die Arbeiten wurden im Mai 1900 mit dem Einwerfen der Steinschwelle begonnen, welche dem Abschluß der Raclauer Seitenrinne vom Flußschlauch diente. Im August desselben Jahres wurde mit dem Ausbaggern des Hafenbeckens angefangen. Bei der Förderung des über 200 000 cbm betragenden Aushubs war ein Trockenbagger mit einer Leistungsfähigkeit von 700 cbm und ein Raßbagger mit einer solchen von 400 cbm im Tag tätig. Dem Transport dienten drei Lokomotiven, welche die Aushubmassen, fast durchwegs Kies und Sand, in Materialzügen auf schwimmenden Gerüsten zur Insel Raclau verbrachten, wo dieselben zur Herstellung des Hochwasserdammes, Einebnung der Insel und zur Betonbereitung Verwendung fanden.

Mit der Ausführung der Kaimauer konnte im November 1900 begonnen werden. Beim ersten Teil der Mauer wurde die Gründung unter Verwendung von Spundwänden und von besonderen Betonverschalungen innerhalb derselben vorgenommen. Bei dieser Gründungsart sollten die Baugruben vollständig ausgepumpt und der Beton im Trocknen eingestampft werden. Bei dem durchlässigen Kiesuntergrund und der Größe der einzelnen Baugruben gelang es jedoch nicht, eine genügende Senkung des Wasserspiegels in den Baugruben zu erreichen. Es konnten infolgedessen die Betonmassen nicht gestampft, sondern sie mußten geschüttet werden. Nachdem sohin der beabsichtigte Zweck nicht erreicht werden konnte, wurde diese Gründungsart wieder aufgegeben und zu dem bereits bei der Kaimauer in Passau angewandten und bewährten Verfahren zurückgegriffen. Dieses Verfahren ist bereits im I. Band der Veröffentlichungen über die Straßen-, Brücken- und Wasserneubauten in Bayern näher erläutert, so daß hier eine nochmalige Darstellung des Verfahrens unterbleiben kann. Der Fortgang der Arbeiten vollzog sich ohne besondere Zwischenfälle. Wie die Kaimauer in Passau wurde auch die vorliegende Hafenmauer mit den nötigen Treppenanlagen, Scharten, Ringen und Hastpfählen ausgestattet.

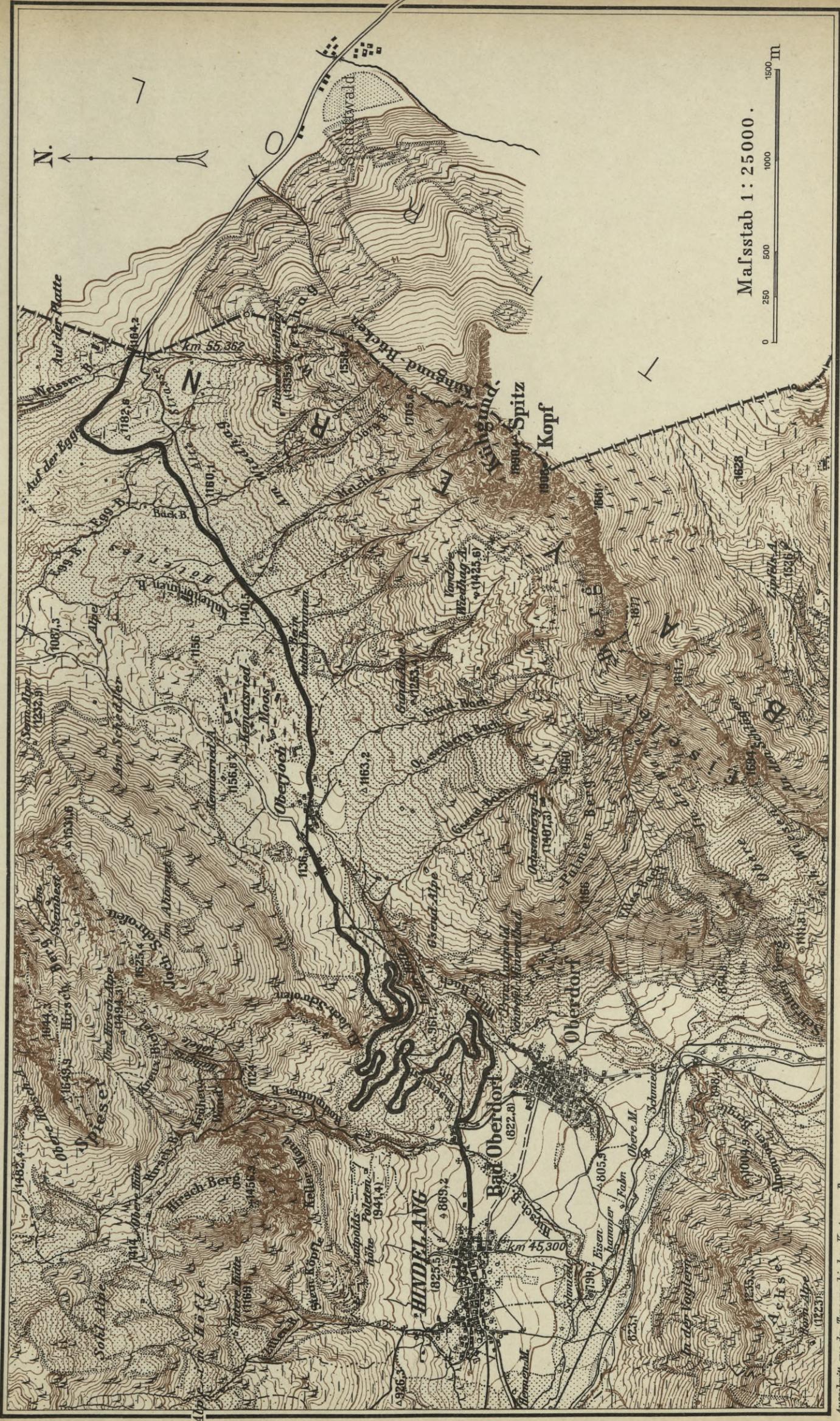
Die längs der Kaimauer ausgeführte Geleiseanlage ist mit dem Bahnhof Passau verbunden. Dem Güterumschlag dienen ein von der Eisenbahnverwaltung aufgestellter Drehkran, sowie ein fahrbarer Dampfkran.

Die Gesamtkosten für den Winterhafen einschließlich Anschaffung des Dampfkrans und eines Dampfbaggers belaufen sich auf **rd. 800,000 Mk.**

Der Entwurf und die Bauleitung für die sämtlichen Arbeiten oblag dem k. Bauamtmanne Wiedemann in Deggendorf.

Umlegung der Jochbergsteige bei Hindelang.

ÜBERSICHTSKARTE.



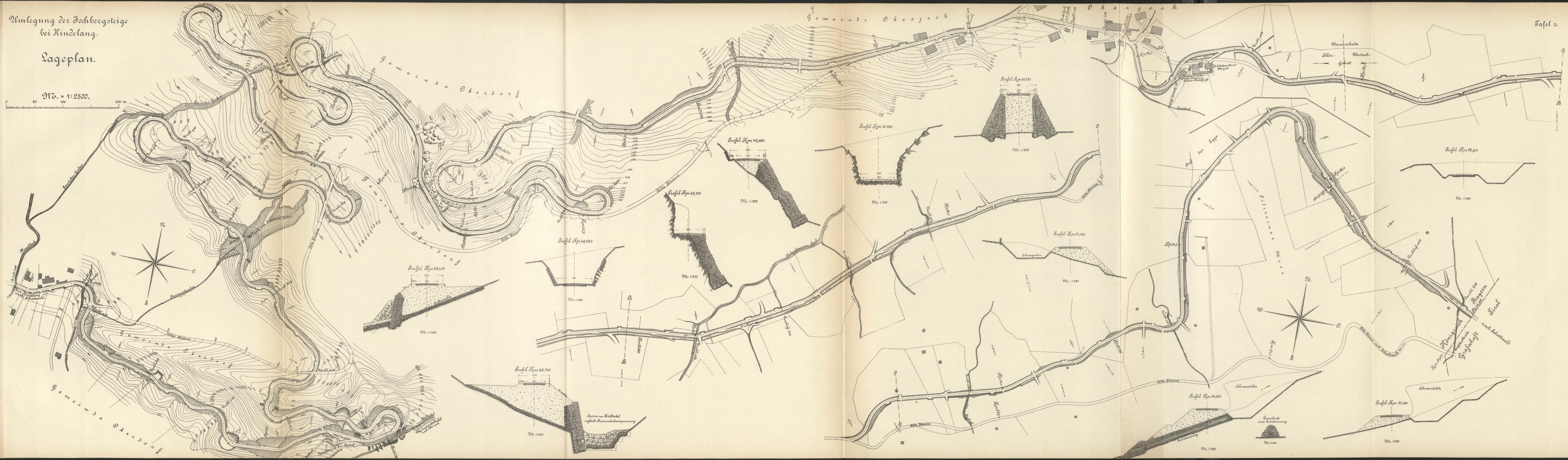
Maßstab 1: 25000.

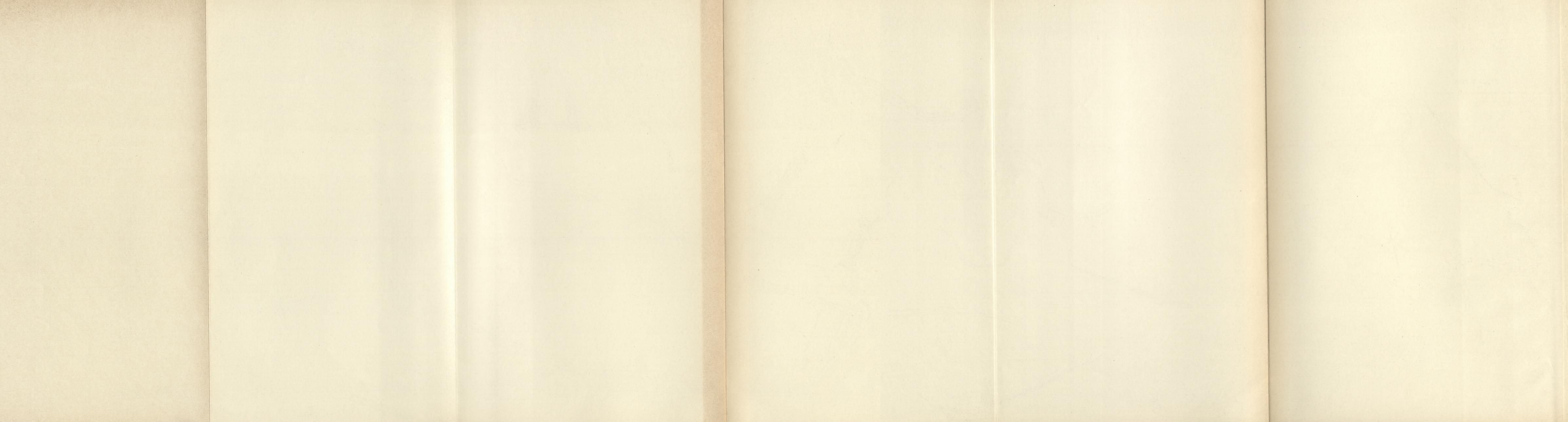


Ausschnitt aus der Topographischen Karte von Bayern.

Umlegung der Hochbergsteige bei Hindelang.
Lageplan.

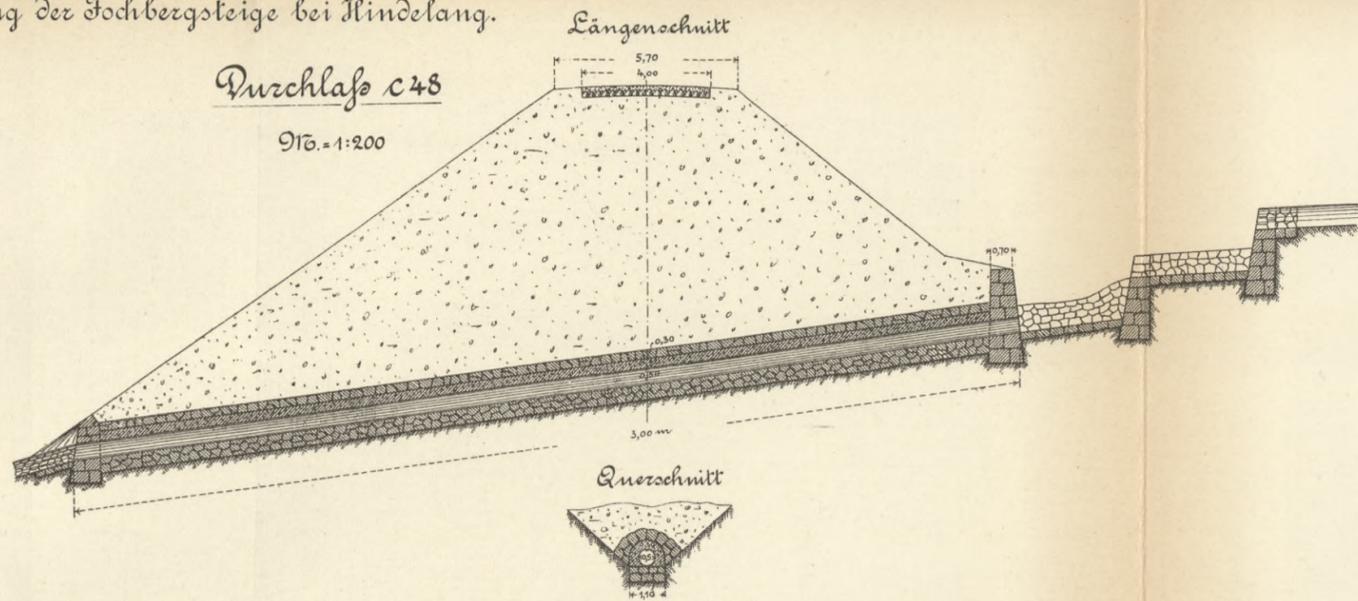
M. = 1:2500.



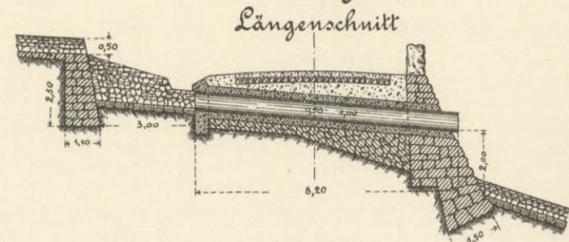


Durchlass c48

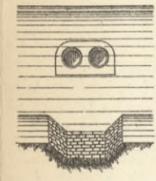
916. 1:200



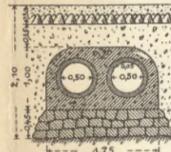
Durchlass a50



Ansicht des Auslaufs



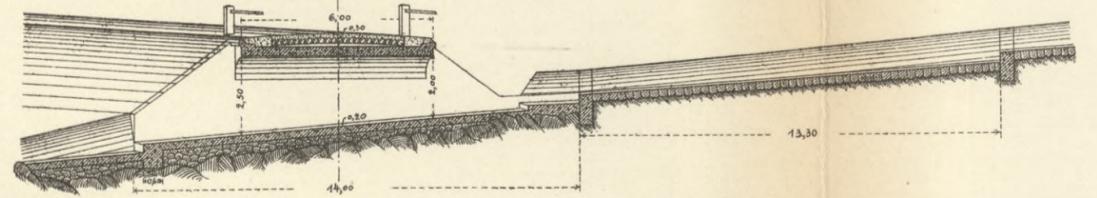
Querschnitt



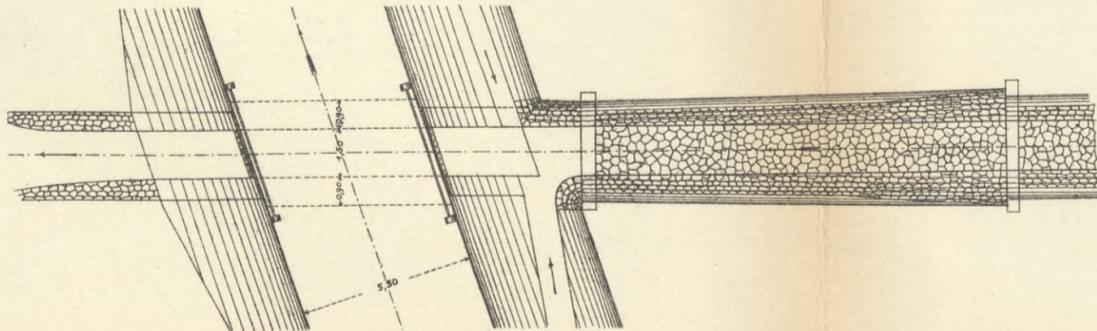
916. 1:100

Durchlass e54

Längenschnitt



Grundriss

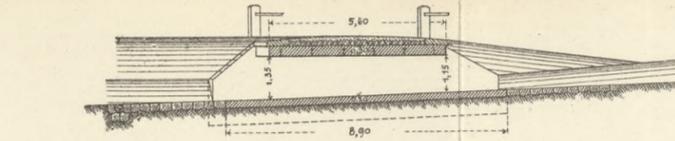


Querschnitt

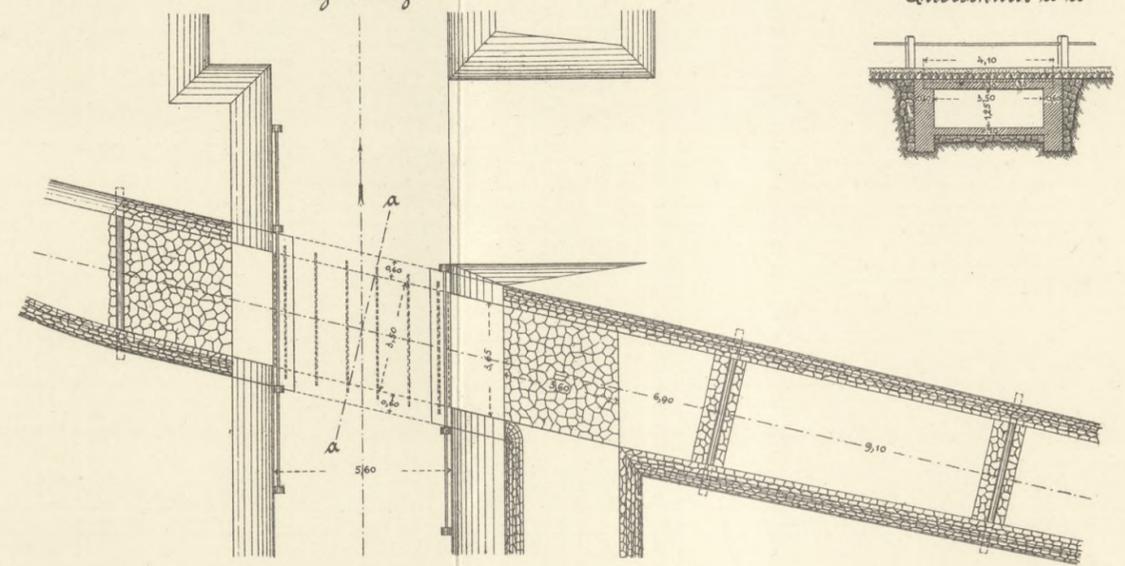


916. 1:200

Längenschnitt



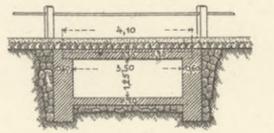
Grundriss



Durchlass a54

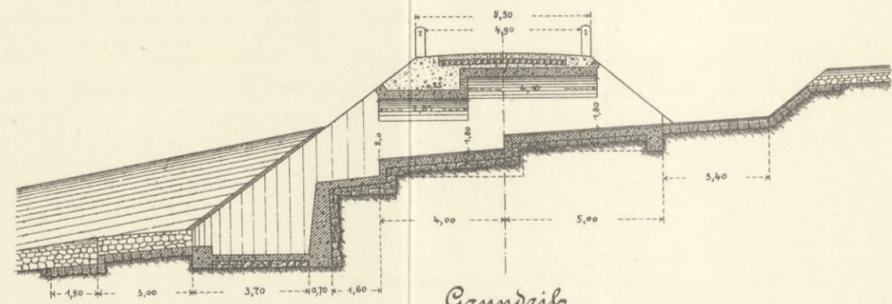
916. 1:200

Querschnitt a-a

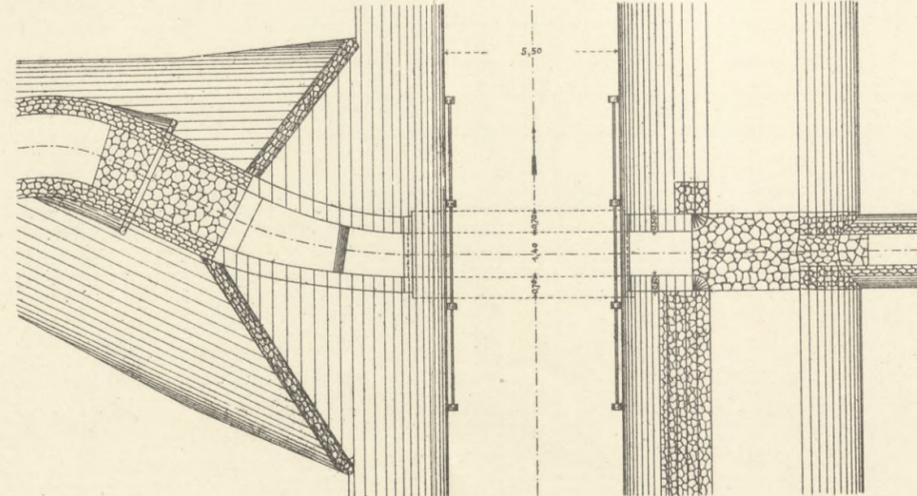


Durchlass d54

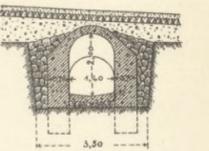
Längenschnitt



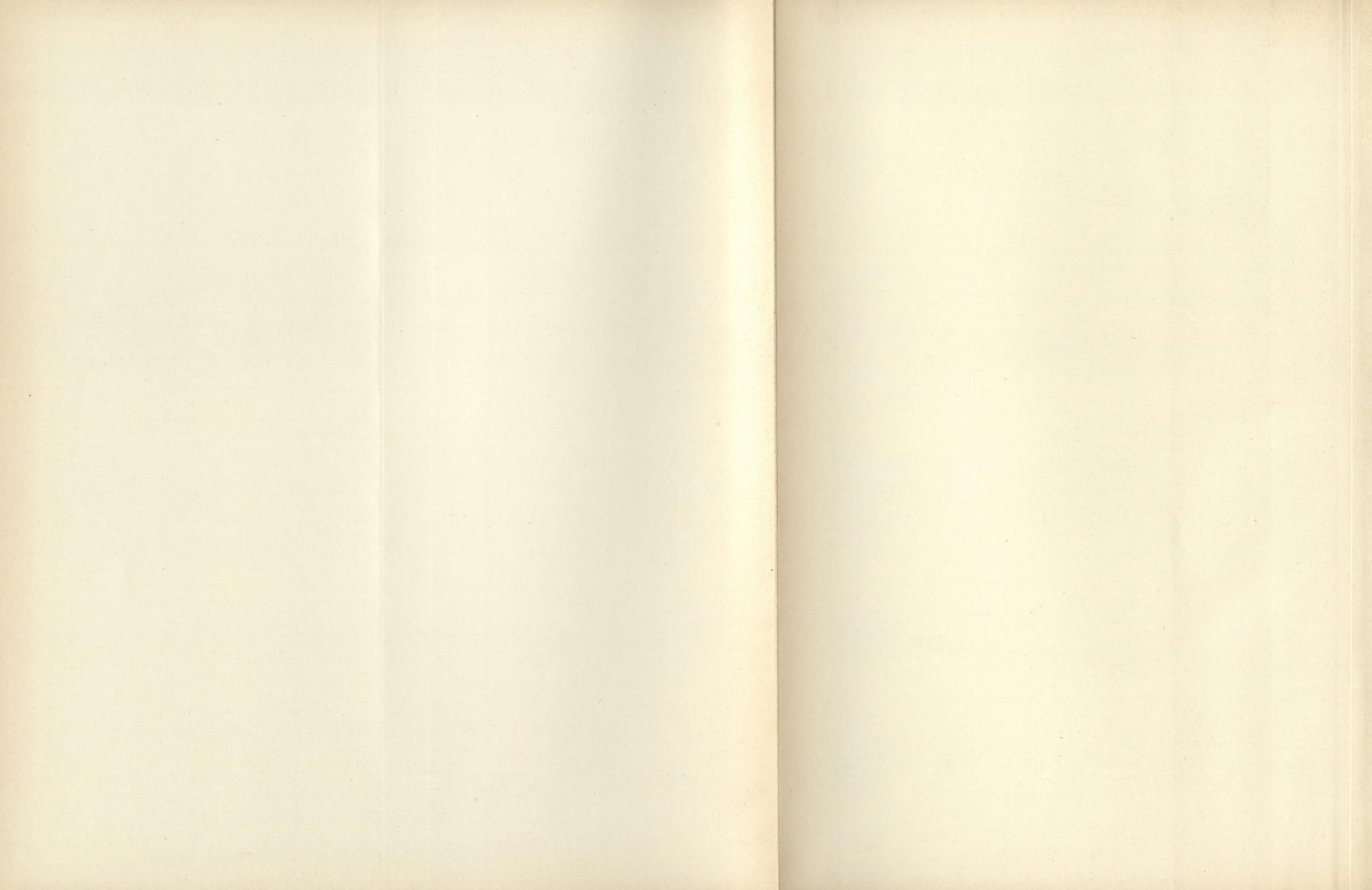
Grundriss



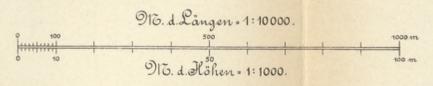
Querschnitt



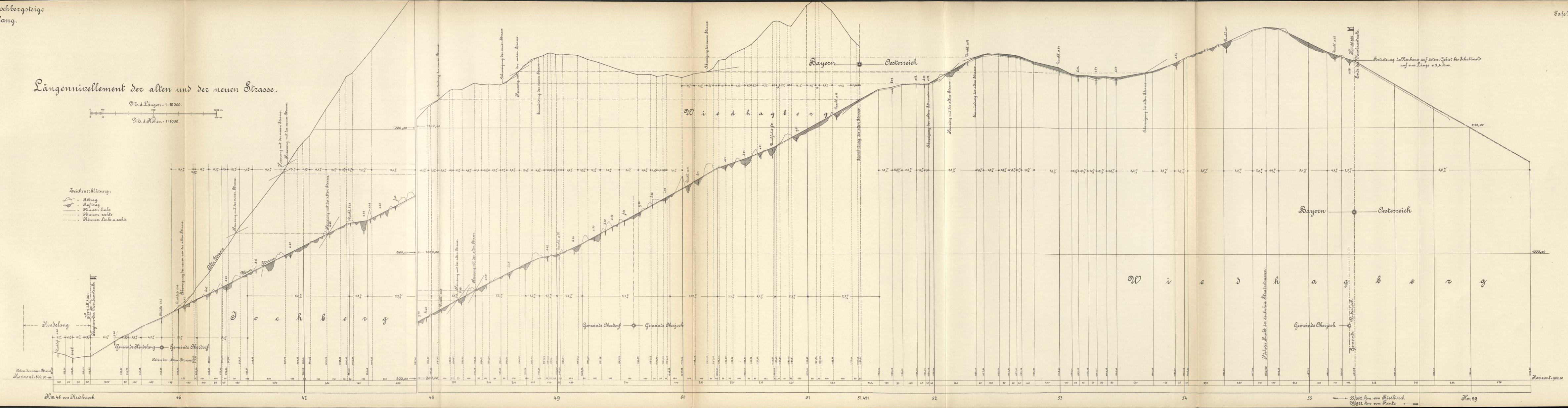
916. 1:200



Längennivellement der alten und der neuen Strasse.



- Zeichenerklärung:
- Abtrag
 - Auftrag
 - Höhen links
 - Höhen rechts
 - Höhen links u. rechts



Fortsetzung des Renbaus auf österr. Gebiet bis Schattwald auf eine Länge v. 2,4 Km.

Wiedhagberg

Gemeinde Oberdorf Gemeinde Oberjoch

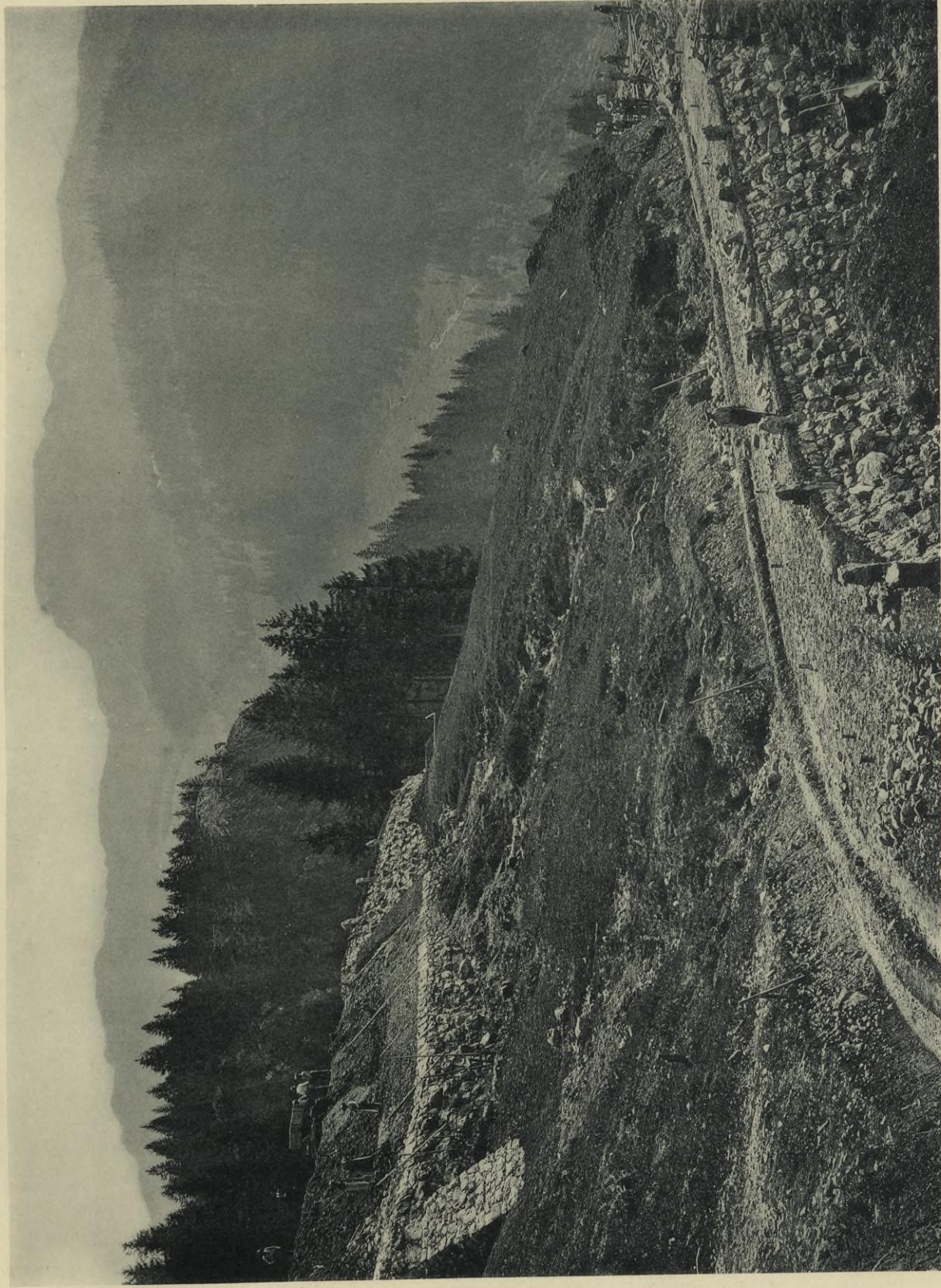
Gemeinde Oberjoch

55,302 km von Riedrichoch 29,922 km von Reute



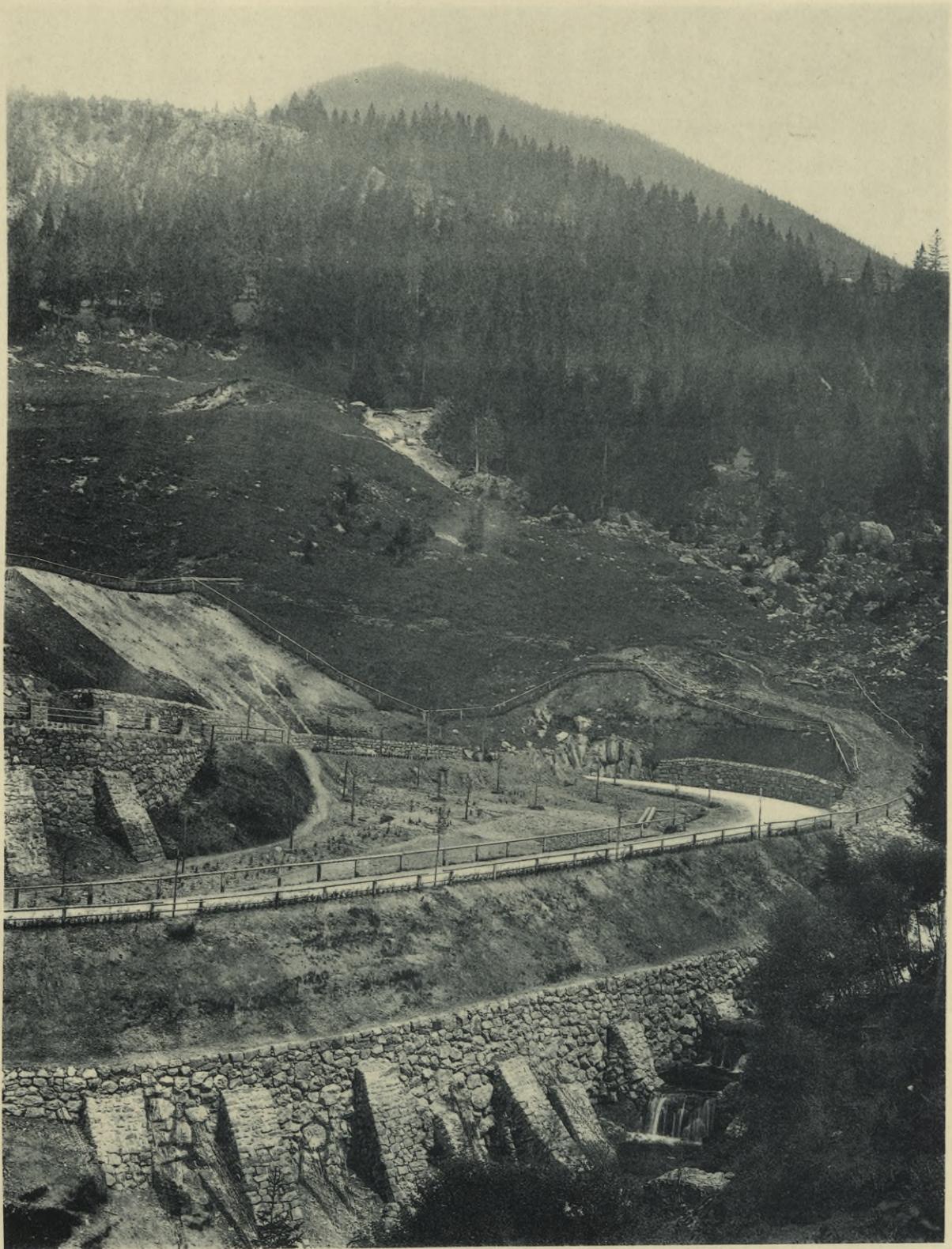


Ausführung der Stützmauer bei km 49,75.



Umlegung der Jochbergsteige
bei Hindelang.

Tafel 6b.



Strecke zwischen km 46,7 und 46,9.



Einschnitt zwischen km 49,2 und 49,3.



Strecke zwischen km 49,7 und 49,8.

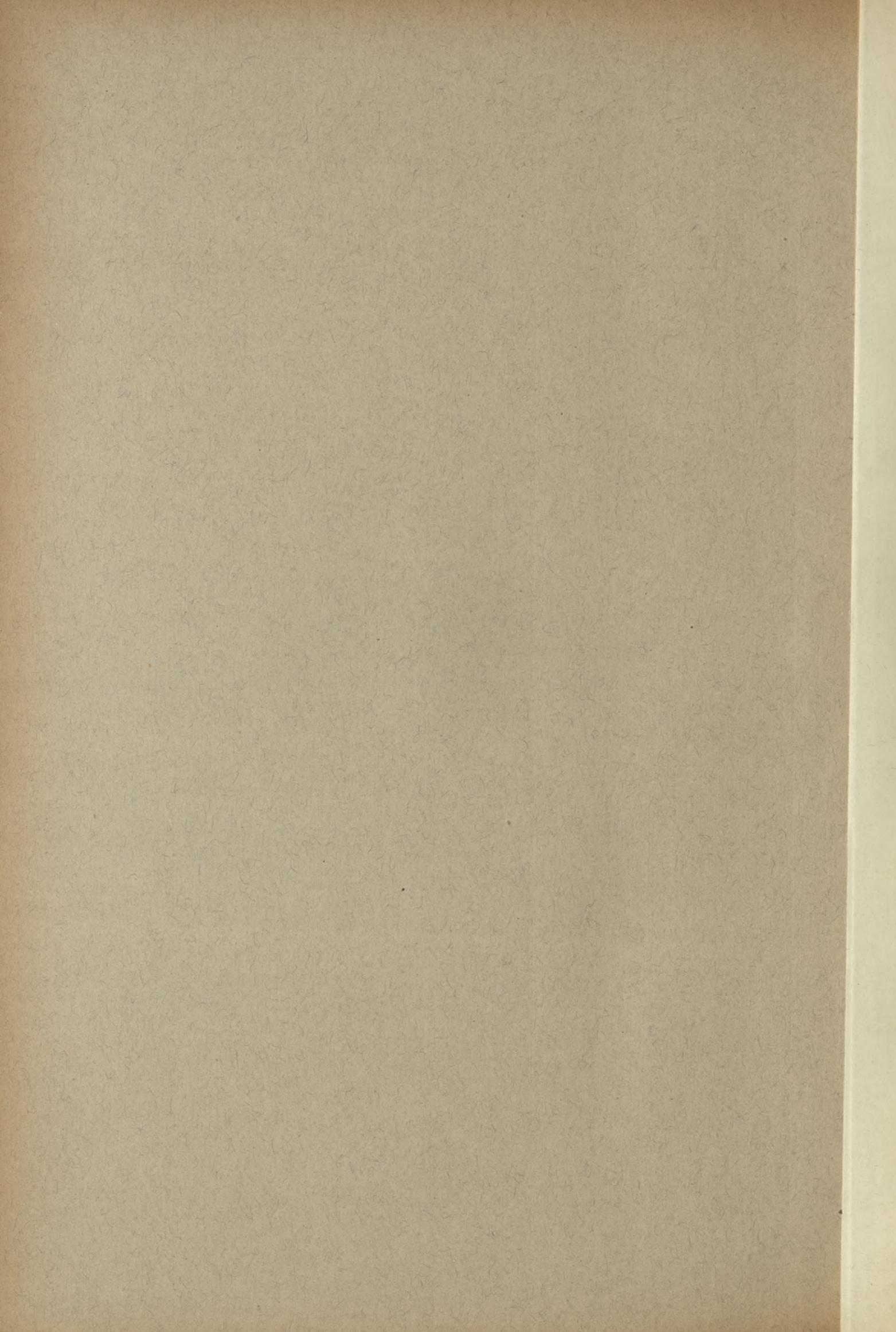


Stützmauer mit Brüstung zwischen km 49,8 und 49,9.

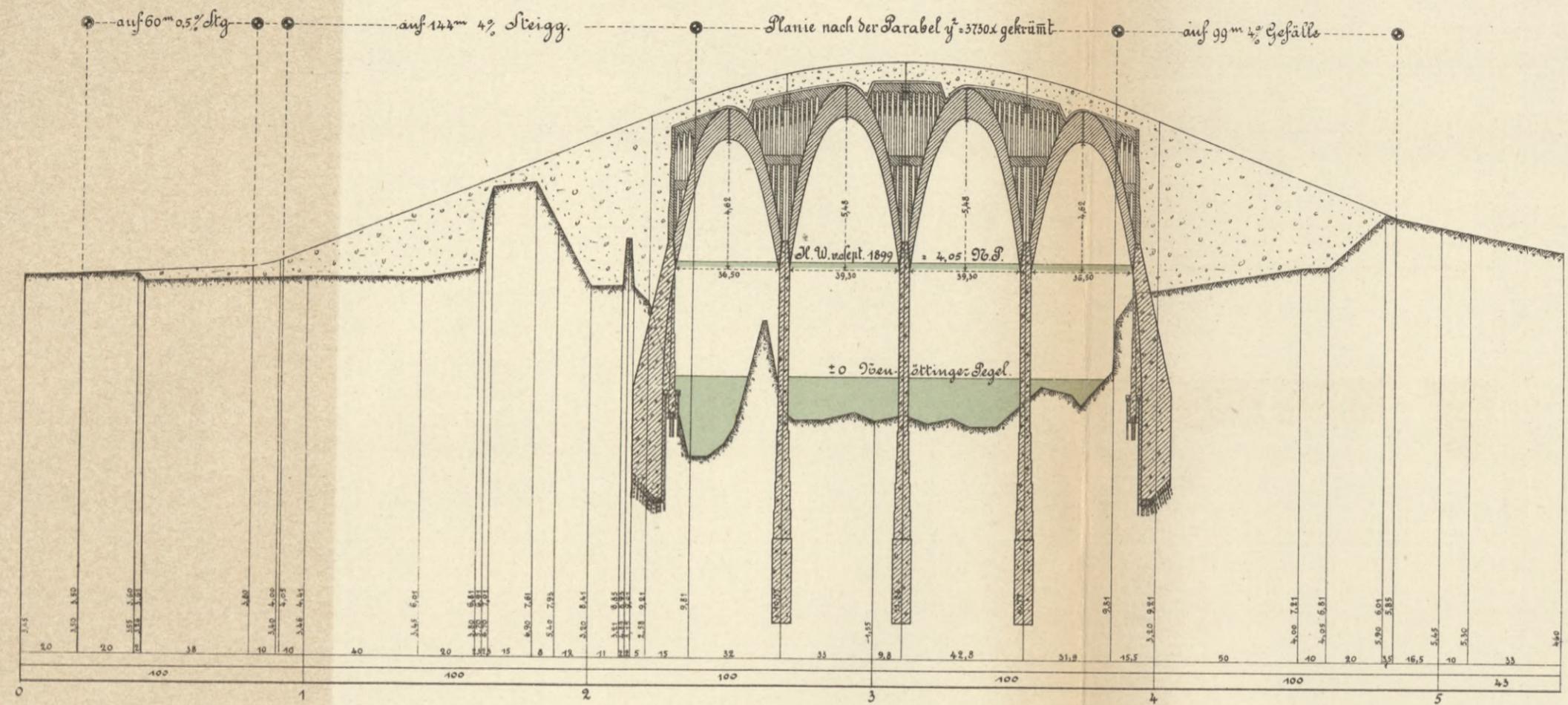


Strecke zwischen km 45,0 (beim Markte Hindelang) und km 48,5.

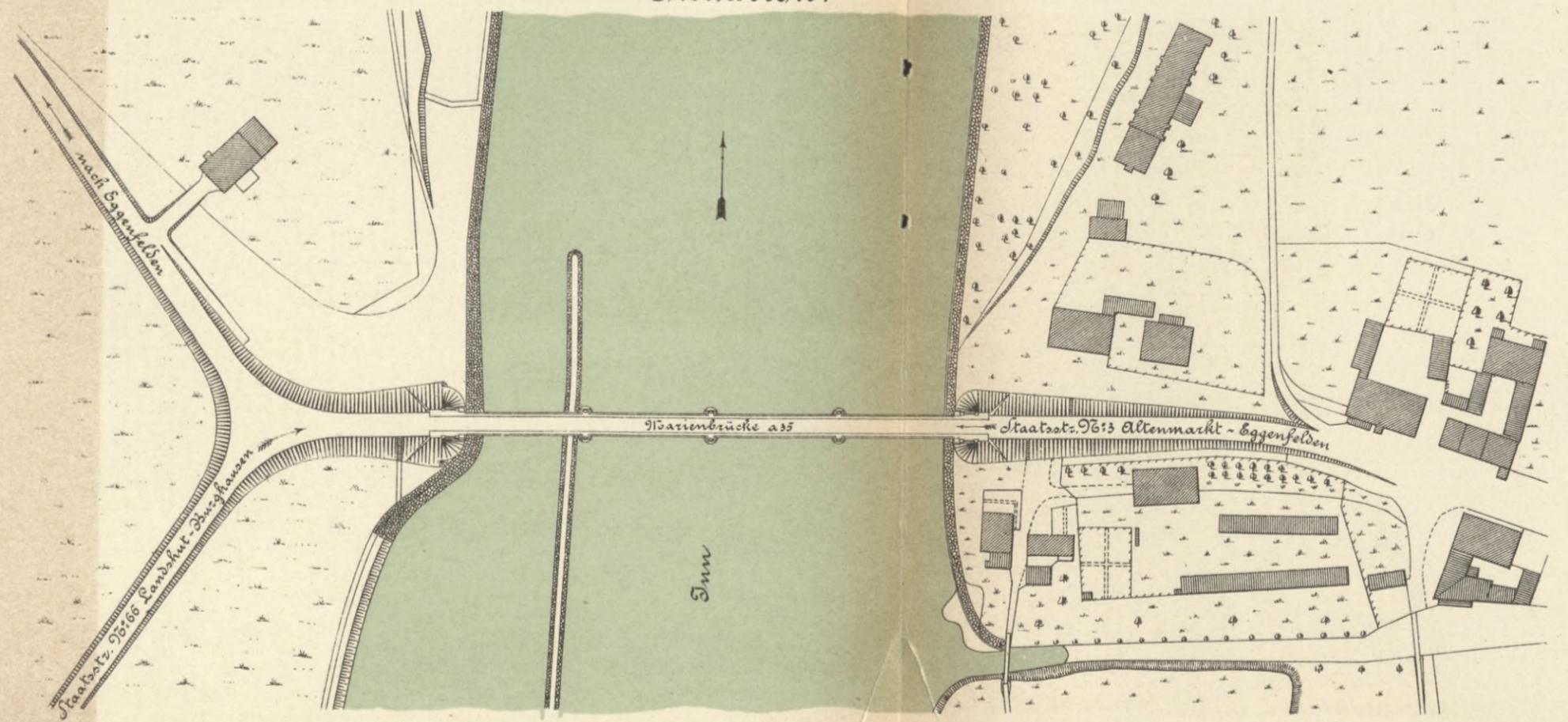
Neubau der Marienbrücke über den Inn
bei Neuötting.

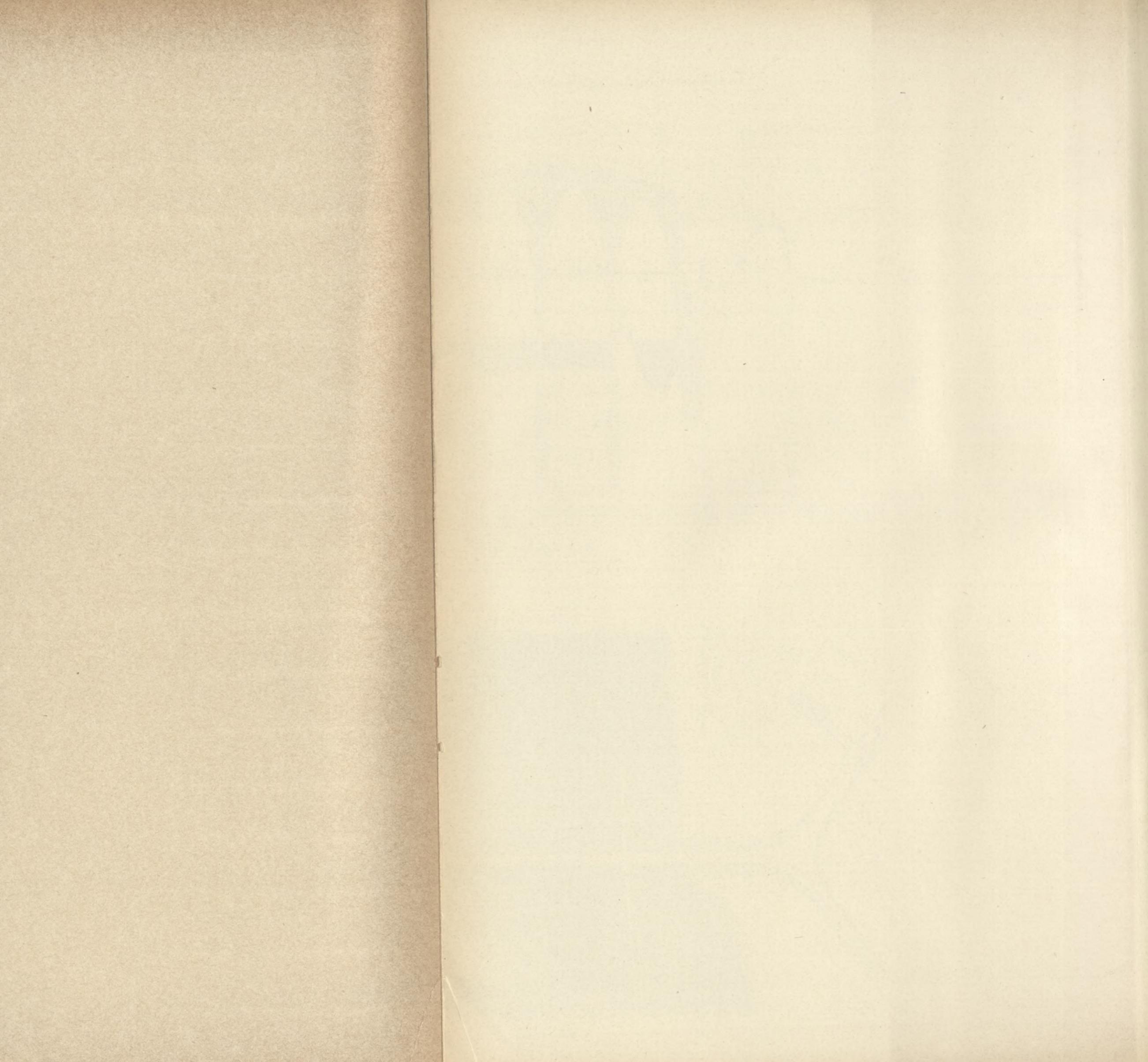


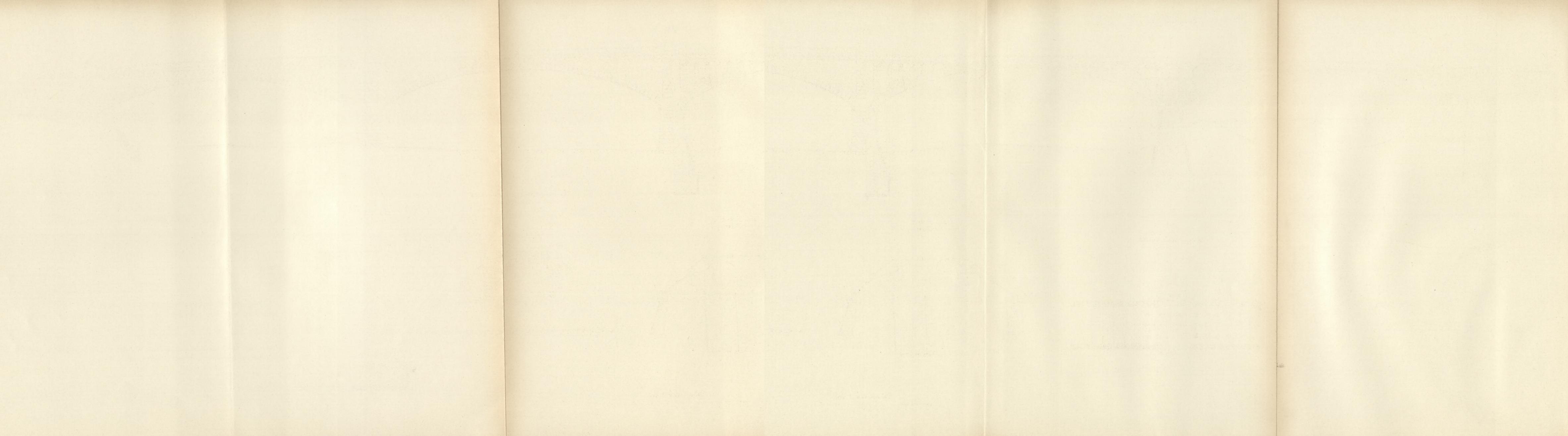
Nivellement der neuen Brücke und der Zufahrtsrampen.

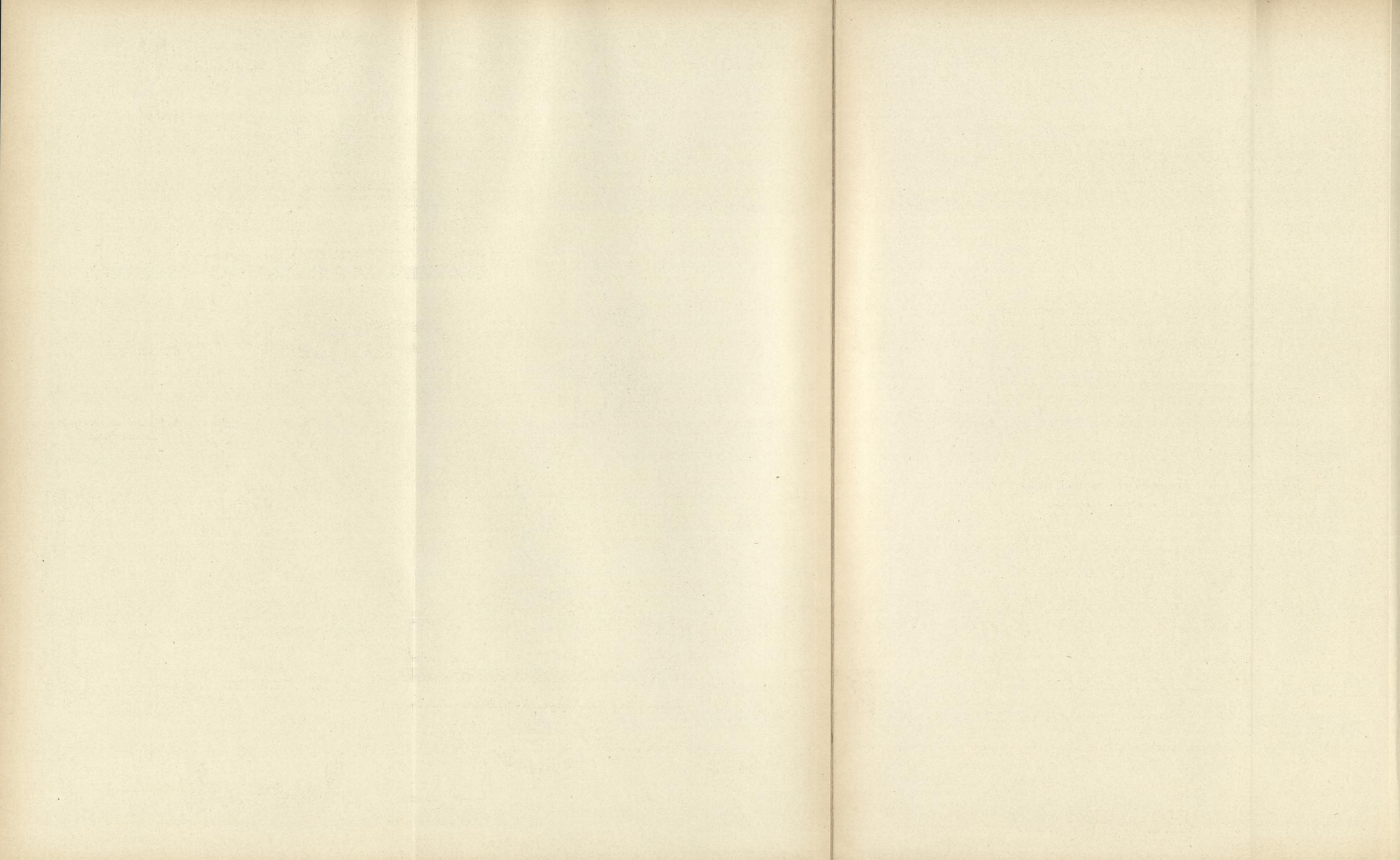


Situation.



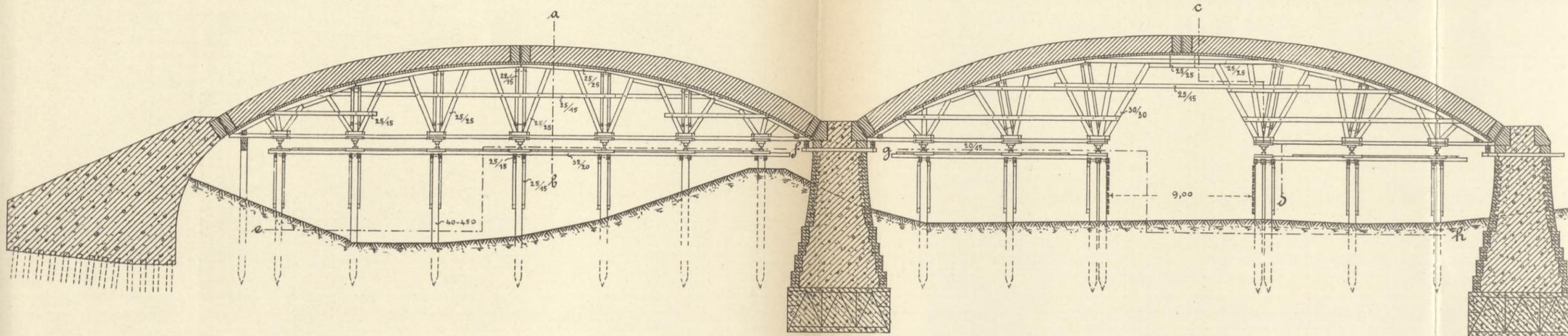




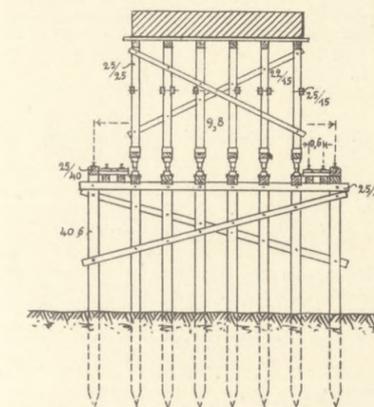


Lehrgerüste.

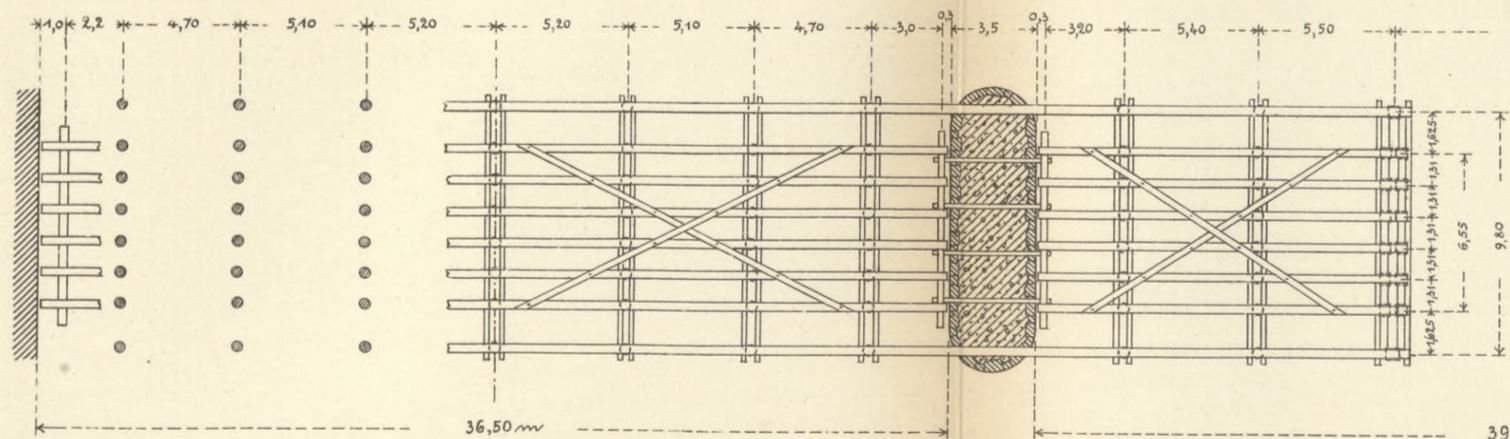
Ansicht.



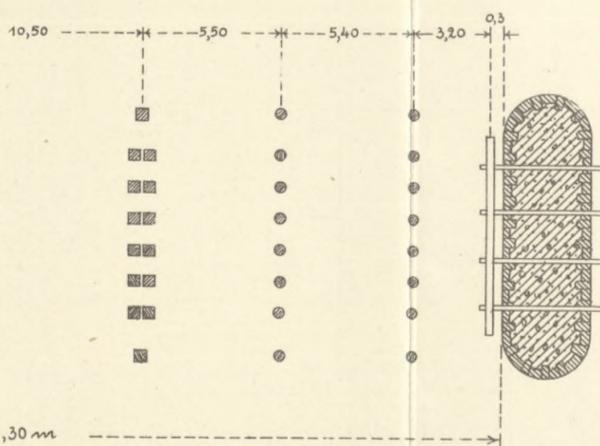
Schnitt a-b.



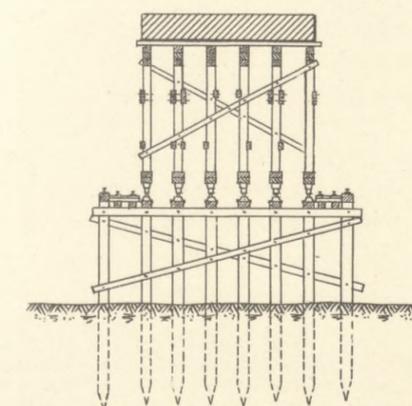
Schnitt e-f.



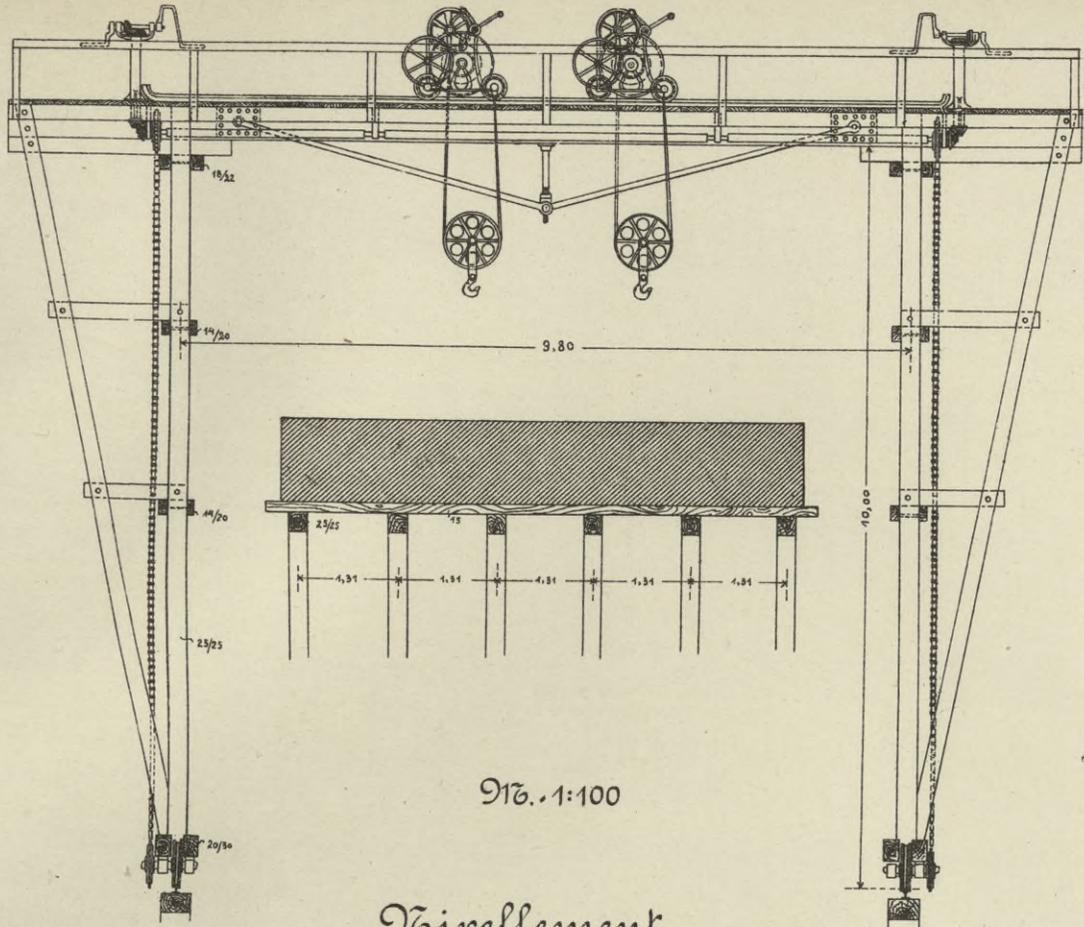
Schnitt g-h.



Schnitt c-d.

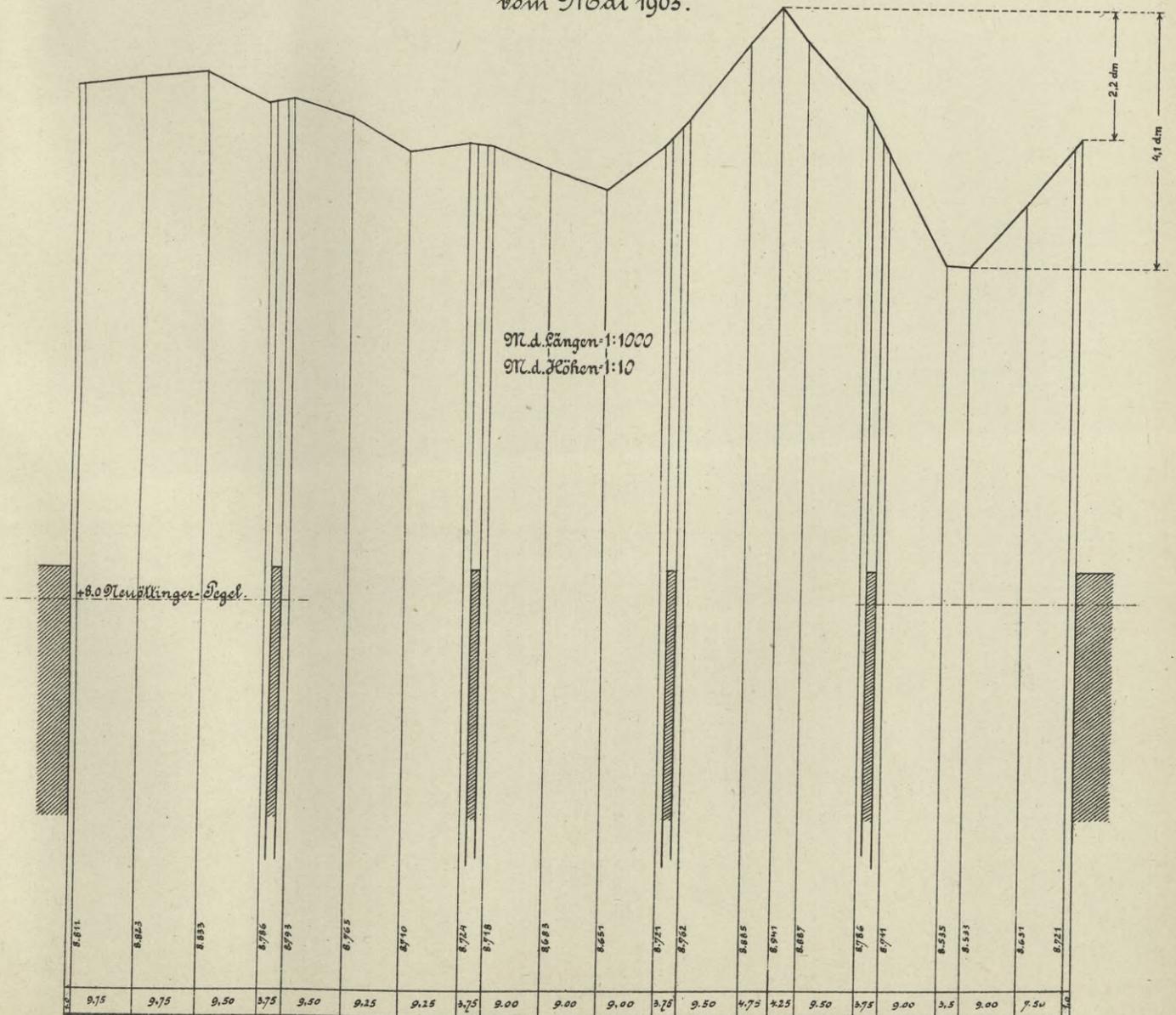


913 = 1:250.

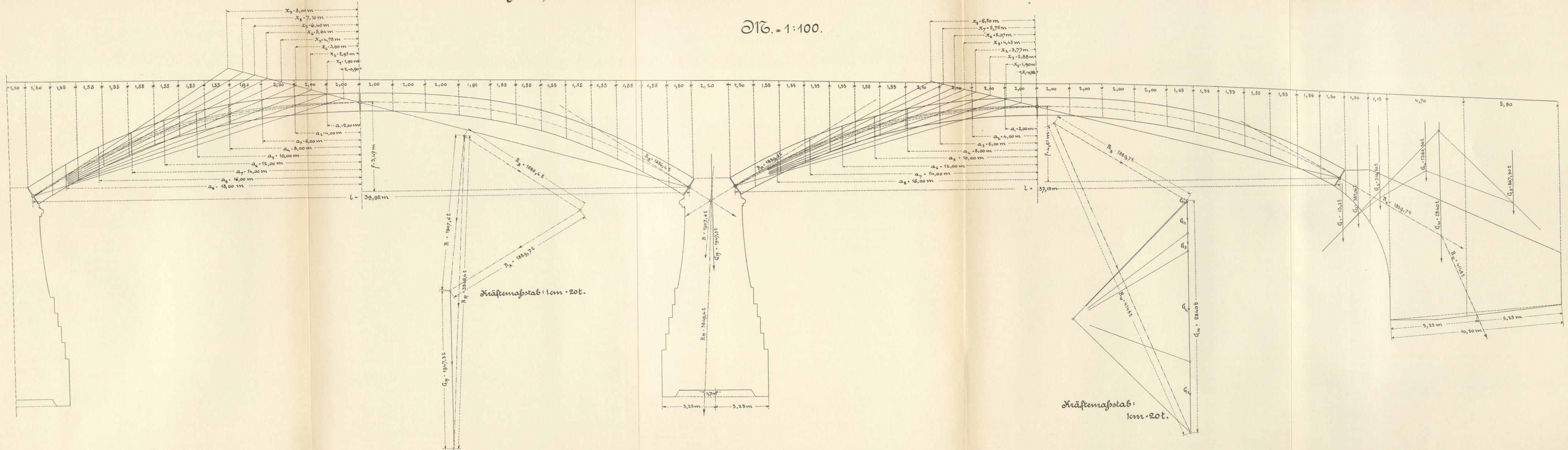


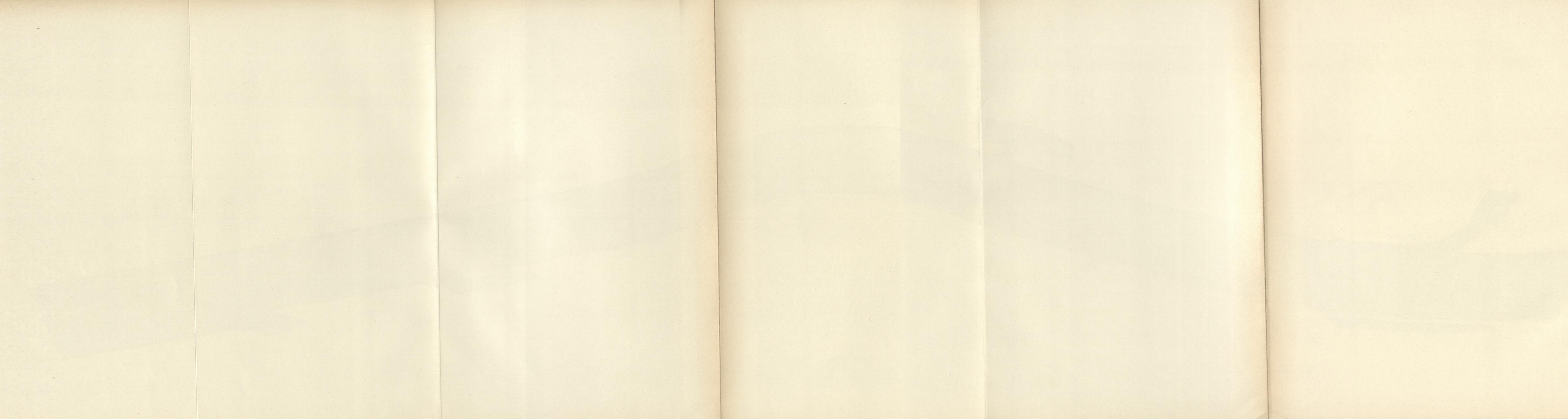
1/100

Nivellement
der alten deformierten Brückenfahrbahn
vom Mai 1903.



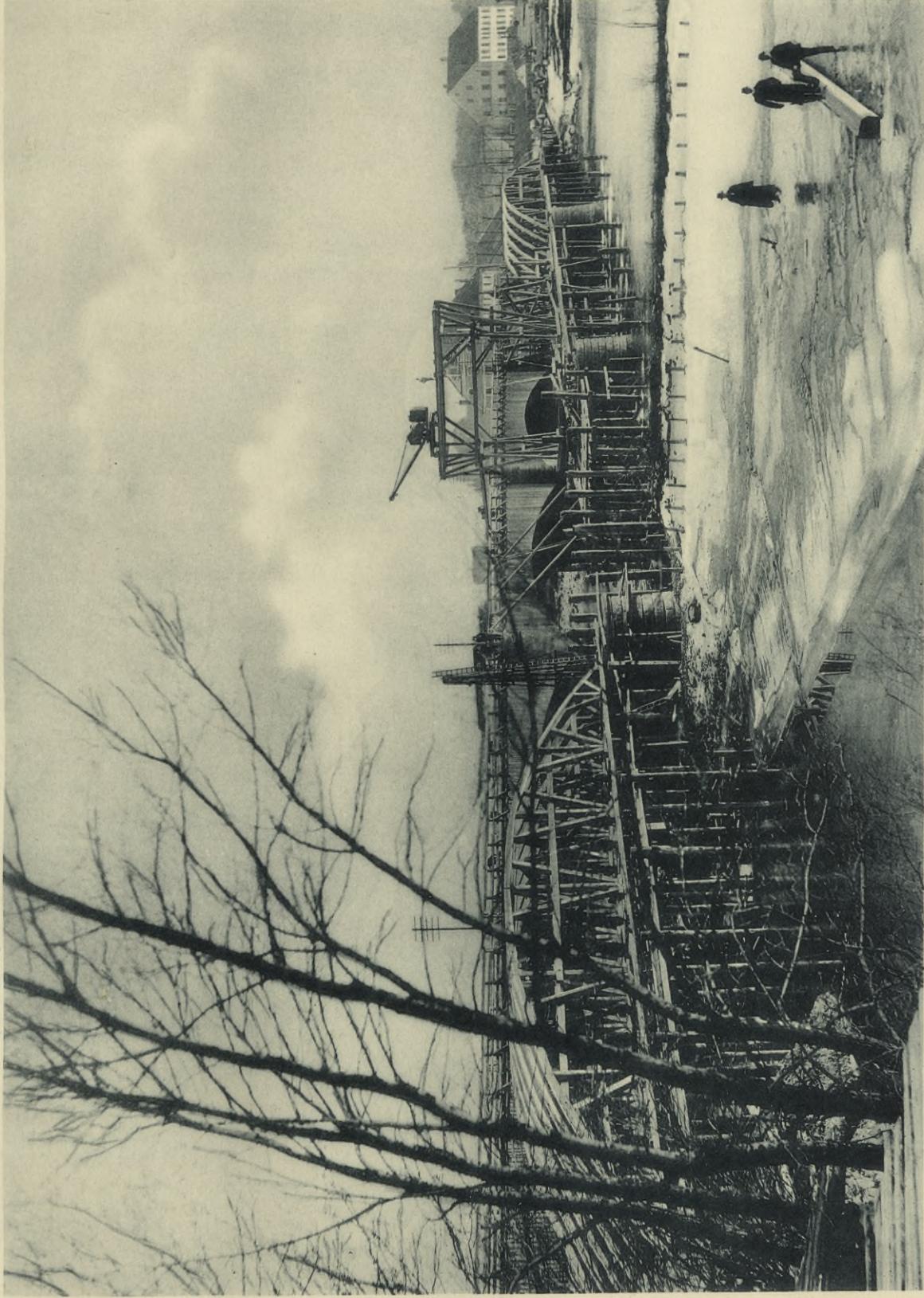
1:100.







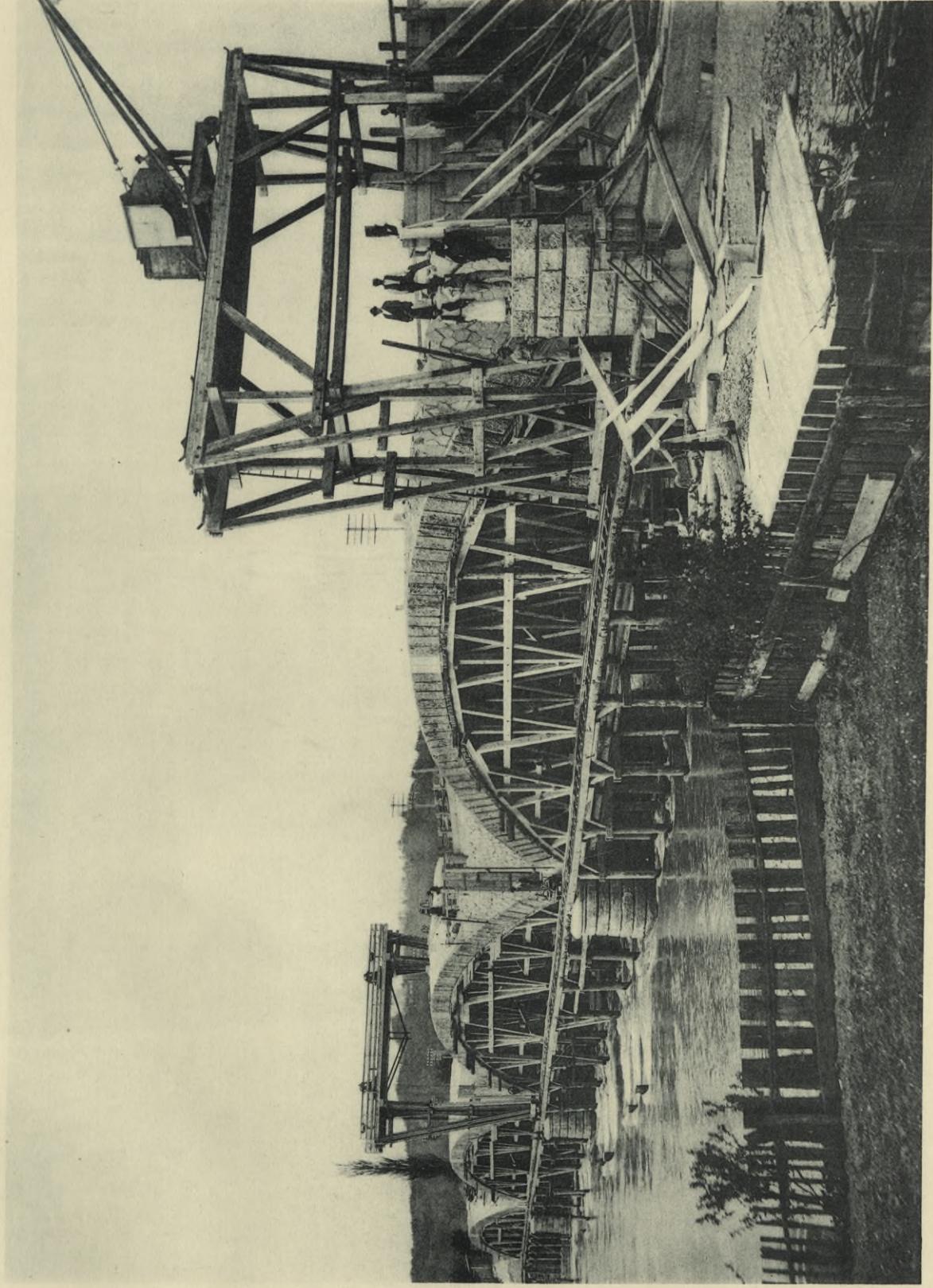
Alte Brücke und Pfeilergründung für die neue Brücke.



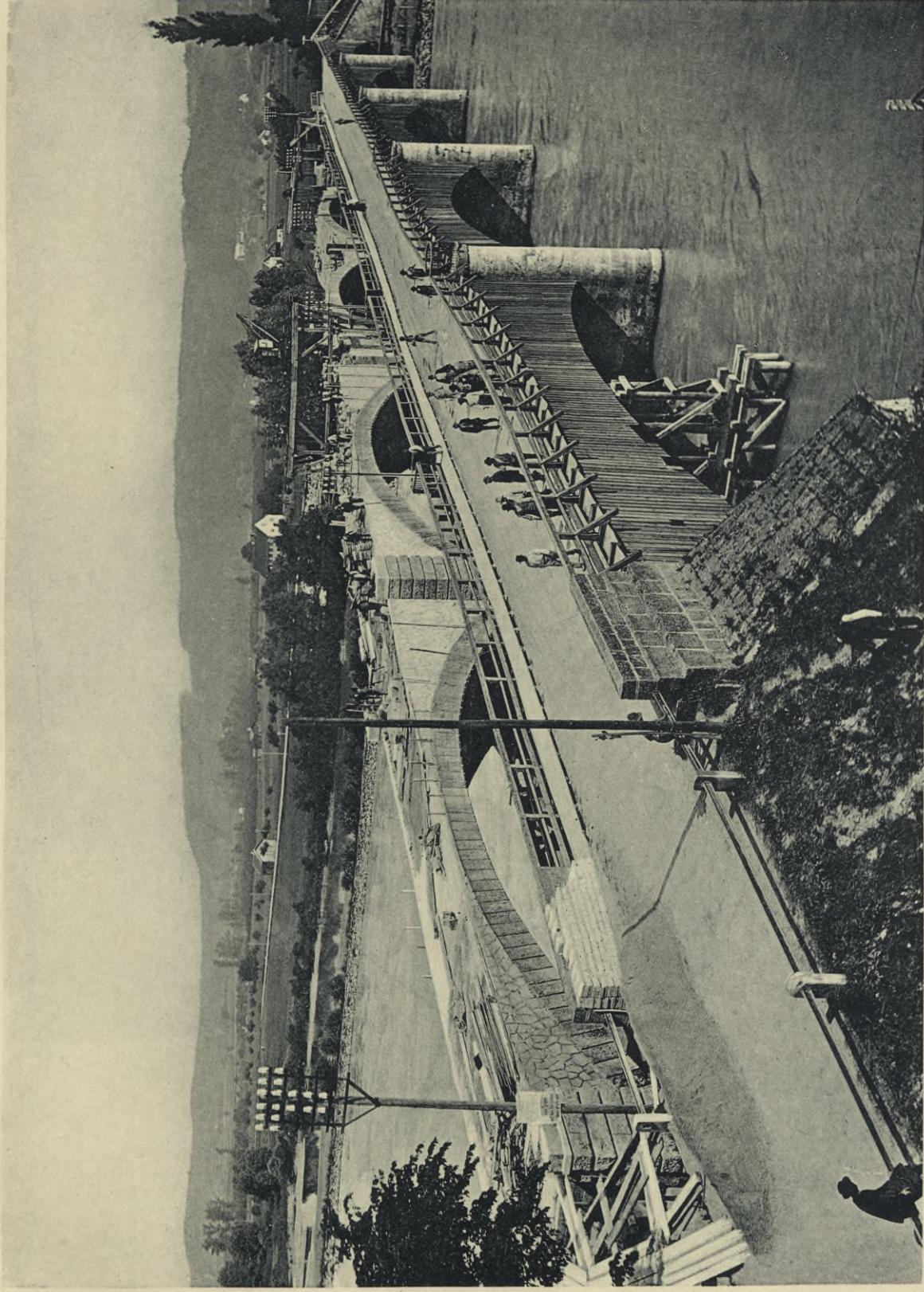
Bauzustand im November 1902.

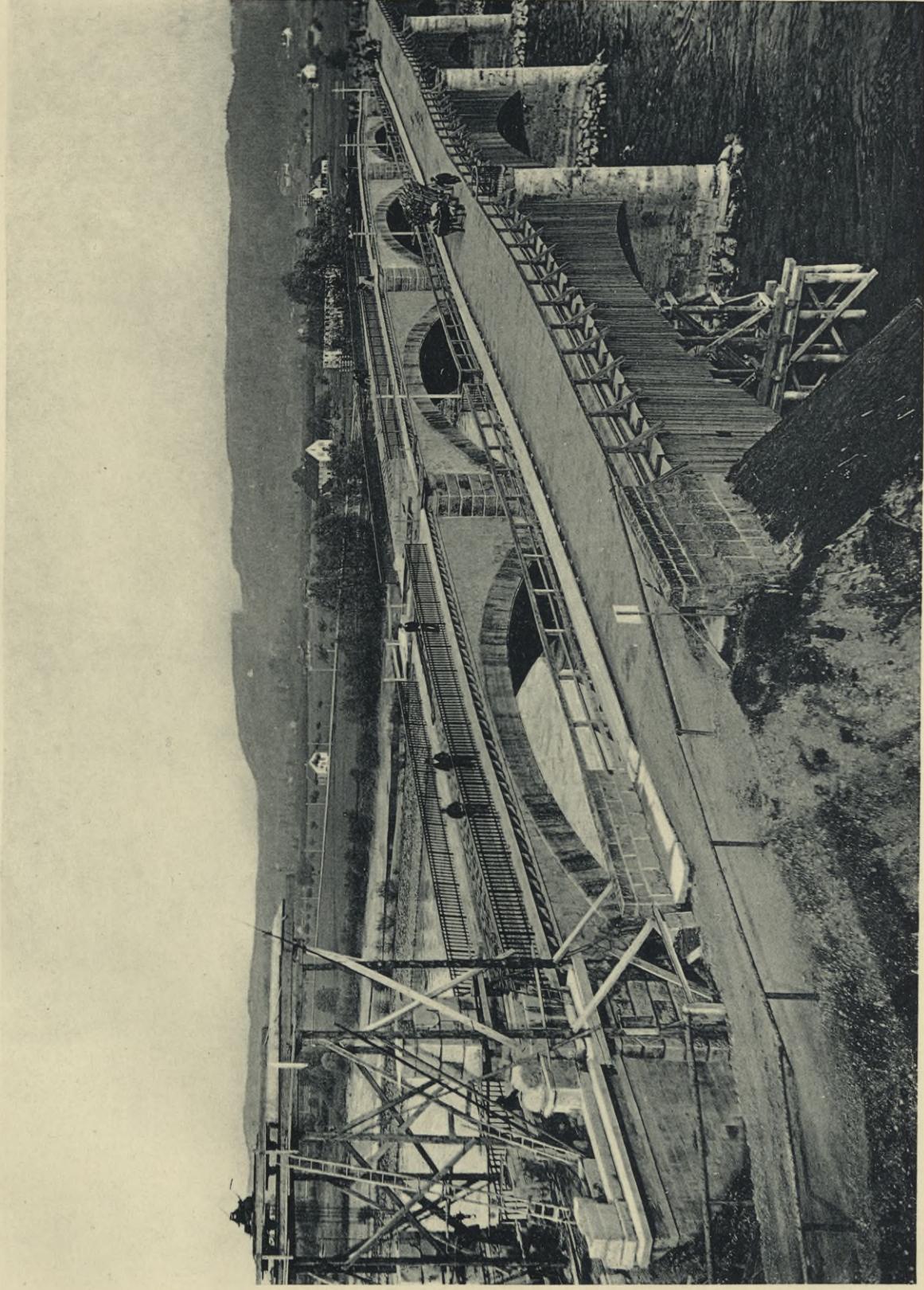
Neubau der Marienbrücke über den Inn bei Neuötting.

Tafel 13 b.



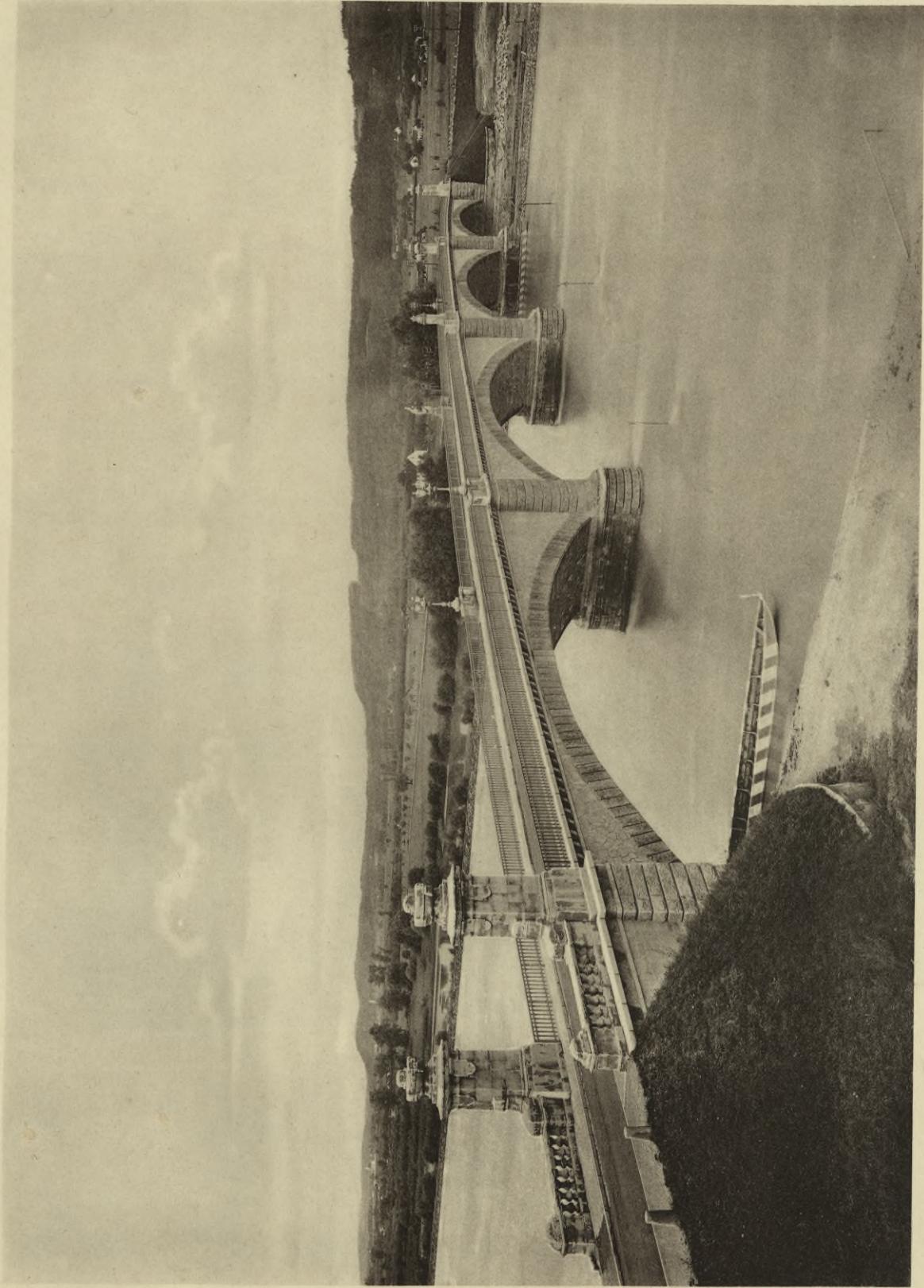
Bauszustand im April 1903.





Neubau der Marienbrücke über den Inn bei Neudötting.

Tafel 13e.



Gesamtansicht.

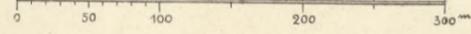


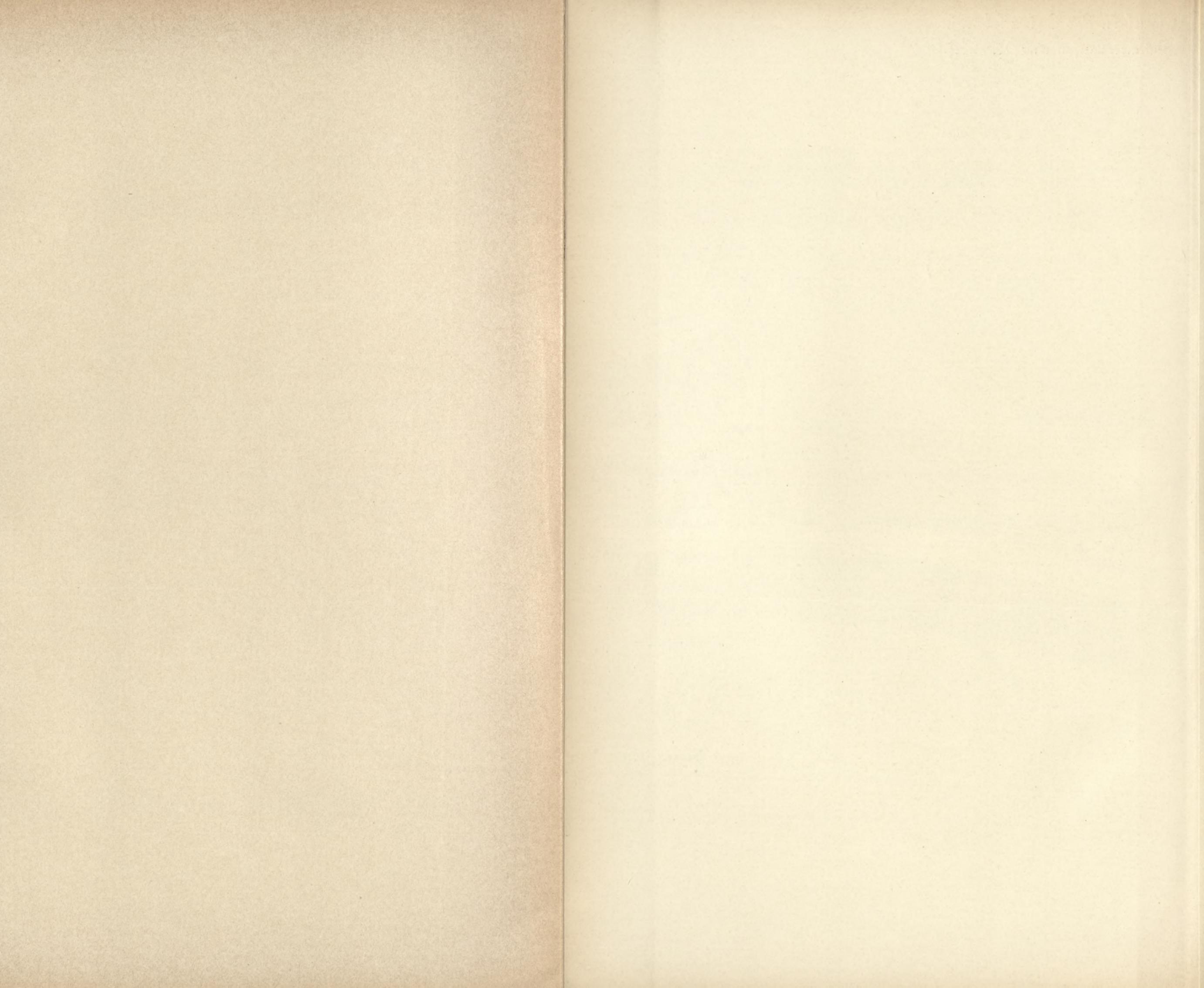
Mariensfigur auf dem Mittelpfeiler.

Neubau der Salzachbrücke zwischen Laufen
und Oberndorf.

Lageplan

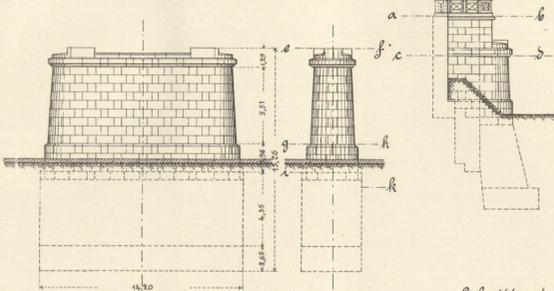
M. = 1:5000





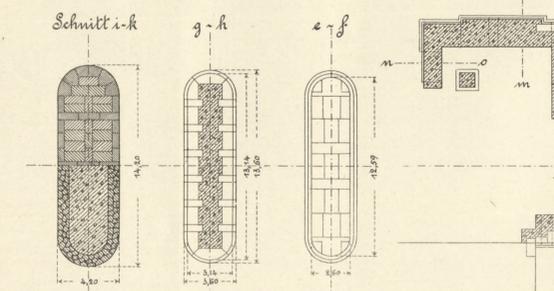
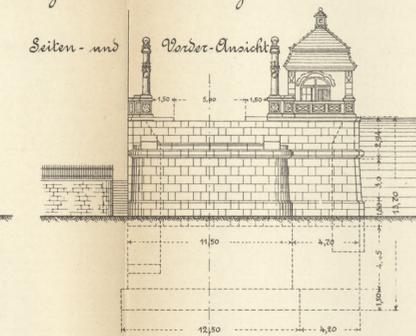
Bayerischer Pfeiler

Vorder- u. Seiten-Ansicht



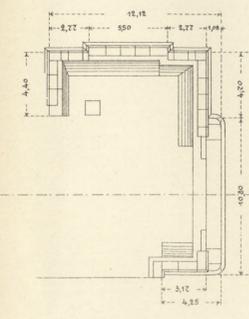
Bayerisches Widerlager

Seiten- und Vorder-Ansicht

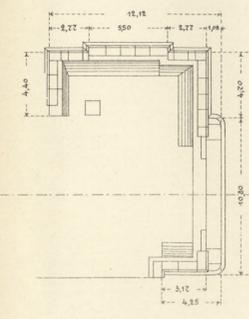


Stb. 1:250

Schnitt c-d



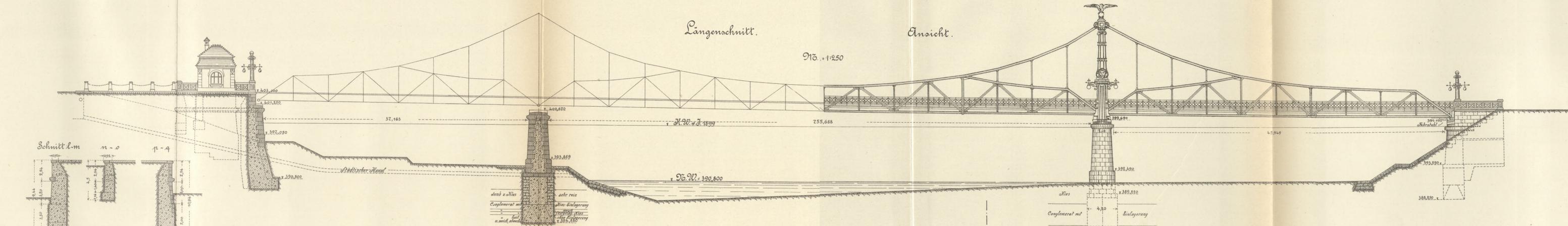
Schnitt a-b



Längenschnitt.

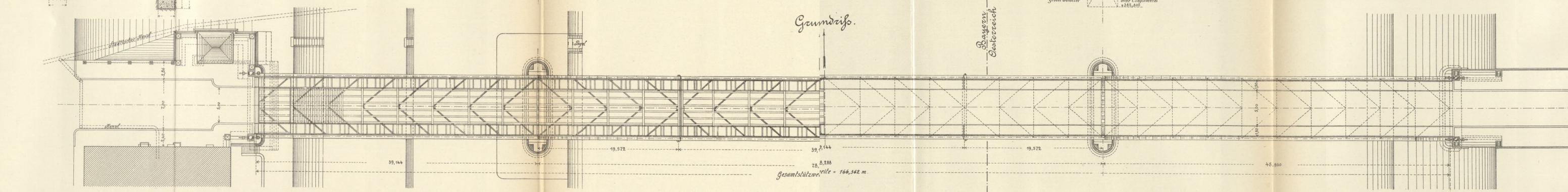
Stb. 1:250

Ansicht.



Grundriß.

Bayern
Österreich

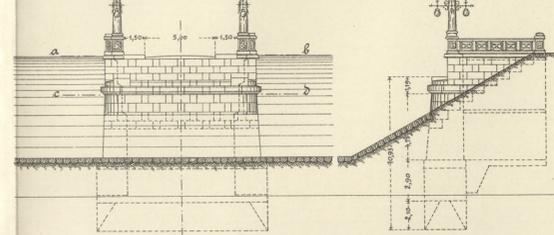


Gesamtlänge = 166,362 m.

Österreichisches Widerlager

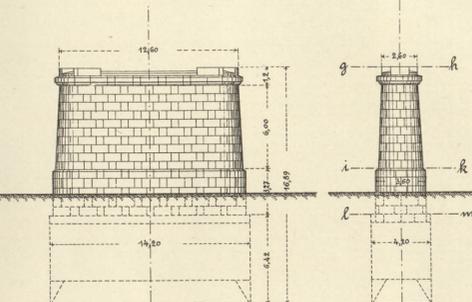
Vordere Ansicht

Seiten Ansicht



Österreichischer Pfeiler

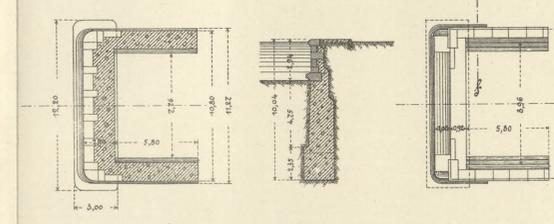
Ansichten



Schnitt c-d

Schnitt e-f

Schnitt a-b

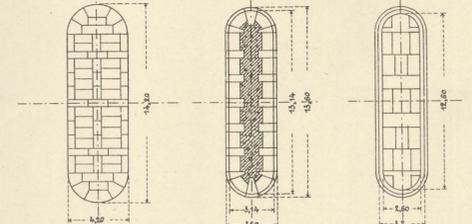


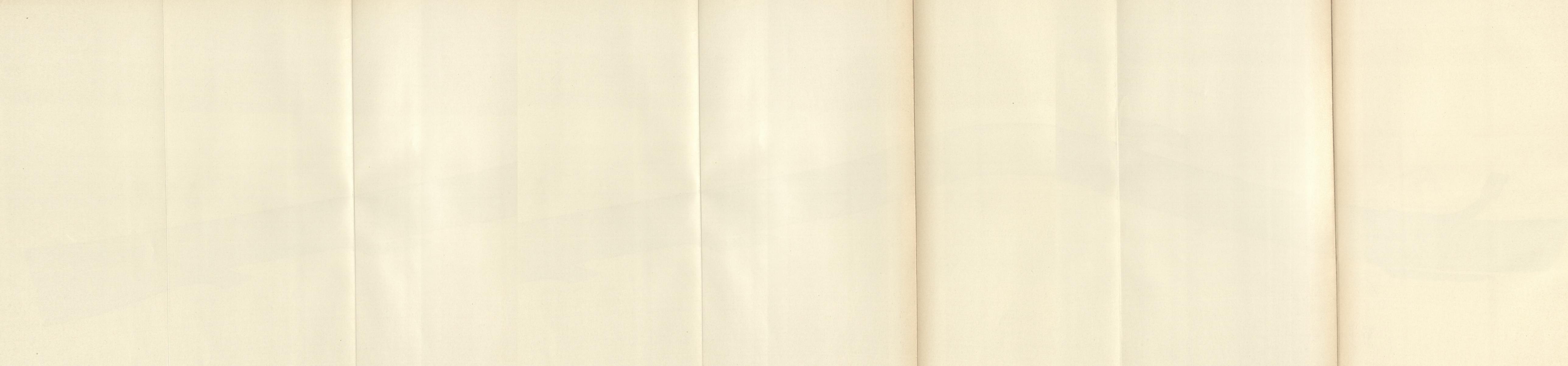
Stb. 1:250

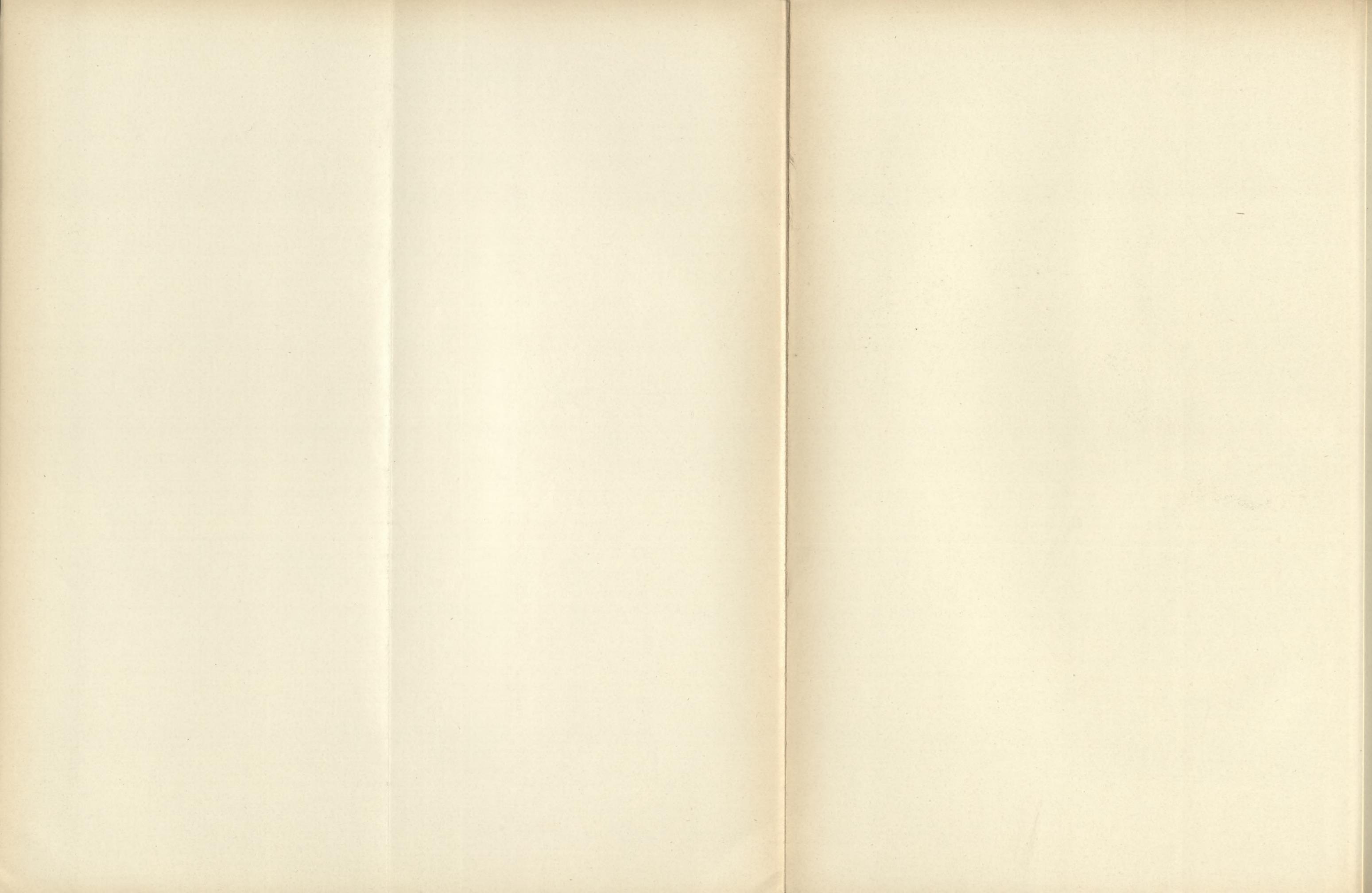
Schnitt l-m

Schnitt i-k

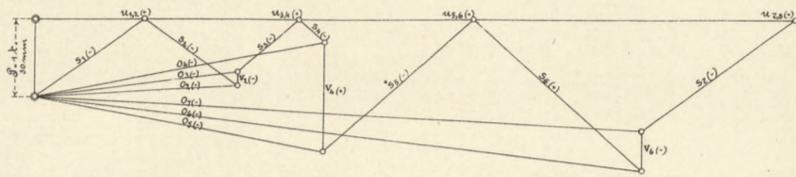
Schnitt g-h



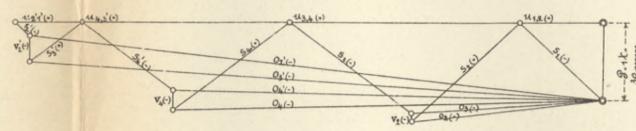




a) des Trägers I. $P, 1,0 \text{ t} \cdot 30 \text{ mm}$ bei 0 wirkend.

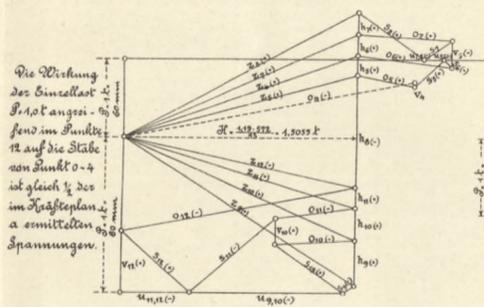


e) des eingehängten Trägers I. $P, 1,0 \text{ t} \cdot 30 \text{ mm}$ bei 14 wirkend.



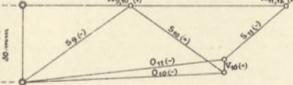
b) des Trägers II.

$P, 1,0 \text{ t} \cdot 60 \text{ mm}$ bei 12 wirkend.



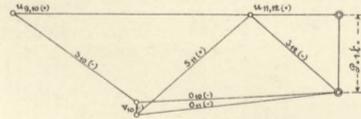
c) des Trägers II (Kragarm).

$P, 1,0 \text{ t} \cdot 30 \text{ mm}$ bei 8 wirkend.



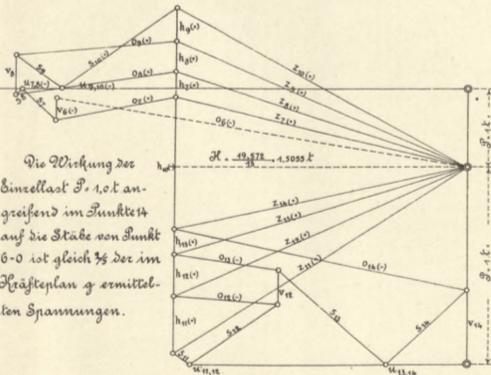
d) des Trägers II (Kragarm).

$P, 1,0 \text{ t} \cdot 30 \text{ mm}$ bei 12 wirkend.

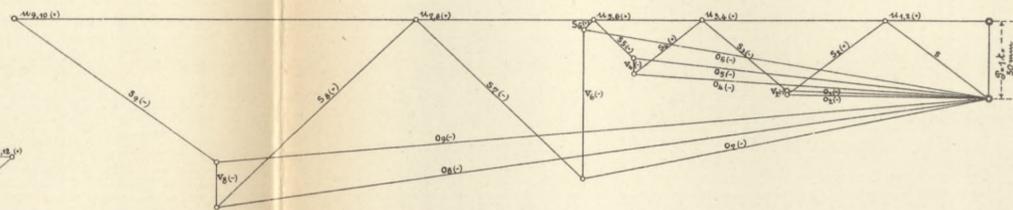


h) des Trägers III.

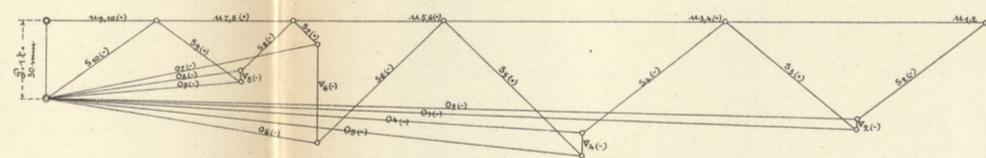
$P, 1,0 \text{ t} \cdot 25 \text{ mm}$ bei 14 wirkend.



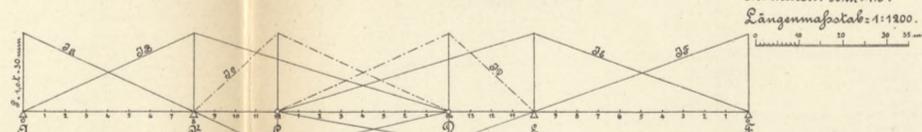
g) des Trägers III. $P, 1,0 \text{ t} \cdot 30 \text{ mm}$ bei 0 wirkend.



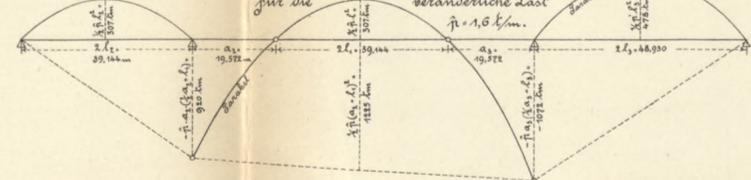
f) des Trägers III. $P, 1,0 \text{ t} \cdot 30 \text{ mm}$ bei 10 wirkend.



Einflussflächen der Auflagerdrücke.



Maximalmomentenkurven

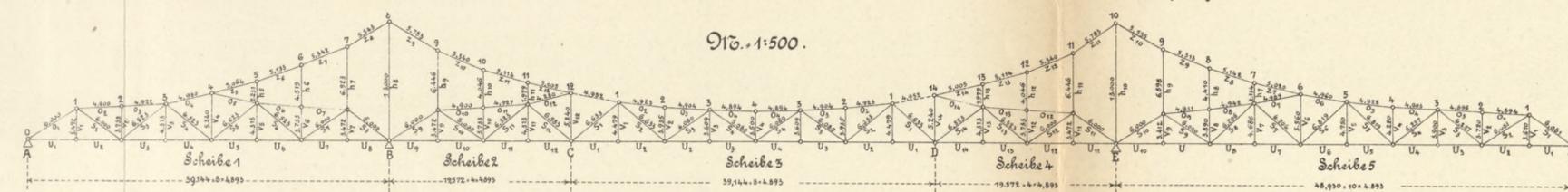


Kragträger II.

Eingehängter Träger I.

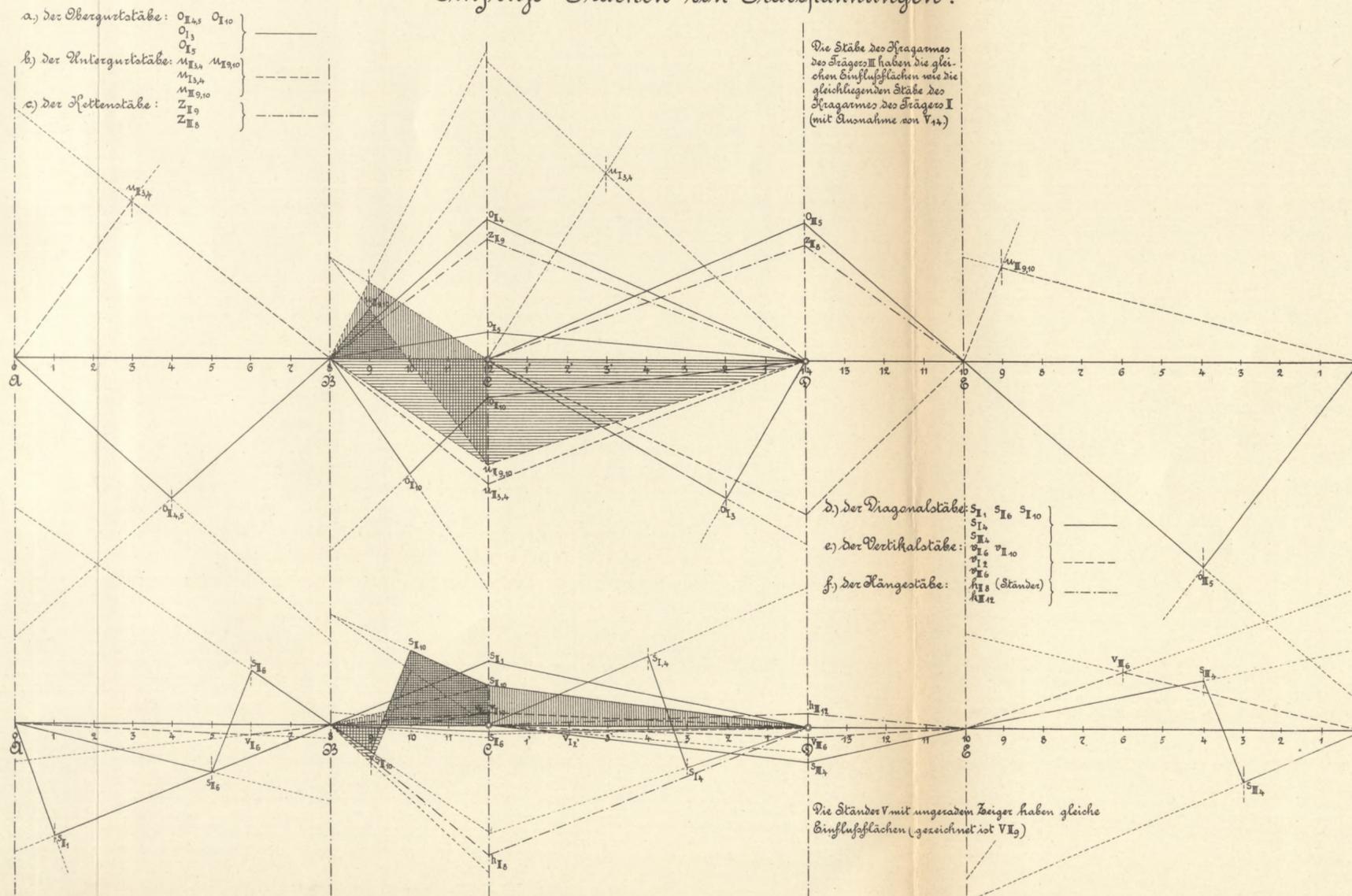
Kragträger III.

Stb. 1:500.



Der Träger I (von C - D) hängt in 12 an einem Pendel 12-C und stützt in D auf einen Bolzen.

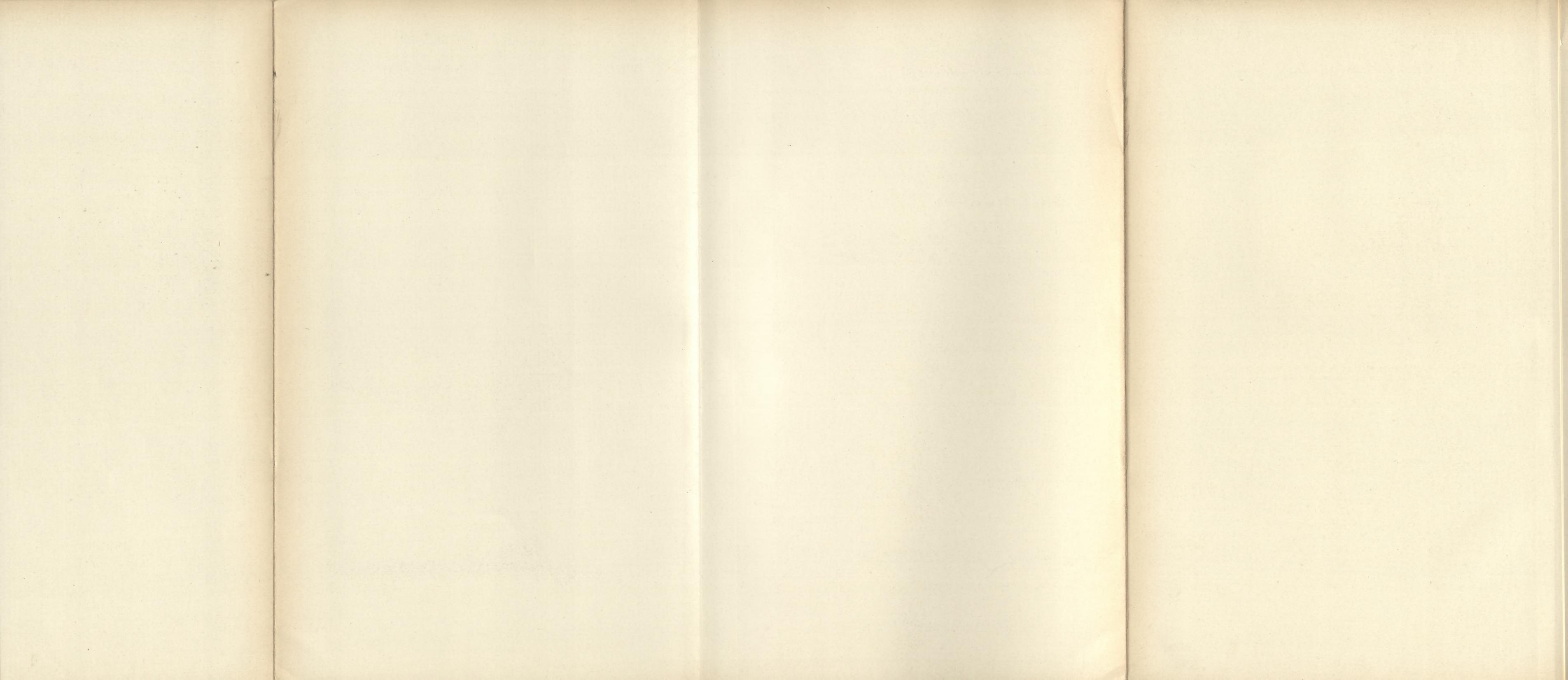
Einfluss - Flächen von Stabspannungen.

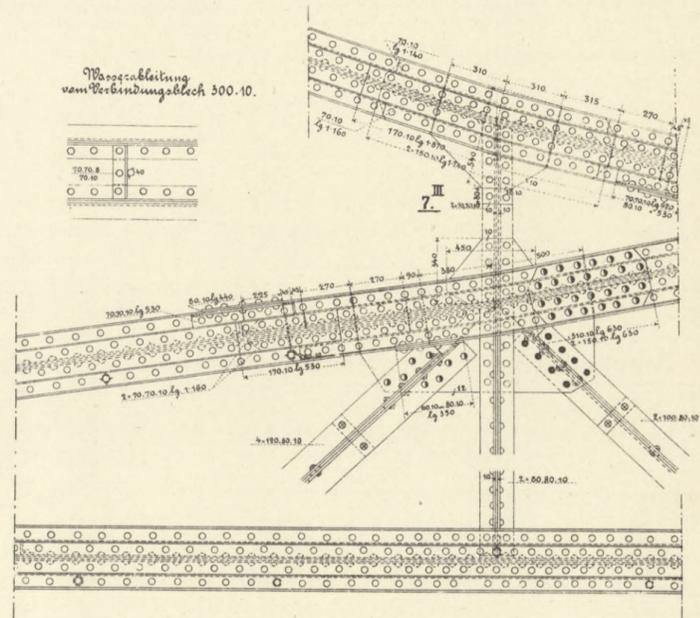
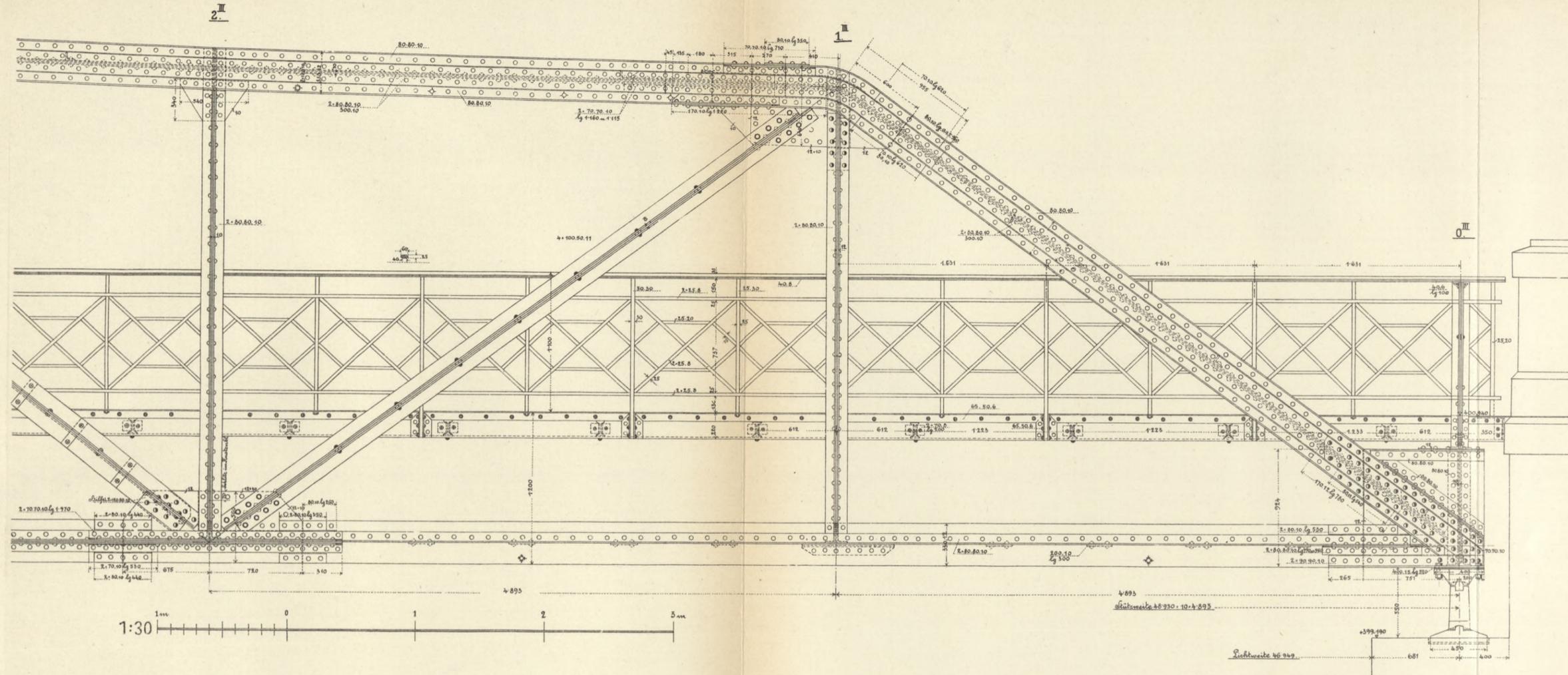


Die Stäbe des Kragarmes des Trägers III haben die gleichen Einflussflächen wie die gleichliegenden Stäbe des Kragarmes des Trägers I (mit Ausnahme von V14).

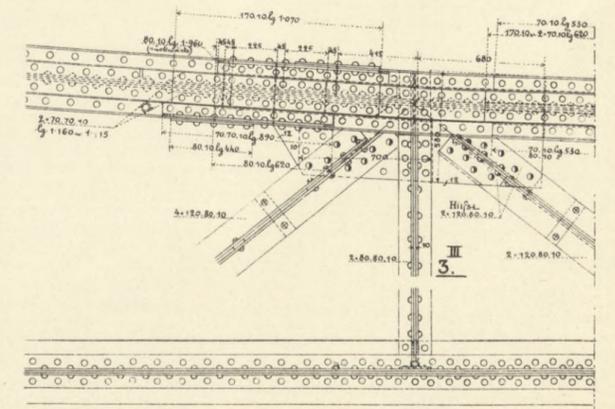
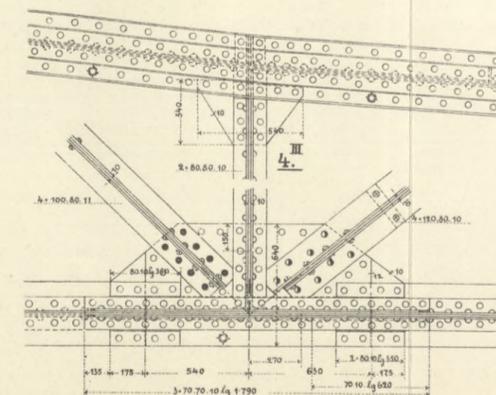
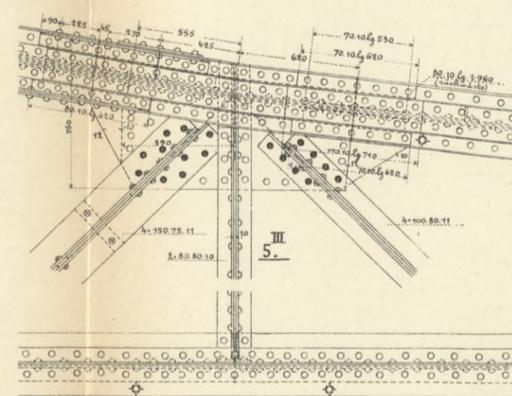
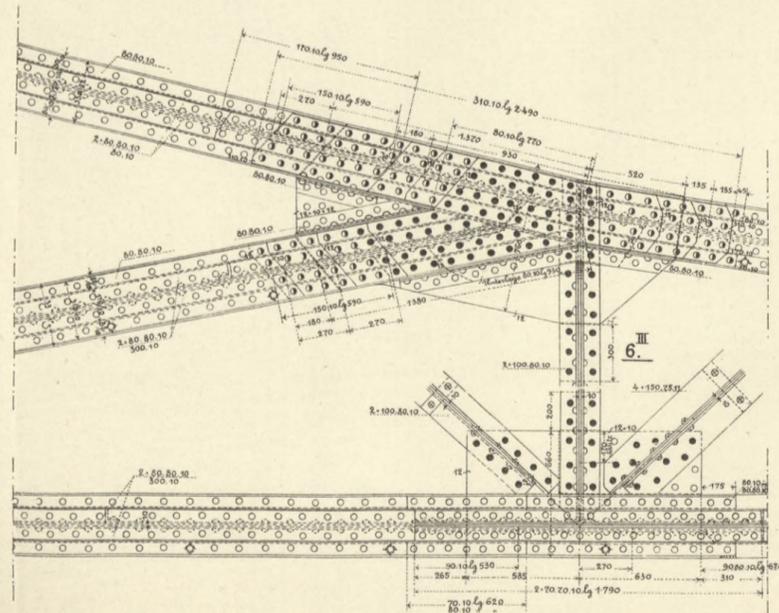
d) der Diagonalstäbe: $S_{I,1}, S_{I,6}, S_{I,10}$
e) der Vertikalstäbe: $V_{I,1}, V_{I,10}$
f) der Längstäbe: $H_{I,1}, H_{I,12}$

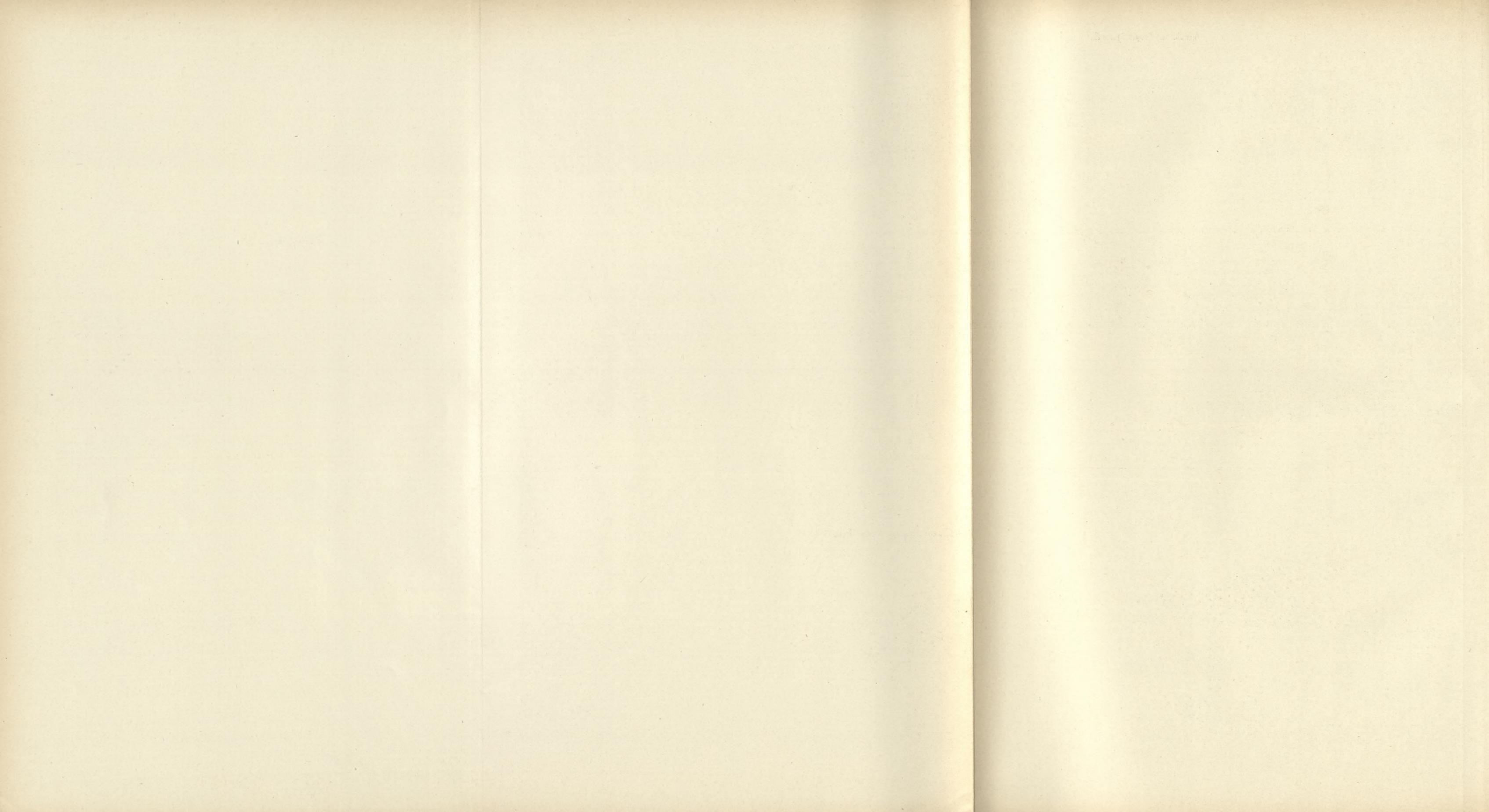
Die Ständer V mit ungeradem Zeiger haben gleiche Einflussflächen (gezeichnet ist V12)





Nietbezeichnung siehe Tafel 21.

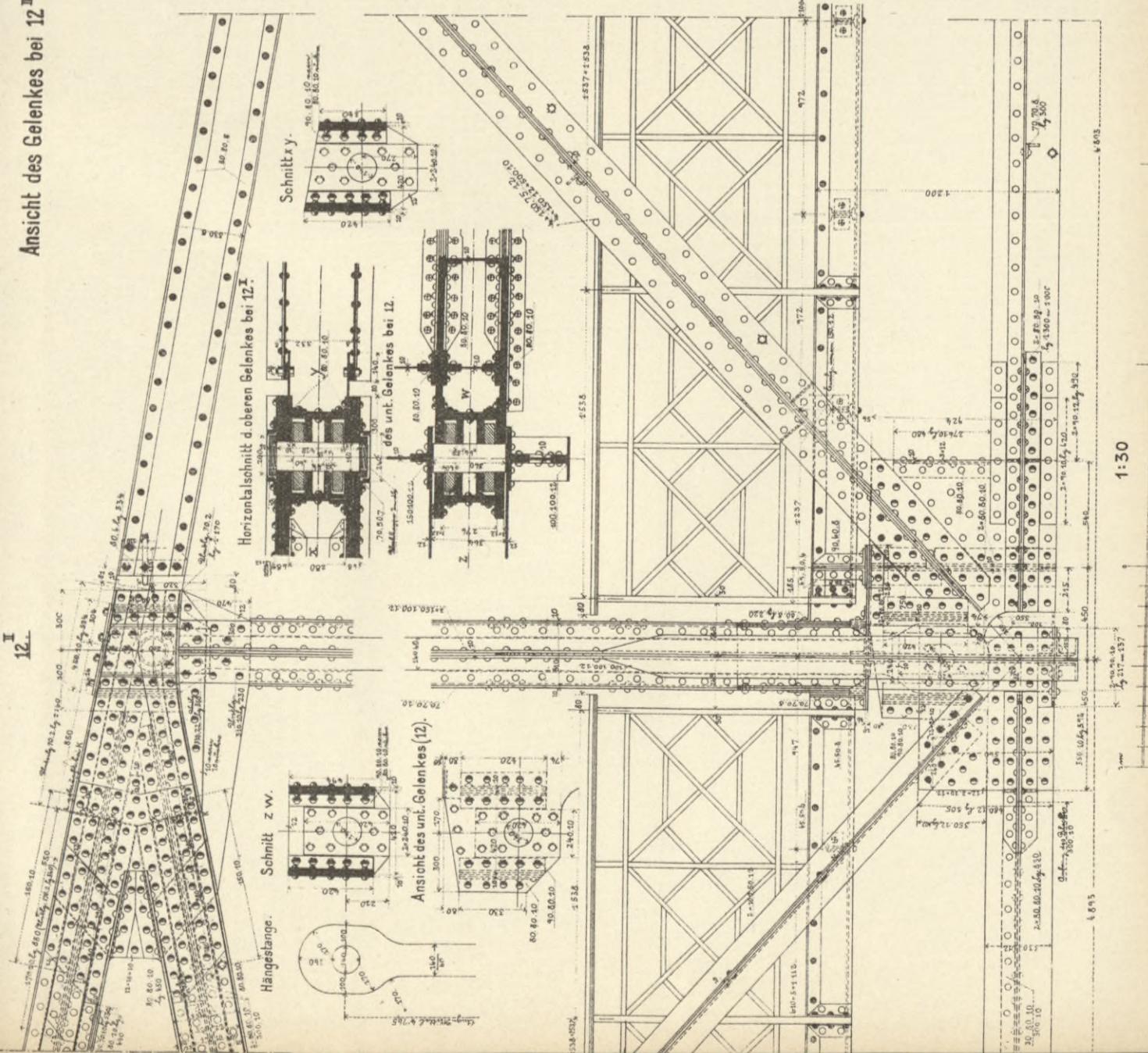
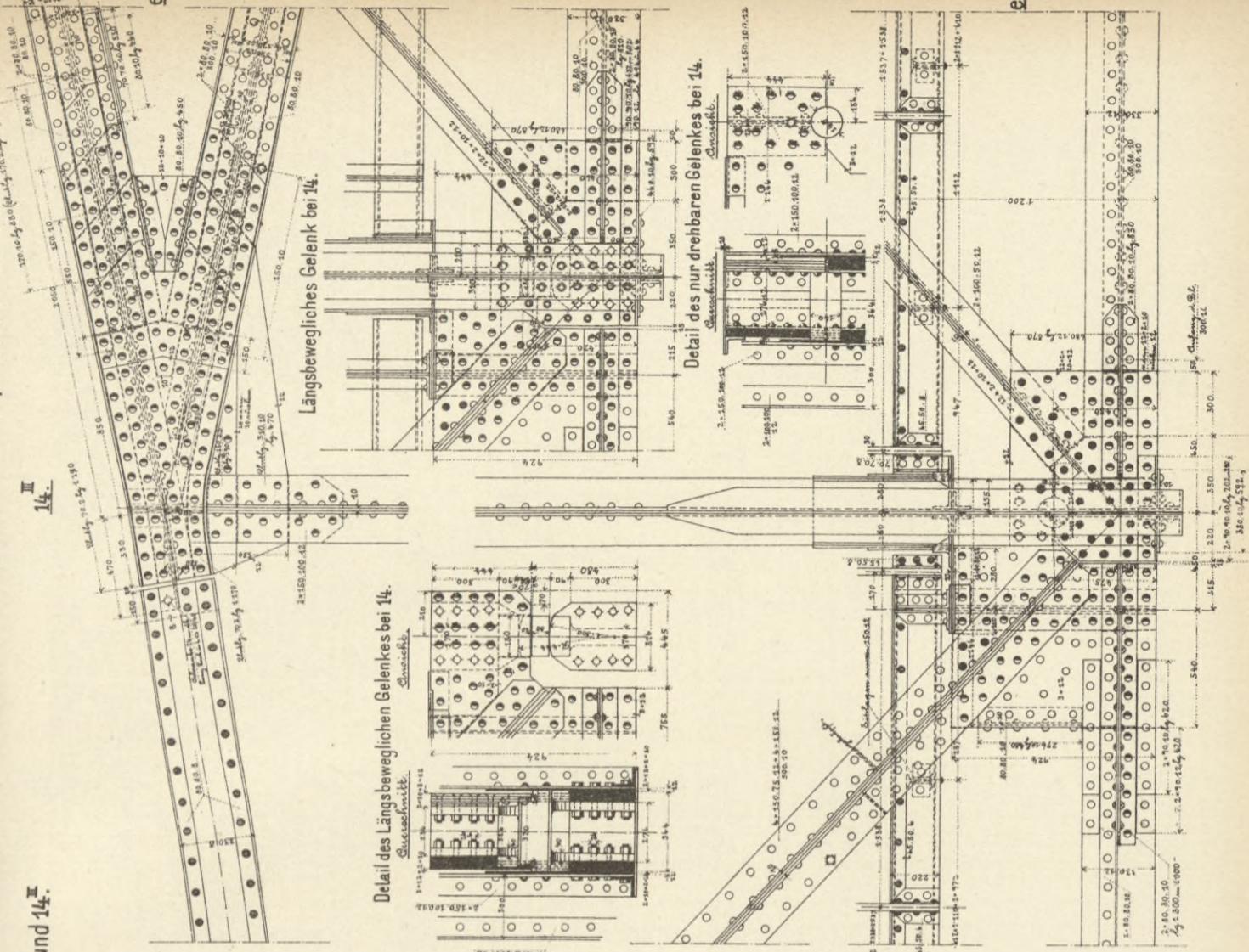




12^I

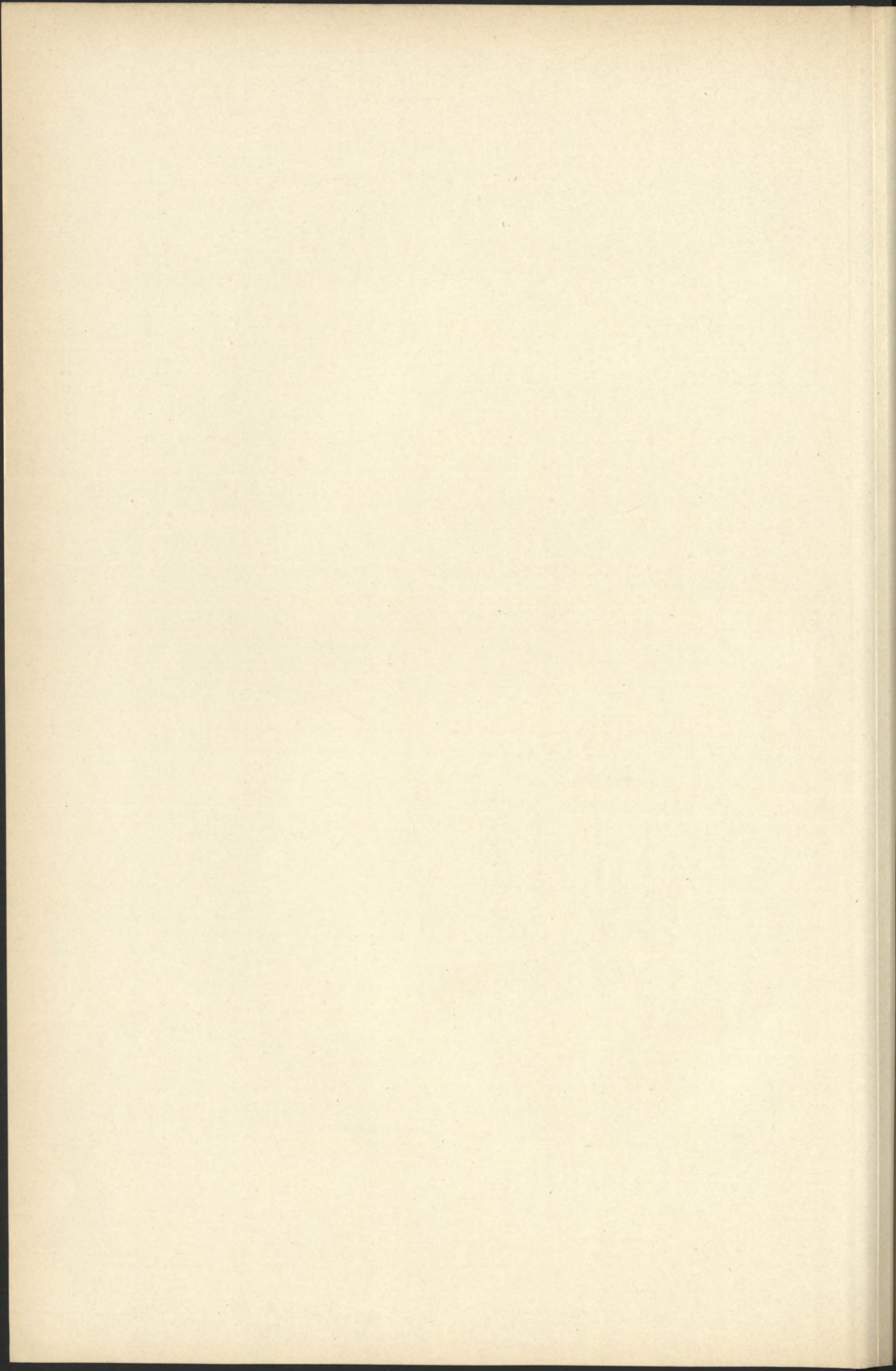
Ansicht des Gelenkes bei 12^I und 14^I.

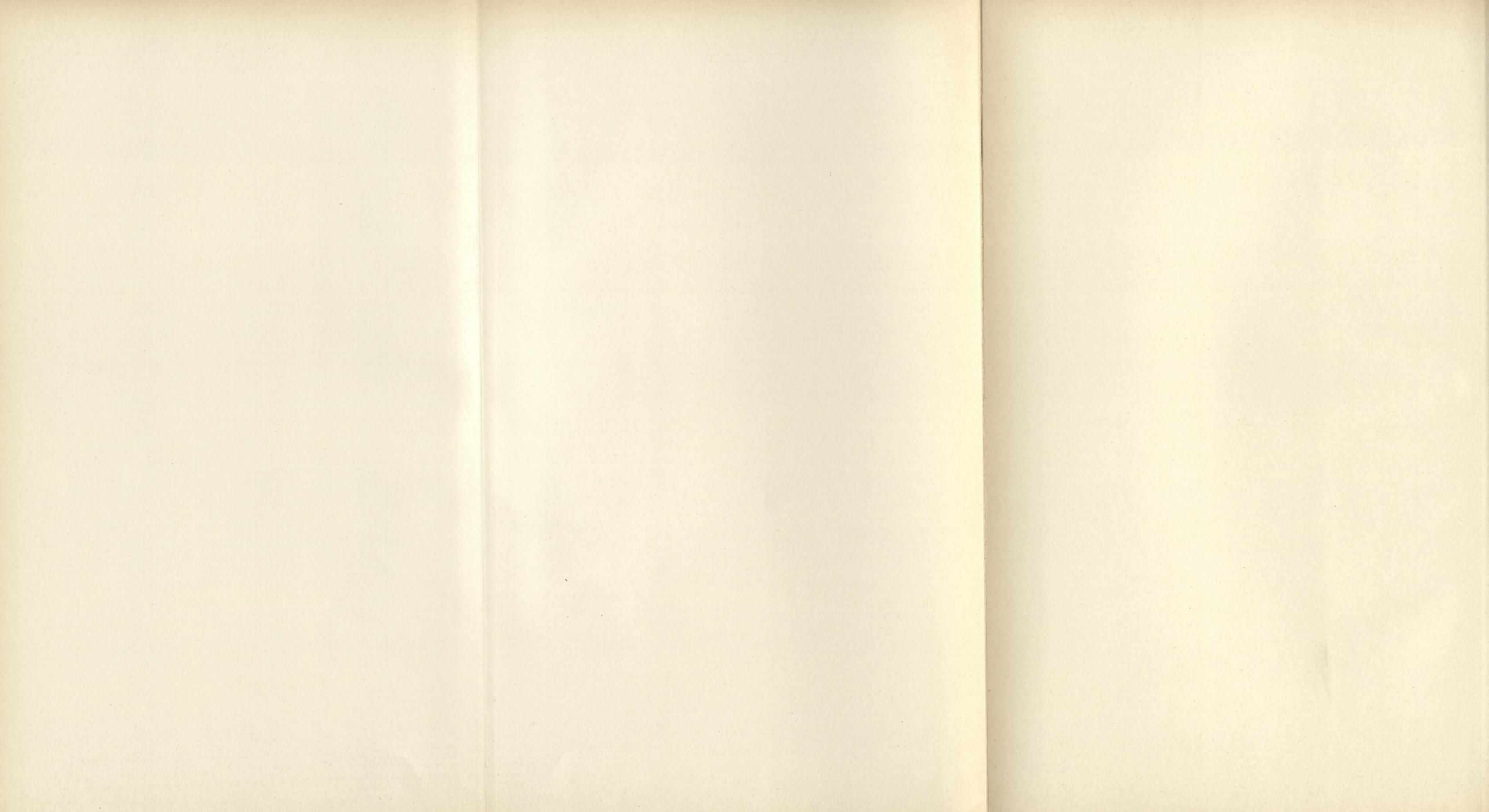
14^I



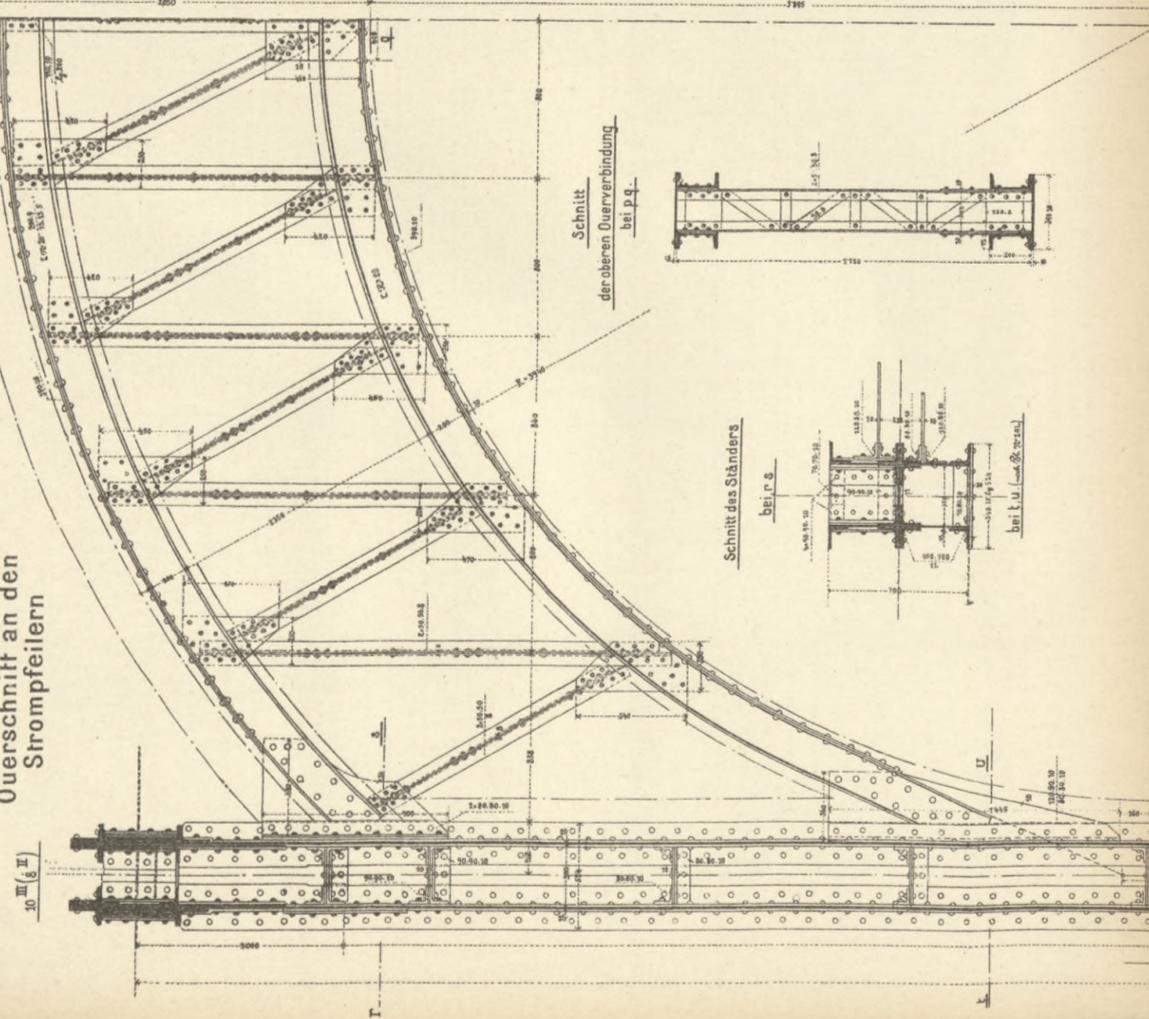
1:30

Nietbezeichnung siehe Tafel 21.

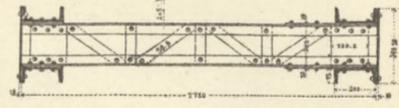




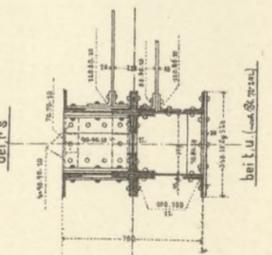
Querschnitt an den
Strompfeilern



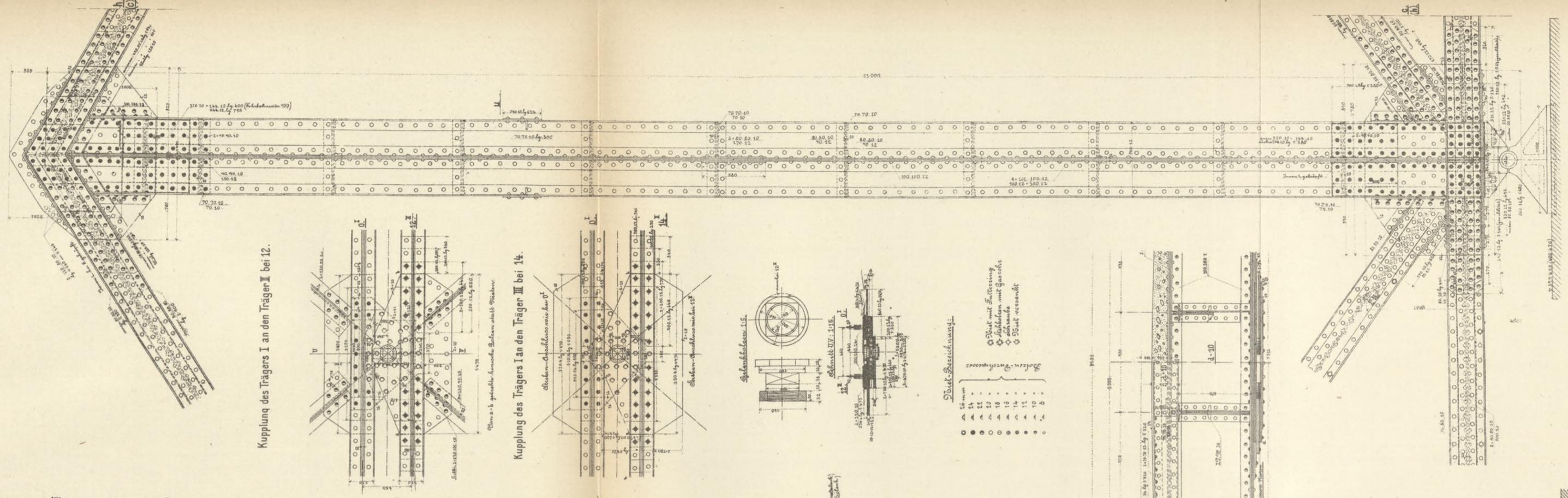
Schnitt
der oberen
Querverbindung
bei p. 3.



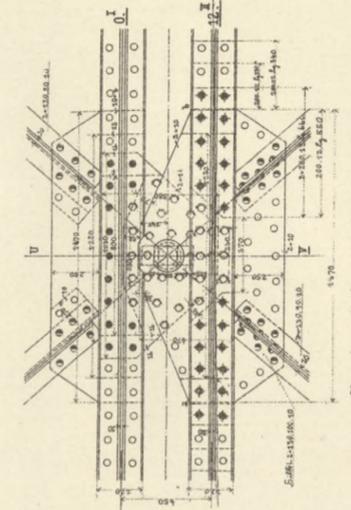
Schnitt des Ständers
bei r. 3



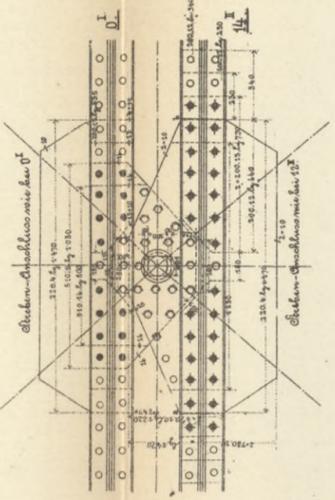
Detail des Hauptträgers an den Strompfeilern.
10³ (6¹)



Kupplung des Trägers I an den Träger II bei 12.



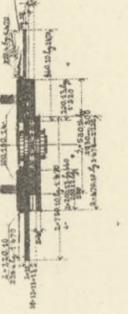
Kupplung des Trägers I an den Träger III bei 14.



Stützenknoten U.S.

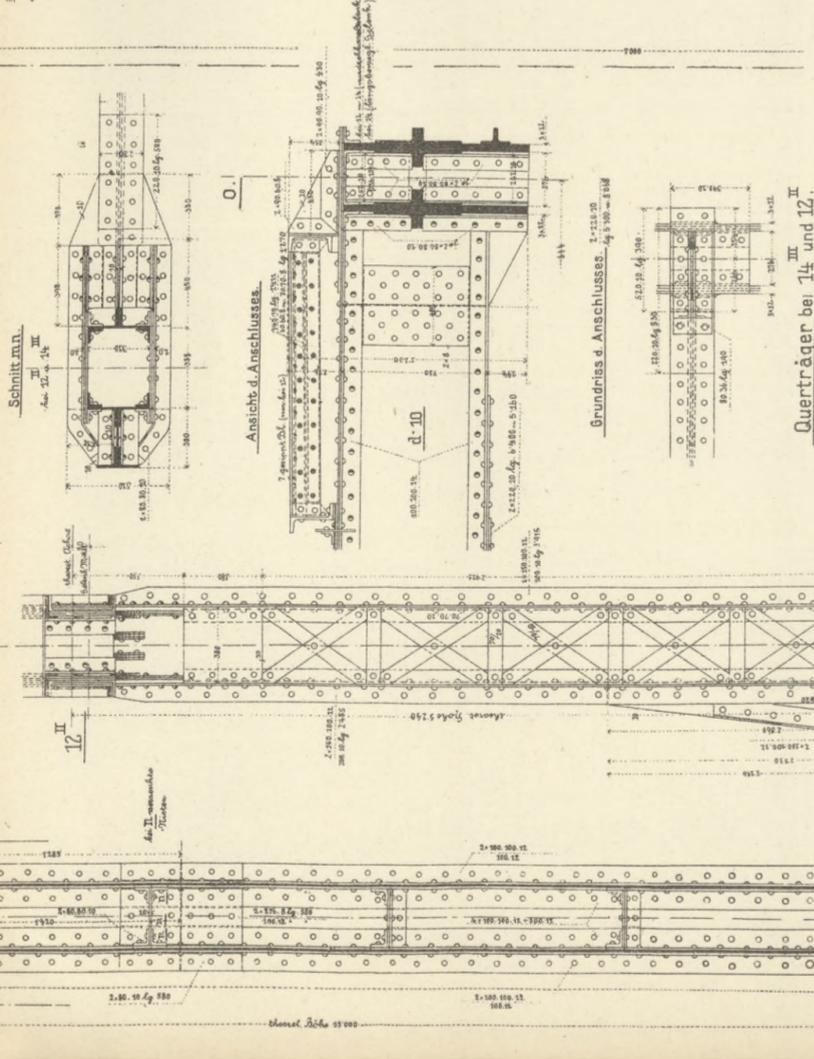


Stützenknoten U.V.

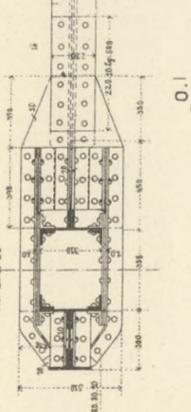


Stütz-Bereichsanalyse:

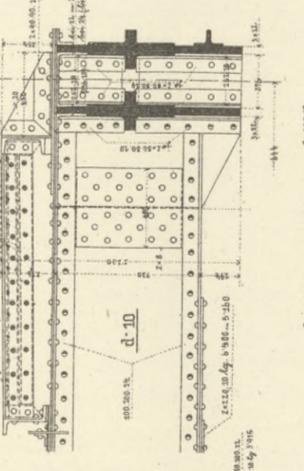
- 16 mm
 - 14
 - 12
 - 10
 - 8
 - 6
 - 5
 - 4
 - 3
 - 2
 - 1
- Stütze mit Fortsetzung
 ○ Stütze mit Fortsetzung
 ○ Stütze mit Fortsetzung
 ○ Stütze mit Fortsetzung



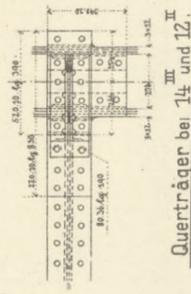
Schnitt an
Anschlüssen



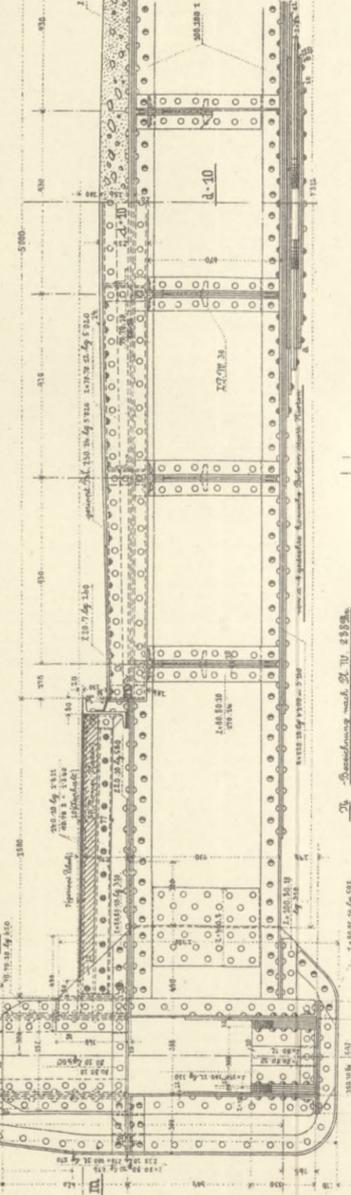
Ansicht d. Anschlusses



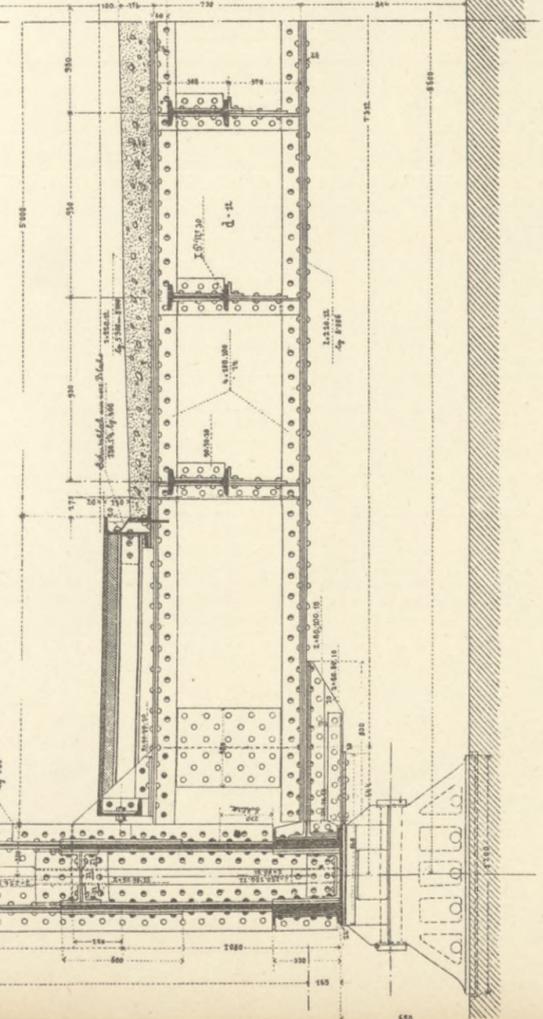
Grundriss d. Anschlusses

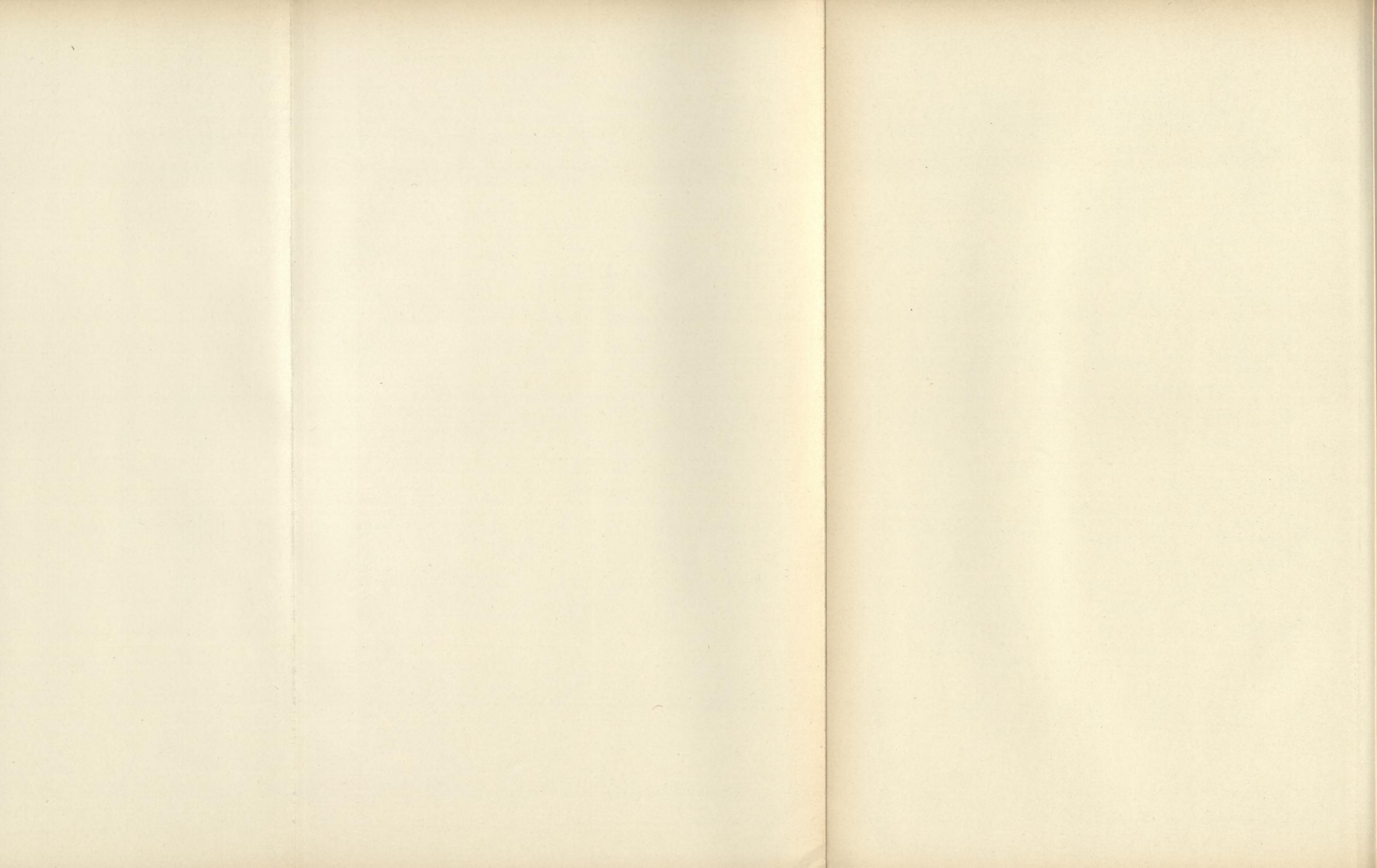


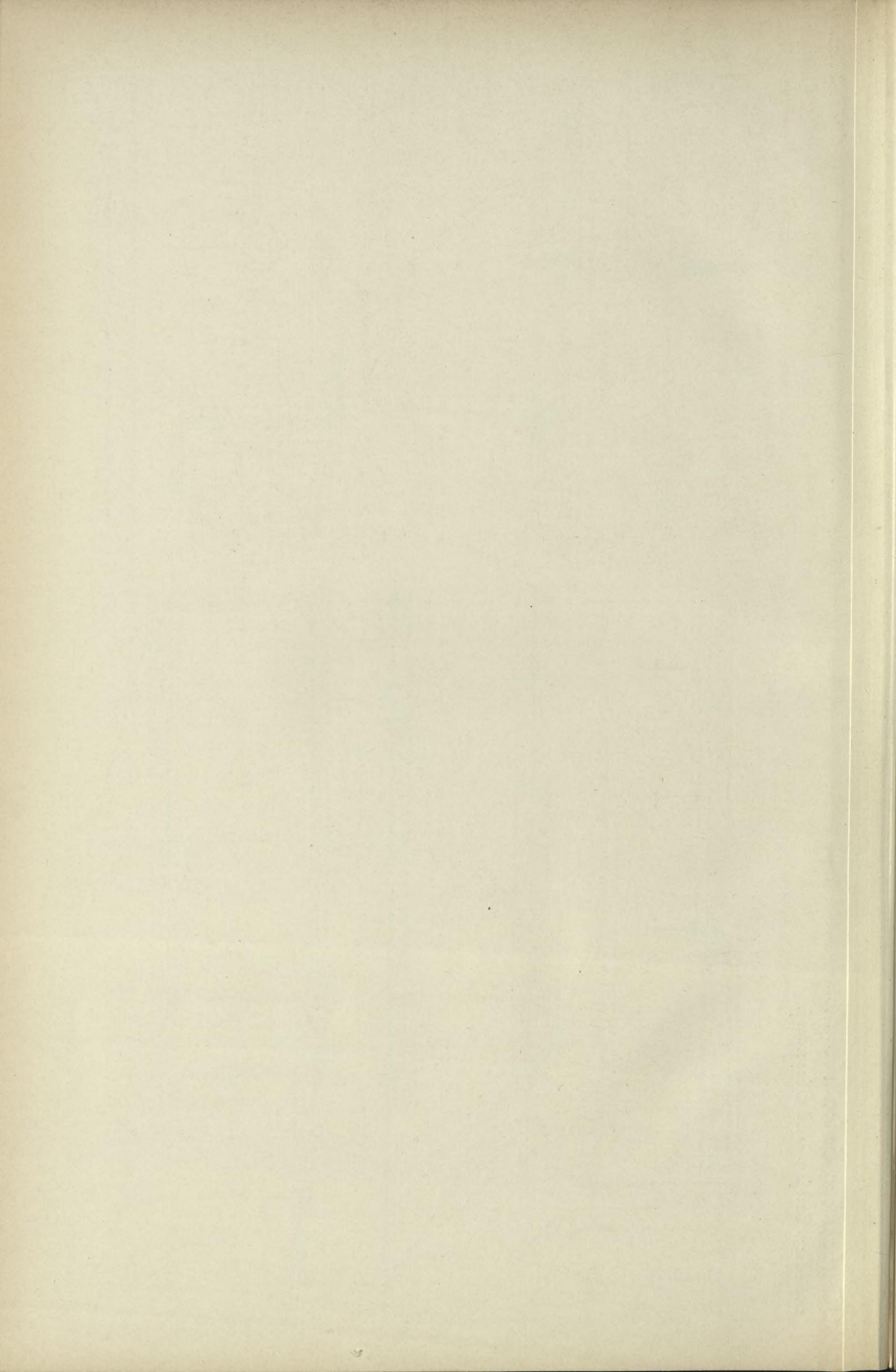
Querträger bei 74 und 12



Stütz-Bereichsanalyse

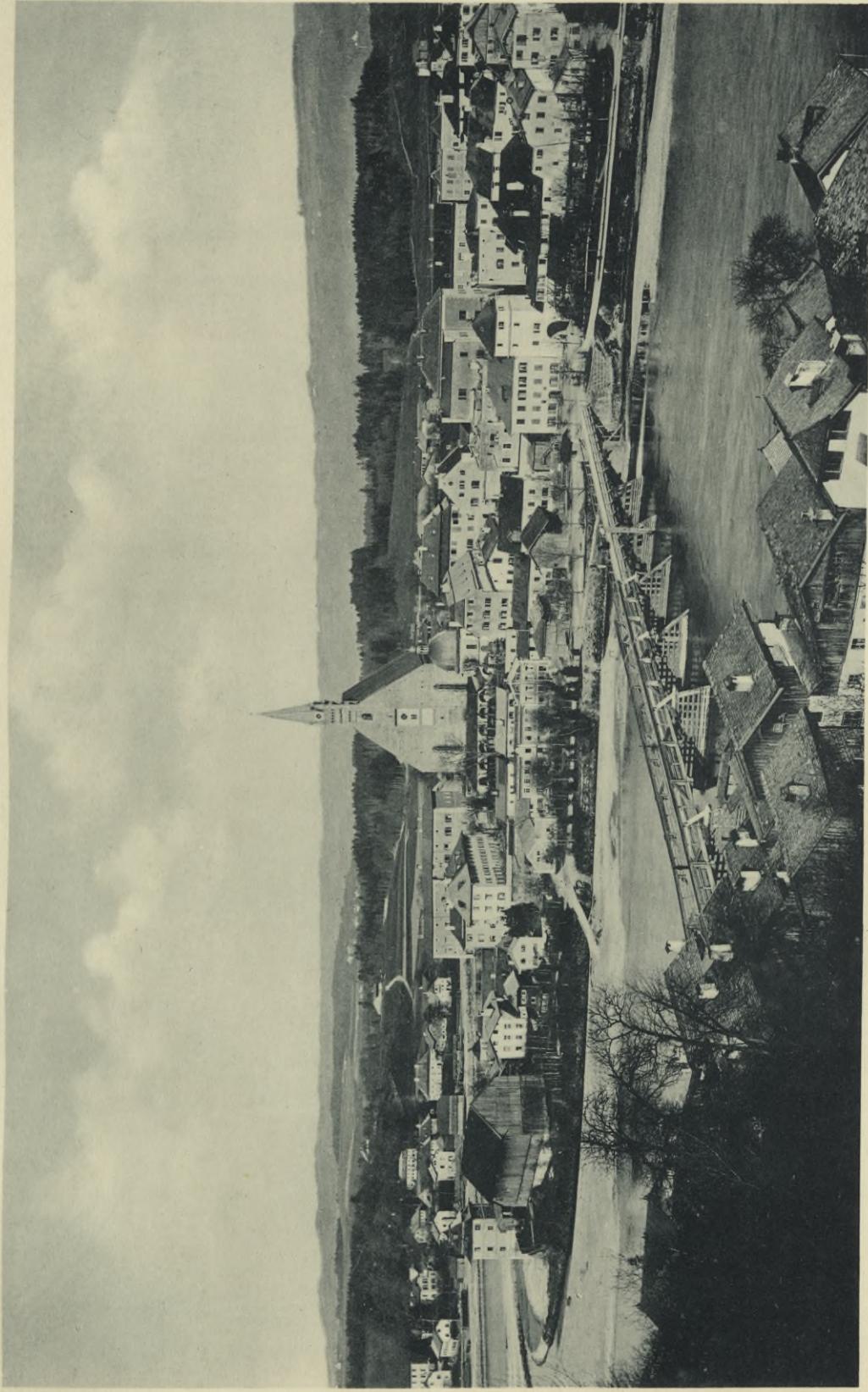






Neubau der Salzsachbrücke zwischen Laufen und Oberndorf.

Tafel 23.



Ansicht von Laufen mit der alten Holzbrücke i. J. 1896.



Die zerstörte alte Holzbrücke
während des Hochwassers 1897.

Neubau der Salzachbrücke
zwischen Laufen und Oberndorf.

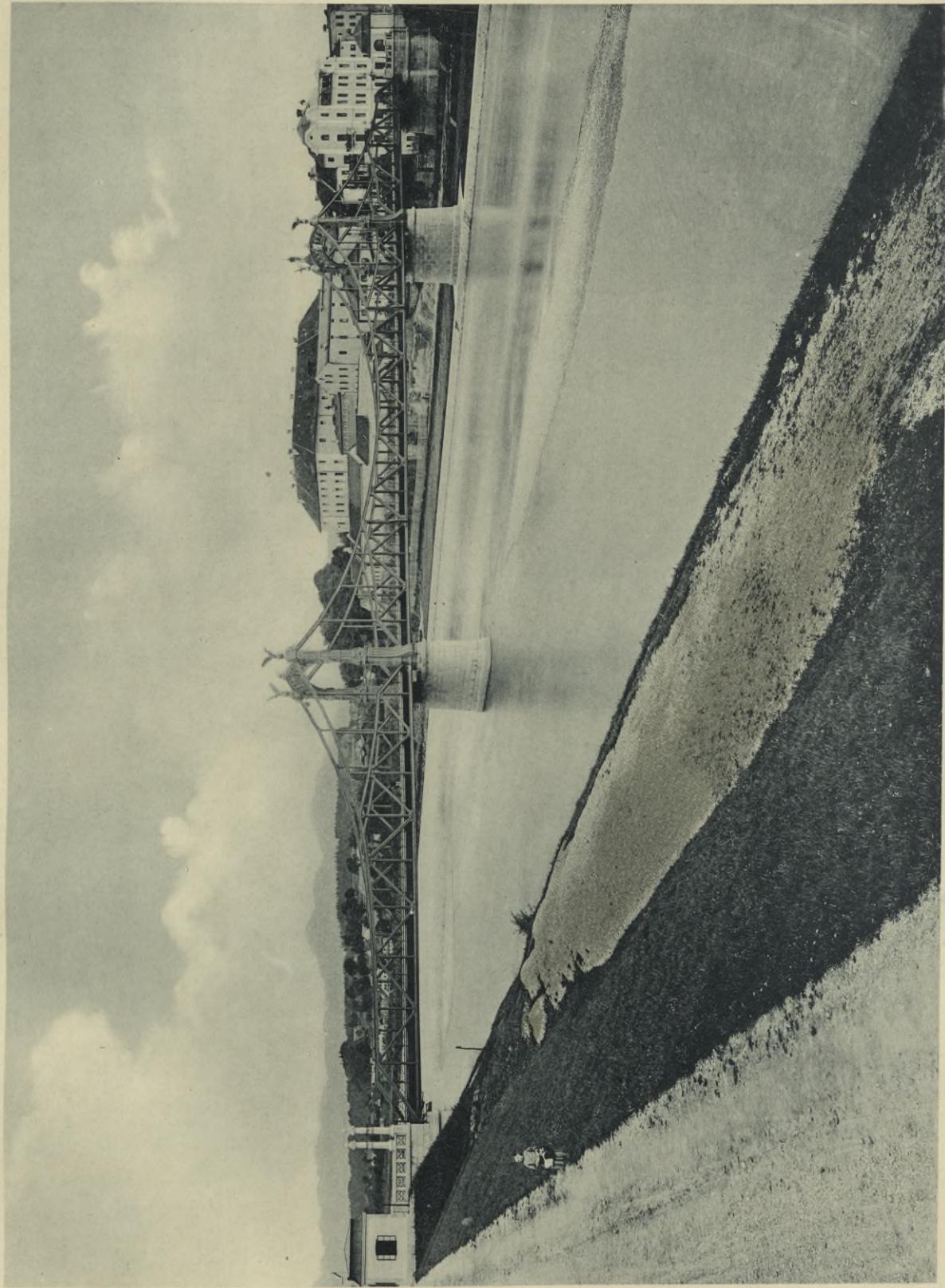
Tafel 23 b.



Bauzustand Ende Juli 1902.

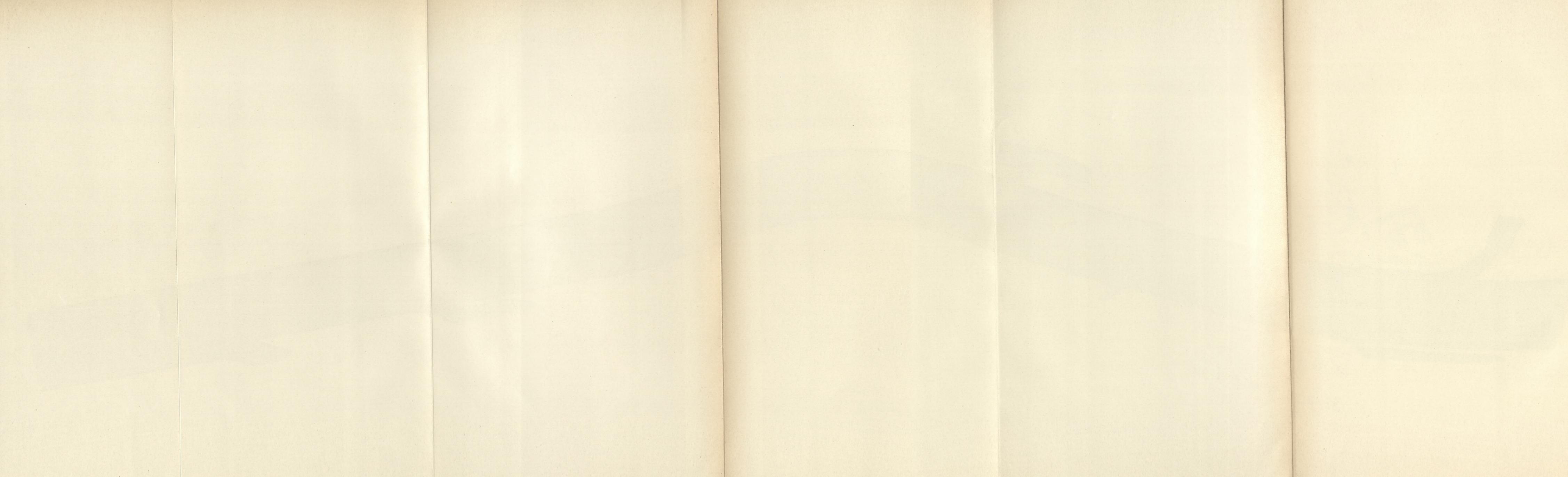


Bauzustand anfangs November 1902.



Gesamtansicht.

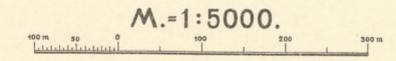
Hafenneubauten bei Ludwigshafen a/Rh., Svitpold-
hafen und Mundenheimer Ultrheinhafen.



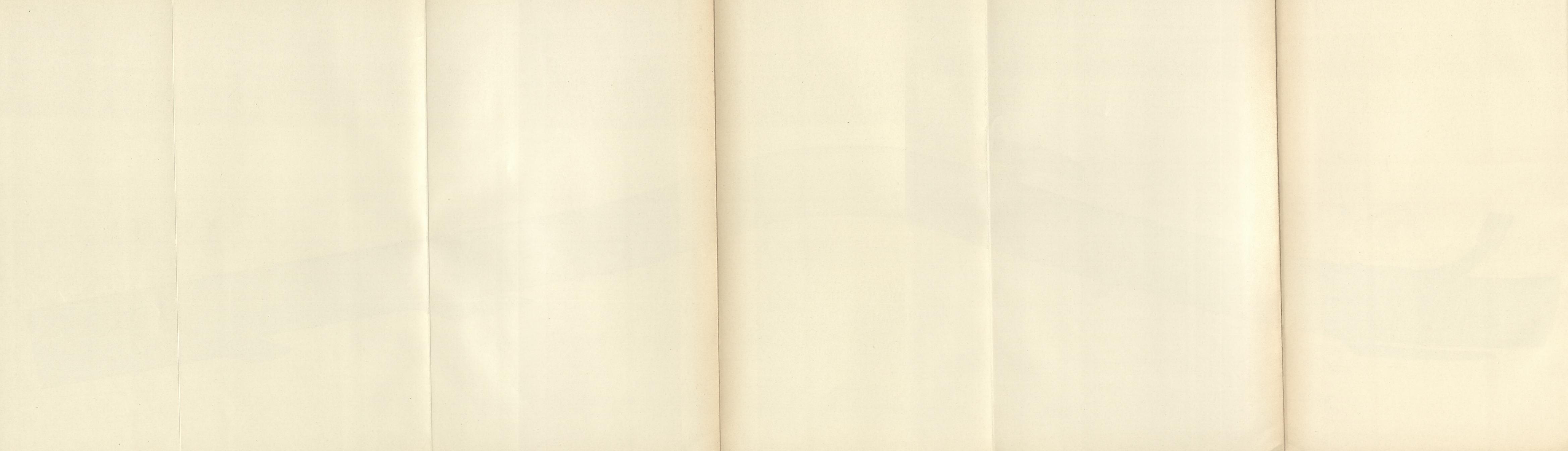


Winterhafen
und offener Rheinkai.

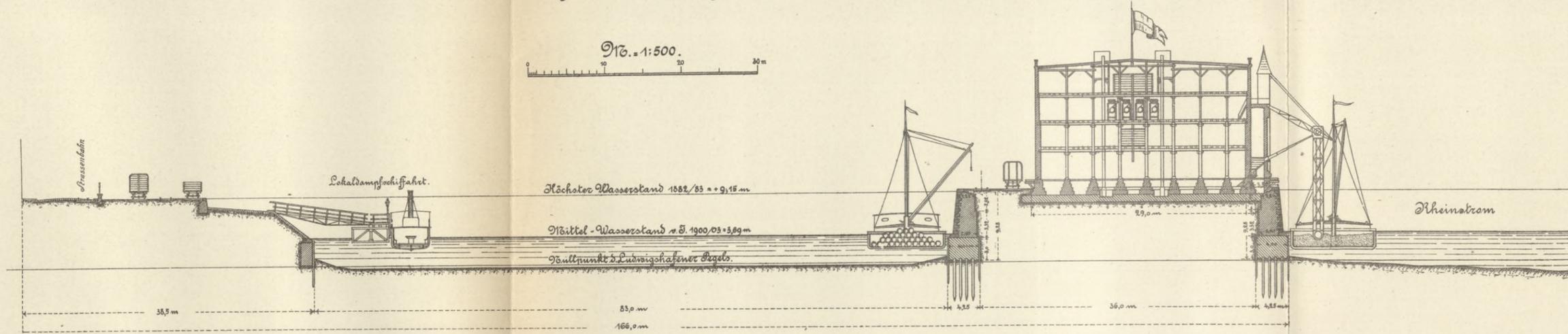
Übersichts-Plan.



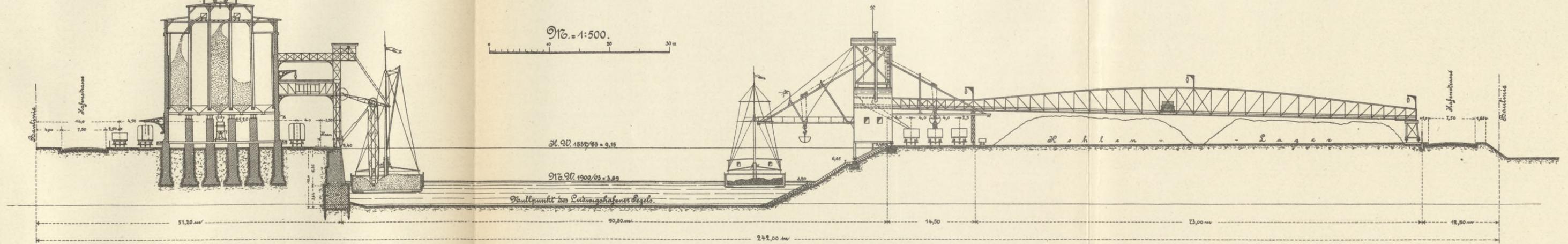
Mannheim



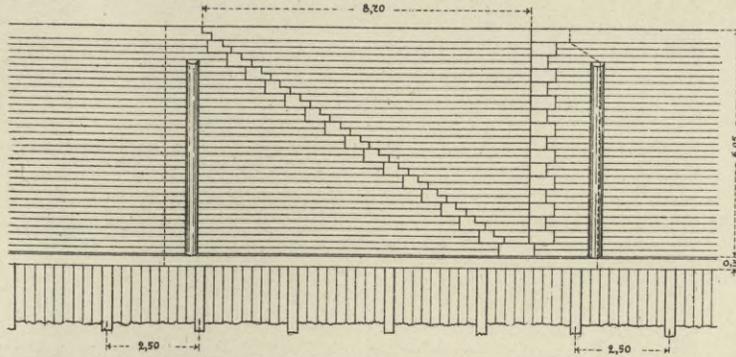
Profil des Winterhafens.



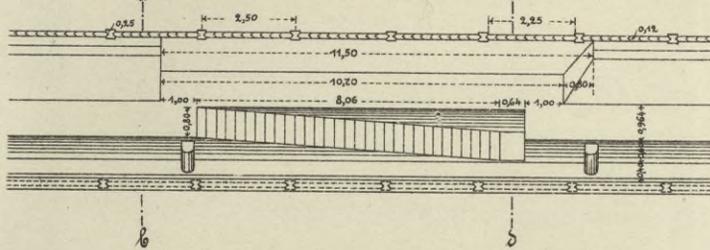
Profil des Luitpoldhafens.



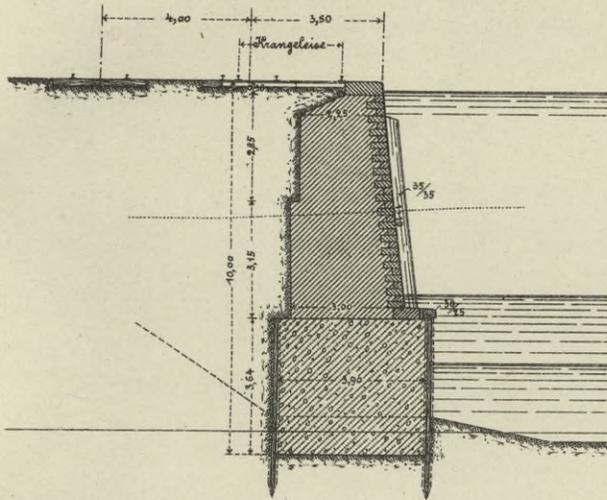
Ansicht der Mauer mit Treppe.



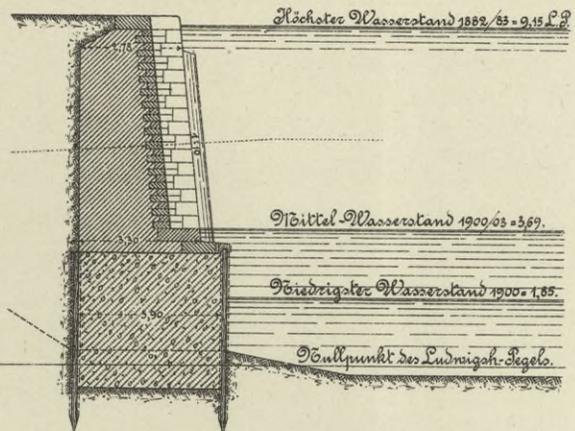
Grundriss.



Querschnitt a-b.

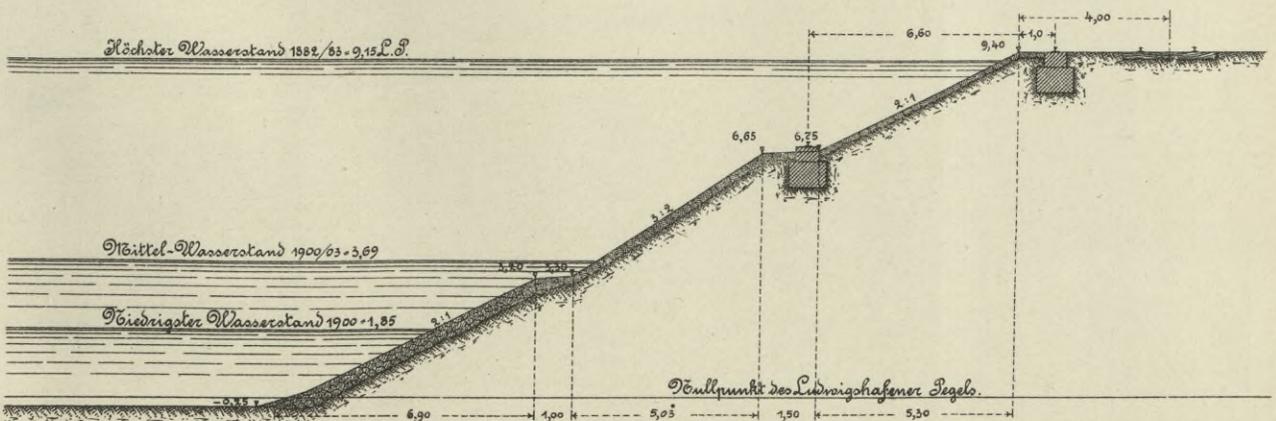


Querschnitt c-d bei der Treppe.

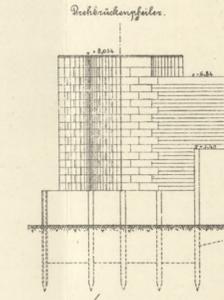
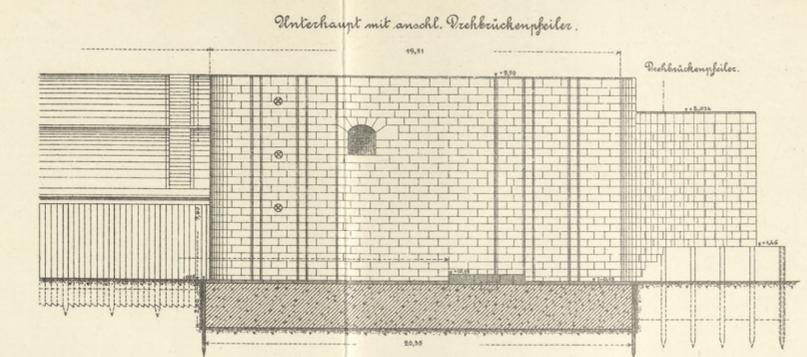
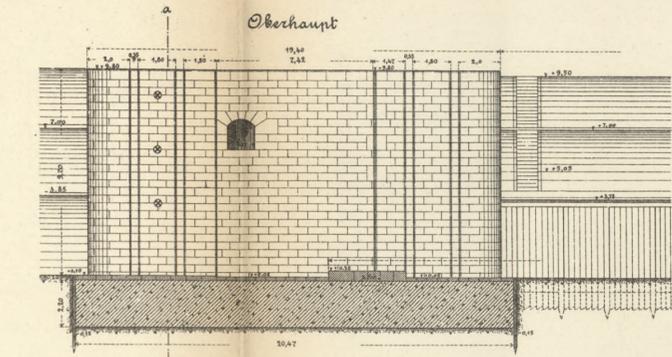
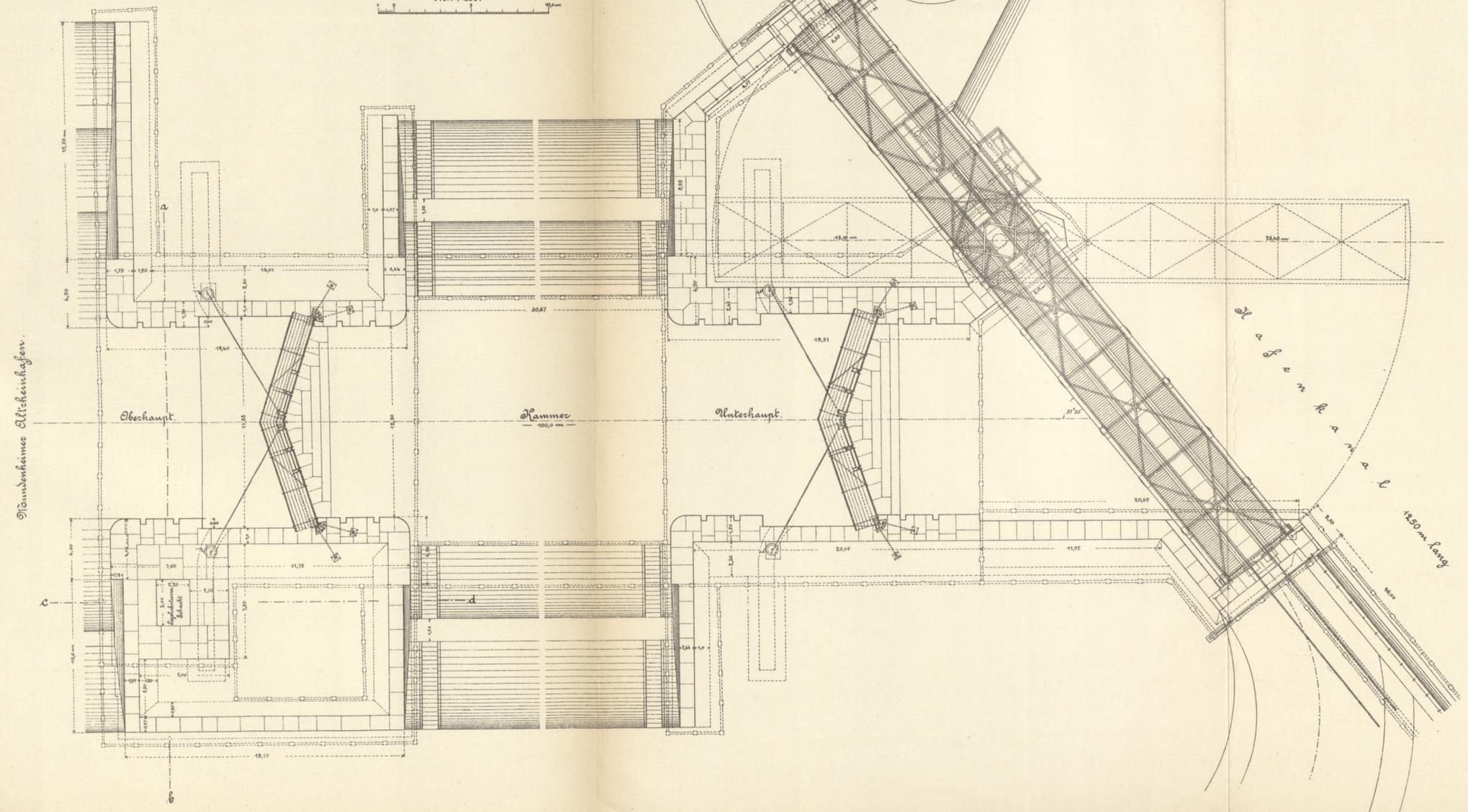


M. 1:200.

Profil der Uferböschung im Hafenkanal.

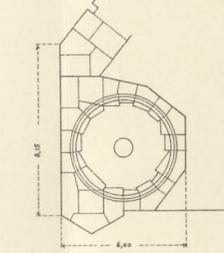
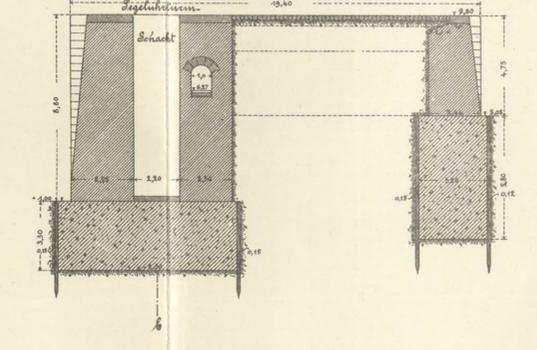
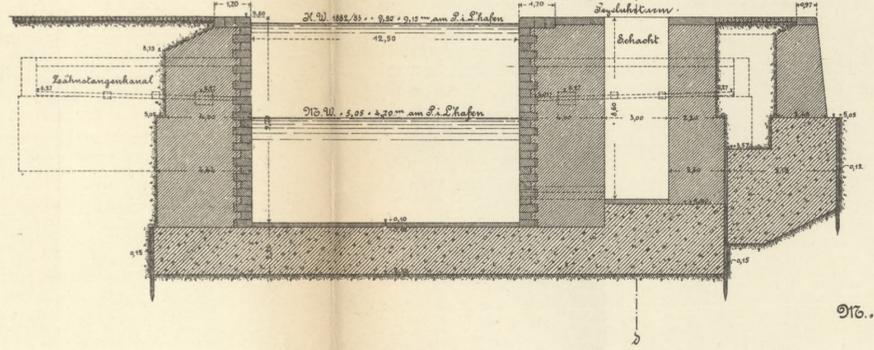


Grundriss. 1:200.

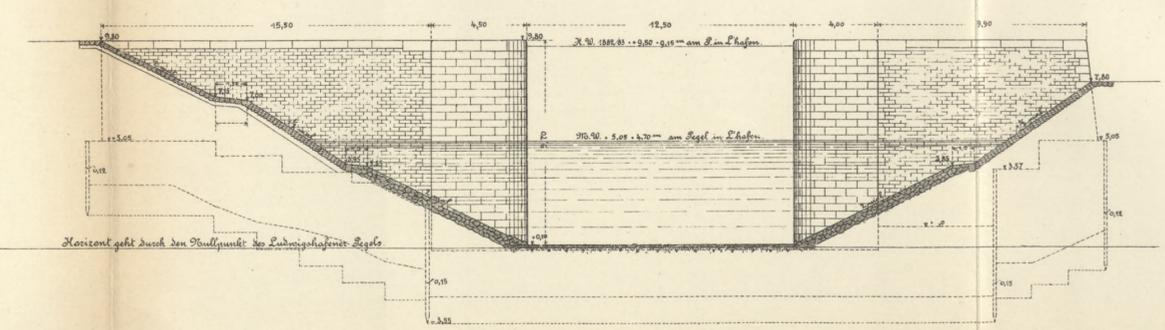


Querschnitt a-b durch das Oberhaupt in der Mitte des Segellichtschwachtes

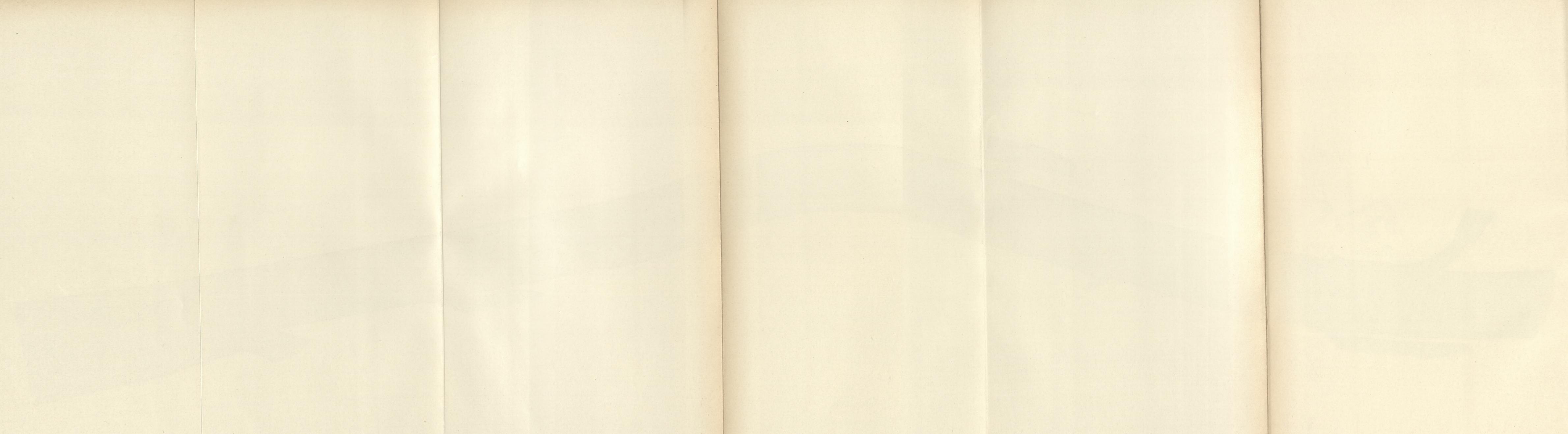
Schnitt c-d.



Ansicht des Oberhauptes der Kammerochse vom Mündungsmauer Altshafen aus.



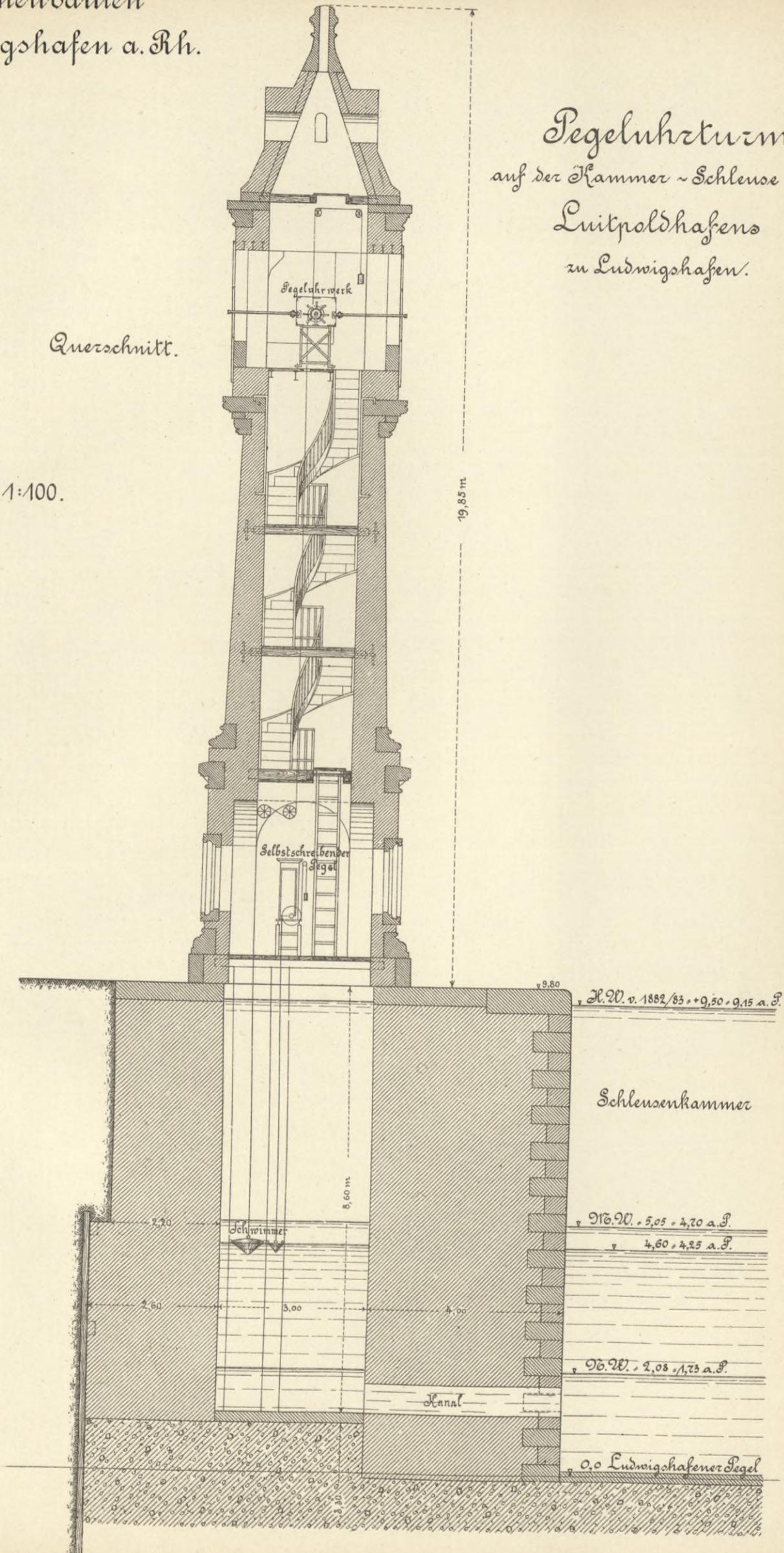
1:200.



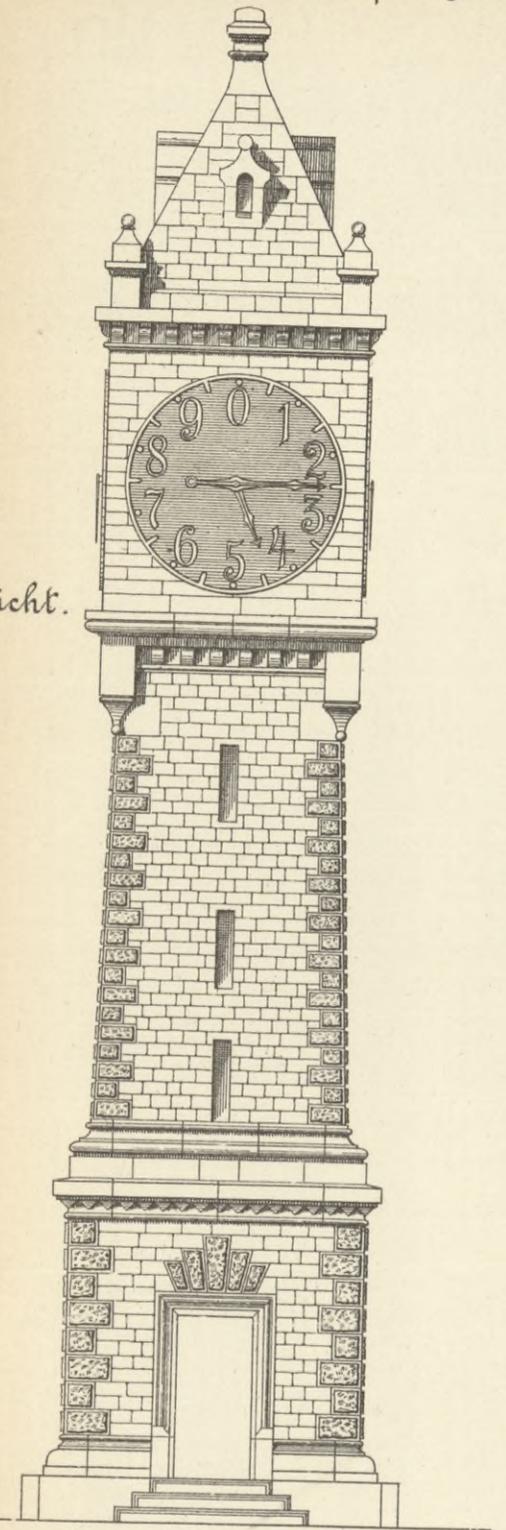
Pegeluhrturm
auf der Kammer-Schleuse des
Luitpoldhafens
zu Ludwigshafen.

Querschnitt.

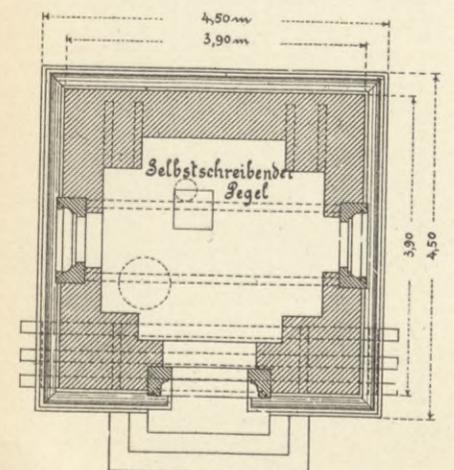
M = 1:100.

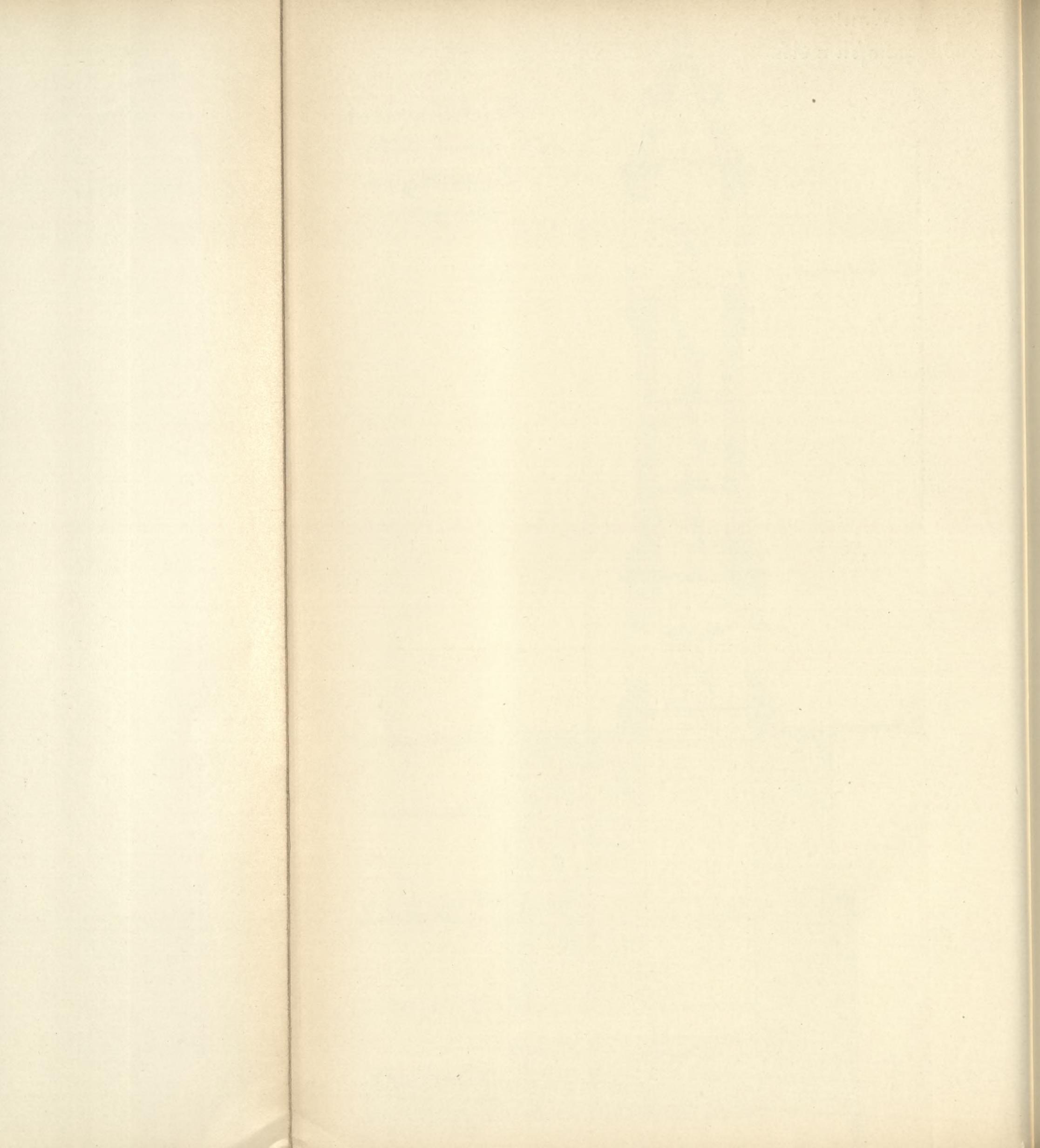


Ansicht.



Grundriss.

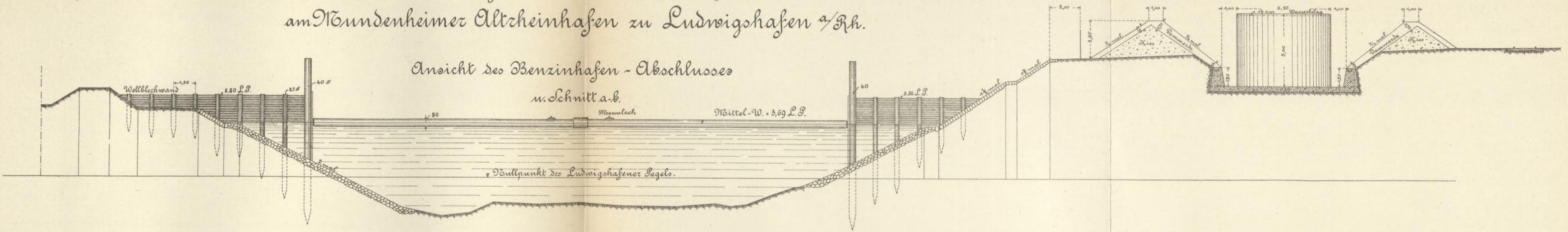




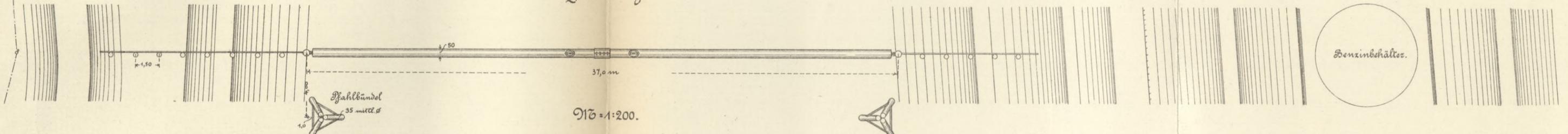
Tankanlage der Benzinwerke Rhénania
am Kundenheimer Altchneinhafen zu Ludwigshafen a. Rh.

Ansicht des Benzinhafens - Abschlusses

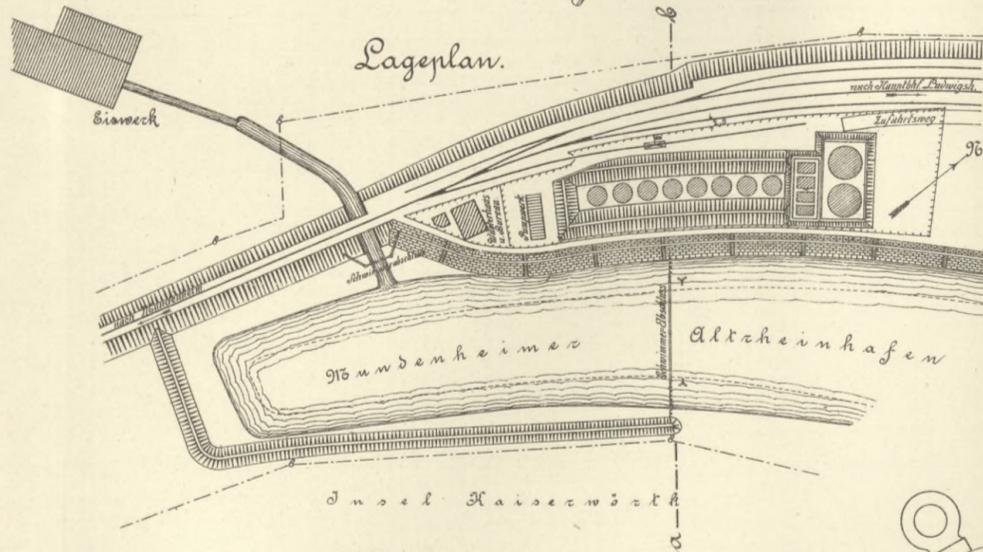
n. Schnitt a.-b.



Grundriss.

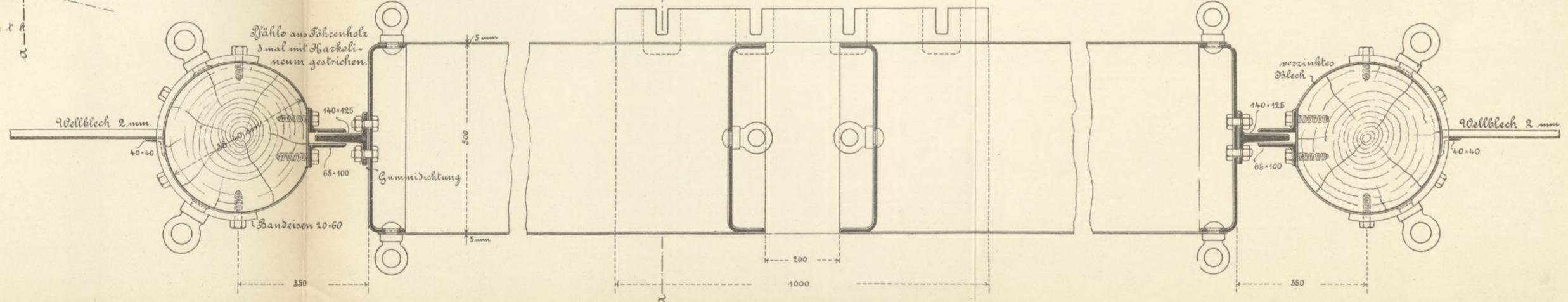
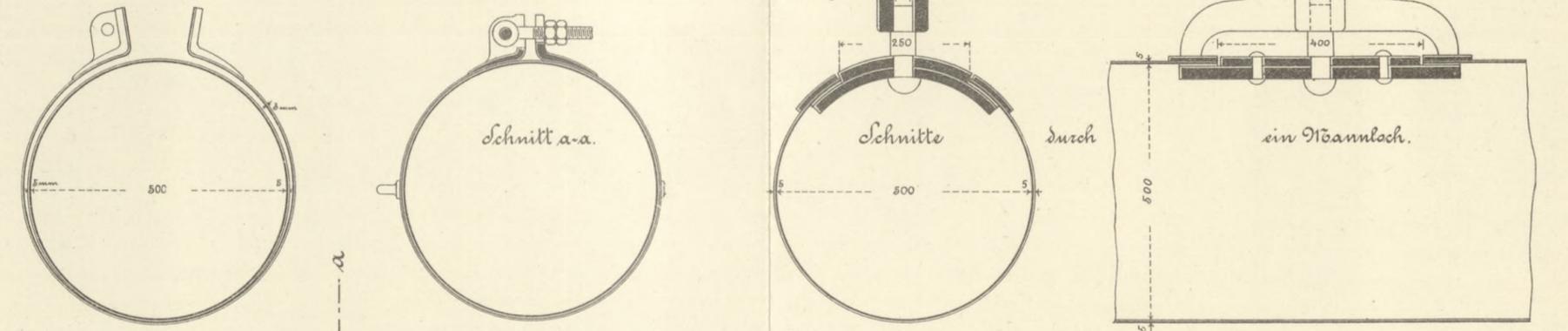


Lageplan.



Details zum Schwimmer-Abschluss.

1:10.

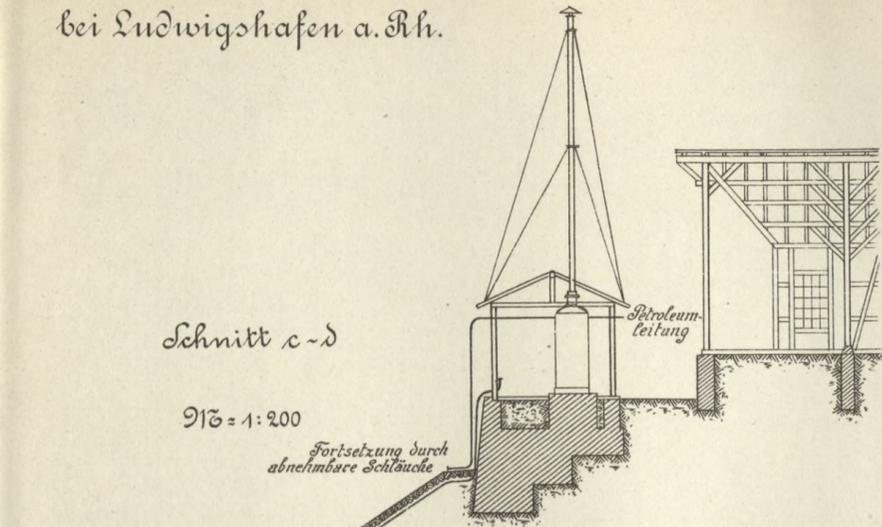


Petroleumlager am Mundenheimer Altrheinhafen.

Abchlussvorrichtung mittelst Schwimmer und Wellblechwand
für die Petroleumschiffe der Pure Oil Company.

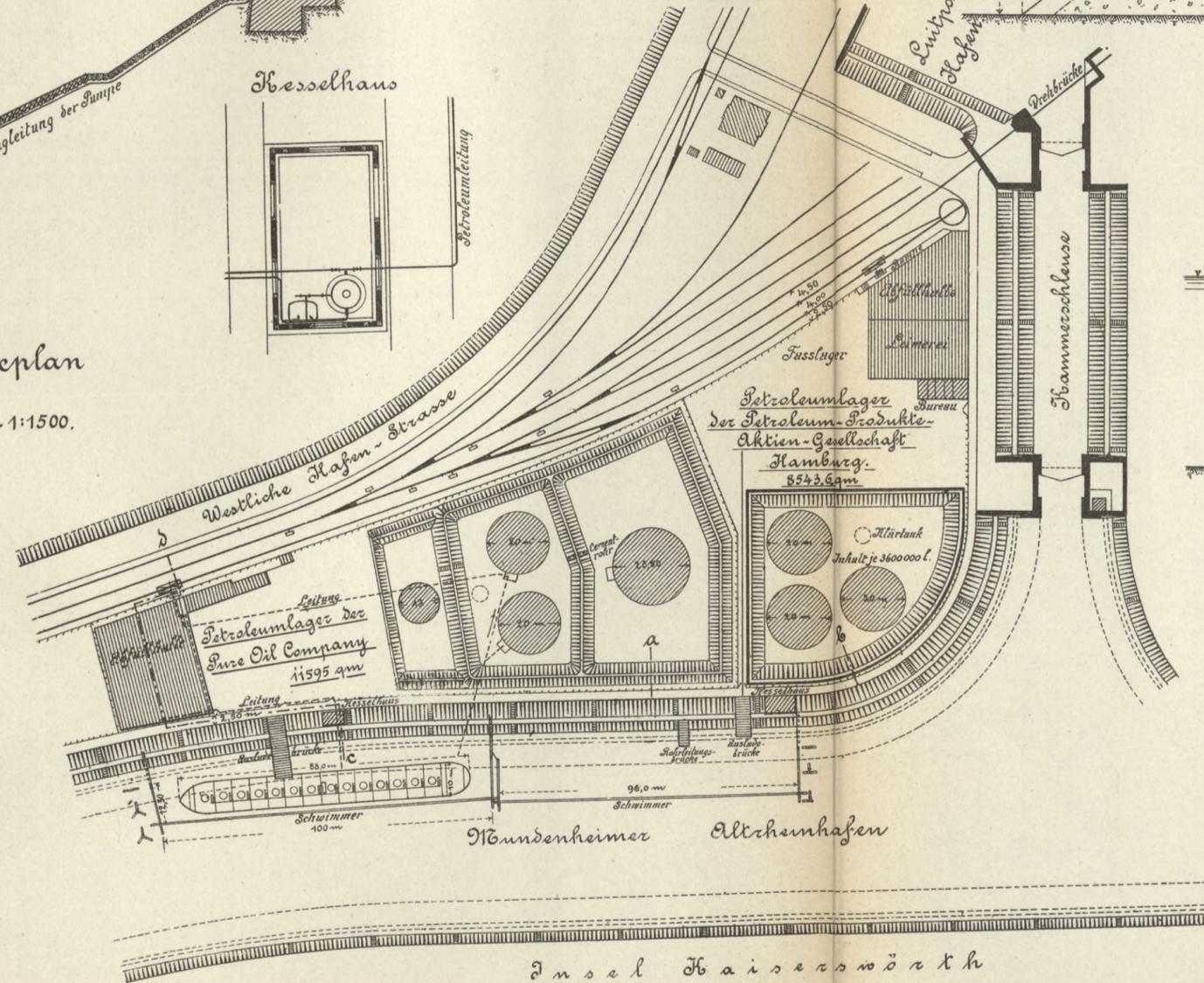
Schnitt c-d

1:200

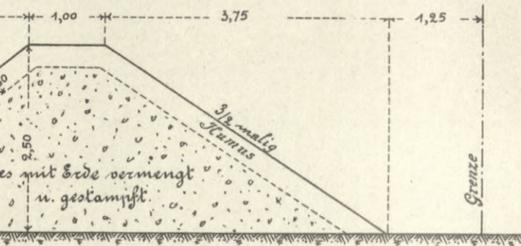


Lageplan

1:1500

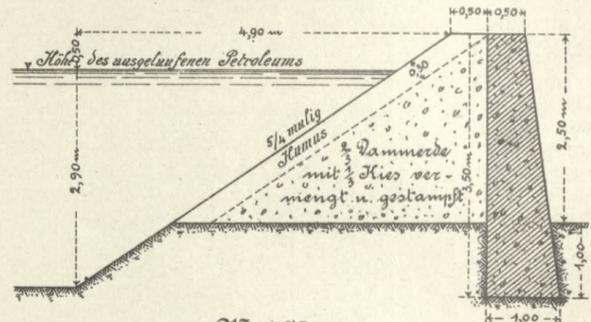


Profil bei a.



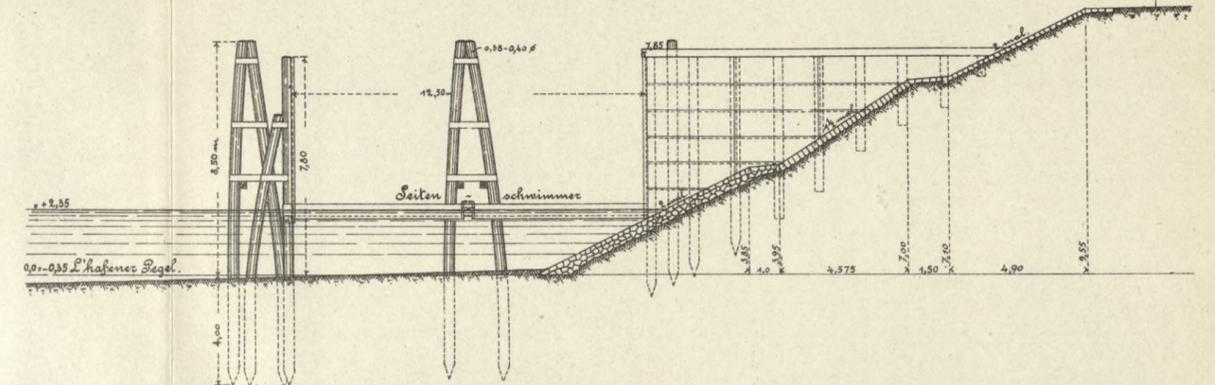
1:75

Profil bei b.

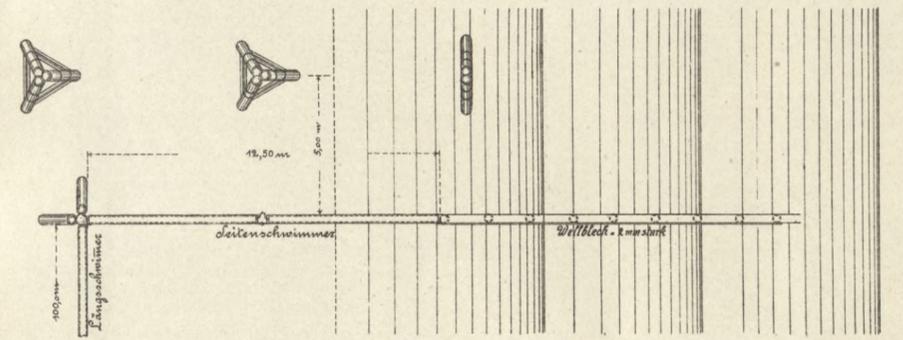


1:75

Ansicht.

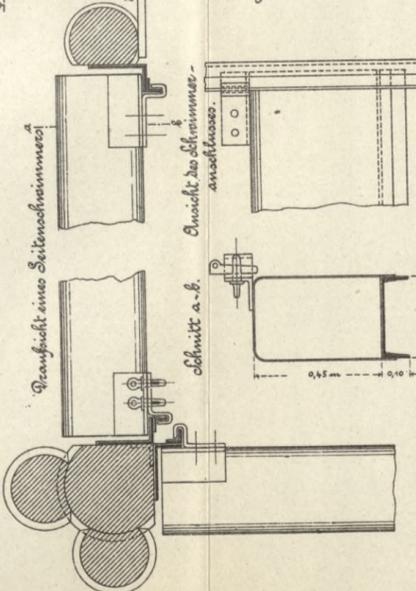


Grundriss.

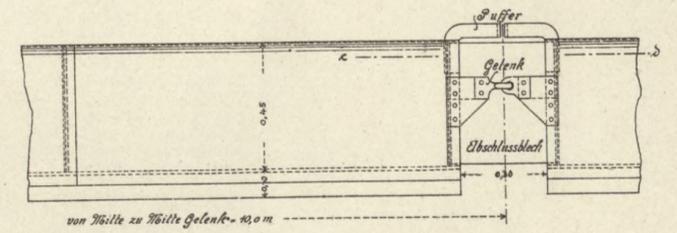


1:200

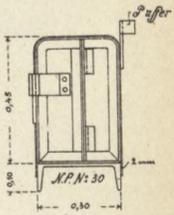
Anschluss der Schwimmer an die Pfähle.



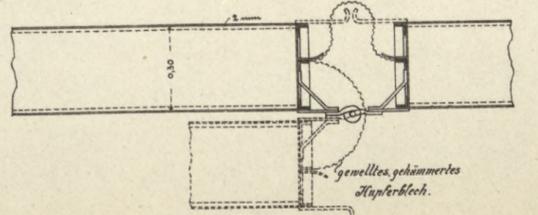
Verbindung der Schwimmer.
Vordere Ansicht.

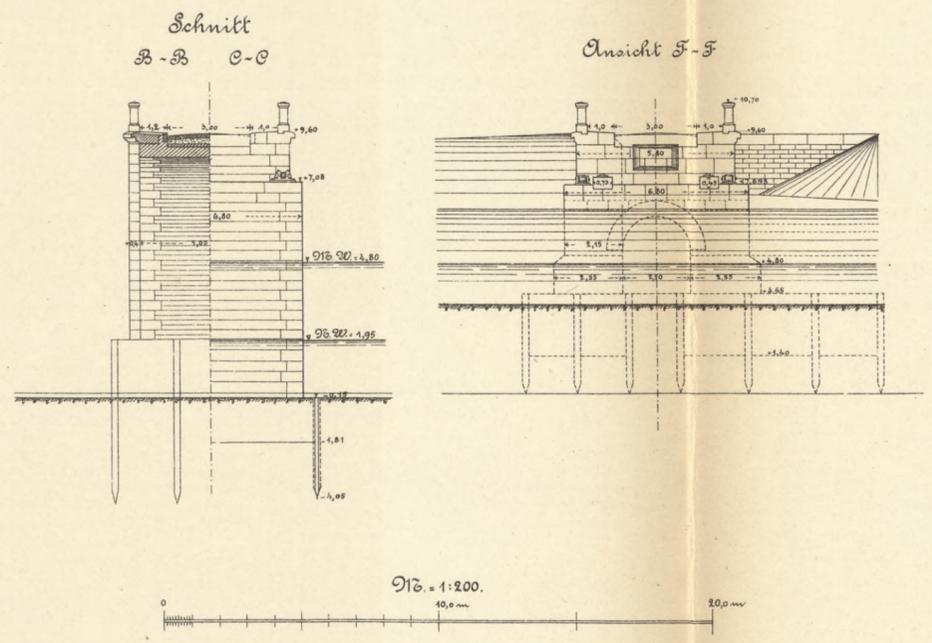
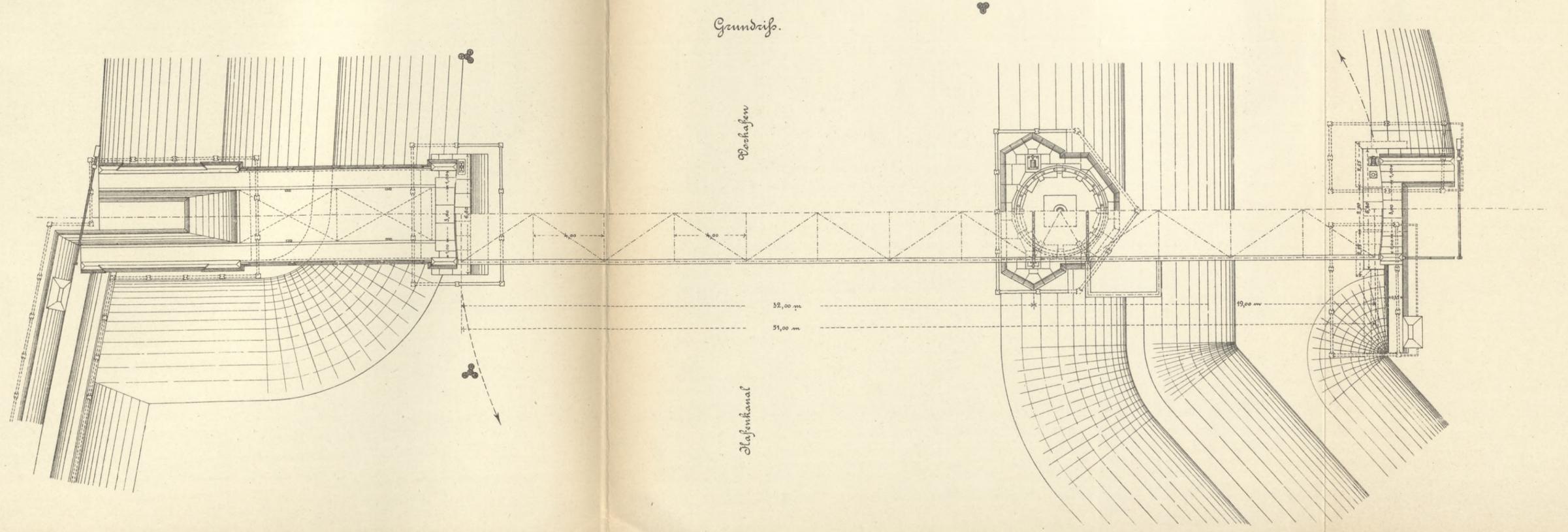
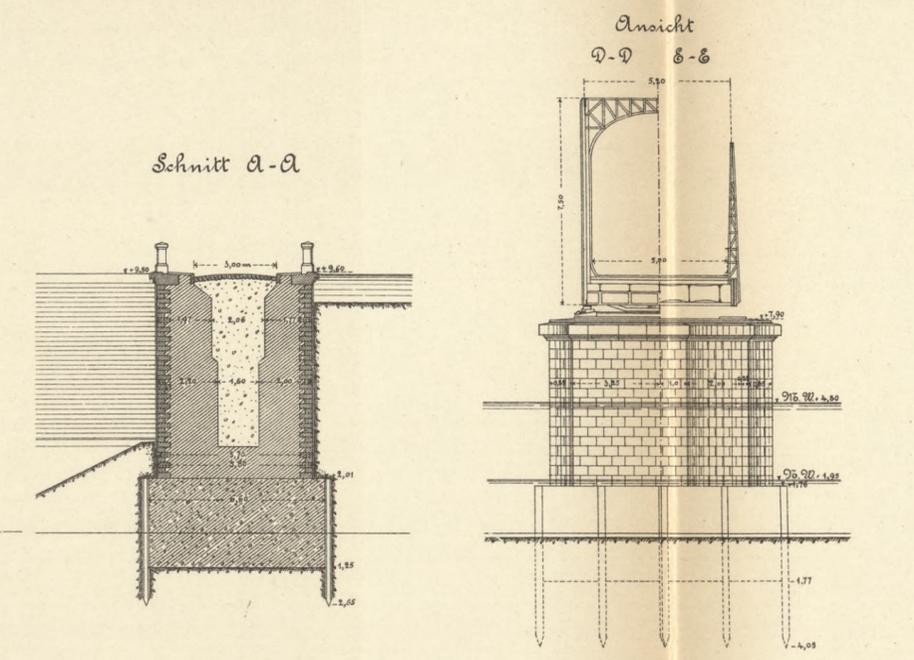
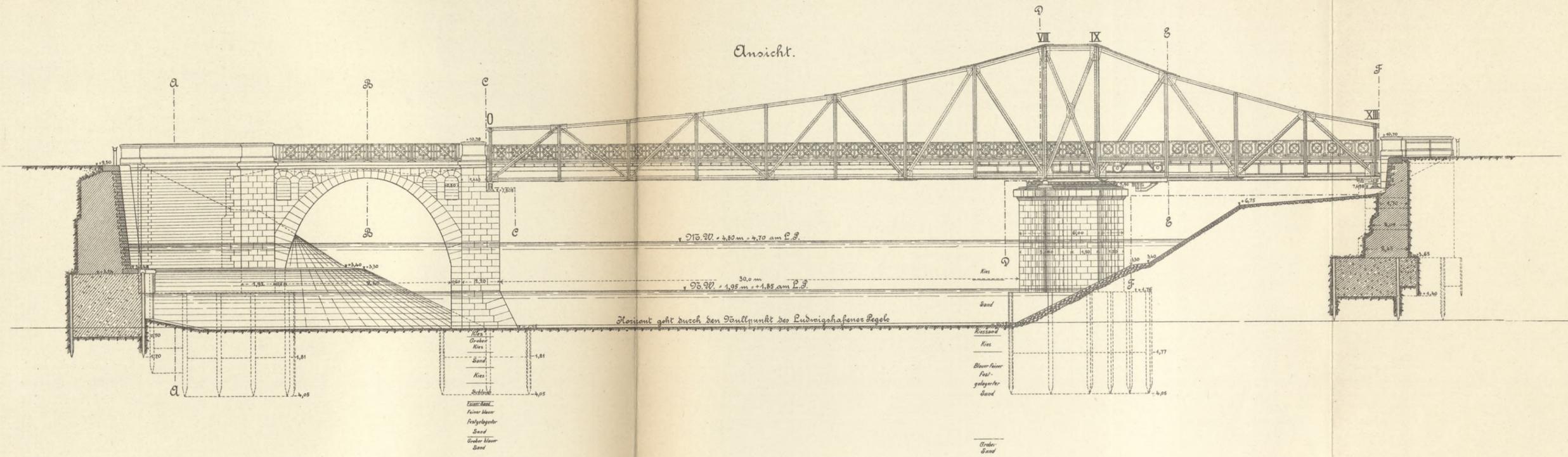


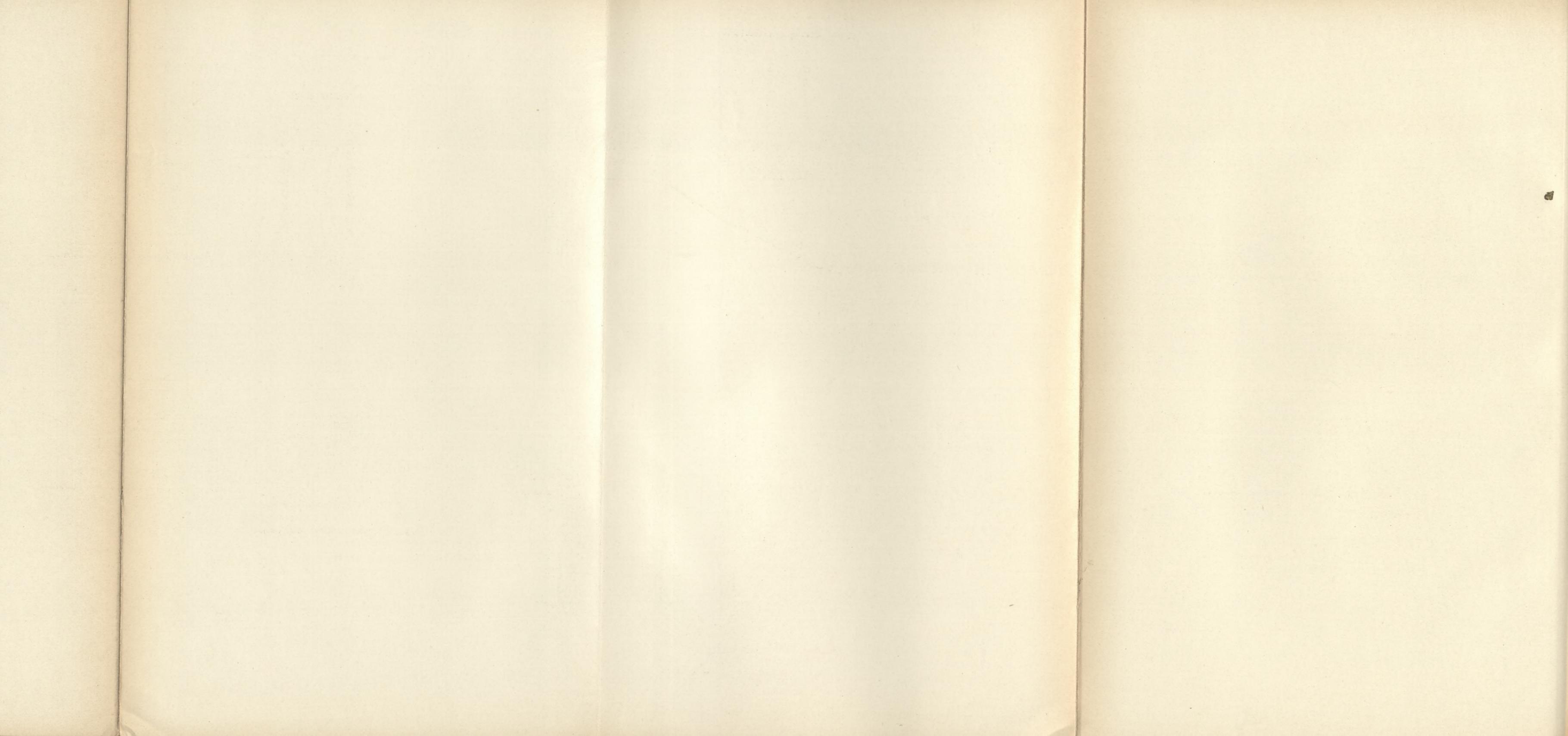
Seitenansicht.

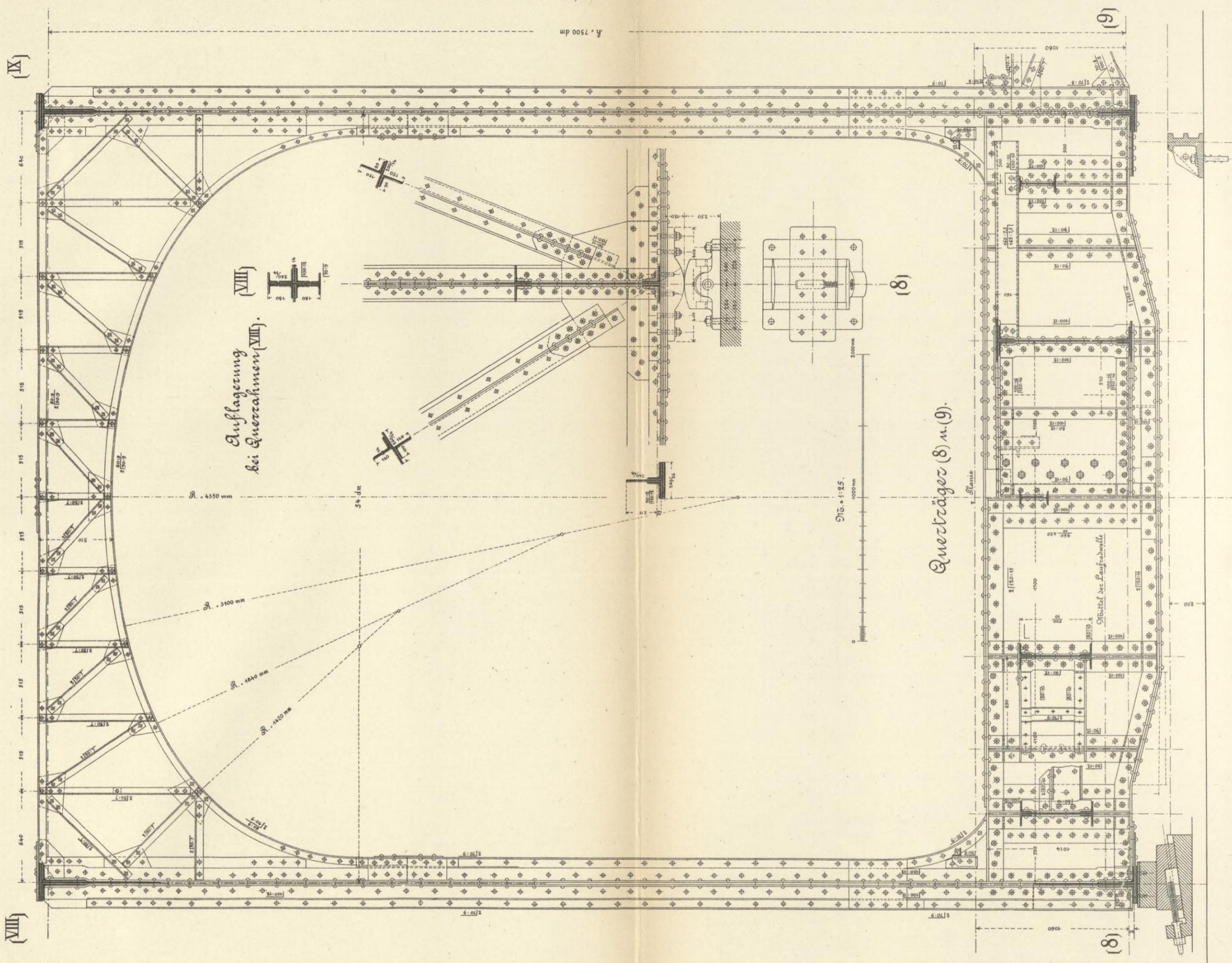


Schnitt c-d.



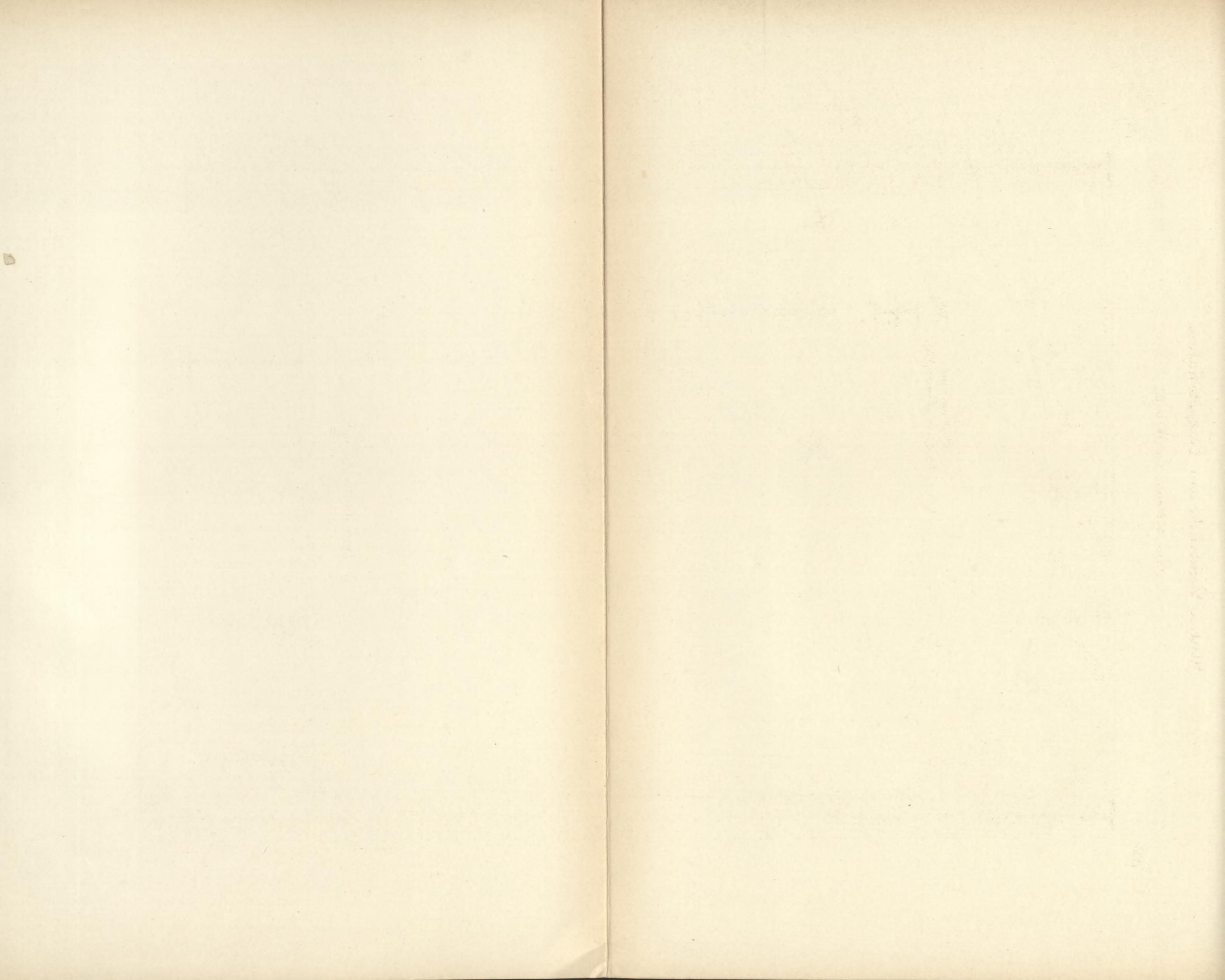




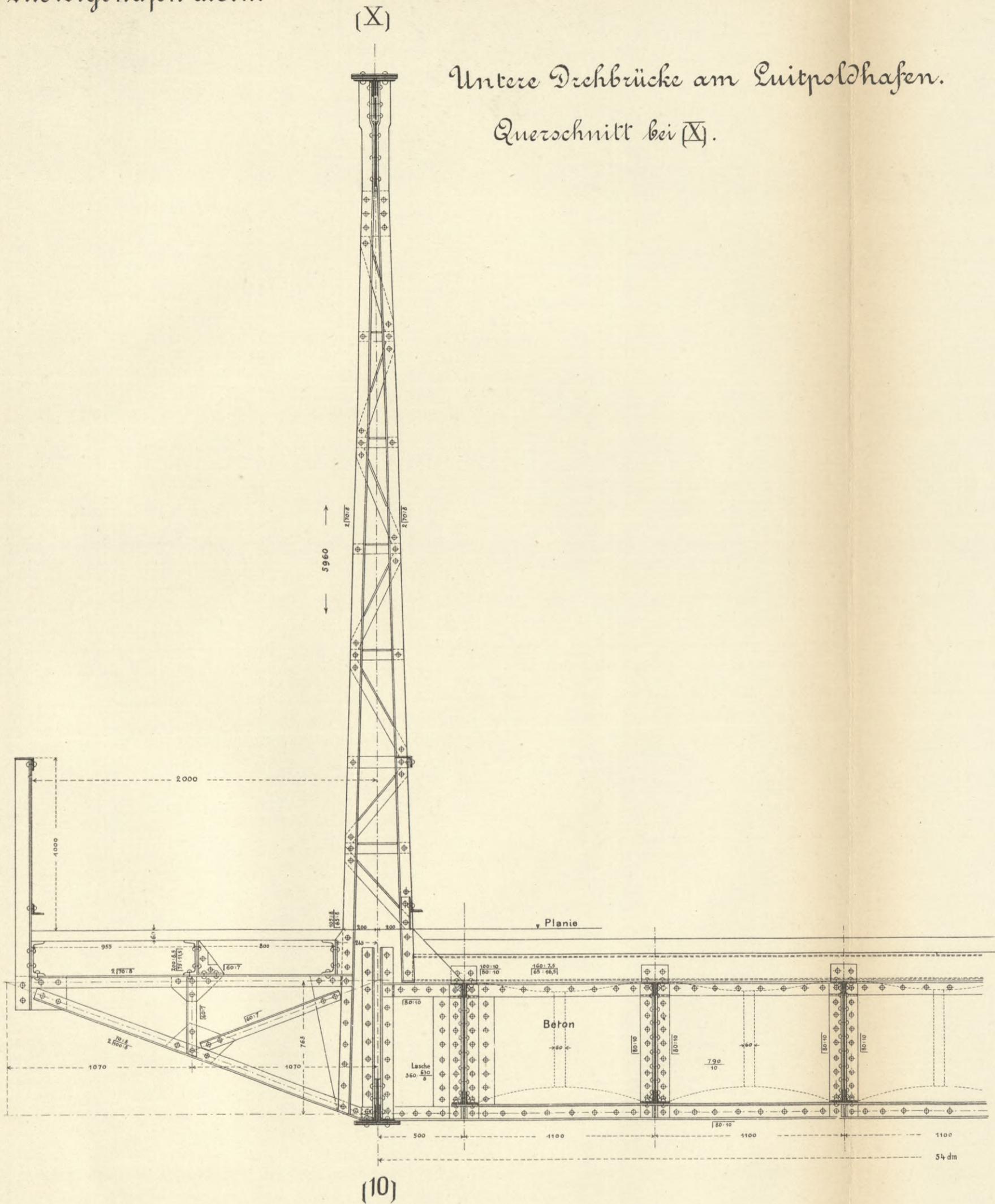


Auflagerung
bei Querrahmen (VIII).

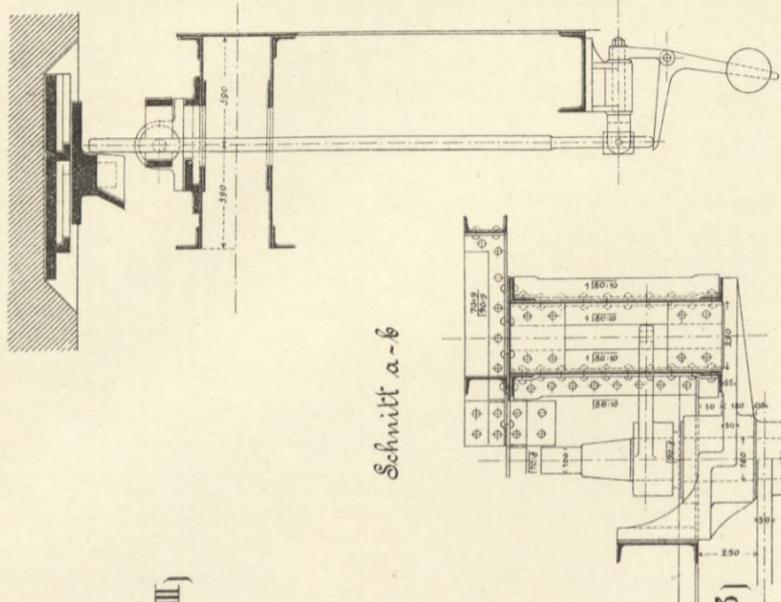
Querträger (8) u. (9).



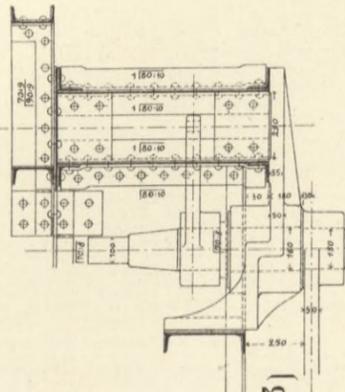
Untere Drehbrücke am Luitpoldhafen.
Querschnitt bei (X).



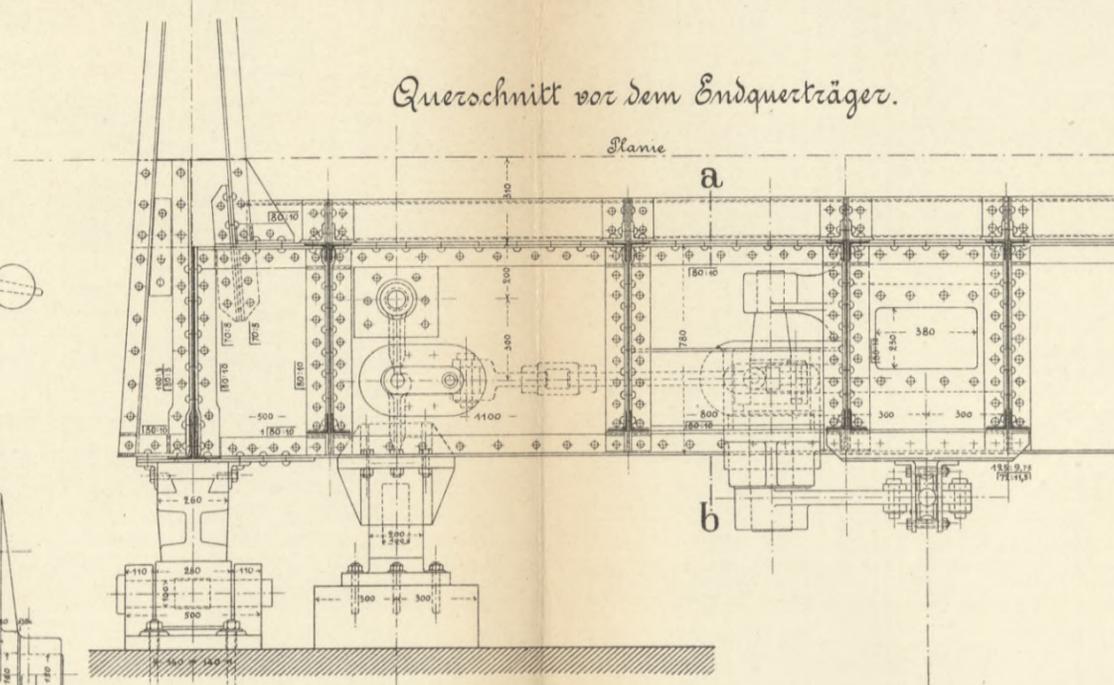
Querschnitt beim Federriegel.



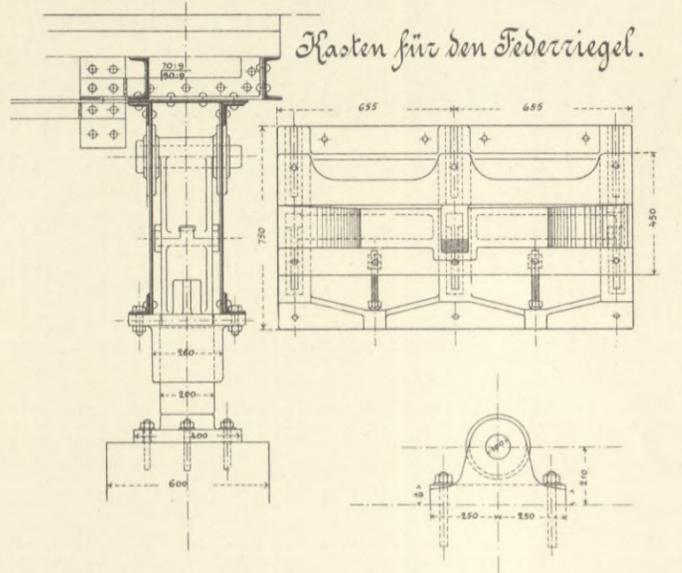
Schnitt a-b



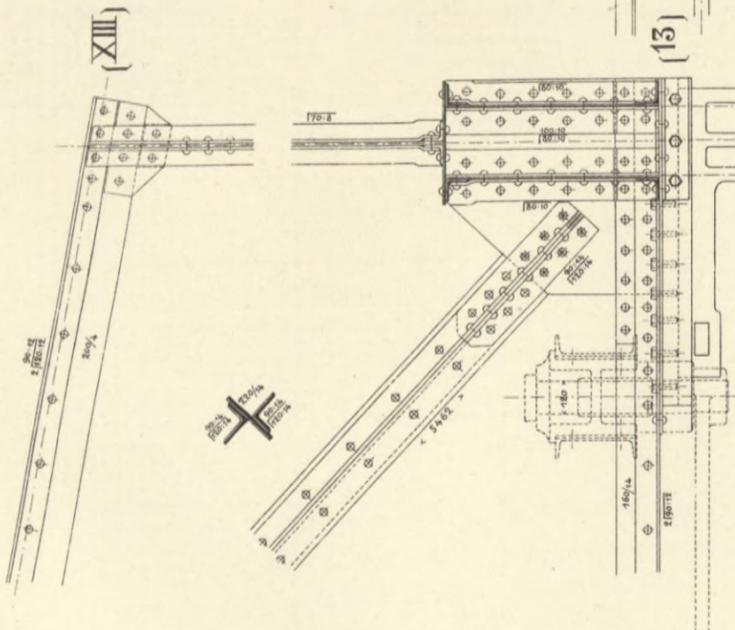
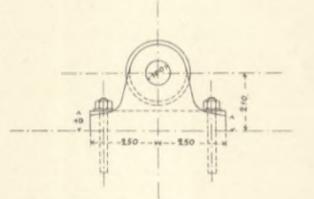
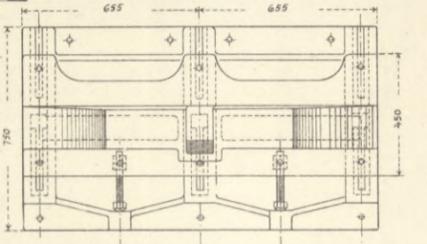
Querschnitt vor dem Endquerträger.



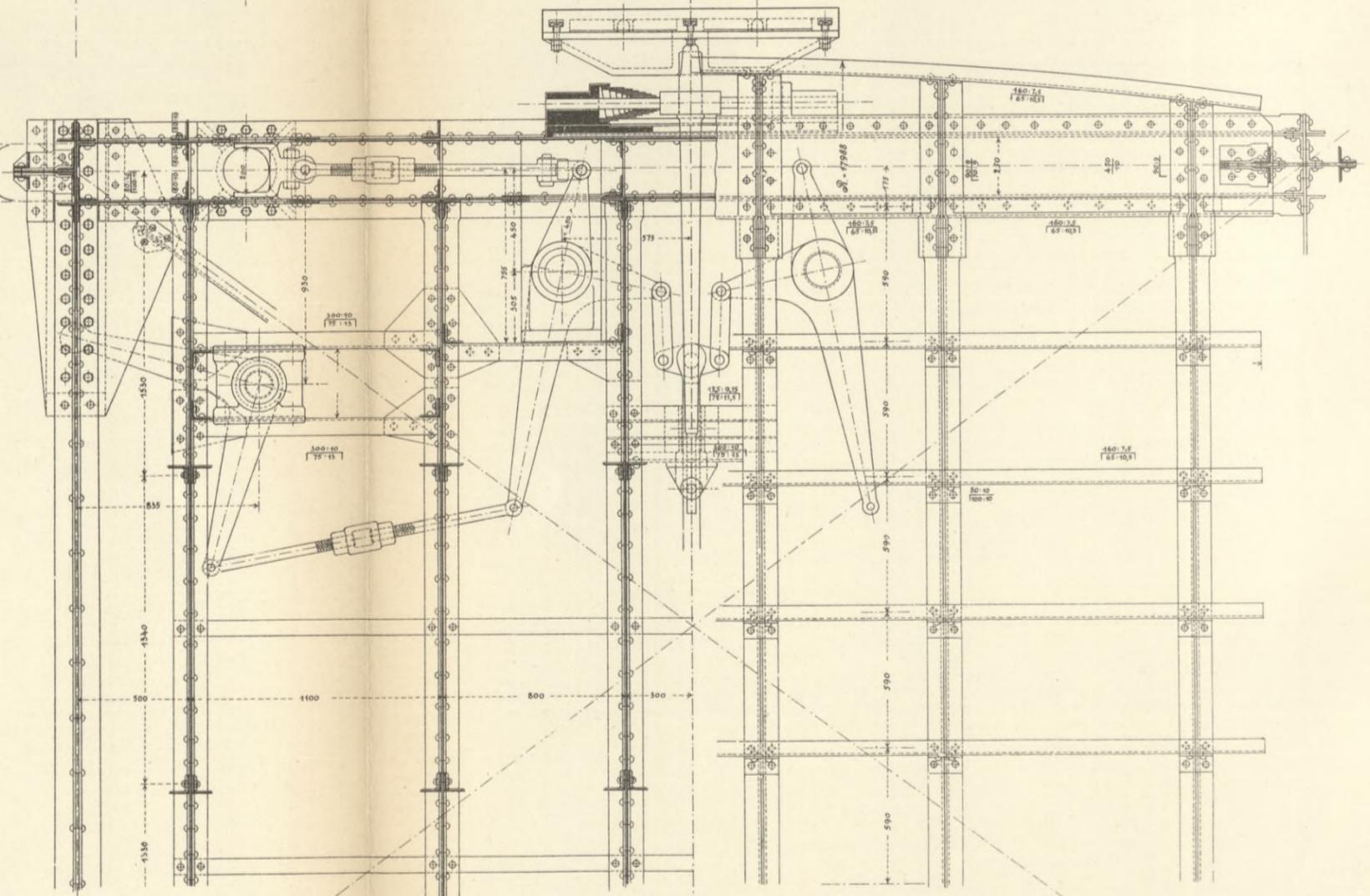
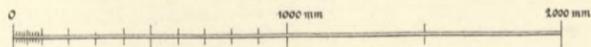
Schnitt am Kniehebel.



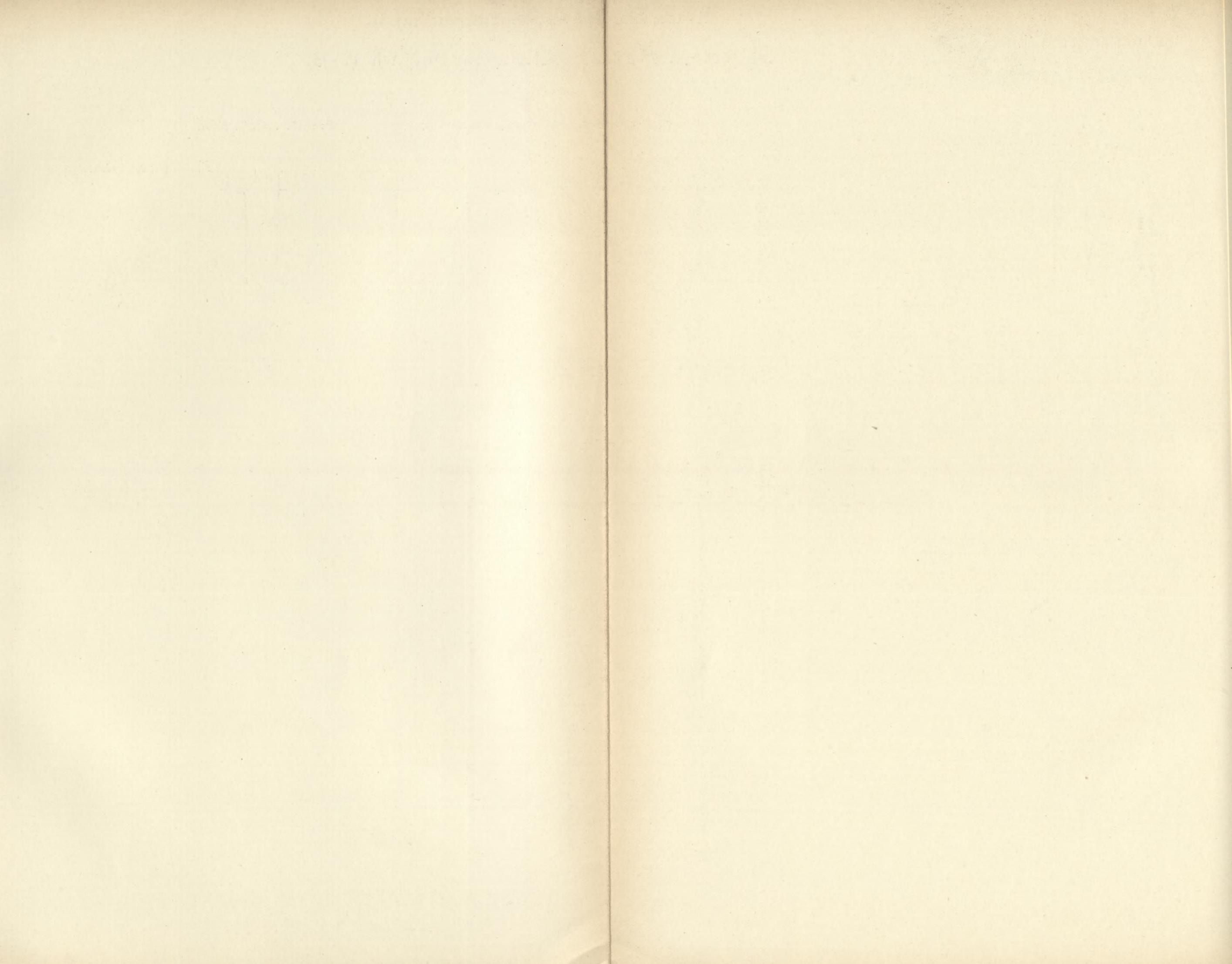
Kasten für den Federriegel.

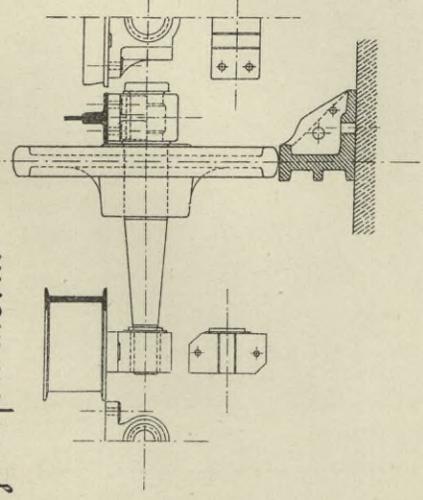


916. = 1:25.

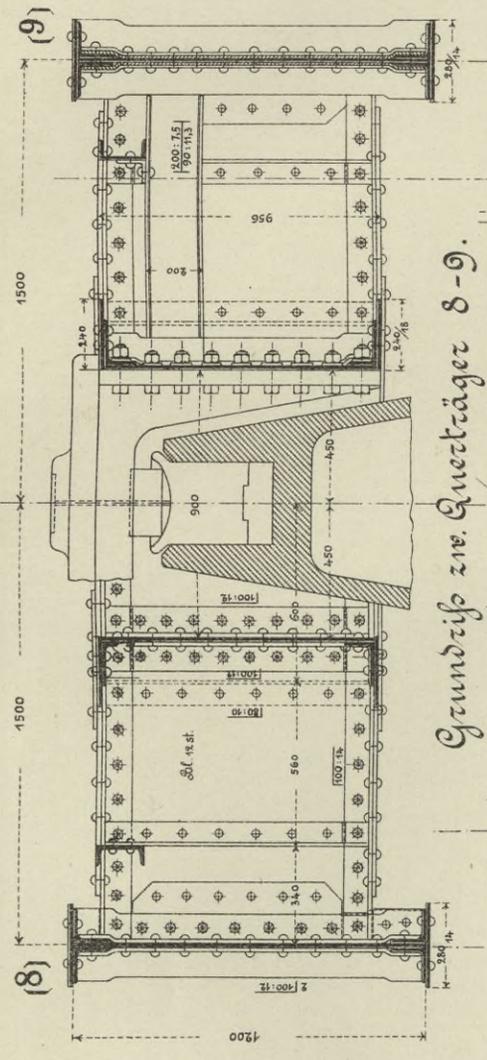


Grundriß des Endfaches.



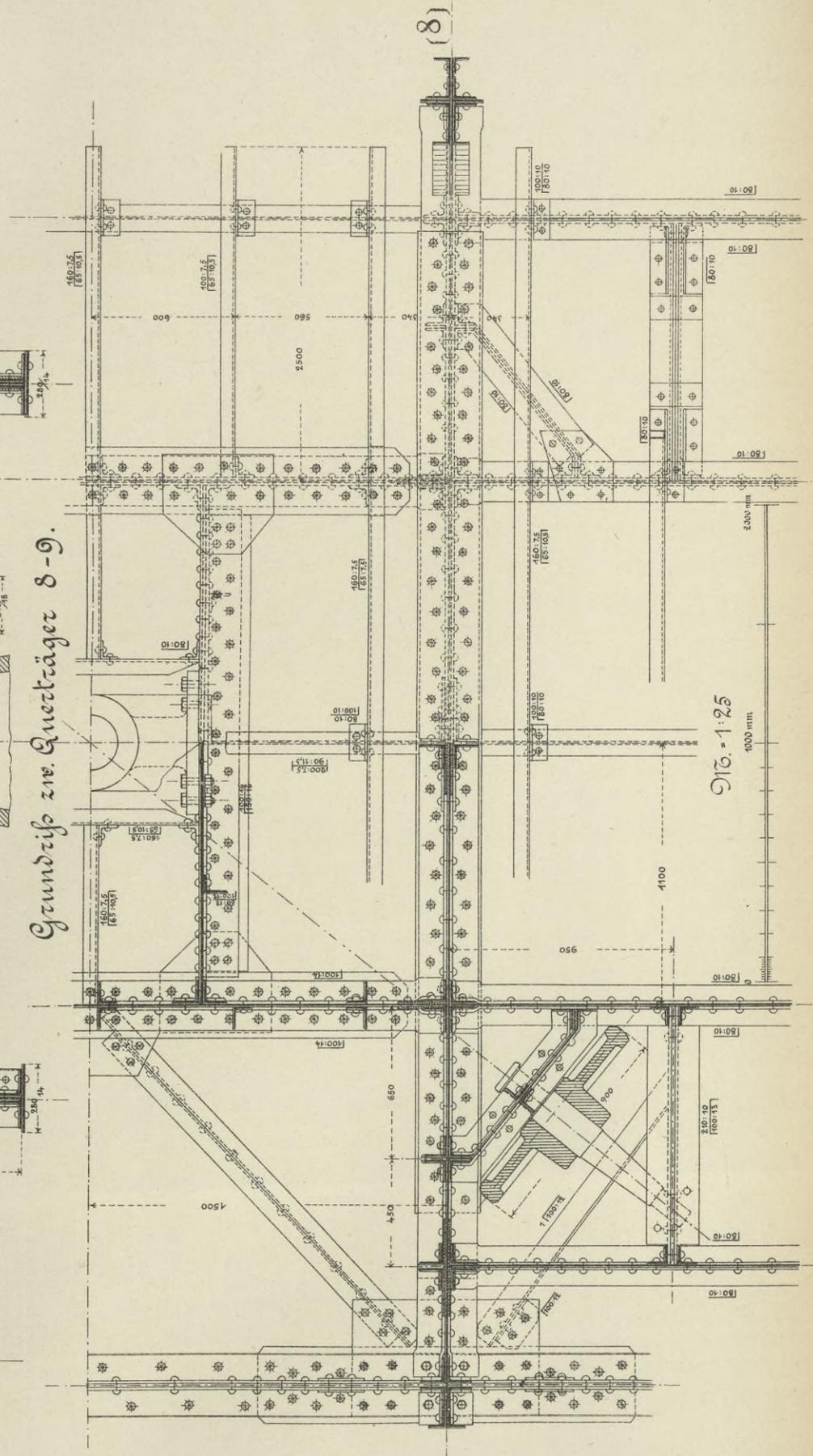


Längenschnitt 8-9.



Untere Drehbrücke
am Sütpoldhafen.

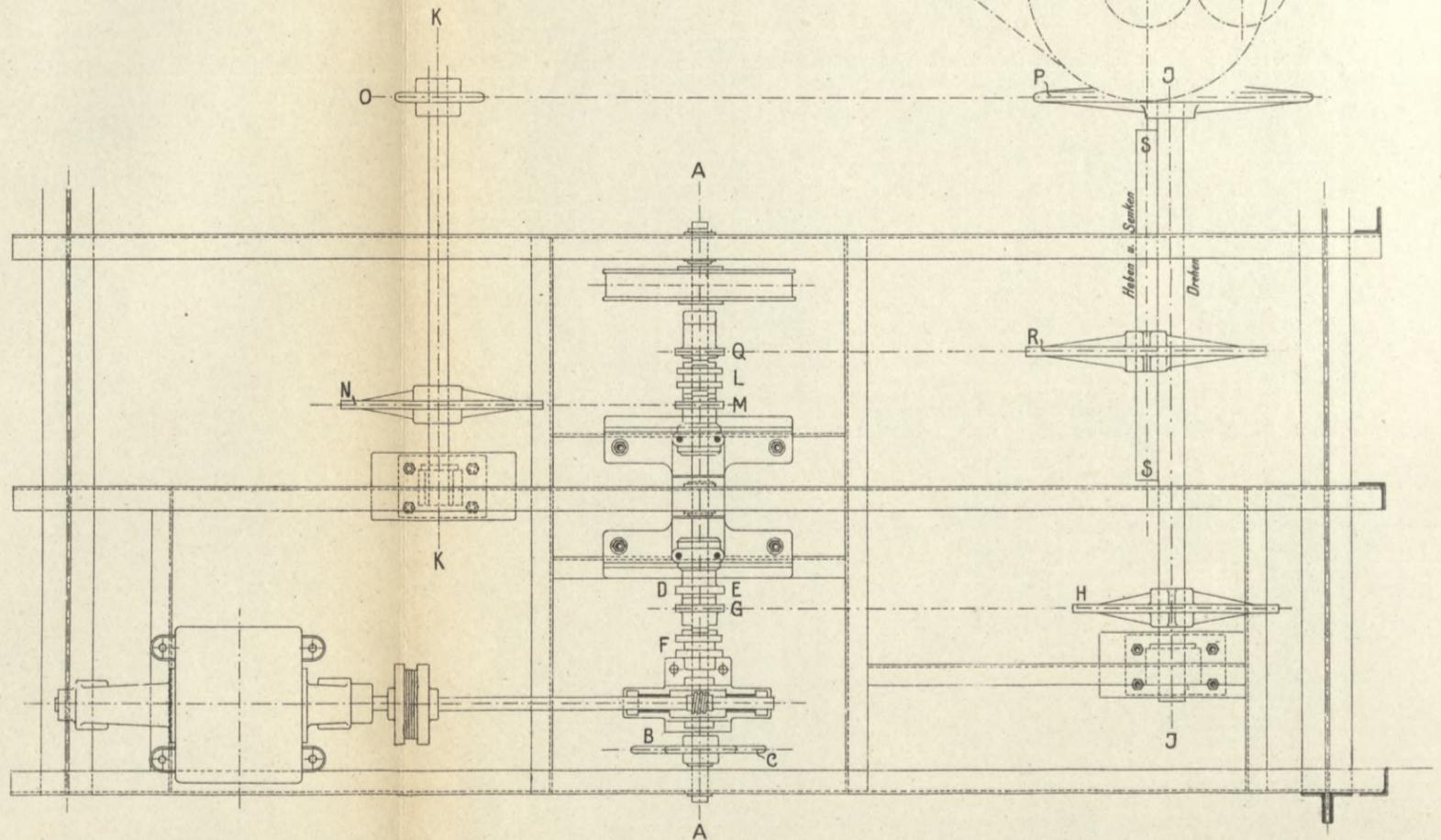
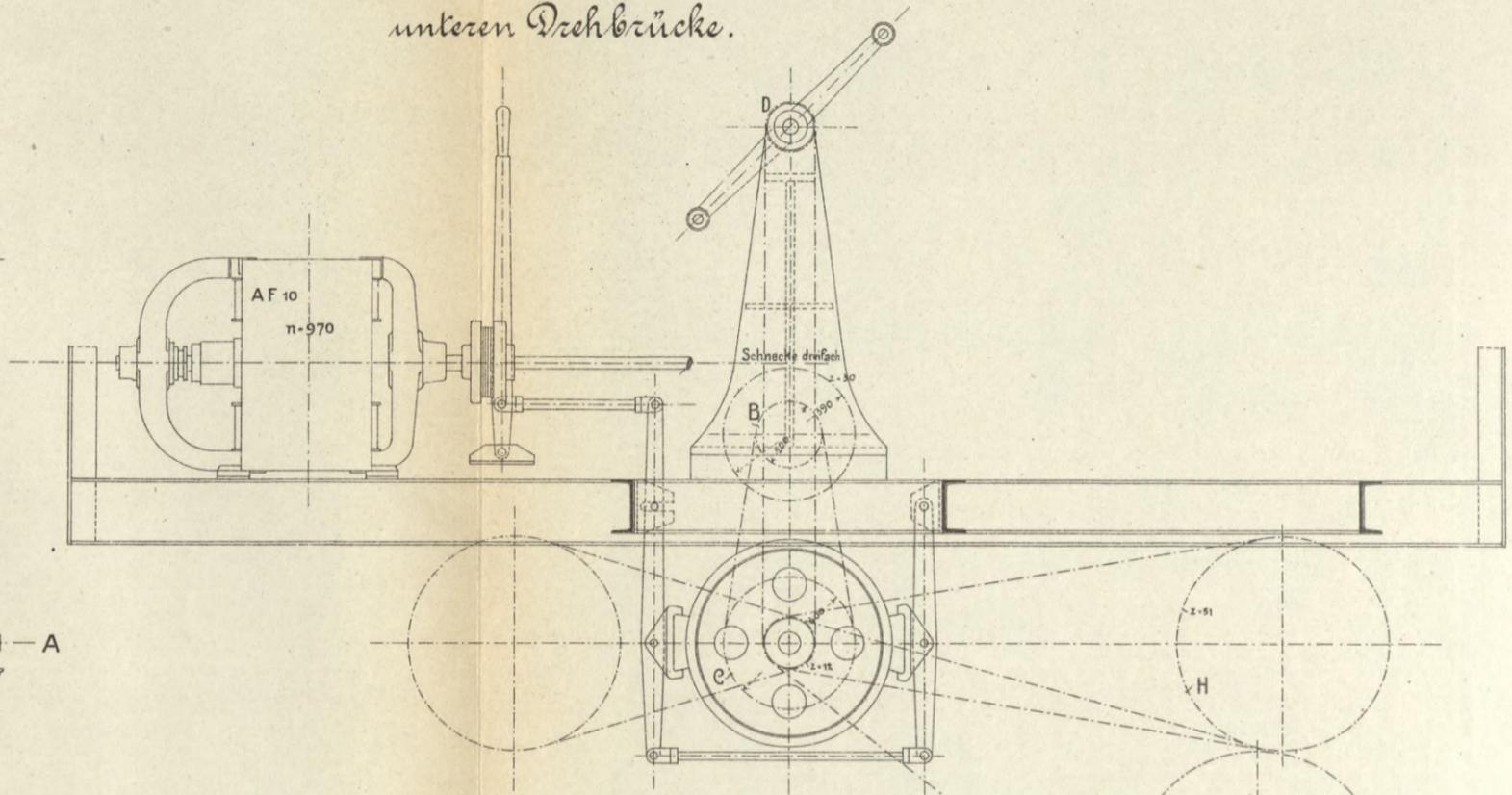
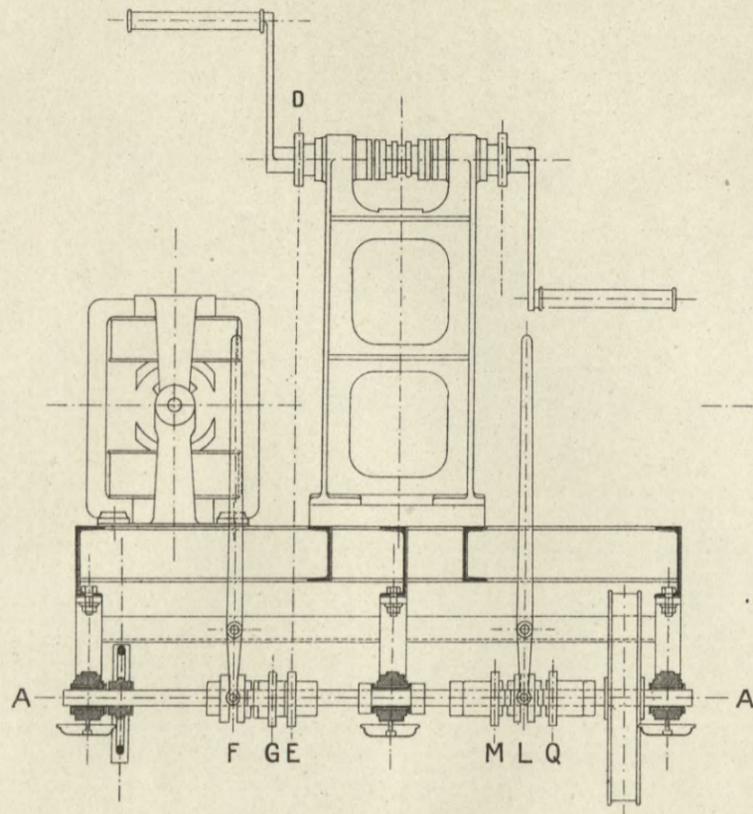
Grundriß zw. Quertäger 8-9.

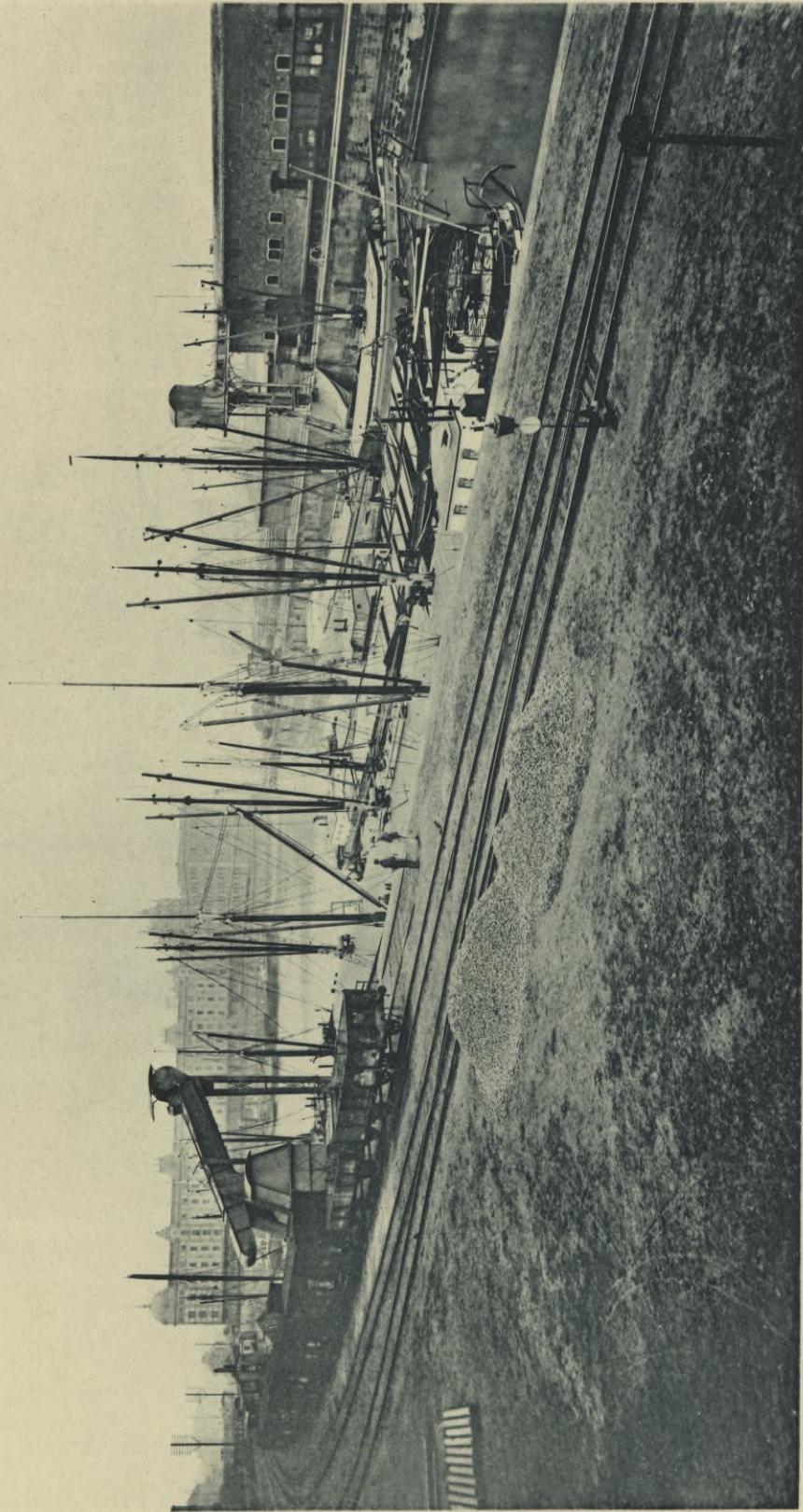


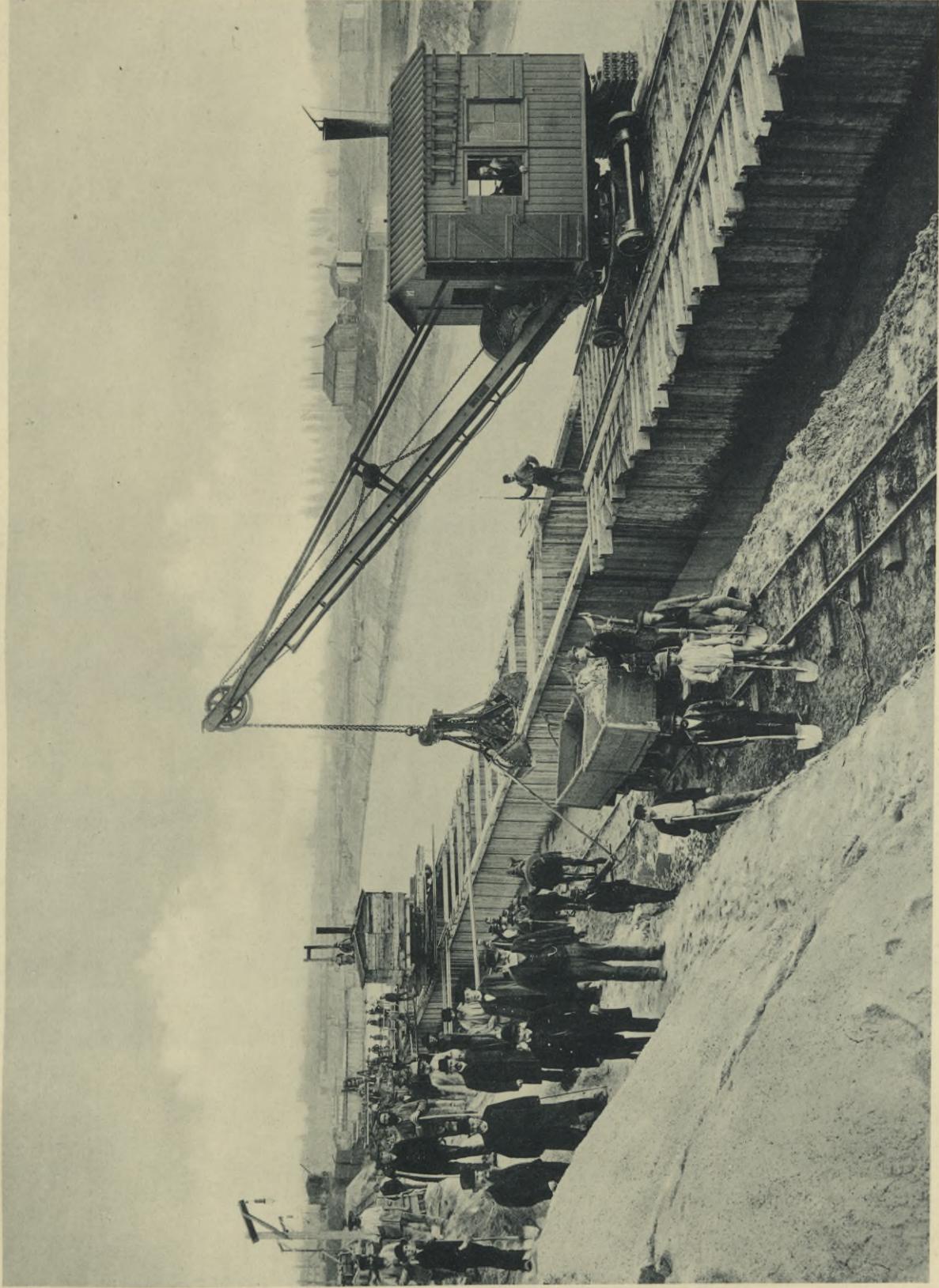
916. = 1:25
1000 mm

Luitpoldhafen.

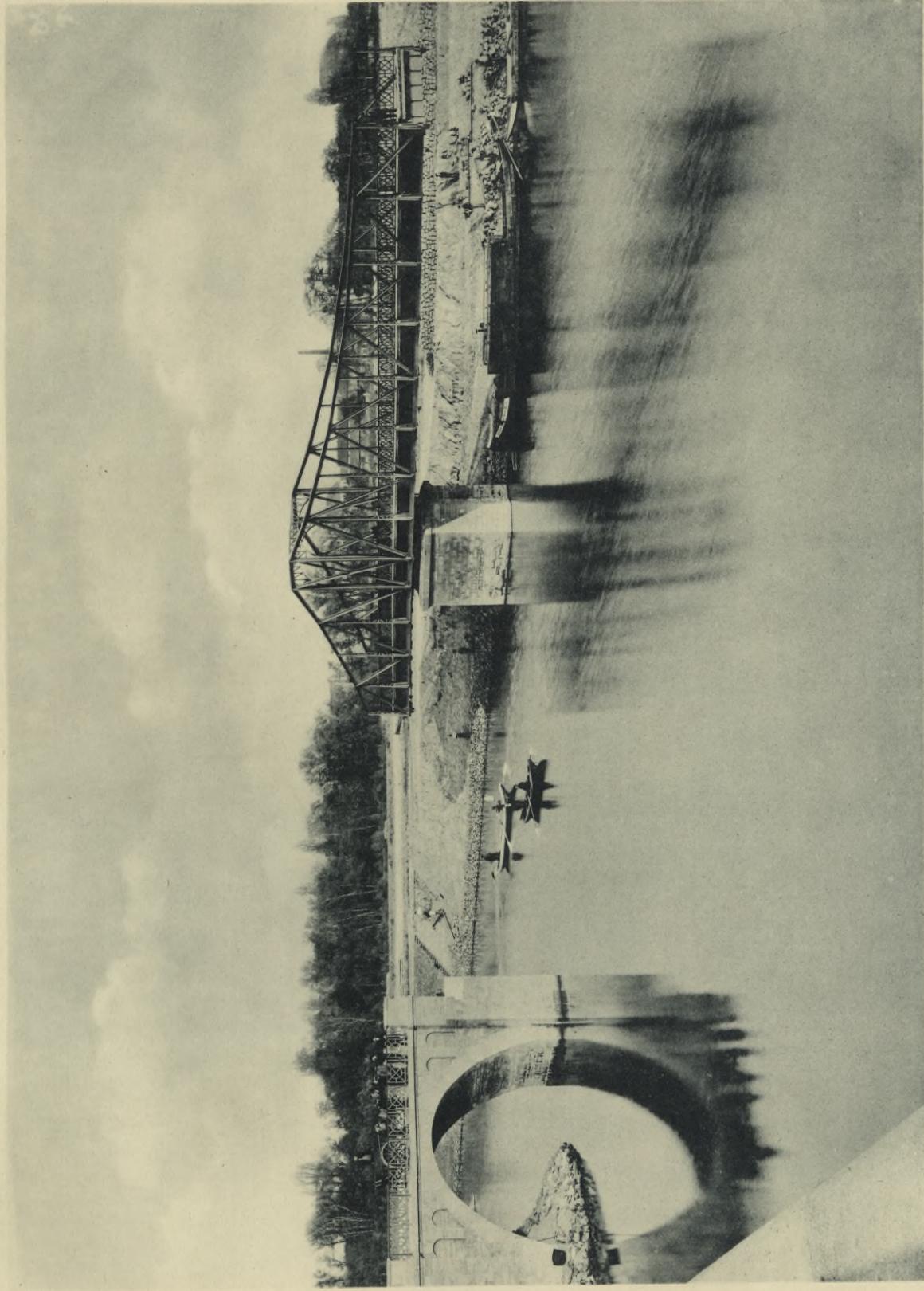
Elektrischer- und Hand-Antrieb
der
unteren Drehbrücke.



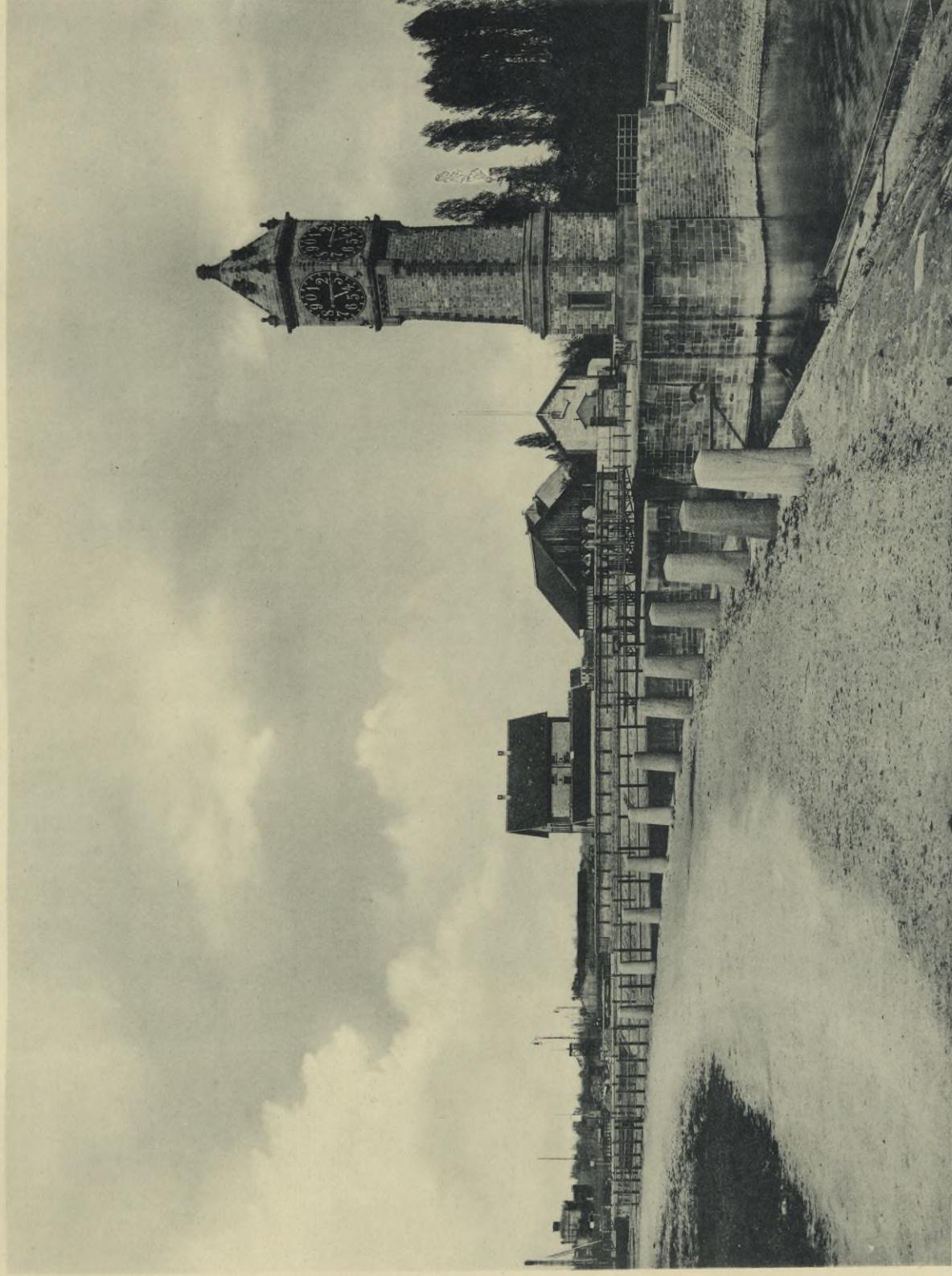




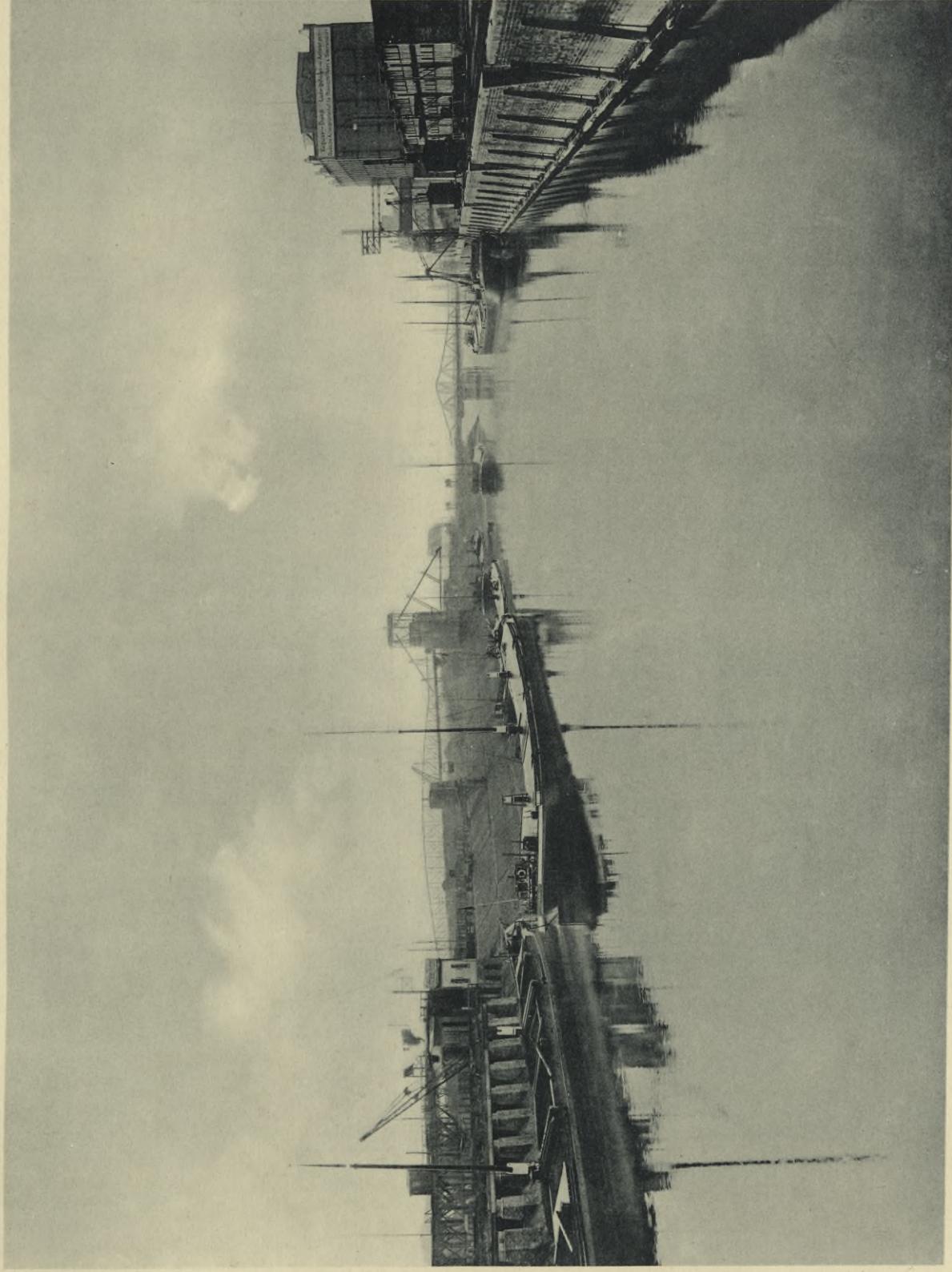
Foundation der Kaimauer.



Ältere Drehbrücke.



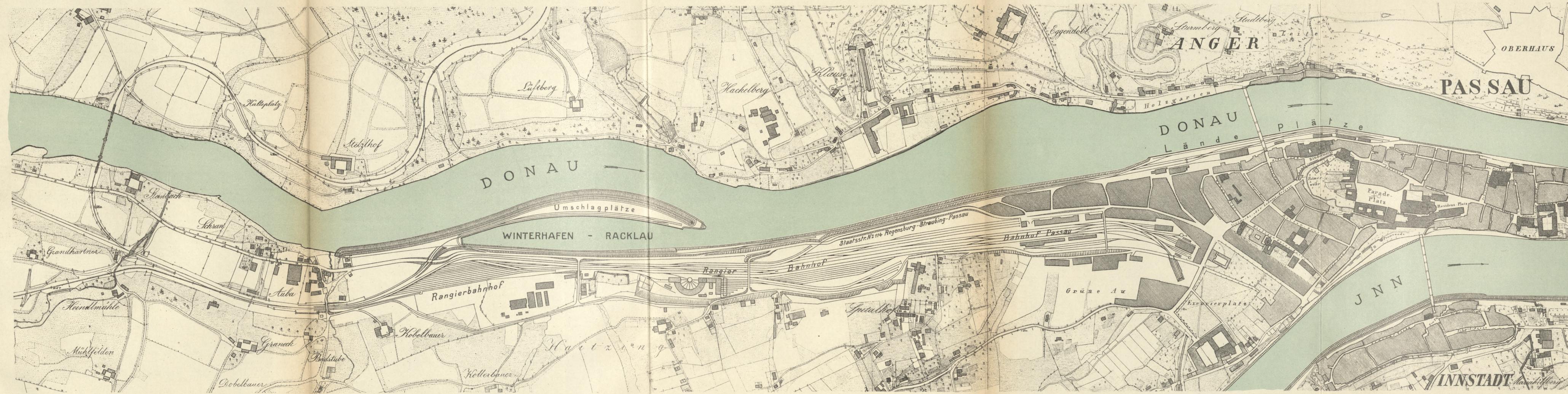
Hammerschleuse, Schleusenwärtergehöft und Segelehuurm.

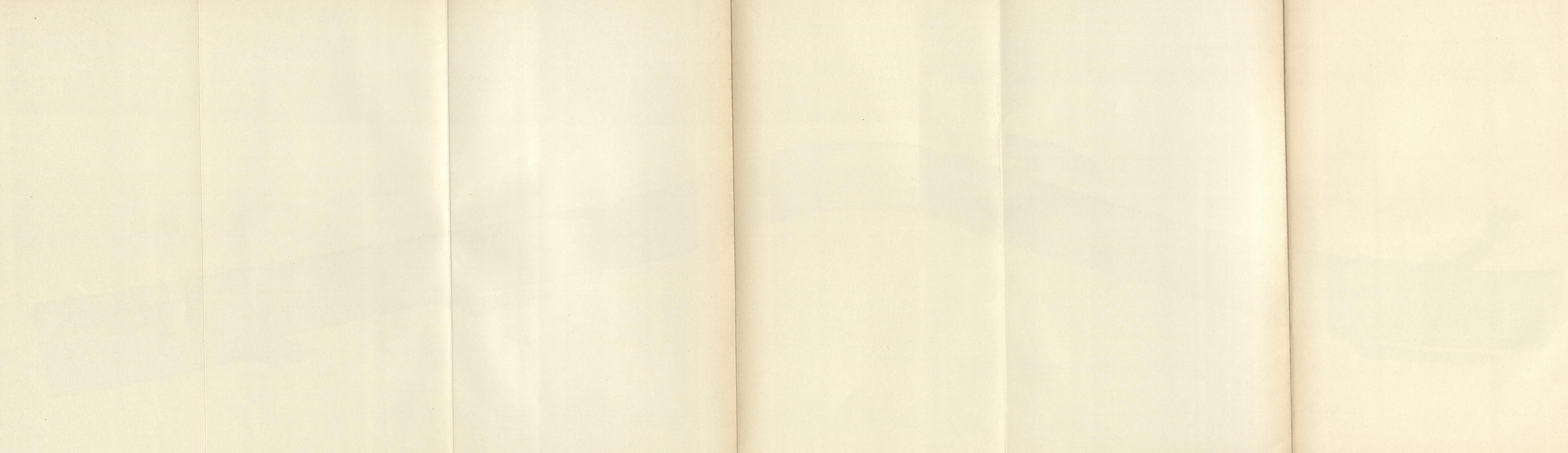


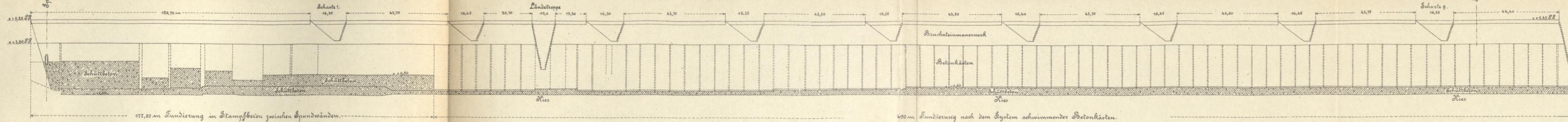
Blick in den Hafenkanal von der unteren Drehbrücke aus.

Der Donau-Winterhafen „Raßlau“
oberhalb Passau.

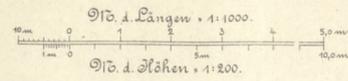
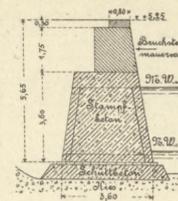
Übersichts-Plan.



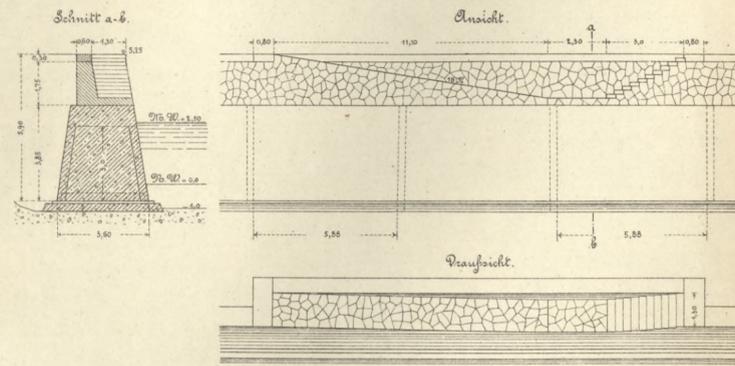




Profil d. Kaimauer.

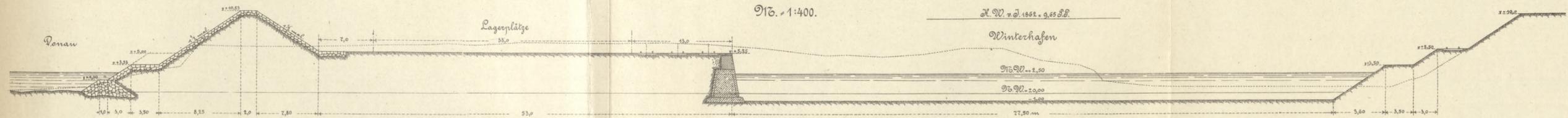


Kaimauer-Schaltz.



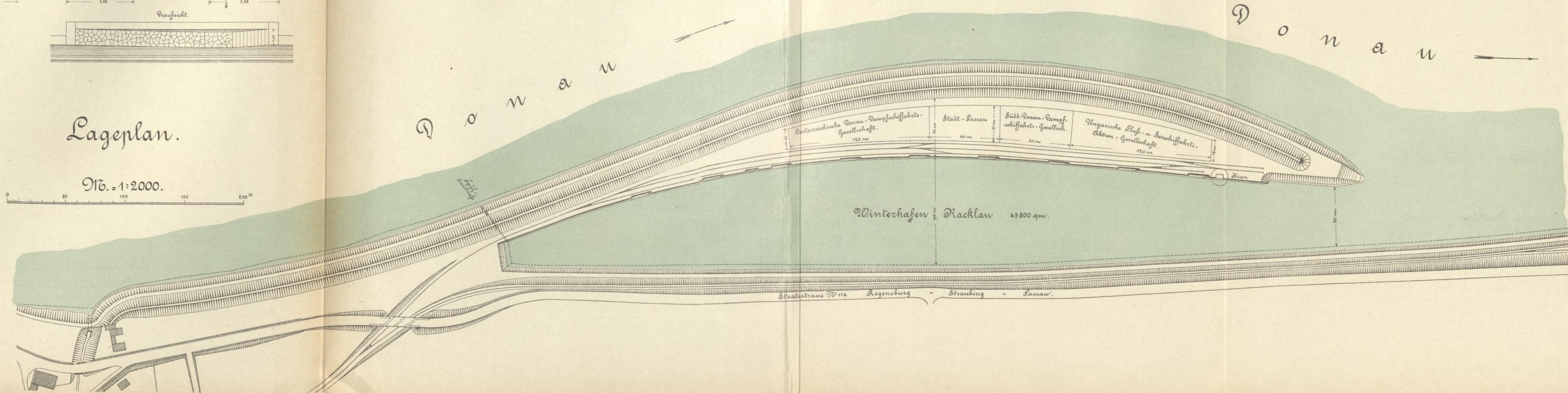
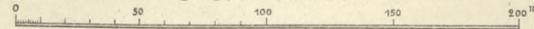
Querprofil des Hafens.

Nb. 1:400.



Lageplan.

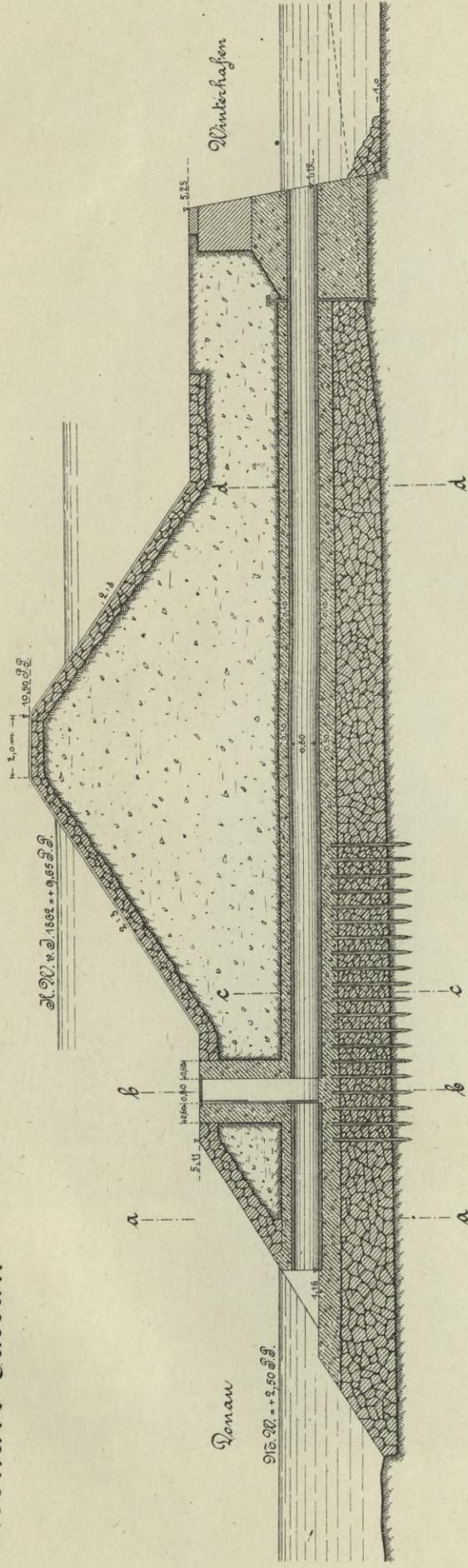
Nb. = 1:2000.



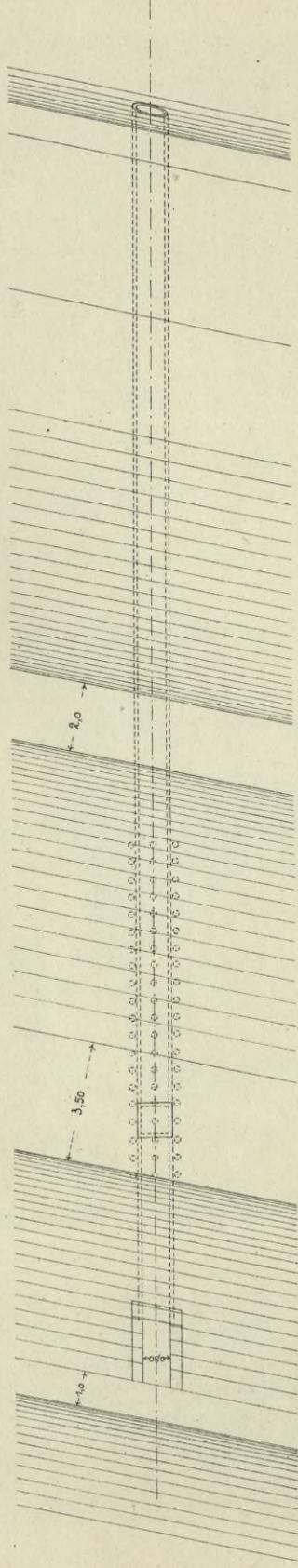
Donau-Winterhafen „Racklan“
oberhalb Bassoan

Spüldurchlass

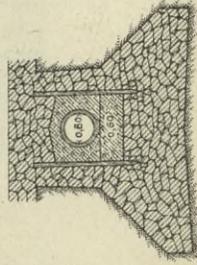
Längenschnitt



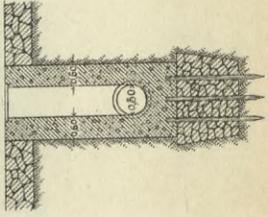
Draufsicht



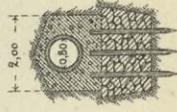
Schnitt a-a.



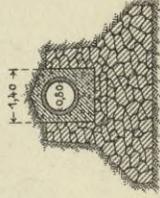
Schnitt b-b.



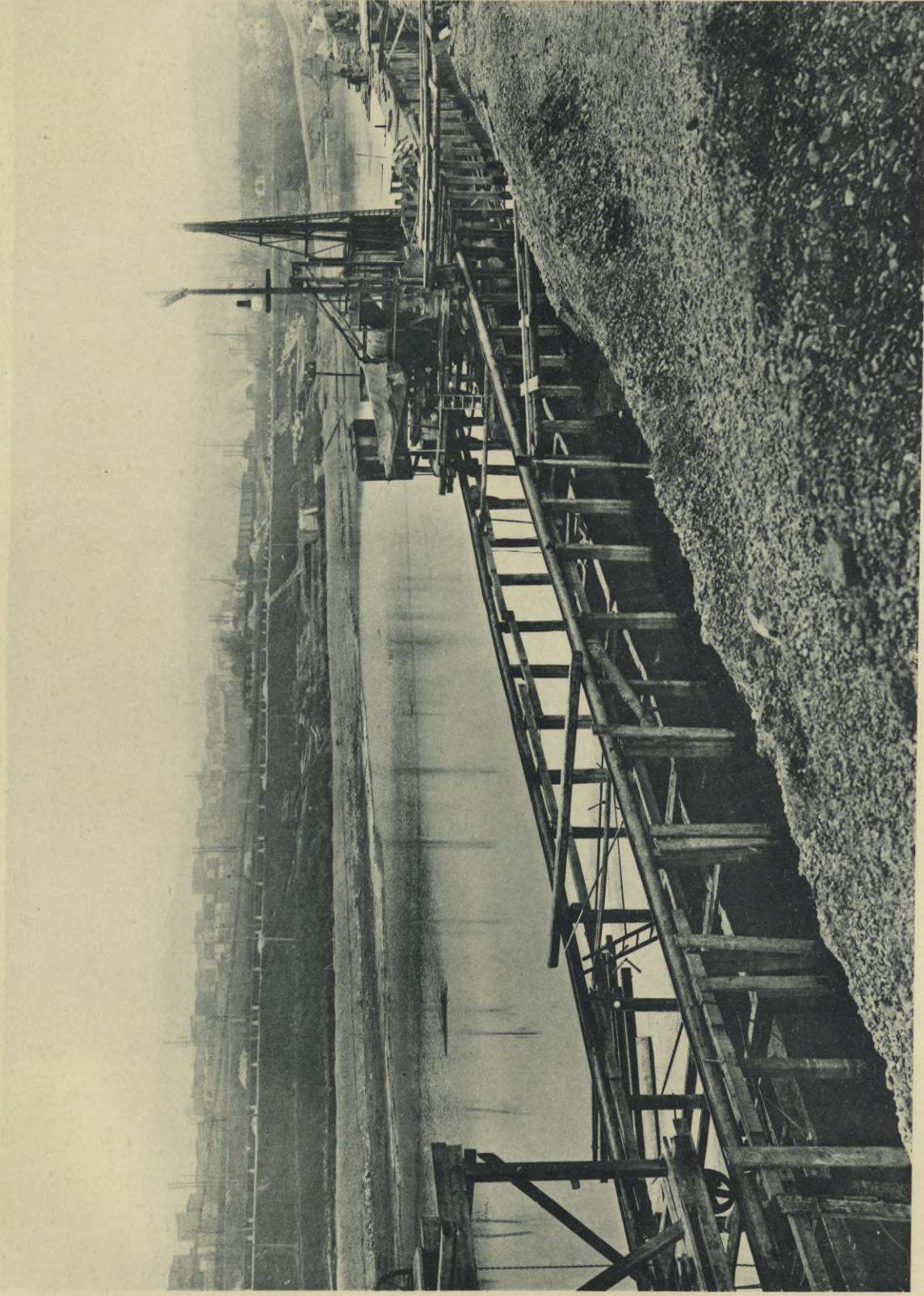
Schnitt c-c.



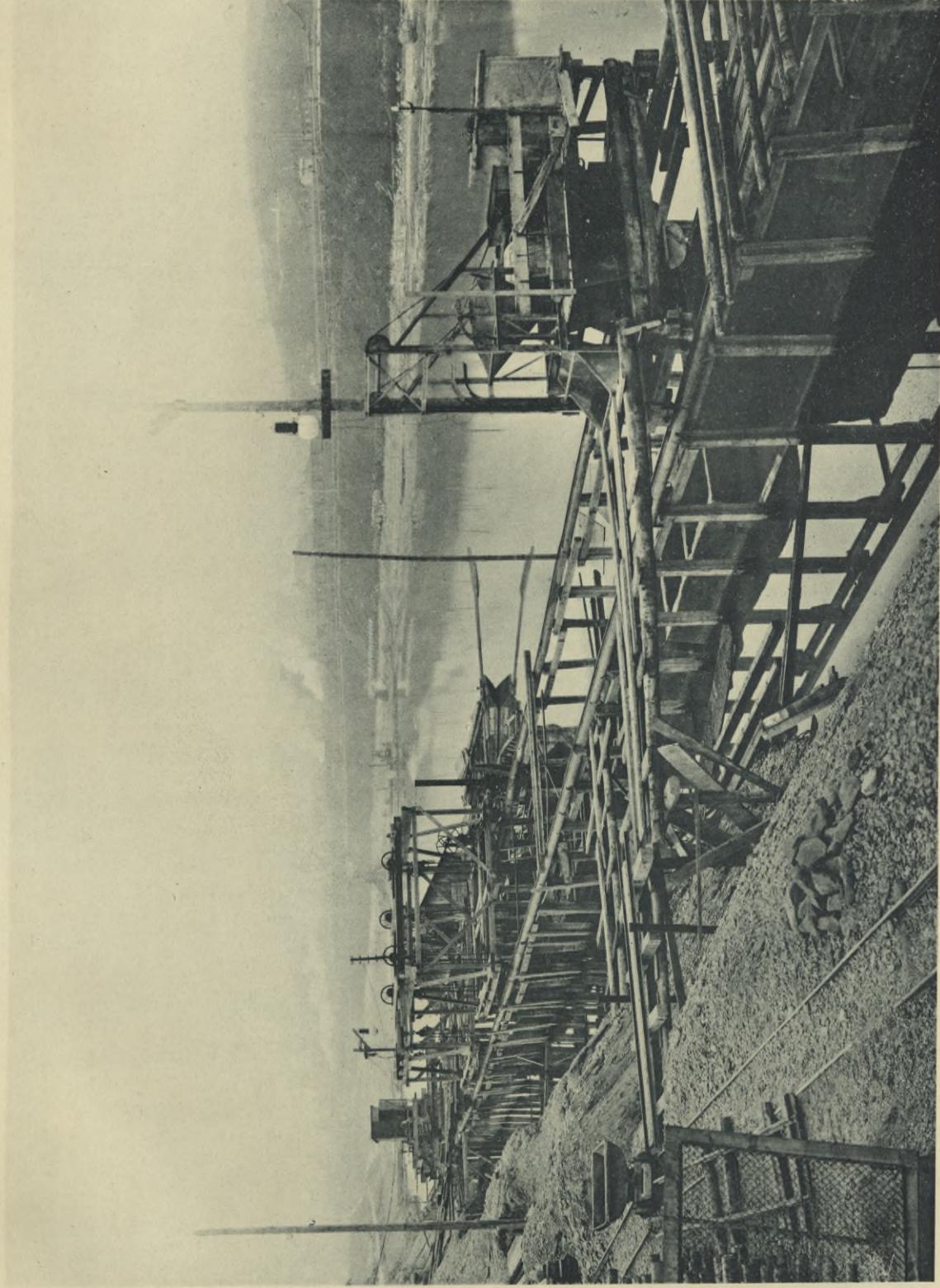
Schnitt d-d.



Maßstab 1:200.



Im Bau befindliche Kaimauer.

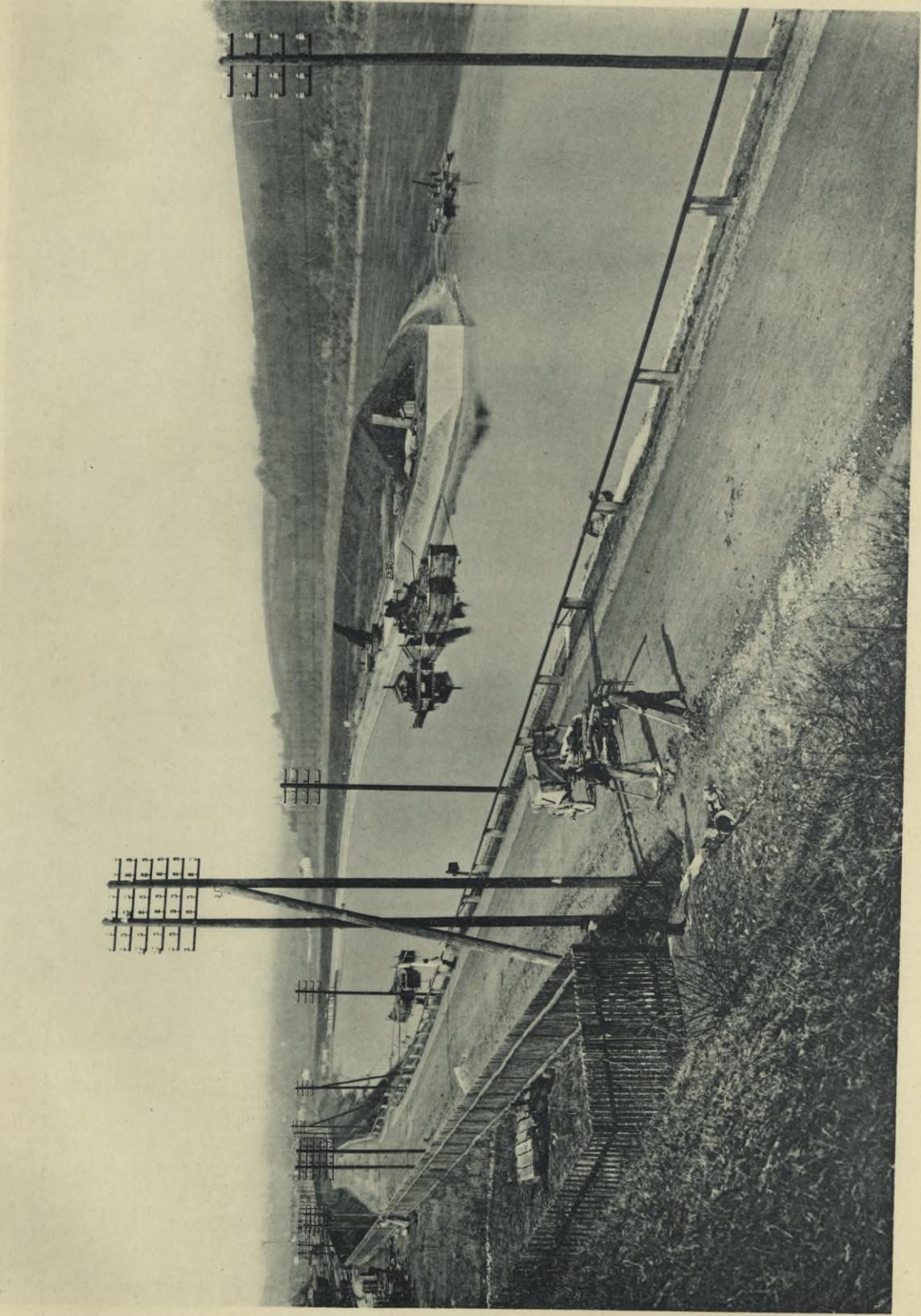


Im Bau befindliche Kaimauer.

(Rüstung, Betonschüttrichter, Versenkung und Ausbetonierung der Betonkästen.)

Donau-Winterhafen „Racklan“ oberhalb Passau.

Tafel 44 a.



Sesamtansicht.



8

WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



IV-301096

L

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

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000300716